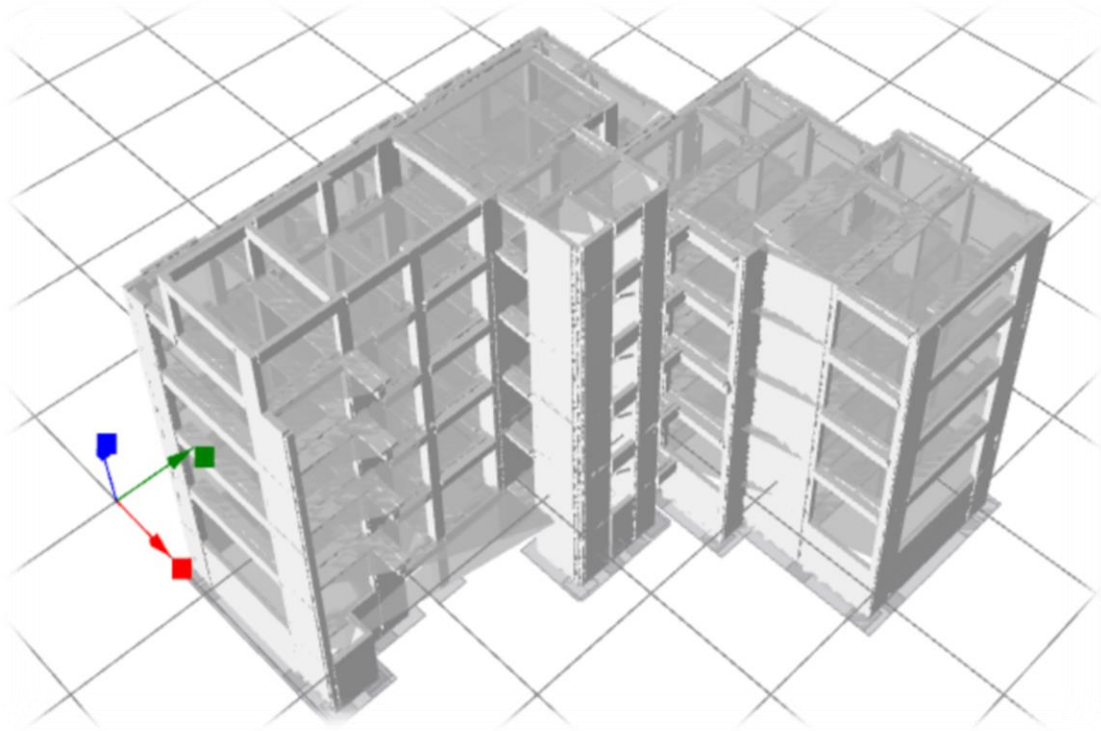




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και οικονομοτεχνική διερεύνηση επισκευών για τετραώροφο κτήριο με υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αργυρώ Ατσάλη

Επιβλέπων καθηγητής: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Ιούνιος 2023

ΕΜΚ ΜΕ 2023/07

Ατσάλη Α. Ε. (2023).
Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και οικονομοτεχνική διερεύνηση επισκευών για
τετραώροφο κτήριο με υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2023/07
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Atsali A. E. (2023).
Seismic performance and loss assessment for a four –storey reinforced concrete
building with basement
MSc Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2023/07
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας Περιεχομένων

Περίληψη.....	4
Abstract	5
Ευχαριστίες.....	7
1. Εισαγωγή.....	8
1.1 Γενικά.....	8
1.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Ταχύς Οπτικός Έλεγχος	8
1.3 Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι.....	11
1.3.1 Μέθοδος Δρίτσου	11
1.3.2 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Βουγιούκα.....	14
1.3 Κανονισμός Επεμβάσεων (KAN.ΕΠΕ.).....	17
2. Περιγραφή του Φορέα.....	19
2.1 Γενικά Χαρακτηριστικά του Φορέα.....	19
2.2 Προσομοίωση Φορέα	20
3. Εφαρμογή Ευρωκώδικα 8 και Προσεισμικών Ελέγχων.....	22
3.1 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος.....	22
3.2 Δευτεροβάθμιοι Σεισμικοί Έλεγχοι.....	23
3.2.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.....	23
3.2.2 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Βουγιούκα Ε.	38
4. Κανονισμός Επεμβάσεων (KAN.ΕΠΕ.).....	42
4.1 Ιδιομορφική Ανάλυση	42
4.2 Ανελαστική στατική ανάλυση.....	45
4.3 Αποτελέσματα και Σύγκριση των 3 μεθόδων.....	53
4.4 Ενίσχυση κατασκευής.....	56
5. Οικονομοτεχνική Ανάλυση της Κατασκευής.....	60
5.1 Εκτίμηση Τρωτότητας Φορέα (SPO2FRAG).....	60
5.2 Εκτίμηση Απωλειών (PACT).....	64
Συμπεράσματα.....	72
Βιβλιογραφία.....	74
Παράρτημα Α.....	75

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΜΚ ΜΕ 2023/07

Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και οικονομοτεχνική διερεύνηση επισκευών για τετραώροφο κτήριο με υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα

Ατσάλη Α.Ε. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η εφαρμογή καθώς και η σύγκριση Δευτεροβάθμιων Μεθόδων αποτίμησης σεισμικής επάρκειας, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, το επίσημο κανονιστικό πλαίσιο για την αποτίμηση και ενίσχυση υπαρχόντων κατασκευών στην Ελλάδα.

Το υπό μελέτη κτήριο κατασκευάστηκε το 2001 στο νησί της Χίου, στο βορειοανατολικό Αιγαίο. Αποτελείται από 3 ορόφους, πιλοτή και υπόγειο. Για την εν λόγω κατασκευή αρχικά εφαρμόστηκε ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος ή Ταχύς Οπτικός Έλεγχος για μια πρώτη εκτίμηση για το αν υπάρχει απαίτηση περαιτέρω ελέγχου της κατασκευής. Εν συνεχεία εφαρμόστηκαν οι δύο μέθοδοι Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου (Σ. Δρίτσου & Ε. Βουγιούκα) και για καθέναν από αυτούς προσδιορίστηκε η τέμνουσα βάσης προσεγγιστικά.

Στη συνέχεια το κτήριο υποβλήθηκε σε ακριβέστερο έλεγχο με τη μέθοδο ανελαστικής στατικής ανάλυσης, μέσω του λογισμικού SeisMobuild και έγινε σύγκριση των αποτελεσμάτων. Ακολούθως, με τη χρήση του λογισμικού SPO2FRAG και των αποτελεσμάτων από την ανελαστική στατική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής αλλά και οι καμπύλες τρωτότητας του κτηρίου. Έπειτα εκτιμήθηκε το κόστος των επισκευών στα διάφορα δομικά στοιχεία (υποστυλώματα, δοκοί, εσωτερική/εξωτερική τοιχοποιία) για ποικίλα επίπεδα βλαβών. Οι παραπάνω τιμές χρησιμοποιήθηκαν στο λογισμικό PACT FEMA P-58 για την εκτίμηση των μέσων ετησίων επισκευαστικών απωλειών λόγω σεισμικής διέγερσης.

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

MSc THESIS
EMK ΔΕ 2023/07

**Seismic performance and loss assessment for a four –storey
reinforced concrete building with basement**

Atsali A. I. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

The purpose of the present thesis is to implement as well as compare secondary methods of seismic proficiency valuation, in accordance with Eurocode 8.

The building under study was built in 2001 on the island of Chios, in the northeast Aegean. It consists of 3 floors, pilot and basement. For this construction, the first-order seismic evaluation, or rapid visual screening, was initially applied for a first assessment of whether there is a requirement for further construction evaluation. Subsequently, the two methods of second-order evaluation (S. Dritsou & E. Vougioukas) were applied and each of them was identified the intersectional base approximately.

In addition, the building underwent more precise assessment by pushover analysis, through the Seisbuild software and the results were compared. Subsequently, using the SPO2FRAG software and the results of nonlinear static procedure identified the performance levels of the construction and the capacity curves of the building were determined. The repair cost to the various structural elements (columns, beams, interior/exterior masonry) was then estimated for different levels of damage. The above values were used in PACT FEMA P-58 software to assess average annual repair losses due to seismic excitation.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον αναπληρωτή καθηγητή Δημήτρη Βαμβάτσικο για την ευκαιρία που μου έδωσε να εκπονήσω την παρούσα διπλωματική εργασία, για την άψογη συνεργασία μας αλλά και για τη συνεχή καθοδήγησή του κατά την εκπόνησή της.

Επιπλέον, θέλω να ευχαριστήσω όλη την οικογένεια μου και ιδιαίτερα τους γονείς μου, που με στήριξαν και συνεχίζουν να με στηρίζουν όλα αυτά τα χρόνια σε κάθε μου νέο εγχείρημα.

1. Εισαγωγή

Στη σημερινή κοινωνία το αντικείμενο μελέτης ενός πολιτικού μηχανικού ολοένα και διευρύνεται καθώς οι ανάγκες συνεχώς πληθαίνουν. Πληθώρα πόλεων ανά τον κόσμο είναι χτισμένες βάσει παλαιότερων κανονισμών οι οποίοι με το πέρασμα των χρόνων δε δύναται πολλές φορές να ανταποκριθούν στο σήμερα. Εκτός αυτού, ακόμα και σε καινούρια κτίσματα πολλές φορές παρατηρούνται ελλείψεις και αστοχίες σε επίπεδο σεισμού. Για το λόγο αυτό κρίνεται αναγκαία η αποτίμηση της συμπεριφοράς παλαιών αλλά και νέων κτηρίων, ούτως ώστε αυτά να ανταπεξέρχονται στις απαιτήσεις του 2023 από δομικής, οικονομικής αλλά και οικολογικής απόψεως.

1.1 Γενικά

Στη συγκεκριμένη εργασία πραγματοποιήθηκε μελέτη σεισμικής αποτίμησης για ένα 3ώροφο υφιστάμενο κτήριο με πιλοτή και υπόγειο από ωπλισμένο σκυρόδεμα, στο νησί της Χίου. Το κτήριο κατασκευάστηκε το 2001. Στο 1^ο Κεφάλαιο αναπτύσσεται το θεωρητικό υπόβαθρο, καθώς και τα αναλυτικά βήματα όλων των μεθόδων που εφαρμόστηκαν. Στο 2^ο Κεφάλαιο παρουσιάζεται ο φορέας καθώς και το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε στο λογισμικό SeisMobuild. Στο 3^ο Κεφάλαιο παρουσιάζονται αναλυτικά οι μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν και στο τέλος του κεφαλαίου παρουσιάζεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων τους. Για όλους τους ελέγχους χρησιμοποιήθηκαν απλά υπολογιστικά φύλλα. Για την πλήρη ανελαστική στατική ανάλυση βάσει του Ευρωκώδικα 8 έγινε η χρήση του λογισμικού «SeismoBuild». Το 4^ο Κεφάλαιο περιλαμβάνει την οικονομοτεχνική αποτίμηση της κατασκευής. Πρώτα εισάγονται οι καμπύλες ικανότητας και τα δυναμικά χαρακτηριστικά του φορέα στο λογισμικό «SPO2FRAG» με σκοπό τον υπολογισμό των καμπύλων τρωτότητάς του. Εν συνεχεία, με τη βοήθεια του λογισμικού «PACT FEMA P-58» γίνεται εκτίμηση του ετήσιου πιθανού κόστους επισκευών για την κατασκευή λόγω σεισμού.

1.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Ταχύς Οπτικός Έλεγχος

Ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος ή Ταχύς Οπτικός Έλεγχος (Τ.Ο.Ε) εξ' ορισμού και με βάση την ονομασία του γίνεται με την συμπλήρωση του Δελτίου Ελέγχου Δομικής Τρωτότητας (ΔΕ.ΔΟ.ΤΑ). Πέραν της συμπλήρωσης του δελτίου, είναι απαραίτητο να σχεδιαστούν τα σκαριφήματα της χαρακτηριστικής κάτοψης και τομής του κτιρίου αλλά και μια φωτογραφία της όψης του. Το σημαντικότερο για να εξασφαλιστεί η αξιοπιστία των στοιχείων είναι να βρεθεί η αρχική μελέτη του κτηρίου, ούτως ώστε να βρεθεί ο δομικός του τύπος (Πίνακας 1.1). Το Δελτίο Ελέγχου περιλαμβάνει οκτώ ενότητες προς συμπλήρωση, οι οποίες αναφέρονται παρακάτω και σύμφωνα με αυτές γίνεται η Δομική Βαθμολόγηση του φορέα αθροίζοντας τις τιμές του Πίνακα 1.2. Τέλος, μετά την τελική βαθμολόγηση του κτηρίου καθορίζεται η κατάταξή του σύμφωνα με τον Πίνακα 1.3.

- Ενότητα Α: περιέχει στοιχεία σχετικά με την περιοχή της Ελλάδας όπου βρίσκεται το κτήριο, την χρήση του και τον μέγιστο αριθμό ατόμων που συγκεντρώνονται σε αυτό
- Ενότητα Β: αφορά στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και το έδαφος της περιοχής που βρίσκεται το κτήριο σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ)
- Ενότητα Γ: περιλαμβάνει τον δομικό τύπο του κτηρίου (οπλισμένου σκυροδέματος, προκατασκευη, φέρουσα τοιχοποιία, χαλύβδινη) και την χρονολογία κατασκευής του ο οποίος σχετίζεται άμεσα με τον κανονισμό σχεδιασμού του φέροντα οργανισμού
- Ενότητα Δ: καταγράφονται γενικά τεχνικά στοιχεία του κτηρίου όπως ο αριθμός υπογείων και υπέργειων ορόφων, η επιφάνεια του τυπικού ορόφου και ολόκληρου του κτηρίου, το έτος κατασκευής, η διαθεσιμότητα μελέτης, εάν και πότε έχει ενισχυθεί καθώς και η κατηγορία σπουδαιότητας του σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ)
- Ενότητα Ε: περιέχονται στοιχεία σχετικά με την γενική τρωτότητα του κτηρίου έναντι σεισμού, όπως εάν έχει εφαρμοστεί αντισεισμικός κανονισμός, οι προηγούμενες επιβαρύνσεις, η κακή κατάσταση λόγω έλλειψης συντήρησης, ο κίνδυνος κρούσης με γειτονικά κτήρια, η ύπαρξη μαλακού ορόφου, η κανονικότητα διάταξης των τοιχοπληρώσεων, το ύψος του, η κανονικότητα σε κάτοψη και τομή, η ευστρεψία του και η ύπαρξη κοντών υποστυλωμάτων
- Ενότητα ΣΤ, Ζ: οι συγκεκριμένες ενότητες σχετίζονται με τυχόν άλλες αυθαιρεσίες αντισεισμικής και όχι μόνο φύσεως που δεν έχουν βαθμονομηθεί καταλλήλως και πρέπει να ληφθούν υπόψη
- Ενότητα Η: στην ενότητα αυτή συνυπολογίζονται όλες οι ανωτέρω ενότητες έτσι ώστε να προκύψει η τελική βαθμολόγηση του κτηρίου

Πίνακας 1.1: Πίνακας Δομικών Τύπων [1]

Δ.Τ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ	ΕΦΑΡΜΟΣΘΕΝΤΕΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ/ΜΕΛΕΤΗΣ/ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
ΟΣα	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, παλαιότερα	Χωρίς Κανονισμούς, ή Αντισεισμικός Κανονισμός 1959 (Α/Σ'59) Κανονισμός Σκυροδέματος 1954 (Κ/Σ'54) Ουσιαστικώς, κτίρια μέχρι και το 1985.
ΟΣβ	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, νεότερα	Α/Σ'59 με πρόσθετα άρθρα 1985 (Α/Σ'85)Κ/Σ'54 Ουσιαστικώς, κτίρια της περιόδου 1986 έως και 1995/2000.
ΟΣγ	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, σύγχρονα	Α/Σ: ΝΕΑΚΚ/Σ: ΝΕΚΟΣ Σύγχρονα κτίρια, με το πλαίσιο των σύγχρονων Κανονισμών.

Πίνακας 1.2: Πίνακας Γενικής Δομικής Βαθμολογίας υφισταμένων κτηρίων Ω.Σ [1]

Παράμετρος	ΟΣα	ΟΣβ	ΟΣγ
Βαθμολογία βάση Δομικού Τύπου	6.0	7.0	8.0
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I	-0.5	-1.0	-0.5
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II ή III	-1.5	-1.5	-1.0
Έδαφος κατηγορίας Β	-0.3	-0.3	-0.3
Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ	-0.6	-0.6	-0.6
Έδαφος Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων	-0.8	-0.8	-0.8
Έδαφος Χ	-0.8	-0.8	-0.8
Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	-0.5	-	-
Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα	-1.0	-0.5	-0.5
Κακή κατάσταση	-0.5	-0.5	-0.5
Κρούση με γειτονικά κτίρια	-0.5	-0.5	-
Pilotis ή/ και Κοντά Υποστυλώματα	-1.5	-1.5	-0.5
Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτωψη	0.5	0.5	-

Πίνακας 1.2 (Συνέχεια): Πίνακας Γενικής Δομικής Βαθμολογίας υφισταμένων κτηρίων Ο.Σ [1]

Μη κανονικότητα σε τομή	-1.0	-0.5	-0.5
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-1.0	-0.5	-0.5
Στρέψη (έντονη)	-0.5	-0.5	-0.5
Ένταση λειτουργίας	0.2 ή 0.5	0.2 ή 0.5	0.2 ή 0.5
Αριθμός χρηστών ≤ 9	-0.2	-0.2	-0.2
Αριθμός χρηστών 10-99	-0.4	-0.4	-0.4
Αριθμός χρηστών ≥ 100	-0.6	-0.6	-0.6

Πίνακας 1.3: Κατάταξη Προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου κτηρίων [1]

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

1.3 Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι

1.3.1 Μέθοδος Δρίτσου

Η μέθοδος αυτή αποτελεί μια προσεγγιστική διαδικασία αποτίμησης τόσο της σεισμικής ικανότητας όσο και της σεισμικής επάρκειας υφιστάμενων κτηρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα, σε σχέση με τη σεισμική απαίτηση, σύμφωνα με τις σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις. Κατά την εφαρμογή της συγκεκριμένης μεθόδου κρίνεται αναγκαία η εύρεση οποιαδήποτε τεκμηρίωσης υπάρχει για την κατασκευή του κτηρίου, με άλλα λόγια η στατική μελέτη του, τυχόν μελέτες μεταγενεστέρων επεμβάσεων και αντίστοιχα σχέδια ξυλοτύπων.

Εάν υπάρχει η μελέτη, η αντισεισμική φέρουσα ικανότητα του κτηρίου αποτιμάται και αξιολογείται με βάση α. την επαλήθευση κρίσιμων γεωμετρικών στοιχείων (διαστάσεις διατομών, οπλισμοί, κ.τ.λ.), β. ορισμένους μη καταστροφικούς ελέγχους των δομικών υλικών (π.χ. αντοχή σκυροδέματος), γ. μερικούς απλούς προσεγγιστικούς

αριθμητικούς υπολογισμούς (π.χ. της τέμνουσας βάσης). Στις περιπτώσεις εκείνες που η τεκμηρίωση δεν είναι δυνατή, τότε είναι απαραίτητη η αποτύπωση του Φέροντα Οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων. Αναφορικά με την ποιότητα των υλικών, απαιτείται μόνο ο προσδιορισμός της αντοχής του σκυροδέματος (προαιρετικά), με δειγματοληπτικούς ελέγχους, κυρίως στα κατακόρυφα στοιχεία, εναλλακτικά λαμβάνοντας τις «ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017. Έχοντας τα παραπάνω στοιχεία δημιουργείται μια πληρέστερη, γενική εικόνα της κατάστασης του υπό έλεγχο κτηρίου.

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

Στην συγκεκριμένη μεθοδολογία, λαμβάνονται υπόψιν συνολικά δεκατρία (13) κριτήρια που περιγράφουν τους παράγοντες τρωτότητας οι οποίοι επηρεάζουν καθοριστικά τη σεισμική συμπεριφορά του κτηρίου. Αυτά τα κριτήρια βαθμονομούνται με ακέραιο αριθμό από το ένα (1) έως και το πέντε (5), όπου το 1 αντιστοιχεί στη μεγαλύτερη επιβάρυνση που ισοδυναμεί με μείωση της σεισμικής αντίστασης του κτηρίου και το 5 στη μικρότερη (τα 3 πρώτα κριτήρια θεωρούνται υπερκρίσιμα). Ο βαθμός σε κάθε κριτήριο προκύπτει ως συνδυασμός προσεγγιστικών υπολογισμών παραμέτρων, που εκφράζουν κάθε στοιχείο τρωτότητας και της εκτίμησης του Μηχανικού που διενεργεί την αποτίμηση.

