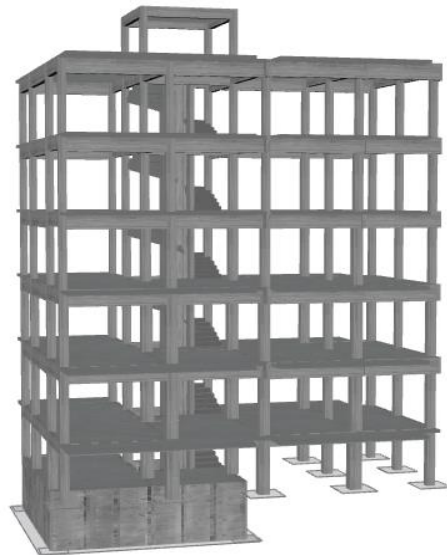




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και οικονομοτεχνική διερεύνηση επισκευών 5οροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος



Διπλωματική Εργασία
Δημήτριος Σιαπέρας

EMK ΔΕ 2023 14

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος Αναπληρωτής Καθηγητής

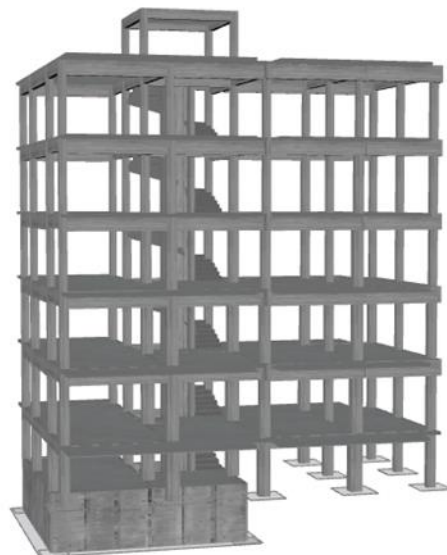
Αθήνα, Ιούλιος 2023



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και οικονομοτεχνική διερεύνηση επισκευών 5οροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος



Διπλωματική Εργασία
Δημήτριος Σιαπέρας

EMK ΔΕ 2023 14

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος Αναπληρωτής Καθηγητής

Αθήνα, Ιούλιος 2023

Copyright © Δημήτριος Σιαπέρας, 2023
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

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

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

Copyright © Dimitrios Siaperas, 2023
All Rights Reserved

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

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

Δημήτριος Σιαπέρας (2023)

Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και οικονομοτεχνική διερεύνηση επισκευών 5οροφου κτιρίου
οπλισμένου σκυροδέματος

Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2023 14

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Dimitrios Siaperas

Diploma Thesis EMK DE 2023 14

Seismic performance and loss assessment for a 5-storey reinforced concrete building
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να αναφερθώ προσωπικά σε όσους με στήριξαν καθ' όλη την διάρκεια και συνέβαλαν με κάθε τρόπο στην εκπόνηση της Διπλωματικής μου εργασίας.

Ξεχωριστές ευχαριστίες οφείλω στον επιβλέποντα της εργασίας και Καθηγητή του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του ΕΜΠ κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο για την άψογη συνεργασία και την επιστημονική καθοδήγηση του, η οποία ήταν καθοριστική για την ολοκλήρωση της εργασίας μου.

Ακόμα, θα ήθελα να ευχαριστήσω του φίλους μου για την υποστήριξη όλα αυτά τα χρόνια.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω του γονείς μου, Κωνσταντίνο και Ελένη, και την αδελφή μου, Δανάη, για την υπομονή, την υποστήριξη και τις θυσίες τους όλα αυτά τα χρόνια.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2023 14

**Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και οικονομοτεχνική διερεύνηση
επισκευών 5οροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος**

Δημήτριος Σιαπέρας

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος Αναπληρωτής Καθηγητής

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η θεσμοθέτηση αντισεισμικών κανονισμών έχει εξασφαλίσει ένα αρκετά υψηλό επίπεδο ασφάλειας έναντι σεισμού στις νέες κατασκευές. Ωστόσο, κάτι τέτοιο δεν ισχύει για κτίρια που χτίστηκαν μέχρι και το τέλος της δεκαετίας του '70, τα οποία έχουν μελετηθεί με απλοποιημένες διατάξεις και συνεπώς, ανακύπτει το ερώτημα του βαθμού επάρκειάς τους. Για τον σκοπό αυτό μελετήθηκε μια τετραώροφη υφιστάμενη οικοδομή οπλισμένου σκυροδέματος, η οποία χτίστηκε το 1980 στη περιοχή της Ηλιούπολης. Εφαρμόζεται το θεσμικό πλαίσιο τριών επιπέδων που διαμορφώθηκε από τον Οργανισμό Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας.

Αρχικά, πραγματοποιήθηκε ο πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος ή ταχύς οπτικός έλεγχος, με βάση τον οποίο η κατασκευή κατατάσσεται σε κατηγορία προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου. Στη συνέχεια, εφαρμόστηκε ο δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος, όπου εξετάστηκαν δύο μεθοδολογίες, που προτείνονται από τον Σ. Δρίτσο και τον Ε. Βουγιούκα για τον προσδιορισμό της τέμνουσας βάσης της κατασκευής. Τέλος, με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ, πραγματοποιήθηκε τριτοβάθμιος έλεγχος μέσω μη γραμμικής στατικής ανάλυσης με τη χρήση του λογισμικού SeisMobuild. Από τις μεθόδους αποτίμησης ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προέκυψε περισσότερο συντηρητικός, ενώ η μεθοδολογία του Βουγιούκα Ε. αποτέλεσε ένα άνω όριο των αποτελεσμάτων. Στο λογισμικό SeisMobuild εξετάστηκαν δύο μοντέλα, το ένα αγνοώντας την επιρροή της τοιχοποιίας και το άλλο λαμβάνοντας την υπόψη. Ακολούθως, με βάση τα αποτελέσματα του ΚΑΝ.ΕΠΕ, εφαρμόστηκε μια πρόταση ενίσχυσης, η οποία αύξησε την αντοχή και δυσκαμψία της κατασκευής.

Τέλος, με την ολοκλήρωση της ανελαστικής ανάλυσης, τα αποτελέσματά της εισήχθησαν στο λογισμικό SPO2FRAG, από το οποίο προσδιορίστηκαν οι καμπύλες τρωτότητας της κατασκευής και στη συνέχεια, με τη χρήση του προγράμματος PACT FEMA P-58, εκτιμήθηκαν οι ετήσιες επισκευαστικές απώλειες για την αρχική και την ενισχυμένη κατασκευή, δείχνοντας σαφή βελτίωση για την ενισχυμένη κατασκευή παρά τη μη συντηρητική εκτίμηση που έγινε για την αρχική.



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



DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2023 14

Seismic performance and loss assessment for a 5-storey reinforced concrete building

Dimitrios Siaperas

Supervisor: Dimitrios Vamvatsikos Associate Professor

ABSTRACT

The introduction of seismic design standards has ensured a high level of earthquake protection for new structures. However, this is not the case for buildings built until the end of the 1970s, which have been designed with simplified provisions and therefore raises the question of their safety. For this purpose, an existing five-storey reinforced-concrete building was studied, which was built in Ilioupoli. The three-level assessment framework adopted by the Earthquake Planning and Protection Organization of Greece.

Initially, the first-level Rapid Visual Inspection was performed, based on which the structure is classified in the priority category of further inspection. Then, the second-level rapid seismic assessment was applied, where the methodologies proposed by S. Dritsos and E. Vougioukas were examined for the determination of the base shear of the structure. Finally, based on the provisions of the Greek code for structural interventions (KAN.EPE.), a non-linear static analysis was performed using the Seisbuild software. The Greek code resulted into a more conservative assessment relative to the second-level methods. In Seisbuild two models were examined, one ignoring the influence of masonry infill and the other taking it into account. Then, based on the results of KAN.EPE., a rehabilitation scheme was proposed, which increased the strength and stiffness of the structure.

Finally, the results of non-linear static analysis, were entered into the SPO2FRAG software, from which the structure's fragility curves were determined and then, using PACT FEMA P-58, the average annual repair losses for the initial and the rehabilitated structure were calculated, showing a sizeable reduction in losses despite the unconservative initial structure estimates.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1	Γενικά.....	1
1.2	Περιγραφή του Κτιρίου	1
1.2.1	Φορτία σχεδιασμού και χαρακτηριστικά της μελέτης	2
1.2.2	Προσομοίωση Φορέα	3
2	ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ.....	7
2.1	Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος.....	7
2.2	Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος	10
2.2.1	Μέθοδος Σ. Δρίτσου.....	10
2.2.2	Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Ε. Βουγιούκα	15
2.3	Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).....	16
2.3.1	Ιδιομορφική Ανάλυση.....	16
2.3.2	Ανελαστική στατική ανάλυση.....	25
3	ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	35
3.1	Γενικά.....	35
3.2	Επιλεγμένη μεθοδολογία ενίσχυσης	35
3.3	Ιδιομορφική Ανάλυση	38
3.4	Ανελαστική Στατική Ανάλυση	40
4	ΟΙΚΟΝΟΜΟΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΚΕΥΗΣ	43
4.1	Εκτίμηση Τρωτότητας	43
4.2	Εκτίμηση Σεισμικών Απωλειών	53
5	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	61
6	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	65
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΣΧΕΔΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ	67
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΓΙΑ ΤΗ ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ GROUP ΣΤΟ ΡΑСТ FEMA-58.	71

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Σύμφωνα με δεδομένα από το Γεωδυναμικό Ινστιτούτο δεν υπάρχει σεισμική περιοχή στην Ελλάδα. Αντιθέτως η Ελλάδα παρουσιάζει την υψηλότερη σεισμική επικινδυνότητα στην Ευρώπη. Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, η ανάγκη της σεισμικής θωράκισης των κτιρίων, τόσο ιδιωτικών όσο και δημόσιων, κρίνεται αναγκαία. Σε αντίθεση με την ανάγκη για αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών, ο πρώτος ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός συντάχθηκε το 1959 και ίσχυσε έως το 1985 ενώ από το 1984 είχε ήδη εμπλουτιστεί με πρόσθετα άρθρα. Έτσι, η απογραφή και αποτίμηση των κτιρίων κρίνονται ιδιαίτερα σημαντικές ώστε να είναι δυνατή η διαμόρφωση πληρέστερης εικόνας όσον αφορά τα προβλήματα και την αναγκαιότητα ενίσχυσης των κατασκευών αυτών. Σύμφωνα με τη διεθνή πρακτική, αυτές πραγματοποιούνται σε τρεις διαδοχικές φάσεις, οι οποίες έχει επικρατήσει να λέγονται: (α) Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος ή Ταχύς Οπτικός Έλεγχος, (β) Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος και (γ) Τριτοβάθμιος Έλεγχος.

Μια πενταώροφη κατασκευή, χτισμένη το 1980 στη περιοχή της Ηλιούπολης, αποτέλεσε το αντικείμενο εφαρμογής των μεθόδων σεισμικής αποτίμησης, ώστε να διαπιστωθεί η επάρκεια της. Ως κανονιστικό πλαίσιο έναντι σεισμικών δράσεων χρησιμοποιήθηκε ο ΕΚ-8 ενώ η τεκμηρίωση και η ενίσχυση βασίστηκε στον Κανονισμό Επεμβάσεων (2η έκδοση, 2017).

1.2 Περιγραφή του Κτιρίου

Πρόκειται για μία υφιστάμενη πενταώροφη κατοικία, κατασκευής και μελέτης του 1980, στη περιοχή Ηλιούπολη, στο νότιο μέρος της πόλης Αθήνας, Νομού Αττικής. Το οικόπεδο της κατασκευής, έχει επιφάνεια 504 τετραγωνικά μέτρα (m^2). Το ισόγειο, ύψους 2.5 m, είναι τύπου Pilotis και υπάρχει ένας υπόγειος όροφος, ύψους 2 μέτρων και 55 εκατοστών (cm), ο οποίος είναι κοινόχρηστος και έχει και λεβητοστάσιο. Οι υπόλοιποι όροφοι που έχουν χρήση οικίας έχουν ύψος 3.1 m έκαστος. Επίσης η πρόσβαση στην οροφή γίνεται μέσω ενός μικρού δώματος. Η οικοδομημένη επιφάνεια κάθε ορόφου είναι 136.43 m^2 . Επιπλέον σε κάθε στάθμη το κτήριο έχει εξώστες. Σε κάθε όροφο υπάρχει κοινόχρηστος χώρος διαστάσεων που αποτελείται από κλιμακοστάσιο και ανελκυστήρα. Το ισόγειο είναι τύπου pilotis και έχει οικοδομημένη μια μικρή επιφάνεια μέσω της οποίας πραγματοποιείται η είσοδος στο κοινόχρηστο χώρο υποδοχής του κτιρίου, τη κλίμακα ανόδου στους ορόφους, τη κλίμακα καθόδου στο υπόγειο. Στο παράρτημα Α παρατίθενται ενδεικτικά τα αρχιτεκτονικά σχέδια και τα σχέδια ξυλοτύπων των ορόφων

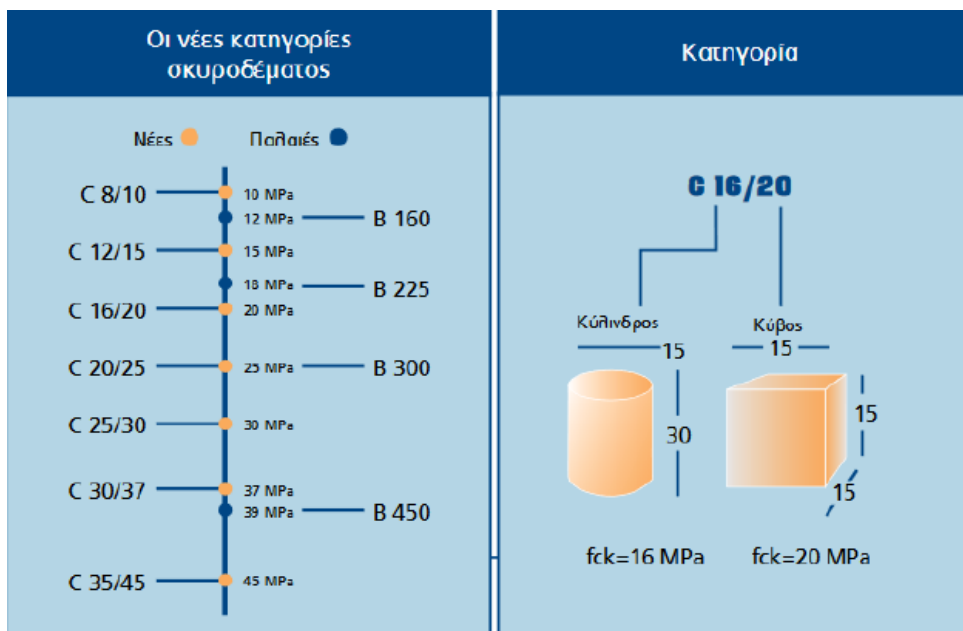
καθώς και το τοπογραφικό σχέδιο του οικοπέδου. Ο φέρων οργανισμός είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το δώμα που είναι η απόληξη του κλιμακοστασίου έχει περιμετρικά 4 υποστυλώματα, συνέχεια των υποστυλωμάτων του κάτωθι ορόφου. Το υπόγειο περιμετρικά έχει τοιχία.

1.2.1 Φορτία σχεδιασμού και χαρακτηριστικά της μελέτης

Πρόκειται για μία υφιστάμενη πενταώροφη κατοικία, κατασκευασμένη το 1980 στην Ηλιούπολη. Στους εξωτερικούς τοίχους υπάρχει διπλή μπατική τοιχοποιία και στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου, ενώ στους εσωτερικούς η τοιχοποιία είναι δρομική. Στα μόνιμα φορτία της κατασκευής συγκαταλέγονται το ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος $g = 24 \text{ kN/m}^3$, επικαλύψεις $g' = 1.50 \text{ kN/m}^2$, ενώ τα κινητά φορτία είναι $q = 2 \text{ kN/m}^2$ για την κατοικία και $q = 5 \text{ kN/m}^2$ για τους εξώστες. Σε ότι αφορά τις τοιχοποιίες λήφθηκαν πρόσθετα μόνιμα φορτία 3.60 kN/m^2 και 2.10 kN/m^2 για τη μπατική και τη δρομική αντίστοιχα. Τα στατικά σχέδια της κατασκευής οπλισμών βρίσκονται στο Παράρτημα Α και στους Πίνακες 2.1 - 2.2 δίνονται πληροφορίες σχετικά με τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για την ανέγερση του φέροντος οργανισμού της κατασκευής, τη σεισμική ζώνη και το έδαφος. Πρόκειται για συνηθισμένα υλικά της εποχής και η αντιστοίχιση τους σε υλικά που χρησιμοποιούνται σήμερα έγινε κατά το Σχήμα 1.1.

ΥΛΙΚΟ	ΠΟΙΟΤΗΤΑ	ΑΝΤΟΧΗ	
		f_{cm} (MPa)	f_{ck} (MPa)
Σκυρόδεμα	B160	10	6
Χάλυβας οπλισμών	StI	280	240
Χάλυβας συνδετήρων	StI	280	240

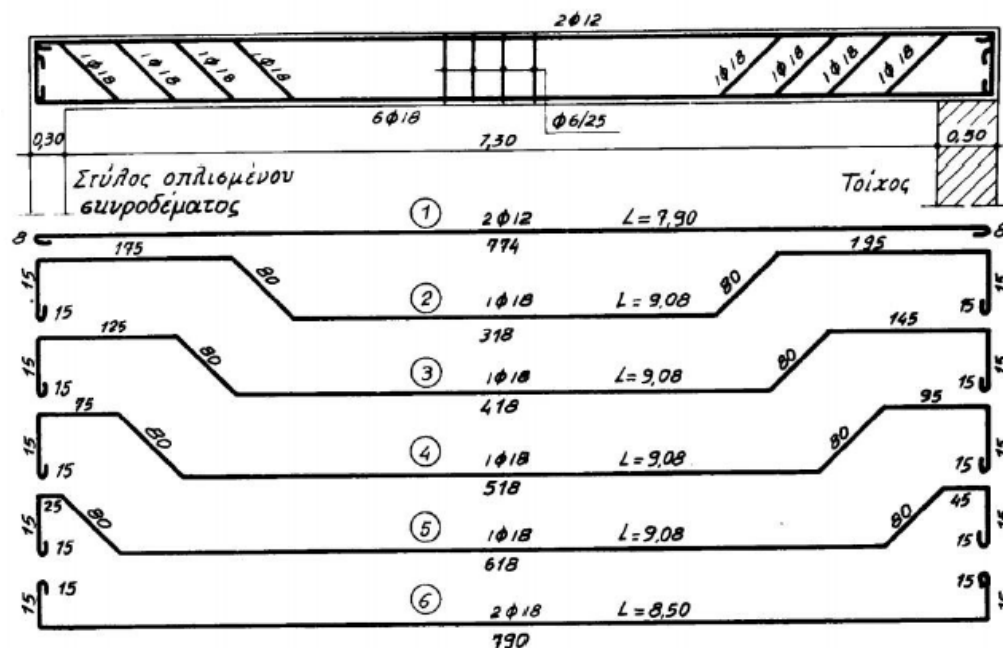
Πίνακας 1.1: Υλικά της κατασκευής



Σχήμα 1.1: Αντοχή δοκιμών (εγχειρίδιο σκυροδέτησης της εταιρείας Interbeton)

1.2.2 Προσομοίωση Φορέα

Όσον αφορά την προσομοίωση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Seisobuild. Πρώτο βήμα για την διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς είναι η αποτύπωση των δομικών μελών που το συνθέτουν. Στην αποτίμηση ενός παλιού κτιρίου δεν εξετάζεται η ικανοποίηση των λοιπών κατασκευαστικών διατάξεων αλλά η ποσότητα του οπλισμού που υπάρχει. Το συγκεκριμένο πρόγραμμα κατά την εισαγωγή του οπλισμού της εκάστοτε διατομής αναγνωρίζει τρεις περιοχές όπλισης. Η συγκεκριμένη μεθοδολογία προσομοίωσης μελών απαιτεί οπλισμό αρχής, μέσης και τέλους. Όμως, όπως παρατηρείται από τους ξυλότυπους, υπάρχει κεκαμμένος οπλισμός ο οποίος με την παραπάνω μεθοδολογία δεν μπορεί να συνυπολογιστεί. Αναλυτικότερα, η όπλιση εκείνων των χρόνων είχε την μορφή του Σχήματος 1.2.



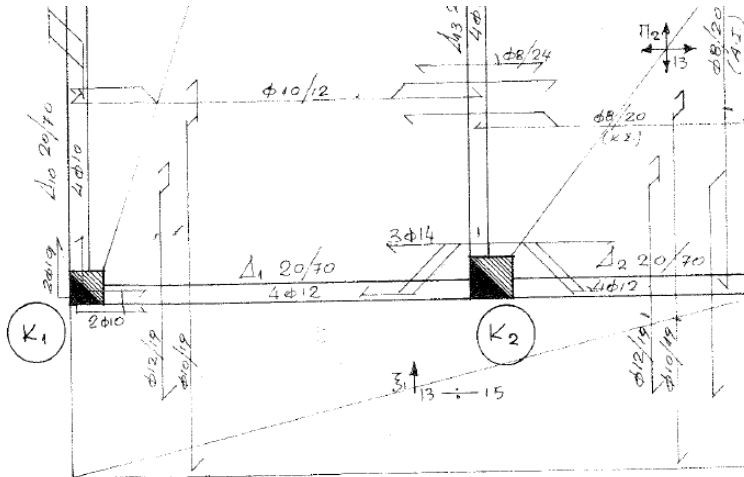
Σχήμα 1.2: Διάταξη Οπλισμών παλαιών σχεδίων

Για το λόγο αυτό κρίθηκε αναγκαία η εφαρμογή μίας μεθόδου η οποία θα επέτρεπε τον συνυπολογισμό του κεκαμμένου οπλισμού. Αναφορικά με τη μεθοδολογία, εφαρμόστηκε η μεθοδολογία με βάση την διπλωματική εργασία του Ionych Oleksandr του Stepan (2020) με θέμα, «Αποτίμηση και προτάσεις ενίσχυσης υφιστάμενου κτηρίου κατοικιών»[21]. Στους ισχύοντες κανονισμούς της εποχής δεν υπήρχαν οι κρίσιμες περιοχές της διατομής, οι οποίες απαιτούν περίσφιξη, με αποτέλεσμα να χρησιμοποιούνται τα σίδερα της κάμψης και για την παραλαβή της τέμνουσας στρέφοντάς τα κατά σαράντα πέντε μοίρες. Η μέθοδος αυτή αντιστοιχεί τον κεκαμμένο οπλισμό σε συνδετήρες. Επιπρόσθετα θεωρήθηκε η γωνία λυγισμένου οπλισμού $\alpha=45$.

$$V_{Rds} = A_s \cdot z \cdot f_{ywd} \quad (1.1)$$

Έτσι σε κάθε δοκό, για κάθε κεκαμμένο οπλισμό, αντιστοιχήθηκε ένα πλήθος συνδετήρων. Τέλος, το συγκεκριμένο πρόγραμμα δεν έχει τη δυνατότητα να συνυπολογίσει πρόσθετο οπλισμό στις πλάκες οπότε μελετήθηκε η συνεισφορά του πρόσθετου αυτού οπλισμού στην όπλιση των δοκών, μιας και το μοντέλο επιλύθηκε με χρήση πλακοδοκών.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η αναλυτική διαδικασία όπλισης της δοκού Δ2 του πρώτου ορόφου, Σχήμα 1.3. Κατά αντίστοιχο τρόπο υπολογίστηκε και οπλισμός για τις υπόλοιπες δοκούς του κτιρίου.



Σχήμα 1.3: Δοκός Δ1 (20/70) πρώτου ορόφου

Στο μέσον της δοκού τοποθετούνται 4Φ12 κάτω ώστε να παραλάβουν την ροπή ενώ στην αρχή της δοκού στη στήριξη, σπάνε τα μισά σίδερα και ανεβαίνουν πάνω. Στον κόμβο στη θέση της πλαστικής άρθρωσης στο τέλος της δοκού σπάνε ομοίως τα 2Φ12, επειδή όμως το πρώτο κάμπτεται ακριβώς στην παρειά, χάνεται και ανεβαίνει πάνω το 1Φ12. Ακόμα υπολογίζεται ο οπλισμός ο οπλισμός που έρχεται από τη Δ2, ο άνω οπλισμός της δοκού Δ1, ο οπλισμός τύπου φουρκέτα, ο οπλισμός τύπου "πάπια" και τα επιπρόσθετα παράλληλα σίδερα της πλάκας μέσα στον συνεργαζόμενο πλάτος της δοκού. Ο οπλισμός για τη δοκό Δ1 χωρίς τη συνεισφορά του επιπρόσθετου οπλισμού της πλάκας προκύπτει κατά τον Πίνακα 1.2.

		Άνω	Κάτω
Δ1	Αρχής	2Φ10+3Φ12	2Φ10+2Φ12
	Μέσης	2Φ12	4Φ12
	Τέλους	5Φ12+3Φ14	2Φ12

Πίνακας 1.2: Οπλισμός Δ1 χωρίς επιπρόσθετου οπλισμού πλάκας

Ο μοναδικός οπλισμός που δεν έχει συνυπολογισθεί είναι ο πρόσθετος οπλισμός της πλάκας για τον οποίο χρειάζεται το συνεργαζόμενο πλάτος. Σύμφωνα με τα αρχιτεκτονικά σχέδια του κτιρίου η Δ1-Δ2 είναι μία συνεχής δοκός δύο ανοιγμάτων με $l_{01}=3,85$ m και $l_{02}=3,35$ m. Για το ακραίο άνοιγμα 1 προκύπτει $b_{eff,1} = 0,2 * b_1 + 0,1 * l_{01} = 0,2 * b_1 + 0,1 * 0,85 * 3,85 = 0,66$. Παρατηρείται από τον ξυλότυπο ότι ο πρόσθετος οπλισμός είναι Φ8/24 και για $b_{eff} = 0,66$ προκύπτουν 2Φ8 άνω. Συνεπώς ο διαμήκης οπλισμός της Δ1 αντιστοιχεί στον οπλισμό του Πίνακα 1.3.

		Άνω	Κάτω
Δ1	Αρχής	2Φ10+3Φ12	2Φ10+2Φ12
	Μέσης	2Φ12	4Φ12
	Τέλους	5Φ12+3Φ14+2Φ8	2Φ12

Πίνακας 1.3: Οπλισμός Δ1 με τον επιπρόσθετο οπλισμό πλάκας

Βέβαια, το πρόγραμμα μπορεί να δεχθεί μέχρι 3 διαφορετικές διαμέτρους ράβδου οπλισμού οπότε ο παρακάτω οπλισμός αντιστοιχίστηκε σε αντίστοιχο οπλισμό με το ίδιο εμβαδόν μιας και το πρόγραμμα αναγνωρίζει το εμβαδόν και όχι τη διάταξη του οπλισμού.

		Άνω	Κάτω
Δ1	Αρχής	2Φ10+3Φ12	2Φ10+2Φ12
	Μέσης	2Φ12	4Φ12
	Τέλους	6Φ12+3Φ14	2Φ12

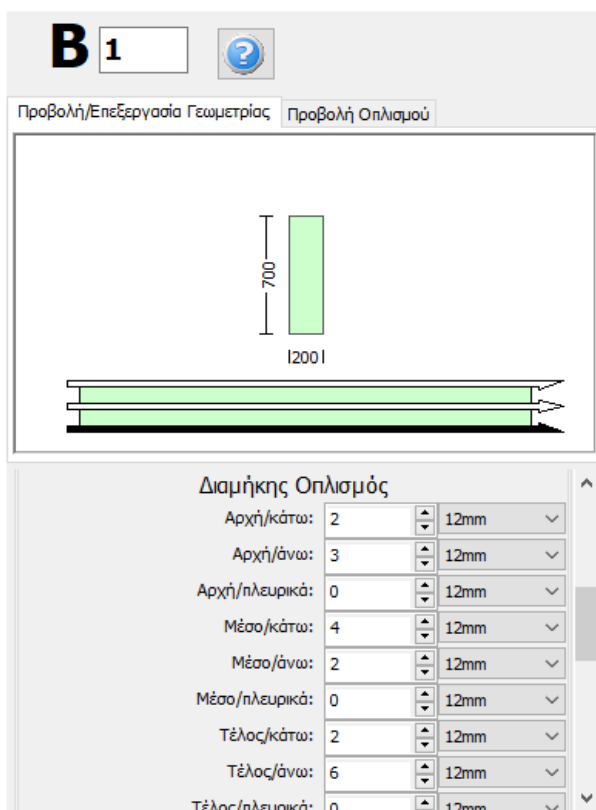
Πίνακας 1.4: Οπλισμός Seismobuild

Τέλος, η αντιστοιχία του κεκκαμένου οπλισμού σε συνδετήρες έγινε με την μεθοδολογία που συζητήθηκε παραπάνω. Όπου δεν υπάρχει κεκκαμένος οπλισμός τοποθετήθηκε Φ6/30 και όπου υπάρχει τοποθετήθηκε από υπολογισμούς κατά τον Πίνακα 1.5.

