

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΑΠΩΛΕΙΩΝ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΕΤΡΑΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ 1985 ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΝΙΚΟΛΑΟΣ ΚΟΤΣΟΒΟΥΛΟΣ

Απόφοιτος Πολιτικός Μηχανικός, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο,
nick.kotso99@gmail.com

Περίληψη

Σε μία χώρα, όπως η Ελλάδα, με έντονη σεισμική δραστηριότητα και με πολλά παλιά κτίρια πλημμελώς συντηρημένα, θεωρείται επιτακτική η ανάγκη για αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας των δομημάτων της. Μέσω αυτής, θα μπορέσουν να αποφευχθούν ενδεχόμενες καταστροφές αλλά και να εξεταστούν οι πιο βιώσιμες οικονομικά λύσεις διορθωτικών παρεμβάσεων για την αντισεισμική ενίσχυση των κατασκευών. Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, στην παρούσα διπλωματική εργασία, μελετήθηκε η αντισεισμική συμπεριφορά μίας τετραώροφης πολυκατοικίας με υπόγειο, η οποία κατασκευάστηκε από οπλισμένο σκυρόδεμα το 1985 στην περιοχή του Νέου Ψυχικού, στην Αττική.

Στο πλαίσιο της αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής στην Ελλάδα, ακολουθούνται οι διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων, ενώ εφαρμόζονται κάποιοι προσεισμικοί έλεγχοι που μπορούν να προσδιορίσουν την σεισμική ανεπάρκεια. Συγκεκριμένα, εφαρμόστηκε σε πρώτη φάση ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος, ο οποίος κατατάσσει, προσεγγιστικά αλλά πολύ σύντομα, το κτίριο, σε μία κατηγορία προτεραιότητας για περαιτέρω έλεγχο. Στη συνέχεια, δοκιμάστηκαν δύο μέθοδοι που πρόκειται να προταθούν ως Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι. Η πρώτη μέθοδος έχει αναπτυχθεί από τον Δρ. Σ. Δρίτσο και προσδιορίζει έναν δείκτη προτεραιότητας ελέγχου της κατασκευής, ενώ η δεύτερη από τον Δρ. Ε. Βουγιούκα και εκτιμά την σεισμική ικανότητα του φέροντος οργανισμού σε όρους τέμνουσας βάσης. Επιπλέον, εκτελέστηκε και ο ακριβέστερος Τριτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος που περιγράφει ο Κανονισμός Επεμβάσεων, ο οποίος προτείνει την ανελαστική στατική ανάλυση του κτιρίου για την αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς του. Τέλος, έγινε σύγκριση και σχολιασμός των αποτελεσμάτων των παραπάνω μεθόδων.

Για να διαμορφωθεί η πλήρης εικόνα των δυνατοτήτων του δομήματος που θα καθορίσει τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, είναι απαραίτητο να διερευνηθούν και τα οικονομοτεχνικά χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς του. Πιο αναλυτικά, υπολογίστηκαν οι καμπύλες τρωτότητας της κατασκευής και λαμβάνοντας υπόψη τα οικονομικά στοιχεία της κάθε επισκευής, έγινε εκτίμηση αναφορικά με το μέσο ετήσιο κόστος επισκευών που μπορεί να προκύψει για τις εξεταζόμενες σεισμικές δράσεις. Ολοκληρώνοντας τη μελέτη, έγινε απόπειρα ενίσχυσης του κτιρίου με σύγχρονες μεθόδους, για να αποκτήσει βελτιωμένη αντισεισμική ικανότητα, η οποία θα είναι σύμφωνη με τους ισχύοντες αντισεισμικούς κανονισμούς.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	3
1.1	Γενικά.....	3
2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	4
2.1	Γενικά χαρακτηριστικά του φορέα.....	4
2.2	Προσομοίωση του φορέα	4
3	ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ	6
3.1	Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος.....	6
3.2	Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος.....	7
3.2.1	Μέθοδος Δρίτσου Σ.....	7
3.2.2	Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Βουγιούκα Ε.....	10
3.3	Τριτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Κανονισμός Επεμβάσεων (Καν.Επε.)	12
3.3.1	Ιδιομορφική Ανάλυση.....	13
3.3.2	Ανελαστική Στατική Ανάλυση.....	13
3.4	Σύγκριση μεθόδων – Συμπεράσματα	15
4	ΟΙΚΟΝΟΜΟΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	17
4.1	Εκτίμηση Τρωτότητας.....	17
4.2	Αναλύσεις τιμών Επισκευών.....	18
4.3	Εκτίμηση Σεισμικών Απωλειών.....	18
5	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	21
5.1	Διερεύνηση μεθόδου ενίσχυσης.....	21
5.2	Τεχνικά Χαρακτηριστικά Ενίσχυσης.....	22
5.3	Εκτίμηση Κόστους Ενίσχυσης – Συμπεράσματα	23
6	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	24
7	ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	26
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α. ΞΥΛΟΤΥΠΟΙ.....	27

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Η Ελλάδα, παρουσιάζει την υψηλότερη σεισμική επικινδυνότητα στην Ευρώπη, με αποτέλεσμα ο σχεδιασμός και η κατασκευή κτιρίων ικανών να δέχονται με ασφάλεια τις σεισμικές καταπονήσεις, να αποτελεί βασική προτεραιότητα. Ωστόσο, από το σύνολο των κτιρίων της χώρας, το μεγαλύτερο ποσοστό κατασκευάστηκε τουλάχιστον πριν από 40 χρόνια, με βάση τους τότε ισχύοντες κανονισμούς, οι οποίοι ήταν λιγότερο ακριβείς και αυστηροί σε σχέση με σήμερα. Επομένως, η αναθεώρηση των κανονισμών σε συνδυασμό με την παλαιότητα των υφιστάμενων κτιρίων καθιστούν επιτακτική την ανάγκη αποτίμησής τους.

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας για ένα τετραώροφο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος με υπόγειο, το οποίο κατασκευάστηκε στο 1985, στο Νέο Ψυχικό Αττικής. Η αποτίμηση πραγματοποιείται ακολουθώντας τις υποδείξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων, με τη χρήση μιας σειράς προσεισμικών ελέγχων που διαφέρουν στον χρόνο εφαρμογής αλλά και στην ακρίβεια των αποτελεσμάτων τους. Για λόγους εποπτείας, αξιολογούνται και συγκρίνονται τα αποτελέσματά τους. Στη συνέχεια, η συμπεριφορά της υπάρχουσας κατασκευής εξετάζεται και από μία οικονομοτεχνική οπτική, όπου εκτιμώνται τα πιθανά κόστη επισκευής στην περίπτωση των σεισμικών δράσεων που ορίζονται από τους κανονισμούς. Με αυτόν τον τρόπο, δίνεται η δυνατότητα λήψης σωστών αποφάσεων για το ακίνητο, οι οποίες θα είναι και οικονομικά βιώσιμες. Σε τελική φάση, γίνεται μία προσπάθεια ενίσχυσης του κτιρίου, με στόχο να εμφανίζει σεισμική επάρκεια που να συμβαδίζει με τις σημερινές απαιτήσεις.

2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

2.1 Γενικά χαρακτηριστικά του φορέα

Το κτίριο που πρόκειται να αναλυθεί είναι μία υφιστάμενη τετραώροφη κατοικία με υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα, κατασκευασμένη το 1985 στην περιοχή του Νέου Ψυχικού, το οποίο υπόκειται στον Βόρειο Τομέα Αθηνών, στην Περιφέρεια Αττικής. Όσον αφορά τα σεισμολογικά δεδομένα, η συγκεκριμένη περιοχή ανήκει στην Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΖΙ με $a_g = 0.16 g$ και το έδαφος που βρίσκεται είναι κατηγορίας Β, με ό,τι αυτό συνεπάγεται. Η κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου είναι τύπου ΙΙ, μιας και η χρήση του είναι αποκλειστικά για κατοικία.

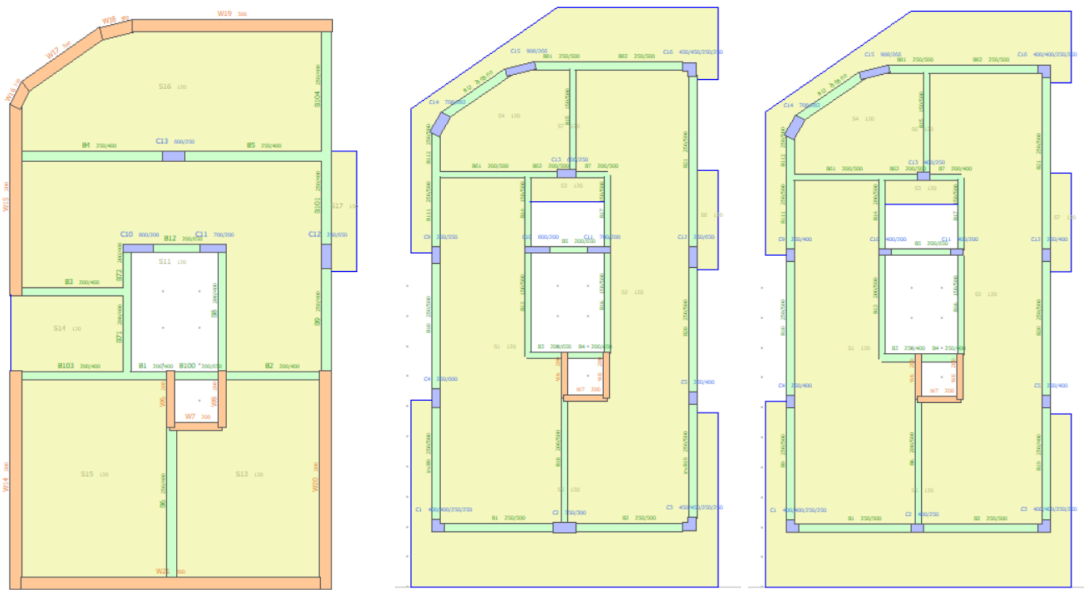
Κάθε όροφος έχει κάτοψη επιφάνειας $134.45 m^2$ και αναφορικά με τα ύψη, κάθε όροφος της ανωδομής έχει ύψος $2.85 m$, ενώ το υπόγειο $3.30 m$. Ο σκελετός του κτιρίου αποτελείται από υποστυλώματα και έναν πυρήνα σκυροδέματος που αποτελούν το κατακόρυφο σύστημα στήριξης, δοκούς και πλάκες. Επιπλέον, η εξωτερική τοιχοποιία είναι και στις δύο διευθύνσεις της μπατικής και η εσωτερική τοιχοποιία, δρομική. Το υπόγειο, περιμετρικά του στηρίζεται σε τοιχώματα που δρουν και ως τοίχοι αντιστήριξης. Η ύπαρξη εξωτερικής ράμπας διέλευσης των οχημάτων από και προς το υπόγειο, καθώς και η υποβάθμιση του εδάφους, στη δυτική πλευρά, για απευθείας πρόσβαση στη στάθμη αυτή, δεν επιτρέπουν στο υπόγειο να έχει την ιδιότητα κλειστού κιβωτίου.