Πίνακας 1.4: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης [2]

Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης	Βαθμός Επιβάρυνσης - β_i						Συντελεστές Βαρύτητας σ_i
	0 max	1	2	3	4	5 min	
1	Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας						0.10
2	Οξειδωση Οπλισμών						0.10
3	Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού Φορτίου						0.05
4	Κανικότητα Κάτοψης						0.05
5	Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη-Στρέψη						0.10
6	Κανονικότητα σε Τομή/Όψη						0.05
7	Κατανομή Δυσκαμψίας Καθ' Ύψος						0.15
8	Κατανομή Μάζας Καθ' Ύψος						0.05
9	Κοντά Υποστυλώματα						0.15
10	Κατακόρυφες Ασυνέχειες						0.05
11	Διαδρομή και Μεταφορά Δυνάμεων						0.05
12	Γειτονικά Κτίρια						0.05
13	Κακοτεχνίες, Τραυματισμοί						0.05

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

Προσδιορισμός Σεισμικής Απαίτησης (V_{req}) :

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

M : η μάζα του κτηρίου

T : ιδιοπερίοδος της κατασκευής

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

q : συντελεστής συμπεριφοράς

Υπολογισμός Σεισμικής Αντίστασης (V_R):

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

$$\beta = \sum \left(\frac{\sigma_i \beta_i}{5} \right) \quad (1.2a)$$

$$\checkmark V_{R0} = \alpha_1 \sum V_{Ri}^{Y/\Sigma} + \alpha_2 \sum V_{Ri}^{\text{τοιχώματων}} + \alpha_3 \sum V_{Ri}^{\text{κοντά } Y/\Sigma} \quad (1.3)$$

V_{R0} : προσεγγιστική τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτηρίου
 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$: συντελεστές απομείωσης διατμητικής αντοχής [2] Πίνακας 1.5

β : μειωτικός συντελεστής επιρροής των κριτηρίων

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

Πίνακας 1.5: Συντελεστές απομείωσης διατμητικής αντοχής

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

Εν συνεχεία γίνεται ο υπολογισμός της Τέμνουσας Αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων, με βάση τις σχέσεις 1.3 – 1.10, που προέρχονται από τον ΕΚ-2 [3]:

$$\checkmark V_{Ri} = \min(V_{Rd,s}, V_M) \quad (1.4)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{z}{H_{cl}} N d + \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta, \text{ για υποστυλώμα} \quad (1.5)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} \cot\theta, \text{ για τοίχωμα} \quad (1.6)$$

$$V_M = \frac{2MR}{L_{καθ}} \quad (1.7)$$

$$M_R = \mu b h^2 f_{cd} \quad (1.8)$$

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

❖ Προσδιορισμός του βαθμού ανεπάρκειας

Διακρίνονται δύο περιπτώσεις υπολογισμού:

1. Αγνοώντας την επίδραση της εγκάρσιας διεύθυνσης
2. Λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση της εγκάρσιας διεύθυνσης για κάθε εξεταζόμενη διεύθυνση

- χωρίς την επίδραση της εγκάρσιας διεύθυνσης

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x}}{V_{R,x}} \quad (1.9)$$

$$\lambda_y = \frac{V_{req,y}}{V_{R,y}} \quad (1.10)$$

- με την επίδραση της εγκάρσιας διεύθυνσης

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x} + 0.3V_{req,y}}{V_{R,x} + 0.3V_{R,y}} \quad (1.11)$$

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

όπου, V_{req} : η σεισμική απαίτηση

V_R : η σεισμική αντίσταση του κτηρίου

1.3.2 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Βουγιούκα

Η παρούσα μέθοδος αποτελεί μία διαδικασία ταχείας αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας υφιστάμενων κτηρίων η οποία βασίζεται αποκλειστικά στον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Πιο συγκεκριμένα, αφορά κτήρια που έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί προ του 1985 τα οποία, έχουν ισχυρά δοκάρια και αδύναμα υποστυλώματα και στα οποία ισχύει συνήθως ο μηχανισμός αστοχίας του εύκαμπτου ισογείου. Μέσω της διαδικασίας που περιγράφεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. υπολογίζεται κάθε

φορά, για κάθε υποστύλωμα η τέμνουσα αντοχής του. Προσθέτοντας τις αντίστοιχες τέμνουσες όλων των υποστυλωμάτων μαζί προκύπτει στο τέλος η φέρουσα ικανότητα του κτηρίου έναντι σεισμού. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ προτείνει τον υπολογισμό της ροπής διαρροής μέσω της σχέσης:

$$M_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \left\{ E_c \cdot \frac{\xi y^2}{2} \cdot \left[0.5 \cdot (1 + \delta') \cdot \frac{\xi y}{3} \right] + \left[(1 - \xi y) \cdot \rho + (\xi y - \delta') \cdot \rho' + \left(\frac{\rho v}{6}\right) \cdot (1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \cdot \frac{E_s}{2} \right\} \quad (1.13)$$

όπου:

$(1/r)_y$: καμπυλότητα διαρροής

ξy : το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή

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

ρ, ρ', ρ_v : είναι τα ποσοστά του εφελκόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους καταναμημένου οπλισμού (ανηγμένα στο bd , όπου b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής)

E_c, E_s : μέτρα ελαστικότητας σκυροδέματος, χάλυβα οπλισμού αντίστοιχα

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

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

$$\frac{1}{r y} = \frac{f_y}{E_s \cdot (1 - \xi y) \cdot d} \quad (1.14)$$

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

$$\frac{1}{r y} = \frac{1,8 \cdot f_c}{E_c \cdot \xi y \cdot d} \quad (1.15)$$

Λαμβάνεται η μικρότερη τιμή των καμπυλοτήτων από τις σχέσεις (1.14), (1.15) η οποία καθορίζει το κρίσιμο υλικό. Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης ξy υπολογίζεται για το κρίσιμο υλικό από αντίστοιχες σχέσεις σύμφωνα με το Παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Έπειτα γίνεται ο υπολογισμός της διατμητικής αντοχής V_R υποστυλώματος το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες δράσεις ως συνάρτηση του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων: $\mu_{pl}^0 = \mu_0 - 1$, που υπολογίζεται από το λόγο του πλαστικού μέρους της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία (συνολική γωνία, μείον γωνία στη διαρροή) προς τη θεωρητική γωνία στροφής στη διαρροή (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ.2α, Σ.11β), μέσω της σχέσης (1.16) σύμφωνα με το Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$$\bullet \quad V_R = \frac{h-x}{2L_s} \cdot \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \cdot \min(5, \mu_{pl}^0)) \cdot [0.16 \cdot \max(0.5; 100\rho_{tot}) \cdot (10.16 \cdot \min(5; \alpha_s)) \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_c + V_w] \quad (1.16)$$

όπου:

h : ύψος της διατομής

$x = \xi_{yd}$: ύψος θλιβόμενης ζώνης της διατομής (Παράρτημα 7Α ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

N : αξονικό φορτίο

α_s : λόγος διάτμησης

A_c : εμβαδόν διατομής σκυροδέματος

f_c : αντοχή σκυροδέματος (MPa)

ρ_{tot} : συνολικό ποσοστό του διαμήκους οπλισμού

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

$$\bullet \quad V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (1.17)$$

όπου:

ρ_w : ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού

z : μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων

f_{yw} : τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού

Συν τοις άλλοις, κρίνεται απαραίτητο να ελεγχθεί εάν η αστοχία των μελών σε διάτμηση, προηγείται της καμπτικής διαρροής δηλαδή, αν υπάρχει ψαθυρός τρόπος αστοχίας. Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί στοχεύουν σε μεγάλες πλαστιμότητες και ικανότητα μεγάλων παραμορφώσεων ούτως ώστε να αποφύγουν την αστοχία σε διάτμηση μελών οπλισμένου σκυροδέματος, εξασφαλίζοντας έτσι ότι η καμπτική διαρροή θα προηγηθεί της διατμητικής, προσδίδοντας υπεραντοχή σε διάτμηση μέσω του 15 ικανοτικού σχεδιασμού σε τέμνουσα. Παρόλα αυτά, ο κίνδυνος διατμητικής αστοχίας παραμένει σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος, οι οποίες δεν έχουν κατασκευασθεί σύμφωνα με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς. Έτσι υπολογίζεται η τιμή της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή:

$$\bullet \quad V_m = \frac{M_y}{L_s} \quad (1.18)$$

όπου:

M_y : ροπή διαρροής

L_s : μήκος διάτμησης

Η παραπάνω τέμνουσα συγκρίνεται με την αντίστοιχη τέμνουσα λόγω των ανακυκλιζόμενων δράσεων V_R και αν είναι μικρότερη της τότε τα στοιχεία διαρρέουν σε κάμψη πριν τη διαρροή σε διάτμηση και μπορεί να θεωρηθεί ότι έχουν πλάσιμη συμπεριφορά, ενώ αν είναι μεγαλύτερη της θεωρείται ότι έχουν ψαθυρή συμπεριφορά και η ροπή διαρροής υπολογίζεται μειωμένη σύμφωνα με το λόγο $\frac{V_R}{V_{mu}}$.

1.3 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) συνιστά το κύριο κανονιστικό πλαίσιο για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και υφιστάμενων κτηριακών υποδομών στην Ελλάδα. Πέραν αυτού εξετάζει κανόνες εφαρμογής με σκοπό τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους καθώς και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις. Η μέθοδος ανάλυσης που υιοθετείται εξαρτάται απ' την σπουδαιότητα και τυχόν βλάβες ή φθορές του κτηρίου. Η συνηθέστερη μέθοδος που χρησιμοποιείται για την ανάλυση είναι η ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) η οποία πραγματοποιείται υπό την επίδραση των στατικών φορτίων ($G+\psi 2Q$) και των σταδιακά αυξανόμενων οριζόντιων σεισμικών φορτίων. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου η οποία κατασκευάζεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης σημείου αναφοράς, το οποίο λαμβάνεται στον ανώτερο όροφο. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορούν να χρησιμοποιηθούν η τριγωνική, η ομοιόμορφη και η ιδιομορφική κατανομή. Η σεισμική ικανότητα μιας κατασκευής αποτελεί συνδυασμό μιας στάθμης επιτελεστικότητας, δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάληψης. Ορίζονται τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για τον φέροντα οργανισμό ανάλογα με το επίπεδο βλαβών, οι οποίες παρουσιάζονται παρακάτω, στον Πίνακα 1.6.

Πίνακας 1.6: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017)

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

Πιο αναλυτικά, για την κάθε στάθμη ισχύει:

- «Περιορισμένες Βλάβες» - A: Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και την δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.
- «Σημαντικές Βλάβες» - B: Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένονσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης.

- «Οιονεί Κατάρρευση» - Γ: Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μή επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά το σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης.

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας, γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής με τον προσδιορισμό των μετακινήσεων του σημείου αναφοράς στην κορυφή του κτιρίου σύμφωνα με την παρακάτω σχέση: [5]

$$\bullet \quad \delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot S_e(T) \quad (1.19)$$

όπου:

C_0, C_1, C_2, C_3 : διορθωτικοί συντελεστές

T_e : ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος

2. Περιγραφή του Φορέα

2.1 Γενικά Χαρακτηριστικά του Φορέα

Πρόκειται για μια υφιστάμενη τετραώροφη κατοικία και υπόγειο, πυλωτή στο ισόγειο, η οποία κατασκευάστηκε το 2021 στην πόλη της Χίου, νησί στο βορειοανατολικό Αιγαίο. Η κάτοψη υπογείου έχει εμβαδόν 453.83 m^2 και το δώμα 185.81 m^2 , ενώ όλοι οι ενδιάμεσοι όροφοι έχουν εμβαδό ίσο με 323.04 m^2 .

Τα ύψη των ορόφων είναι:

- Υπόγειο: 2.95m
- Πιλοτή: 3.35m
- 1^{ος} όροφος: 3.2m
- 2^{ος} όροφος: 3.2m
- 3^{ος} όροφος: 3.2 m
- Δώμα: 2.55m

Στους εξωτερικούς τοίχους συναντάται διπλή μπατική τοιχοποιία και στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτηρίου, 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 $g' = 1.30 \text{ kN/m}^2$ ενώ τα κινητά φορτία είναι $q = 2.00 \text{ kN/m}^2$ για την κατοικία και $q = 4 \text{ kN/m}^2$ για τους εξώστες. Αναφορικά με 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 όπως και οι πίνακες των οπλισμών βρίσκονται στο Παράρτημα Α. Στους παρακάτω 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.

Πίνακας 2.1: Υλικά κατασκευής

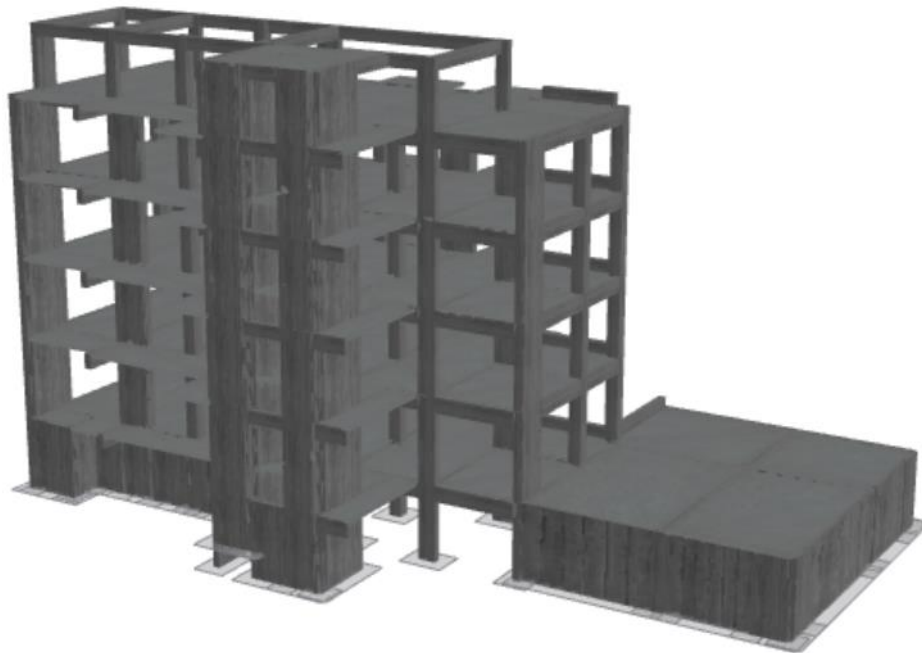
ΥΛΙΚΟ	ΠΟΙΟΤΗΤΑ	ΑΝΤΟΧΗ	
		f_{cm} (MPa)	f_{ck} (MPa)
Σκυρόδεμα	C20	25	20
Χάλυβας (Οπλισμών)	S500	540	500
Χάλυβας (Συνδετήρων)	S500	540	500

Πίνακας 2.2: Κατηγορία σπουδαιότητας, Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, Κατηγορία εδάφους - Ε.Κ.8

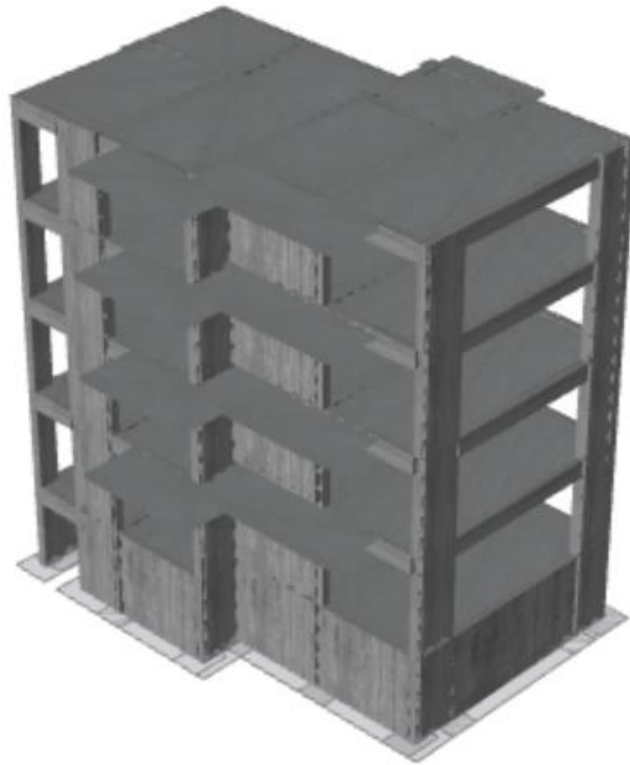
Κατηγορία σπουδαιότητας	II (Χρήση κατοικίας), $\gamma_I = 1$
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	II (Χίος), $a_g = 0,24g$
Κατηγορία Εδάφους	B { $S=1.2, T_B=0.15s, T_C=0.5s, T_D=2.5s$ }

2.2 Προσομοίωση Φορέα

Για την προσομοίωση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SeismoBuild. Το συγκεκριμένο λογισμικό αποτελεί πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων με το οποίο, είναι δυνατός ο προσδιορισμός της απόκρισης σε μεγάλες παραμορφώσεις πλαισιωτών κατασκευών υπό στατικά ή και δυναμικά φορτία λαμβάνοντας υπόψη, τις γεωμετρικές μη γραμμικότητες και την ανελαστικότητα των υλικών, ενώ παράλληλα παρέχει τη δυνατότητα μη γραμμικής (pushover) ανάλυσης. Στην εν λόγω διπλωματική εργασία, ο φορέας προσομοιώθηκε με δύο κτήρια που χωρίζονται από σεισμικό αρμό, πάχους 5cm. Τα κτήρια προσομοιώθηκαν σύμφωνα με τους αντίστοιχους διαθέσιμους ξυλότυπους. Έπειτα εισήχθησαν με τη σειρά τα υποστυλώματα, οι δοκοί και τέλος οι πλάκες σε κάθε όροφο. Οι ανισοσταθμίες που δημιουργούνται στους κόμβους μεταξύ δοκών - υποστυλωμάτων υπολογίζονται αυτόματα και περιλαμβάνονται στο στατικό μοντέλο. Στα σχήματα 2.1 και 2.2 παρουσιάζεται η τελική προσομοίωση των δύο φορέων της κατασκευής.



Σχήμα 2.1: Προσομοίωση φορέα - Κτήριο 1



Σχήμα 2.2: Προσομοίωση φορέα - Κτήριο 2

3. Εφαρμογή Ευρωκώδικα 8 και Προσεισμικών Ελέγχων

3.1 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο 1ο Κεφάλαιο συμπληρώθηκε το ειδικό Δελτίο Δομικής Τρωτότητας αφού προηγουμένως, επιλέχθηκε η κατηγορία δομικού τύπου με βάση τον Πίνακα 1.1. Ο πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος θα πραγματοποιηθεί ενιαία για τα δύο κτήρια, ενώ οι δευτεροβάθμιοι καθώς και ο τριτοβάθμιος έλεγχος, χωριστά. Πρόκειται για σύγχρονο κτήριο, κατασκευασμένο το 2021 και οι Κανονισμοί που εφαρμόστηκαν είναι ο Αντισεισμικός Κανονισμός ΝΕΑΚ και ο Κανονισμός Σκυροδέματος ΝΕΚΟΣ. Έτσι επιλέχθηκε κατηγορία δομικού τύπου ΟΣγ. Η τοποθεσία του είναι στην Χίο, στο βορειοανατολικό Αιγαίο, οπότε αντιστοιχεί σε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΙΙ (0.24g). Τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα βρίσκονται στον Πίνακα 3.1. Η αρχική δομική βαθμολογία του κτηρίου, αθροίζοντας τους επιμέρους συντελεστές προέκυψε ίση με 5.8. Δεν εντοπίστηκαν αίτια πρόσθετης τρωτότητας, συνεπώς ο βαθμός δεν υπέστη κάποια μείωση. Επομένως η τελική δομική βαθμολογία του κτηρίου είναι ίση με 5.8. Σύμφωνα με αυτή τη βαθμολογία και τον Πίνακα 1.3, το κτήριο κατατάσσεται στην κατηγορία «Χαμηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου».

Πίνακας 3.1: Πρωτοβάθμιος Σεισμικός Έλεγχος

Δομικός Τύπος	ΟΣγ	8.0
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	ΙΙ	-1.0
Κατηγορία εδάφους	B	-0.3
Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	ΟΧΙ	-
Προηγούμενες Σεισμικές Επιβαρύνσεις, Προβλήματα	ΟΧΙ	-
Κακή Κατάσταση	ΟΧΙ	-
Κίνδυνος κρούσης με γειτονικά κτήρια	ΟΧΙ	-
Πιλοτή ή/ και Κοντά Υποστυλώματα	ΝΑΙ	-0.5
Μη Κανονική Διάταξη Τοιχοπλήρωσης σε Κάτοψη	ΝΑΙ	-
Μεγάλο Ύψος	ΟΧΙ	
Μη Κανονικότητα σε Τομή	ΟΧΙ	-
Μη Κανονικότητα σε Κάτοψη	ΟΧΙ	-
Ενδεχόμενο Έντονης Στρέψης	ΝΑΙ	-0.5
Αριθμός Χρηστών	10-99	-0.4
Ένταση Λειτουργίας		0.5
Αρχική/Γενική Δομική Βαθμολογία Κτηρίου		5.8
Στοιχεία Πρόσθετης Τρωτότητας		ΟΧΙ
Ενδεχόμενη Τρωτότητα Έναντι Άλλων Αιτιών		ΟΧΙ
Τελική Δομική Βαθμολογία Κτηρίου		5.8

3.2 Δευτεροβάθμιοι Σεισμικοί Έλεγχοι

3.2.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου Δρίτσου, εξετάζονται τα στοιχεία τρωτότητας που επηρεάζουν σε μεγάλο βαθμό τη σεισμική συμπεριφορά του κτηρίου. Σε πρώτο στάδιο της μεθόδου έγινε η αξιολόγηση της επιρροής των δεκατριών (13) κριτηρίων σεισμικής επιβάρυνσης. Το κάθε κριτήριο βαθμολογείται με μία τιμή σεισμικής επιβάρυνσης, όπου (1) είναι η μέγιστη και (5) η ελάχιστη. Ο συγκεκριμένος έλεγχος διενεργήθηκε ξεχωριστά για τα δύο κτήρια τα οποία χωρίζονται με σεισμικό αρμό 5 εκατοστών.

3.2.1.1 Κτήριο 1

- ✓ Κριτήριο 1: Βλάβες στατικής ανεπάρκειας

Δεν υπάρχει παρουσία Βλαβών Στατικής Ανεπάρκειας, οπότε επιλέχθηκε η ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5).

- ✓ Κριτήριο 2: Οξείδωση οπλισμών

Δεν παρουσιάστηκε οξείδωση Οπλισμών, έτσι επιλέχθηκε η ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5).

- ✓ Κριτήριο 3: Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου

Υπολογίστηκε η μέση τιμή του ανηγμένου αξονικού φορτίου για όλα τα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα και τοιχώματα), με τιμή ίση με $\nu_d=0.2190$ που είναι μικρότερη του 0.3 και αντιστοιχεί στην ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5).

Στον Πίνακα 3.2 παρουσιάζονται οι τιμές του ανηγμένου αξονικού φορτίου των υποστυλωμάτων του ισογείου.

Πίνακας 3.2: Τιμές του ανηγμένου αξονικού φορτίου των κατακόρυφων μελών του ισογείου

ΚΑΤΑΚ. ΣΤΟΙΧΕΙΑ	ΔΙΑΤΟΜΗ	Ac	Nsd	vd
C1	0,30X0,90	0,27	274,2567	0,1693
C4	0,50X0,50	0,25	432,6881	0,2885
C5	0,3X1,0	0,3	590,2228	0,3279
C7	0,50X0,50	0,25	447,4188	0,2983
C8	0,50X0,50	0,25	493,0108	0,3287
C9	0,50X0,50	0,25	475,8212	0,3172
C10	0,50X0,50	0,25	368,2021	0,2455
C11	0,50X0,50	0,25	420,965	0,2806
C12	0,50X0,50	0,25	261,5799	0,1744
C13	0,50X0,50	0,25	323,8149	0,2159
C14	0,50X0,50	0,25	487,722	0,3251
C15	0,30X1,0	0,3	553,0913	0,3073
C16	0,90X0,30	0,27	318,9316	0,1969
C19	0,30X1,0	0,3	534,6956	0,2971
C21	0,65X0,50	0,325	285,2112	0,1463
C22	0,30X0,70	0,21	358,7361	0,2847
W2	1,5X0,30	0,45	407,4612	0,1509
W3	2,4X0,30	0,72	670,4489	0,1552
W6	0,30X1,50	0,45	826,2904	0,3060
W17	2,2X0,30	0,66	927,2002	0,2341
W18	0,30X1,50	0,45	746,6056	0,2765
W20	1,5X0,30	0,45	447,3145	0,1657
W23	2,7X0,25	0,675	441,5859	0,1090
W24	1,9X0,25	0,475	228,9454	0,0803
W25	2,7X0,25	0,675	478,9561	0,1183
W26	0,25X1,5	0,375	226,2971	0,1006
W27	2,7X0,25	0,675	569,3509	0,1406
W28	1,50X0,3	0,45	242,785	0,0899

✓ Κριτήριο 4: Κανονικότητα κάτοψης

Σε κτήρια με πολύπλοκο σχήμα κάτοψης προσδιορίζονται:

- i. το αθροιστικό εμβαδόν ΣA_E των εσοχών
- ii. το εμβαδόν της μεγαλύτερης εσοχής, $A_{E,max}$ και το εμβαδόν της κάτοψης, A_{tot} .

Το εμβαδόν κάθε εσοχής ορίζεται από την περίμετρο της εσοχής και τη χορδή που συνδέει τις εξώτατες κορυφές της. Εάν υπάρχουν κενά στις πλάκες προσδιορίζεται επιπλέον το αθροιστικό εμβαδόν ΣA_K των κενών. Το κτήριο έχει πολύπλοκο σχήμα κάτοψης με κενά στις πλάκες, οπότε διενεργήθηκε ο παραπάνω έλεγχος:

Βαθμός 1: $\Sigma A_E + \Sigma A_K \geq 0.50A_{tot}$, είτε $A_{E,max} \geq 0.25A_{tot}$ (μη κανονικό σε κάτοψη)

Βαθμός 5: $\Sigma A_E + \Sigma A_K < 0.30A_{tot}$, είτε $A_{E,max} < 0.15A_{tot}$ (κανονικό σε κάτοψη). Οι ενδιάμεσοι βαθμοί (κατά τον ΟΑΣΠ) επιλέγονται κατά την κρίση του ελέγχοντος Μηχανικού.