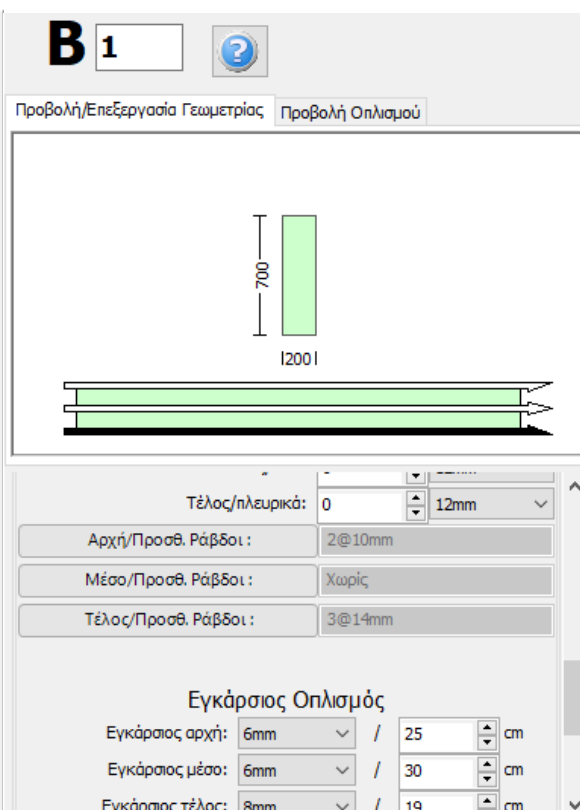
		Εμβαδόν Οπλισμού	Οπλισμός Διάτμησης
Δ1	Αρχής	$A_s=2\Phi12=2.25\text{cm}^2$	Φ6/25
	Μέσης		Φ6/30
	Τέλους	$A_s=2\Phi12+2\Phi14=5.34\text{cm}^2$	Φ8/19

Πίνακας 1.5: Οπλισμός διάτμησης

Η συγκεκριμένη διαδικασία ακολουθήθηκε για την όπλιση και των υπόλοιπων δοκών του κτιρίου. Η τελική όπλιση της δοκού Δ1 στο Seismobuild έγινε κατά τα Σχήματα 1.4-1.5.



Σχήμα 1.4: Διαμήκης Οπλισμός Seismobuild



Σχήμα 1.5: Εγκάρσιος Οπλισμός Seismobuild

2 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ

2.1 Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος

Ο Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος συνιστά το πρώτο στάδιο αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας των υφιστάμενων κτιρίων. Είναι μια ταχεία μέθοδος η οποία βασίζεται είτε σε επιτόπου μετρήσεις είτε σε σχέδια της υπάρχουσας κατασκευής. Σύμφωνα με τον Οργανισμό Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ 2014)[1] ο έλεγχος των κτιρίων πραγματοποιείται από διμελείς επιτροπές μηχανικών, όπου για κάθε στατικώς ανεξάρτητο κτίριο συλλέγονται τα απαραίτητα στοιχεία και συμπληρώνεται το δελτίο προσεισμικού ελέγχου. Επιπλέον επισημαίνεται η σοβαρότητα εξεύρεσης και χρήσης της μελέτης του κτιρίου για την εξασφάλιση της αξιοπιστίας του ελέγχου.

Τα στοιχεία του δελτίου που συμπληρώνονται κατανέμονται σε 6 ενότητες:

- Ενότητα Α: Ταυτότητα κτιρίου

Πρόκειται για πενταώροφη πολυκατοικία με πυλωτή και υπόγειο στην περιοχή της Αργυρούπολης με διεύθυνση Κέκρωπος 14 (19 λόγω αλλαγής αριθμών οδού). Ο αριθμός άδειας του κτιρίου είναι Αριθμ. Άδειας 2857/80 και ο πιθανός αριθμός ατόμων που συναθροίζονται σε αυτό ανήκει στην κατηγορία 10-99 άτομα.

- Ενότητα Β: Γενικά σεισμολογικά και εδαφικά χαρακτηριστικά

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στην Ηλιούπολη, στο Νότιο μέρος της Αττικής. Η τιμή αυτή αντιστοιχεί σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I, $Z_1 = 0,16g$ (Σχήμα 2.1) και το έδαφος είναι κατηγορίας Β.

- Ενότητα Γ: Δομικός τύπος κτιρίου

Το κτίριο κατασκευάστηκε το 1978 και οι κανονισμοί που εφαρμόστηκαν είναι ο Κανονισμός Σκυροδέματος του 1954 (Κ/Σ 54)[6] και ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός που εφαρμόστηκε στην Ελλάδα, το Βασιλικό Διάταγμα του 1959 (Β/Δ 59)[7].

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) ▪ Ουσιαστικός, 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 ▪ Ουσιαστικός, 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 2.1: Κατηγορία Δομικού Τύπου σύμφωνα με τον φέροντα οργανισμό

- Ενότητα Δ: Τεχνικά στοιχεία κτιρίου

Αμελώντας το δώμα σύμφωνα με τις οδηγίες της μεθόδου, το κτίριο αποτελείται από πέντε (5) ορόφους, μια πυλωτή στο ισόγειο και έναν υπόγειο όροφο. Η ολική επιφάνεια των ορόφων ανέρχεται στα 682,15 μ², η επιφάνεια της πυλωτής στα 136,43 μ² και η επιφάνεια του υπογείου στα 62,07 μ². Το σύνολο της δομημένης επιφάνειας είναι 880,65 μ² χωρίς την προσθήκη των εξωστών. Σημειώνεται ότι είναι διαθέσιμη η αρχική μελέτη του κτιρίου και πως δεν έχει πραγματοποιηθεί κάποια προσθήκη στο αρχικό σχέδιο.

- Ενότητα Ε: Στοιχεία γενικής τρωτότητας

Σύμφωνα με την μελέτη πραγματοποιήθηκε αντισεισμικός έλεγχος των κατακόρυφων και οριζόντιων στοιχείων ενώ δεν υπάρχει κίνδυνος κρούσεις με γειτονικές κατασκευές. Το κτίριο είναι κανονικό καθ' ύψος ενώ λόγω της ύπαρξης πυλωτής δημιουργείται μαλακός όροφος. Δεν υπάρχουν αυθαιρεσίες που να απαιτούν περαιτέρω μελέτη ενώ δεν έχουν καταγραφεί που να χαρακτηρίζουν το κτίριο ακατάλληλο για χρήση.

- Ενότητα ΣΤ: Δομική βαθμολογία και κατάταξη του κτιρίου

Η βαθμολογία προκύπτει και συνεπώς το κτίριο κατατάσσεται στην κατηγορία.

ΠΕΔΙΟ ΔΕΔΟΤΑ	ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ	ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΣΚΥΡΟΔΕΜΑ		
		ΟΣα	ΟΣβ	ΟΣγ
12	Βασική Βαθμολογία, αναλόγως ΔΤ	6,0	7,0	8,0
10	Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I	-0,5	-1,0	-0,5
10	Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II ή III	-1,5	-1,5	-1,0
11	Έδαφος κατηγορίας Β (για αποδεδειγμένως Α: -0,1)	-0,3	-0,3	-0,3
11	Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ	-0,6	-0,6	-0,6
11,13	Έδαφος Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων	-0,8	-0,8	-0,8
11	Έδαφος κατηγορίας Χ	-0,8	-0,8	-0,8
25	Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	-0,5	-	-
26	Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα	-1,0	-0,5	-0,5
27	Κακή κατάσταση	-0,5	-0,5	-0,5
28	Κρούση με γειτονικά κτίρια	-0,5	-0,5	-
29-35	PILOTIS ή/και κοντά υποστυλώματα	-1,5	-1,5	-0,5
30	Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	0,5	0,5	-
31	Μεγάλο ύψος	-1,0	-0,5	-0,5
32	Μη κανονικότητα σε τομή	-1,0	-0,5	-0,5
33	Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-1,0	-0,5	-0,5
34	Στρέψη (έντονη)	-0,5	-0,5	-0,5
5,9	Ένταση λειτουργίας (0 έως 1,2)			
9	Αριθμός χρηστών ≤ 9	-0,2	-0,2	-0,2
9	Αριθμός χρηστών 10-99	-0,4	-0,4	-0,4
9	Αριθμός χρηστών ≥100	-0,6	-0,6	-0,6
ΑΡΧΙΚΗ ΔΟΜΙΚΗ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ (αβ.)				

Πίνακας 2.2: Αρχική βαθμολογία κτιρίου

Ανάλογα με την τβ. το κτίριο κατατάσσεται σε μία από τις ακόλουθες κατηγορίες. Όπου Υ: Υψηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου, Μ: μέσης προτεραιότητας ελέγχου και Χ : Χαμηλής προτεραιότητας ελέγχου σύμφωνα με τον πίνακα (2.3), και κατατάχθηκε ως Υ. (ο τελικός βαθμός τβ. Ισούται με τον αρχικό καθώς δεν έγινε κάποια προθήκη).

	Βαθμολογία	Κατηγορία
	τβ. ≤ 4.0	Υ
	4.0 < τβ. < 5.5	Μ
	τβ. ≥ 5.5	Χ
Τελική Βαθμολογία	2.8	Υ

Πίνακας 2.3 Κατηγορία προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου

2.2 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

2.2.1 Μέθοδος Σ. Δρίτσου

Για την εφαρμογή αυτής της μεθόδου αξιολογείται η επιρροή 13 κριτηρίων, που αφορούν στοιχεία τρωτότητας που επηρεάζουν τη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής, με σκοπό τον προσδιορισμό του μειωτικού συντελεστή β , που χρησιμοποιείται στον τελικό υπολογισμό της σεισμικής αντίστασης της κατασκευής. Τα κριτήρια αυτά λαμβάνουν τιμές από το 1 έως το 5 που αντιστοιχούν στη μέγιστη και στην ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση, Δρίτσος(2018).

- Κριτήριο 1 – Βλάβες στατικής ανεπάρκειας

Δεδομένου ότι δε παρατηρήθηκαν βλάβες στα υποστυλώματα, τοιχώματα και κόμβους, θεωρείται ότι ο βαθμός βλάβης είναι $B1 = 5$.

- Κριτήριο 2 – Οξειδωση οπλισμών

Δεν παρατηρήθηκαν προφανείς ενδείξεις που υποδηλώνουν διάβρωση του οπλισμού, συνεπώς, $B2 = 5$.

- Κριτήριο 3 – Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου

Στο κριτήριο αυτό ελέγχεται η ικανότητα των υποστυλωμάτων του ισογείου να αναλάβουν ισχυρά θλιπτικά φορτία και τα περιθώρια ανάληψης επιπλέον αξονικών φορτίων λόγω σεισμού. Για το λόγο αυτό γίνεται έλεγχος του ανηγμένου αξονικού φορτίου στα υποστυλώματα του ισογείου, λαμβάνοντας υπόψη και τα φαινόμενα 2ας τάξεως με τη βοήθεια του δείκτη σχετικής μεταθετότητας θ . Ο δείκτης θ υπολογίζεται σύμφωνα με την Εξίσωση (2.1).

$$\theta = \begin{cases} 0, & h < 3m \\ \frac{h-2}{20}, & h \geq 3m \end{cases} \text{ όπου } h \text{ ύψος ορόφου} \quad (2.1)$$

Το ανηγμένο αξονικό φορτίο υπολογίζεται σύμφωνα με την Εξίσωση (2.2).

$$v_d = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{ck} \cdot (1-\theta)} \quad (2.2)$$

Υποσύλωμα K_i	$b_{c,i}$ (m)	$h_{c,i}$ (m)	A_c (m ²)	N (kN)	v_d
K1	0.35	0.35	0.12	450.89	0.55
K2	0.50	0.50	0.25	1011.63	0.61
K3	0.45	0.45	0.20	1011.00	0.75
K4	0.50	0.50	0.25	847.78	0.51
K5	0.35	0.35	0.12	482.41	0.59
K6	0.40	0.40	0.16	599.68	0.56
K7	0.50	0.50	0.25	708.56	0.43
K8	0.50	0.50	0.25	1069.48	0.64
K9	0.40	0.40	0.16	499.21	0.47
K10	0.35	0.35	0.12	467.85	0.57
K11	0.40	0.40	0.16	619.79	0.58
K12	0.40	0.40	0.16	512.87	0.48
K13	0.40	0.40	0.16	680.57	0.64
K14	0.45	0.45	0.20	661.00	0.49
K15	0.35	0.35	0.12	662.50	0.81
K16	0.35	0.35	0.12	405.19	0.50
K17	0.35	0.35	0.12	557.12	0.68

Πίνακας 2.4: Χαρακτηριστικά διατομών και ανηγμένη αξονική

Ο μέσος όρος ανηγμένου αξονικού φορτίου υπολογίζεται κατά την Εξίσωση (2.3):

$$v_d = \frac{1}{N} \cdot \sum_i^N v_d^i \quad (2.3)$$

Ο τελικός βαθμός επικινδυνότητας του κριτηρίου 3 για $v_d=0.51$

Και ορίζεται ο βαθμός B3 ως εξής:

Βαθμός 1: εάν $0.65 \leq v_d \leq 0.75$

Βαθμός 2: εάν $0.50 \leq v_d < 0.65$

Βαθμός 3: εάν $0.40 \leq v_d < 0.50$

Βαθμός 4: εάν $0.30 \leq v_d < 0.40$

Βαθμός 5: εάν $v_d < 0.30$

Συνεπώς B3=2

- Κριτήριο 4 – Κανονικότητα κάτοψης

Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική, επομένως, προσδιορίζεται ο λόγος των μηκών των πλευρών του κτιρίου ως εξής: $L_{max}/L_{min} = 2.18 < 4$, άρα το κτίριο είναι κανονικό σε κάτοψη με αντίστοιχο βαθμό: B4=5

- Κριτήριο 5: Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη – Στρέψη

Υπολογίζεται η ανηγμένη φυσική εκκεντρότητα e , ως μέτρο της ανισοκατανομής της δυσκαμψίας σε κάτοψη και της ενδεχόμενης στρεπτικής απόκρισης του κτιρίου. Για την εύρεση του συντελεστή ε είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός των συντεταγμένων x_{cm} , y_{cm} του κέντρου μάζας, των δυσκαμψιών των κατακόρυφων στοιχείων, $K_{Cx,i}$, $K_{Cy,i}$ και τέλος των εκκεντροτήτων e_x και e_y , ανά διεύθυνση. Οι συντεταγμένες του κέντρου μάζας προέκυψαν $x_{cm} = 7.31$ m και $y_{cm} = 6.38$ m και του κέντρου δυσκαμψίας $x_{cr} = 7.307$ m και $y_{cr} = 6.326$ m. Συνεπώς, οι εκκεντρότητες e_x , e_y και οι ανηγμένες τιμές τους, ε_x και ε_y , προκύπτουν σύμφωνα με τις Εξισώσεις (2.4)- (2.5):

$$e_x = |x_{cr} - x_{cm}| \text{ και } \varepsilon_x = \frac{e_x}{L_x} \quad (2.4)$$

$$e_y = |y_{cr} - y_{cm}| \text{ και } \varepsilon_y = \frac{e_y}{L_y} \quad (2.5)$$

$\varepsilon_x = 0.003$ και $\varepsilon_x = 0.0012$

$\varepsilon_y = 0.054$ και $\varepsilon_y = 0.0216$

Επομένως, ο βαθμός επικινδυνότητας λαμβάνεται για τη διεύθυνση x ίσος με B5=5.

Υποστώλωμα K _i	N _i (kN)	x _i *N _i	y _i *N _i	k _x	k _y
K1	450.89	78.91	890.51	362030.01	362030.01
K2	1011.63	4501.75	2073.84	1192601.01	1192601.01
K3	1011.00	8264.93	2047.28	1075368.44	1075368.44
K4	847.78	10215.75	1737.95	1000429.19	1000429.19
K5	482.41	7392.93	952.76	387195.70	387195.70
K6	599.68	119.94	3118.34	562867.46	562867.46
K7	708.56	3153.09	4676.50	837144.71	837144.71
K8	1069.48	8716.26	7058.57	1260450.51	1260450.51
K9	499.21	6040.44	2745.66	469086.29	469086.29
K10	467.85	7169.80	2584.87	375570.94	375570.94
K11	619.79	123.96	6135.92	581638.63	581638.63
K12	512.87	2256.63	5385.14	481836.87	481836.87

K13	680.57	5512.62	7145.99	638372.17	638372.17
K14	661.00	6659.58	5734.18	704631.64	704631.64
K15	662.50	10152.81	5780.31	530980.29	530980.29
K16	405.19	70.91	5318.12	325542.94	325542.94
K17	557.12	2353.83	7326.13	446844.47	446844.47

Πίνακας 2.5: Εύρεση δυσκαμψίας διατομών

- Κριτήριο 6 – Κανονικότητα σε Τομή / Όψη

Τα εμβαδά κατόψεων των ορόφων είναι ίσα και επομένως ο βαθμός σεισμικής επιβάρυνσης είναι: $B6=5$

- Κριτήριο 7-Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος

Στο έβδομο κριτήριο ελέγχεται η καθ' ύψος κατανομή της δυσκαμψίας και μάζας της κατασκευής. Προκύπτουν ο βαθμός $B7 = 2$ και για τις δύο διευθύνσεις καθώς παρά το γεγονός ότι οι όροφοι είναι ίδιοι, η ύπαρξη ισογείου τύπου Pilotis, οδηγεί στην απομείωση του βαθμού.

- Κριτήριο 8 – Κατανομή μάζας καθ' ύψος

Το βάρος του κάθε ορόφου υπολογίζεται με βάση τα κατακόρυφα φορτία. Έτσι, η μάζα κάθε ορόφου προκύπτει διαιρώντας το βάρος με την επιτάχυνση της βαρύτητας ($g = 9.81 \text{ m/sec}^2$). Βρέθηκε επομένως, για το ισόγειο και τον πρώτο όροφο 154tn και 178tn αντίστοιχα. Η διαφορά της μάζας καθ' ύψος μεταξύ του ισογείου και του πρώτου ορόφου είναι $\Delta M = 13.4\%$ η οποία, είναι μικρότερη του 20% και άρα λαμβάνεται η ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση με βαθμό: $B8=5$

- Κριτήριο 9 – Κοντά υποστυλώματα

Εξετάζεται ο κίνδυνος εμφάνισης ψαθυρής μορφής αστοχίας, που προκαλείται από "φύσει" ή "θέσει" κοντούς στύλους. Για κάθε υποστύλωμα αποδίδεται ένας βαθμός $\beta\ell$ ανάλογα με το ανηγμένο του μήκος και η συμβολή τους στην συνολική επιβάρυνση της κατασκευής λαμβάνεται υπόψιν μέσω αντίστοιχων συντελεστών βαρύτητας $\sigma.\beta.$ με βάση τον Πίνακα 2.6. Έτσι προκύπτει $B9=4.8$ και για τις δύο διευθύνσεις.

Για $l/h \leq 2$	$\beta\ell=1$	$\sigma.\beta.=5$
Για $2 < l/h \leq 3$	$\beta\ell = 2$	$\sigma.\beta.=4$
Για $3 < l/h \leq 4$	$\beta\ell=3$	$\sigma.\beta.=3$
Για $4 < l/h < 5$	$\beta\ell=4$	$\sigma.\beta.=2$
Για $l/h > 5$	$\beta\ell=5$	$\sigma.\beta.=1$

Πίνακας 2.6: Συντελεστές βαρύτητας

- Κριτήριο 10 – Κατακόρυφες ασυνέχειες

Στο συγκεκριμένο κτίριο εντοπίζεται μόνο εκκεντρότητα καθ' ύψος του άξονα των κατακόρυφων στοιχείων. Βρέθηκε και στις δύο περιπτώσεις $0.05 < e_{x,y} / b_{x,y} < 0.15$ ο βαθμός που αντιστοιχεί είναι: $B10=4$

- Κριτήριο 11 – Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων

Στο ενδέκατο κριτήριο προσδιορίζονται δύο επιμέρους βαθμοί, που αφορούν τη κατασκευή των τοίχων πληρώσεως και τη πλαισιακή διαμόρφωση της κατασκευής. Προκύπτει ότι $\beta\alpha=5$ λόγω πλήρους σύνδεσης των τοιχωμάτων με το διάφραγμα μέσω κάθετων δοκών και $\beta\beta=5$ λόγω ιδανικής πλαισιακής δομικής διαμόρφωσης. Επομένως, ο βαθμός για το κριτήριο 11 προκύπτει $B11=5$

- Κριτήριο 12 – Γειτονικά κτίρια

Στη διεύθυνση x υπάρχουν όμορα κτίρια με επαρκή αρμό και ανισοσταθμία πλακών. Για την y διεύθυνση δεν υπάρχει πρόβλημα με όμορα κτίρια. Επομένως ο βαθμός και για τις δύο διευθύνσεις είναι: $B12=5$

- Κριτήριο 13 – Κακοτεχνίες – Τραυματισμοί

Το κτίριο βρίσκεται σε πολύ καλή κατάσταση, χωρίς τραυματισμούς και υγρασίες. Επίσης δεν παρατηρείται καμία προσβολή στο σκυρόδεμα από φυσικές ή χημικές δράσεις. Άρα ο βαθμός που αντιστοιχεί στο συγκεκριμένο κριτήριο είναι: $B13=5$

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ		ΒΑΘΜΟΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ	
			ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	
		x	y	σi
1	Βλάβες στατικής ανεπάρκειας	5	5	0.1
2	Οξειδωση οπλισμών	5	5	0.1
3	Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου	2	2	0.05
4	Κανονικότητα κάτοψης	5	5	0.05
5	Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη-στρέψη	5	5	0.1
6	Κανονικότητα σε τομή/όψη	5	5	0.05
7	Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος	2	2	0.15
8	Κατανομή μάζας καθ' ύψος	5	5	0.05
9	Κοντά υποστυλώματα	4.8	4.8	0.15
10	Κατακόρυφες ασυνέχειες	4	4	0.05
11	Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων	5	5	0.05
12	Γειτονικά κτήρια	5	5	0.05
13	Κακοτεχνίες	5	5	0.05

Πίνακας 2.7: Βαθμοί επιβάρυνσης και συντελεστές βαρύτητας

Για τον υπολογισμό του μειωτικού συντελεστή επιρροής των κριτηρίων στην τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου, χρησιμοποιείται η σχέση: $\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5}$ και για κάθε διεύθυνση προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα $\beta_x = \beta_y = 0.86$

Για την προσεγγιστική διατμητική αντοχή της κατασκευής, V_{R0} προσδιορίζεται σε πρώτη φάση η μέγιστη αντοχή των μελών του ισογείου V_{Ri} . Αν δεν είναι γνωστοί οι διατμητικοί οπλισμοί, τότε γίνεται η θεώρηση των ελαχίστων σε κάθε μέλος. Για τη περίπτωση που είναι δεδομένοι, όπως και σε αυτό το κτήριο η V_{Ri} προκύπτει ως η ελάχιστη της διατμητικής αντοχής μέλους $V_{Rd,s}$ και ικανοτικής αντοχής V_M . Οι τιμές αυτές παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.8 κατά τις Εξισώσεις (2.6-2.8)

$$V_{Ri} = \min(V_{Rd,s}, V_M) \quad (2.6)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{z}{H_{cl}} \cdot N_d + \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (2.7)$$

$$V_M = \frac{2 \cdot M_R}{L_{καθ}} \quad (2.8)$$

$V_{Rd,s}(kN)$	$V_M(kN)$	$V_{Ri}(kN)$
55.79	52.62	52.62
178.68	146.74	146.74
160.16	87.52	87.52
150.07	160.08	150.07
59.59	50.33	50.33
84.74	68.30	68.30
125.76	153.41	125.76
188.78	140.07	140.07
70.82	78.55	70.82
57.84	50.33	50.33
87.53	75.13	75.13
72.71	78.55	72.71
95.95	71.72	71.72
105.35	116.70	105.35
81.31	38.89	38.89
50.28	52.62	50.28
68.60	48.04	48.04

Πίνακας 2.8: Υπολογισμός Διατμητικής Αντοχής

Η συνολική τέμνουσα αντοχής V_{R0} υπολογίζεται κατά την Εξίσωση (2.9).

$$V_{R0} = a1 \cdot \sum V_{Ri}^{υποστ.} + a2 \cdot \sum V_{Ri}^{τοιχ.} + a3 \cdot \sum V_{Ri}^{κοντ.υποστ.} \quad (2.9)$$

Για τη κατασκευή αυτή, όπου έχουμε υποστυλώματα ,τοιχεία που θεωρούνται ως υποστυλώματα καθώς είναι ελαφρώς οπλισμένα και έχουμε πλαίσιακό φορέα χωρίς κοντά υποστυλώματα (στον πρώτο όροφο έχουν καθαρό ύψος 2,5 m αρκετά μεγάλο) $a1 = 0,8$ η εξίσωση παίρνει τη μορφή της Εξίσωσης (2.10) και έχουμε τα αποτελέσματα του Πίνακα 2.9:

$$V_{R0} = a1 \cdot \sum V_{Ri}^{υποστ.} \quad (2.10)$$

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	X	Y
V_{R0} (kN)	1123.75	1123.75

Πίνακας 2.9: Συνολική Τέμνουσα Αντοχής

Και μετά την απομείωση των συντελεστών β έχουμε τη συνολική σεισμική αντίσταση του κτιρίου σε όρους τέμνουσας βάσης για τις δυο διευθύνσεις κατά τον Πίνακα 2.10.

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	X	Y
V_{R0} (kN)	966.42	966.42

Πίνακας 2.10: Απομειωμένη Συνολική Τέμνουσα Αντοχής

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απαίτησης V_{req} υπολογίστηκε η εμπειρική ιδιοπερίοδος. Ο συντελεστής q λαμβάνεται ίσος με 1,70 σύμφωνα με τον πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ για ευμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων. Η εμπειρική ιδιοπερίοδος είναι ίση με $T_{exp}=0.485$ sec. Η σεισμική απαίτηση που προέκυψε $V_{req}=2811.67$ kN

Τέλος, από τις Εξισώσεις (2.11) - (2.12) υπολογίζεται ο δείκτης προτεραιότητας ελέγχου λ για κάθε διεύθυνση, ο οποίος προκύπτει:

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x} + 0.3V_{req,y}}{V_{Ry} + 0.3V_{Rx}} \quad (2.11)$$

$$\lambda_y = \frac{V_{req,y} + 0.3V_{req,x}}{V_{Rx} + 0.3V_{Ry}} \quad (2.12)$$

$$\lambda_x = 2.91, \lambda_y = 2.91$$

2.2.2 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Ε. Βουγιούκα

Η εφαρμογή της μεθόδου απαιτεί τη χρήση υπολογιστικού προγράμματος, όπου εισάγονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά όλων των κατακόρυφων στοιχείων, τα αξονικά φορτία που παραλαμβάνουν και οι αντοχές του σκυροδέματος και του χάλυβα. Με βάση τις Εξισώσεις (2.13-2.17) προκύπτει το κρίσιμο υλικό της της εφαρμογής, και αν η αστοχία, είναι πλαστική ή ψαθυρή. Έτσι για κάθε κατακόρυφο στοιχείο και για κάθε διεύθυνση της σεισμικής δράσης προσδιορίστηκαν οι τελικές τιμές της ροπής διαρροής M_y και της διατμητικής αντοχής της V_R . Στον Πίνακα 2.11 απεικονίζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της μεθόδου.

$$M_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \left\{ E_c \xi_y^2 \left[0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right] + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \left(\frac{\rho_v}{6}\right)(1 - \delta') \right] (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\} \quad (2.13)$$

Η συγκεκριμένη σχέση αφορά διατομές με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη, ενώ για διατομές τύπου Γ, Τ, Π παρατίθεται μεθοδολογία υπολογισμού μέσω του Κανονισμού Επεμβάσεων. Επιπλέον, για τον υπολογισμό της καμπυλότητας διαρροής πρέπει να ελεγχθούν δύο περιπτώσεις:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d'} \quad (2.14)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d} \quad (2.15)$$

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_\theta^p)) [(0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) x (1 - 0.16 \min(5; a_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_w] \quad (2.16)$$

$$V_{mu} = \frac{M_y}{L_s} \quad (2.17)$$

Υποστύλωμα Ki	M_y	V_R	V_{mu}	$minV_r$
K1	94.54	89.96	75.64	75.64
K2	332.56	179.75	266.04	179.75
K3	226.18	140.02	180.94	140.02
K4	337.57	185.19	270.06	185.19
K5	94.58	91.29	75.67	75.67
K6	137.37	111.17	109.90	109.90
K7	342.64	182.03	274.11	182.03
K8	330.97	177.68	264.78	177.68
K9	153.12	111.06	122.50	111.06
K10	94.56	90.70	75.65	75.65
K11	151.85	117.12	121.48	117.12
K12	152.94	111.96	122.35	111.96
K13	137.82	108.22	110.26	108.22
K14	232.33	150.00	185.86	150.00
K15	94.86	86.63	75.88	75.88
K16	94.55	87.72	75.64	75.64
K17	94.73	91.27	75.79	75.79

Πίνακας 2.11: Τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων μελών κατά x και y

Συνεπώς, η συνολική σεισμική τέμνουσα και στις δύο διευθύνσεις προκύπτει αθροιστικά:

$$V_{R,x} = V_{R,y} = 2027.18 \text{ kN}$$

2.3 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Έχοντας πραγματοποιήσει τον πρωτοβάθμιο και τον δευτεροβάθμιο έλεγχο κρίνεται αναγκαία η διενέργεια και του τριτοβάθμιου ελέγχου έτσι ώστε να σχηματιστεί μία πιο ξεκάθαρη εικόνα όσον αφορά τη συμπεριφορά του φορέα. Από τις μεθόδους που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στο συγκεκριμένο κεφάλαιο θα μελετηθεί η γραμμική ανελαστική ανάλυση (Pushover). Για την εφαρμογή της γραμμικής ανελαστικής μεθόδου δημιουργήθηκαν δύο προσομοιώματα για να διερευνηθεί και η επιρροή των τοίχων πληρώσεως στη συμπεριφορά του μοντέλου. Στο πρώτο προσομοίωμα δεν συμπεριλήφθηκαν οι τοίχοι πληρώσεως παρά μόνο σαν φορτία στην κατασκευή, ενώ στο δεύτερο συνυπολογίζεται και η συνεισφορά στην δυσκαμψία αυτής. Για την τελική αποτίμηση της κατασκευής έγινε σε όλα τα μέλη έλεγχος της ικανότητας διαθέσιμης στροφής χορδής (7B. ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) και της αντοχής τους σε διάτμηση (7Γ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017), ΟΑΣΠ(2017)[2]. Πρώτο βήμα για την εφαρμογή της Pushover αλλά και για να ελεγχθεί η καταλληλότητα εφαρμογής της μεθόδου στο εν λόγω κτίριο είναι η Ιδιομορφική Ανάλυση.