Ως μόνιμα φορτία της κατασκευής θεωρήθηκαν το βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος $\gamma_{σκ} = 25 kN/m^3$ και οι επικαλύψεις $g' = 1.50 kN/m^2$ ενώ τα κινητά λήφθηκαν $q = 2 kN/m^2$ για την κατοικία και $q = 3 kN/m^2$ για τους εξώστες. Σε ό,τι αφορά τις τοιχοποιίες λήφθηκε μόνο η μπατική με πρόσθετο μόνιμο φορτίο $3.60 kN/m^2$, ενώ η δρομική για λόγους απλοποίησης συμπεριλήφθηκε ως μία επαύξηση στο φορτίο πλακών. Επίσης, επικάλυψη οπλισμού ισούται με $2.5 cm$.

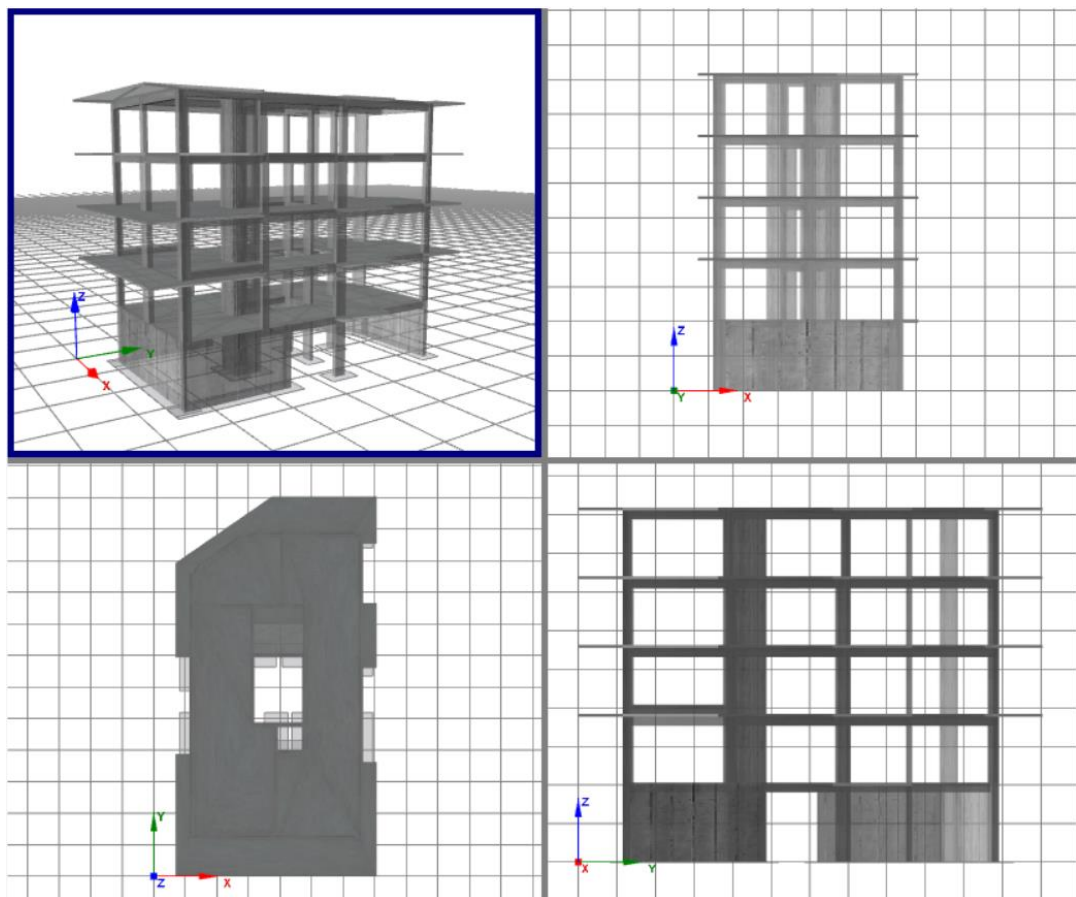
2.2 Προσομοίωση του φορέα

Για την προσομοίωση του φορέα έγινε χρήση του προγράμματος SeismoBuild, της εταιρίας SeismoSoft. Το πρόγραμμα πραγματοποιεί αναλύσεις με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων και λαμβάνοντας υπόψη τις γεωμετρικές μη γραμμικότητες και την ανελαστικότητα των υλικών, προσδιορίζει την απόκριση κατασκευών σε μεγάλες παραμορφώσεις για στατικά και δυναμικά φορτία. Επιπλέον, παρέχει τη δυνατότητα μη γραμμικής ανάλυσης. Επιλέχθηκε για το συγκεκριμένο κτίριο καθώς εφαρμόζει πλήρως τις μεθοδολογίες σεισμικής αποτίμησης που ορίζει ο Καν.Επε..

Η μοντελοποίηση του κτιρίου έγινε με βάση τους διαθέσιμους ξυλότυπους και ξεκίνησε από τα κατακόρυφα στοιχεία, συνέχισε με τις δοκούς και τέλος με τις πλάκες. Πιο αναλυτικά, ο πυρήνας προσομοιώθηκε με τρία διαφορετικά τοιχώματα σε επαφή, με κατάλληλη τροποποίηση του οπλισμού.



Σχήμα 2.1: Εισαγωγή ξυλοτύπων υπογείου (αριστερά), ισόγειου – α' ορόφου – β' ορόφου (μέση) και γ' ορόφου (δεξιά) στο SeismoBuild



Σχήμα 2.2: Μοντέλο προσομοίωσης φορέα

3 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ

3.1 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

Ο πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος διενεργείται με σκοπό μία πρώτη εκτίμηση της φέρουσας σεισμικής ικανότητας της υφιστάμενης κατασκευής, η οποία θα καθορίσει την αναγκαιότητα για περαιτέρω, πιο αναλυτικούς ελέγχους. Για κάθε κτίριο συμπληρώνονται ειδικά «Δελτία Ελέγχου» με στοιχεία που συλλέγονται αυστηρά από την μελέτη του κτιρίου και την αυτοψία των αρμόδιων μηχανικών και στη συνέχεια, πραγματοποιείται η βαθμονόμηση και η κατάταξη της κατασκευής ως προς τη δομική της τρωτότητα.

Έχοντας επιλεγεί ο δομικός τύπος που αντιπροσωπεύει το κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα και εφόσον έχουν συμπληρωθεί όλα τα πεδία του Δελτίου, προκύπτει ο τελικός βαθμός, αθροίζοντας τις τιμές του Πίνακα 3.1. Τελικά, με βάση την τελική βαθμολογία, το κτίριο κατατάσσεται στην αντίστοιχη κατηγορία προτεραιότητας ελέγχου.

Πίνακας 3.1: Πίνακας τελικής βαθμολόγησης κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ	ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ		
	ΟΣα	ΟΣβ	ΟΣγ
Βασική Βαθμολογία, αναλόγως Δομικού Τύπου	6.0	7.0	8.0
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I	-0.5	-0.1	-0.5
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II ή III	-1.5	-1.5	-1.0
Έδαφος κατηγορίας B (για αποδεδειγμένως A: -0.1)	-0.3	-0.3	-0.3
Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ	-0.6	-0.6	-0.6
Έδαφος Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων	-0.8	-0.8	-0.8
Έδαφος κατηγορίας X	-0.8	-0.8	-0.8
Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	-0.5	-	-
Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα	-1.0	-0.5	-0.5
Κακή κατάσταση	-0.5	-0.5	-0.5
Κρούση με γειτονικά κτίρια	-0.5	-0.5	-
Pilotis ή/και Κοντά Υποστυλώματα	-1.5	-1.5	-0.5
Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	0.5	0.5	-
Μεγάλο ύψος	-1.0	-0.5	-0.5
Μη κανονικότητα σε τομή	-1.0	-0.5	-0.5
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-1.0	-0.5	-0.5
Στρέψη (έντονη)	-0.5	-0.5	-0.5
Ένταση λειτουργίας	0.2 ή 0.5	0.2 ή 0.5	0.2 ή 0.5
Αριθμός χρηστών ≤ 9	-0.2	-0.2	-0.2
Αριθμός χρηστών 10-99	-0.4	-0.4	-0.4
Αριθμός χρηστών ≥ 10	-0.6	-0.6	-0.6

Συμπληρώθηκε το ειδικό Δελτίο Ελέγχου για κατασκευή του 1985, μελετημένη με τον Αντισεισμικό Κανονισμό 1959 (ΦΕΚ 1959), Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ζ1 και έδαφος κατηγορίας B.

Τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.2, όπου αθροίζοντας τους επιμέρους συντελεστές, προέκυψε αρχική δομική βαθμολογία κτιρίου ίση με 4.6. Δεδομένου ότι δεν εντοπίστηκε κανένα αίτιο πρόσθετης τρωτότητας, η τελική βαθμολογία ισούται επίσης με 4.6, η οποία αντιστοιχεί στην κατηγορία Μέσης προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου.