Στο υπό μελέτη κτήριο 1 διαπιστώθηκε ότι $\Sigma A_{tot} = 202,009m^2$ και εφόσον $A_{E,max} = 7,1501m^2 < 0.15A_{tot} = 30,301m^2$, αυτό αντιστοιχεί σε βαθμό σεισμικής επιβάρυνσης (5).

✓ Κριτήριο 5: Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη-Στρέψη

Έγινε υπολογισμός της εκκεντρότητας μεταξύ του Κέντρου Μάζας και του Κέντρου Δυσκαμψίας σε επίπεδο κάτοψης του κτηρίου 1. Καταλήξαμε λοιπόν, στις εκκεντρότητες $e_x = 0,22489$ m και $e_y = 0,22913$ m και οι ανηγμένες τιμές τους $\varepsilon_x = \frac{e_x}{L_x} = \frac{0,22489}{6,3} = 0,0357$ και $\varepsilon_y = \frac{e_y}{L_y} = \frac{0,22913}{10,675} = 0,02146$ m, που είναι μικρότερες του 0,05, έτσι το κτήριο θεωρείται πρακτικώς συμμετρικό –χωρίς στρεπτική απόκριση εφόσον $\varepsilon < 0.05$. Άρα επιλέγεται βαθμός σεισμικής επιβάρυνσης (5) και κατά τις δύο διευθύνσεις.

Πίνακας 3.3: Στοιχεία για την εύρεση του Κέντρου Μάζας και του Κέντρου Δυσκαμψίας

ΜΕΛΗ	X_i	Y_i	$x_i \cdot N_{sd}$	$y_i \cdot N_{sd}$	$x_i K_x$	$y_i K_y$
C1	0,15	0,45	41,13851	18,51233	6544,356	2181,452
C4	0,25	0,25	108,172	27,04301	3117,073	3117,079
C5	0,15	0,5	88,53342	44,26671	8977,169	2693,164
C7	0,25	0,25	111,8547	27,96368	3117,073	3117,079
C8	0,25	0,25	123,2527	30,81318	3117,073	3117,079
C9	0,25	0,25	118,9553	29,73883	3117,073	3117,079
C10	0,25	0,25	92,05053	23,01263	3117,073	3117,079
C11	0,25	0,25	105,2413	26,31031	3117,073	3117,079
C12	0,25	0,25	65,39498	16,34874	3117,073	3117,079
C13	0,25	0,25	80,95373	20,23843	3117,073	3117,079
C14	0,25	0,25	121,9305	30,48263	3117,073	3117,079
C15	0,15	0,5	82,9637	41,48185	8977,169	2693,164
C16	0,45	0,15	143,5192	21,52788	2181,453	6544,36
C19	0,15	0,5	80,20434	40,10217	8977,169	2693,164
C21	0,325	0,25	92,69364	23,17341	5267,853	6848,214
C22	0,15	0,35	53,81042	18,83365	3079,169	1319,653
W2	0,75	0,15	305,5959	45,83939	6059,591	30297,95
W3	1,2	0,15	804,5387	120,6808	15512,55	124100,4
W6	0,15	0,75	123,9436	92,95767	30297,94	6059,608
W17	1,1	0,75	1019,92	764,9402	1629356	2389722
W18	0,15	0,75	111,9908	83,99313	30297,94	6059,608
W20	0,75	0,15	335,4859	50,32288	6059,591	30297,95
W23	1,35	0,125	596,141	74,51762	11361,73	122706,7
W24	0,95	0,125	217,4981	27,18727	5626,318	42760
W25	1,35	0,125	646,5907	80,82384	11361,73	122706,7
W26	0,125	0,75	28,28714	21,21535	21040,24	3506,726
W27	1,35	0,125	768,6237	96,07796	11361,73	122706,7
W28	0,75	0,15	182,0888	27,31331	6059,591	30297,95

✓ Κριτήριο 6: Κανονικότητα σε Τομή / Όψη

Το εμβαδόν όλων των ορόφων πέραν του υπογείου είναι πρακτικά ίσο. Επομένως, επιλέχθηκε μικρός βαθμός σεισμικής επιβάρυνσης (5).

✓ Κριτήριο 7: Κατανομή Δυσκαμψίας καθ' ύψος – Μαλακός όροφος

Υπολογίζονται για κάθε όροφο (εξαιρείται ο τελευταίος όροφος) οι συνολικές δυσκαμψίες $K_{tot,x}$ και $K_{tot,y}$ και προκειμένου να γίνει η βαθμονόμηση του κριτηρίου υπολογίζονται οι ποσοστιαίες διαφορές δυσκαμψίας μεταξύ των ορόφων, οι οποίες παρουσιάζονται στον Πίνακα που ακολουθεί. Οι όροφοι 1^{ος}, 2^{ος} έχουν ίδιο ύψος, και εφόσον η απομείωση των διατομών των υποστρωμάτων βάσει κανονισμού δεν επηρεάζει κάπου, η διαφορά των δυσκαμψιών τους είναι ουσιαστικά $\Delta K=0$. Η διαφορά δυσκαμψίας του ισογείου

και του 1^{ου} ορόφου ισούται με $\Delta K = 13\%$, ενώ του 4^{ου} από τον 3^ο όροφο είναι $\Delta K = 5\%$, όπου για $\Delta K < 20\%$ αντιστοιχεί η μικρότερη σεισμική επιβάρυνση. Έτσι, τελικώς καταλήγουμε σε βαθμό σεισμικής επιβάρυνσης (5) και κατά τις δύο διευθύνσεις.

Πίνακας 3.4: Συνολικές δυσκαμψίες και ποσοστιαίες διαφορές τους

ΟΡΟΦΟΣ	$K_{tot,x}$	$K_{tot,y}$	ΔK_x (%)	ΔK_y (%)
ΙΣΟΓΕΙΟ	9995338,522	32541915,06	-	-
ΤΥΠΙΚΟΣ ΟΡΟΦΟΣ	11467849,73	37335983,28	13%	13%
4ος ΟΡΟΦΟΣ	12022651,74	39142257,26	5%	5%

✓ Κριτήριο 8: Κατανομή μάζας καθ' ύψος

Η μάζα καθ' ύψος υπολογίστηκε διαιρώντας το βάρος του κάθε ορόφου με την επιτάχυνση της βαρύτητας ($g=9.81 \text{ m/sec}^2$) και βρέθηκε 115,35 tn. Η διαφορά της μάζας καθ' ύψος μεταξύ των ορόφων είναι $\Delta M = 0\%$. Οπότε, ο βαθμός σεισμικής επιβάρυνσης αξιολογείται ως (5).

✓ Κριτήριο 9: Κοντά υποστυλώματα

Αποδίδεται σε κάθε υποστώλιωμα ένας βαθμός β1 σύμφωνα με το λόγο του καθαρού ελεύθερου ύψους του προς το ύψος της διατομής του. Η συμβολή στην συνολική σεισμική επιβάρυνση της κατασκευής λαμβάνεται υπόψη μέσω αντίστοιχων συντελεστών βαρύτητας. Στην προκειμένη περίπτωση όμως, λόγω του υψηλού βαθμού τοιχωματοποίησης του κτηρίου τελικά λαμβάνεται ίσος με (5).

✓ Κριτήριο 10: Κατακόρυφες ασυνέχειες

Σύμφωνα με αυτό το κριτήριο προσδιορίζονται οι κατακόρυφες ασυνέχειες του κτηρίου και προκύπτει βαθμονόμηση. Στο κτήριο μας δεν υπάρχουν φυτευτά υποστυλώματα σε πλάκες, φυτευτά τοιχώματα σε δοκούς, φυτευτά υποστυλώματα σε δοκούς και κεκλιμένα υποστυλώματα. Το συγκεκριμένο κτήριο δεν παρουσιάζει ούτε κατακόρυφες ασυνέχειες για το λόγω αυτό ο βαθμός του κριτηρίου 10 θα είναι ίσος με (5) και για τις δύο διευθύνσεις.

✓ Κριτήριο 11: Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων

Στο εν λόγω κτήριο περιμετρικά υπάρχουν δομικά πλαίσια, ωστόσο στο κέντρο εμφανίζονται ορισμένοι ατάκτως τοποθετημένοι στύλοι. Άρα ο βαθμός που επιλέγεται σε αυτή την περίπτωση είναι (3)

✓ Κριτήριο 12: Γειτονικά κτήρια

Σε αυτό το κριτήριο εξετάζεται η δυσμενής αλληλεπίδραση γειτονικών κτηρίων. Το κτήριο 1 συνορεύει μόνο με το κτήριο 2 και τα δύο κτήρια είναι συνδεδεμένα με αντισεισμικό αρμό πάχους 5cm, ο οποίος κατά το Σ. Δρίτσο (Δευτεροβάθμιος Έλεγχος) είναι άνω των 4cm τα οποία επαρκούν για επαφή

έως και 3 ορόφους υπέρ το έδαφος. Επιπλέον, δεν παρουσιάζεται ανισοσταθμία πλακών καθώς τα δύο κτήρια είναι ουσιαστικά ένα. Και στις δύο διευθύνσεις απουσιάζει η παρουσία γειτονικού κτηρίου. Επομένως, ο βαθμός θα είναι κατά X και κατά Y ίσος με (5).

✓ **Κριτήριο 13: Κακοτεχνίες – Τραυματισμοί**

Το κτήριο δεν παρουσιάζει τραυματισμούς ή/και υγρασίες και βρίσκεται σε εξαιρετική κατάσταση. Ακόμη, δεν έχει παρατηρηθεί κάποια προσβολή του σκυροδέματος από φυσικές ή χημικές δράσεις. Άρα, ο βαθμός σεισμικής επιβάρυνσης είναι (5).

Πίνακας 3.5: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης

Περιγραφή κριτηρίου		Βαθμός Επιβάρυνσης		Συντελεστής βαρύτητας σ _i	σ _{iβix} /5	σ _{iβiy} /5
		Διεύθυνση				
		x	y			
1	Βλάβες στατικής ανεπάρκειας	5	5	0,1	0,1	0,1
2	Οξείδωση οπλισμών	5	5	0,1	0,1	0,1
3	Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου	5	5	0,05	0,05	0,05
4	Κανονικότητα κάτοψης	5	5	0,05	0,05	0,05
5	Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη-στρέψη	5	5	0,1	0,1	0,1
6	Κανονικότητα σε τομή/όψη	5	5	0,05	0,05	0,05
7	Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος	5	5	0,15	0,15	0,15
8	Κατανομή μάζας καθ' ύψος	5	5	0,05	0,05	0,05
9	Κοντά υποστυλώματα	5	5	0,15	0,15	0,15
10	Κατακόρυφες ασυνέχειες	4	5	0,05	0,04	0,05
11	Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων	4	4	0,05	0,04	0,04
12	Γειτονικά κτήρια	5	5	0,05	0,05	0,05
13	Κακοτεχνίες	5	5	0,05	0,05	0,05

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

Πίνακας 3.6: Συντελεστής επιρροής κριτηρίων β για το κτήριο 1

Κτήριο 2	
β _x	0,98
β _y	0,99

3.2.1.2 Κτήριο 2

- ✓ Κριτήριο 1: Βλάβες στατικής ανεπάρκειας

Δεν υπάρχει παρουσία Βλαβών Στατικής Ανεπάρκειας, οπότε επιλέχθηκε η ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5).

- ✓ Κριτήριο 2: Οξείδωση οπλισμών

Δεν παρουσιάστηκε οξείδωση Οπλισμών, έτσι επιλέχθηκε η ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5).

- ✓ Κριτήριο 3: Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου

Υπολογίστηκε η μέση τιμή του ανηγμένου αξονικού φορτίου για όλα τα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα και τοιχώματα), με τιμή ίση με $v_d=0,171$ που είναι μικρότερη του 0.3 και αντιστοιχεί στην ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5).

Πίνακας 3.7: Τιμές του ανηγμένου αξονικού φορτίου των υποστυλωμάτων του ισογείου

ΜΕΛΗ	ΔΙΑΤΟΜΗ	Ac	Nsd	Vd
C1	0,50X0,50	0,25	237,2921	0,1582
C2	0,50X0,50	0,25	192,3545	0,1282
C3	0,50X0,50	0,25	330,2982	0,2202
C4	0,50X0,50	0,25	150,999	0,1007
LC5	0,40X1,15+0,10X0,30	0,49	586,3596	0,1994
C6	1,0X0,3	0,3	529,7784	0,2943
C9	1,0X0,3	0,3	477,1156	0,2651
C10	0,9X0,3	0,21	192,5025	0,1528
C16	0,30X0,70	0,27	221,2253	0,1366
W7	3,4X0,30	1,02	704,8616	0,1152
W8	0,3X1,80	0,54	514,387	0,1588
W11	0,30X1,50	0,45	407,0474	0,1508
W12	0,30X1,50	0,45	534,2411	0,1979
W13	3,65X0,30	1,095	1214,053	0,1848
W14	0,30X1,80	0,54	503,2683	0,1553
W15	1,80X0,30	0,54	655,8807	0,2024

- ✓ Κριτήριο 4: Κανονικότητα κάτοψης

Σε κτήρια με πολύπλοκο σχήμα κάτοψης προσδιορίζονται:

- i. το αθροιστικό εμβαδόν ΣA_E των εσοχών
 ii. το εμβαδόν της μεγαλύτερης εσοχής, $A_{E,max}$ και το εμβαδόν της κάτοψης, A_{tot} .

Το εμβαδόν κάθε εσοχής ορίζεται από την περίμετρο της εσοχής και τη χορδή που συνδέει τις εξώτατες κορυφές της. Εάν υπάρχουν κενά στις πλάκες προσδιορίζεται επιπλέον το αθροιστικό εμβαδόν ΣA_K των κενών. Το κτήριο έχει πολύπλοκο σχήμα κάτοψης χωρίς κενά στις πλάκες, οπότε διενεργήθηκε ο παραπάνω έλεγχος:

Βαθμός 1: $\Sigma A_E \geq 0.40A_{tot}$, είτε $A_{E,max} \geq 0.25A_{tot}$ (μη κανονικό σε κάτοψη)

Βαθμός 5: $\Sigma A_E < 0.25A_{tot}$, είτε $A_{E,max} < 0.15A_{tot}$ (κανονικό σε κάτοψη). Οι ενδιάμεσοι βαθμοί (κατά τον ΟΑΣΠ) επιλέγονται κατά την κρίση του ελέγχοντος Μηχανικού.

Στο υπό μελέτη κτήριο 2 διαπιστώθηκε ότι $\Sigma A_{tot} = 120,375m^2$ και εφόσον $\Sigma A_E = 20,7m^2 < 0,25A_{tot} = 30,09 m^2$, αυτό αντιστοιχεί σε βαθμό σεισμικής επιβάρυνσης (5).

✓ Κριτήριο 5: Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη-Στρέψη

Έγινε υπολογισμός της εκκεντρότητας μεταξύ του Κέντρου Μάζας και του Κέντρου Δυσκαμψίας σε επίπεδο κάτοψης του κτηρίου 2. Σε αυτή την περίπτωση έχουμε τις παρακάτω εκκεντρότητες: $e_x = |0,2184-0,7371| = 0,5187$ m και $e_y |0,1553-0,1418| = 0,013514$ m και οι ανηγμένες τιμές τους $e_x = \frac{e_x}{L_x} = \frac{0,5187}{7,125} = 0,072806$ m και $e_y = \frac{e_y}{L_y} = \frac{0,013514}{4,95} = 0,00273$ m, που είναι και πάλι μικρότερες του 0,05, έτσι το κτήριο θεωρείται πρακτικώς συμμετρικό –χωρίς στρεπτική απόκριση εφόσον $\varepsilon < 0.05$. Άρα επιλέγεται βαθμός σεισμικής επιβάρυνσης (5) και κατά τις δύο διευθύνσεις.

Πίνακας 3.8: Στοιχεία για την εύρεση του Κέντρου Μάζας και του Κέντρου Δυσκαμψίας

ΜΕΛΗ	X_i	Y_i	$x_i * N_{sd}$	$y_i * N_{sd}$	$x_i * K_x$	$y_i * K_y$
C1	0,25	0,25	59,32303	14,83076	4340,278	4340,278
C2	0,25	0,25	48,08863	12,02216	4340,278	4340,278
C3	0,25	0,25	82,57455	20,64364	4340,278	4340,278
C4	0,25	0,25	37,74975	9,437438	4340,278	4340,278
LC5	0,10765	0,2745	63,12161	17,32688	1065,302	417,7768
C6	0,5	0,15	264,8892	39,73338	3750	12500
C9	0,5	0,15	238,5578	35,78367	3750	12500
C10	0,45	0,15	86,62613	12,99392	3037,5	9112,5
C16	0,15	0,35	33,1838	11,61433	4287,5	1837,5
W7	1,7	0,15	1198,265	179,7397	43350	491300
W8	0,15	0,9	77,15805	69,44225	72900	12150
W11	0,15	0,75	61,05711	45,79283	42187,5	8437,5
W12	0,15	0,75	80,13617	60,10212	42187,5	8437,5
W13	1,825	0,15	2215,647	332,347	49959,38	607839,1
W14	0,15	0,9	75,49025	67,94122	72900	12150
W15	0,9	0,15	590,2926	88,54389	11853,66	26035,71

✓ Κριτήριο 6: Κανονικότητα σε Τομή / Όψη

Το εμβαδόν όλων των ορόφων είναι πρακτικά ίσο. Επομένως, επιλέχθηκε μικρός βαθμός σεισμικής επιβάρυνσης (5).

✓ Κριτήριο 7: Κατανομή Δυσκαμψίας καθ' ύψος – Μαλακός όροφος

Υπολογίζονται όπως και πριν για κάθε όροφο (εξαιρείται ο τελευταίος όροφος) οι συνολικές δυσκαμψίες $K_{tot,x}$ και $K_{tot,y}$ και προκειμένου να γίνει η βαθμονόμηση του κτηρίου υπολογίζονται οι ποσοστιαίες διαφορές δυσκαμψίας μεταξύ των ορόφων, οι οποίες παρουσιάζονται στον Πίνακα που ακολουθεί. Οι όροφοι 1^{ος}, 2^{ος} όπως ακριβώς και στο κτήριο 1, έχουν ίδιο ύψος, και εφόσον η απομείωση των διατομών των υποστυλωμάτων βάσει κανονισμού δεν επηρεάζει πρακτικώς κάπου, η διαφορά των δυσκαμψιών τους είναι ουσιαστικά $\Delta K = 0$. Παρατηρείται όμως πως ανάμεσα στο ισόγειο και τον τυπικό όροφο είναι αρκετά μεγάλη ειδικά κατά τη διεύθυνση Y. Έτσι, τελικώς καταλήγουμε σε βαθμό σεισμικής επιβάρυνσης **Bx= 4, By= 2**.

Πίνακας 3.9: Συνολικές δυσκαμψίες και ποσοστιαίες διαφορές τους

ΟΡΟΦΟΣ	$K_{tot,x}$	$K_{tot,y}$	ΔK_x (%)	ΔK_y (%)
ΙΣΟΓΕΙΟ	4971336,64	23460505,35	-	-
ΤΥΠΙΚΟΣ ΟΡΟΦΟΣ	6568886,268	16358840,83	24%	43%
4ος ΟΡΟΦΟΣ	5914864,493	17111390,94	11%	4%

✓ Κριτήριο 8: Κατανομή μάζας καθ' ύψος

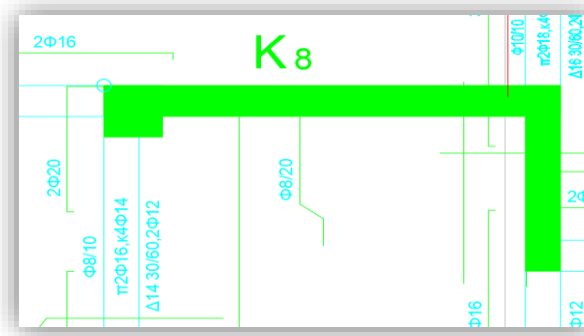
Η μάζα καθ' ύψος υπολογίστηκε διαιρώντας το βάρος του κάθε ορόφου με την επιτάχυνση της βαρύτητας ($g=9.81 \text{ m/sec}^2$) και βρέθηκε 70,66 tn στο ισόγειο και 71,81 tn σε όλους τους άλλους ορόφους. Η διαφορά της μάζας καθ' ύψος μεταξύ του ισογείου και του πρώτου ορόφου είναι $\Delta M = \sim 0\%$ ενώ στους από πάνω ορόφους η διαφορά είναι και πάλι 0%. Οπότε, ο βαθμός σεισμικής επιβάρυνσης αξιολογείται ως (5).

✓ Κριτήριο 9: Κοντά υποστυλώματα

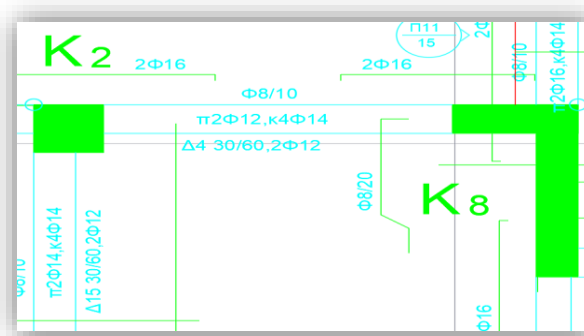
Αποδίδεται σε κάθε υποστύλωμα ένας βαθμός β1 σύμφωνα με το λόγο του καθαρού ελεύθερου ύψους του προς το ύψος της διατομής του. Η συμβολή στην συνολική σεισμική επιβάρυνση της κατασκευής λαμβάνεται υπόψη μέσω αντίστοιχων συντελεστών βαρύτητας. Στην προκειμένη περίπτωση όμως, λόγω του υψηλού βαθμού τοιχοματοποίησης του κτηρίου τελικά λαμβάνεται ίσος με (5).

✓ Κριτήριο 10: Κατακόρυφες ασυνέχειες

Σύμφωνα με αυτό το κριτήριο προσδιορίζονται οι κατακόρυφες ασυνέχειες του κτηρίου και προκύπτει βαθμονόμηση. Στο κτήριο μας δεν υπάρχουν φυτευτά υποστυλώματα σε πλάκες, φυτευτά τοιχώματα σε δοκούς, φυτευτά υποστυλώματα σε δοκούς και κεκλιμένα υποστυλώματα. Παρόλα αυτά εντοπίζεται τοίχωμα (K8) σχήματος Π το οποίο αν και υπάρχει στον ισόγειο και στον πρώτο όροφο, παύει να υφίσταται στον τρίτο και στον τέταρτο όροφο και δίνει τη θέση του σε ένα τετραγωνικό υποστύλωμα και ένα μικρότερο τοίχιο σχήματος Γ, δημιουργώντας έτσι ασυνέχεια κατά τη διεύθυνση X. Στα σχήματα 3.1, 3.2 φαίνεται σκαρίφημα με την ανομοιομορφία στο συγκεκριμένο σημείο. Έτσι, λαμβάνεται $B_x=4$ και $B_y=5$.