2.3.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

Για να πραγματοποιηθεί η στατική ανελαστική ανάλυση απαιτείται να προηγηθεί μια αρχική ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής σύμφωνα με την οποία, η συνολική της κίνηση μπορεί να αναλυθεί σε ένα άθροισμα ιδιομορφικών αποκρίσεων μονοβάθμιων ταλαντωτών. Στην υπό μελέτη κατασκευή παρατηρείται πλήρης διαφραγματική λειτουργία λόγω της ύπαρξης πλακών οπλισμένου σκυροδέματος, συνεπώς οι βαθμοί ελευθερίας κάθε μονοβάθμιου ταλαντωτή είναι εξαρτημένοι μεταξύ τους. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα κάθε ιδιομορφή να παρομοιάζεται με ένα γενικευμένο μονοβάθμιο σύστημα.

Οι ιδιομορφές και οι ιδιοσυχνότητες παίζουν σημαντικό ρόλο στην ανάλυση μίας κατασκευής μιας και προσφέρουν ποιοτικά και ποσοτικά χαρακτηριστικά για τις μετακινήσεις και τις παραμορφώσεις στο σύστημα όταν αυτό ταλαντωθεί. Η Ιδιομορφική ανάλυση λαμβάνει χώρα χωρίς την επιβολή εξωτερικών δυνάμεων ή αρχικών συνθηκών ενώ οι ιδιομορφές και οι ιδιοσυχνότητες υπολογίζονται με χρήση των μητρώων μάζας και δυσκαμψίας. Σε αυτό το σημείο επισημαίνεται ότι στις μη γραμμικές αναλύσεις συνήθως επιλέγονται ανελαστικά πλαισιακά στοιχεία δύναμης με πλαστικές αρθρώσεις. Αυτός ο τύπος στοιχείου χρησιμοποιήθηκε και στη συγκεκριμένη ανάλυση και η ιδιομορφία που προσθέτει στην ανάλυση είναι ότι χρησιμοποιεί την ακριβή και όχι την ρηγματωμένη δυσκαμψία της κατασκευής με αποτέλεσμα να προκύπτουν αυξημένες ιδιοπερίοδοι.

ΜΟΝΤΕΛΟ ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΥΣ ΠΛΗΡΩΣΕΩΣ

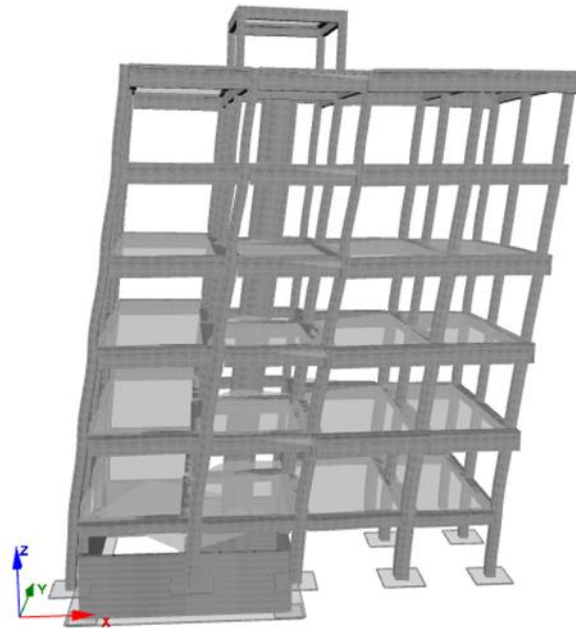
Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα δεδομένα της ανάλυσης όπως αυτά προέκυψαν από το Seiscombuid. Παρατηρούμε ότι οι δύο πρώτες ιδιομορφές ενεργοποιούν πάνω από 80% της συνολικής μάζας του κτιρίου σε κάθε διεύθυνση που είναι και μία από τις προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου. Κρίνεται συνετό να σημειωθεί πως δεν είναι αναγκαία συνθήκη για την εφαρμογή της μεθόδου η ενεργοποίηση ποσοστού άνω του 80% παρόλα αυτά ενδέχεται να παρουσιαστούν ανακρίβειες.

Προκύπτουν ως κυρίαρχες ιδιομορφές κατά τη διεύθυνση X η Φ1 ($T_1 = 0.877\text{sec}$), ταλαντώνοντας το 80,02% της συνολικής μάζας του κτιρίου, κατά Y η Φ2 ($T_2 = 0.785\text{ sec}$) ταλαντώνοντας το 81.44% της συνολικής μάζας και κατά Z η Φ3 ($T_3 = 0.727\text{sec}$) ταλαντώνοντας το 80.99% της συνολικής μάζας. Στον Πίνακα 2.12 παρουσιάζονται οι Ιδιομορφές, οι Ιδιοπερίοδοι και οι Ενεργές Ιδιομορφικές Μάζες, για τις κύριες διευθύνσεις και στα Σχήματα 2.1 – 2.3, αναπαρίσταται ο παραμορφωμένος φορέας για τις αντίστοιχες κυρίαρχες ιδιομορφές.

ΠΕΡΙΟΔΟΙ ΚΑΙ ΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ				
Ιδιομ.	Περίοδος (sec)	ΠΟΣΟΣΤΑ ΕΝΕΡΓΩΝ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΩΝ ΜΑΖΩΝ [U_x]	[U_y]	[R_z]
1	0,877	80,02%	0,51%	4,54%
2	0,785	0,72%	81,44%	1,00%
3	0,727	3,09%	0,54%	80,99%
4	0,311	8,73%	0,03%	1,57%
5	0,278	0,04%	9,93%	0,01%
6	0,261	1,68%	0,02%	7,72%
7	0,184	1,78%	0,04%	0,99%
8	0,157	0,14%	3,09%	0,04%
9	0,148	1,07%	0,13%	1,46%
10	0,137	0,81%	0,03%	0,40%

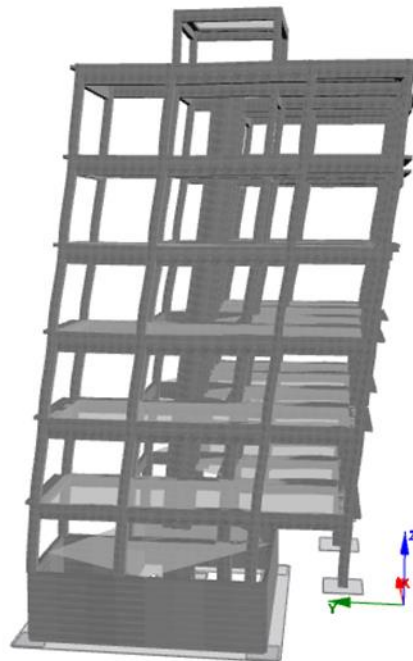
Πίνακας 2.12: Ιδιοπερίοδοι και ενεργές Ιδιομορφικές Μάζες

Εξαγ. Αποτέλ. No.	1,	Περίοδος: 0,87682277
Εξαγ. Αποτέλ. No.	2,	Περίοδος: 0,78478312
Εξαγ. Αποτέλ. No.	3,	Περίοδος: 0,72745021
Εξαγ. Αποτέλ. No.	4,	Περίοδος: 0,31136779
Εξαγ. Αποτέλ. No.	5,	Περίοδος: 0,27779749
Εξαγ. Αποτέλ. No.	6,	Περίοδος: 0,26060871
Εξαγ. Αποτέλ. No.	7,	Περίοδος: 0,18369499
Εξαγ. Αποτέλ. No.	8,	Περίοδος: 0,15660468
Εξαγ. Αποτέλ. No.	9,	Περίοδος: 0,14828987
Εξαγ. Αποτέλ. No.	10,	Περίοδος: 0,13725604

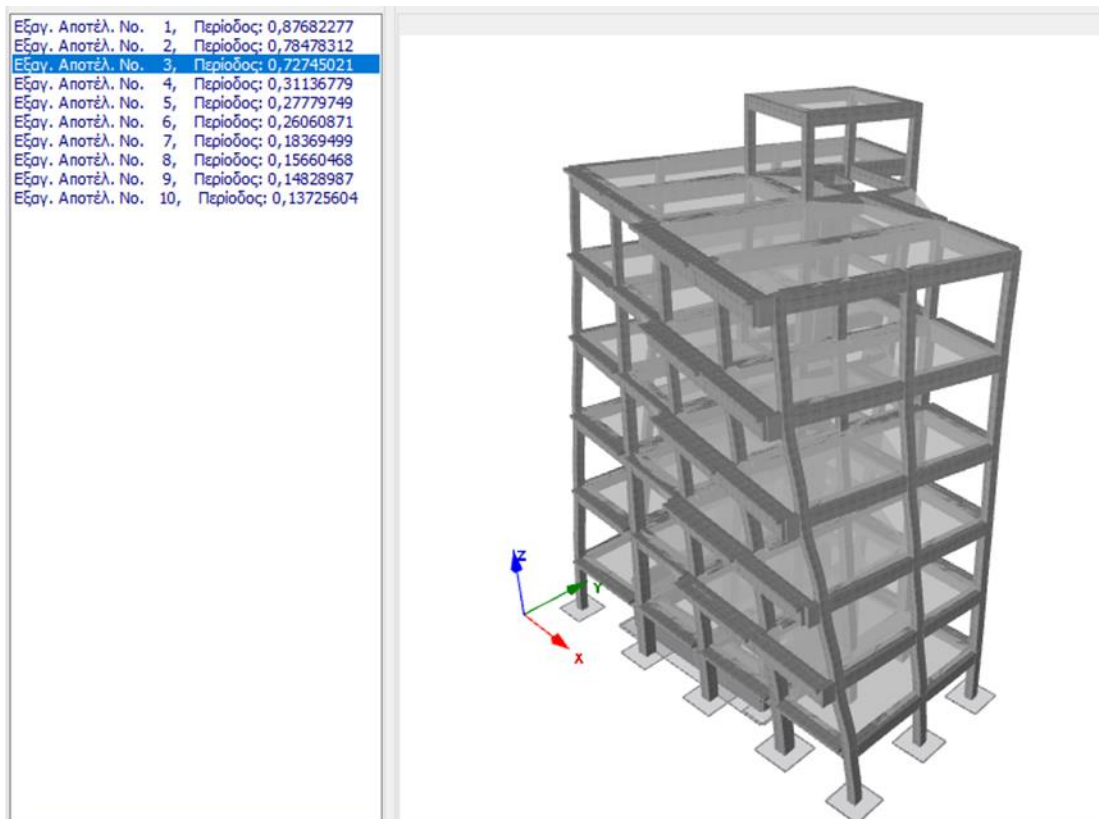


Σχήμα 2.1: Παραμόρφωση κατά την 1^η Ιδιομορφή-μεταφορική κατά x

Εξαγ. Αποτέλ. No.	1,	Περίοδος: 0,87682277
Εξαγ. Αποτέλ. No.	2,	Περίοδος: 0,78478312
Εξαγ. Αποτέλ. No.	3,	Περίοδος: 0,72745021
Εξαγ. Αποτέλ. No.	4,	Περίοδος: 0,31136779
Εξαγ. Αποτέλ. No.	5,	Περίοδος: 0,27779749
Εξαγ. Αποτέλ. No.	6,	Περίοδος: 0,26060871
Εξαγ. Αποτέλ. No.	7,	Περίοδος: 0,18369499
Εξαγ. Αποτέλ. No.	8,	Περίοδος: 0,15660468
Εξαγ. Αποτέλ. No.	9,	Περίοδος: 0,14828987
Εξαγ. Αποτέλ. No.	10,	Περίοδος: 0,13725604



Σχήμα 2.2: Παραμόρφωση κατά την 2^η Ιδιομορφή – μεταφορική κατά y



Σχήμα 2.3: Παραμόρφωση κατά την 3^η Ιδιομορφή- στροφική περί τον z

ΜΟΝΤΕΛΟ ΜΕ ΤΟΙΧΟΥΣ ΠΛΗΡΩΣΕΩΣ

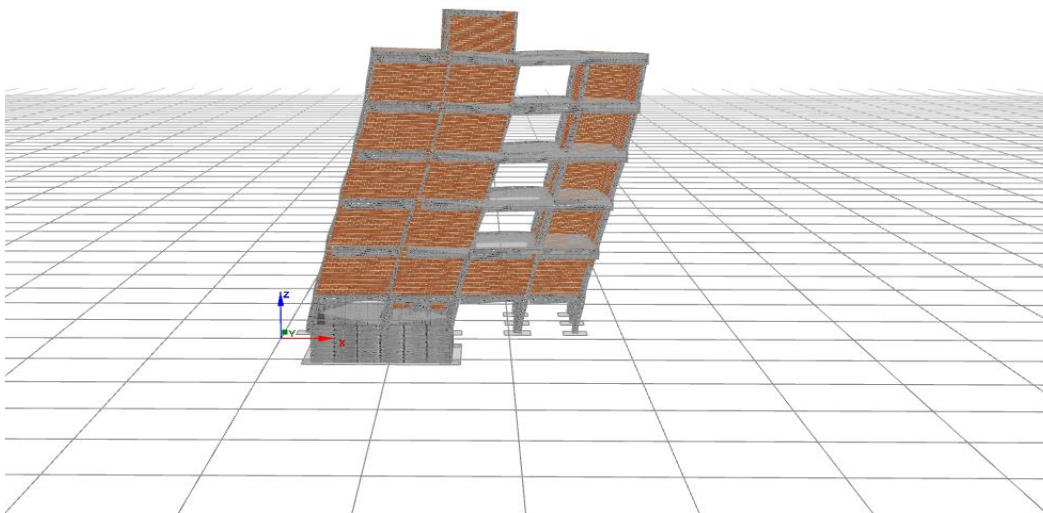
Αντίστοιχα στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα δεδομένα της ανάλυσης όπως αυτά προέκυψαν από το Seisbuild. Παρατηρούμε ότι και πάλι οι δύο πρώτες ιδιομορφές ενεργοποιούν πάνω από 80% της συνολικής μάζας του κτιρίου σε κάθε διεύθυνση που είναι και μία από τις προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου. Κρίνεται συνετό να σημειωθεί πως δεν είναι αναγκαία συνθήκη για την εφαρμογή της μεθόδου η ενεργοποίηση ποσοστού άνω του 80% παρόλα αυτά ενδέχεται να παρουσιαστούν ανακρίβειες.

Προκύπτουν ως κυρίαρχες ιδιομορφές κατά τη διεύθυνση X η Φ1 ($T_1 = 0.73\text{sec}$), ταλαντώνοντας το 83.35% της συνολικής μάζας του κτιρίου, κατά Y η Φ2 ($T_2 = 0.525\text{sec}$) ταλαντώνοντας το 74.01% της συνολικής μάζας και κατά Z η Φ3 ($T_3 = 0.727\text{sec}$) ταλαντώνοντας το 79.04% της συνολικής μάζας. Στον Πίνακα 2.13 παρουσιάζονται οι δεσπόζουσες Ιδιομορφές, οι Ιδιοπερίοδοι και οι Ενεργές Ιδιομορφικές Μάζες, για τις κύριες διευθύνσεις και στα Σχήματα 2.4 – 2.6, αναπαρίσταται ο παραμορφωμένος φορέας για τις αντίστοιχες κυρίαρχες ιδιομορφές.

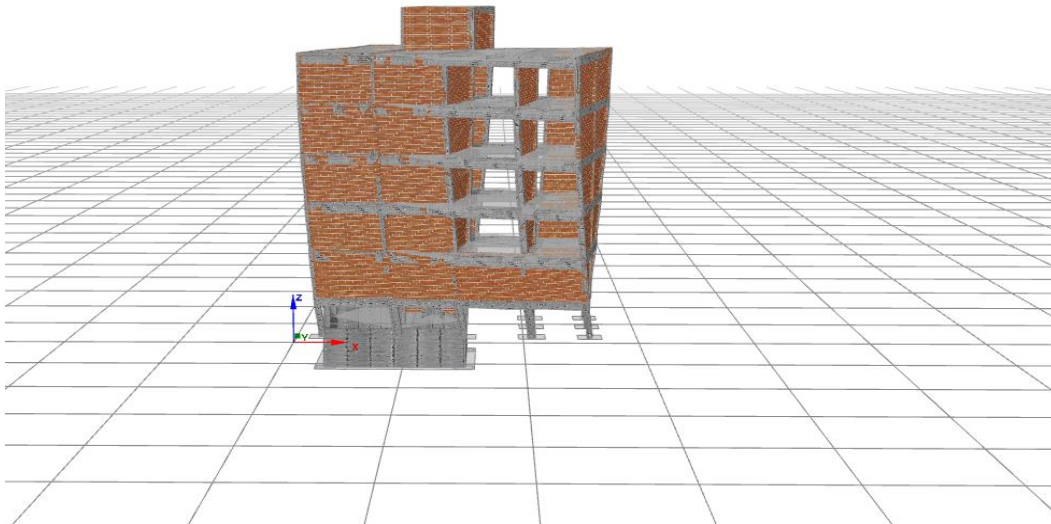
Ιδιομ.	Περίοδος (sec)	ΠΕΡΙΟΔΟΙ ΚΑΙ ΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ		
		ΠΟΣΟΣΤΑ ΕΝΕΡΓΩΝ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΩΝ ΜΑΖΩΝ [U_x]	[U_y]	[R_z]
1	0,733	83,35%	0,08%	1,15%
2	0,525	0,01%	74,01%	12,23%
3	0,506	0,82%	13,39%	79,04%
4	0,256	9,67%	0,01%	0,22%
5	0,181	0,00%	7,26%	0,75%

6	0,178	0,04%	0,96%	5,85%
7	0,148	3,04%	0,00%	0,00%
8	0,110	0,55%	0,01%	0,93%
9	0,107	0,00%	2,12%	0,00%
10	0,103	0,70%	0,00%	1,04%

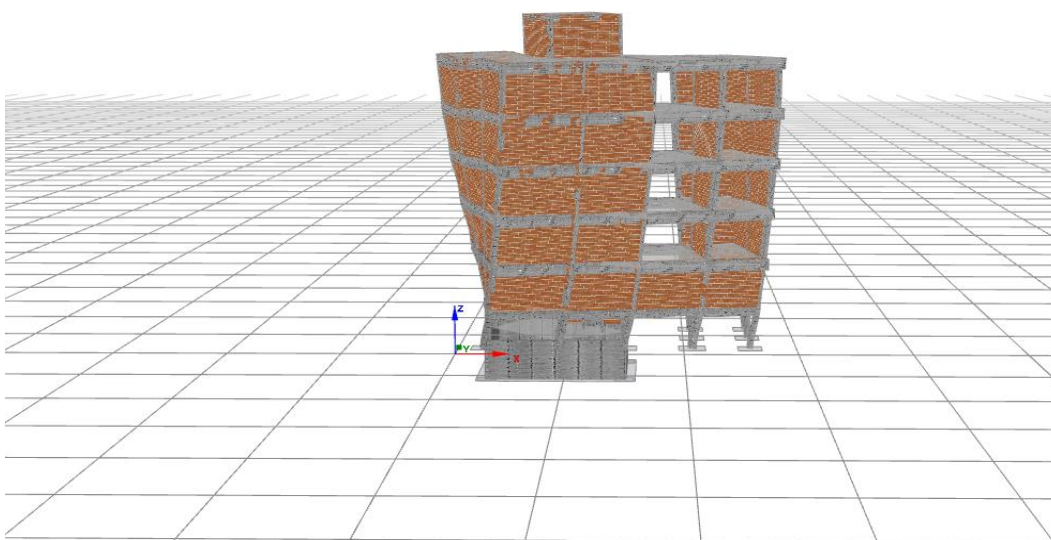
Πίνακας 2.13: Ιδιοπερίοδοι και Ενεργές Ιδιομορφικές Μάζες



Σχήμα 2.4: 1^η Ιδιομορφή μεταφορική κατά Χ



Σχήμα 2.5: 2^η Μεταφορική κατά τον Y σε συνδυασμό με στρωφική περί Z



Σχήμα 2.6: 3^η Ιδιομορφή, Στρωφική περί Z

Παρατηρείται από τα αποτελέσματα της Ιδιομορφικής ανάλυσης ότι στη δεύτερη ιδιομορφή ταλαντώνεται το 12.23% της μάζας περί τον Z. Το κτίριο ανήκει στο διπλό πλαισιακό σύστημα λόγω της ύπαρξης των τοιχωμάτων του ανελκυστήρα. Επίσης, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της στρέψης, η οποία θα υπολογίζεται πολλαπλασιάζοντας την στοχευόμενη μετακίνηση (δ_t) με την μέγιστη τιμή "η", η οποία υπολογίστηκε από ελαστική ανάλυση για οποιονδήποτε όροφο του κτιρίου (ΚΑΝΕΠΕ §5.4.2δ). Ο συντελεστής "η", επαύξησης των μετακινήσεων υπολογίζεται ως ο λόγος της μέγιστης μετακίνησης σε οποιαδήποτε σημεία του διαφράγματος προς τη μέση μετακίνηση ($\eta = \delta_{\max} / \delta_{\text{avg}}$). Οπότε κρίνεται αναγκαία η διερεύνηση της στρεπτικής ευαισθησίας του κτιρίου.

Για να εξετασθεί ένα πολυώροφο κτίριο εάν είναι στρεπτικά ευαίσθητο θα πρέπει πρώτα να υπολογισθεί η θέση του πλασματικού Ελαστικού Άξονα. Για να γίνει αυτό πρώτα υπολογίστηκε το κέντρο μάζας κάθε ορόφου, καθώς και η πολική ροπή αδράνειας. Η διαδικασία που ακολουθήθηκε είναι η παρακάτω.

Υπολογισμός μάζας κτιρίου

Η μάζα του κτιρίου είναι το άθροισμα της μάζα των πλακών, των δοκών, των υποστυλωμάτων και των τοίχων πληρώσεως. Η μάζα υπολογίζεται από το συνδυασμό $G + \psi_2 Q$, όπου G είναι το σύνολο των μόνιμων φορτίων (Ιδ. Βάρος και πρόσθετα μόνιμα φορτία), Q το σύνολο των κινητών φορτίων και ψ_2 ο συντελεστής κινητών φορτίων.

Πλάκες

Για τον υπολογισμό της μάζας κάθε πλάκας λαμβάνεται υπόψη το ίδιο βάρος της πλάκας, η επικάλυψη και το κινητό φορτίο. Η διάσταση της πλάκα ορίζεται στις εξωτερικές παρειές των δοκαριών και των υποστυλωμάτων. Η μάζα κάθε πλάκας υπολογίζεται σύμφωνα με τις Εξισώσεις (2.18-2.20):

$$\text{Λόγω ίδιου βάρους: } m_{\Pi_i} = \frac{l_{x,i} \cdot l_{y,i} \cdot h_{s,i} \cdot \gamma}{10} \quad (2.18)$$

$$\text{Λόγω επικαλύψεων: } m_{\Pi_i} = \frac{l_{x,i} \cdot l_{y,i} \cdot g}{10} \quad (2.19)$$

$$\text{Λόγω ίδιου βάρους: } m_{\Pi_i} = \frac{l_{x,i} \cdot l_{y,i} \cdot \psi_2 \cdot q}{10} \quad (2.20)$$

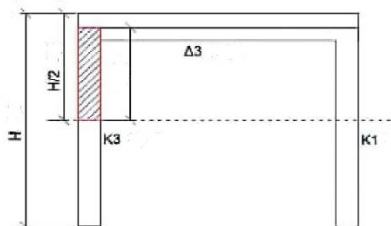
Δοκάρια

Η μάζα των δοκαριών υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη το ίδιο βάρος τους. Ορίζεται το καθαρό μήκος κάθε δοκού εσωτερικά των υποστυλωμάτων, l, το πλάτος της, b_w και η κρέμαση της. Η κρέμαση είναι ίση με το ύψος της δοκού h_b , μείον το πάχος της πλάκας h_s ($h_b - h_s$). Το τμήμα της δοκού που αντιστοιχεί στην πλάκα έχει ήδη ληφθεί υπόψη στη μάζα της πλάκας. Η μάζα κάθε δοκού υπολογίζεται κατά την Εξίσωση (2.21).

$$\text{Λόγω ίδιου βάρους: } m_{\Delta_i} = \frac{l_i \cdot b_{w,i} \cdot (h_{w,i} - h_{s,\Pi_i}) \cdot \gamma}{10} \quad (2.21)$$

Υποστυλώματα

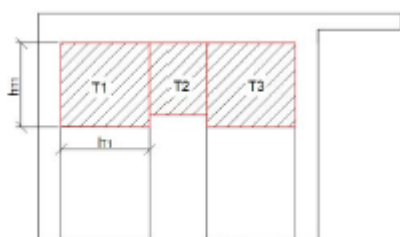
Η μάζα των υποστυλωμάτων υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη το ίδιο βάρος τους, το οποίο αντιστοιχεί στο μισό ύψος του κτιρίου, H. Από το ύψος αυτό, αφαιρείται το πάχος της πλάκας, αφού η μάζα που αντιστοιχεί στο πάχος της πλάκας έχει ήδη ληφθεί υπόψη στη μάζα της πλάκας Σχήμα 2.7.



Σχήμα 2.7: Υπολογισμός μάζας υποστυλώματος

Τοίχοι πληρώσεως

Υπολογίζεται η μάζα η οποία αντιστοιχεί στο μισό ύψος του κάθε ορόφου του κτιρίου. Η επιφάνεια της τοιχοποιία κάθε όψης, η οποία αντιστοιχεί στο μισό ύψος του κτιρίου, χωρίζεται σε επιμέρους επιφάνειες (T_i) ορθογωνικής μορφής με μήκος L_i και ύψος h_i , Σχήμα 2.8. Στο Σχήμα 2.8 φαίνεται ο διαχωρισμός των τοίχων πλήρωσης κάθε όψης σε επιμέρους τμήματα T_i . Ο υπολογισμός των συντεταγμένων του ΚΜ της οροφής του κτιρίου γίνεται ως προς ένα αρχικό σύστημα συντεταγμένων. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα η αρχή των αξόνων του κτιρίου ορίζεται η κάτω αριστερή γωνία του εξώστη ξ_1 .



Σχήμα 2.8: Υπολογισμός μάζας τοίχων πληρώσεως

Πολική ροπή αδράνειας μάζας I_{mp}

Η πολική ροπή αδράνειας μάζας περί κατακόρυφο άξονα που διέρχεται από ΚΜ του διαφράγματος υπολογίζεται εφαρμόζοντας το θεώρημα Steiner. Άρα για την κατασκευή που μελετήθηκε προκύπτουν επτά κέντρα μάζας, όσα και τα διαφράγματα της κατασκευής καθώς και επτά μάζες ορόφων και επτά πολικές ροπές αδράνειας ως προς το κάθε κέντρο μάζας. Για τους υπολογισμούς αυτούς χρησιμοποιήθηκαν υπολογιστικά φύλλα. Σύμφωνα με την παραπάνω διαδικασία προκύπτει αθροίζοντας τις μάζες για το μισό ύψος των υποστυλωμάτων και των τοίχων πληρώσεως του πρώτου ορόφου και τις μάζες για το μισό ύψος του δεύτερου προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα. Με αντίστοιχο τρόπο προέκυψαν και οι πολικές ροπές αδράνειας όπου ανάλογα με το ΚΜ στο οποίο αναφερόταν η κάθε μάζα εντοπιζόταν και η αντίστοιχη πολική ροπή αδράνειας. Αυτό γινόταν διότι για να προσθέσουμε πολικές αδράνειας πρέπει να έχουν υπολογιστεί ως προς το ίδιο σημείο αναφοράς. Το αποτελέσματα παρατίθενται στον Πίνακα 2.14.

	m	x _{KM}	y _{KM}	I _{mp,KM}
KM ₁	154.88	7.21	6.11	5550.07
KM ₂	178.49	6.97	6.26	6596.05
KM ₃	173.99	6.97	6.26	6405.15
KM ₄	171.78	6.97	6.26	6429.77
KM ₅	170.48	6.96	6.27	6421.32
KM ₆	146.13	7.07	6.20	5203.98
KM ₇	18.15	6.29	8.64	69.87

Πίνακας 2.14: Χαρακτηριστικά Κέντρων Μάζας

Στη συνέχεια χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Seismostruct το οποίο επιτρέπει τον ορισμό συγκεκριμένων σημείων στο προσομοίωμα καθώς και την φόρτιση αυτών με το επιθυμητό φορτίο. Αρχικά, απαιτείται ο καθορισμός της θέσης του πλασματικού άξονα του κτιρίου. Ο πλασματικός άξονας διέρχεται από τον πόλο περιστροφής προς το πλησιέστερο διάφραγμα της στάθμης $z=0.80 \cdot H$. Συνολικό ύψος κτιρίου $2.5+3.1+3.1+3.1+3.1+3.1+2.7=20.7\text{m}$, συνεπώς ο πλασματικός άξονας διέρχεται από τον πόλο περιστροφής του βου διαφράγματος. Για τον υπολογισμό της θέσης του πόλου περιστροφής (P₀), το κτίριο φορτίζεται με στρεπτική ροπή περί κατακόρυφο άξονα που διέρχεται από τα KM των ορόφων.

$$F_i = F_b \cdot \frac{m_i z_i}{\sum_{i=1} m_i z_i} \quad (2.22)$$

	m	z	m*z	Σm*z	Fi	I _{mp,km}
KM ₁	154.88	2.50	387.20	387.20	36.97	5550.07
KM ₂	178.49	5.60	999.54	999.54	95.43	6596.05
KM ₃	173.99	8.70	1513.71	1513.71	144.53	6405.15
KM ₄	171.78	11.80	2027.00	2027.00	193.53	6429.77
KM ₅	170.48	14.90	2540.15	2540.15	242.53	6421.32
KM ₆	146.13	18.00	2630.34	2630.34	251.14	5203.98
KM ₇	18.15	20.70	375.71	375.71	35.87	69.87

Πίνακας 2.15: Κατανομή δύναμης σύμφωνα με τα ύψη των μαζών

u _{KM6,x}	-1.72E-04
u _{KM6,y}	-0.00057
θ _{KM6}	0.000278

Πίνακας 2.16: Αποτελέσματα ανάλυσης

x _{p0}	-2.05968
y _{p0}	0.617595

Πίνακας 2.17: Συντεταγμένες P₀

Σύμφωνα με τον EC8 για τις τρεις φορτίσεις υπολογίζονται οι ακτίνες δυστρεψίας και οι ακτίνες αδρανείας διαφράγματος.

r_x	r_y	l_s
7.1059	8.8467	5.9862
7.7745	10.9952	6.0790
7.9296	12.2007	6.0674
7.8028	12.7983	6.1180
7.6580	13.1542	6.1373
7.5817	13.3213	5.9676
6.9453	12.2024	1.9620

Πίνακας 2.18: Έλεγχος δυστρεψίας

e_{ox}	$0,3r_x$	e_{oy}	$0,3r_y$
2.0597	2.1318	-0.6176	2.6540
2.0597	2.3324	-0.6176	3.2985
2.0597	2.3789	-0.6176	3.6602
2.0597	2.3409	-0.6176	3.8395
2.0597	2.2974	-0.6176	3.9463
2.0597	2.2745	-0.6176	3.9964
2.0597	2.0836	-0.6176	3.6607

Πίνακας 2.19: Έλεγχος εκκεντρότητας

Άρα το κτίριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο, αφού σε όλους τους ορόφους ισχύει $r > |e| < 0,3r$.