Πίνακας 3.2: Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ	ΟΣα
Βασική βαθμολογία, αναλόγως δομικού τύπου	6.0
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I	-0.5
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II ή III	-
Έδαφος κατηγορίας Β (για αποδεδειγμένως Α: -0.1)	-0.3
Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ	-
Έδαφος Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων -	-
Έδαφος κατηγορίας Χ	-
Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα	-
Χωρίς αντισεισμικό κανονισμό	-
Κακή κατάσταση	-
Κρούση με γειτονικά κτίρια	-
Pilotis ή /και κοντά υποστυλώματα	-
Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	0.5
Μεγάλο ύψος	-
Μη κανονικότητα σε τομή	-
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-
Στρέψη (έντονη)	-0.5
Ένταση λειτουργίας	-
Αριθμός χρηστών ≤ 9	-
Αριθμός χρηστών 10-99	-0.6
Αριθμός χρηστών ≥ 100	-
ΑΡΧΙΚΗ ΔΟΜΙΚΗ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ (αβ)	4.6
Στοιχεία πρόσθετης τρωτότητας	-
Ενδεχόμενη τρωτότητα έναντι άλλων αιτιών	-
ΤΕΛΙΚΗ ΔΟΜΙΚΗ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ (τβ)	4.6

3.2 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

3.2.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.

Η συγκεκριμένη μεθοδολογία αφορά υφιστάμενα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα και αποτελεί μία προσεγγιστική διαδικασία, κατά την οποία γίνεται η σύγκριση της σεισμικής ικανότητας του κτιρίου με την αντίστοιχη σεισμική απαίτηση σε όρους τέμνουσας βάσης, η οποία προκύπτει από τις σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις. Αφορά κυρίως κτίρια που τέθηκαν σε προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου από τον πρωτοβάθμιο προσεισμικό έλεγχο και χρησιμοποιεί απλές σχέσεις χωρίς να χρειάζεται η κατάστρωση λεπτομερούς μοντέλου του κτιρίου.

Σύμφωνα με τη μέθοδο, τα στοιχεία τρωτότητας που επηρεάζουν σημαντικά τη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής συνοψίζονται σε 13 κριτήρια, όπου το κάθε ένα έχει έναν συντελεστή βαρύτητας, αναλόγως την σημασία του. Τα κριτήρια βαθμονομούνται με ακέραιο αριθμό σε μία κλίμακα από το 1 ως το 5, με το 1 να αντιστοιχεί στη μέγιστη επιβάρυνση και το 5 στην ελάχιστη. Αφού ολοκληρωθεί η βαθμονόμηση, προκύπτει ο συντελεστής επιρροής των κριτηρίων, ο οποίος απομειώνει την σεισμική ικανότητα του κτιρίου.

Σκοπός της μεθόδου είναι ο υπολογισμός του Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου του κτιρίου, ο οποίος καθορίζει την προτεραιότητα για περαιτέρω έλεγχο, συγκριτικά με τα υπόλοιπα

κτίρια της ομάδας που υπόκεινται. Για να προσδιοριστεί ο δείκτης αυτός, πρέπει να έχει προηγηθεί ο υπολογισμός της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής σε κάθε κύρια διεύθυνση, όπως και η αντίστοιχη σεισμική αντίσταση.

Πίνακας 3.3: Κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης

α/α	ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ	Βαθμός Επιβάρυνσης					Συντελεστής βαρύτητας σ_i
		β_i					
		0 (max)	1	2	3	4	
1	Βλάβες στατικής ανεπάρκειας						0.1
2	Οξειδωση οπλισμών						0.1
3	Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου						0.05
4	Κανονικότητα κάτοψης						0.05
5	Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη-στρέψη						0.1
6	Κανονικότητα σε τομή/όψη						0.05
7	Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος						0.15
8	Κατανομή μάζας καθ' ύψος						0.05
9	Κοντά υποστυλώματα						0.15
10	Κατακόρυφες ασυνέχειες						0.05
11	Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων						0.05
12	Γειτονικά κτήρια						0.05
13	Κακοτεχνίες, Τραυματισμοί						0.05

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται πιο αναλυτικά τα βήματα που εφαρμόζονται για τον υπολογισμό του Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου λ .

- Προσδιορισμός Σεισμικής Απαίτησης – V_{req} :

$$V_{req} = M \cdot S_d(T) \quad (3.1)$$

- Υπολογισμός Σεισμικής Αντίστασης – V_R :

$$V_R = \beta \cdot V_{R0} \quad (3.2)$$

όπου:

$$\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5} \quad (3.3)$$

$$V_{R0} = \alpha_1 \cdot \sum V_{Ri,υποστ.} + \alpha_2 \cdot \sum V_{Ri,τοιχ.} + \alpha_3 \cdot \sum V_{Ri,κοντά υποστ.} \quad (3.4)$$

- Υπολογισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου λ :

$$\lambda_X = \frac{V_{req,X} + 0.3 V_{req,Y}}{V_{R,X} + 0.3 V_{R,Y}} \quad (3.5)$$

$$\lambda_Y = \frac{V_{req,Y} + 0.3 V_{req,X}}{V_{R,Y} + 0.3 V_{R,X}} \quad (3.6)$$

όπου:

V_{req} : η σεισμική απαίτηση στη βάση του κτιρίου

V_R : η σεισμική αντίσταση του κτιρίου στη βάση

Τότε, ο τελικός Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου λ είναι:

$$\lambda = 100 \cdot \max(\lambda_X, \lambda_Y) \quad (3.7)$$

Με σκοπό την εφαρμογή της μεθοδολογίας, αρχικά αξιολογούνται τα κριτήρια που συνοψίζουν τα στοιχεία τρωτότητας της κατασκευής. Για όποιο κριτήριο χρειάστηκε ο προσδιορισμός εντατικών μεγεθών ή μαζών, έγινε χρήση της ανάλυσης του προσομοιώματος που αναπτύχθηκε προηγουμένως. Τελικά, προέκυψαν ο βαθμοί επιβάρυνσης για κάθε διεύθυνση με τον αντίστοιχο συντελεστή βαρύτητας για κάθε κριτήριο.

Πίνακας 3.4: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης

α/α	Κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης	Βαθμός Επιβάρυνσης β_i		Συντελεστής βαρύτητας σ_i
		Κατά Χ	Κατά Υ	
1	Βλάβες στατικής ανεπάρκειας	5	5	0.1
2	Οξείδωση οπλισμών	5	5	0.1
3	Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου	4	4	0.05
4	Κανονικότητα κάτοψης	5	5	0.05
5	Κανονικότητα δυσκαμψίας σε κάτοψη - στρέψη	5	5	0.1
6	Κανονικότητα σε τομή / όψη	5	5	0.05
7	Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος - μαλακός όροφος	5	5	0.15
8	Κατανομή μάζας καθ' ύψος	5	5	0.05
9	Κοντά υποστυλώματα	4.16	4.73	0.15
10	Κατακόρυφες ασυνέχειες	3	3	0.05
11	Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων	3	3	0.05
12	Γειτονικά κτίρια	5	5	0.05
13	Κακοτεχνίες, τραυματισμοί	5	5	0.05

Ο μειωτικός συντελεστή επιρροής των κριτηρίων στην τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου υπολογίζεται, για κάθε διεύθυνση, με τη σχέση (3.3) και προκύπτουν τα ακόλουθα αποτελέσματα:

- Διεύθυνση Χ: $\beta_X = 0.925$
- Διεύθυνση Υ: $\beta_Y = 0.942$

Στη συνέχεια, ακολουθεί η εφαρμογή των προσεγγιστικών υπολογισμών που περιλαμβάνει η μέθοδος. Αρχικά, από τις σχέσεις, υπολογίζονται οι μέγιστες τέμνουσες που μπορεί να αναλάβει κάθε κατακόρυφο στοιχείο.

Με όλα τα απαραίτητα δεδομένα να είναι γνωστά και με χρήση της σχέσης 3.4, προκύπτει η προσεγγιστική τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου V_{R0} . Τελικά, από τη σχέση 3.2, υπολογίζεται η συνολική σεισμική αντίσταση του κτιρίου που λαμβάνει υπόψιν την αρνητική επιρροή των παραπάνω κριτηρίων. Τα αποτελέσματα απεικονίζονται στον Πίνακα 3.5.

Πίνακας 3.5: Υπολογισμός σεισμικής αντίστασης του κτιρίου

	Κατά Χ	Κατά Υ
$\alpha_{1,υποστ.}$	0.7	
$\alpha_{2,τοιχ.}$	0.9	
$V_{Ri,υποστ.}$ (kN)	1275.27	1049.72
$V_{Ri,τοιχ.}$ (kN)	264.74	544.88
V_{RO} (kN)	1130.954	1225.191
V_R (kN) = βV_{RO}	1045.906	1154.007

Έπειτα, προσδιορίζεται με βάση το φάσμα του EC8 – 1, η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού του κτιρίου ή αλλιώς, η απαίτηση του σεισμού μέσω του τύπου 3.1. Όσον αφορά τα απαραίτητα δεδομένα, η ιδιοπερίοδος του κτιρίου εκτιμήθηκε από την προσεγγιστική σχέση που δίνει ο EC8:

$$T = 0.075 \cdot H^{3/4} \quad (3.8)$$

ενώ ο συντελεστής συμπεριφοράς λήφθηκε από τον Κανονισμό Επεμβάσεων.

Οι υπολογισμοί παρουσιάζονται αναλυτικά στον Πίνακα 3.6.

Πίνακας 3.6: Υπολογισμός τέμνουσας βάσης σχεδιασμού με EC8 – 1

	Κατά Χ	Κατά Υ
ύψος ανωδομής H	11.4	
μάζα M	587.07	
T_{EC8} (sec)	0.465	
$q_{ΚανΕπε}$	1.3	1.3
$S_d(T)$	3.62	3.62
V_{req} (kN)	2126.44	2126.44

Για την ολοκλήρωση της διαδικασίας, απομένει ο προσδιορισμός του Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου. Ανά διεύθυνση, εφαρμόζονται οι σχέσεις 3.5 έως 3.6 και τα αποτελέσματα που προκύπτουν είναι τα ακόλουθα:

Πίνακας 3.7: Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου

λ_x	1.99
λ_y	1.88
λ	198.57

3.2.2 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Βουγιούκα Ε.