Σχήμα 3.1: Τοιχίο K8 στο ισόγειο και τον 1ο όροφο



Σχήμα 3.2: Υποστύλωμα και μικρότερο τοιχίο K8 στον 2^ο και 3^ο όροφο

- ✓ Κριτήριο 11: Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων

Σε αυτό το κτήριο περιμετρικά υπάρχουν δομικά πλαίσια, χωρίς την ύπαρξη ατάκτως τοποθετημένων στύλων. Ο βαθμός που επιλέγεται σε αυτή την περίπτωση είναι (5).

- ✓ Κριτήριο 12: Γειτονικά κτήρια

Σε αυτό το κριτήριο εξετάζεται η δυσμενής αλληλεπίδραση γειτονικών κτηρίων. Όπως και στην προηγούμενη παράγραφο (3.2.1.1) ο βαθμός θα είναι κατά X και κατά Y ίσος με (5).

- ✓ Κριτήριο 13: Κακοτεχνίες – Τραυματισμοί

Το κτήριο δεν παρουσιάζει τραυματισμούς ή/και υγρασίες και βρίσκεται σε εξαιρετική κατάσταση. Ακόμη, δεν έχει παρατηρηθεί κάποια προσβολή του σκυροδέματος από φυσικές ή χημικές δράσεις. Άρα, ο βαθμός σεισμικής επιβάρυνσης είναι (5).

Στον παρακάτω Πίνακα 3.10 παρουσιάζονται οι τιμές και των 13 κριτηρίων σεισμικής επιβάρυνσης για κάθε κτήριο.

Πίνακας 3.10: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης

Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης		Βαθμός Επιβάρυνσης		Συντελεστής βαρύτητας σ_i	σιβix/5	σιβiy/5
		Διεύθυνση				
		x	Y			
1	Βλάβες στατικής ανεπάρκειας	5	5	0,1	0,1	0,1
2	Οξείδωση οπλισμών	5	5	0,1	0,1	0,1
3	Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου	5	5	0,05	0,05	0,05
4	Κανονικότητα κάτοψης	5	5	0,05	0,05	0,05
5	Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη-στρέψη	5	5	0,1	0,1	0,1
6	Κανονικότητα σε τομή/όψη	4	2	0,05	0,04	0,02
7	Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος	5	5	0,15	0,15	0,15
8	Κατανομή μάζας καθ' ύψος	5	5	0,05	0,05	0,05
9	Κοντά υποστυλώματα	4	5	0,15	0,12	0,15
10	Κατακόρυφες ασυνέχειες	5	5	0,05	0,05	0,05
11	Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων	5	5	0,05	0,05	0,05
12	Γειτονικά κτήρια	5	5	0,05	0,05	0,05
13	Κακοτεχνίες	5	5	0,05	0,05	0,05

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

Πίνακας 3.11: Συντελεστής επιρροής κριτηρίων β για το κτήριο 2

Κτήριο 2	
β_x	0,96
β_y	0,97

Στους Πίνακες 3.12 έως 3.15 παρουσιάζεται η μέγιστη τέμνουσα που μπορεί να αναληφθεί από κάθε κατακόρυφο στοιχείο, V_{Ri} η οποία υπολογίστηκε σύμφωνα με τις σχέσεις 1.1 – 1.7 για κάθε διεύθυνση των κτηρίων.

Πίνακας 3.12: Τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων μελών κατά Χ (Κτήριο 1)

My -x	Vr -x	Vmu -x	τελικη Vr -x
164,580	662,946	54,860	54,860
374,505	608,948	124,835	124,835
156,748	812,500	52,249	52,249
304,572	610,399	101,524	101,524
304,872	615,664	101,624	101,624
304,748	613,687	101,583	101,583
339,380	601,224	113,127	113,127
326,952	607,367	108,984	108,984
304,762	588,127	101,587	101,587
377,016	596,236	125,672	125,672
304,833	615,057	101,611	101,611
141,428	804,670	47,143	47,143
753,504	625,789	251,168	251,168
141,348	800,374	47,116	47,116
333,784	758,059	111,261	111,261
294,013	528,736	98,004	98,004
659,347	1032,015	219,782	219,782
580,271	1650,178	193,424	193,424
133,455	1303,914	44,485	44,485
68,130	7703,586	22,710	22,710
115,894	1279,263	38,631	38,631
658,190	1034,896	219,397	219,397
715,658	1527,924	238,553	238,553
855,198	1073,028	285,066	285,066
714,969	1530,252	238,323	238,323
172,042	922,064	57,347	57,347
641,703	1534,131	213,901	213,901

Πίνακας 3.13: Τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων μελών κατά Υ (Κτήριο 1)

My -y	Vr -y	Vmu -y	τελικη Vr -y
485,151	619,648	161,717	161,717
370,644	604,259	123,548	123,548
538,981	704,491	179,660	179,660
314,022	604,863	104,674	104,674
316,069	609,144	105,356	105,356
315,295	607,545	105,098	105,098
339,515	597,479	113,172	113,172
330,960	602,551	110,320	110,320
306,466	585,933	102,155	102,155
370,755	593,429	123,585	123,585
315,831	608,654	105,277	105,277
499,656	701,907	166,552	166,552
251,561	668,659	83,854	83,854
497,928	700,860	165,976	165,976
254,870	766,643	84,957	84,957
661,342	491,449	220,447	220,447
133,316	1148,231	44,439	44,439
73,502	1990,766	24,501	24,501
642,885	1055,909	214,295	214,295
46,712	7873,906	15,571	15,571
573,628	1049,731	191,209	191,209
132,872	1161,311	44,291	44,291
68,127	1797,007	22,709	22,709
117,319	1166,160	39,106	39,106
67,951	1820,389	22,650	22,650
943,938	851,619	314,646	314,646
60,773	1878,317	20,258	20,258

Πίνακας 3.14: Τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων μελών κατά Χ (Κτήριο 2)

My -x	Vr -x	Vmu -x	τελικη Vr -x
304,8825	295,7946	101,6275	101,6275
304,3751	290,5688	101,4584	101,4584
306,9599	306,1657	102,3200	102,3200
304,4041	285,6197	101,4680	101,4680
680,3512	169,9251	226,7837	169,9251
570,8614	356,7436	190,2871	190,2871
569,3843	353,4899	189,7948	189,7948
594,9354	302,5942	198,3118	198,3118
194,9107	262,0993	64,9702	64,9702
487,7965	1139,5806	162,5988	162,5988
74,7054	809,0157	24,9018	24,9018
134,1844	630,0099	44,7281	44,7281
132,9194	672,5023	44,3065	44,3065
366,4845	1256,7821	122,1615	122,1615
128,0214	795,7208	42,6738	42,6738
672,9613	624,3545	224,3204	224,3204

Πίνακας 3.15: Τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων μελών κατά Υ (Κτήριο 2)

My -y	Vr -y	Vmu -y	τελικη Vr -y
304,8825	295,7946	101,6275	101,6275
304,3751	290,5688	101,4584	101,4584
306,9599	306,1657	102,3200	102,3200
304,4041	285,6197	101,4680	101,4680
1643,2099	145,4975	547,7366	145,4975
172,0350	443,1201	57,3450	57,3450
171,9667	432,2357	57,3222	57,3222
203,0591	331,5725	67,6864	67,6864
455,4892	239,8599	151,8297	151,8297
43,7946	1702,6862	14,5982	14,5982
448,2646	613,0938	149,4215	149,4215
650,2820	510,8125	216,7607	216,7607
647,6111	519,2589	215,8704	215,8704
29,2824	2293,8827	9,7608	9,7608
736,7696	615,0845	245,5899	245,5899
115,5602	857,9206	38,5201	38,5201

Στη συνέχεια ακολουθεί ο υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής στη βάση του κτιρίου VR0 η οποία, προκύπτει μέσω της σχέσης 1.3. Επιλέγονται από τον πίνακα οι μειωτικοί συντελεστές $\alpha_1=0.7$, $\alpha_2= 0,9$ καθώς, δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα στην κατασκευή, αλλά υπάρχουν τοιχία. Τέλος, η συνολική σεισμική αντίσταση των κτηρίων

υπολογίζεται με βάση τη σχέση 3.3 λαμβάνοντας υπόψιν και την αρνητική επιρροή των 13 κριτηρίων.

Τελικώς έχουμε για το κτήριο 1:

- ✓ $V_{R0,x} = 2967,67 \text{ kN}$
- ✓ $V_{R0,y} = 2016,51 \text{ kN}$
- ✓ $V_{R,x} = 2908,32 \text{ kN}$
- ✓ $V_{R,y} = 1996,34 \text{ kN}$

Ενώ για το κτήριο 2 αντίστοιχα:

- ✓ $V_{R0,x} = 2420,72 \text{ kN}$
- ✓ $V_{R0,y} = 1214,46 \text{ kN}$
- ✓ $V_{R,x} = 2323,89 \text{ kN}$
- ✓ $V_{R,y} = 1178,03 \text{ kN}$

Εν συνεχεία υπολογίστηκε και για τα δύο κτήρια υπό μελέτη, σε κάθε κύρια διεύθυνση, με βάση το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8, η σεισμική απαίτηση V_{req} , δηλαδή η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού του κτιρίου, σύμφωνα με τη σχέση 1.1 για την «εμπειρική ιδιοπερίοδο» αλλά και για την «ακριβή ιδιοπερίοδο» της κατασκευής που προέκυψε από την ιδιομορφική ανάλυση. Ο «Συντελεστής Συμπεριφοράς» q αντιστοιχεί σύμφωνα με τα δοθέντα σχέδια με 3,5 και για τα δύο κτήρια. Οι τιμές της ιδιοπεριόδου για τις δύο διευθύνσεις καθώς και η εμπειρική ιδιοπερίοδος προέκυψαν από την Ιδιομορφική Ανάλυση και είναι:

Πίνακας 3.16: Ιδιοπερίοδοι Κτηρίων

κτήριο 1		κτήριο 2	
T1	0,2617	T1	0,2918
T2	0,2205	T2	0,2127
T_{exp}	0,5194	T_{exp}	0,5194

Από τις σχέσεις 1.11 – 1.12 προσδιορίζεται ο «δείκτης προτεραιότητας ελέγχου», λ ο οποίος είναι ο ίδιος τόσο για την «εμπειρική ιδιοπερίοδο» όσο και για την «ακριβή ιδιοπερίοδο» της κατασκευής:

Πίνακας 3.17: Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου

	ΚΤΗΡΙΟ 1	ΚΤΗΡΙΟ 2
λ_x	0,50332	0,40914
λ_y	0,68020	0,68851

Τελικά, ο δείκτης λ είναι τόσο για το κτήριο 1, όσο και για το κτήριο 2 ίσος με **68%**. Πρέπει να σημειωθεί ότι, όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή των λ_x και λ_y τόσο μεγαλύτερη

είναι η σεισμική απαίτηση από τη σεισμική αντίσταση του κτηρίου κι έτσι όσο πιο μεγάλος είναι ο τελικός δείκτης λ τόσο πιο αναγκαίος είναι ο Τριτοβάθμιος Έλεγχος. Αν μάλιστα η τιμή του τελικού λ ξεπεράσει το 100, σημαίνει πως η σεισμική απαίτηση είναι μεγαλύτερη από τη σεισμική αντίσταση.

3.2.2 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Βουγιούκα Ε.

Για την εφαρμογή της μεθόδου ταχείας αποτίμησης εισήχθησαν αρχικά όλα τα γεωμετρικά στοιχεία για κάθε υποστύλωμα καθώς επίσης και οι αντοχές του σκυροδέματος, του χάλυβα οπλισμού καθώς και το αξονικό φορτίο σύμφωνα με τις απαιτήσεις των σχέσεων που αναπτύχθηκαν στην παράγραφο 1.3.2. Προέκυψε λοιπόν ότι κρίσιμο υλικό είναι το σκυρόδεμα δηλαδή, η αστοχία του σκυροδέματος της θλιβόμενης ζώνης προηγείται της διαρροής του εφελκόμενου οπλισμού. Διαπιστώθηκε επίσης ότι σχεδόν για όλα τα υποστυλώματα του ισογείου προέκυψε πλάστιμη αστοχία καθώς η τιμή της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή V_{mu} βρέθηκε μικρότερη της αντίστοιχης διατμητικής αντοχής τους V_R . Έτσι για κάθε υποστύλωμα και για κάθε διεύθυνση της σεισμικής δράσης προσδιορίστηκαν οι τελικές τιμές της ροπής διαρροής M_y και της διατμητικής αντοχής τους V_R . Παρακάτω απεικονίζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της μεθόδου για τα δύο κτήρια καθώς και η συνολική τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτηρίου για τις δύο κύριες διευθύνσεις αντίστοιχα.

Πίνακας 3.18: Τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων μελών του κτηρίου 1 κατά X

$M_y -x$	$V_r -x$	$V_{mu} -x$	τελική $V_r -x$
164,580	662,946	137,150	137,150
374,505	608,948	312,088	312,088
156,748	812,500	130,623	130,623
304,572	610,399	253,810	253,810
304,872	615,664	254,060	254,060
304,748	613,687	253,956	253,956
339,380	601,224	282,817	282,817
326,952	607,367	272,460	272,460
304,762	588,127	253,968	253,968
377,016	596,236	314,180	314,180
304,833	615,057	254,027	254,027
141,428	804,670	117,857	117,857
753,504	625,789	627,920	625,789
141,348	800,374	117,790	117,790
333,784	758,059	278,153	278,153
294,013	528,736	245,011	245,011
659,347	1032,015	824,184	824,184
580,271	1650,178	725,339	725,339
133,455	1303,914	166,818	166,818
68,130	7703,586	85,162	85,162
115,894	1279,263	144,867	144,867
658,190	1034,896	822,738	822,738
715,658	1527,924	894,572	894,572
855,198	1073,028	1068,997	1068,997
714,969	1530,252	893,711	893,711
172,042	922,064	215,052	215,052
641,703	1534,131	802,128	802,128

Πίνακας 3.19: Τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων μελών του κτηρίου 1 κατά Υ

My -y	Vr -y	Vmu -y	τελική Vr -y
485,151	619,648	404,292	404,292
370,644	604,259	308,870	308,870
538,981	704,491	449,151	449,151
314,022	604,863	261,685	261,685
316,069	609,144	263,390	263,390
315,295	607,545	262,746	262,746
339,515	597,479	282,929	282,929
330,960	602,551	275,800	275,800
306,466	585,933	255,388	255,388
370,755	593,429	308,963	308,963
315,831	608,654	263,192	263,192
499,656	701,907	416,380	416,380
251,561	668,659	209,634	209,634
497,928	700,860	414,940	414,940
254,870	766,643	212,392	212,392
661,342	491,449	551,119	491,449
133,316	1148,231	166,645	166,645
73,502	1990,766	91,878	91,878
642,885	1055,909	803,606	803,606
46,712	7873,906	58,390	58,390
573,628	1049,731	717,035	717,035
132,872	1161,311	166,090	166,090
68,127	1797,007	85,158	85,158
117,319	1166,160	146,648	146,648
67,951	1820,389	84,939	84,939
943,938	851,619	1179,923	851,619
60,773	1878,317	75,966	75,966

Πίνακας 3.20: Τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων μελών του κτηρίου 2 κατά X

$M_y -x$	$V_r -x$	$V_{mu} -x$	τελική $V_r -x$
304,8825	295,7946	254,0687	254,0687
304,3751	290,5688	253,6459	253,6459
306,9599	306,1657	255,7999	255,7999
304,4041	285,6197	253,6701	253,6701
680,3512	169,9251	566,9594	169,9251
570,8614	356,7436	475,7178	356,7436
569,3843	353,4899	474,4869	353,4899
594,9354	302,5942	495,7795	302,5942
194,9107	262,0993	162,4256	162,4256
487,7965	1139,5806	609,7456	609,7456
74,7054	809,0157	93,3817	93,3817
134,1844	630,0099	167,7305	167,7305
132,9194	672,5023	166,1493	166,1493
366,4845	1256,7821	458,1056	458,1056
128,0214	795,7208	160,0268	160,0268
672,9613	624,3545	841,2016	624,3545

Πίνακας 3.21: Τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων μελών του κτηρίου 2 κατά Y

$M_y -y$	$V_r -y$	$V_{mu} -y$	τελική $V_r -y$
304,8825	295,7946	254,0687	254,0687
304,3751	290,5688	253,6459	253,6459
306,9599	306,1657	255,7999	255,7999
304,4041	285,6197	253,6701	253,6701
1643,2099	145,4975	1369,3416	145,4975
172,0350	443,1201	143,3625	143,3625
171,9667	432,2357	143,3056	143,3056
203,0591	331,5725	169,2159	169,2159
455,4892	239,8599	379,5744	239,8599
43,7946	1702,6862	54,7433	54,7433
448,2646	613,0938	560,3307	560,3307
650,2820	510,8125	812,8524	510,8125
647,6111	519,2589	809,5138	519,2589
29,2824	2293,8827	36,6030	36,6030
736,7696	615,0845	920,9620	615,0845
115,5602	857,9206	144,4503	144,4503

Η συνολική σεισμική αντίσταση των κτηρίων υπολογίζεται στις δύο διευθύνσεις ως εξής:

Πίνακας 3.22: Σεισμική αντίσταση Κτηρίων κατά Βουγιούκα

	Κτήριο 1	Κτήριο 2
V _{rx}	10747,30801	4641,857112
V _{ry}	8329,178214	4299,709289

4. Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Αφού ολοκληρώθηκαν οι δευτεροβάθμιες μέθοδοι, ακολουθεί ο τριτοβάθμιος έλεγχος των κτηρίων, κατά τον οποίο γίνεται αναλυτική αποτίμηση της σεισμικής του ικανότητας σύμφωνα με τις μεθόδους που προτείνονται στον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Πραγματοποιείται ανελαστική στατική ανάλυση με τη χρήση του λογισμικού SeismoBuild, για την ιδιομορφική και ομοιόμορφη κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων, για κάθε διεύθυνση φόρτισης. Οι στάθμες επιτελεστικότητας που τέθηκαν είναι οι εξής: «Σημαντικές Βλάβες» (B2) με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% μέσα σε 50 έτη και «Οιονεί Κατάρρευση» (Γ1) με αντίστοιχη πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% στα 50 έτη. Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων θεωρήθηκε «Υψηλή». 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).

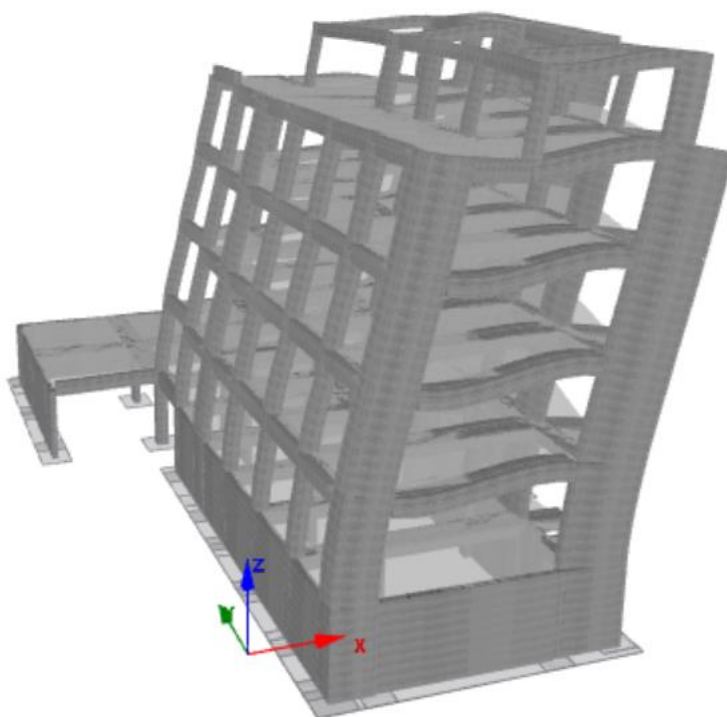
4.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

Πριν την πραγματοποίηση της στατικής ανελαστικής ανάλυσης 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. Η κίνηση κάθε ιδιομορφής ενεργοποιεί ένα ποσοστό της συνολικής μάζας της κατασκευής για μια δεδομένη διεύθυνση του σεισμού η οποία συνιστά την ενεργό ιδιομορφική μάζα της. Έτσι, για διαφορετική διεύθυνση της σεισμικής δράσης μια ιδιομορφή μπορεί να έχει μεγάλη ή μικρή συμμετοχή στην απόκριση της κατασκευής. Η ιδιομορφή με τη μεγαλύτερη ιδιομορφική μάζα αποτελεί τη «δεσπόζουσα ιδιομορφή» του κάθε κτηρίου.

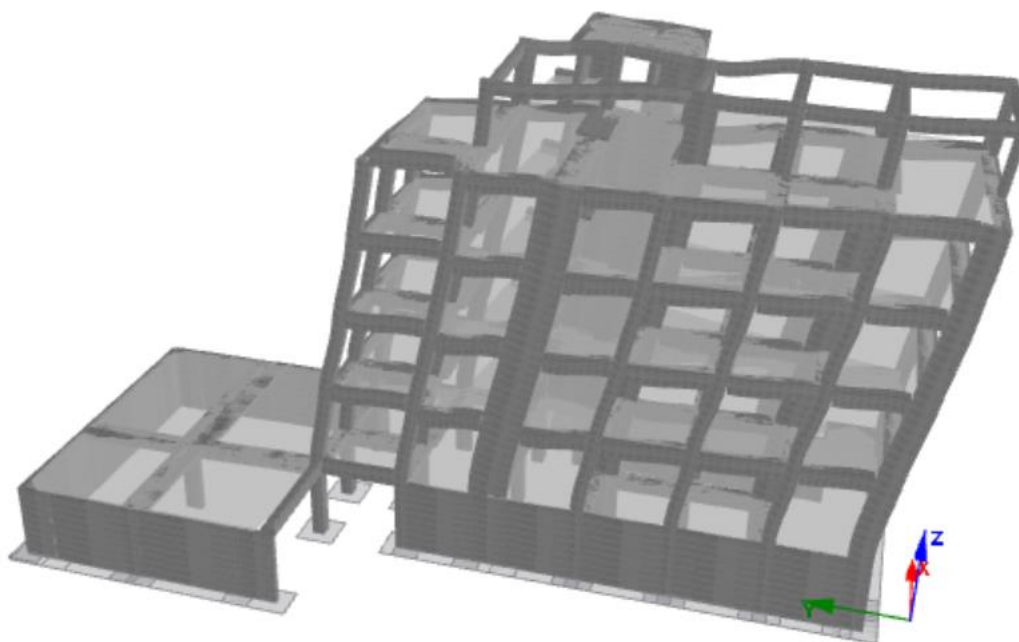
Στους Πίνακες 4.1, 4.2 παρουσιάζονται για τα δύο κτήρια οι Δεσπόζουσες Ιδιομορφές, οι Ιδιοπερίοδοι και οι Ενεργές Ιδιομορφικές Μάζες, για τις δύο κύριες διευθύνσεις και στα Σχήματα 4.1 - 4.4, αναπαρίσταται ο παραμορφωμένος φορέας για τις αντίστοιχες κυρίαρχες ιδιομορφές.