2.3.2 Ανελαστική στατική ανάλυση

Μέσω της ανελαστικής ανάλυσης παράγονται καμπύλες ικανότητας οι οποίες συνοψίζουν όλη τη μετελαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Οι καμπύλες αυτές κρίνεται σκόπιμο να μετατραπούν σε εξιδανικευμένες καμπύλες δύναμης-μετατόπισης. Η διαδικασία που ακολουθείται είναι αυτή που προτείνεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και αντιστοιχεί σε διγραμμική καμπύλη με κλίση πρώτου κλάδου K_e και δεύτερου κλάδου αK_e . Στα παρακάτω σχήματα φαίνεται για κάθε φόρτιση το διάγραμμα τέμνουσας βάσης-μετακίνησης κορυφής όπως προέκυψε από το πρόγραμμα και η αντίστοιχη διγραμμική καμπύλη. Το φορτίο ονομάζεται τέμνουσα βάσης γιατί η αποτίμηση της κατασκευής πραγματοποιείται έναντι φορτίων που προσομοιώνονται με οριζόντιες φορτίσεις στην κατασκευή. Κρίνεται συνετό να σημειωθεί ότι η καμπύλη ικανότητας από μόνη της δεν παρέχει τις απαραίτητες πληροφορίες για να κριθεί μία κατασκευή επαρκής ή ανεπαρκής αντίστοιχα. Η απαίτηση του κανονισμού και κατά συνέπεια η πληροφορία για την επάρκεια της κατασκευής εισάγεται στην καμπύλη ικανότητας μέσω της στοχευμένης μετατόπισης δt η οποία εξαρτάται από τον στόχο σχεδιασμού, από τον σεισμικό χάρτη και από τα χαρακτηριστικά της κατασκευής. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τον υπολογισμό της στοχευμένης μετατόπισης γίνεται χρήση της μεθόδου των συντελεστών. Αναλυτικότερα:

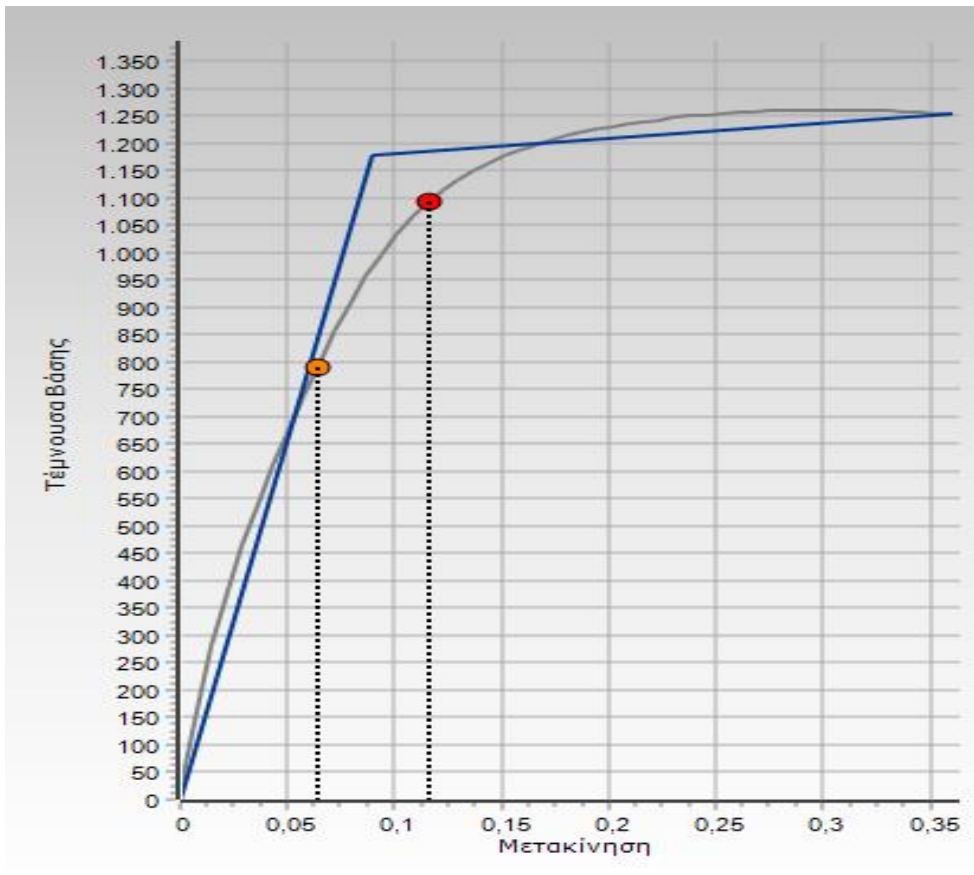
$$\delta t = c_0 * c_1 * c_2 * c_3 * \left(\frac{T_e^2}{4\pi^2}\right) * Se(T_e) \quad (2.23)$$

Όπου $Se(T_e)$ η ελαστική φασματική μετατόπιση του αντίστοιχου μονοβάθμιου. Εδώ φαίνεται και ένας σημαντικός περιορισμός της μεθόδου. Η ελαστική φασματική μετατόπιση του αντίστοιχου μονοβάθμιου υπολογίζεται για μία κύρια περίοδο της κατασκευής. Επομένως η εκτίμηση είναι τόσο καλή όσο η συμπεριφορά της κατασκευής σε αυτή τη διεύθυνση. Εκτελώντας τη στατική ανελαστική ανάλυση προκύπτουν από το λογισμικό SeisMobuild τα αποτελέσματα που ακολουθούν.

ΜΟΝΤΕΛΟ ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΥΣ ΠΛΗΡΩΣΕΩΣ

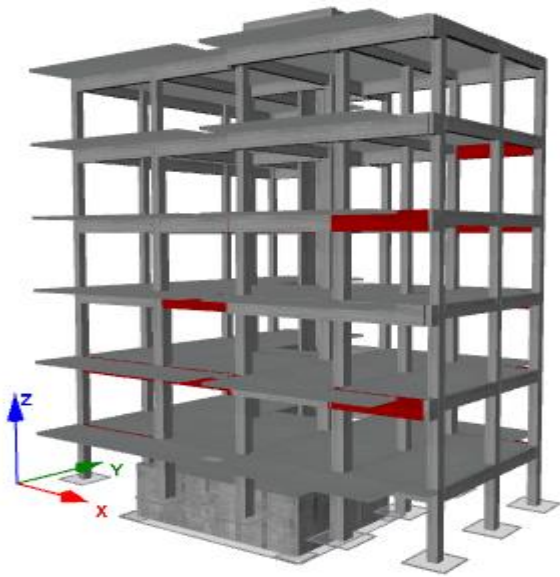
Για τη Χ διεύθυνση και ανάλυση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. προκύπτει:

Με τη διγραμμικοποίηση της καμπύλης pushover Σχήμα 2.9, σε όρους τέμνουσας βάσης V_b - στοχευμένης μετατόπισης δ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., ορίζεται ως σημείο διαρροής της κατασκευής, αυτό που αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης $F_y = 1178.78\text{KN}$ μετατόπιση διαρροής $\delta_y = 0.0897\text{ m}$. Για τη Σ.Ε σημαντικές βλάβες Β (πορτοκαλί κουκίδα) η στοχευμένη μετατόπιση είναι $\delta_{Bx} = 0.063\text{ m}$ και για οιονεί κατάρρευση (κόκκινη κουκίδα) C, $\delta_{Cx} = 0.116\text{ m}$.

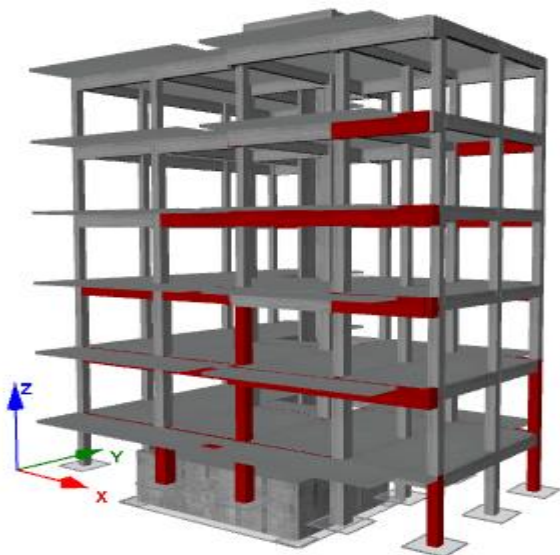


Σχήμα 2.9: Καμπύλη Pushover κατά τη διεύθυνση Χ για κτίριο χωρίς τοίχους πληρώσεως

Οι διατμητικές αστοχίες του φορέα για την επιτάχυνση αυτή φαίνονται στα Σχήματα 2.10-2.11, με κόκκινο χρώμα τα μέλη που αστοχούν. Στον έλεγχο για γωνία στροφής χορδής δεν παρουσιάστηκαν προβλήματα.



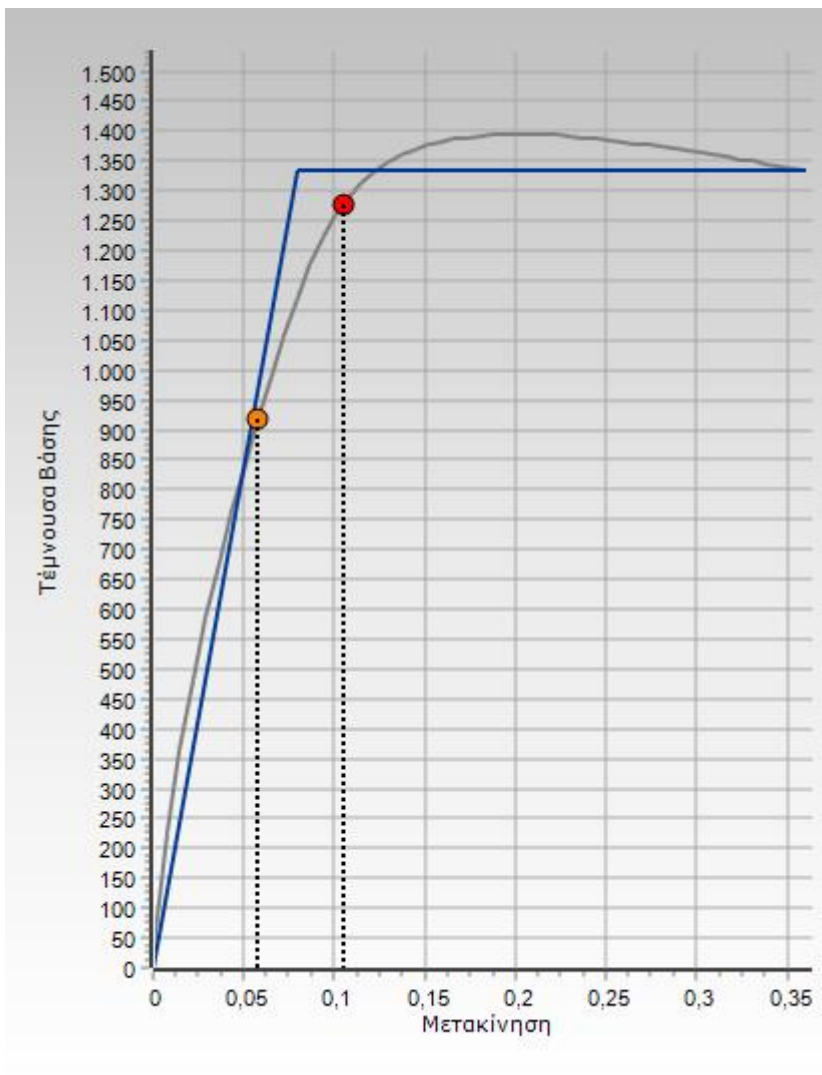
Σχήμα 2.10: Μέλη φορέα που αστοχούν διατμητικά στη Σ.Ε. ΣΒ



Σχήμα 2.11: Μέλη που αστοχούν διατμητικά στη Σ.Ε. ΟΚ

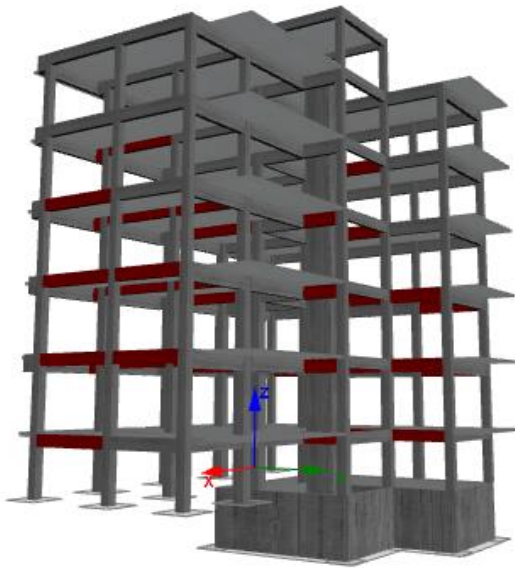
Για τη Y διεύθυνση και ανάλυση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. προκύπτει:

Με τη διγραμμικοποίηση της καμπύλης pushover Σχήμα 2.12, σε όρους τέμνουσας βάσης V_b - στοχευμένης μετατόπισης δ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., ορίζεται ως σημείο διαρροής της κατασκευής, αυτό που αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης $F_y = 1334.56\text{KN}$ μετατόπιση διαρροής $\delta_y = 0.0797\text{ m}$. Για τη Σ.Ε σημαντικές βλάβες Β (πορτοκαλί κουκίδα) η στοχευμένη μετατόπιση είναι $\delta_{By} = 0.058\text{ m}$ και για οιονεί κατάρρευση (κόκκινη κουκίδα) C, $\delta_{Cy} = 0.105\text{ m}$. Οι διατμητικές αστοχίες του φορέα για την επιτάχυνση αυτή φαίνονται στα Σχήματα 2.13-2.14, με κόκκινο χρώμα τα μέλη που αστοχούν. Στον έλεγχο για γωνία στροφής χορδής δεν παρουσιάστηκαν προβλήματα.

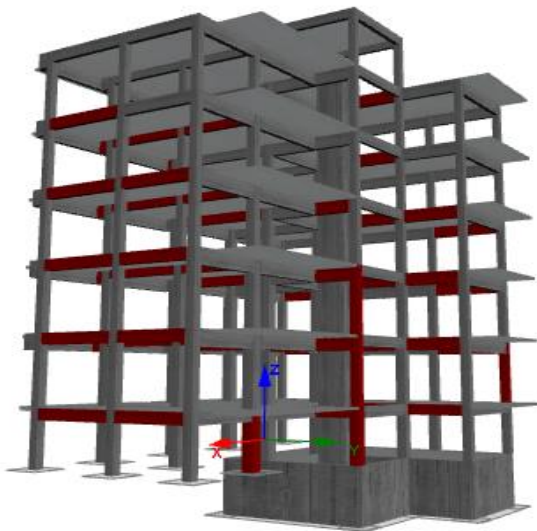


Σχήμα 2.12: Pushover κατά τη διεύθυνση Y για μοντέλο χωρίς τοίχους πληρώσεως

Οι διατμητικές αστοχίες του φορέα για την επιτάχυνση αυτή φαίνονται στα Σχήματα 2.13-2.14, με κόκκινο χρώμα τα μέλη που αστοχούν. Στον έλεγχο για γωνία στροφής χορδής δεν παρουσιάστηκαν προβλήματα.



Σχήμα 2.13: Μέλη φορέα που αστοχούν διαμητικά στη Σ.Ε. ΣΒ

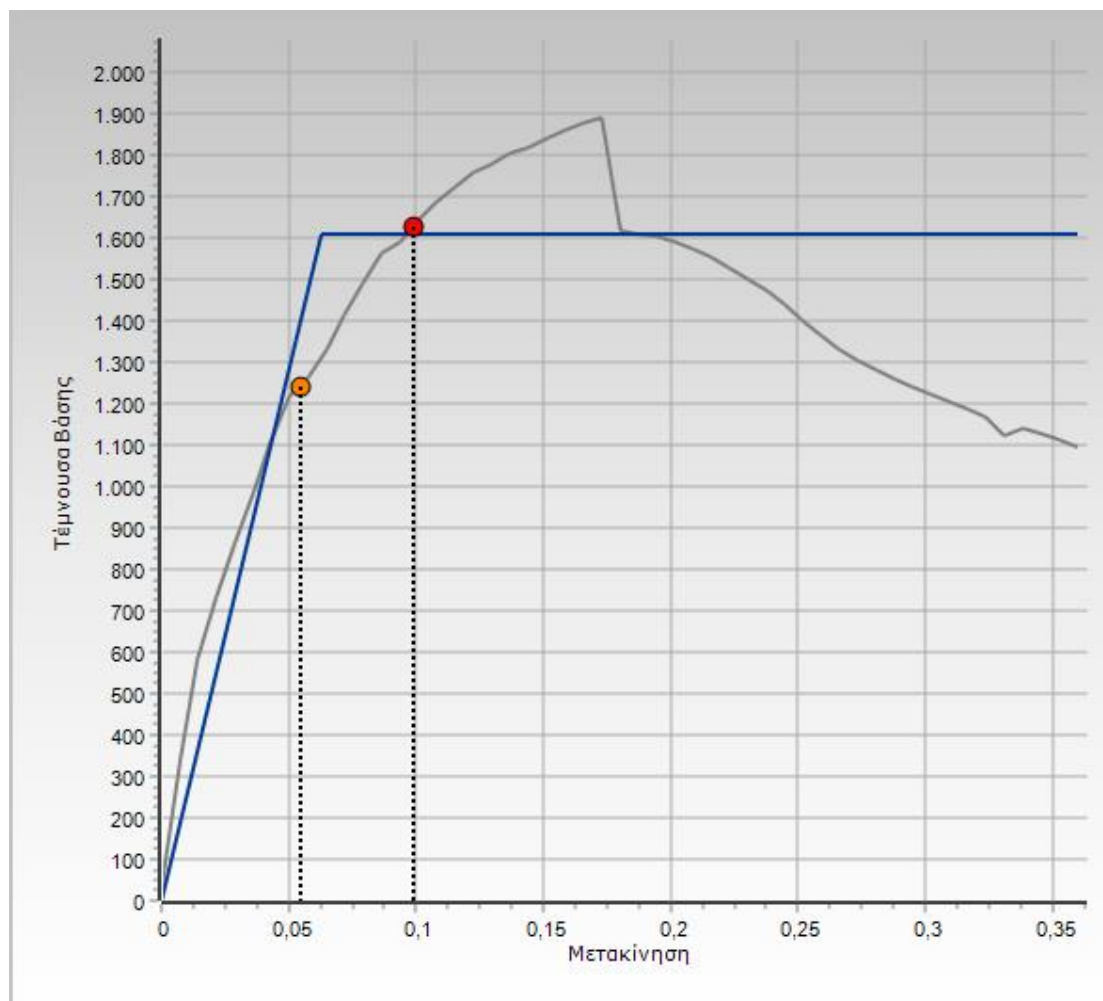


Σχήμα 2.14: Μέλη φορέα που αστοχούν διαμητικά στη ΣΕ ΟΚ

ΜΟΝΤΕΛΟ ΜΕ ΤΟΙΧΟΥΣ ΠΛΗΡΩΣΕΩΣ

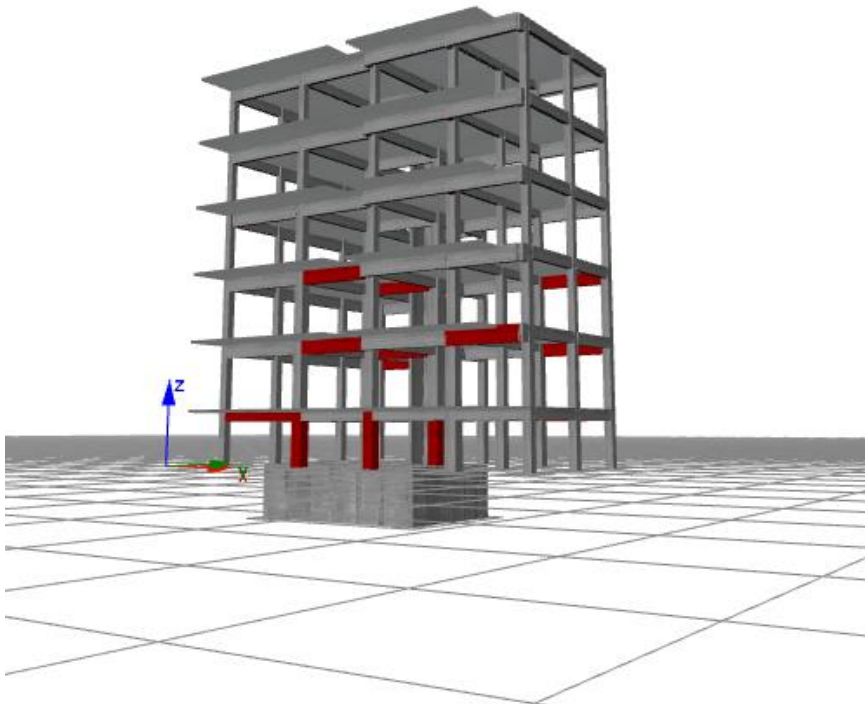
Για τη Χ διεύθυνση και ανάλυση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. προκύπτει:

Με τη διγραμμικοποίηση της καμπύλης pushover Σχήμα 2.15, σε όρους τέμνουσας βάσης V_b - στοχευμένης μετατόπισης δ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., ορίζεται ως σημείο διαρροής της κατασκευής, αυτό που αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης $F_y = 1609.84\text{KN}$ μετατόπιση διαρροής $\delta_y = 0.0629\text{ m}$. Για τη Σ.Ε σημαντικές βλάβες Β (πορτοκαλί κουκίδα) η στοχευμένη μετατόπιση είναι $\delta_{Bx} = 0.054\text{ m}$ και για οιονεί κατάρρευση (κόκκινη κουκίδα) C, $\delta_{Cx} = 0.099\text{ m}$.

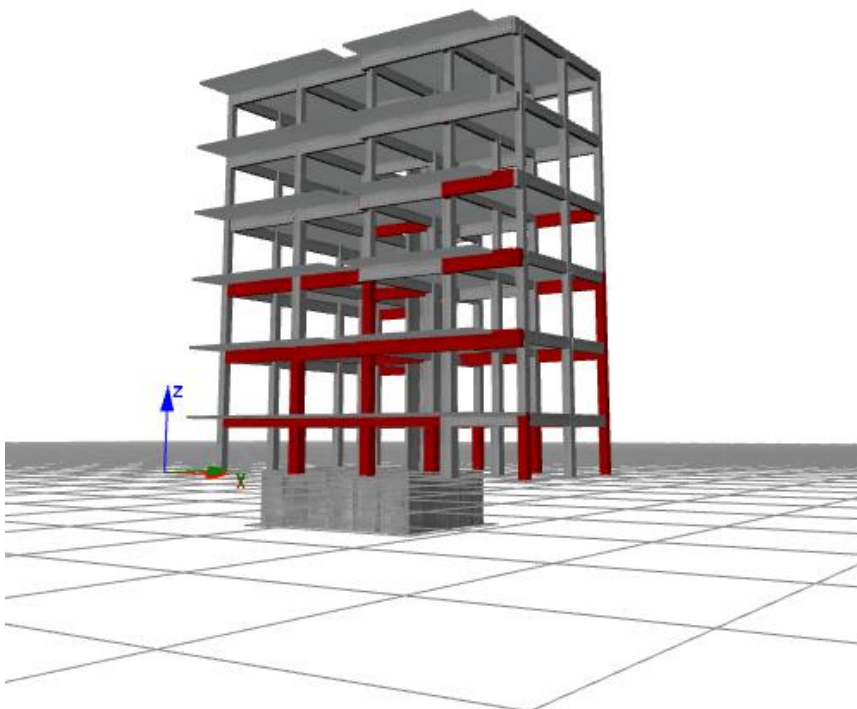


Σχήμα 2.15: Pushover κατά τη διεύθυνση Χ για μοντέλο με τοίχους πλήρωσεως

Οι διατμητικές αστοχίες του φορέα για την επιτάχυνση αυτή φαίνονται στα Σχήματα 2.16-2.17, με κόκκινο χρώμα τα μέλη που αστοχούν. Στον έλεγχο για γωνία στροφής χορδής δεν παρουσιάστηκαν προβλήματα.



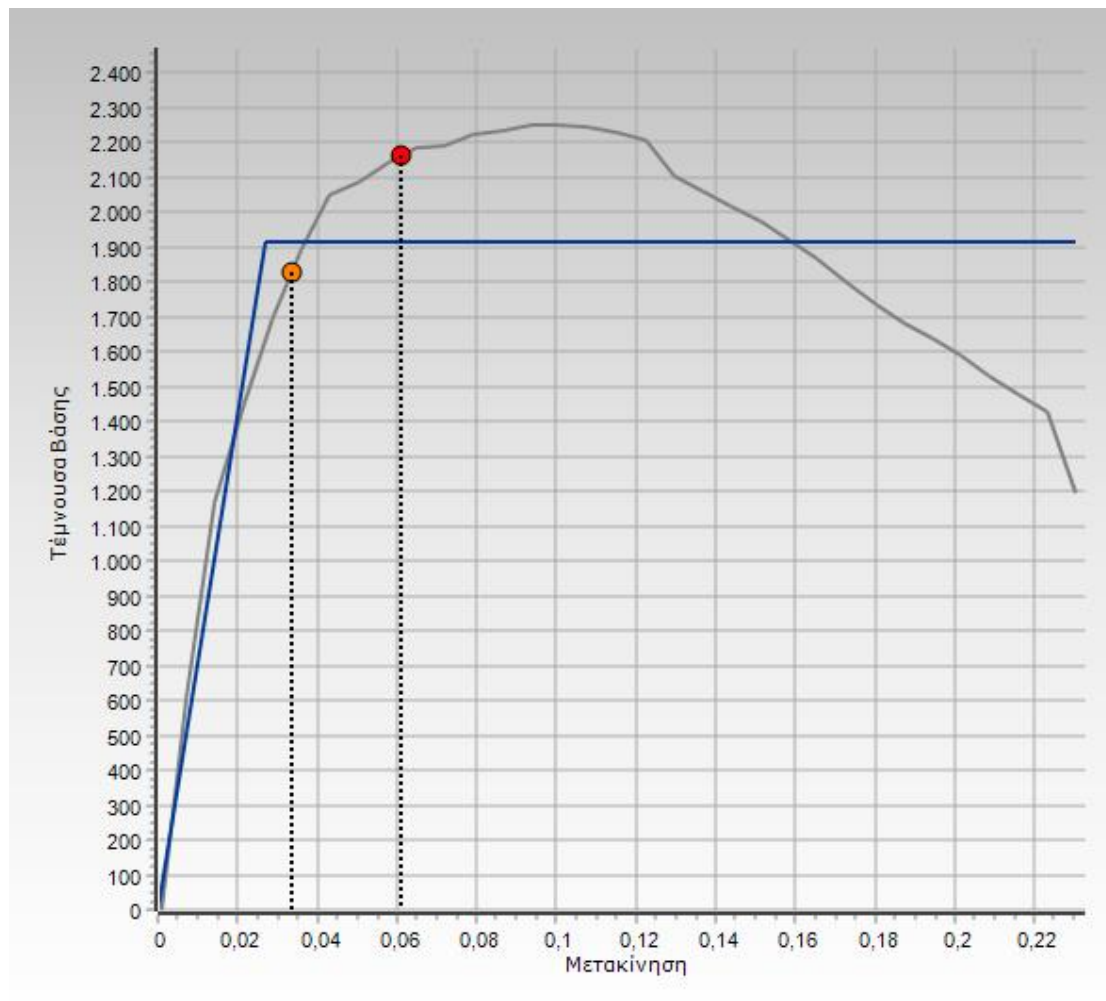
Σχήμα 2.16: Μέλη φορέα που αστοχούν διατμητικά στη Σ.Ε. ΣΒ



Σχήμα 2.17: Μέλη φορέα που αστοχούν διατμητικά στη Σ.Ε. ΟΚ

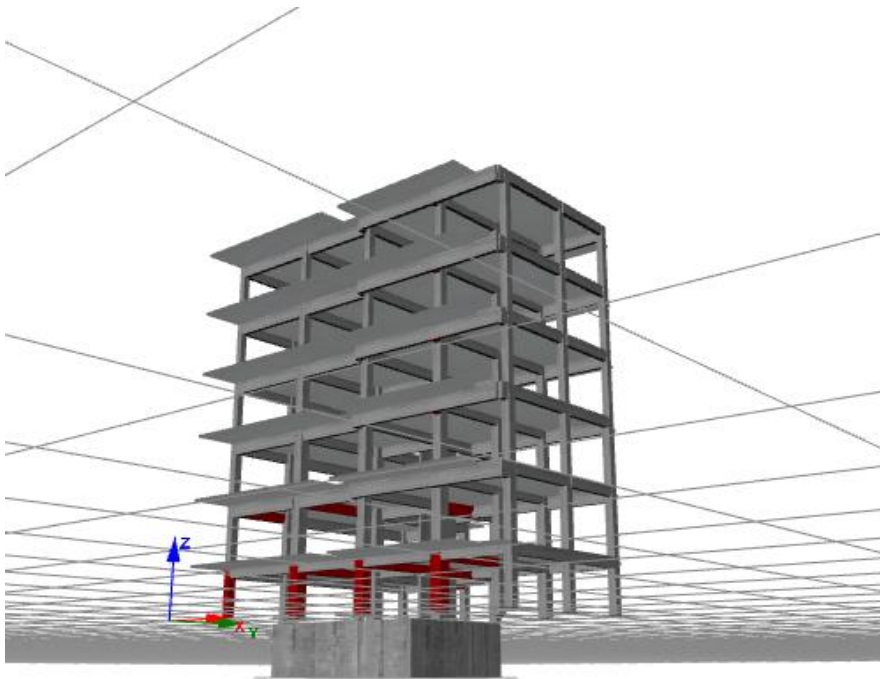
Για τη Y διεύθυνση και ανάλυση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. προκύπτει:

Με τη διγραμμικοποίηση της καμπύλης pushover Σχήμα 2.18, σε όρους τέμνουσας βάσης V_b - στοχευμένης μετατόπισης δ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., ορίζεται ως σημείο διαρροής της κατασκευής, αυτό που αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης $F_y = 1913.17\text{KN}$ μετατόπιση διαρροής $\delta_y = 0.027\text{ m}$. Για τη Σ.Ε σημαντικές βλάβες Β (πορτοκαλί κουκίδα) η στοχευμένη μετατόπιση είναι $\delta_{By} = 0.033\text{ m}$ και για οιονεί κατάρρευση (κόκκινη κουκίδα) C, $\delta_{Cy} = 0.061\text{ m}$. Οι διατμητικές αστοχίες του φορέα για την επιτάχυνση αυτή φαίνονται στα Σχήματα 2.19-2.20, με κόκκινο χρώμα τα μέλη που αστοχούν. Στον έλεγχο για γωνία στροφής χορδής δεν παρουσιάστηκαν προβλήματα.