Η παρούσα μέθοδος αφορά κυρίως κτίρια που κατασκευάστηκαν προ του 1985, τα οποία έχουν ως κύρια μορφή αστοχίας αυτή του μαλακού ορόφου, δηλαδή αδύναμα υποστυλώματα και πιο ισχυρά δοκάρια. Βασίζεται εξ' ολοκλήρου στον Κανονισμό Επεμβάσεων (Καν.Επε.) και χρησιμοποιείται για μία γρήγορη εκτίμηση της σεισμικής ικανότητας υφιστάμενων κτιρίων. Πιο αναλυτικά, αθροίζονται οι τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων, οι οποίες υπολογίζονται με χρήση των σχέσεων που δίνει ο κανονισμός και προκύπτει η φέρουσα ικανότητα της κατασκευής έναντι σεισμού. Ο Καν.Επε. προτείνει τον υπολογισμό της ροπής διαρροής διατομής με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη μέσω της σχέσης:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1+\delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1-\xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1-\delta') \right] \cdot (1-\delta') \frac{E_s}{2} \right\} \quad (3.9)$$

Στη συνέχεια, γίνεται ο υπολογισμός της διατμητικής αντοχής V_R των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων τα οποία υποβάλλονται σε ανακυκλιζόμενες δράσεις ως συνάρτηση του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων: $\mu_{pl}^{\theta} = \mu_{\theta} - 1$, 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 (3.10) σύμφωνα με το Παράρτημα 7Γ του Καν.Επε.

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5, \mu_{\theta}^{pl})) \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) (1 - 0,16 \min(5; \alpha_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \quad (3.10)$$

Όπως είναι γνωστό, η αστοχία σε διάτμηση είναι ένα ψαθυρό φαινόμενο και οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί με σκοπό να την αποφύγουν, στοχεύουν σε μεγάλες πλαστιμότητες και παραμορφώσεις των μελών καθώς και προσδίδουν υπεραντοχή σε διάτμηση μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού. Επομένως, είναι απαραίτητο, σε παλαιότερες κατασκευές, να γίνεται έλεγχος για το αν προηγείται η αστοχία των μελών σε διάτμηση έναντι της αστοχίας λόγω καμπτικής διαρροής. Υπολογίζεται η τιμή της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή:

$$V_{Mu} = \frac{M_y}{L_s} \quad (3.11)$$

όπου:

M_y : ροπή διαρροής

L_s : μήκος διάτμησης

Η παραπάνω τέμνουσα συγκρίνεται με την αντίστοιχη τέμνουσα υπό ανακυκλιζόμενες δράσεις, V_R και αν είναι μικρότερη τότε τα μέλη εμφανίζουν πλάστιμη συμπεριφορά, δηλαδή διαρρέουν σε κάμψη πριν τη διαρροή σε διάτμηση. Σε αντίθετη περίπτωση θεωρείται ότι έχουν ψαθυρή συμπεριφορά και η ροπή διαρροής υπολογίζεται μειωμένη σύμφωνα με το λόγο $\frac{V_R}{V_{Mu}}$.

Για την εφαρμογή της συγκεκριμένης μεθόδου, συλλέχθηκαν ως δεδομένα για κάθε κατακόρυφο στοιχείο στη στάθμη του ισογείου, τα τεχνικά χαρακτηριστικά των υλικών, τα γεωμετρικά στοιχεία και η αξονική δύναμη της διατομής, όπως και ο οπλισμός της κεφαλής και της βάσης του. Χρησιμοποιώντας τις παραπάνω σχέσεις, προέκυψε ότι σε κάθε μέλος το σκυρόδεμα αστοχεί πριν από τον εφελκόμενο οπλισμό. Επιπλέον, παρατηρείται ότι για κάθε στοιχείο η τιμή της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή, V_{Mu} , βρέθηκε μικρότερη από την αντίστοιχη διατμητική του αντοχή, V_R . Κάτι τέτοιο συνεπάγεται με πλάστιμη αστοχία των υποστυλωμάτων και των τοιχίων.

Έπειτα από τον αναλυτικό υπολογισμό των τιμών της ροπής διαρροής M_y και της διατμητικής αντοχής V_R των κατακόρυφων στοιχείων, επιλέχθηκε η κρίσιμη τέμνουσα του καθενός. Η συνολική σεισμική αντίσταση του κτιρίου ανά διεύθυνση προκύπτει μετά από άθροισμα αυτών ως εξής:

- $V_{R,x} = 1339.83 \text{ kN}$
- $V_{R,y} = 1146.79 \text{ kN}$

3.3 Τριτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Κανονισμός Επεμβάσεων (Καν.Επε.)

Ο τριτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος κατά τον Ο.Α.Σ.Π. αποτελεί την κύρια και πιο αξιόπιστη διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας μίας κατασκευής και βασίζεται στον Κανονισμό Επεμβάσεων. Πράγματι, ο Κανονισμός Επεμβάσεων καλύπτει πλήρως τις απαιτήσεις των σύγχρονων κανονισμών πάνω στον αντισεισμικό ανασχεδιασμό και έλεγχο, την επισκευή και την ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων.

Συνηθέστερη μέθοδος που χρησιμοποιείται για τον συγκεκριμένο έλεγχο είναι η αποτίμηση μέσω ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Pushover), η οποία εκτελεί διαδοχικές επιλύσεις υπό τη δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και σταδιακά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων. Ως αποτέλεσμα της ανάλυσης, προκύπτει η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής συναρτήσει της τέμνουσας που αναπτύσσεται στη βάση και της μετακίνησης της οροφής που υπολογίστηκαν σε κάθε βήμα.

Έχοντας την καμπύλη ικανότητας, μπορεί να καθοριστεί η σεισμική ικανότητα του κτιρίου για κάθε συνδυασμό μίας στάθμης επιτελεστικότητας και ενός συγκεκριμένου επιπέδου σεισμικής δράσης. Πιο αναλυτικά, η στάθμη επιτελεστικότητας υποδεικνύει το αποδεκτό επίπεδο βλαβών, ενώ το επίπεδο σεισμικής δράσης ορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επαναφοράς του σεισμού. Ορίζονται τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το κάθε επίπεδο βλαβών και κάθε πιθανός συνδυασμός παρουσιάζεται στον Πίνακα 3.8.

Πίνακας 3.8: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού

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

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας, πραγματοποιείται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής με βάση την αντίστοιχη μετακίνηση του σημείου αναφοράς στην κορυφή του κτιρίου, η οποία υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (T_e^2 / 4\pi^2) \cdot S_e(T) \quad (3.12)$$

όπου: C_0, C_1, C_2, C_3 : διορθωτικοί συντελεστές
 T_e : ισοδύναμη κύρια ιδιοπερίοδος

Στην προκειμένη περίπτωση, πραγματοποιείται ανελαστική στατική ανάλυση με τη χρήση του προγράμματος SeismoBuild, επιλέγοντας 32 συνδυασμούς φόρτισης που περιλαμβάνουν είτε ομοιόμορφη, είτε ιδιομορφική κατανομή οριζόντιων δυνάμεων, για κάθε μία από τις διευθύνσεις φόρτισης, δηλαδή 64 συνδυασμοί στο σύνολο.

Το αποδεκτό επίπεδο βλαβών ορίστηκε μέσω της στάθμης επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (B2) με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% σε 50 έτη, καθώς και της στάθμης «Οιονεί Κατάρρευση» (Γ1) με αντίστοιχη πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% σε 50 έτη. Παράλληλα, οι τοιχοποιίες πλήρωσης δεν επιτρέπεται να συνεκτιμώνται στην ανάληψη μη σεισμικών δράσεων (2.1.4. Καν.Επε. 2017), επομένως προσομοιώθηκαν μόνο ως βάρος. Τέλος, η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων ορίστηκε ως «Ικανοποιητική».

Για την τελική αποτίμηση του κτιρίου, έγινε σε όλα τα μέλη έλεγχος ικανότητας διαθέσιμης στροφής χορδής (7B. ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017), όπως και έλεγχος αντοχής σε διάτμηση (7Γ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017).

3.3.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

Από τα αποτελέσματα του προγράμματος, προκύπτει πως χρειάζονται οι πέντε πρώτες ιδιομορφές για να ταλαντωθεί το 90% της συνολικής μάζας και στις δύο διευθύνσεις. Η πρώτη και η δεύτερη ιδιομορφή χαρακτηρίζονται κυρίως μεταφορικές κατά τους άξονες X και Y αντίστοιχα, αν και εμφανίζουν μεγάλα ποσοστά συμμετοχής και στην άλλη διεύθυνση, ενώ η τρίτη ιδιομορφή είναι στροφική περί του κατακόρυφου άξονα. Παρακάτω, παρουσιάζονται αναλυτικά οι κυρίαρχες ιδιομορφές, με την αντίστοιχη παραμόρφωση, ιδιοπερίοδο και ενεργό ιδιομορφική τους μάζα ανά διεύθυνση.