Πίνακας 4.1: Ιδιοπερίοδοι και Ενεργές Ιδιομορφικές Μάζες για το Κτήριο 1

Κτήριο 1			
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος T (sec)	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα UX	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα UY
1	0,261762	73,13%	0,64%
2	0,220536	0,66%	76,32%



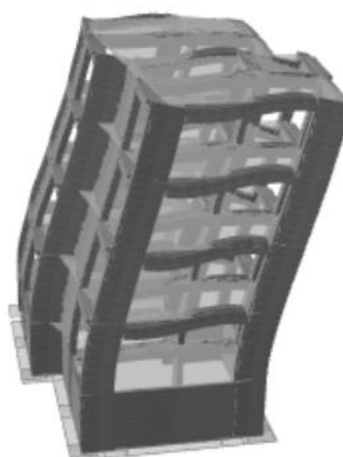
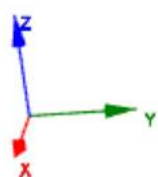
Σχήμα 4.1: Παραμόρφωση κατά την 1η ιδιομορφή – μεταφορική κατά X



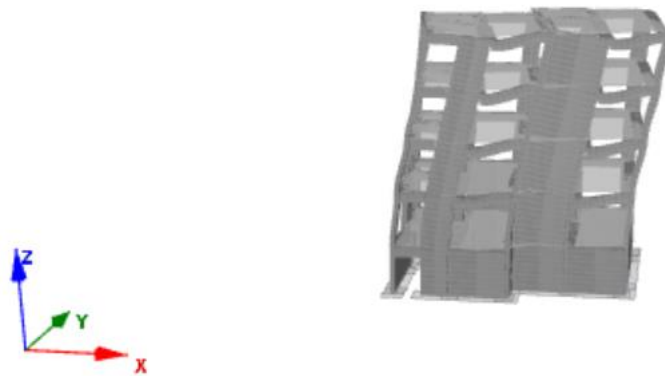
Σχήμα 4.2: Παραμόρφωση κατά την 2η ιδιομορφή – μεταφορική κατά Y

Πίνακας 4.2: Ιδιοπερίοδοι και Ενεργές Ιδιομορφικές Μάζες για το Κτήριο 2

Κτήριο 2			
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος T (sec)	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα UX	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα UY
1	0,291874	0,72%	79,78%
2	0,212749	73,07%	1,22%



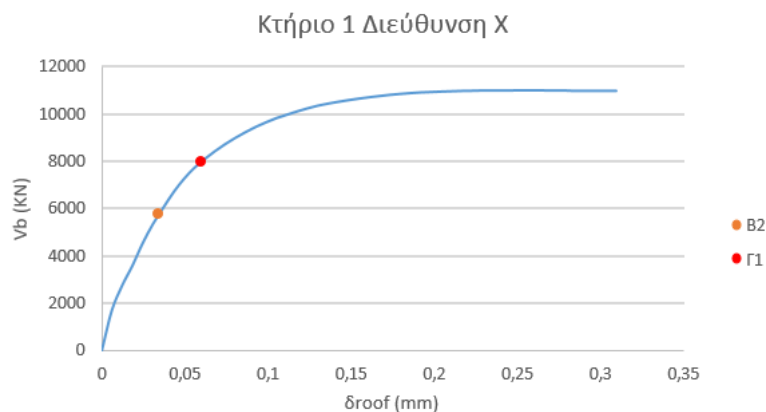
Σχήμα 4.3: Παραμόρφωση κατά την 1η ιδιομορφή – μεταφορική κατά X



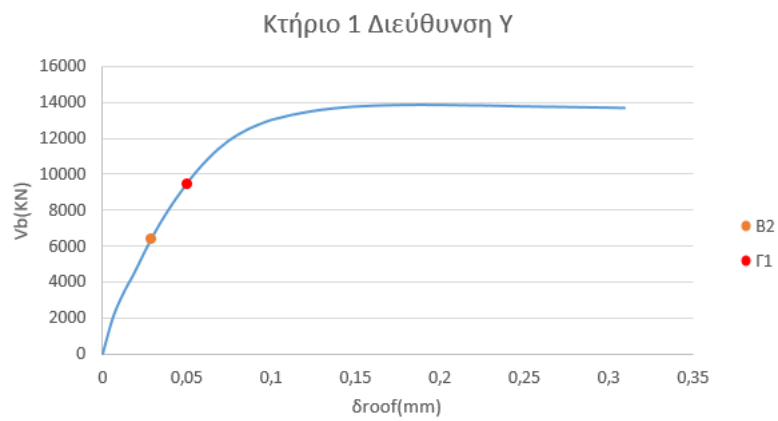
Σχήμα 4.4: Παραμόρφωση κατά την 2η ιδιομορφή – μεταφορική κατά X

4.2 Ανελαστική στατική ανάλυση

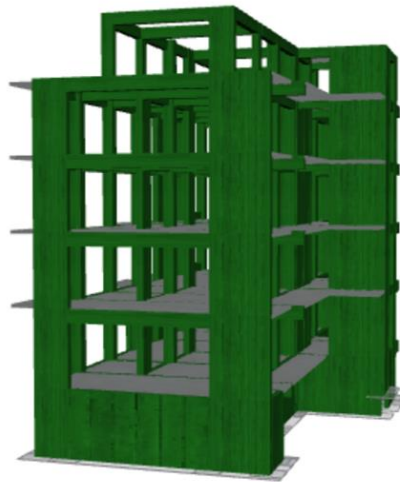
Για τη πραγματοποίηση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης αρχικά εισάγονται στο πρόγραμμα οι στάθμες επιτελεστικότητας που έχουν ήδη οριστεί, η εδαφική επιτάχυνση η οποία για την περιοχή της πόλης της Χίου αντιστοιχεί σε 0.24g, η κατηγορία του εδάφους και η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων. Μετά την ολοκλήρωση της ανάλυσης προκύπτουν οι Καμπύλες Ικανότητας του φορέα για τις δύο κύριες διευθύνσεις οι οποίες παρουσιάζονται στα Σχήματα 4.5 έως 4.9. Έπειτα, γίνονται οι Έλεγχοι Στροφής Χορδής και Διατμητικής Αντοχής, για τις δοκούς και τα υποστυλώματα του φορέα για τις δύο Στάθμες Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (B2) και «Οιονεί Κατάρρευση» (Γ1) σε κάθε διεύθυνση. Η κάθε στάθμη απεικονίζεται πάνω στην καμπύλη με ένα σημείο σε πορτοκαλί και κόκκινο χρώμα αντίστοιχα. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στα παρακάτω σχήματα.



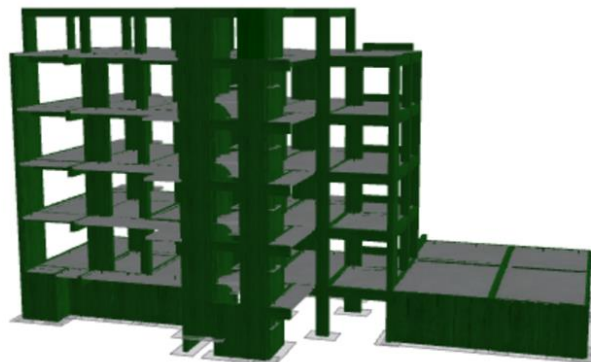
Σχήμα 4.5: Καμπύλη Ικανότητας στη διεύθυνση X Κτήριο 1



Σχήμα 4.6: Καμπύλη Ικανότητας στη διεύθυνση Y Κτήριο 1



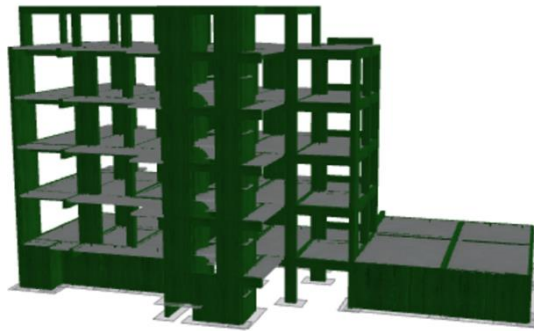
Σχήμα 4.7: Έλεγχος Στροφής Χορδής κατά X για στάθμη B2 Κτήριο 1



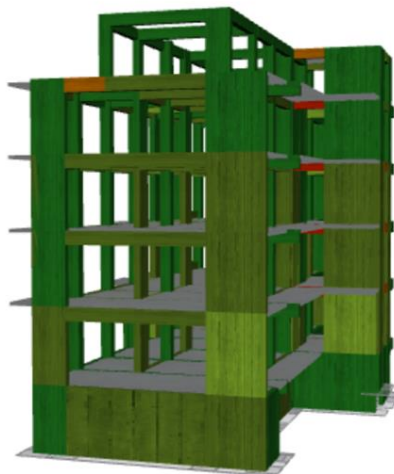
Σχήμα 4.8: Έλεγχος Στροφής Χορδής κατά Y για στάθμη B2 Κτήριο 1



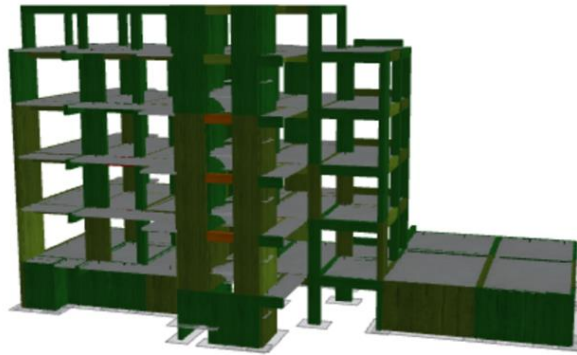
Σχήμα 4.9: Έλεγχος Στροφής Χορδής κατά X για στάθμη Γ1 Κτήριο 1



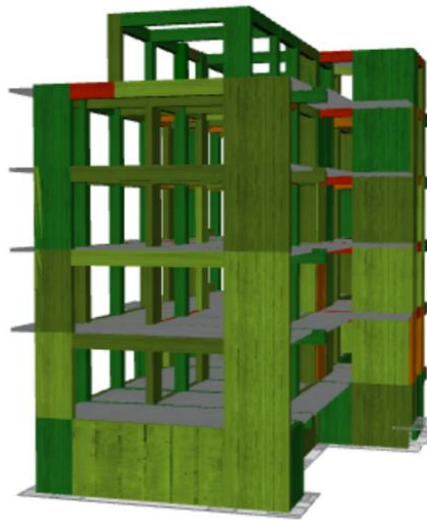
Σχήμα 4.10: Έλεγχος Στροφής Χορδής κατά Y για στάθμη Γ1 Κτήριο 1



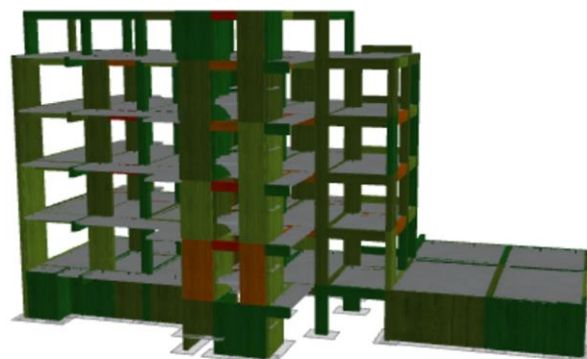
Σχήμα 4.11: Έλεγχος Τέμνουσας Δύναμης κατά X για στάθμη B2 Κτήριο 1



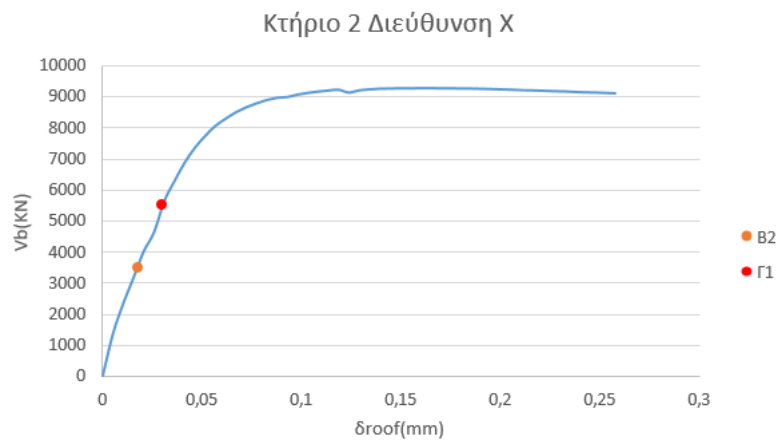
Σχήμα 4.12: Έλεγχος Τέμνουσας Δύναμης κατά Y για στάθμη B2 Κτήριο 1



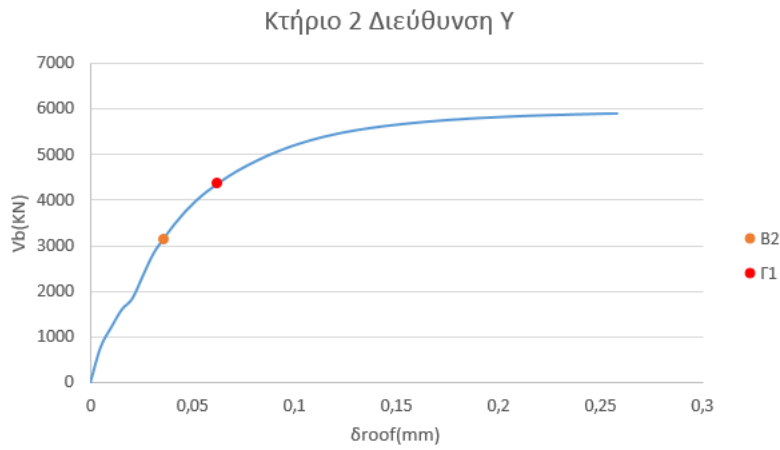
Σχήμα 4.13: Έλεγχος Τέμνουσας Δύναμης κατά X για στάθμη Γ1 Κτήριο 1



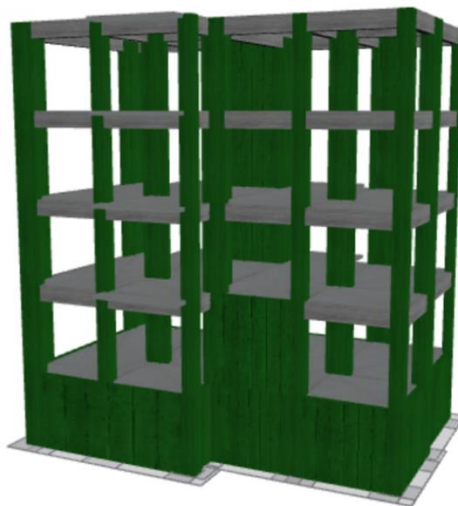
Σχήμα 4.14: Έλεγχος Τέμνουσας Δύναμης κατά Y για στάθμη Γ1 Κτήριο 1



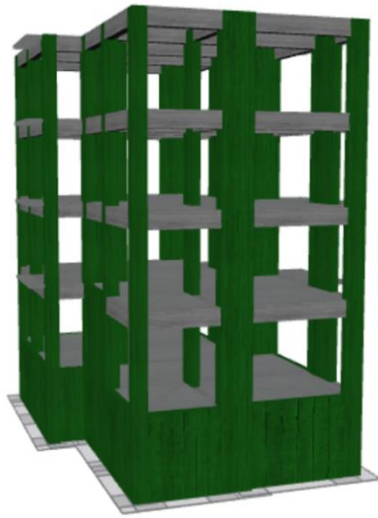
Σχήμα 4.15: Καμπύλη Ικανότητας στη διεύθυνση X Κτήριο 2



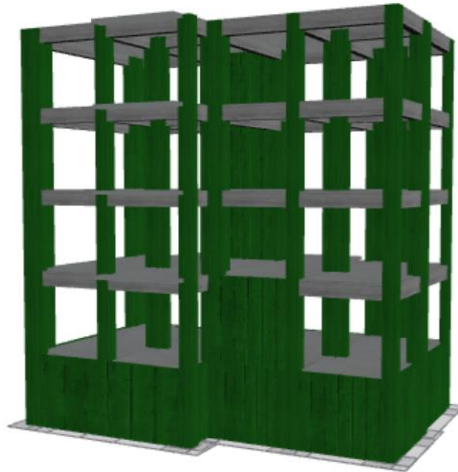
Σχήμα 4.16: Καμπύλη Ικανότητας στη διεύθυνση Y Κτήριο 2



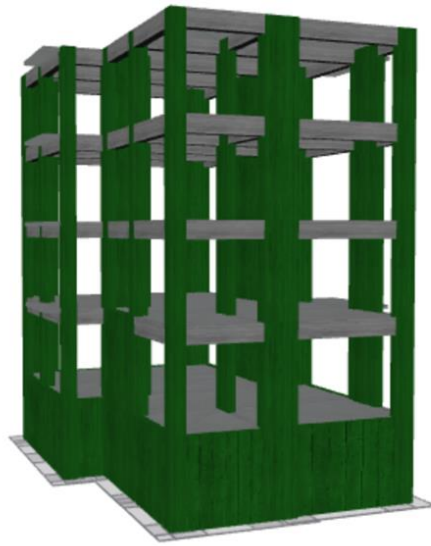
Σχήμα 4.17: Έλεγχος Στροφής Χορδής κατά X για στάθμη B2 Κτήριο 2



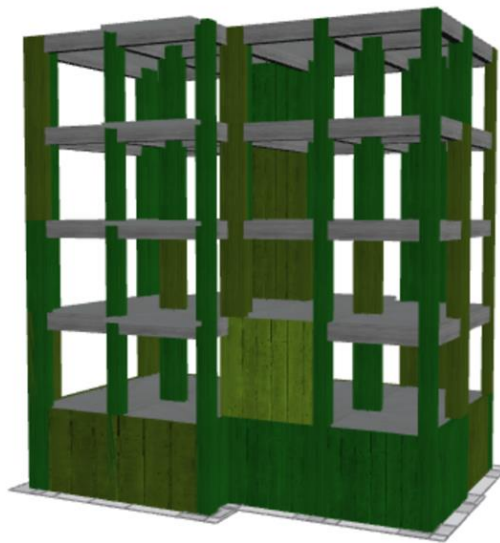
Σχήμα 4.18: Έλεγχος Στροφής Χορδής κατά Y για στάθμη B2 Κτήριο 2



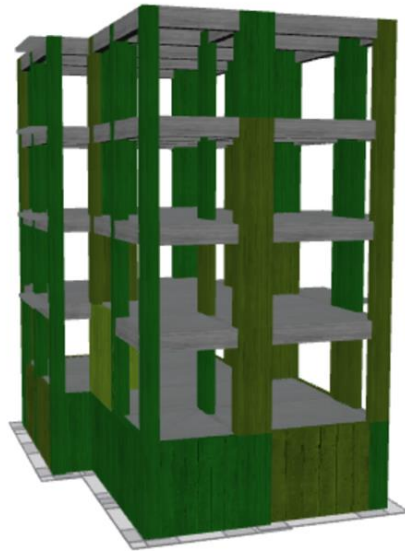
Σχήμα 4.19: Έλεγχος Στροφής Χορδής κατά X για στάθμη Γ1 Κτήριο 2



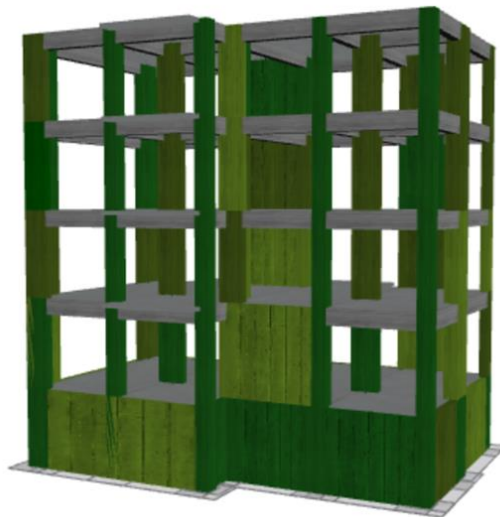
Σχήμα 4.20: Έλεγχος Στροφής Χορδής κατά Y για στάθμη Γ1 Κτήριο 2



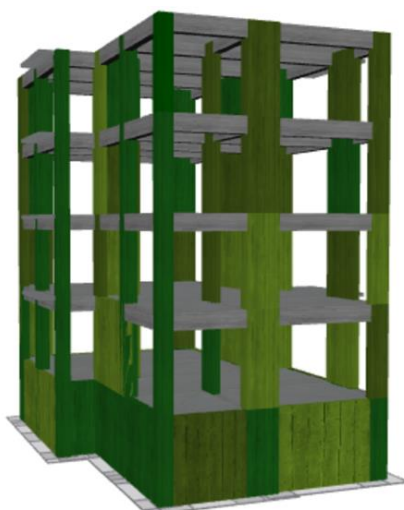
Σχήμα 4.21: Έλεγχος Τέμνουσας Δύναμης κατά X για στάθμη Β2 Κτήριο 2



Σχήμα 4.22: Έλεγχος Τέμνουσας Δύναμης κατά Y για στάθμη B2 Κτήριο 2



Σχήμα 4.23: Έλεγχος Τέμνουσας Δύναμης κατά X για στάθμη Γ1 Κτήριο 2



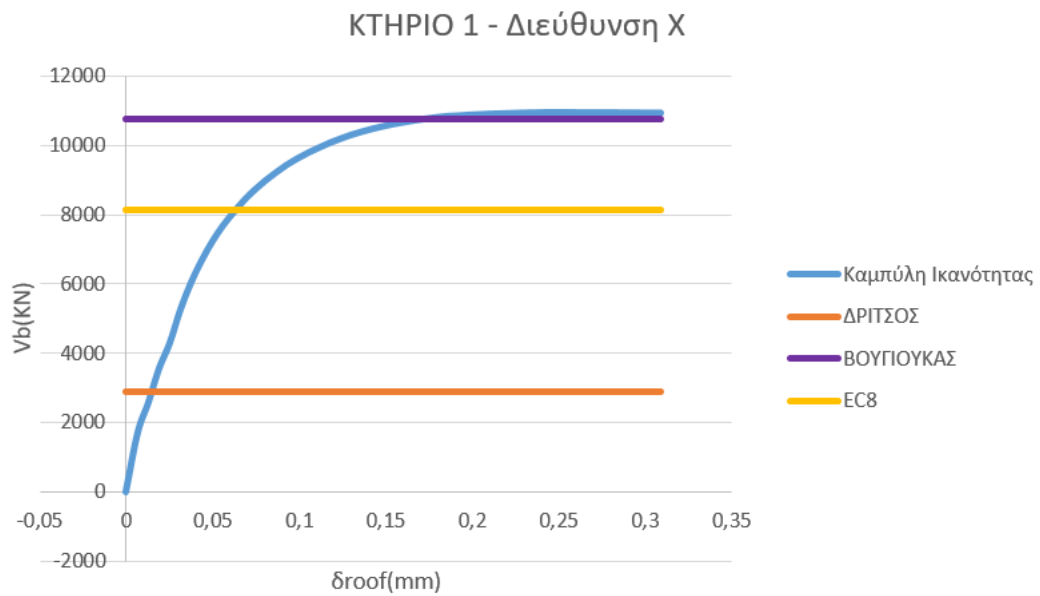
Σχήμα 4.24: Έλεγχος Τέμνουσας Δύναμης κατά Y για στάθμη Γ1 Κτήριο 2