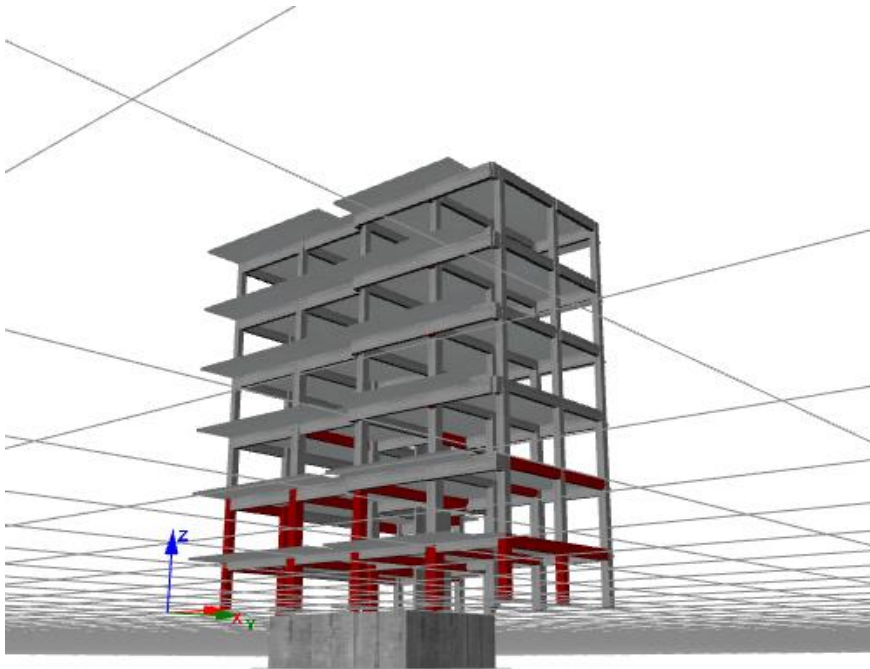


Σχήμα 2.18: Pushover κατά τη διεύθυνση Y για κτίριο με τοίχους πληρώσεως

Οι διατμητικές αστοχίες του φορέα για την επιτάχυνση αυτή φαίνονται στα Σχήματα 2.19-2.20, με κόκκινο χρώμα τα μέλη που αστοχούν. Στον έλεγχο για γωνία στροφής χορδής δεν παρουσιάστηκαν προβλήματα.



Σχήμα 2.19: Μέλη φορέα που αστοχούν διατμητικά στη Σ.Ε. ΣΒ



Εικόνα 2.20: Μέλη φορέα που αστοχούν διατμητικά στη Σ.Ε. ΟΚ

Παρατηρούμε ότι στοχευμένη μετακίνηση για σημαντικές βλάβες στο προσομοίωμα χωρίς τοίχους πληρώσεως 0.0637 ενώ παρατηρούμε ότι στοχευμένη μετακίνηση για σημαντικές βλάβες στο προσομοίωμα με τοίχους πληρώσεως 0.0543. Αυτό είναι αναμενόμενο καθώς η περίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, το οποίο εμείς εξετάζουμε για την στοχευμένη μετατόπιση, έχει μικρότερη περίοδο στο κτίριο με τοίχους πληρώσεως λόγω αυξημένης δυσκαμψίας και κατά συνέπεια μικρότερο δτ. Όσον αφορά την τέμνουσα διαρροής παρατηρήθηκε για το κτίριο χωρίς τοίχους πληρώσεως είναι μικρότερη από αυτή του μοντέλου με τοίχους πληρώσεως. Πιο συγκεκριμένα 1178.78 kN έναντι 1609.84 kN. Επίσης αναμενόμενο μιας και το προσομοίωμα με τους τοίχους πληρώσεως παρουσιάζει αυξημένη δυσκαμψία. Τέλος παρατηρήθηκε ότι στο μοντέλο με τις τοίχους πληρώσεως οι αστοχίες συγκεντρώνονται στους κάτω ορόφους όπου παρατηρείται η πυλωτή πράγμα το οποίο είναι αναμενόμενο.

Από τα αποτελέσματα αυτά διαπιστώνονται πολλές διατμητικές αστοχίες σε δοκούς και υποστυλώματα, που στη πραγματικότητα είναι ψαθυρές, γεγονός που καθιστά το μοντέλο αναξιόπιστο. Αυτό οφείλεται σε αδυναμίες του κανονισμού όπως η συντηρητική θεώρηση της διατμητικής αντοχής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, η παλαιότητα της κατασκευής και ο τρόπος μελέτης της, σύμφωνα με τους τότε κανονισμούς. Έτσι ξεκινάει η διερεύνηση της φασματικής επιτάχυνσης a_g που οδηγεί στη πρώτη ψαθυρή αστοχία για να οριστεί ως η νέα στάθμη Γ οιονεί κατάρρευση (NC) και για να προσδιοριστεί η νέα στάθμη Β σημαντικές βλάβες (LS) κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Έπειτα από διερεύνηση μέσω δοκιμών στο λογισμικό SeisMobuild προκύπτουν οι επιταχύνσεις για τις δυο διευθύνσεις Χ και Υ. Για το μοντέλο με τοίχους πληρώσεως προκύπτει η πρώτη αστοχία έναντι τέμνουσας σε υποστύλωμα για φασματική επιτάχυνση $a_{g,x}=0.051g$ με τέμνουσα βάσης $F_b=1609.83$ kN. Αγνοώντας τις μετακινήσεις και την επιρροή του δώματος, οι επί τις εκατό σχετικές στροφές θ_x ανηγμένη παραμόρφωση των ορόφων του υποστυλώματος Κ8, που βρίσκεται πιο κοντά στο κέντρο βάρους της κατασκευής, για τις στάθμες επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. υπολογίζεται διαιρώντας τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων με τα αντίστοιχα ύψη. Προκύπτουν οι τιμές κατά τους Πίνακες 2.20-2.21 που προκύπτουν από τις μετακινήσεις, σύμφωνα με το λογισμικό SeisMobuild :

floor	Pilotis	1 st floor	2 nd floor	3 rd floor	4 th floor	5 th floor
d_b	0.0042	0.0038	0.0032	0.0023	0.0014	0.0003
d_c	0.0072	0.0071	0.0064	0.0046	0.0023	0.0006

Πίνακας 2.20: Μετακινήσεις των ορόφων κατά Χ για την πρώτη διατμητική αστοχία σε υποστύλωμα

$\theta(\%)$	Pilotis	1 st floor	2 nd floor	3 rd floor	4 th floor	5 th floor
B	0.1680	0.1226	0.1032	0.0742	0.0452	0.0097
C	0.2880	0.2290	0.2065	0.1484	0.0742	0.0194

Πίνακας 2.21: Ανηγμένες παραμορφώσεις ορόφων για τις Σ.Ε.

3 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

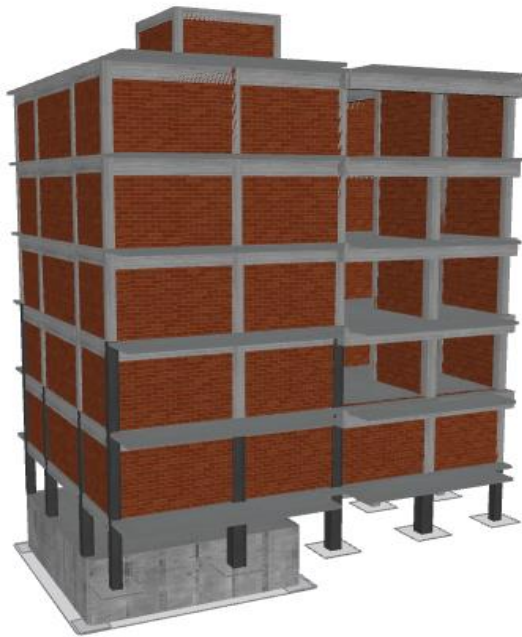
3.1 Γενικά

Η εφαρμογή των ενισχύσεων έχει ως σκοπό την βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής ή κατά ελάχιστον τη μείωση της διακινδύνευσης της μέσα σε κάποια αποδεκτά όρια. Αναφορικά στη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης περιλαμβάνονται επιλογές που αφορούν την αύξηση της αντοχής και δυσκαμψίας του κτιρίου, η αύξηση της πλαστιμότητάς του και η μείωση της σεισμικής απαίτησης. Η Ομάδα Εργασίας του Ο.Α.Σ.Π.(2021)[5] ανέπτυξε εμπειρικά μια μέθοδο, όπου οι κατασκευές ανάλογα με τη χρονολογία κατασκευής τους, θα πρέπει να είναι ικανές να ανταποκρίνονται κατ' ελάχιστον σε νέες διευρυμένες στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται για συγκεκριμένες τιμές εδαφικών επιταχύνσεων.

3.2 Επιλεγμένη μεθοδολογία ενίσχυσης

Στην εξεταζόμενη κατασκευή, δεδομένου ότι το ισόγειο αποτελεί πυλωτή που χρησιμοποιείται ως χώρος στάθμευσης αυτοκινήτων δεν ήταν δυνατή η τοποθέτηση τοιχίων εξολοκλήρου εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού. Επίσης λόγω της έλλειψης τοιχωμάτων αλλά και την ύπαρξη μικρών υποστυλωμάτων η προσθήκη δύσκαμπτων τοιχωμάτων δεν αποδείχτηκε ιδανική καθώς λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας συγκριτικά με τα υπόλοιπα κατακόρυφα στοιχεία προκαλούσε εντονότερες βλάβες στα γειτονικά υποστυλώματα.

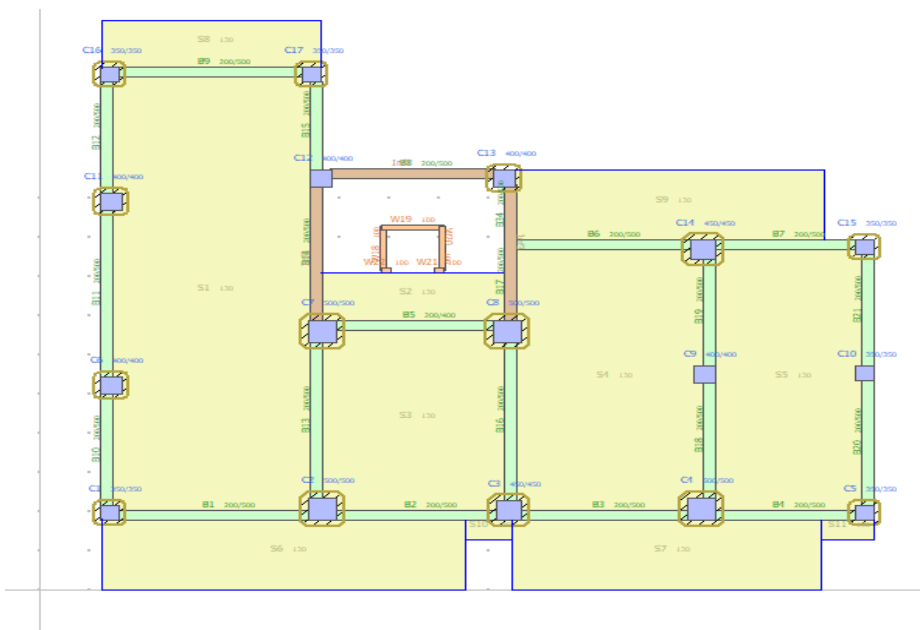
Αν και δεν αποτελεί την μοναδική εναλλακτική μέθοδο ενίσχυσης, επιλέχθηκε η χρήση υλικών με ίνες πολυμερών (Fiber-Reinforced Polymer – FRP). Κάποιοι από τους λόγους για τους οποίους επιλέχθηκε η μέθοδος ενίσχυσης με ΙΟΠ είναι ο αρχιτεκτονικός περιορισμός της πυλωτής ο οποίος χρησιμοποιείται ως χώρος στάθμευσης, καθώς και η υψηλή αντοχή προς το βάρος που διαθέτει. Αναλυτικότερα λόγω του μικρού βάρους δεν αυξάνει το βάρος των δομικών στοιχείων με αποτέλεσμα να μην αυξάνονται και οι αδρανειακές δυνάμεις που μελετώνται στο σεισμό. Ο τύπος FRP που επιλέχθηκε είναι SikawrapB Hex 103C. Σύμφωνα με τις αστοχίες που παρατηρήθηκαν στα κατακόρυφα μέλη κατά τη στατική ανελαστική ανάλυση επιλέχθηκαν οι κρίσιμες διατομές οι οποίες ενισχύθηκαν με τις ίνες πολυμερών. Πιο συγκεκριμένα ξεκινώντας από τη δυσμενέστερη διατομή τοποθετήθηκε ένα φύλλο FRP και παρατηρώντας τη συμπεριφορά των υπόλοιπων δομικών στοιχείων ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία έως τότε προέκυψε η παρακάτω ενισχυμένη κατασκευή. Για τα υποστυλώματα που ενισχύθηκαν σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1 χρησιμοποιήθηκε ένα φύλλο FRP.



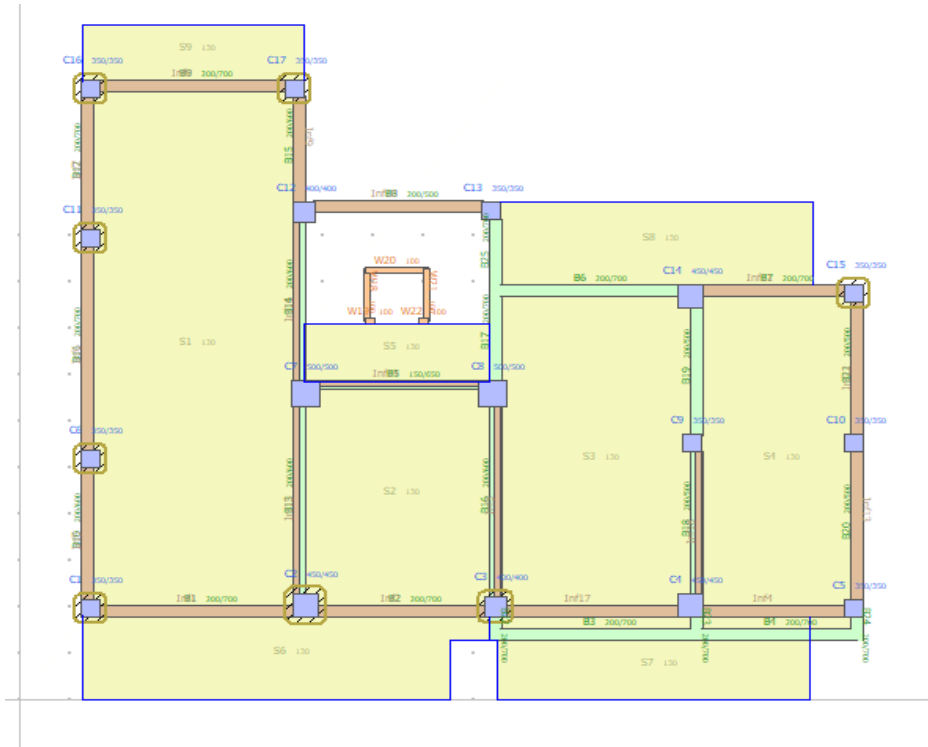
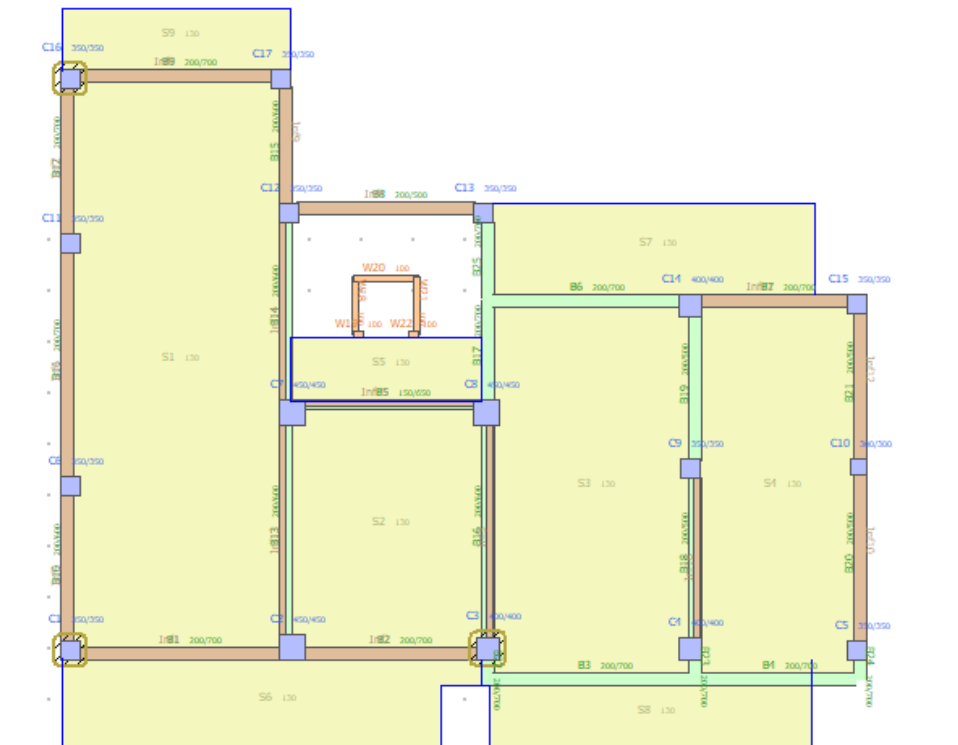
Σχήμα 3.1: Ενισχυμένος φορέας

Pilotis	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	K11	K13	K14	K15	K16	K17
1	K1	K2	K3	K6	K11	K15	K16	K17						
2	K1	K3	K16											

Πίνακας 3.1: Ενισχυμένες διατομές σε κάθε όροφο



Σχήμα 3.2: Κάτοψη ενισχυμένης Pilotis

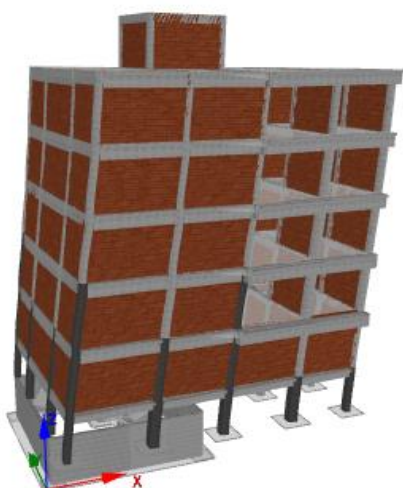
Σχήμα 3.3: Κάτοψη ενισχυμένου 1^{ου} ΟρόφουΣχήμα 3.4: Κάτοψη ενισχυμένου 2^{ου} Ορόφου

3.3 Ιδιομορφική Ανάλυση

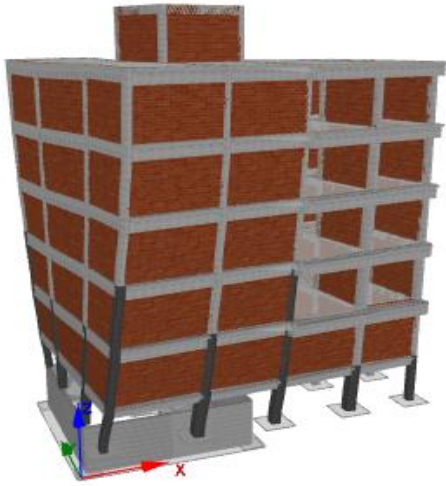
Στη συνέχεια, διεξάγεται η ιδιομορφική ανάλυση, ώστε να μελετηθεί η απόκριση της νέας κατασκευής. Από την ανάλυση αυτή προκύπτουν οι κυρίαρχες ιδιομορφές ανά διεύθυνση, οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και τα ποσοστά συμμετοχής των ενεργών ιδιομορφικών μαζών σε αυτές, Πίνακας 3.2. Ενώ στα Σχήματα 3.5-3.7 παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις του φορέα για τις κύριες Ιδιοπεριόδους.

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Ενεργός Ιδιομορφική μάζα		
		X	Y	RZ
1	0.73	74.01%	0.08%	1.04%
2	0.51	0.22%	29%	52.49%
3	0.5	0.54%	51.85%	31.66%

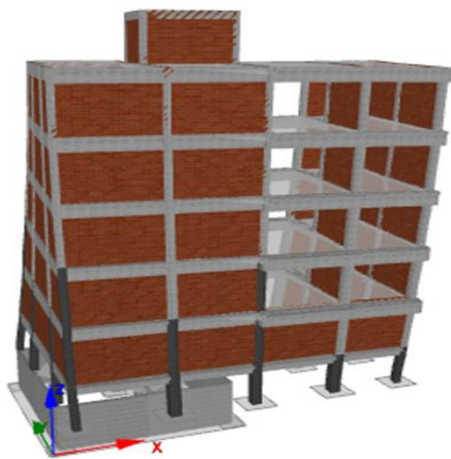
Πίνακας 3.2: Ιδιοπερίοδοι και Ενεργές Ιδιομορφικές Μάζες



Σχήμα 3.5: Μεταφορική κατά τον X



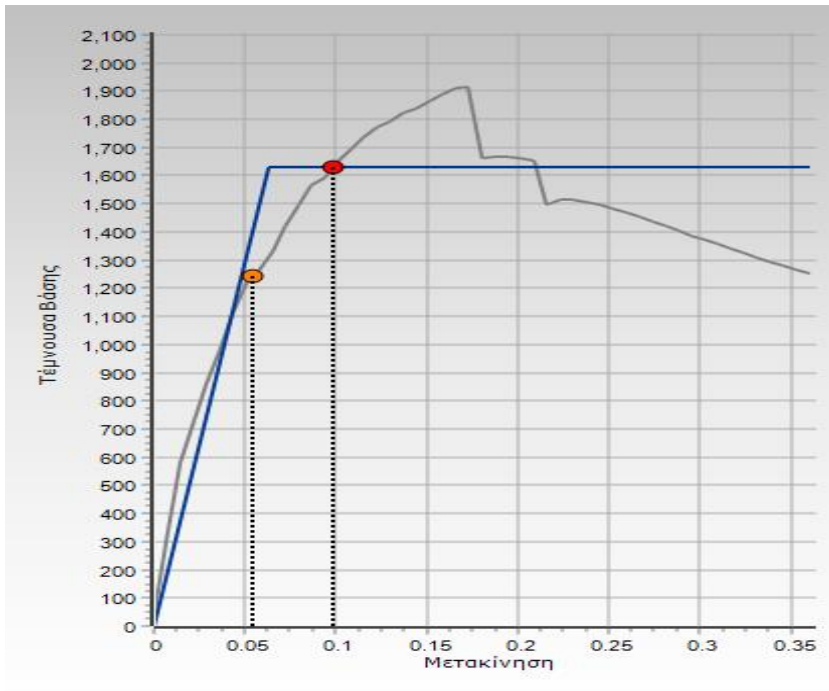
Σχήμα 3.6: Στροφική περί τον Z



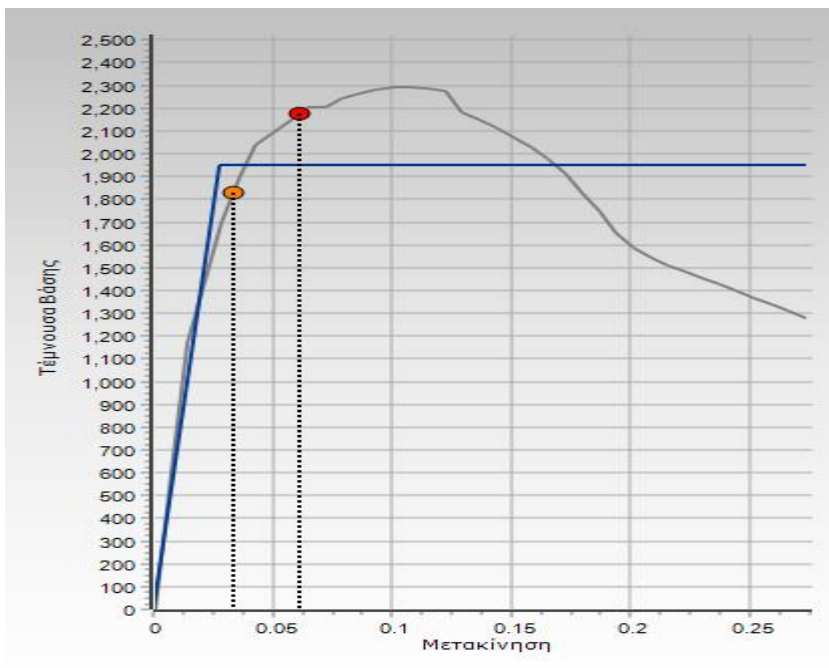
Σχήμα 3.7: Μεταφορική κατά τον Y σε συνδυασμό με στροφική περί τον Z

3.4 Ανελαστική Στατική Ανάλυση

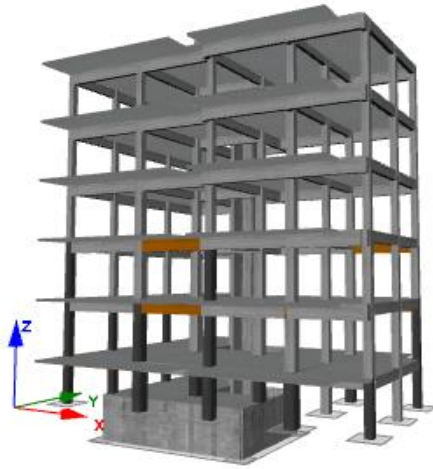
Με την ολοκλήρωση της ιδιομορφικής ανάλυσης, εκτελείται η ανελαστική στατική ανάλυση για τις στάθμες επιτελεστικότητας που εισήχθησαν προηγουμένως, B2 και Γ1. Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων για την ενισχυμένη κατασκευή μπορεί πλέον να θεωρηθεί Υψηλή. Με την ολοκλήρωση της ανάλυσης προκύπτουν οι Καμπύλες Ικανότητας του φορέα για τις δύο κύριες διευθύνσεις, σε όρους τέμνουσας βάσης V_b και στοχευμένης μετατόπισης δ_t , οι οποίες παρουσιάζονται στα Σχήματα 3.1 και 3.2. Ακολούθως, πραγματοποιούνται οι έλεγχοι στροφής χορδής και διατμητικής αντοχής στα μέλη της κατασκευής, για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» - (B2) και «Οιονεί Κατάρρευση» - (Γ1) σε κάθε διεύθυνση, των οποίων τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στα Σχήματα



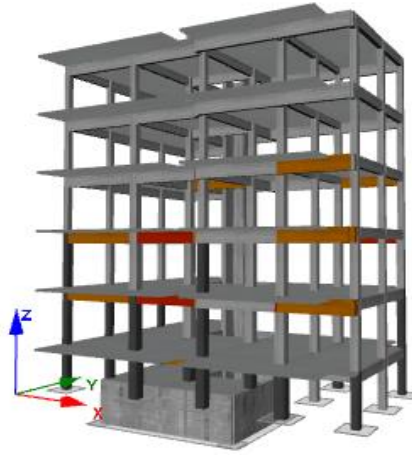
Σχήμα 3.8: Καμπύλη Ικανότητας στη διεύθυνση x



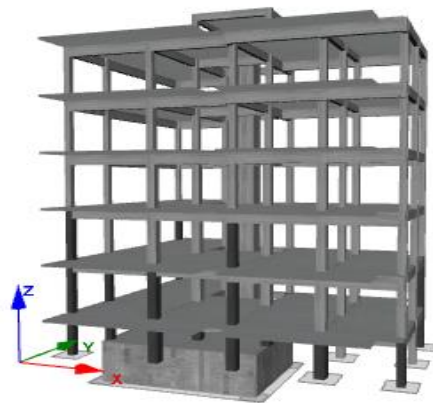
Σχήμα 3.9: Καμπύλη Ικανότητας στη διεύθυνση y



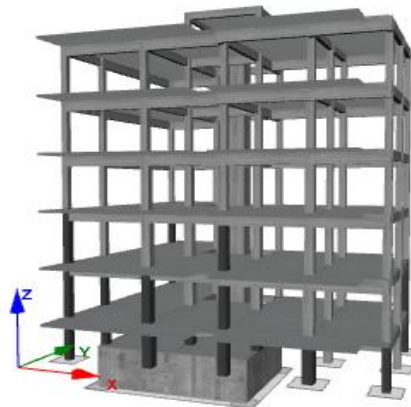
Εικόνα 3.10: Έλεγχος Τέμνουσας για Β2



Εικόνα 3.11: Έλεγχος Τέμνουσας για Γ1



Εικόνα 3.12: Έλεγχος Στροφής Χορδής Β2



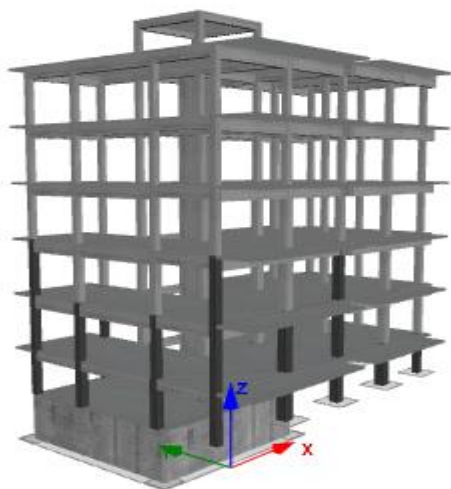
Εικόνα 3.13: Έλεγχος Στροφής Χορδής Γ1

Προκύπτει και στις δύο διευθύνσεις ότι ικανοποιείται ο έλεγχος στροφής και για τις δύο στάθμες επιτελεσματικότητας. Ωστόσο, δε συμβαίνει το ίδιο για τον έλεγχο τερνουσών δυνάμεων, όπου παρατηρούνται διατμητικές αστοχίες σε δοκούς. Το ερώτημα που παραμένει είναι εάν η ενίσχυση έχει πετύχει το σκοπό της. Με βάση το άρθρο που δημοσιεύτηκε από την Ομάδα Εργασίας του Ο.Α.Σ.Π.(2021)[5] , με συντονιστή τον Εμμ. Βουγιούκα και αντικείμενο τη σύνταξη πρότασης για την κατάταξη της σεισμικής διακινδύνευσης των κτιρίων, προκύπτει ο Πίνακας 3.3. Αφορά τους προτεινόμενους διευρυμένους στόχους επιτελεσματικότητας και επισημαίνονται οι ελάχιστες σεισμικές κλάσεις που προτείνεται να θεωρούνται αποδεκτές ως στόχοι ανασχεδιασμού.