Πίνακας 3.9: Ιδιοπερίοδοι και Ενεργές Ιδιομορφικές Μάζες

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα κατά X	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα κατά Y	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα περί τον Z
1	0.425	54.17%	21.92%	2.03%
2	0.38	23.02%	49.30%	6.17%
3	0.324	0.11%	7.91%	75.94%
4	0.119	6.06%	6.48%	1.55%
5	0.107	9.20%	4.88%	0.82%
Άθροισμα		92.56%	90.49%	86.50%

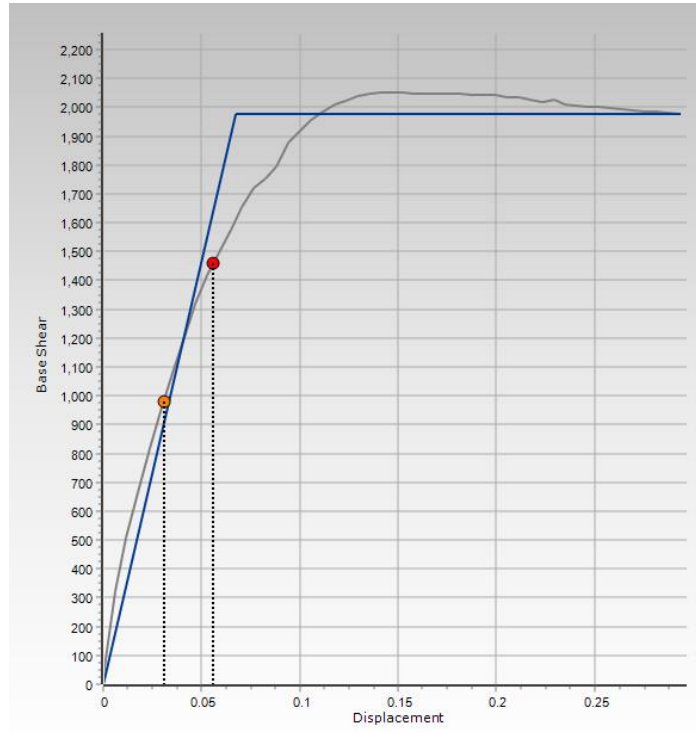
3.3.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση

Για την εκτέλεση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, εισάγονται στο πρόγραμμα τα δεδομένα που αναπτύχθηκαν νωρίτερα, δηλαδή οι στάθμες επιτελεστικότητας, η εδαφική επιτάχυνση, η κατηγορία εδάφους και η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων. Επιπλέον, επιλέγονται οι διαφορετικοί συνδυασμοί φόρτισης και το είδος των ελέγχων που ζητούνται από το πρόγραμμα.

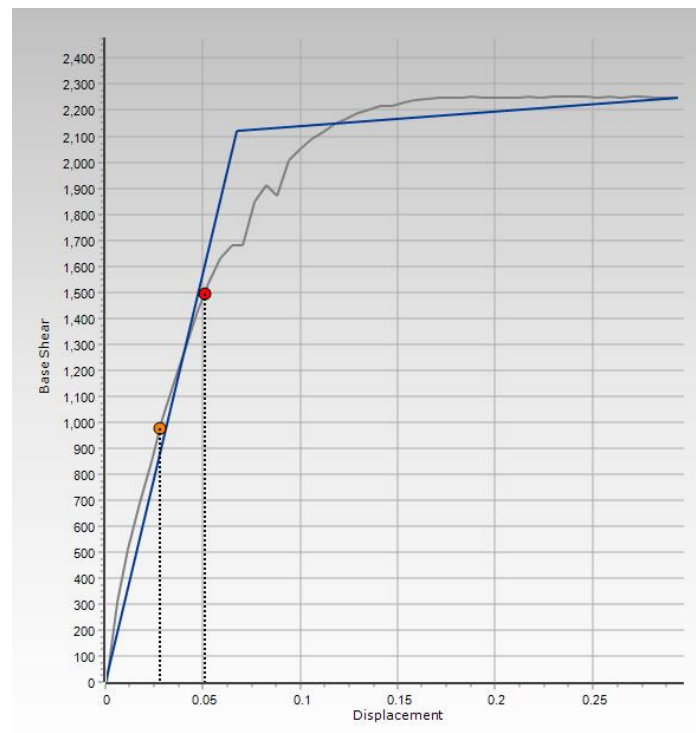
Αφού ολοκληρωθεί η ανάλυση, προκύπτουν οι Καμπύλες Ικανότητας του κτιρίου ανά διεύθυνση, όπου σε κάθε μία έχουν τοποθετηθεί επάνω οι δύο στάθμες επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» και «Οιονεί Κατάρρευση», με πορτοκαλί και κόκκινο χρώμα, αντίστοιχως. Οι Καμπύλες Ικανότητας μιας δεδομένης διεύθυνσης είναι παρόμοιες και παρουσιάζουν μικρές διαφορές. Ενδεικτικά, για την διεύθυνση X θα εξετάζεται η καμπύλη ικανότητας του συνδυασμού: $Modal + X + 0.3Y + eccX$ ενώ για την διεύθυνση Y: $Modal + Y + 0.3X + eccY$

Στη συνέχεια, μπορούν να πραγματοποιηθούν οι επιλεγμένοι έλεγχοι στροφής χορδής και διατμητικής αντοχής για κάθε μέλος της κατασκευής, για τις δύο Στάθμες Επιτελεστικότητας. Οι έλεγχοι αφορούν το σύνολο των αναλύσεων, επομένως για να ικανοποιούνται, πρέπει να μην δημιουργείται πρόβλημα σε καμία από τις αναλύσεις.

Στα Σχήματα 3.1 και 3.2, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ενδεικτικών Καμπύλων Ικανότητας.



Σχήμα 3.1: Καμπύλη Ικανότητας στη διεύθυνση X (Modal+ X+ 0.3Y+ eccX)



Σχήμα 3.2: Καμπύλη Ικανότητας στη διεύθυνση Y (Modal+ Y +0.3X+ eccY)

Από τα αποτελέσματα των ελέγχων για επιτάχυνση εδάφους 0.16g, διαπιστώνεται πως και στις δύο εξεταζόμενες διευθύνσεις ο έλεγχος στροφής χορδής ικανοποιείται και για τις δύο

Στάθμες Επιτελεστικότητας. Όσον αφορά τον έλεγχο διατμητικής αντοχής των μελών, η Στάθμη Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» δεν εμφανίζει κάποια αστοχία, ενώ αρκετά μέλη αστοχούν ψαθυρά στην Στάθμη Επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση». Κάτι τέτοιο είναι αναμενόμενο για τους κανονισμούς που εφαρμόστηκαν την εποχή της μελέτης του κτιρίου.

Για την ολοκληρωμένη αποτίμηση της κατασκευής, είναι απαραίτητο να διερευνηθεί για κάθε διεύθυνση, η εδαφική επιτάχυνση για την οποία θα ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι του Κανονισμού Επεμβάσεων. Η διαδικασία αυτή πραγματοποιείται με δοκιμές, μειώνοντας σταδιακά την επιτάχυνση εδάφους που εισάγεται στο πρόγραμμα και εκτελώντας κάθε φορά τους γνωστούς ελέγχους, μέχρις ότου να μην παρατηρείται καμία αστοχία στα κατακόρυφα στοιχεία. Έτσι, ορίζονται οι τελικές Στάθμες Επιτελεστικότητας σε κάθε διεύθυνση.

Αφού εκτελέστηκαν όλες οι απαραίτητες δοκιμές, προέκυψαν, για κάθε διεύθυνση, οι νέες αποδεκτές εδαφικές επιταχύνσεις και ταυτόχρονα, η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση οροφής του κτιρίου στις τελικές Στάθμες Επιτελεστικότητας. Τα αποτελέσματα, διατυπώνονται στους Πίνακες 3.10 και 3.11.

Πίνακας 3.10: Αποτελέσματα επαναληπτικής διαδικασίας για τη διεύθυνση X

Μέγιστη επιτρεπόμενη επιτάχυνση εδάφους		
$a_{g,x}$ (g)	0.090	
	Σημαντικές Βλάβες (B2)	Οιονεί Κατάρρευση (Γ1)
V_{base} (kN)	657.07	994.10
δ_{top} (m)	0.01729	0.03144

Πίνακας 3.11: Αποτελέσματα επαναληπτικής διαδικασίας για τη διεύθυνση Y

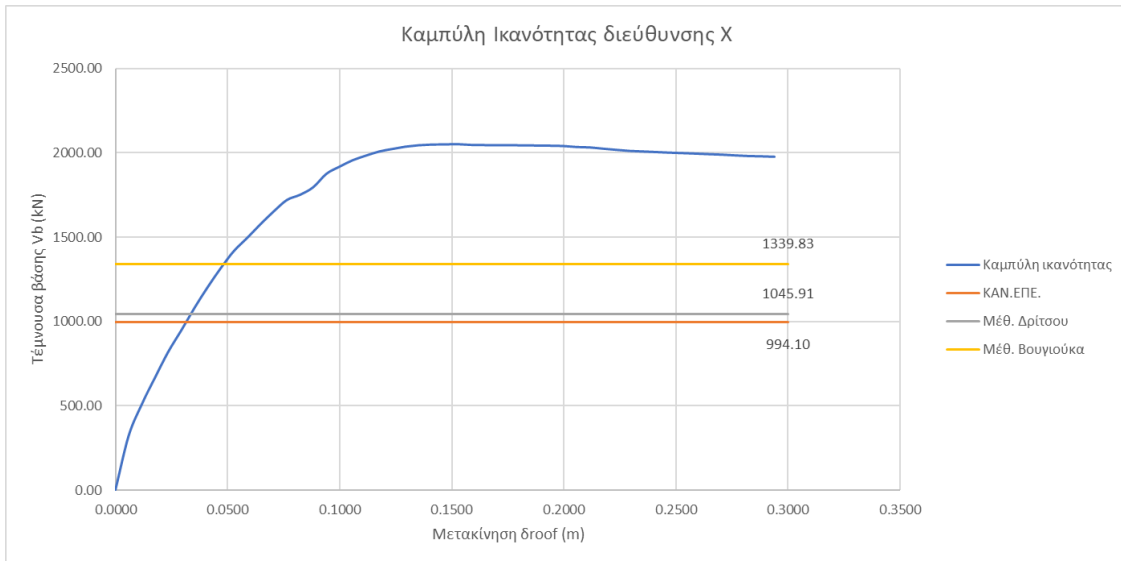
Μέγιστη επιτρεπόμενη επιτάχυνση εδάφους		
$a_{g,y}$ (g)	0.115 g	
	Σημαντικές Βλάβες (B2)	Οιονεί Κατάρρευση (Γ1)
V_{base} (kN)	758.62	1183.80
δ_{top} (m)	0.02017	0.03667