4.3 Αποτελέσματα και Σύγκριση των 3 μεθόδων

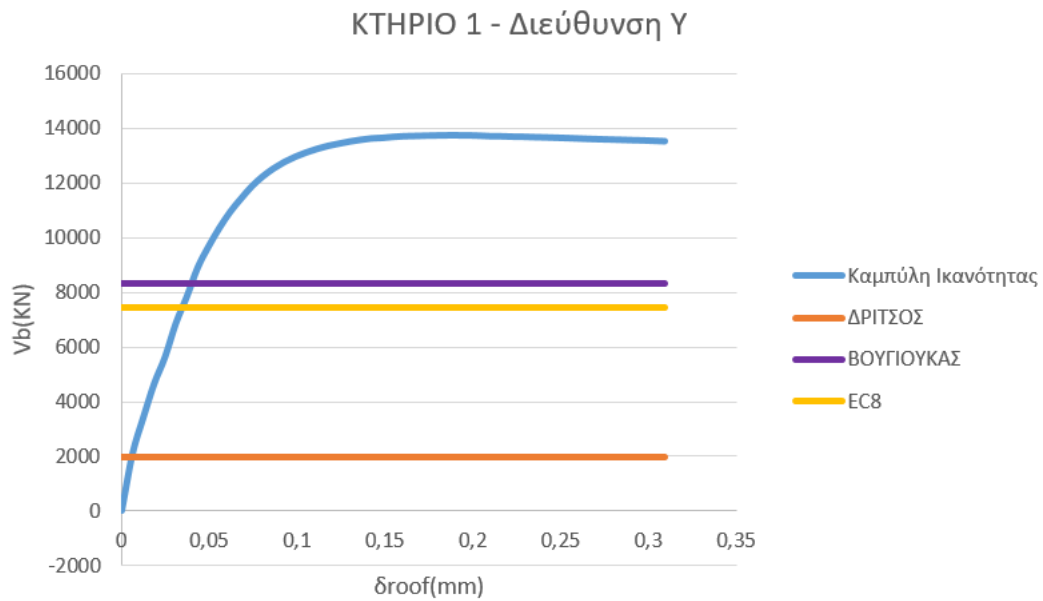
Παρατηρείται ότι δεν εντοπίζεται αστοχία σε κανένα εκ των δύο κτηρίων στον έλεγχο Στροφής Χορδής. Επιπλέον, το κτήριο 2 επαρκεί για $a_g = 0,24g$ και στον έλεγχο Τέμνουσας Δύναμης κατά τις δύο διευθύνσεις. Στο κτήριο 1 από την άλλη, ενώ κατά τη διεύθυνση X ο έλεγχος Τέμνουσας Δύναμης ικανοποιείται κατά τη διεύθυνση X, κατά τη διεύθυνση Y διαπιστώνεται η αστοχία 3 τοιχίων. Είναι επομένως απαραίτητο να διενεργηθεί μία διαδικασία διερεύνησης ώστε να εντοπιστεί εκείνη η εδαφική επιτάχυνση για την οποία θα ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι του Κανονισμού. Η σύγκριση των μεθόδων, λοιπόν, θα γίνει σε όρους Τέμνουσας Βάσης V_b και οι τιμές που υπολογίστηκαν για τις μεθόδους βρίσκονται στον παρακάτω Πίνακα. Η συγκεκριμένη διαδικασία γίνεται με δοκιμές, μειώνοντας σταδιακά την εδαφική επιτάχυνση εξετάζοντας παράλληλα τους προαναφερθέντες ελέγχους με την βασική επιδίωξη στο τέλος να βρισκόμαστε ένα βήμα πριν τη αστοχία. Έτσι ορίζονται τελικά οι νέες Στάθμες Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (B2) και «Οιονεί Κατάρρευση» (Γ1) σε κάθε διεύθυνση. Υπογραμμίζεται ότι δεν λαμβάνονται υπόψιν οι αστοχίες των δοκών μιας και το πρόγραμμα δεν συνυπολογίζει τους λοξούς θλιπτήρες οι οποίοι, συμβάλουν στην παραλαβή πολύ μεγάλου μέρους της τέμνουσας δύναμης. Μετά από όλες τις δοκιμές βρέθηκε το σημείο εμφάνισης της πρώτης αστοχίας για κάθε κτήριο και κάθε διεύθυνση. Τα αποτελέσματα φαίνονται αναλυτικότερα στους παρακάτω Πίνακες.

Πίνακας 4.3: Τιμές Τέμνουσας Βάσης για τις δύο διευθύνσεις – Κτήριο 1

Κτήριο 1	Δρίτσος V_b (KN)	Βουγιούκας V_b (KN)	Ευρωκώδικας 8 V_b (KN)
X	2908,32	10747,31	8125,77
Y	1996,34	8329,18	7466,19



Σχήμα 4.25: Απεικόνιση Σεισμικής Ικανότητας σε όρους Τέμνουσας Βάσης για τη Διεύθυνση Χ – Κτήριο 1

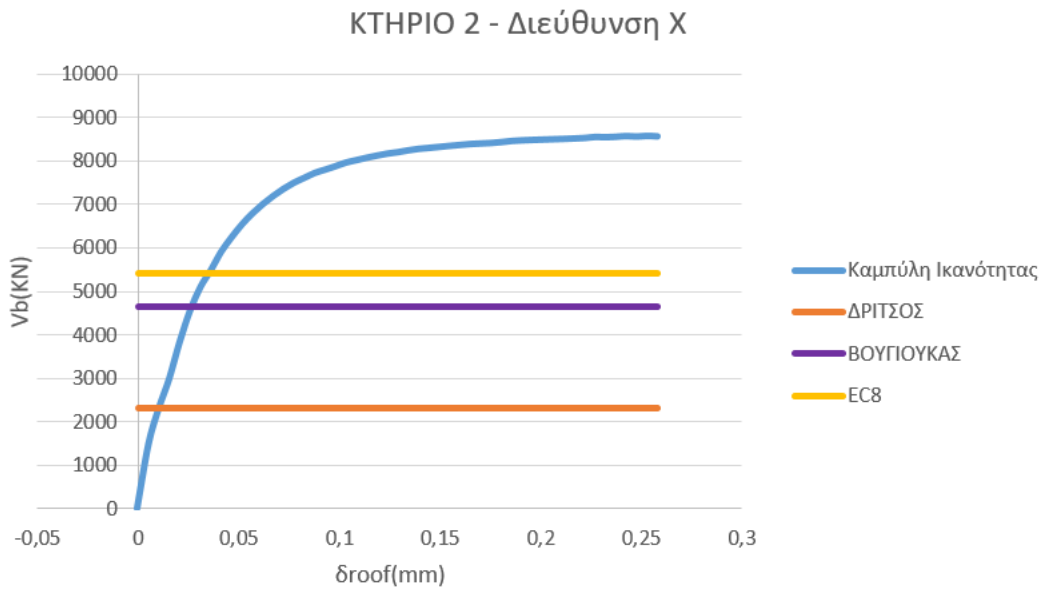


Σχήμα 4.26: Απεικόνιση Σεισμικής Ικανότητας σε όρους Τέμνουσας Βάσης για τη Διεύθυνση Υ –

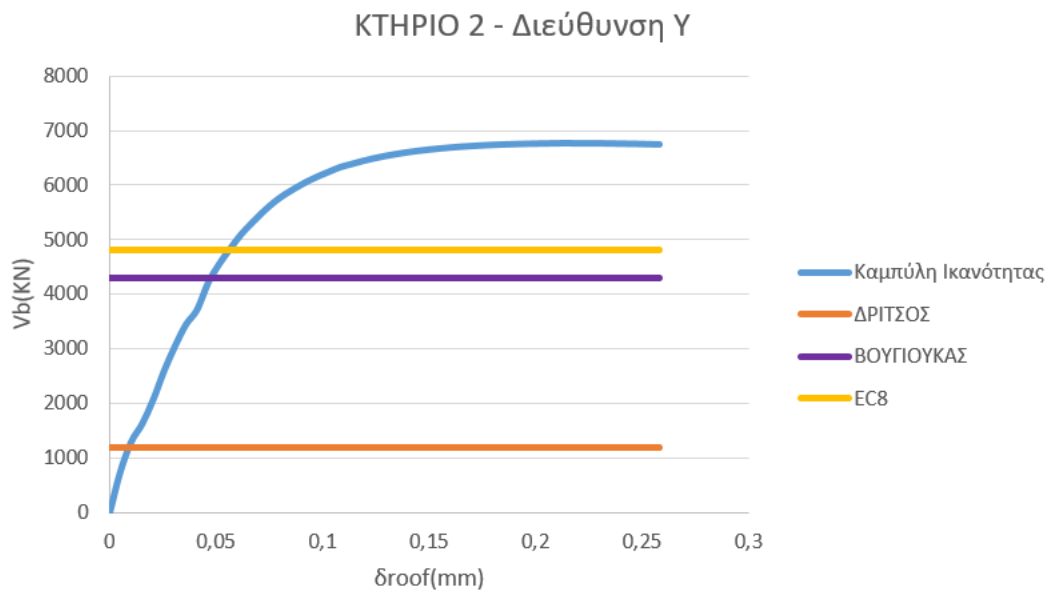
Κτήριο 1

Πίνακας 4.4: Τιμές Τέμνουσας Βάσης για τις δύο διευθύνσεις – Κτήριο 2

Κτήριο 2	Δρίτσος Vb(KN)	Βουγιούκας Vb(KN)	Ευρωκώδικας 8 Vb(KN)
X	2323,89	4641,86	5422,47
Y	1178,03	4299,71	4807,58



Σχήμα 4.27: Απεικόνιση Σεισμικής Ικανότητας σε όρους Τέμνουσας Βάσης για τη Διεύθυνση X –Κτήριο 2

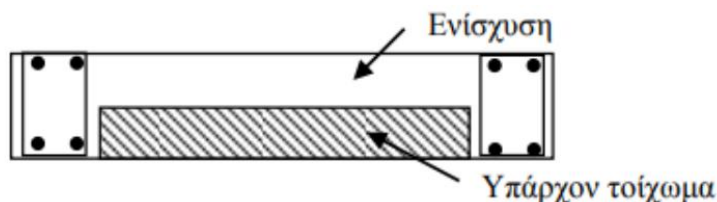


Σχήμα 4.28: Απεικόνιση Σεισμικής Ικανότητας σε όρους Τέμνουσας Βάσης για τη Διεύθυνση Y –Κτήριο 2

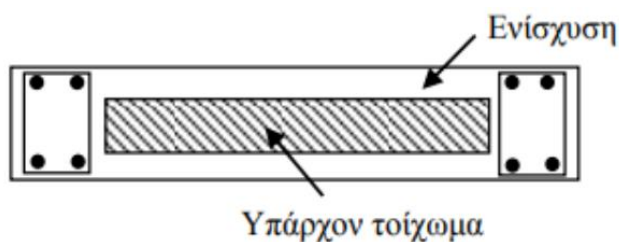
4.4 Ενίσχυση κατασκευής

Τα αποτελέσματα από την αποτίμηση των δύο κτηρίων, που παρουσιάστηκαν παραπάνω δείχνουν πως σε γενικές γραμμές δε χρήζουν ενισχύσεων στο μεγαλύτερο μέρος τους. Πιο συγκεκριμένα, το κτήριο 1 δεν παρουσιάζει αστοχίες στη διεύθυνση X για $a_g=0,24g$, ενώ εμφανίζει την πρώτη αστοχία κατά X σε τιμή μέγιστης φασματικής επιτάχυνσης ίση με $a_g=0,25g$. Στη διεύθυνση Y, αστοχούν 3 τοιχία του για $a_g=0,17g$. Το κτήριο 2, δεν παρουσιάζει αστοχία σε καμία διεύθυνση, ενώ οι πρώτες αστοχίες εντοπίζονται σε τοιχία για $a_g=0,241g$, οπότε δεν χρειάζονται ενισχύσεις σε αυτό. Συνεπώς, η πρόταση ενίσχυσης αφορά μόνο στο κτήριο 1. Όπως φαίνεται ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός ικανοποιεί τα κριτήρια του Ευρωκώδικα 8 όσον αφορά τον έλεγχο της ικανότητας διαθέσιμης στροφής χορδής (Παράρτημα 7B, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017), όχι όμως τον έλεγχο αντοχής τεμνουσών δυνάμεων (Παράρτημα 7Γ, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) υπό σεισμική διέγερση με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $0.24g$, όπως ορίζεται για την περιοχή της Χίου. Οι ενδεικτικοί τρόποι ενίσχυσης τοιχωμάτων σύμφωνα με την παράγραφο 8.4.1. του ΚΑΝ. ΕΠΕ. Είναι οι παρακάτω:

- Προσθήκη υποστλωμάτων στα άκρα
- Μονόπλευρη ενίσχυση και προσθήκη υποστλωμάτων στα άκρα
- Ολόπλευρος κλειστός μανδύας, που συνήθως περιλαμβάνει διαμερείς συνδέσμους («σφικτήρες») οι οποίοι συνδέουν τα αμφίπλευρα τμήματα σκυροδέματος και η μόρφωση «κρυφών» υποστλωμάτων στα άκρα



Σχήμα 4.29: Ενδεικτική διάταξη μονόπλευρης ενίσχυσης τοιχώματος (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)



Σχήμα 4.30: Ενδεικτική διάταξη ολόπλευρου κλειστού μανδύα ενίσχυσης τοιχώματος (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Για την διαστασιολόγηση του ενισχυομένου τοιχώματος εφαρμόζονται οι διατάξεις της παραγράφου 8.2.1.5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., για τον έλεγχο των διεπιφανειών οι διατάξεις της § 8.4.5. του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για την αύξηση της φέρουσας ικανότητας σε τέμνουσα προτείνεται οι πλευρικές πρόσθετες στρώσεις του σκυροδέματος να συνδέονται με διαμερείς σφικτήρες, ανυποχώρητα αγκυρωμένους εκατέρωθεν. Τα είδη μανδύα ποικίλουν και παρουσιάζονται παρακάτω:

- Μανδύας με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (ελάχιστο πάχος μανδύα 50 mm)
- Μανδύας με έγχυτο σκυρόδεμα και μία σειρά νέων οπλισμών (ελάχιστο πάχος μανδύα 80-120 mm)
- Μανδύας με έγχυτο σκυρόδεμα και δύο σειρές νέων οπλισμών (ελάχιστο πάχος μανδύα 120 mm)

Οι κατασκευαστικές διατάξεις σχετικά με τον ελάχιστο νέο κατακόρυφο οπλισμό και τους συνδετήρες είναι ίδιοι με την περίπτωση τοιχίων και υποστυλωμάτων. Η αντοχή του σκυροδέματος του μανδύα οφείλει να είναι τουλάχιστον μια κατηγορία μεγαλύτερη αυτής του παλαιού τοιχίου. Επιπλέον, το εμβαδόν της διατομής του μανδύα δεν πρέπει να υπερβαίνει το διπλάσιο του εμβαδού της διατομής του τοιχίου προτού γίνει ενίσχυση.

Η Στάθμη επιτελεστικότητας που ορίστηκε ως στόχος για το σεισμό σχεδιασμού (Τεπαν=475 έτη) είναι η Γ1 « Οιονεί κατάρρευση», εφόσον το εξεταζόμενο κτήριο ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθης κατοικία). Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.24g, όπως ορίζεται για την περιοχή της Χίου από τον EC8.

Έγινε προσπάθεια να ενισχυθούν με FRP το τοιχίο W17 στο ισόγειο και τον 1^ο όροφο καθώς και τα τοιχία W24, W26 μόνον στο ισόγειο. Παρόλα αυτά, τα τοιχία W17, W24 και W26 του ισόγειου και W17 1ου ορόφου συνέχιζαν να παρουσιάζουν διατμητική ανεπάρκεια ανεξαρτήτως οποιασδήποτε αύξησης των στρώσεων FRP αλλά και του τύπου υφάσματος που εφαρμόζονται. Έτσι, χρειάστηκε περαιτέρω διερεύνηση του τρόπου ενίσχυσης ώστε όλα τα μέλη να επαρκούν στους ελέγχους που θεσπίζει ο Ευρωκώδικας 8. Στα πλαίσια διερεύνησης της αστοχίας των συγκεκριμένων 2 τοιχίων διαπιστώθηκε ότι, σύμφωνα με το Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ., η διατμητική αντοχή, V_R , ενός τοιχίου οπλισμένου σκυροδέματος, είναι δυνατόν να καθοριστεί από τη διατμητική αντοχή, όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων (V_R), από την οριακή διατμητική αντοχή που αντιστοιχεί σε αστοχία του κορμού σε λοξή θλίψη ($V_{R,max}$), από την τέμνουσα αντοχής σε ολίσθηση ($V_{R,SLS}$) στη βάση του τοιχώματος και από την τέμνουσα αντοχής που αντιστοιχεί σε «κοντά» τοιχώματα ($V_{R,squat}$) κι έτσι η τελική διατμητική ικανότητα ενός τοιχίου μπορεί να υπολογιστεί, ανάλογα με το λόγο διάτμησής του:

- Για λόγο διάτμησης $\alpha_s < 1,0$: $\min (V_{R,SLS}, V_{R, squat})$
- Για λόγο διάτμησης $1,0 < \alpha_s \leq 1,2$: $\min (V_R, V_{R, max}, V_{R,SLS}, V_{R, squat})$
- Για λόγο διάτμησης $\alpha_s \geq 1,2$: $\min (V_R, V_{R, max}, V_{R,SLS})$

Ανατρέχοντας στο τεύχος υπολογισμών του λογισμικού SeismoBuild, παρατηρήθηκε ότι η αστοχία των τοιχωμάτων αυτών οφείλεται σε ολίσθηση στη βάση τους και όχι σε τέμνουσα δύναμη που καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων. Η διατμητική αντοχή σε ολίσθηση υπολογίζεται σε τοιχώματα όπου προβλέπεται πως η καμπτική διαρροή προηγείται της διατμητικής αστοχίας, καθώς η διαρροή σε κάμψη αποτελεί προϋπόθεση για την ολίσθηση λόγω διάτμησης. Έτσι, δικαιολογείται το πρόβλημα που εμφανιζόταν, αφού τα υφάσματα FRP ενίσχυαν τη διατμητική συμπεριφορά των τοιχίων και όχι την καμπτική

συμπεριφορά τους. Το λογισμικό SeismoBuild βασίζεται στις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τον υπολογισμό των διατμητικών δυνάμεων και σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 7Γ, Εξ. (Γ.6)-(Γ.13), η τέμνουσα αντοχής σε ολίσθηση, $V_{R,SLS}$, λαμβάνεται από τις Εξ. (4-1) – (4-4),

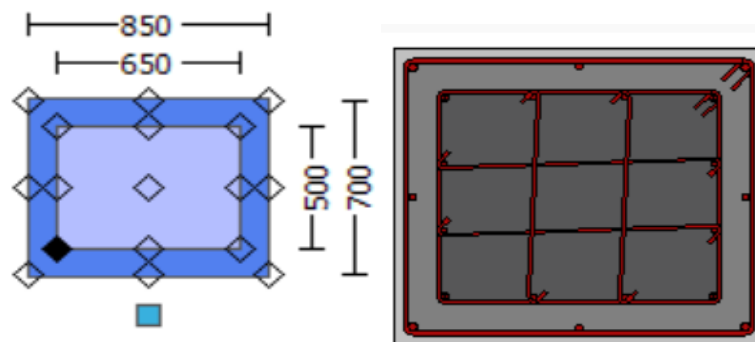
$$V_{R,SLS} = V_i + V_f + V_d \quad (4.1)$$

$$V_i = \sum A_{si} f_{yi} \cos \varphi \quad (4.2)$$

$$V_f = \min (\mu [(\sum A_{sv} f_{yv} + N) \xi + M_y/z]; 0.3 f_c A_{compr}) \quad (4.3)$$

$$V_d = 1.6 \sum A_{sv} \sqrt{f_c f_{yv}} \leq \sum A_{sv} f_{yv} \sqrt{3} \quad (4.4)$$

Από τα παραπάνω διαπιστώνεται ότι για την αντιμετώπιση του προβλήματος, το μέγεθος που μπορεί να τροποποιηθεί είναι η ροπή διαρροής, M_y , των τοιχωμάτων. Αυτή η τροποποίηση επιτυγχάνεται με την ανακατανομή της δυσκαμψίας στον 1^ο όροφο, όπου εντοπίζεται το βασικό πρόβλημα, ώστε να επιτευχθεί μείωση της ροπής που παραλαμβάνουν τα τοιχώματα W17, W24, W26. Η μέθοδος που χρησιμοποιείται για την τροποποίηση της δυσκαμψίας είναι η εφαρμογή μανδύα σκυροδέματος σε κατακόρυφο μέλος του φορέα, το οποίο θα έχει σημαντικές διαστάσεις και κατάλληλη θέση στην κάτοψη ώστε να είναι δυνατό να επηρεάσει τα τοιχία που αστοχούν. Ειδικότερα, το κατακόρυφο μέλος που επιλέγεται να ενισχυθεί με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος είναι το υποστύλωμα C21, οι νέες διαστάσεις και ο οπλισμός του οποίου φαίνονται στο Σχήμα 4.31. Οι τιμές της απαίτησης και ικανότητας σε τέμνουσα δύναμη και οι λόγοι επιτελεστικότητας των τοιχίων W17, W24 και W26, που παρουσίαζαν το πρόβλημα με την επάρκεια έναντι τέμνουσας δύναμης, συνοψίζονται στον Πίνακα 4.5 ενώ στο Σχήμα 4.32 φαίνεται με χρωματική διαβάθμιση η τελική επάρκεια όλων των μελών.

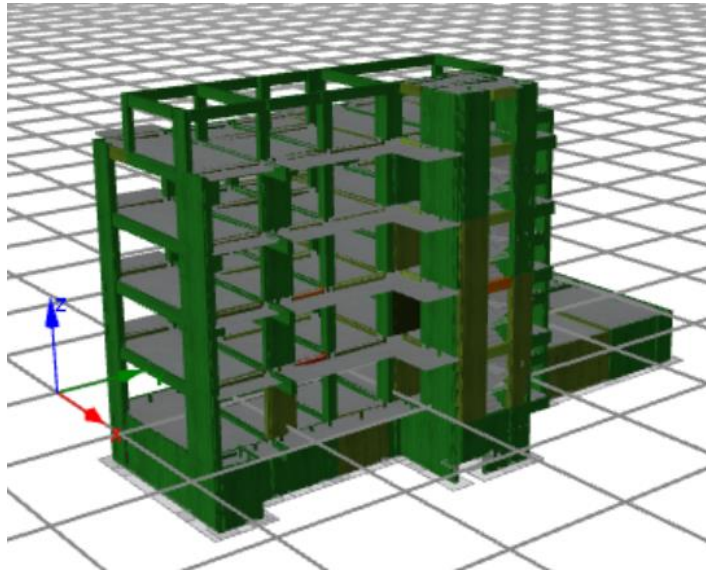


Σχήμα 4.31: νέες διαστάσεις και ο οπλισμός του C21 μετά την προσθήκη μανδύα

Πίνακας 4.5: Τελική ενίσχυση κατασκευής με μανδύα σκυροδέματος στο K15

ag=0,17g				
Μέλος	Όροφος	Απαίτηση	Ικανότητα	Λόγος
W17	Ισόγειο	1818,088112	1861,929	0,976454
W17	A όροφος	1915,23915	1939,232	0,987628
W24	Ισόγειο	1067,984225	1495,982	0,713902

W26	Ισόγειο	590,476992	926,3653	0,637413
-----	---------	------------	----------	----------



Σχήμα : Απεικόνιση χρωματικής διαβάθμισης ελέγχου επάρκειας μελών μετά την προσθήκη μανδύα στο υποστύλωμα C21

5. Οικονομοτεχνική Ανάλυση της Κατασκευής

5.1 Εκτίμηση Τρωτότητας Φορέα (SPO2FRAG)

Η ανελαστική ανάλυση που προηγήθηκε, κατά Ευρωκώδικα 8 μας οδήγησε στις καμπύλες ικανότητας των δύο φορέων. Ωστόσο, με τον τρόπο αυτό δε μπορεί να αποδοθεί επακριβώς η σεισμική διέγερση που ευθύνεται για τις αστοχίες και την πιθανή κατάρρευση. Αυτό γίνεται διότι τα δυναμικά χαρακτηριστικά δε λαμβάνονται υπόψη από την ανάλυση.