B2	Περίοδος: ...<1985
B3+	Περίοδος: 1985 < ... <1995
B2+	Περίοδος: 1995<...

Πίνακας 3.3: Διευρυμένες Στάθμες Επιτελεσματικότητας

Η υπό μελέτη κατασκευή είναι του 1980 συνεπώς ανήκει κατ' ελάχιστον στη B3 σεισμική κλάση. Το Seisbuild παρέχει τους διευρυμένους στόχους επιτελεσματικότητας. Τα αποτελέσματα των ελέγχων έναντι τέρνουσας δύναμης παρατίθενται στο Σχήμα 3.14.



Σχήμα 3.14: Έλεγχος Τέρνουσας Δύναμης για Στάθμη B3

Συνεπώς, η ενισχυμένη κατασκευή κατατάσσεται μεταξύ των κατηγοριών B3 και πληροί επαρκώς τις προδιαγραφές ενός κτιρίου χτισμένου προγενέστερα των χρονολογιών 1985.

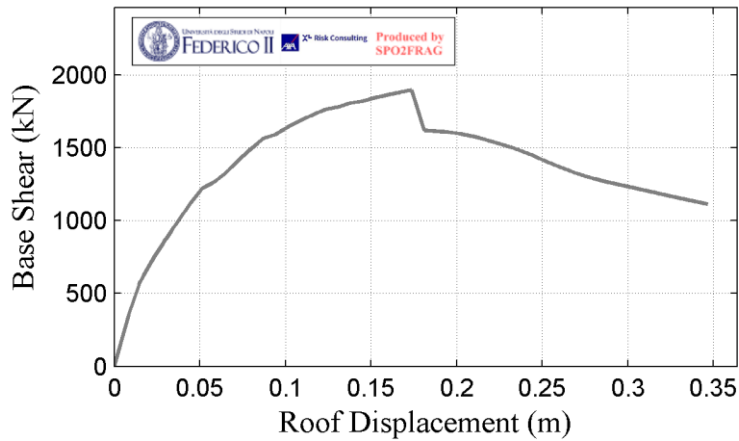
4 ΟΙΚΟΝΟΜΟΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΚΕΥΗΣ

4.1 Εκτίμηση Τρωτότητας

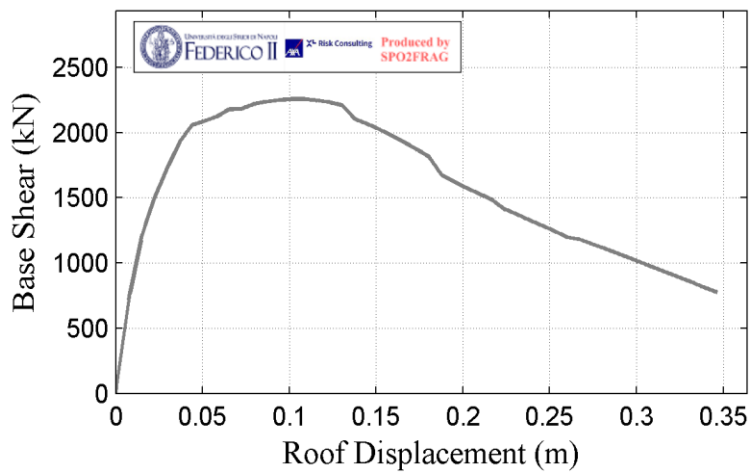
Η εκτίμηση των καμπύλων τρωτότητας πραγματοποιήθηκε μέσω του λογισμικού SPO2FRAG [16] , που αναπτύχθηκε από τους *Γ.Βαλτζόπουλο, Δ. Βαμβάτσικο* κ.α. (2017). Για τον σκοπό αυτό ήταν απαραίτητο να χρησιμοποιηθούν τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης Static Pushover (SPO). Το λογισμικό βασίζεται στον αλγόριθμο SPO2IDA, ο οποίος αποτελεί μια προσέγγιση, που βασίζεται στη χρήση ενός ισοδύναμου συστήματος ενός βαθμού ελευθερίας για τη δημιουργία μιας προσαυξητικής δυναμικής ανάλυσης (IDA), χρησιμοποιώντας τη σχέση δύναμης-πλαστημότητας-περιόδου με σκοπό τη παραγωγή των καμπύλων του 16ου, 50ού και 84ου ποσοστημορίου (fractile curves). Οι καμπύλες αυτές αφορούν τη διάμεσο της σχέσης σχετικής στροφής ορόφων (drifts) με τη φασματική επιτάχυνση και τις τιμές που παίρνει η σχέση αυτή στο διάστημα 16% με 84%. Στη συνέχεια, μετατρέπονται σε αντίστοιχες για πολυβάθμιο φορέα και συνεπώς, σχεδιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας για τις επιλεγμένες στάθμες επιτελεσματικότητας, που αποδίδουν την πιθανότητα υπέρβασης κάθε επιπέδου βλάβης. Οι Καμπύλες Τρωτότητας εκτιμήθηκαν για τις στάθμες επιτελεσματικότητας «Σημαντικές Βλάβες» - B2 και «Οιονεί Κατάρρευση» - Γ1, όπου θεωρήθηκε ως αστοχία της κατασκευής η πρώτη διατμητική αστοχία κατακόρυφου μέλους σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και για τις δύο διευθύνσεις.

Αρχικά, εισήχθησαν ως δεδομένα η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής και οι μετακινήσεις κάθε ορόφου, όπως προέκυψε από την ανάλυση που πραγματοποιήθηκε στο Seismonbuild και για τις δύο διευθύνσεις.

Μη ενισχυμένη κατασκευή

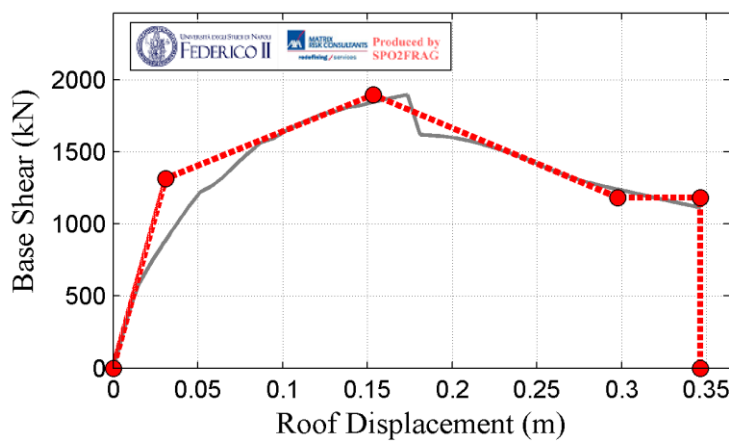


Σχήμα 4.1: Εισαγωγή καμπύλης ικανότητας στη διεύθυνση X

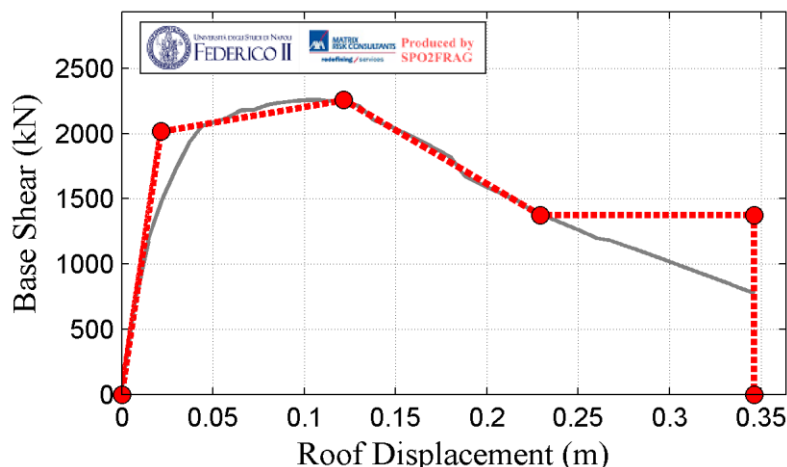


Σχήμα 4.2: Εισαγωγή καμπύλης ικανότητας στη διεύθυνση Y

Εισάγοντας τα δεδομένα της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής και τις μετακινήσεις των ορόφων, σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης στο Seisbuild, προέκυψε η διγραμμοποιημένη καμπύλη.

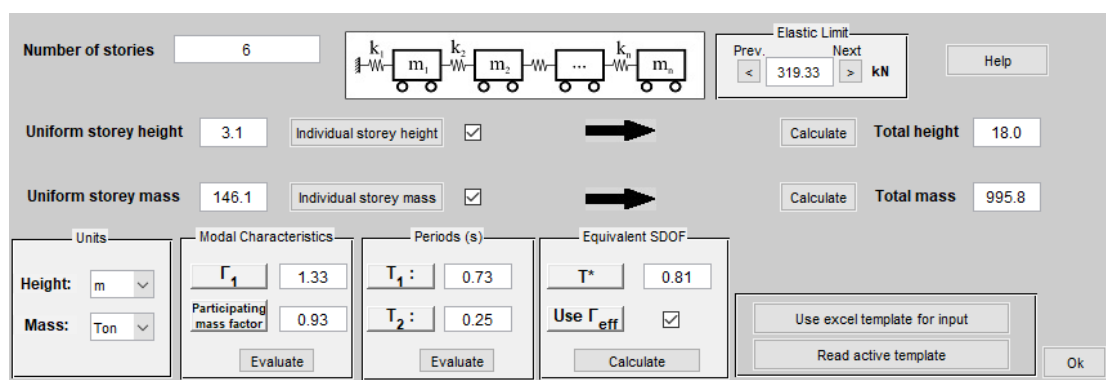


Σχήμα 4.3: Διγραμμοποίηση καμπύλης ικανότητας διεύθυνση x

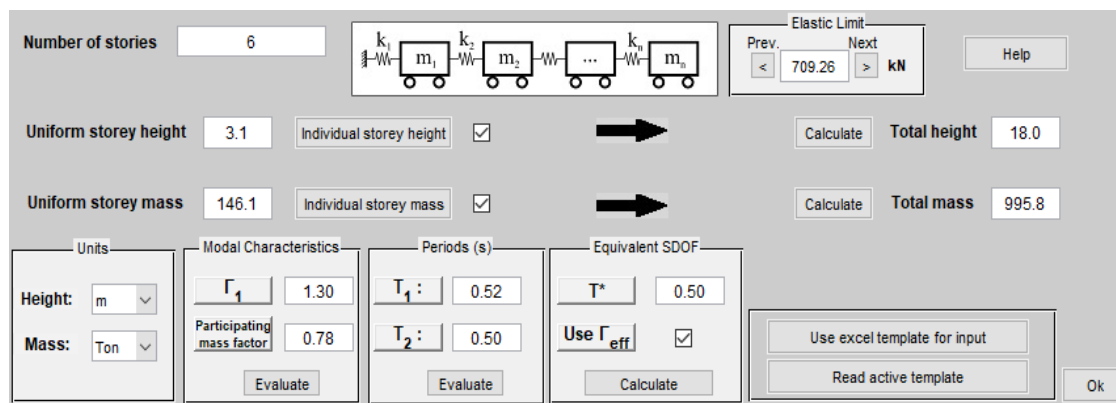


Σχήμα 4.4: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας διεύθυνση y

Στη συνέχεια εντάσσονται τα γεωμετρικά και δυναμικά στοιχεία της κατασκευής Σχήματα 4.5-4.6. Όπου ο αριθμός ορόφων είναι 6, το ύψος ορίζεται ξεχωριστά για κάθε όροφο όπως και η μάζα. Έτσι υπολογίζεται το συνολικό ύψος της κατασκευής 18 m και η συνολική μάζα ίση με 995,75 ton. Ο συντελεστής συμμετοχής $\Gamma_1=1.33$, το ποσοστό ταλαντούμενης μάζας 93%, οι περίοδοι των δύο δεσπόζουσων ιδιομορφών $T_1=0,73$ sec και $T_2= 0.25$ sec και υπολογίζεται η ισοδύναμη περίοδος $T^*= 0.81$ sec.

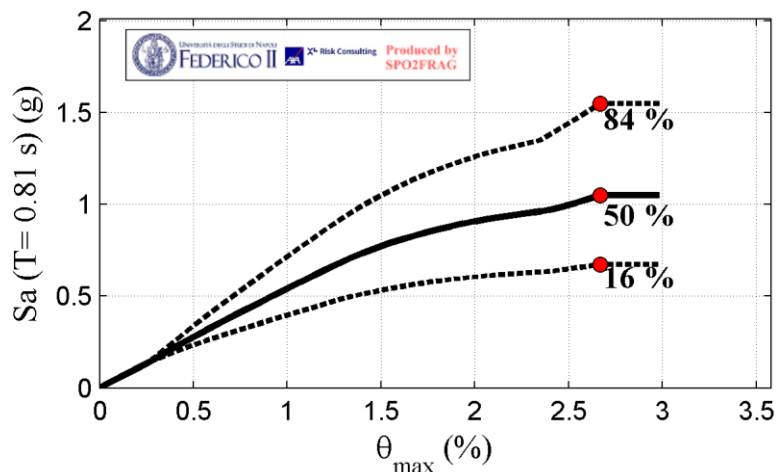


Σχήμα 4.5: Γεωμετρικά και δυναμικά στοιχεία της κατασκευής-διεύθυνση x

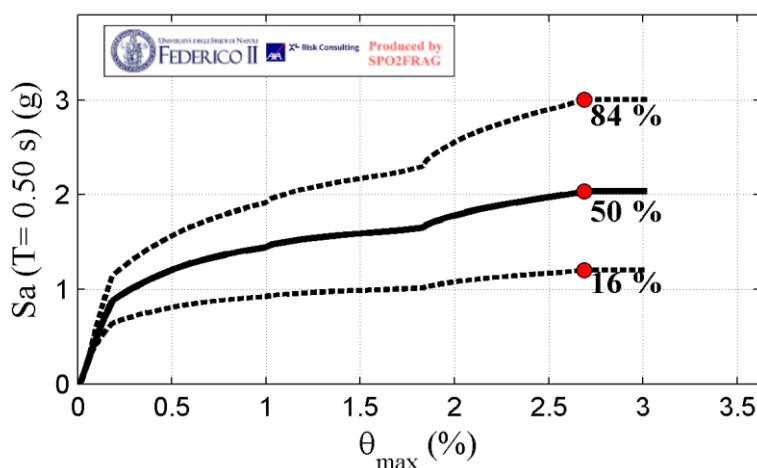


Εικόνα 4.6: Γεωμετρικά και δυναμικά στοιχεία της κατασκευής-διεύθυνση y

Στη συνέχεια, προέκυψαν οι ποσοστιαίες καμπύλες ανηγμένων παραμορφώσεων ορόφων για τα διαστήματα 16%, 50%, 85%. Στον οριζόντιο άξονα απεικονίζονται οι τιμές της μέγιστης ανηγμένης στροφής ορόφου και στον κατακόρυφο άξονα η φασματική επιτάχυνση, Σχήματα 4.7-4.8.



Σχήμα 4.7: Ποσοστιαίες καμπύλες ανηγμένων παραμορφώσεων- διεύθυνση x



Σχήμα 4.8: Ποσοστιαίες καμπύλες ανηγμένων παραμορφώσεων- διεύθυνση y

Τέλος, ορίστηκαν οι στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες εκτιμήθηκαν οι καμπύλες τρωτότητας και εισήχθησαν οι μέγιστες τιμές ανηγμένης στροφής ορόφου (drifts) για κάθε μία από αυτές, για τη πρώτη διατμητική αστοχία κατακόρυφου στοιχείου κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και για τις δύο διευθύνσεις, Πίνακας 4.1.

θ(%)	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί Κατάρρευση
Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	0.1680	0.2880
Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	0.1080	0.2120

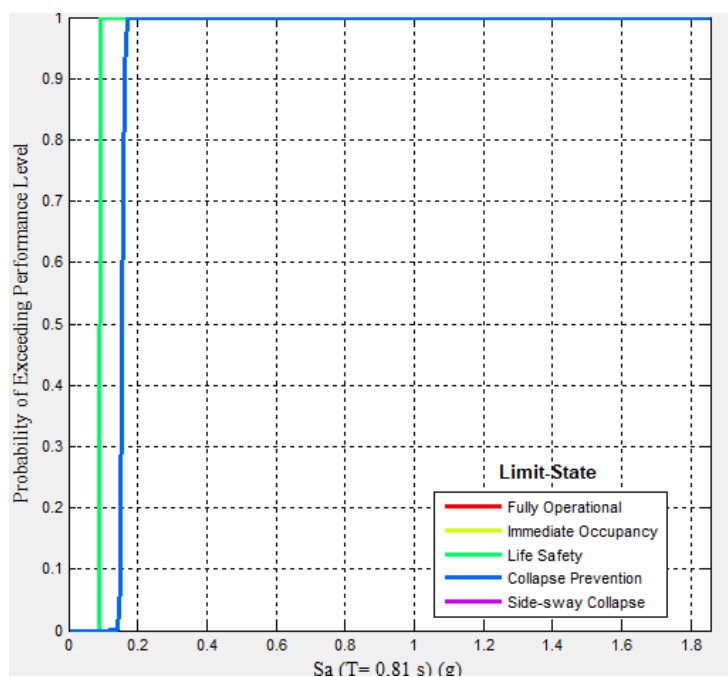
Πίνακας 4.1: Μέγιστες τιμές ανηγμένης στροφής ορόφου για πρώτη διατμητική αστοχία

Ακολούθως, στα Σχήματα 4.9 – 4.10 παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας, όπως αυτές προέκυψαν από το λογισμικό SPO2FRAG και στους Πίνακες 4.2 - 4.3 οι μέσες τιμές των φασματικών επιταχύνσεων και η τυπική απόκλιση αυτών.

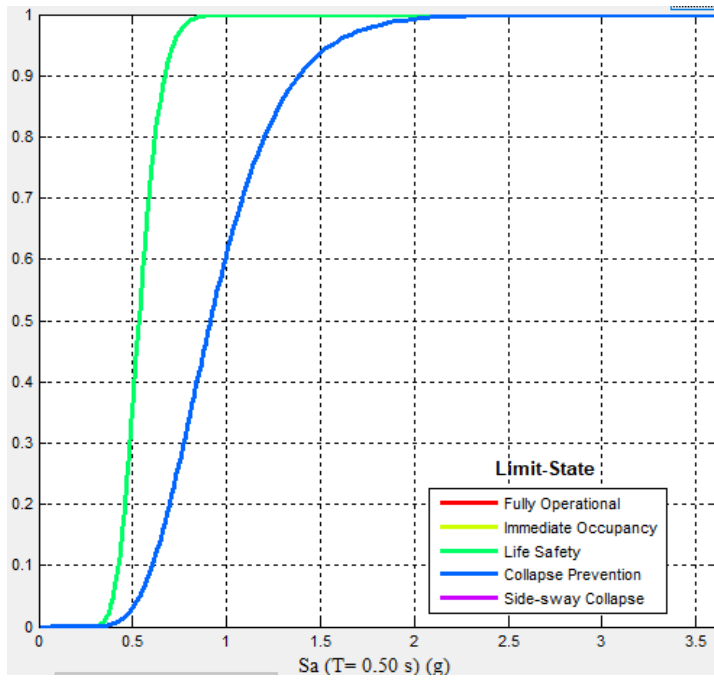
	Μέση $S_a(T)$ (g)	Λογαριθμική Τυπική Απόκλιση
B2	0.0904	0.01
Γ1	0.1549	0.0307

Πίνακας 4.2: Μέσες τιμές $S_a(T)$ και τυπική απόκλιση-διεύθυνση x

	Μέση $S_a(T)$ (g)	Λογαριθμική Τυπική Απόκλιση
B2	0.533	0.179
Γ1	0.915	0.323

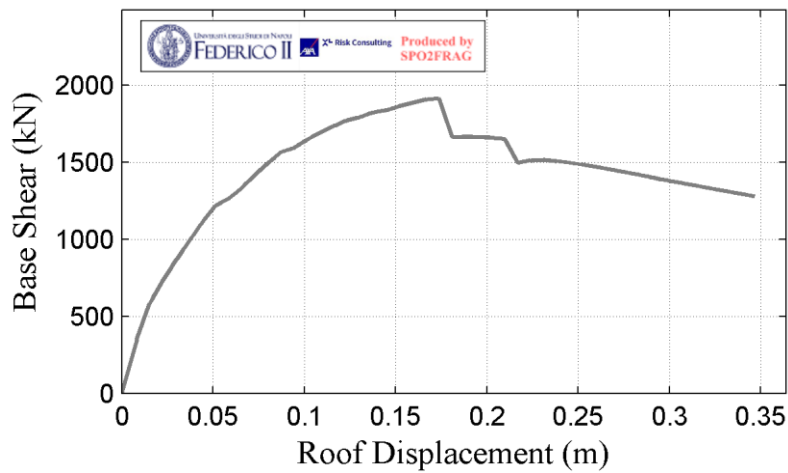
Πίνακας 4.3: Μέσες τιμές $S_a(T)$ και τυπική απόκλιση-διεύθυνση y

Σχήμα 4.9: Καμπύλες Τρωτότητας-X διεύθυνση

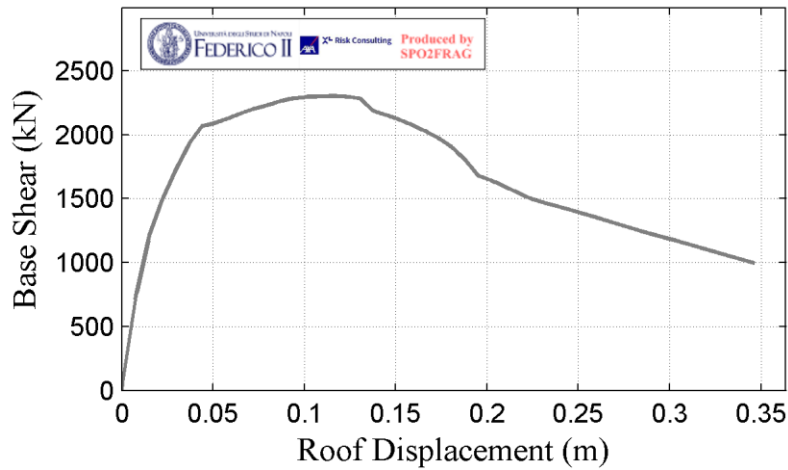


Σχήμα 4.10: Καμπύλες Τρωτότητας-Υ διεύθυνση

Ενισχυμένη κατασκευή

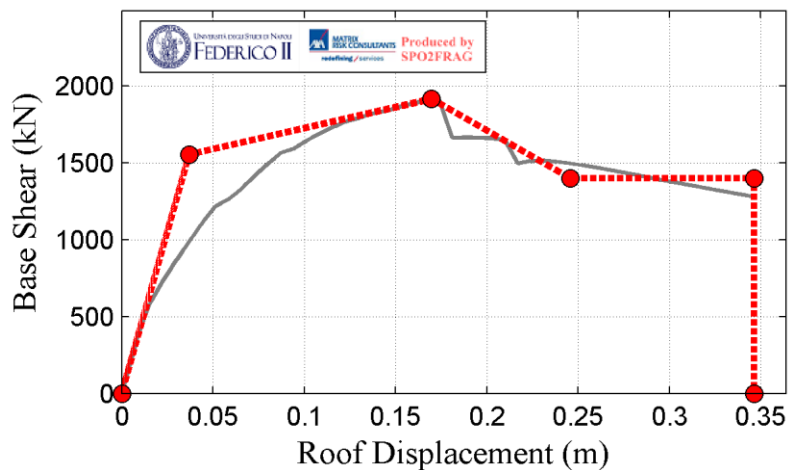


Σχήμα 4.11: Εισαγωγή καμπύλης ικανότητας στη διεύθυνση X

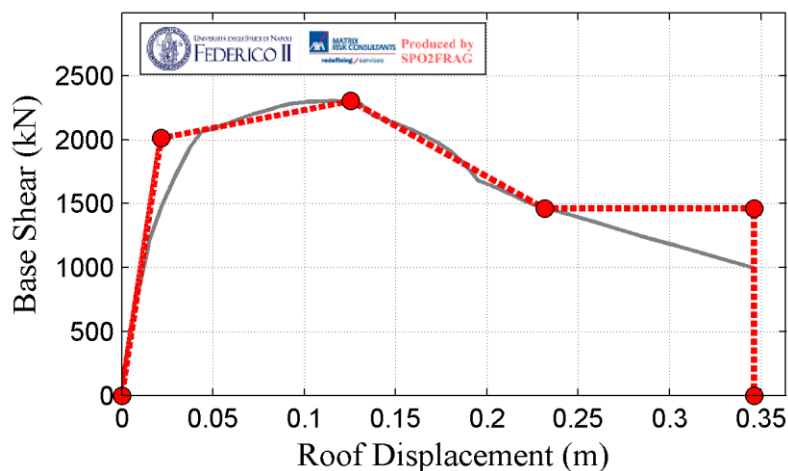


Σχήμα 4.12: Εισαγωγή καμπύλης ικανότητας στη διεύθυνση y

Εισάγοντας τα δεδομένα της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής και τις μετακινήσεις των ορόφων, σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης στο Seisbuild, προέκυψε η διγραμμοποιημένη καμπύλη, Σχήματα 4.13-4.14.



Σχήμα 4.13: Διγραμμοποίηση καμπύλης ικανότητας διεύθυνση x



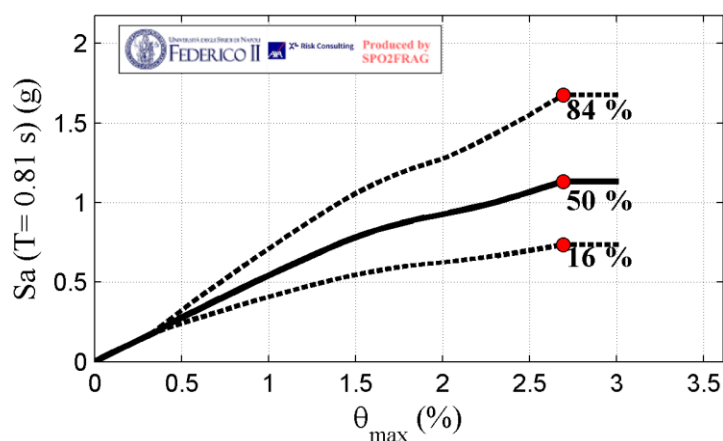
Σχήμα 4.14: Διγραμμοποίηση καμπύλης ικανότητας διεύθυνση y

Στη συνέχεια εντάσσονται τα γεωμετρικά και δυναμικά στοιχεία της κατασκευής Σχήματα 4.15-4.16. Όπου ο αριθμός ορόφων είναι 6, το ύψος ορίζεται ξεχωριστά για κάθε όροφο όπως και η μάζα. Έτσι υπολογίζεται το συνολικό ύψος της κατασκευής 18 m και η συνολική μάζα ίση με 995,75 ton. Ο συντελεστής συμμετοχής $\Gamma_1=1.33$, το ποσοστό ταλαντούμενης μάζας 93%, οι περίοδοι των δύο δεσπόζουσων ιδιομορφών $T_1=0,73$ sec και $T_2= 0.25$ sec και υπολογίζεται η ισοδύναμη περίοδος $T^*=0.81$ sec.