3.4 Σύγκριση μεθόδων – Συμπεράσματα

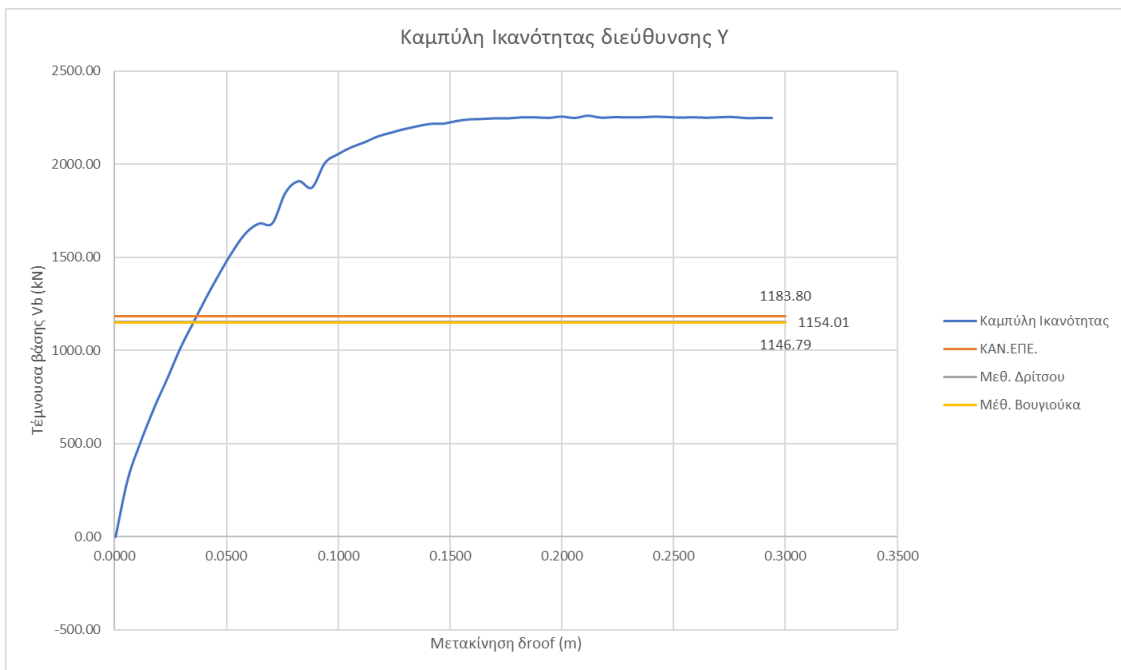
Από την εφαρμογή της μεθοδολογίας που προτείνει ο Κανονισμός Επεμβάσεων, διαπιστώνεται πως οι αστοχίες και στις δύο διευθύνσεις έχουν ψαθυρό χαρακτήρα, λόγω της τέμνουσας δύναμης. Επίσης, παρατηρείται πως η πρώτη αστοχία κατακόρυφου στην διεύθυνση X, πραγματοποιείται για μικρότερη επιτάχυνση εδάφους σε σχέση με την πρώτη αστοχία στη διεύθυνση Y. Η διάταξη και ο προσανατολισμός των υποστυλωμάτων και του πυρήνα, δικαιολογούν αυτή τη διαφορά, ενώ γίνεται αντιληπτό και εκ πρώτης όψεως πως στη διεύθυνση Y παρουσιάζεται μεγαλύτερη αντίσταση συγκριτικά με την X.

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα όλων των μεθόδων, προκύπτει πως στη διεύθυνση Y υπάρχει εντυπωσιακή σύγκλιση και οι διαφορές στις τιμές της τέμνουσας βάσης είναι σχεδόν παρόμοιες. Αντίθετα, στη διεύθυνση X, η μέθοδος του Κανονισμού Επεμβάσεων εμφανίζεται ως η πιο συντηρητική, ακολουθεί η μέθοδος Δρίτσου και τέλος, η μέθοδος Βουγιούκα έχει τη μεγαλύτερη διαφορά και φαίνεται να υπερεκτιμά σημαντικά την κατασκευή. Πράγματι, η μέθοδος Βουγιούκα

θεωρεί πως όλα τα μέλη εξαντλούν την αντοχή τους ταυτόχρονα με την πρώτη αστοχία, επομένως δικαιολογείται η διαφορά των αποτελεσμάτων στη διεύθυνση X. Η αναλυτική σύγκριση των μεθόδων απεικονίζεται παρακάτω.



Σχήμα 3.3: Σύγκριση Σεισμικής Ικανότητας μεθόδων πάνω στην Καμπύλη Ικανότητας για τη διεύθυνση X



Σχήμα 3.4: Σύγκριση Σεισμικής Ικανότητας μεθόδων πάνω στην Καμπύλη Ικανότητας για τη διεύθυνση Y

4 ΟΙΚΟΝΟΜΟΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

4.1 Εκτίμηση Τρωτότητας

Από την εφαρμογή των παραπάνω μεθόδων και κυρίως του τριτοβάθμιου προσεισμικού ελέγχου κατά Καν.Επε., προκύπτει μία αρκετά ικανοποιητική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας της κατασκευής. Ωστόσο, σε καμία περίπτωση δεν λαμβάνονται υπόψιν τα δυναμικά χαρακτηριστικά του κτιρίου, με αποτέλεσμα να μην αποδίδεται απόλυτα η σεισμική διέγερση που προκαλεί την κατάρρευσή του. Ειδικότερα, μέσω της δυναμικής ανάλυσης, είναι δυνατόν να εκτιμηθεί με μεγαλύτερη ακρίβεια η συμπεριφορά της κατασκευής, όπως και οι ορισμένες στάθμες επιτελεστικότητας.

Η δυναμική ανάλυση μπορεί να πραγματοποιηθεί με τη χρήση του λογισμικού SPO2FRAG, το οποίο βασίζεται στον αλγόριθμο SPO2IDA. Πιο αναλυτικά, ο αλγόριθμος αυτός, χρησιμοποιεί τη θεώρηση ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή και την δεδομένη καμπύλη ικανότητας που προέκυψε από την ανελαστική στατική ανάλυση. Έπειτα, εφαρμόζει επαυξητική δυναμική ανάλυση στον ταλαντωτή, υποβάλλοντας 30 διαφορετικές χρονοϊστορίες από παλαιότερους σεισμούς και για κάθε μία δημιουργεί καμπύλες, οι οποίες αφορούν τη διάμεσο της σχέσης στροφής της οροφής του κτιρίου με τη φασματική επιτάχυνση. Τελικά, από τις 30 διαθέσιμες καμπύλες της ανάλυσης, επιλέγονται ως αντιπροσωπευτικές αυτές για απομείωση φασματικής επιτάχυνσης κατά 16%, 50% και 84%. Με τη σειρά του, το λογισμικό SPO2FRAG τροποποιεί τις καμπύλες έτσι ώστε να αφορούν τον αντίστοιχο πολυβάθμιο φορέα και σχεδιάζει τις καμπύλες τρωτότητας κάθε στάθμης επιτελεστικότητας, οι οποίες αποδίδουν την πιθανότητα υπέρβασης κάθε επιπέδου βλάβης για το αντίστοιχο μέτρο έντασης, δηλαδή την φασματική επιτάχυνση.

Στην προκειμένη περίπτωση, εξετάστηκαν οι στάθμες επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (B2) και «Οιονεί Κατάρρευση» (Γ1), ενώ ως αστοχία της κατασκευής θεωρήθηκε η πρώτη αστοχία κατακόρυφου στοιχείου, σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων και για τις δύο διευθύνσεις. Για κάθε στάθμη τέθηκε ως όριο η μέγιστη στροφή της οροφής του κτιρίου και η διασπορά που χρησιμοποιήθηκε ήταν 20% για τη στάθμη επιτελεστικότητας B2 και 25% για τη στάθμη Γ1.

Στον Πίνακα 4.1 παρουσιάζεται η μέγιστη στροφή της οροφής του κτιρίου για τις δύο εξεταζόμενες στάθμες επιτελεστικότητας, ανά διεύθυνση. Τα αποτελέσματα του λογισμικού όσον αφορά τις δύο διευθύνσεις του κτιρίου που εξετάζεται, απεικονίζονται στους Πίνακες 4.2 και 4.3.

Πίνακας 4.1: Μέγιστη στροφή οροφής κτιρίου για την πρώτη αστοχία κατακόρυφου στοιχείου λόγω διάτμησης

	θ_{roof} (%)	
	X	Y
Σημαντικές Βλάβες - B2	0.16%	0.20%
Οιονεί Κατάρρευση - Γ1	0.30%	0.29%

Πίνακας 4.2: Μέση φασματική επιτάχυνση και τυπική απόκλιση για τη στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (B2)

	X	Y
Μέση Sa(T) (g)	0.078	0.105
Τυπική Απόκλιση	0.363	0.194

Πίνακας 4.3: Μέση φασματική επιτάχυνση και τυπική απόκλιση για τη στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση» (Γ1)

	X	Y
Μέση Sa(T) (g)	0.145	0.153
Τυπική Απόκλιση	0.390	0.242

4.2 Αναλύσεις τιμών Επισκευών

Για τον υπολογισμό του κόστους αποκατάστασης βλαβών σε δομικά στοιχεία της κατασκευής έγιναν αναλύσεις τιμών των ενσωματούμενων υλικών, εξοπλισμού και προσωπικού που απαιτούνται για την εκτέλεση των αναγκαίων εργασιών σύμφωνα με τις αντίστοιχες εγκεκριμένες Εθνικές Τεχνικές Προδιαγραφές (ΕΤΕΠ). Συγκεκριμένα πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις τιμών για την αποκατάσταση υποστυλωμάτων, δοκών, εσωτερικής και εξωτερικής τοιχοποιίας για διάφορα επίπεδα βλαβών. Στις αναφερόμενες αναλύσεις ελήφθησαν υπόψη τόσο τιμές από τα εγκεκριμένα τιμολόγια οικοδομικών έργων (ΥΠΟΜΕΔΙ) όσο και από τιμές εμπορίου, κατόπιν έρευνας αγοράς.

4.3 Εκτίμηση Σεισμικών Απωλειών

Αφού προσδιορισθεί η τρωτότητα της κατασκευής, μπορεί να γίνει η εκτίμηση των χρηματοοικονομικών απωλειών που είναι πιθανό να εμφανιστούν κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, εξαιτίας των διάφορων σεισμικών δράσεων. Η εκτίμηση αυτή πραγματοποιείται με τη βοήθεια του προγράμματος «Performance Assessment Calculation Tool» (PACT) που αναπτύχθηκε με βάση το FEMA P-58.