Έτσι, για να γίνει η μετατροπή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης σε πραγματικά δυναμική ανάλυση και να υπάρχει πιο ακριβής προσέγγιση της σεισμικής δράσης και των σταθμών επιτελεστικότητας, γίνεται χρήση του λογισμικού SPO2FRAG (Static PushOver to FRAGility), ένα πρόγραμμα το οποίο χρησιμοποιεί τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης για την εκτίμηση των καμπυλών τρωτότητας της κατασκευής, με τη βοήθεια του αλγορίθμου SPO2IDA (Static Pushover to Incremental Dynamic Analysis). Ειδικότερα, ο αλγόριθμος SPO2IDA, που αναπτύχθηκε από τους Βαμβάτσικος και Cornell αποτελεί ένα ιδιαίτερα χρήσιμο εργαλείο, το οποίο χρησιμοποιεί εμπειρικές σχέσεις από μια μεγάλη βάση δεδομένων αποτελεσμάτων ικανοτικής δυναμικής ανάλυσης ώστε να μετατρέπει τις καμπύλες ικανότητας που παράγονται από την ανελαστική στατική ανάλυση σε κατανομές πιθανοτήτων για κατάρρευση κτιρίου ως συνάρτηση του μεγέθους της εδαφικής διέγερσης. Εν προκειμένω εκτιμήθηκαν οι καμπύλες τρωτότητας για τις στάθμες επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες (B2)» και «Οιονεί Κατάρρευση (Γ1)». Επειδή οι αστοχίες της υπό μελέτη κατασκευής είναι μόνο διατμητικής φύσεως, ως αστοχία αυτής θεωρήθηκε η πρώτη διατμητική αστοχία κατακόρυφου μέλους και για τις δύο διευθύνσεις, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ορίστηκε ως όριο της η στροφή του τελευταίου ορόφου (θroof) ενώ η διασπορά που χρησιμοποιήθηκε είναι 20% για τη στάθμη επιτελεστικότητας B2 και 25% για τη στάθμη Γ1. Στους Πίνακες 5.1, 5.2 δίνονται οι μέγιστες τιμές στροφής ορόφου που αντιστοιχούν στις στάθμες B2 και Γ1 και για τις δύο διευθύνσεις στα δύο κτήρια.

Πίνακας 5.1: Μέγιστη στροφή ορόφου για την πρώτη διατμητική αστοχία υποστυλώματος-Κτήριο 1

Κτήριο 1		
θmax	B2	Γ1
X	0,27%	0,47%
Y	0,15%	0,27%

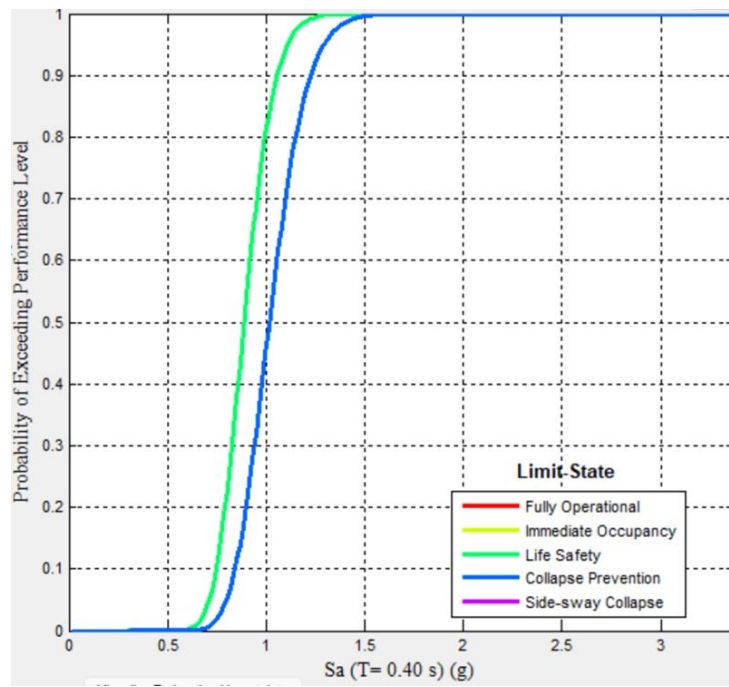
Πίνακας 5.2: Μέγιστη στροφή ορόφου για την πρώτη διατμητική αστοχία υποστυλώματος-Κτήριο 2

Κτήριο 2		
θmax	B2	Γ1
X	0,15%	0,27%
Y	0,25%	0,43%

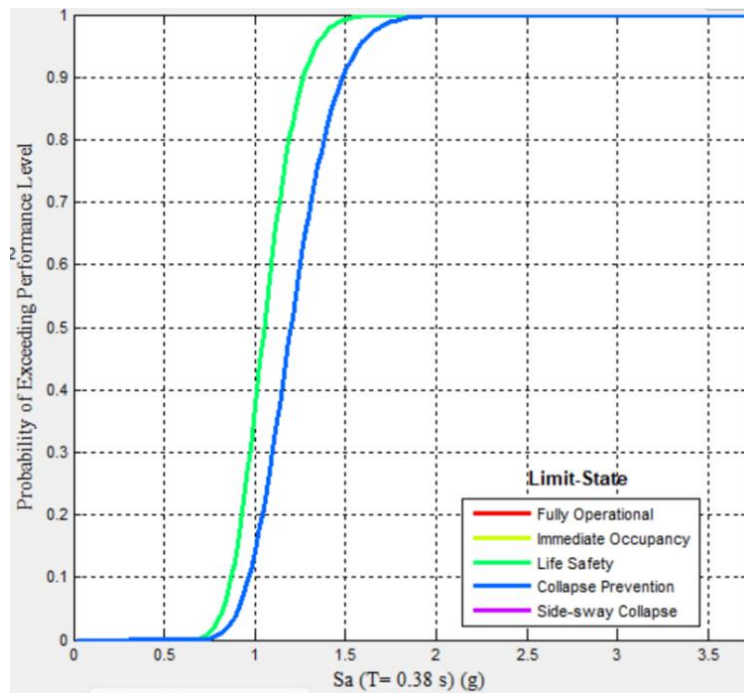
Στη συνέχεια, στα Σχήματα 5.1 έως 5.4 παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας όπως αυτές παράχθηκαν από το SPO2FRAG και για τις δύο διευθύνσεις ενώ στους Πίνακες 5.3, 5.4 συνοψίζονται τα αποτελέσματα που αφορούν τις μέσες τιμές και τυπικές αποκλίσεις των φασματικών επιταχύνσεων $S_a(T)$. Σημειώνεται ότι, οι τιμές αυτές συμπίπτουν για τις περιπτώσεις των σταθμών επιτελεστικότητας B2 και Γ1 αφού τα όρια των σταθμών αυτών τέθηκαν να είναι ίσα και να αντιστοιχούν στην πρώτη διατμητική αστοχία κατακόρυφου μέλους, με αποτέλεσμα στο Σχήμα 5-1 και Σχήμα 5-2 να εμφανίζεται μόνο μια καμπύλη ενώ στην πραγματικότητα είναι δύο καμπύλες που συμπίπτουν.

Πίνακας 5.3: Μέση τιμή φασματικής επιτάχυνσης $S_a(T)$ και τυπική απόκλιση για τις στάθμες B2 και Γ1 – Κτήριο 1

Διεύθυνση	Κτήριο 1, X	
T=0,4s	Μέση $S_a(T)$ (g)	Τυπική Απόκλιση
B2	0,888	0,135
Γ1	1,016	0,146
Διεύθυνση	Κτήριο 1, Y	
T=0,38s	Μέση $S_a(T)$ (g)	Τυπική Απόκλιση
B2	1,051	0,147
Γ1	1,198	0,167



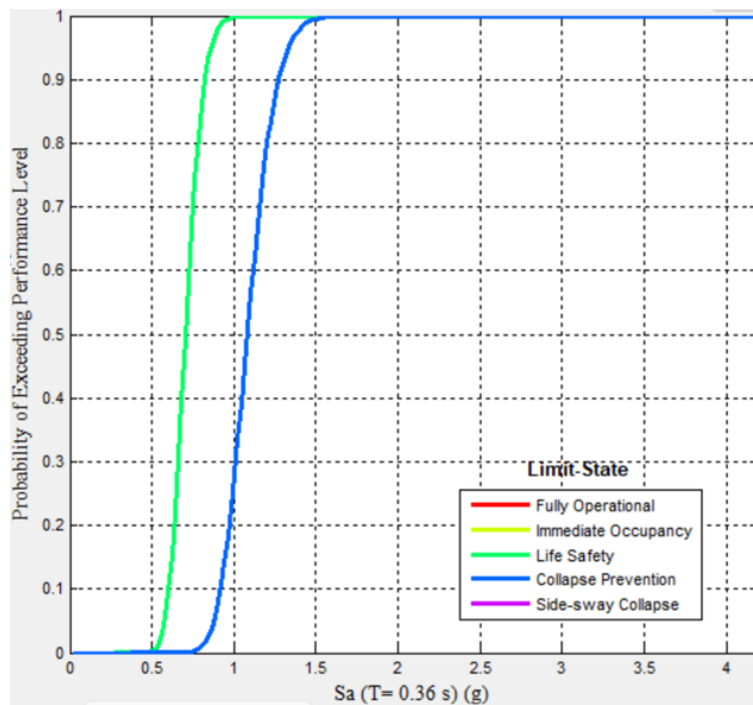
Σχήμα 5.1: Καμπύλη τρωτότητας για την 1η διατμητική αστοχία τοιχίου στη διεύθυνση X – Κτήριο 1



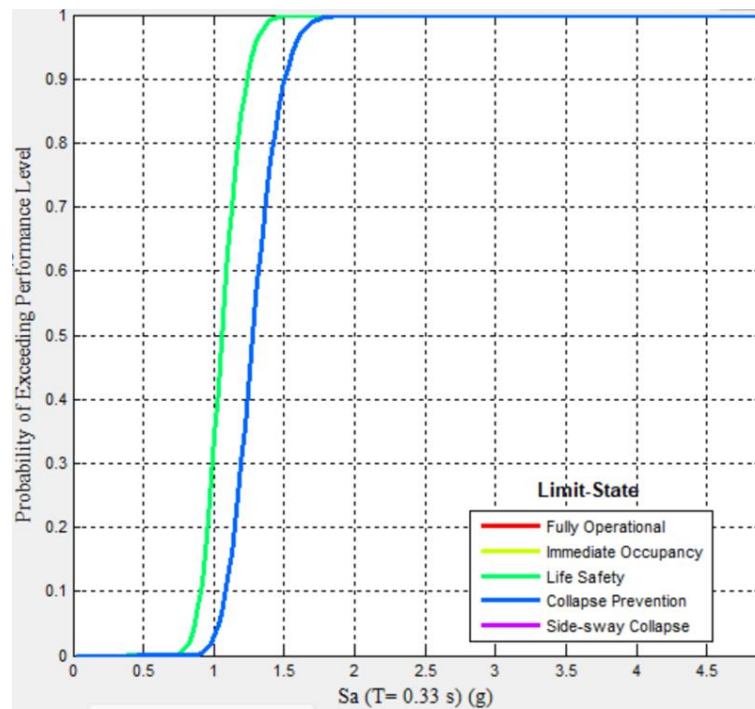
Σχήμα 5.2: Καμπύλη τρωτότητας για την 1η διατμητική αστοχία τοιχίου στη διεύθυνση Y – Κτήριο 1

Πίνακας 5.4: Μέση τιμή φασματικής επιτάχυνσης $S_a(T)$ και τυπική απόκλιση για τις στάθμες B2 και Γ1 – Κτήριο 2

Διεύθυνση	Κτήριο 2, X	
T=0,36s	Μέση $S_a(T)$ (g)	Τυπική Απόκλιση
B2	0,704	0,121
Γ1	1,08	0,127
Διεύθυνση	Κτήριο 2, Y	
T=0,33s	Μέση $S_a(T)$ (g)	Τυπική Απόκλιση
B2	1,057	0,121
Γ1	1,276	0,124



Σχήμα 5.3: Καμπύλη τρωτότητας για την 1η διατμητική αστοχία τοιχίου στη διεύθυνση X – Κτήριο 2



Σχήμα 5.4: Καμπύλη τρωτότητας για την 1η διατμητική αστοχία τοιχίου στη διεύθυνση Y – Κτήριο 2

5.2 Εκτίμηση Απωλειών (PACT)

Κατά την ολοκλήρωση της δυναμικής ανάλυσης τα αποτελέσματα θα χρησιμοποιηθούν για την εκτίμηση των χρηματοοικονομικών απωλειών οι οποίες πιθανόν να εμφανιστούν στην κατασκευή λόγω της σεισμικής δράσης. Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη χρήση του λογισμικού «Performance Assessment Calculation Tool» (PACT) της «FEMA P-58».

Αρχικά εισάγονται ο αριθμός των ορόφων, το ύψος τους σε πόδια (ft) και το εμβαδόν τους σε τετραγωνικά πόδια (ft²). Εκτιμάται το συνολικό κόστος πλήρους αντικατάστασης που είναι ίσο με 6828961,18 δολάρια (\$) για το κτήριο 1 και 4237517,134 δολάρια (\$) για το κτήριο 2, θεωρώντας πως το μέσο κόστος /m² στο νησί της Χίου είναι ίσο με 1200\$/m².

Έπειτα, εισάγονται οι ποσότητες των δομικών και μη δομικών στοιχείων της κατασκευής για τις δύο διευθύνσεις, όπως φαίνονται στον Πίνακα 5.5. Από τις «βιβλιοθήκες» του προγράμματος έγινε η ένταξη των κόμβων των ορόφων, της τοιχοποιίας, των σωληνώσεων ζεστού και κρύου νερού και των ηλεκτρικών καλωδιώσεων. Για τους κόμβους χρησιμοποιήθηκαν έξι (6) διαφορετικές κατηγορίες με βάση τις διαστάσεις τους και την ύπαρξη συντρεχουσών δοκών σε αυτούς. Η τοιχοποιία διαχωρίστηκε σε εξωτερική και εσωτερική. Εφόσον πρόκειται για αμερικάνικο πρόγραμμα, το οποίο εμπεριέχει δεδομένα για στοιχεία κατασκευών και κόστη με βάση στοιχεία των Ηνωμένων Πολιτειών Αμερικής, όλες οι παραπάνω βιβλιοθήκες τροποποιήθηκαν ως προς τα κόστη επισκευών και εισήχθησαν οι τιμές που υπολογίστηκαν αναλυτικά στην προηγούμενη παράγραφο με σκοπό το συνολικό πιθανό κόστος επισκευών που θα προκύψει να προσεγγίζει καλύτερα τα ελληνικά

δεδομένα. Οι ποσότητες των δομικών και μη στοιχείων που εισήχθησαν στο πρόγραμμα παρουσιάζονται παρακάτω στους Πίνακες 4.5, 4.6.

Πίνακας 5.5: Δομικά και μη Στοιχεία που εισήχθησαν στο λογισμικό PACT - Κτήριο 1

Κωδικός Κατηγορίας	Περιγραφή Κατηγορίας	Ποσότητα Κατηγορίας κατά Χ	Ποσότητα Κατηγορίας κατά Υ
B1041.131a	ACI 318 OMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side	5	6
B1041.131b	ACI 318 OMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both sides	7	8
B1051.001f	Masonry Infills	648,92ft ²	746,98ft ²
B1051.001h	Exterior Walls	363,43ft ²	417,32ft ²
D2021.011a	Cold or Hot Potable	180	170
D5012.031a	Distributuon Panel	0,5	0,5

Πίνακας 5.6: Δομικά και μη Στοιχεία που εισήχθησαν στο λογισμικό PACT - Κτήριο 2

Κωδικός Κατηγορίας	Περιγραφή Κατηγορίας	Ποσότητα Κατηγορίας κατά Χ	Ποσότητα Κατηγορίας κατά Υ
B1041.131a	ACI 318 OMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side	5	6
B1041.131b	ACI 318 OMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both sides	7	8
B1051.001f	Masonry Infills	326,53 ft ²	237,8 ft ²
B1051.001h	Exterior Walls	298,72 ft ²	276,95 ft ²
D2021.011a	Cold or Hot Potable	180	170
D5012.031a	Distributon Panel	0,5	0,5

Στη συνέχεια, εισάγονται οι ποσότητες των δομικών και μη δομικών στοιχείων της κατασκευής για τις δύο διευθύνσεις, όπως φαίνονται στον Πίνακα 4.4. Από τις «βιβλιοθήκες» του προγράμματος έγινε η ένταξη των κόμβων των ορόφων, της τοιχοποιίας, των σωληνώσεων ζεστού και κρύου νερού και των ηλεκτρικών καλωδιώσεων. Η τοιχοποιία διαχωρίστηκε σε εξωτερική και εσωτερική. Εφόσον πρόκειται για αμερικάνικο πρόγραμμα, το οποίο εμπεριέχει δεδομένα για στοιχεία κατασκευών και κόστη με βάσει στοιχεία των Ηνωμένων Πολιτειών Αμερικής, όλες οι παραπάνω βιβλιοθήκες τροποποιήθηκαν ως προς τα κόστη επισκευών ούτως ώστε το πιθανό κόστος επισκευών που θα προκύψει να προσεγγίζει καλύτερα τα ελληνικά δεδομένα. ως τιμές κόστους υποστρωμάτων, δοκών, και τοιχοποιίας, οι τιμές λήφθηκαν από τη διπλωματική της Ζήση Ε. (2021) Τα κόστη που εισήχθησαν στο πρόγραμμα παρουσιάζονται παρακάτω στον Πίνακα 5.6.

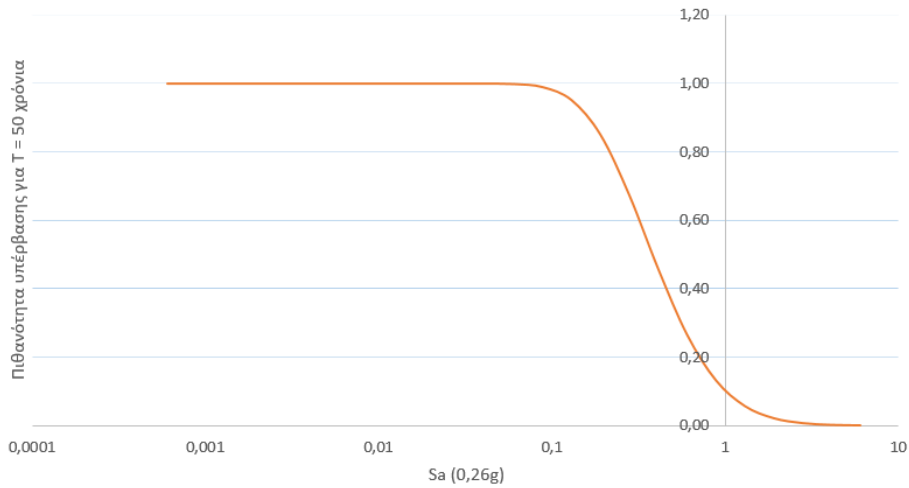
Πίνακας 5.6: Τιμές ανά επίπεδο βλάβης

	AVERAGE REPAIR COST FOR LOWER QUANTITY OF REPAIRS(€)	AVERAGE REPAIR COST FOR UPPER QUANTITY OF REPAIRS(€)
επισκευή υποστρώματος απλή ρηγμάτωση - επισκευή πλήρωση ρωγμών εύρους μικρότερο των 3mm	435,45	334,98
επισκευή υποστρώματος σημαντική τοπική βλάβη - μερική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος του υποστρώματος	471,91	375,55
επισκευή υποστρώματος - σοβαρή βλάβη με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος του υποστρώματος	550.01	440.01
επισκευή δοκού - απλή ρηγμάτωση	610.51	488.40
επισκευή δοκού - σημαντική τοπική βλάβη - μερική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της δοκού σε περιορισμένη έκταση	657.11	525.69
επισκευή δοκού - σοβαρή βλάβη με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της δοκού	1047.64	838.11
Αποκατάσταση απλής ρηγμάτωσης στην εσωτερική τοιχοποιία	781,6	546,23
σημαντική τοπική βλάβη – πλήρης αποδιοργάνωση εσωτερικής τοιχοποιίας	1351,89	946,323

ανακατασκευή εσωτερικής τοιχοποιίας	1509,22	1056,454
αποκατάσταση απλής ρηγμάτωσης στην εξωτερική τοιχοποιία	954,06	667,842
σημαντική τοπική βλάβη – πλήρης αποδιοργάνωση εξωτερικής τοιχοποιίας	1275,43	892,801
ανακατασκευή εξωτερικής τοιχοποιίας	1722,9	1206,03

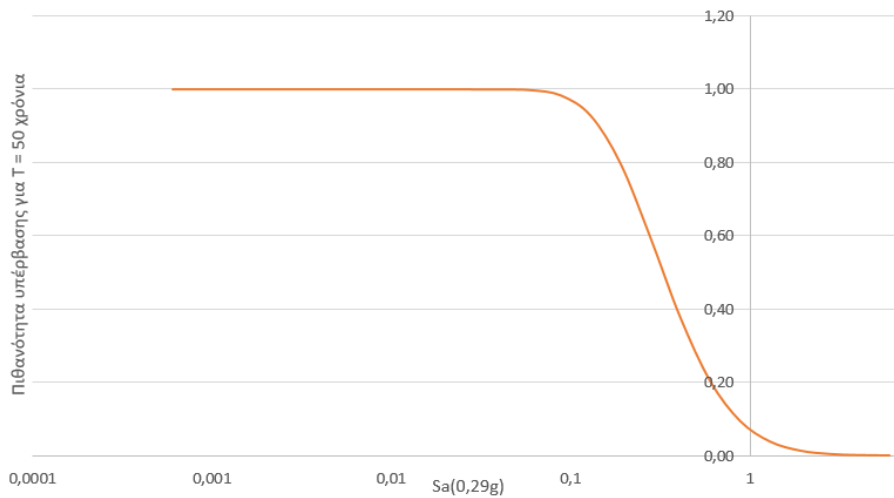
Στη συνέχεια, έγινε εισαγωγή της Τρωτότητας Κατάρρευσης (Collapse Fragility) και της τυπικής απόκλισης, όπως υπολογίστηκαν στους Πίνακες 5.3, 5.4 για την περίπτωση της πρώτης αστοχίας κατακόρυφου μέλους σε τέμνουσα δύναμη. Έγινε η εισαγωγή των στοιχείων και για τις δύο διευθύνσεις, όμως τα αποτελέσματα προκύπτουν μόνο για τη δυσμενέστερη εξ' αυτών. Ακολούθησε ο υπολογισμός των στροφών κάθε ορόφου για συγκεκριμένα επίπεδα σεισμικής έντασης. Συγκεκριμένα, για τις φασματικές επιταχύνσεις που αντιστοιχούν σε πιθανότητες υπέρβασης 50%, 10% και 2% στα 50 χρόνια. Για τον προσδιορισμό των τιμών αυτών, χρησιμοποιήθηκαν οι Καμπύλες Σεισμικής Επικινδυνότητας για το νησί της Χίου, από τα δεδομένα βάσης των European Facilities for Earthquake Hazard and Risk (EFEHR), προσαρμοσμένες στην ιδιοπερίοδο των υπό μελέτη κτηρίων. Τα στοιχεία από την ιστοσελίδα δίνονται μόνο για τύπο εδάφους A, οπότε έγινε αναπροσαρμογή σε έδαφος B. Έτσι, προέκυψαν οι Καμπύλες Επικινδυνότητας των φορέων που παρουσιάζονται στα Σχήματα 5.6, 5.7.