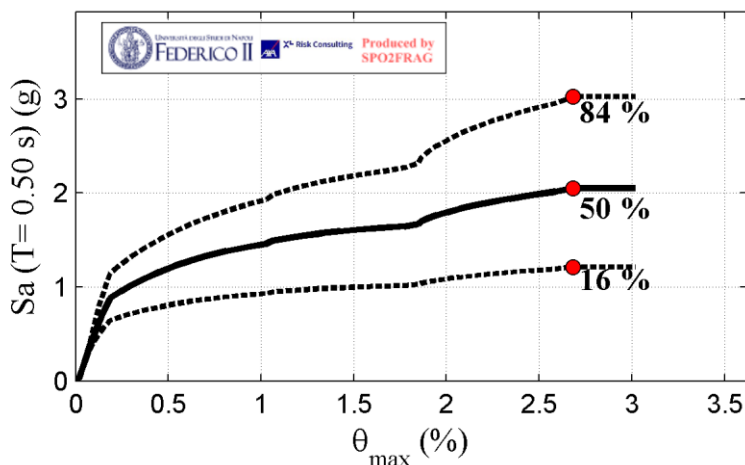
Σχήμα 4.15: Γεωμετρικά και δυναμικά στοιχεία της κατασκευής-διεύθυνση x

Σχήμα 4.16: Γεωμετρικά και δυναμικά στοιχεία της κατασκευής-διεύθυνση y

Στη συνέχεια, προέκυψαν οι ποσοστιαίες καμπύλες ανηγμένων παραμορφώσεων ορόφων για τα διαστήματα 16%, 50%, 85%. Στον οριζόντιο άξονα απεικονίζονται οι τιμές της μέγιστης ανηγμένης στροφής ορόφου και στον κατακόρυφο άξονα η φασματική επιτάχυνση, Σχήματα 4.17-4.18.



Σχήμα 4.17: Ποσοστιαίες καμπύλες ανηγμένων παραμορφώσεων- διεύθυνση x



Σχήμα 4.18: Ποσοστιαίες καμπύλες ανηγμένων παραμορφώσεων- διεύθυνση γ

Τέλος, ορίστηκαν οι στάθμες επιτελεσιμότητας για τις οποίες εκτιμήθηκαν οι καμπύλες τρωτότητας και εισήχθησαν οι μέγιστες τιμές ανηγμένης στροφής ορόφου (drifts) για κάθε μία από αυτές, για τη πρώτη διατμητική αστοχία κατακόρυφου στοιχείου κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και για τις δύο διευθύνσεις.

θ (%)	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί Κατάρρευση
Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	0.9	2.296
Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	0.784	1.496

Πίνακας 4.4: Μέγιστες τιμές ανηγμένης στροφής ορόφου για πρώτη διατμητική αστοχία

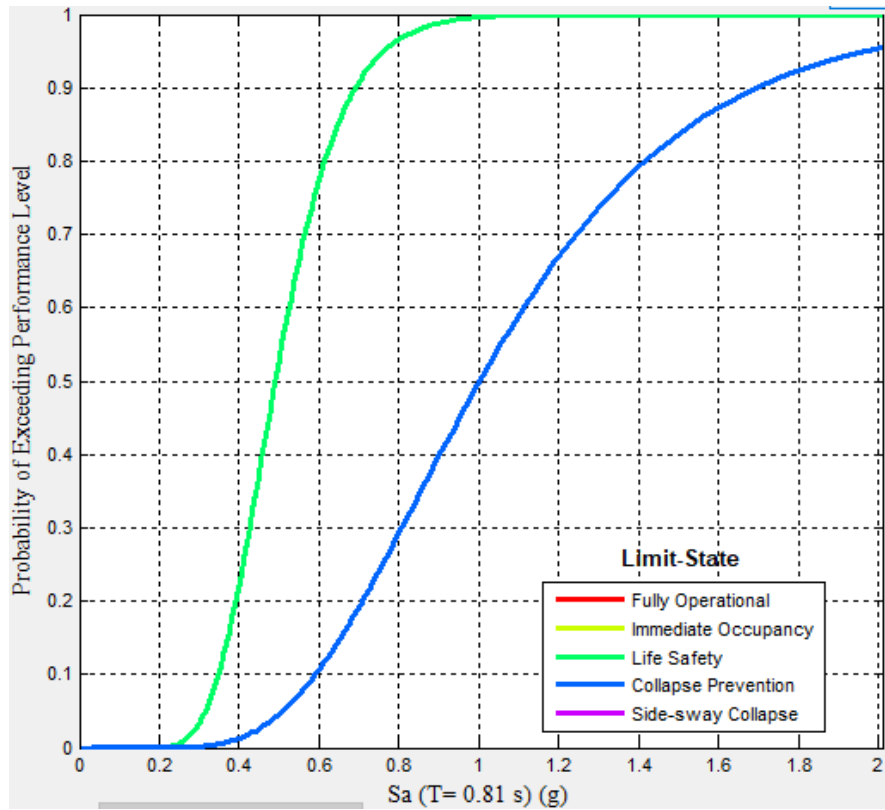
Ακολουθώς, στα Σχήματα 4.17 – 4.18 παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας, όπως αυτές προέκυψαν από το λογισμικό SPO2FRAG και στους Πίνακες 4.5 - 4.6 οι μέσες τιμές των φασματικών επιταχύνσεων και η τυπική απόκλιση αυτών.

	Μέση $S_a(T)$ (g)	Λογαριθμική Τυπική Απόκλιση
B2	0.4902	0.2678
Γ1	1.0017	0.4112

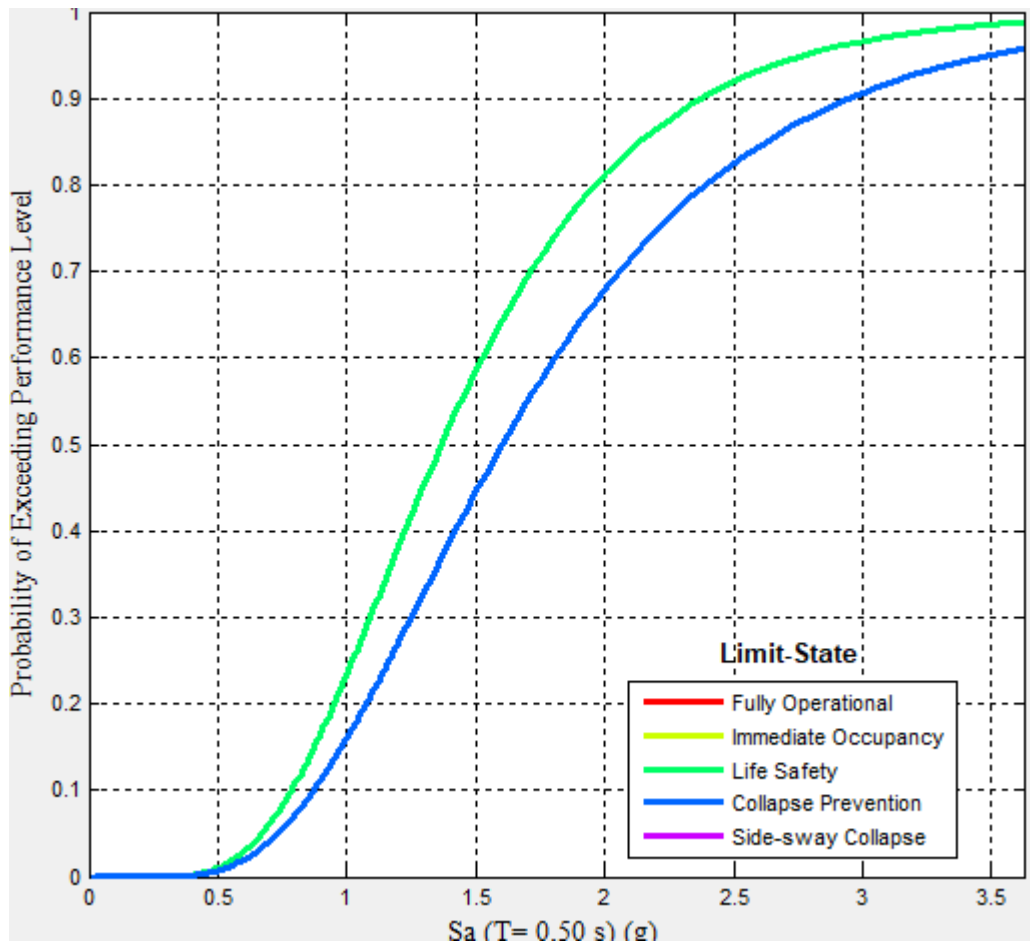
Πίνακας 4.5: Μέσες τιμές $S_a(T)$ και τυπική απόκλιση-διεύθυνση χ

	Μέση $S_a(T)$ (g)	Λογαριθμική Τυπική Απόκλιση
B2	1.3673	0.4316
Γ1	1.6036	0.4751

Πίνακας 4.6: Μέσες τιμές $S_a(T)$ και τυπική απόκλιση-διεύθυνση γ



Σχήμα 4.19: Καμπύλες Τρωτότητας- x διεύθυνση



Σχήμα 4.20: Καμπύλες Τρωτότητας- Y διεύθυνση

4.2 Εκτίμηση Σεισμικών Απωλειών

Για την αξιολόγηση των χρηματοοικονομικών απωλειών που είναι δυνατόν να προκληθούν λόγω της σεισμικής δράσης, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα «Performance Assessment Calculation Tool» (PACT) [23], το οποίο αποτελεί ένα εργαλείο υπολογισμού απόδοσης που ανέπτυξε η FEMA P-58. Το συγκεκριμένο πρόγραμμα περιλαμβάνει μια βάση δεδομένων για διαφορετικά δομικά και μη στοιχεία και εκτελεί τον υπολογισμό απωλειών σύμφωνα με τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, που εκτελέστηκε αρχικά. Τα αποτελέσματα των υπολογισμών περιλαμβάνουν εκτιμήσεις κόστους επισκευής, χρόνου διακοπής λειτουργίας και ατυχημάτων, αλλά, για τους σκοπούς αυτής της εργασίας, ελήφθησαν υπόψη μόνο οι εκτιμήσεις κόστους επισκευής. Αρχικά είναι απαραίτητο να εισαχθούν τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κατασκευής δηλαδή ο αριθμός των ορόφων, το ύψος σε πόδια (ft) και το εμβαδόν του καθενός σε τετραγωνικά πόδια (ft²). Επίσης, εισάγεται το μέσο κόστος ανά τετραγωνικό μέτρο για τη περιοχή της Αττικής, το οποίο εκτιμάται 1300 €/m², το οποίο πολλαπλασιασμένο με τη συνολική επιφάνεια της κατασκευής αποδίδει το συνολικό κόστος πλήρους αντικατάστασης του κτιρίου που ανέρχεται στα 1,023,225 € και το κόστος του φέροντα οργανισμού που είναι ίσο με το 40% του συνολικού κόστους αντικατάστασης δηλαδή, 409,290 €.

Με βάση τις βιβλιοθήκες του προγράμματος είναι δυνατόν να οριστούν οι ποσότητες των δομικών και μη δομικών στοιχείων της κατασκευής. Ορίστηκαν οι κόμβοι των ορόφων, η τοιχοποιία, οι σωληνώσεις ζεστού και κρύου νερού και οι ηλεκτρικές καλωδιώσεις. Για τους κόμβους χρησιμοποιήθηκαν δύο διαφορετικές κατηγορίες με βάση τις διαστάσεις τους και την ύπαρξη συντρεχουσών δοκών σε αυτούς. Η τοιχοποιία διαχωρίστηκε σε εξωτερική και εσωτερική και για την εισαγωγή της, δεδομένου ότι πρόκειται για Αμερικάνικο πρόγραμμα, ήταν απαραίτητο να δημιουργηθεί μια νέα βάση δεδομένων. Ως στοιχεία που δεν έχουν διεύθυνση περιλήφθηκαν μη δομικά στοιχεία δηλαδή, ο ανελκυστήρας, οι σωληνώσεις ζεστού και κρύου νερού και οι ηλεκτρικές καλωδιώσεις. Τα κόστη για τις κατηγορίες των δομικών στοιχείων προέκυψαν από τη διπλωματική της Ευδοξίας Ζήση με θέμα «Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και οικονομοτεχνική διερεύνηση επισκευών δώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος»[14], η οποία πραγματοποίησε λεπτομερή έρευνα σχετικά με τα κόστη επισκευών όλων των δομικών στοιχείων για κάθε επίπεδο βλάβης. Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι οι τιμές που εισάγονται ως ποσότητες διαμορφώνονται με βάση τη μονάδα κοστολόγησης που έχει καταχωρηθεί στο πρόγραμμα για κάθε στοιχείο τρωτότητας. Η επιρροή του δώματος και της απόληξης κλιμακοστασίου αγνοούνται και σε αυτή την ανάλυση.

Αρχική κατασκευή

Για την αρχική κατασκευή χρησιμοποιήθηκαν από τη βιβλιοθήκη του Pact τέσσερις κατηγορίες για τα υποστυλώματα και δύο κατηγορίες για τις δοκούς. Πραγματοποιήθηκε μία ομαδοποίηση των μελών της κατασκευής χωρίς όμως να επηρεάζεται ο συνολικός αριθμός των δομικών μελών της κατασκευής. Τα μέλη τοποθετήθηκαν σύμφωνα με τους Πίνακες 4.7-4.9.

Direction 1	1 _{ος}	2 _{ος}	3 _{ος}	4 _{ος}	5 _{ος}
B1041.082a	6	6	6	6	6
B1041.082b	4	2	2	2	2
B1041.111a	4	4	4	4	4
B1041.111b	0	0	1	2	2
B1041.113a	0	0	0	0	0
B1041.113b	2	2	1	0	0

Πίνακας 4.7: Επιλεγμένοι κωδικοί για τα δομικά στοιχεία στη διεύθυνση x

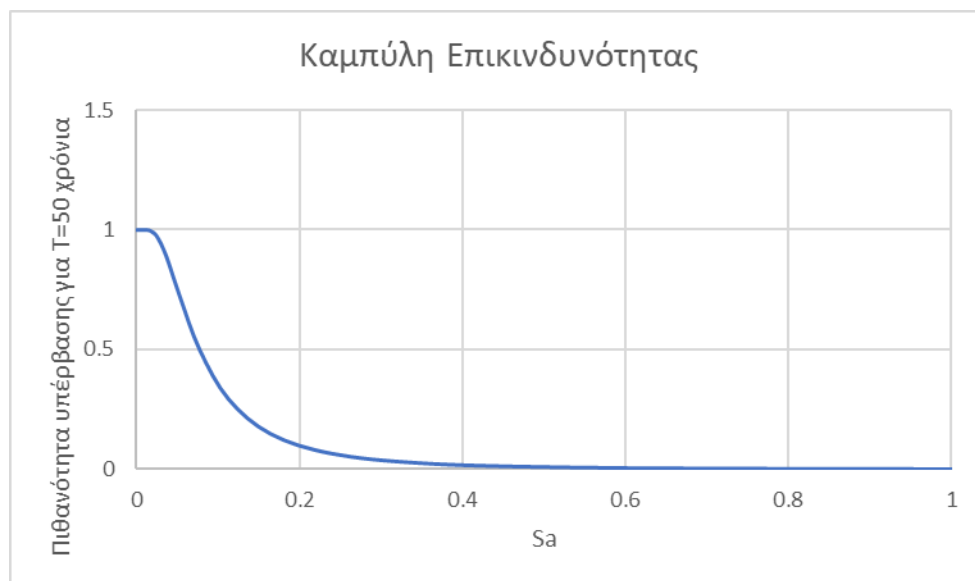
Direction 2	1 _{ος}	2 _{ος}	3 _{ος}	4 _{ος}	5 _{ος}
B1041.082a	4	6	6	6	6
B1041.082b	7	10	10	10	10
B1041.111a	1	1	1	1	1
B1041.111b	5	6	7	10	10
B1041.113a	0	0	0	0	0
B1041.113b	5	4	3	0	0

Πίνακας 4.8: Επιλεγμένοι κωδικοί για τα δομικά στοιχεία στη διεύθυνση y

Direction 3	1 _{ος}	2 _{ος}	3 _{ος}	4 _{ος}	5 _{ος}
B2011.301	8.36	8.36	8.36	8.36	8.36
B2011.302	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
D1014.011	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42
D2021.011a	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26
D5012.031a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

Πίνακας 4.9: Επιλεγμένοι κωδικοί για τα μη δομικά στοιχεία

Χρησιμοποιώντας δεδομένα από την ιστοσελίδα του European Facilities for Earthquake Hazard (EFEHR)[17], η οποία περιέχει στατιστικά στοιχεία των σεισμικών δονήσεων για όλη την Ευρώπη, παράγονται οι καμπύλες επικινδυνότητας της κατασκευής, ορίζοντας με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια τη τοποθεσία της στον χάρτη. Στα αποτελέσματα αυτής της ιστοσελίδας γίνεται η θεώρηση εδάφους τύπου A κι επομένως, οι τιμές της επιτάχυνσης είναι απαραίτητο να πολλαπλασιαστούν με έναν συντελεστή, ώστε να αντιπροσωπεύουν τις επιταχύνσεις για έδαφος τύπου B. Αυτός ο συντελεστής ισούται με 1.20 και προκύπτει από τη διαίρεση του συντελεστή εδάφους για εδάφη τύπου B με τον αντίστοιχο για εδάφη τύπου A. Η τελική καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας απεικονίζεται στο Σχήμα 4.21, όπου στον οριζόντιο άξονα δίνονται οι φασματικές επιταχύνσεις σε g και στον κατακόρυφο οι πιθανότητες υπέρβασης τους στα 50 χρόνια.



Σχήμα 4.21: Καμπύλη Επικινδυνότητας

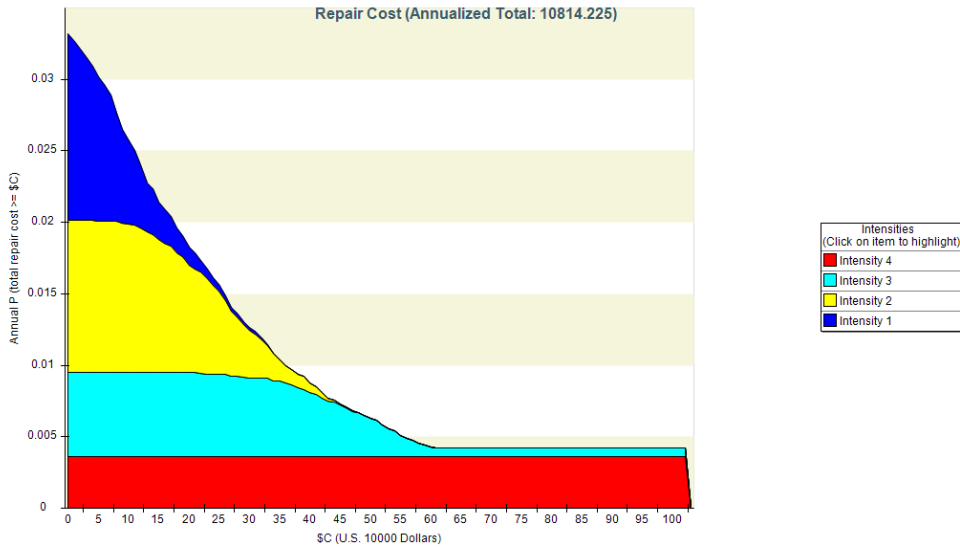
Στη συνέχεια εξετάζονται τέσσερα σενάρια σεισμικής διέγερσης που περιλαμβάνουν τις πιθανότητες υπέρβασης 50%, 25% και 10% στα 50 χρόνια, καθώς και την αντίστοιχη αστοχία. Στον Πίνακα 4.10 παρουσιάζονται οι τιμές της φασματικής επιτάχυνσης και της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης για αυτά τα σενάρια.

Πιθανότητα Υπέρβασης στα 50 χρόνια	Sa(g)	Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης
74%	0.051	0.02694
50%	0.078	0.01386
25%	0.129	0.005754
10%	0.209	0.002107

Πίνακας 4.10: Φασματική Επιτάχυνση και Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης σεναρίων για περίοδο επαναφοράς 50 έτη.

Ακολουθώντας, υπολογίστηκαν οι σχετικές στροφές θ των ορόφων και των δύο διευθύνσεων για να εισαχθούν στο PACT FEMA P-58 καθώς και επιταχύνσεις των ορόφων.

Τελικά προκύπτει ότι το ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών είναι 10814.22\$, το οποίο αντιστοιχεί στο 1.06% του συνολικού κόστους αντικατάστασης. Μία ενδεικτική τιμή για να προτιμηθεί η διατήρηση του κτιρίου και όχι η δημιουργία νέου είναι το ετήσιο πιθανό κόστος να αντιστοιχεί στο 0.50% του συνολικού κόστους αντικατάστασης.



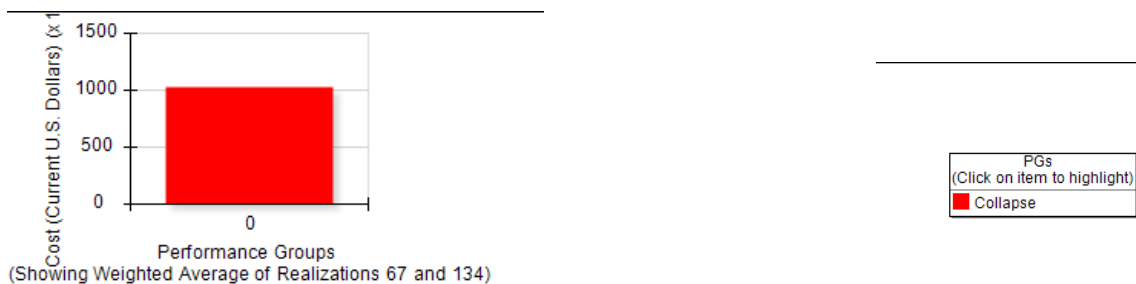
Σχήμα 4.22: Ετήσια πιθανότητα συνολικού κόστους επισκευών

Για το 1^ο σενάριο σεισμικής διέγερσης με πιθανότητα υπέρβασης 74% στα 50 χρόνια, παρατηρείται ότι εμφανίζονται βλάβες σε υποστυλώματα, δοκάρια και τοίχους πληρώσεως. Αυτό ήταν αναμενόμενο καθώς αναφέρεται σε φασματική επιτάχυνση 0.051g όπου εντοπίστηκε η πρώτη αστοχία κατακόρυφου στοιχείου.



Σχήμα 4.23: Συνεισφορά κατηγοριών των δομικών και μη στοιχείων στο σενάριο σεισμικής διέγερσης με πιθανότητα υπέρβασης 74% στα 50 χρόνια

Για το 4^ο σενάριο με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, παρατηρείται πλήρης κατάρρευση της κατασκευής. Το 4^ο σενάριο αντιστοιχεί σε φασματική επιτάχυνση 0.209g.



Σχήμα 4.24: Συνεισφορά κατηγοριών των δομικών και μη στοιχείων στο σενάριο σεισμικής διέγερσης με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια

Ενισχυμένη κατασκευή

Για την ενισχυμένη κατασκευή χρησιμοποιήθηκαν από τη βιβλιοθήκη του Pact τέσσερις κατηγορίες για τα υποστυλώματα και δύο κατηγορίες για τις δοκούς. Πραγματοποιήθηκε μία ομαδοποίηση των μελών της κατασκευής χωρίς όμως να επηρεάζεται ο συνολικός αριθμός των δομικών μελών της κατασκευής. Τα μέλη τοποθετήθηκαν σύμφωνα με τους Πίνακες 4.11-4.13.

Direction 1	1 _{ος}	2 _{ος}	3 _{ος}	4 _{ος}	5 _{ος}
B1041.082a	6	6	6	6	6
B1041.082b	4	2	2	2	2
B1041.111a	4	4	4	4	4
B1041.111b	0	0	1	2	2
B1041.113a	0	0	0	0	0
B1041.113b	2	2	1	0	0

Πίνακας 4.11: Επιλεγμένοι κωδικοί για τα δομικά στοιχεία στη διεύθυνση x

Direction 2	1 _{ος}	2 _{ος}	3 _{ος}	4 _{ος}	5 _{ος}
B1041.082a	4	6	6	6	6
B1041.082b	7	10	10	10	10
B1041.111a	1	1	1	1	1
B1041.111b	5	6	7	10	10
B1041.113a	0	0	0	0	0
B1041.113b	5	4	3	0	0

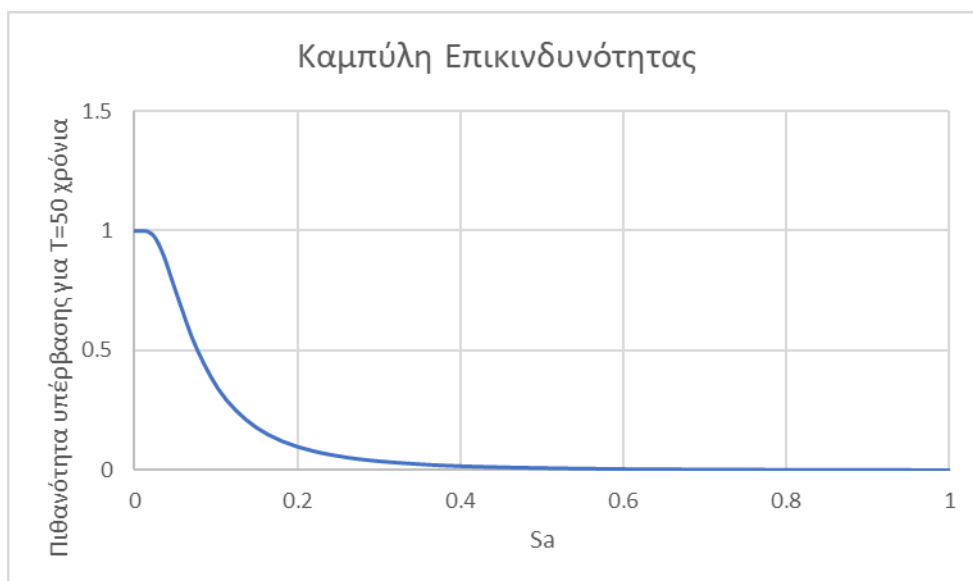
Πίνακας 4.12: Επιλεγμένοι κωδικοί για τα δομικά στοιχεία στη διεύθυνση y

Direction 3	1 _{ος}	2 _{ος}	3 _{ος}	4 _{ος}	5 _{ος}
B2011.301	8.36	8.36	8.36	8.36	8.36
B2011.302	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
D1014.011	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42
D2021.011a	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26
D5012.031a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

Πίνακας 4.13: Επιλεγμένοι κωδικοί για τα μη δομικά στοιχεία

Χρησιμοποιώντας δεδομένα από την ιστοσελίδα του European Facilities for Earthquake Hazard (EFEHR) [17], η οποία περιέχει στατιστικά στοιχεία των σεισμικών δονήσεων για όλη την Ευρώπη, παράγονται οι καμπύλες επικινδυνότητας της κατασκευής, ορίζοντας με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια τη τοποθεσία της στον χάρτη. Στα αποτελέσματα αυτής της ιστοσελίδας γίνεται η θεώρηση εδάφους τύπου A κι επομένως, οι τιμές της επιτάχυνσης είναι απαραίτητο να πολλαπλασιαστούν με έναν συντελεστή, ώστε να αντιπροσωπεύουν τις επιταχύνσεις για έδαφος τύπου B. Αυτός ο συντελεστής ισούται με 1.20 και προκύπτει από τη διαίρεση του συντελεστή εδάφους για εδάφη τύπου B με τον αντίστοιχο για εδάφη

τύπου A. Η τελική καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας απεικονίζεται στο Σχήμα 4.25, όπου στον οριζόντιο άξονα δίνονται οι φασματικές επιταχύνσεις σε g και στον κατακόρυφο οι πιθανότητες υπέρβασης τους στα 50 χρόνια.



Σχήμα 4.25: Καμπύλη Επικινδυνότητας

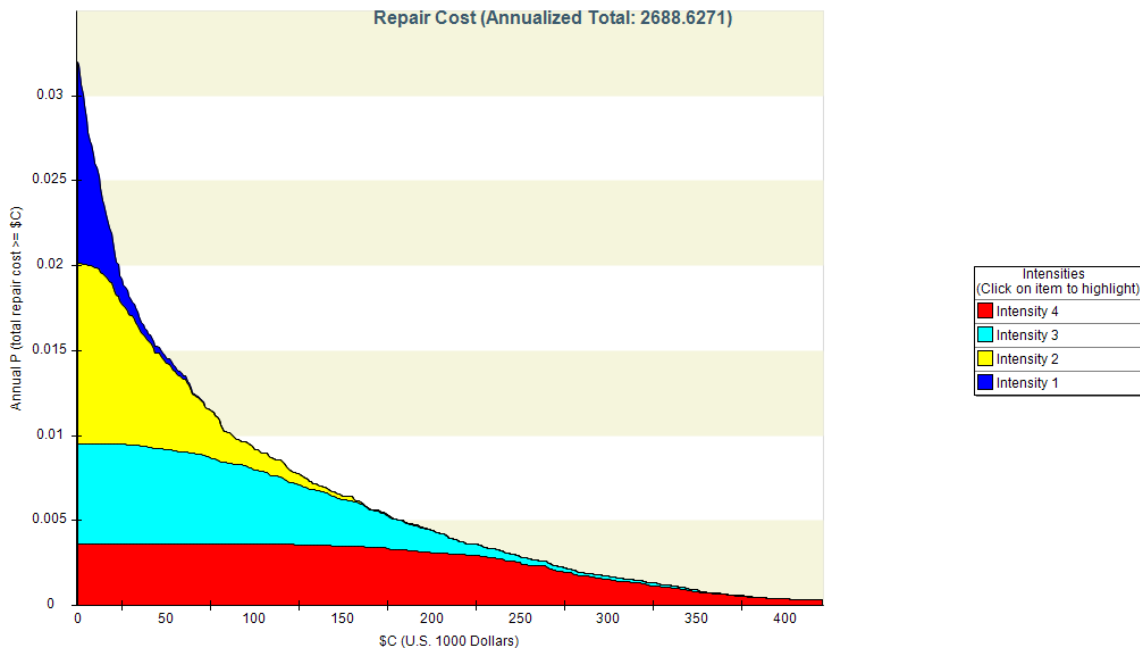
Στη συνέχεια εξετάζονται τέσσερα σενάρια σεισμικής διέγερσης που περιλαμβάνουν τις πιθανότητες υπέρβασης 50%, 25% και 10% στα 50 χρόνια, καθώς και την αντίστοιχη αστοχία. Στον Πίνακα 4.14 παρουσιάζονται οι τιμές της φασματικής επιτάχυνσης και της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης για αυτά τα σενάρια.