Αρχικά, εισάγονται στο πρόγραμμα δεδομένα σχετικά με τον αριθμό, το ύψος και το εμβαδόν κάτοψης των ορόφων. Επιπλέον, ορίζεται το κόστος αντικατάστασης της κατασκευής που εκτιμάται ίσο με 1200 €/m², δηλαδή 806,700 € για όλο το κτίριο, όπως και το κόστος επισκευής που ισούται με περίπου το 40% του κόστους αντικατάστασης, επομένως 322,680 €. Θεωρείται πως σε περίπτωση που οι βλάβες λόγω σεισμού ξεπεράσουν το 60% του συνολικού κόστους αντικατάστασης, το κτίριο είναι προτιμότερο να κατεδαφιστεί με σκοπό να χτιστεί καινούργιο, παρά να επισκευαστεί το υπάρχον.

Στη συνέχεια, εντάσσονται από την βιβλιοθήκη του λογισμικού και μετά εισάγονται αναλυτικά οι ποσότητες των δομικών και μη δομικών στοιχείων της κατασκευής, για κάθε διεύθυνση ξεχωριστά. Συγκεκριμένα, εντάχθηκαν όλοι οι κόμβοι των ορόφων, η τοιχοποιία, οι σωληνώσεις ζεστού και κρύου νερού, οι ηλεκτρικές καλωδιώσεις και ο ανελκυστήρας. Όσον αφορά τους κόμβους, θεωρήθηκαν σχεδιασμένοι χωρίς κάποιον αντισεισμικό κανονισμό με ασθενή υποστυλώματα, ενώ χρησιμοποιήθηκαν δεκαεννέα (19) διαφορετικές κατηγορίες, με κάθε μία να αφορά τις διαφορετικές διαστάσεις τους και την ύπαρξη συντρεχουσών δοκών σε αυτούς.

Είναι άξιο αναφοράς πως μιας και πρόκειται για αμερικάνικο πρόγραμμα, οι βιβλιοθήκες περιέχουν κόστη επισκευών των διάφορων στοιχείων με βάση τα δεδομένα των Ηνωμένων Πολιτειών της Αμερικής. Επομένως, όλες οι παραπάνω βιβλιοθήκες τροποποιήθηκαν και τα κόστη επισκευών αντικαταστάθηκαν με αυτά που υπολογίστηκαν αναλυτικά στην προηγούμενη παράγραφο (4.2), έτσι ώστε τα τελικά αποτελέσματα να προσεγγίζουν καλύτερα τα ελληνικά δεδομένα.

Επειτα, εισάγεται η Τρωτότητα Κατάρρευσης (Collapse Fragility) και η αντίστοιχη τυπική απόκλιση, όπως υπολογίστηκαν στον Πίνακα 4.3 για την περίπτωση πρώτης αστοχίας

κατακόρυφου μέλους λόγω διάτμησης. Στο λογισμικό γίνεται απευθείας η εισαγωγή μόνο των στοιχείων της δυσμενέστερης διεύθυνσης, διότι αυτά είναι που καθορίζουν το αποτέλεσμα.

Ακολούθησε η επιλογή των σεναρίων σεισμικών διεγέρσεων που πρέπει να αξιολογηθούν, σύμφωνα με την κρίση του μελετητή αλλά και τον Κανονισμό Επεμβάσεων. Ειδικότερα, επιλέγονται σεισμικές δράσεις με πιθανότητα υπέρβασης 50%, 10% και 2% στα 50 χρόνια, καθώς και η δράση που εκτιμήθηκε ότι επιφέρει την αστοχία, όπως προέκυψε από την ανάλυση της παραγράφου 3.3.2.. Η φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στα σεναρία αυτά, προσδιορίζεται από τις Καμπύλες Σεισμικής Επικινδυνότητας για το Νέο Ψυχικό Αττικής, από τα δεδομένα βάσης των European Facilities for Earthquake Hazard and Risk (EFEHR), προσαρμοσμένες στην ιδιοπερίοδο του κτιρίου και το έδαφος που ανήκει. Στη συνέχεια, υπολογίστηκαν μέσω του SeismoBuild οι σχετικές στροφές και οι επιταχύνσεις των ορόφων για κάθε ένα σεναριο σεισμικής έντασης και εισήχθησαν στο πρόγραμμα. Αναλυτικά, στους Πίνακες 4.4 και 4.5 παρουσιάζονται τα τέσσερα σεναρία που περιεγράφηκαν, μαζί με τις τιμές της φασματικής επιτάχυνσης και της μέσης ετήσιας συχνότητας που τους αντιστοιχούν.

Πίνακας 4.4: Φασματική Επιτάχυνση και Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης σεναρίων για τη διεύθυνση X

Σενάρια	Πιθανότητα υπέρβασης / 50 χρόνια	Φασματική επιτάχυνση g	Μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης (MAFE)
1	50%	0.147	0.013863
2	26%	0.231	0.006060
3	10%	0.392	0.002107
4	2%	0.746	0.000404

Πίνακας 4.5: Φασματική Επιτάχυνση και Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης σεναρίων για τη διεύθυνση Y

Σενάρια	Πιθανότητα υπέρβασης / 50 χρόνια	Φασματική επιτάχυνση g	Μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης (MAFE)
1	50%	0.147	0.013863
2	19%	0.283	0.004239
3	10%	0.392	0.002107
4	2%	0.746	0.000404

Αφού ολοκληρωθεί η εισαγωγή των απαραίτητων δεδομένων, γίνεται εξέταση των αποτελεσμάτων του προγράμματος, όσον αφορά το κόστος αποκατάστασης, το οποίο αναφέρεται στην επαναφορά του κτιρίου στην κατάσταση που βρισκόταν πριν την σεισμική διέγερση. Το πρόγραμμα έχει οριστεί να εκτελεί 200 επλύσεις, όπου σε κάθε μία υπολογίζεται ένα κόστος αποκατάστασης και η αντίστοιχη πιθανότητα εμφάνισης.

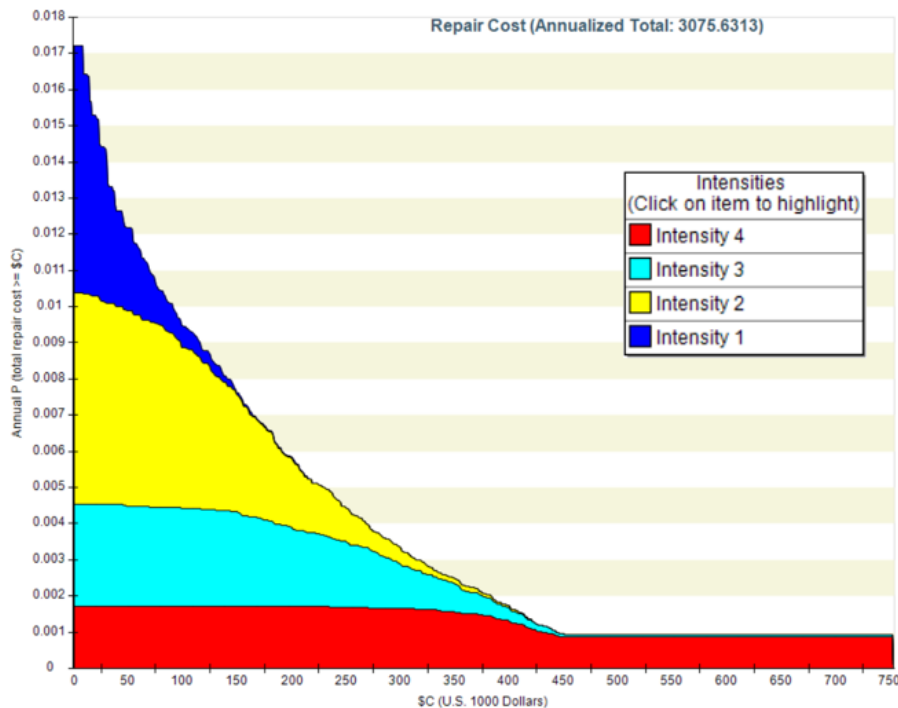
Σε πρώτη φάση, προκύπτουν οι καμπύλες επιτελεστικότητας που σχετίζονται με το μέσο κόστος αποκατάστασης του κάθε σεναρίου. Προσεγγιστικά, από την λογαριθμική καμπύλη που εφαρμόζεται στα αποτελέσματα της κάθε επίλυσης, επιλέγεται η τιμή που αφορά πυκνότητα πιθανότητας ίση με 50%. Ειδικότερα:

- Για το πρώτο σεναριο (πιθανότητα υπέρβασης 50%/50 χρόνια) το μέσο κόστος υπολογίζεται στα 30,117.65 €, δηλαδή το 3.73% του κόστους αντικατάστασης.

- Για το δεύτερο σενάριο (πιθανότητα υπέρβασης 26%/50 χρόνια) το μέσο κόστος υπολογίζεται στα 160,909.09 €, δηλαδή το 19.95% του κόστους αντικατάστασης.
- Για το τρίτο σενάριο (πιθανότητα υπέρβασης 10%/50 χρόνια) το μέσο κόστος υπολογίζεται στα 286,363.64 €, δηλαδή το 35.50% του κόστους αντικατάστασης.
- Για το τέταρτο σενάριο (πιθανότητα υπέρβασης 2%/50 χρόνια) το μέσο κόστος υπολογίζεται στα 453,333.33 €, δηλαδή το 56.20% του κόστους αντικατάστασης.

Στα τρία πρώτα σενάρια, η ζημιά δεν υπερβαίνει το ποσοστό του κόστους αντικατάστασης που θεωρήθηκε κρίσιμο, ενώ το μέσο κόστος του τέταρτου σεναρίου, βρίσκεται αρκετά κοντά στο όριο του 60% του κόστους αντικατάστασης. Κάτι τέτοιο, υποδηλώνει πως για ενδεχόμενο σεισμό με ένταση που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια, είναι πιθανό να ξεπεραστεί το όριο, και να ακολουθήσει η κατεδάφιση του κτιρίου για την κατασκευή νέου.