Καμπύλη Επικινδυνότητας Κτήριο 1



Σχήμα 5.3: Καμπύλη επικινδυνότητας για T=0,26sec και έδαφος κατηγορίας B (Κτήριο 1)

Καμπύλη επικινδυνότητας Κτήριο 2



Σχήμα 5.4: Καμπύλη επικινδυνότητας για T=0,29sec και έδαφος κατηγορίας B (Κτήριο 2)

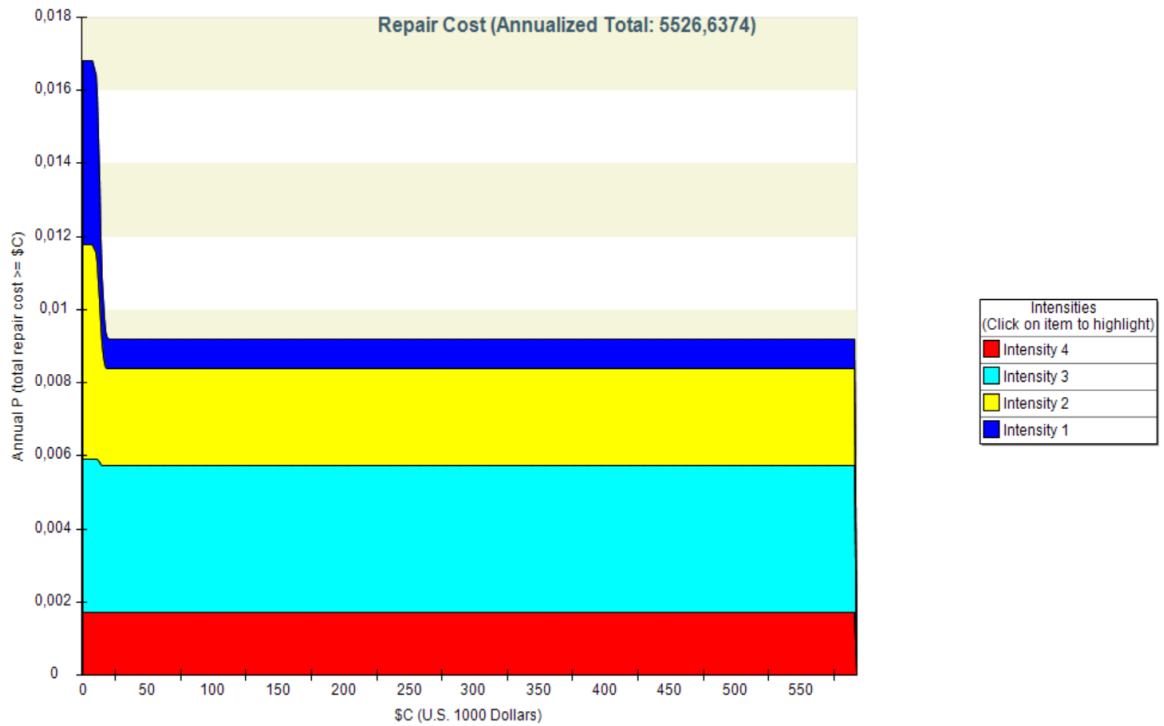
Για τη δεδομένη περίπτωση αστοχίας, λαμβάνονται τέσσερα σενάρια σεισμικής διέγερσης που περιλαμβάνουν τις πιθανότητες υπέρβασης 50%, 10% και 2% στα 50 χρόνια, καθώς και την αντίστοιχη αστοχία. Στον Πίνακα 5.7 παρουσιάζονται οι τιμές της φασματικής επιτάχυνσης και της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης για τα τέσσερα σενάρια που περιεγράφηκαν παραπάνω.

Πίνακας 5.7: Τιμές φασματικής επιτάχυνσης και μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης για κάθε σενάριο σεισμικής έντασης (Κτήριο 1)

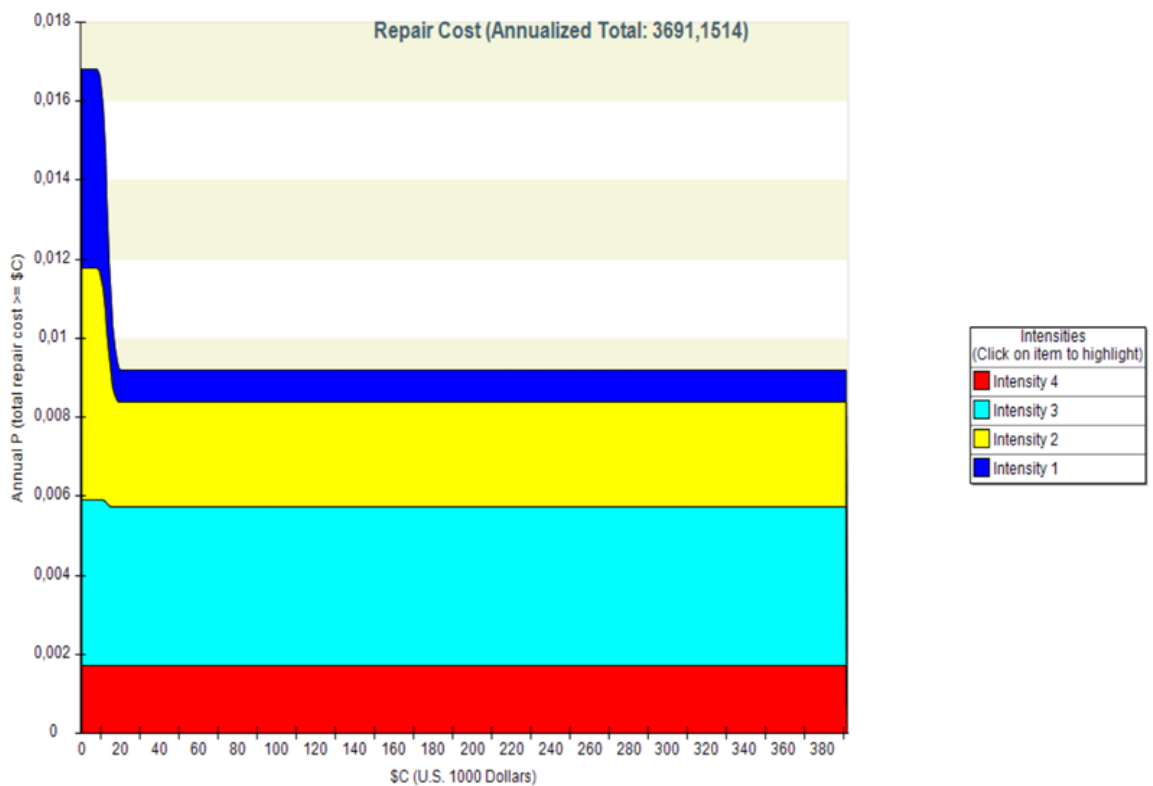
1 ^η αστοχία τοιχίου - Κτήριο 1		
Σενάρια	Φασματική Επιτάχυνση	Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης
50%/50χρ.	0,3834	0,013863
10%/50χρ.	0,7375	0,004463
10,72%/50χρ.	1,0160	0,0022694
2%/50χρ.	1,0559	0,002107

Πίνακας 5.7: Τιμές φασματικής επιτάχυνσης και μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης για κάθε σενάριο σεισμικής έντασης (Κτήριο 1)

1 ^η αστοχία τοιχίου - Κτήριο 2		
Σενάρια	Φασματική Επιτάχυνση	Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης
50%/50χρ.	0,3349	0,013863
10%/50χρ.	0,6073	0,004463
6,7%/50χρ.	1,080	0,001387
2%/50χρ.	1,7348	0,000404



Σχήμα 5.6: Μέσο ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών (Κτήριο 1)



Σχήμα 5.7: Μέσο ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών (Κτήριο 2)

Τελικά, από το λογισμικό PACT FEMA P-58 προκύπτει το ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών ίσο με 5526,6374€ για το κτήριο 1 και 3691,1514€ για το κτήριο 2, το

οποίο αντιστοιχεί σε ποσοστό 0,0833% του συνολικού κόστους αντικατάστασης της κατασκευής.

Συμπεράσματα

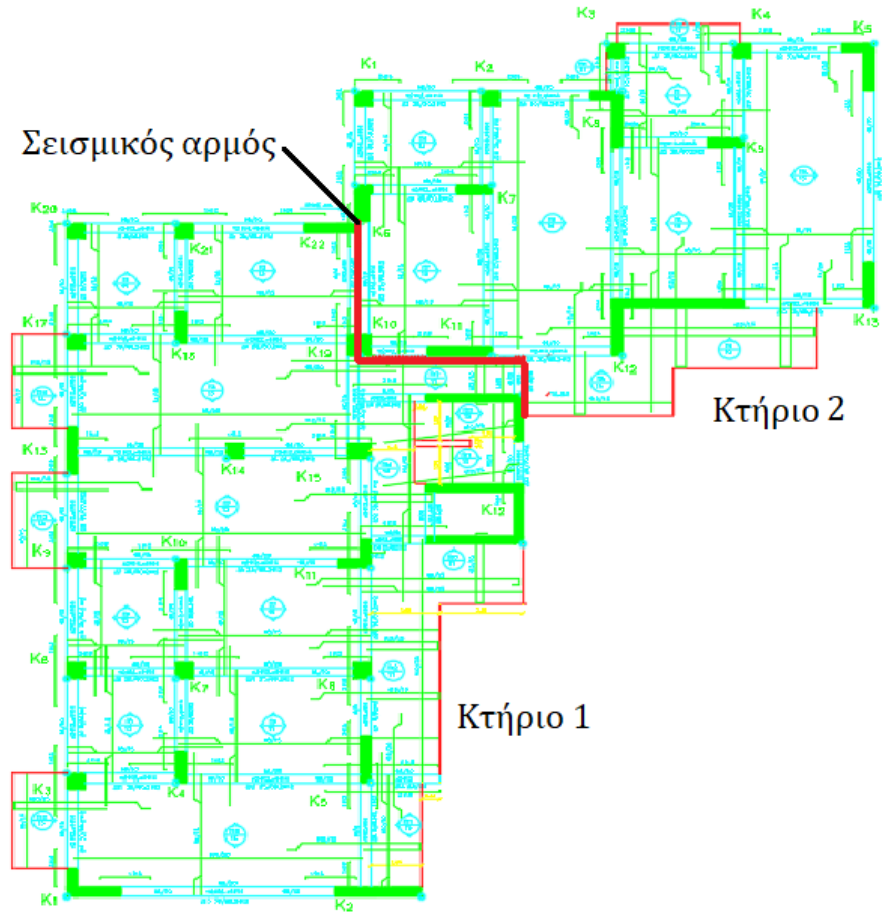
Στην παρούσα εργασία εξετάστηκε ένας τετραώροφος υφιστάμενος φορέας οπλισμένου σκυροδέματος, αποτελούμενος από δύο κτήρια χωρισμένα με σεισμικό αρμό, κατασκευασμένος το 2001 στο νησί της Χίου. Αρχικά, διενεργήθηκε ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος, οι Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι με τις μεθόδους του Σ. Δρίτσου και Ε. Βουγιούκα και πραγματοποιήθηκε Τριτοβάθμιος Έλεγχος σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8. Εν συνεχεία, εντοπίστηκαν οι αστοχίες της κατασκευής και προτάθηκε μέθοδος ενίσχυσης με μανδύα σκυροδέματος. Τέλος, έγινε έλεγχος τρωτότητας της κατασκευής, διερευνήθηκαν τα κόστη επισκευών μελών σύμφωνα με τις αντίστοιχες τεχνικές προδιαγραφές και εκτελέστηκε οικονομοτεχνική μελέτη για την εκτίμηση του μέσου ετήσιου πιθανού κόστους επισκευών των κτηρίων. Έτσι, προέκυψαν τα παρακάτω συμπεράσματα.

- Από τον Πρωτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο προέκυψε ότι το υπό μελέτη κτήριο κατατάσσεται στη χαμηλή κατηγορία προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου.
- Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των τεμνουσών αντίστασης που προέκυψαν από το Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο (Σ. Δρίτσος), τη μέθοδο ταχείας αποτίμησης του Ε. Βουγιούκα και τον Τριτοβάθμιο Έλεγχο διαπιστώθηκε ότι η μέθοδος Βουγιούκα καθώς και οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 εκτιμούν υψηλότερη σεισμική ικανότητα σε σχέση με τη μέθοδο Δρίτσου.
- Από τους ελέγχους που διενεργήθηκαν βάσει των διατάξεων του Ευρωκώδικα 8, εντοπίστηκαν αστοχίες μόνο σε ορισμένα τοιχώματα του κτηρίου, ψαθυρής μορφής.
- Αναφορικά με τους Δευτεροβάθμιους Προσεισμικούς Ελέγχους, η μέθοδος του κ. Δρίτσου Σ. υπολογίζει την αντίσταση των κτηρίων σε όρους τέμνουσας βάσης λαμβάνοντας υπόψη παράγοντες που δυσχαιραίνουν της σεισμική αντίσταση του κτηρίου και για αυτό καταλήγει σε τιμές πολύ μικρότερες σε σχέση με τη μέθοδο του κ. Βουγιούκα η οποία αγνοεί τέτοιους παράγοντες.
- Κρίθηκε αναγκαία η προσθήκη μανδύα σκυροδέματος σε υποστύλωμα του 1ου ορόφου για την ανακατανομή της δυσκαμψίας στον όροφο, προκειμένου στα τοιχώματα W17, W24 και W26 αυτή να μην είναι καθοριστική της διατμητικής ικανότητας τους η τέμνουσα αντοχής σε ολίσθηση, $V_{R,SLS}$.
- Σύμφωνα με την οικονομοτεχνική μελέτη που πραγματοποιήθηκε, προέκυψαν σχετικά χαμηλές ετήσιες οικονομικές απώλειες για τον τετραώροφο υπό μελέτη φορέα.

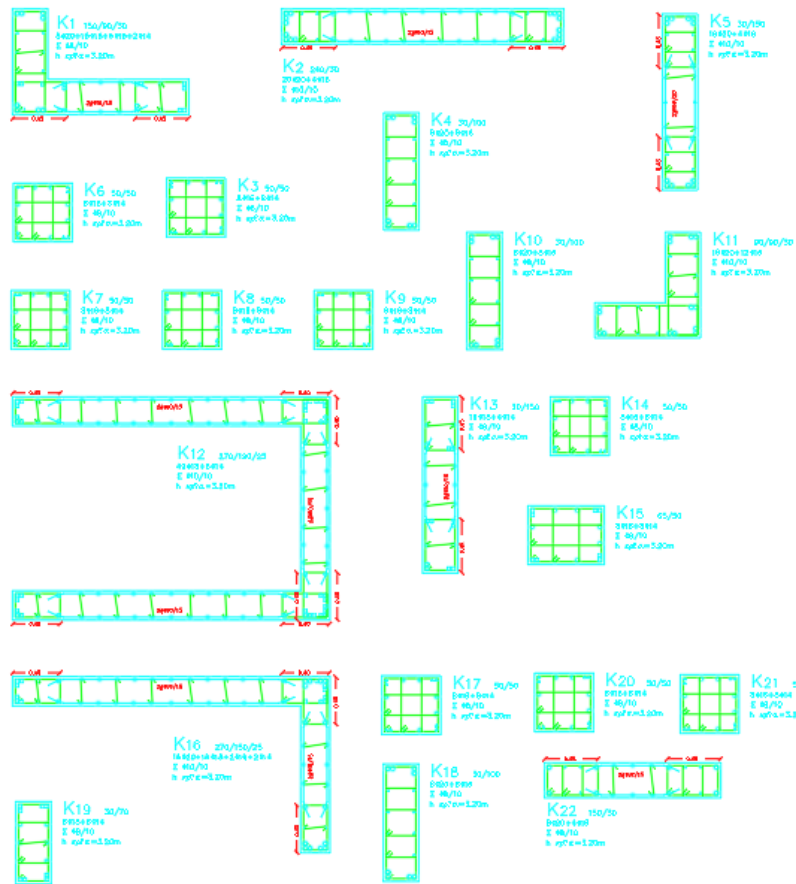
Βιβλιογραφία

1. Δρίτσος Σ. (2018), «Πρόταση-Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Ο.Α.Σ.Π, Αθήνα.
2. EN 1992-1-1 (2004), Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα».
3. EN 1998-1 (2004), Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών».
4. Ζήση Ε. (2021), Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και οικονομοτεχνική διερεύνηση επισκευών διώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
5. Ο.Α.Σ.Π (2017), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)», ΦΕΚ 3197/Β/22-06-2022, 3^η Αναθεώρηση.
6. Ο.Α.Σ.Π (2014), «Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος», ΦΕΚ 405/Β'05-09-2013
7. Σπυράκος Κ. (2004), «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία». Εκδόσεις Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας, Αθήνα
8. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1959) «Αντισεισμικός Κανονισμός», ΦΕΚ 36/Α/26-02-1959.
9. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1954), «Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος», ΦΕΚ 160/Α/26-07-1954.
10. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1984), «Τροποποίηση Αντισεισμικού Κανονισμού», ΦΕΚ 239/Β/16-04-1984
11. Baltzopoulos G., Baraschino R., Iervolino I., Vamvatsikos D. (2017) "SPO2FRAG software for seismic fragility assessment based on static pushover" Bulletin of Earthquake Engineering 15, 4399-4425.
12. EFEHR, Hazard Curves: <http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/hazard-curves> [Accessed 2020].
13. FEMA, (2018a), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-1, Volume 1-methodology, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
14. FEMA, (2018b), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-2, Volume 2-Implementation Guide, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
15. FEMA, (2018c), Seismic performance assessment of buildings. Volume 3-Supporting Electronic Materials, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
16. Seismosoft [2022] "SeismoBuild 2022 – A computer program for seismic assessment and retrofitting of RC structures" available from <https://seismosoft.com/>.
17. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). "The Incremental Dynamic Analysis and its application to Performance-Based earthquake engineering", 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 479

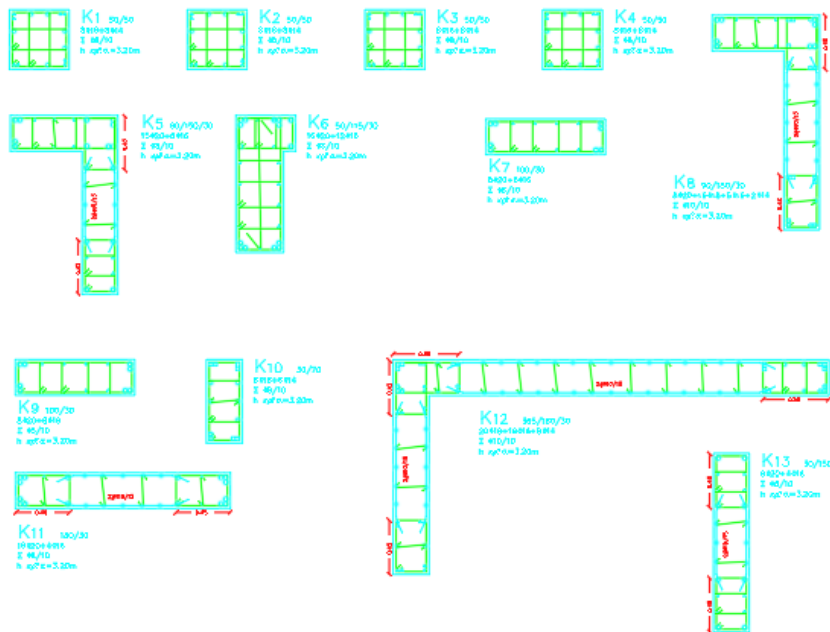
Παράρτημα Α



Σχίμα Α1 : Ξυλότυπος οροφής τυπικού ορόφου συνολικού φορέα



Σχήμα Α2: Λεπτομέρειες υποστρωμάτων/τοιχωμάτων του κτηρίου 1



Σχήμα Α3: Λεπτομέρειες υποστρωμάτων/τοιχωμάτων του κτηρίου 2

ΤΠΟ	Διαστάσεις	Οπλισμός	Πλεγμα	Συνδέτηρες	
				ακρα	μεσον
1	150/90/30	8φ20+16φ18+6φ16+2φ14	φ10/15	φ8/10	φ8/10
2	240/30	20φ20+4φ16	φ10/15	φ10/10	φ10/15
3	50/50	8φ16+8φ14	–	φ8/10	φ8/10
4	30/100	8φ20+8φ16	–	φ8/10	φ8/10
5	30/150	16φ20+4φ16	φ16/20	φ10/10	φ10/10
6	50/50	8φ16+8φ14	–	φ8/10	φ8/10
7	50/50	8φ16+8φ14	–	φ8/10	φ8/10
8	50/50	8φ16+8φ14	–	φ8/10	φ8/10
9	50/50	8φ16+8φ14	–	φ8/10	φ8/10
10	30/100	8φ20+8φ16	–	φ8/10	φ8/10
11	90/90/30	16φ20+12φ16	–	φ10/10	φ8/10
12	270/190/25	49φ18+6φ14	φ10/15	φ10/10	φ10/10
13	30/150	16φ18+4φ14	φ10/15	φ8/10	φ8/10
14	50/50	8φ16+8φ14	–	φ8/10	φ8/10
15	65/50	8φ18+8φ14	–	φ8/10	φ8/10
16	270/150/25	16φ20+16φ18+2φ16+2φ14	φ10/15	φ10/10	φ10/10
17	50/50	8φ16+8φ14	–	φ8/10	φ8/10
18	30/100	8φ20+8φ16	–	φ8/10	φ8/10
19	30/70	8φ18+6φ14	–	φ8/10	φ8/10
20	50/50	8φ16+8φ14	–	φ8/10	φ8/10
21	50/50	8φ16+8φ14	–	φ8/10	φ8/10
22	150/30	8φ20+4φ16	φ10/15	φ8/10	φ8/10

Σχήμα Α4: Πίνακας οπλισμών υποστυλωμάτων/τοιχιών Κτηρίου 1

ΤΠΟ	Διαστάσεις	Οπλισμός	Πλεγμα	Συνδέτηρες	
				ακρα	μεσον
1	50/50	8φ16+8φ14	–	φ8/10	φ8/10
2	50/50	8φ16+8φ14	–	φ8/10	φ8/10
3	50/50	8φ16+8φ14	–	φ8/10	φ8/10
4	50/50	8φ16+8φ14	–	φ8/10	φ8/10
5	90/150/30	15φ20+8φ16	φ10/15	φ8/10	φ8/10
6	50/115/30	16φ20+12φ16	–	φ8/10	φ8/10
7	100/30	8φ20+8φ16	–	φ8/10	φ8/10
8	90/180/30	8φ20+16φ18+6φ16+2φ14	φ10/15	φ10/10	φ10/10
9	100/30	8φ20+8φ16	–	φ8/10	φ8/10
10	30/70	8φ18+6φ14	–	φ8/10	φ8/10
11	180/30	16φ20+4φ16	φ10/15	φ8/10	φ8/10
12	365/180/30	20φ18+16φ16+8φ14	φ10/15	φ8/10	φ8/10
13	30/150	8φ20+4φ16	φ10/15	φ8/10	φ8/10

Σχήμα Α5: Πίνακας οπλισμών υποστυλωμάτων/τοιχιών Κτηρίου 2