Πιθανότητα Υπέρβασης στα 50 χρόνια	Sa(g)	Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης
74%	0.051	0.02694
50%	0.078	0.01386
25%	0.129	0.005754
10%	0.209	0.002107

Πίνακας 4.14: Φασματική Επιτάχυνση και Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης σεναρίων για περίοδο επαναφοράς 50 έτη.

Ακολουθώς, υπολογίστηκαν οι σχετικές στροφές θ των ορόφων και των δύο διευθύνσεων για να εισαχθούν στο PACT FEMA P-58 καθώς και επιταχύνσεις των ορόφων.

Τελικά προκύπτει ότι το ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών είναι 2688.62\$, το οποίο αντιστοιχεί στο 0.27% του συνολικού κόστους αντικατάστασης.



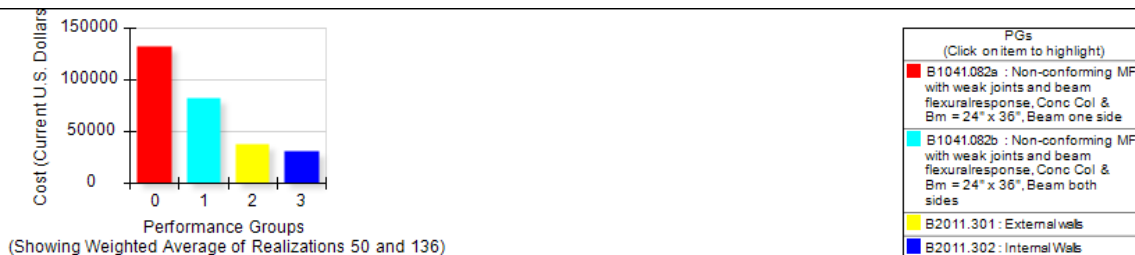
Σχήμα 4.26: Ετήσια πιθανότητα συνολικού κόστους επισκευών

Για το 1^ο σενάριο σεισμικής διέγερσης με πιθανότητα υπέρβασης 74% στα 50 χρόνια, παρατηρείται ότι εμφανίζονται βλάβες σε μόνο σε τοίχους πληρώσεως.



Σχήμα 4.27: Συνεισφορά κατηγοριών των δομικών και μη στοιχείων στο σενάριο σεισμικής διέγερσης με πιθανότητα υπέρβασης 74% στα 50 χρόνια

Για το 4^ο σενάριο με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, παρατηρείται εμφάνιση βλαβών σε τοίχους πληρώσεως και δοκάρια. Το 4^ο σενάριο αντιστοιχεί σε φασματική επιτάχυνση 0.209g άρα είναι αναμενόμενη η απουσία ζημιών στα υποστυλωματα καθώς η πρώτη αστοχία κατακόρουφου στοιχείου εμφανίστηκε για 0.3g.



Σχήμα 4.28: Συνεισφορά κατηγοριών των δομικών και μη στοιχείων στο σενάριο σεισμικής διέγερσης με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια

5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η εφαρμογή των μεθόδων αποτίμησης οδηγούν σε αποτελέσματα, τα οποία κατατάσσουν τη κατασκευή σε ένα επίπεδο προτεραιότητας ελέγχου και παράλληλα δίνουν τη σεισμική της ικανότητα σε όρους τέμνουσας βάσης, σύμφωνα με την οποία γίνεται και η σύγκριση τους. Αρχικά, ο πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος καταλήγει σε μια βαθμολογία για τη κατασκευή που τη κατάγει σε κατηγορία υψηλής προτεραιότητας ελέγχου. Συνεπώς, γίνεται αντιληπτή η σκοπιμότητα της εφαρμογής των Δευτεροβάθμιων και Τριτοβάθμιου Προσεισμικών Ελέγχων. Οι Δευτεροβάθμιοι προσεισμικοί έλεγχοι που εξετάστηκαν, αναπτύχθηκαν από τον Δρίτσο Σ. και Βουγιούκα Ε., και βασίζονται σε διαφορετικές θεωρήσεις για τον υπολογισμό της σεισμικής ικανότητας της κατασκευής. Η μεθοδολογία του Δρίτσου Σ. απαιτεί την εφαρμογή 13 κριτηρίων για τον υπολογισμό ενός μειωτικού συντελεστής για κάθε διεύθυνση, ο οποίος πολλαπλασιαζόμενος με την συνολική τέμνουσα βάσης της κατασκευής σε κάθε διεύθυνση, καταλήγει στη τελική σεισμική ικανότητα της κατασκευής. Η θεώρηση της περιόδου με την εμπειρική σχέση οδηγεί σε συντηρητικά αποτελέσματα. Μπορεί η μέθοδος να προσεγγίζει τη πραγματική περίοδο για κτήρια με χαμηλό ύψος, ωστόσο για κατασκευές με πολλούς ορόφους κρίνεται συντηρητική. Η μεθοδολογία του Βουγιούκα Ε. βασίζεται στις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και θεωρεί ότι όλα τα στοιχεία αστοχούν ταυτόχρονα και συνεπώς, η σεισμική ικανότητα της κατασκευής προκύπτει από το άθροισμα της διατμητικής ικανότητας κάθε μέλους. Από την εφαρμογή του Κανονισμού Επεμβάσεων, παρατηρείται ότι οι αστοχίες, τόσο στη διεύθυνση Χ όσο και στην Υ, είναι ψαθυρής μορφής, λόγω Τέμνουσας Δύναμης. Ωστόσο, η συμπεριφορά του φορέα δεν παρουσιάζει σημαντικές διαφορές στις δύο διευθύνσεις αφού η πρώτη αστοχία για κατακόρυφο μέλος σημειώνεται για αρκετά κοντινές τιμές των εδαφικών επιταχύνσεων. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα των τριών μεθόδων από όπου παρατηρείται ότι η μέθοδος του Βουγιούκα Ε. είναι πιο κοντά στα αποτελέσματα της τριτοβάθμιας ανάλυσης συγκριτικά με τη μέθοδο του Δρίτσου Σ. αλλά λόγω της θεώρησης ταυτόχρονης αστοχίας όλων των στοιχείων προκύπτει πιο συντηρητική από τη μέθοδο του ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Κρίνεται συνετό να αναφερθεί ότι οι δευτεροβάθμιοι έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν με υπολογιστικά φύλλα και όχι με τη χρήση εξειδικευμένου λογισμικού, ενώ σημαντική ήταν διαφορά και στον υπολογιστικό φόρτο. Συνοψίζοντας τα παραπάνω η μέθοδος του Βουγιούκα Ε. κρίνεται αρκετά ικανοποιητική.

Μέθοδοι Αποτίμησης	Τέμνουσα Βάσης ανά διεύθυνση	
	V_x (kN)	V_y (kN)
Δρίτσος Σ.	2811	2811
Βουγιούκας Ε.	2027.18	2027.18
Κανονισμός Επεμβάσεων (χωρίς τοίχους πληρώσεως)	1178.78	1334.56
Κανονισμός Επεμβάσεων (με τοίχους πληρώσεως)	1609.84	1913.17

Πίνακας 5.1 Τέμνουσες Βάσης για κάθε μέθοδο αποτίμησης

Όσον αφορά την ενίσχυση της κατασκευής, παρατηρείται ότι η επιλεγμένη μέθοδος ενίσχυσης τοποθετεί το κτίριο εντός αποδεκτών ορίων για το έτος κατασκευής του. Αναλυτικότερα, ενώ η μη ενισχυμένη κατασκευή εμφάνισε την πρώτη διατμητική αστοχία σε κατακόρυφο στοιχείο για 0.051g, ο ενισχυμένος φορέας εμφάνισε την πρώτη διατμητική αστοχία σε κατακόρυφο στοιχείο για 0.3g. Πέραν αυτού, παρατηρείται ότι το μέσο ετήσιο κόστος του μη ενισχυμένου φορέα προκύπτει 10,814€ σε αντίθεση με του ενισχυμένου που προκύπτει 2,688 €. Ακόμα ο μη ενισχυμένος φορέας καταρρέει για μία φασματική επιτάχυνση που έχει πιθανότητα εμφάνισης 10% στα 50 χρόνια πράγμα το οποίο σημαίνει ότι η κατάρρευση του είναι ένα πολύ πιθανό σενάριο. Παρόλα αυτά για να παρουσιαστεί και μία καθαρά οικονομική προσέγγιση όσον αφορά την επιλογή ή όχι της ενίσχυσης παρουσιάζονται παρακάτω κάποια πιθανά σενάρια και τα ενδεχόμενα κόστη τους αν υποθεθεί ότι θα συμβεί ένας σεισμός σε 15 χρόνια. Για τα προαναφερθέντα σενάρια έγιναν κάποιες εκτιμήσεις όσον αφορά τα κόστη μιας και στο πλαίσιο της διπλωματικής εργασίας δεν έγινε παραπάνω εμβάθυνση. Σκοπός του παρακάτω παραδείγματος είναι μία προσεγγιστική οικονομική εκτίμηση για την κατανόηση κάποιων εννοιών και όχι μια πλήρως αναλυτική ανάλυση του θέματος.

ΚΤΙΡΙΟ ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

Σύμφωνα με τις παραπάνω αναλύσεις το μέσο ετήσιο κόστος ανέρχεται στα 10,814€/χρόνο. Συνεπώς για το σεισμό που θα εμφανιστεί στα 15 χρόνια προκύπτει κόστος επισκευής 162,210€. Αν υποθέσουμε ότι το κτίριο δεν καταρρέει και παθαίνει σοβαρές ζημιές, θα είναι αναγκαστική η μετεγκατάσταση των ενοίκων. Έστω ο χρόνος αποκατάστασης του κτιρίου είναι 2 χρόνια. Ένα μέσο ενοίκιο ανέρχεται στα 400€/ μήνα ,η συγκεκριμένη κατασκευή διαθέτει 10 διαμερίσματα οπότε το συνολικό κόστος ανέρχεται στα 96,000€ για 2 χρόνια. Ακόμα οι οικοσκευές κατά την επισκευή του κτιρίου, θα χρειαστούν μεταφορά και φύλαξη για τα δύο αυτά χρόνια. Συνεπώς, κόστος μεταφοράς 300€/ διαμέρισμα άρα ολικό κόστος μεταφοράς 6,000€. Κόστος φύλαξης για δύο χρόνια 55€/διαμέρισμα το μήνα, άρα 13,200€ για τα 2 χρόνια. Αθροιστικά, τα έμμεσα και άμεσα κόστη ανέρχονται στις 27,1410€. Δηλαδή ο ιδιοκτήτης θα αναγκαστεί να πληρώσει το 26% της ολικής αξίας της κατασκευής για να επανέλθει σε λειτουργία.

ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

- Χωρίς δανεισμό για την ενίσχυση

Σύμφωνα με τις παραπάνω αναλύσεις το μέσο ετήσιο κόστος ανέρχεται στα 2,688€/χρόνο. Συνεπώς για το σεισμό που θα εμφανιστεί στα 15 χρόνια προκύπτει κόστος επισκευής 40,320€. Για τον ίδιο σεισμό που αναφερθήκαμε και πριν, το ενισχυμένο κτίριο θα χρειαστεί επισκευές αλλά όχι μετεγκατάσταση των

ενοίκων. Σύμφωνα με τα δεδομένα που έχουμε από την ενίσχυση απαιτείται συνολική ποσότητα ισοπλή με 120m². Ένα εύλογο κόστος για τα κόστη που έχουν θεωρηθεί στην εργασία είναι κόστος ενίσχυσης 100,000€. Αθροιστικά, τα κόστη ανέρχονται στις 140,320€. Δηλαδή ο ιδιοκτήτης θα αναγκαστεί να πληρώσει το 13% της ολικής αξίας της κατασκευής.

- Δανεισμός για την ενίσχυση

Επειδή ένα ποσό της τάξεως των 100,000€ μπορεί να μην υπάρχει διαθέσιμο για την πληρωμή της ενίσχυσης, θεωρήθηκε ότι ο ιδιοκτήτης έχει τη δυνατότητα δανεισμού. Για να προκύψει ένα εφικτό ποσό δόσης δανείου, επιλέχθηκε διάρκεια δανείου 15 χρόνια και το επιτόκιο θεωρήθηκε 5%. Η ετήσια δόση του δανείου προέκυψε με την Εξίσωση (5.1).

$$\text{Ετήσια Δόση} = \frac{1 - 1 \cdot (1+r)^{-n}}{r} \quad (5.1)$$

Όπου,

r= Διάρκεια δανείου σε έτη

n= Επιτόκιο

Η δόση δανείου που προέκυψε 9,633.91€/χρόνο που αν διαιρεθεί με το πλήθος των διαμερισμάτων και το πλήθος των μηνών προκύπτει 80€/ μήνα για κάθε διαμέρισμα. Ο παραπάνω υπολογισμός πραγματοποιήθηκε για να εντοπιστεί και ένας άλλος τρόπος αποπληρωμής του δανείου με την αύξηση του ενοικίου. Το τελικό ποσό που καλείται να δώσει ο ιδιοκτήτης σε βάθος 15 ετών είναι 144,508.65€. Όπως αναφέρθηκε και πριν το κόστος επισκευής για τον ίδιο σεισμό ανέρχεται στα 40,320€. Αθροιστικά, τα κόστη ανέρχονται στις 184,828.65€. Δηλαδή ο ιδιοκτήτης θα αναγκαστεί να πληρώσει το 18% της ολικής αξίας της κατασκευής.

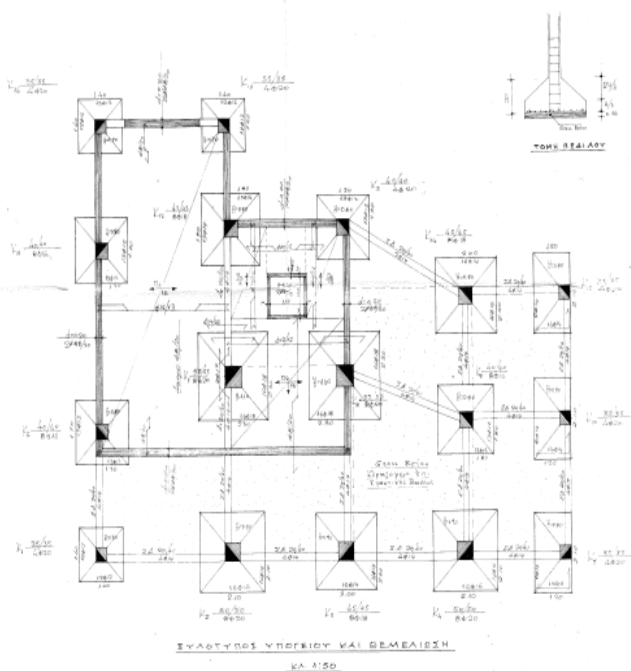
Συνοψίζοντας, η ενίσχυση της κατασκευής κρίνεται εύλογη. Αναλυτικότερα, η πιθανότητα υπέρβασης της εδαφικής επιτάχυνσης 0.3g, όπου εμφανίζεται η πρώτη αστοχία κατακόρυφου μέλους για την ενισχυμένη κατασκευή, είναι 4.4% σε αντίθεση με την πιθανότητα υπέρβασης της εδαφικής επιτάχυνσης 0.051, όπου εμφανίζεται η πρώτη αστοχία κατακόρυφου μέλους για την μη ενισχυμένη κατασκευή, είναι 74%. Ενώ παράλληλα, όπως αποδείχθηκε στο παραπάνω παράδειγμα, τα κόστη που προκύπτουν από την ενίσχυση και από τις ζημιές είναι αισθητά μικρότερα και για τις δύο περιπτώσεις.

6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ο.Α.Σ.Π (2014), «Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος», ΦΕΚ 405/Β'/05- 09-2013
2. Ο.Α.Σ.Π (2017), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)», ΦΕΚ 2984/Β'/30- 08-2017, 2η Αναθεώρηση.
3. Δρίτσος Σ. (2018), «Πρόταση-Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Ο.Α.Σ.Π, Αθήνα.
4. Βασιλειάδη Μ. (2019), «Προσεγγιστική μέθοδος προσεισμικού ελέγχου – Συγκρίσεις με ανελαστική στατική ανάλυση», διατριβή διπλώματος ειδίκευσης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα
5. Εμμ. Βουγιούκας, Στ. Δρίτσος, Σ. Ταστάνη, Δ. Βαμβάτσικο, Β. Μώκος, Χρ. Παπαδόπουλος (2021), «Αποτίμηση της σεισμικής τρωτότητας με στόχο την ιεράρχηση για σεισμική αναβάθμιση κτηρίων – Βαθμονόμηση σεισμικής διακινδύνευσης υφιστάμενων κτιρίων», Ομάδα Εργασίας, Ο.Α.Σ.Π, Αθήνα
6. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1954), «Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος», ΦΕΚ 160/Α/26-07-1954.
7. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1959) «Αντισεισμικός Κανονισμός», ΦΕΚ 36/Α/26-02-1959.
8. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1984), «Τροποποίηση Αντισεισμικού Κανονισμού», ΦΕΚ 239/Β/16-04-1984.
9. Ψυχάρης Ι.(2014) «ΒΑΣΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8», ΕΜΠ, Αθήνα. http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/antiseismikes_kataskeves/simeioseis/EC8- 2014.pdf
10. INTERBETON (2022) «Εγχειρίδιο Σκυροδέτησης», Αθήνα http://www.interbeton.gr/userfiles/file/media_kit/185807_askiste_beton.pdf.
11. EN 1992-1-1 (2004), Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα»
12. EN 1998-1 (2004), Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών»
13. Σπυράκος Κ. (2004), «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία». Εκδόσεις Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας, Αθήνα.

14. Ευδοξία Ζήση (2021), «Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και οικονομοτεχνική διερεύνηση επισκευών διώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος», διπλωματική εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
15. Κατσώνης Θεοχάρης (2020), «Αξιολόγηση δευτεροβάθμιων μεθόδων αποτίμησης σεισμικής επάρκειας 4-όροφου υφιστάμενου κτιρίου κατασκευής 1987, για χρήση κατοικίας, από οπλισμένο σκυρόδεμα», διπλωματική εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
16. Baltzopoulos G., Baraschino R., Iervolino I., Vamvatsikos D. (2017) SPO2FRAG: Software for seismic fragility assessment based on static pushover. Bulletin of Earthquake Engineering. DOI: 10.1007/s10518-017-0145-3, Available from URL: http://wpage.unina.it/iuniervo/doc_en/SPO2FRAG.htm
17. European Facilities for Earthquake Hazard and Risk (EFEHR), (2022), Hazard Curves: <http://www.hazard.efehr.org/en/home/>
18. FEMA (2018a), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-1, Volume 1-methodology, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
19. FEMA (2018b), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-2, Volume 2-Implementation Guide, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
20. FEMA (2018c), Seismic performance assessment of buildings. Volume 3- Supporting Electronic Materials, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012
21. Iovych Oleksandr του Stepan (2020), «Αποτίμηση και προτάσεις ενίσχυσης υφιστάμενου κτηρίου κατοικιών», διπλωματική εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
22. SeismoSoft. Manual and program description of the program Seismobuild [online] 2022. Available from URL: <https://seismosoft.com/>
23. FEMA P-58 (2022), Performance Assessment Calculation Tool (PACT)

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΣΧΕΔΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ



ΜΕΛΕΤΗ ΣΥΝΤΑΧΘΕΙΣΑ
ΔΙΑ ΤΗΝ ΑΝΕΓΕΡΣΙΝ
2 ΙΩΛ. 1998 ΠΟΛΥΚΑΤΟΙΚΙΑΣ

ΚΩΣΤΑΣ ΧΡΗΣΤΟΥ ΠΑΠΑΧΡΗΣΤΟΥ
& ΣΙΑ Ε.Ε.
ΚΕΚΡΠΟΣ 14-ΗΛΙΟΥΠΟΛΙΣ

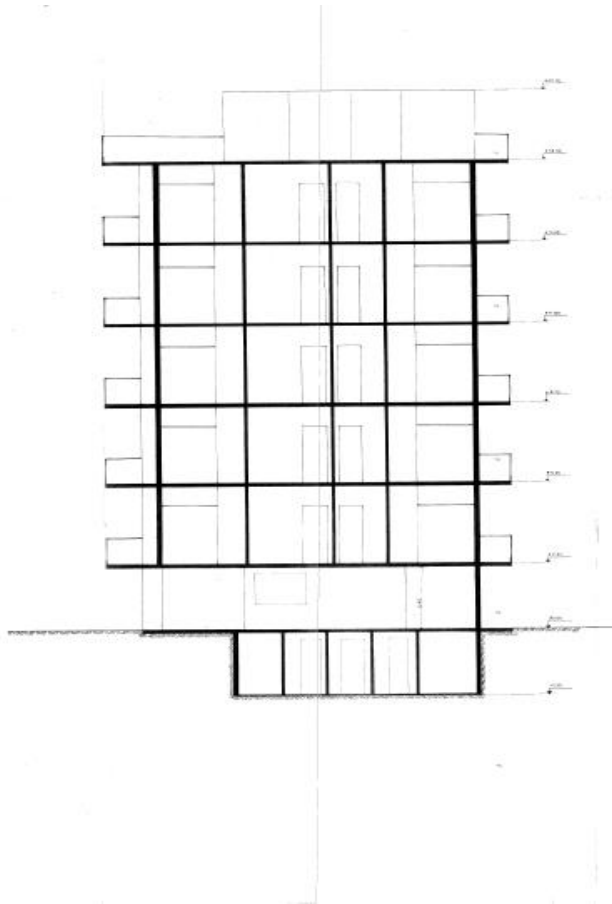
ΑΝ ΕΠΙΧΕΙΡ. ΣΕ... ΣΥΝΕΙΛΗΝ ΥΠΟΛΟΓ. ΟΛΙΑΡΗΣ
ΚΩΣΤΑΣ Σ. Σ. Δ. Δ.

ΣΕΛΗΝΗ ΕΡΜΗ ΠΡΩΤΟΤΥΠΟΥ
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΟ ΓΡΑΦΕΙΟ
ΠΛΑΤΕΙΑ ΓΟΥΡΑΣ 8 - ΓΟΥΡΑΣ - ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ
ΤΗΛ. 553 20 20
FAX 553 20 20

ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΤΑΙΡΕΙΑ
ΚΩΣΤΗΣ ΠΑΠΑΧΡΗΣΤΟΥ & ΣΙΑ Ε.Ε.
ΠΛΑΤΕΙΑ ΓΟΥΡΑΣ 8 - ΓΟΥΡΑΣ - ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ

ΜΕΛΕΤΗ - ΕΚΤΥΠΩΣΗ - ΚΑΤΑΚΕΥΣΗ - ΕΠΙΒΛΕΨΗ
ΣΤΑΙΕΣ 1998

Σχέδιο Α1 Ξυλότυπος υπογείου



Σχέδιο A4 Τομή Α-Α



ΜΕΛΕΤΗ ΣΥΝΤΑΧΘΕΙΣΑ
ΔΙΑ ΤΗΝ ΑΝΕΓΕΡΣΙΝ
ΠΟΛΥΚΑΤΟΙΚΙΑΣ

ΙΔΙΟΤΗΤΑ ΧΡΗΣΤΟΥ ΠΑΛΑΧΡΗΣΤΟΥ
& ΣΙΑ Ε.Ε.

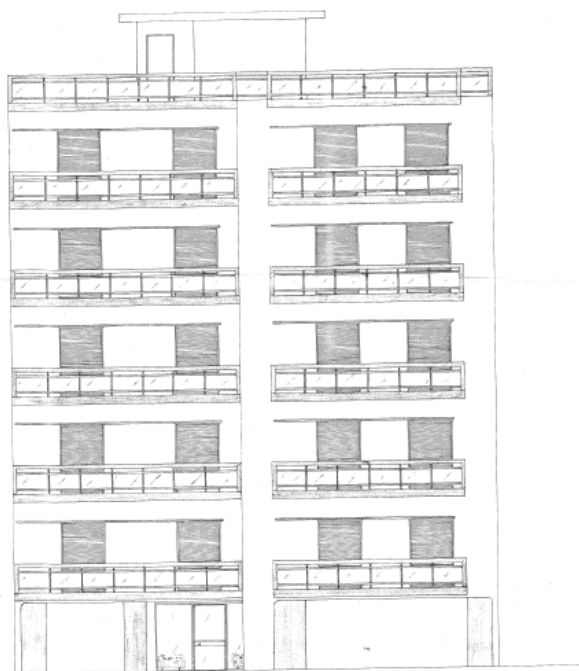
ΔΟΥΛ. ΚΕΚΡΩΠΟΣ 14-ΝΑΪΟΥΔΡΑΙΣ

ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝ: ΔΙ. ΤΩΝ Δ-Α

ΚΩΔΙΚΟΣ: 456

ΣΤΑΘΟΣ ΚΑΜΑΡΑΚΙΔΗΣ
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΟΣ

ΤΕΧΝΙΚΗ ΣΤΑΘΕΙΑ
ΧΡΗΣΤΟΣ ΠΑΛΑΧΡΗΣΤΟΥ & ΣΙΑ Ε.Ε.



Σχέδιο A5 Κύρια όψη κτιρίου



ΜΕΛΕΤΗ ΣΥΝΤΑΧΘΕΙΣΑ
ΔΙΑ ΤΗΝ ΑΝΕΓΕΡΣΙΝ
ΠΟΛΥΚΑΤΟΙΚΙΑΣ

ΙΔΙΟΤΗΤΑ ΧΡΗΣΤΟΥ ΠΑΛΑΧΡΗΣΤΟΥ
& ΣΙΑ Ε.Ε.

ΔΟΥΛ. ΚΕΚΡΩΠΟΣ 14-ΝΑΪΟΥΔΡΑΙΣ

ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝ: 46 ΟΦΘΙ

ΚΩΔΙΚΟΣ: 4150

ΣΤΑΘΟΣ ΚΑΜΑΡΑΚΙΔΗΣ
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΟΣ

ΤΕΧΝΙΚΗ ΣΤΑΘΕΙΑ
ΧΡΗΣΤΟΣ ΠΑΛΑΧΡΗΣΤΟΥ & ΣΙΑ Ε.Ε.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΓΙΑ ΤΗ ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ GROUP ΣΤΟ PACT FEMA- 58

Το λογισμικό PACT FEMA P-58 περιλαμβάνει μια βιβλιοθήκη που περιέχει μεγάλη ποικιλία χαρακτηριστικών δομικών και μη στοιχείων, τα οποία έχουν αναπτυχθεί με βάση τα Αμερικανικά πρότυπα. Για να μπορέσουν τα αποτελέσματα της διπλωματικής να προσεγγίζουν περισσότερο τα δεδομένα της Ελλάδας απαιτήθηκε η μορφοποίηση ορισμένων κατηγοριών ως προς τα κόστη, τις ποσότητες και τα drifts των επιπέδων βλαβών.

Αναφορικά με τα κόστη επισκευών, χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές με βάση τη λεπτομερή έρευνα της Ευδοξίας Ζήση στη διπλωματική της εργασία με θέμα «Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και οικονομοτεχνική διερεύνηση επισκευών δώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος»[14].

Ως Upper και Lower Quantities ορίζονται οι μέγιστες και ελάχιστες ποσότητες οι οποίες ανταποκρίνονται σε ένα κοστολόγιο που δίνεται από τον κάθε κατασκευαστή. Για τον προσδιορισμό τους έγινε η θεώρηση ότι η μέγιστη ποσότητα που θα επισκευαστεί, αποτελεί το 40% της συνολικής και η ελάχιστη το 20%. Για το κόστος θεωρείται ότι στο μέγιστο κόστος γίνεται έκπτωση 30% και άρα, το Upper Repair Cost ισούται με το 70% του Lower Repair Cost, το οποίο έχει προκύψει από τα τιμολόγια.

Ακολούθως, δημιουργήθηκαν δυο νέα group με κωδικούς B2011.301 και B2011.302 με ονομασίες «External Walls» και «Internal Walls» αντίστοιχα και αναφέρονται σε τοιχοποιίες σοβατισμένες και βαμμένες. Για κάθε μία από αυτές ορίστηκαν τρία επίπεδα βλαβών. Ως πρώτο ορίζεται η εμφάνιση τριχοειδών ρωγμών, με μικρό πλάτος ρωγμής όπου διατηρείται η λειτουργία της τοιχοποιίας και εμφανίζεται για drift ορόφου 0,16%. Ως δεύτερο επίπεδο ορίζεται η εμφάνιση μετρίου μεγέθους ρωγμών, οι οποίες δεν έχουν μεγάλη επίδραση στη δομική λειτουργία της τοιχοποιίας και η αντίστοιχη στροφή ορόφων είναι 0,25%. Τέλος, ως τρίτο επίπεδο βλάβης ορίζεται η κατάσταση κατά την οποία εμφανίζονται μεγάλες ρωγμές με πλάτος τέτοιο, ώστε πρακτικά η τοιχοποιία να χάνει τη δομική της λειτουργία και συναντάται για στροφή ορόφου $\theta = 0,50\%$. Τέλος, οι ποσότητες της τοιχοποιίας σε κάθε διεύθυνση υπολογίστηκαν σε κάθε όροφο πολλαπλασιάζοντας το μήκος επί το ύψος των θέσεων όπου υπάρχει τοιχοποιία σύμφωνα με τα αρχιτεκτονικά σχέδια.