Μία ακόμα χρήσιμη πληροφορία που εξάγεται από τα αποτελέσματα του προγράμματος είναι το μέσο ετήσιο επισκευαστικό κόστος. Όπως παρουσιάζεται και στα παρακάτω σχήματα, η τιμή του κόστους αυτού ανέρχεται στα 3,075.63 €, η οποία αντιστοιχεί στο 0.38 % της συνολικής αξίας της κατασκευής. Η περίοδος κατασκευής του κτιρίου δικαιολογεί απόλυτα αυτό το ποσοστό, το οποίο δεν θεωρείται ανησυχητικό.



Σχήμα 4.1: Μέσο ετήσιο επισκευαστικό κόστος

Ταυτόχρονα, αντλούνται πληροφορίες όσον αφορά τη συνεισφορά των ομάδων τρωτότητας της κατασκευής στο συνολικό επισκευαστικό κόστος του κάθε σεναρίου. Συγκεκριμένα, παρατηρείται πως στο σενάριο 1, όλο το κόστος προέρχεται από βλάβες της τοιχοποιίας. Αντίστοιχα, στο σενάριο 2 και 3 η τιμή του κόστους οφείλεται σε βλάβες στην τοιχοποιία και στα τοιχώματα του πυρήνα. Τελικά, στο σενάριο 4, εμφανίζονται βλάβες σε πολλά μέλη αλλά πάλι το μεγαλύτερο μέρος του κόστους προέρχεται από βλάβες τοιχοποιίας και τοιχωμάτων.

5 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

5.1 Διερεύνηση μεθόδου ενίσχυσης

Όπως αποδείχθηκε κατά την αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας της κατασκευής μέσω της ανελαστικής στατικής και της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης, ο φορέας εμφανίζει αστοχίες στα κατακόρυφα στοιχεία και στις δύο διευθύνσεις, λόγω διάτμησης, για την εδαφική επιτάχυνση (0.16g) που αντιστοιχεί στην περιοχή. Επομένως, είναι σκόπιμο να γίνει ενίσχυση της κατασκευής με στόχο να μην αστοχεί κανένα κατακόρυφο μέλος για την επιτάχυνση αυτή.

Η μελέτη ενίσχυσης πραγματοποιείται σύμφωνα με τις διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων, με τη χρήση του προγράμματος SeismoBuild, το οποίο προσφέρει τη δυνατότητα ενίσχυσης μελών με όλες τις διαδεδομένες μεθόδους. Συγκεκριμένα, ακολουθείται μία επαναληπτική διαδικασία βελτιστοποίησης, κατά την οποία δοκιμάζονται διάφορες περιπτώσεις ενίσχυσης, έτσι ώστε ο φορέας να μην αστοχεί για την εξεταζόμενη εδαφική επιτάχυνση.

Σε πρώτη φάση, είναι απαραίτητο να εντοπιστούν τα μέλη που χρειάζονται ενίσχυση. Για τον λόγο αυτό, εκτελούνται οι έλεγχοι αντοχής σε διάτμηση για το κτίριο χωρίς ενίσχυση, για επιτάχυνση 0.16g. Ως αποτέλεσμα, η αστοχία παρατηρείται στον πυρήνα σκυροδέματος στη στάθμη υπογείου, 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου, σε τέσσερα υποστυλώματα K15, K4, K12, K11 στον 1^ο όροφο, στο υποστυλώμα K15 στον 2^ο όροφο και στο υποστυλώμα K12 στον 3^ο όροφο.

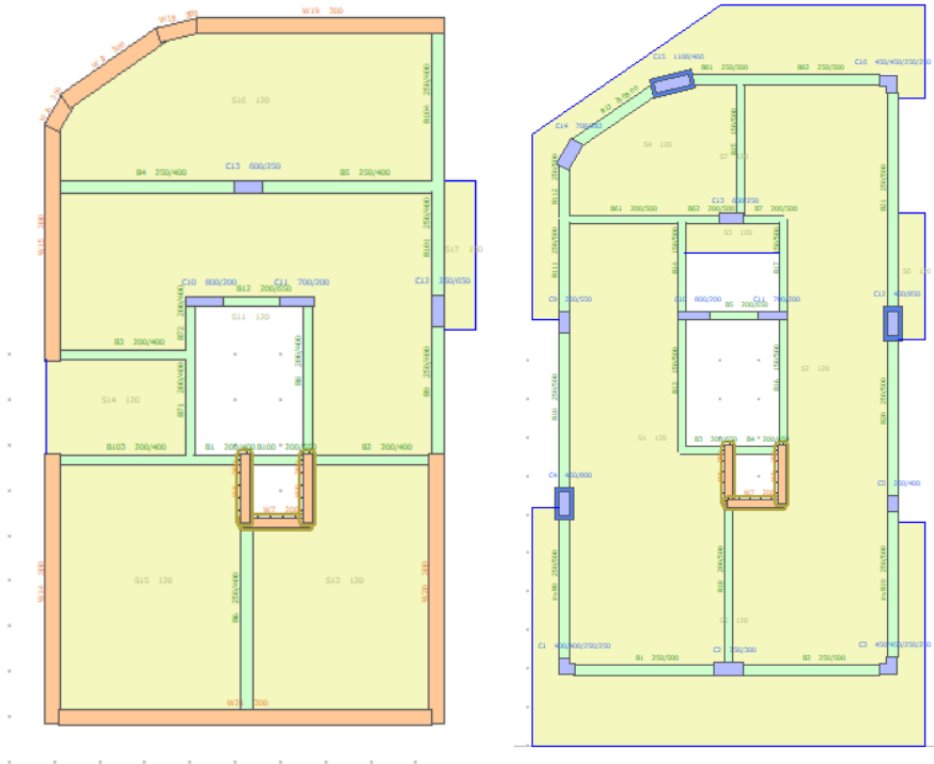
Η μέθοδος ενίσχυσης που επιλέγεται αρχικά είναι η χρήση σύνθετου υλικού ινών άνθρακα, FRP, το οποίο ενισχύει σημαντικά την διατμητική αντοχή των μελών και είναι σχετικά εύκολο στην εφαρμογή. Εκτελείται η πρώτη δοκιμή, ενισχύοντας τα μέλη που αστόχησαν παραπάνω και γίνονται εκ νέου οι έλεγχοι. Κάθε φορά που προκύπτει καινούργια αστοχία, ενισχύεται το μέλος και γίνεται νέα δοκιμή. Έπειτα από πολυάριθμες δοκιμές και επεμβάσεις κατά τις οποίες τα υποστυλώματα δεν εμφάνισαν προβλήματα διάτμησης, διαπιστώθηκε πως ο πυρήνας στη στάθμη του ισόγειου δεν αυξάνει σε καμία περίπτωση την διατμητική του αντοχή και δεν είναι δυνατόν να ικανοποιήσει τους ελέγχους. Συμπερασματικά, η ενίσχυση με αποκλειστική χρήση υλικού FRP δεν είναι δυνατή και είναι ανάγκη να βρεθούν άλλες λύσεις, αφού βέβαια, προσδιορισθεί ο λόγος που εμφανίζεται τέτοιο πρόβλημα.

Μετά από διερεύνηση στο τεύχος υπολογισμών του προγράμματος, κατέστη σαφές πως η αστοχία των τοιχωμάτων του πυρήνα οφείλεται σε ολίσθηση στη βάση τους, η οποία προηγείται της αστοχίας σε τέμνουσα δύναμη. Έτσι, δικαιολογείται απόλυτα το πρόβλημα, μιας και το FRP ενίσχυσε την διατμητική συμπεριφορά και όχι την καμπτική.

Με βάση τις σχέσεις υπολογισμού της ικανότητας σε τέμνουσα των τοιχίων, γίνεται αντιληπτό πως για να βρεθεί λύση στο πρόβλημα και να υπάρξει αύξηση αντίστασης σε ολίσθηση στη βάση, πρέπει αποκλειστικά να αυξηθεί είτε το εμβαδόν, είτε η ροπή διαρροής της διατομής. Η αύξηση στο εμβαδόν της διατομής του τοιχώματος πραγματοποιείται μόνο μέσω της τοποθέτησης μανδύα, κάτι που είναι ιδιαίτερα δύσκολο σε αυτή την περίπτωση. Επομένως, το μόνο μέγεθος που μπορεί να τροποποιηθεί χωρίς να χρειαστεί να αλλάξει το εμβαδόν διατομής, είναι η ροπή διαρροής M_y της διατομής του τοιχώματος.

Αν αλλάξει η κατανομή δυσκαμψίας στον όροφο, θα μπορέσει να μειωθεί η ροπή που λαμβάνει το τοίχωμα. Παράλληλα, όπως είναι γνωστό, ήδη κάποια υποστυλώματα θέλουν ενίσχυση, οπότε είναι βέλτιστο να ενισχυθούν με μανδύα, έτσι ώστε να επιτευχθεί ταυτόχρονα και ενίσχυση και αλλαγή δυσκαμψίας. Μετά από αρκετές δοκιμές προέκυψε η λύση τοποθέτησης μανδύα σκυροδέματος σε τρία ακριανά υποστυλώματα καθ' ύψος ισόγειου και 1^{ου} ορόφου αλλά και ενίσχυσης του πυρήνα με FRP στο υπόγειο, το ισόγειο και τον 1^ο όροφο. Έτσι, τα τοιχώματα λαμβάνουν μικρότερη καμπτική ροπή και η κατασκευή περνάει όλους τους ελέγχους, με

ενισχύσεις που δεν είναι περίπλοκες στην εφαρμογή. Παρακάτω, απεικονίζεται η οριστική ενίσχυση που επιλέχθηκε.



Σχήμα 5.1: Ξυλότυπος υπογείου (αριστερά) και ξυλότυπος ισογείου και 1^{ου} ορόφου (δεξιά) ενισχυμένου φορέα

5.2 Τεχνικά Χαρακτηριστικά Ενίσχυσης

Όσον αφορά τα τεχνικά χαρακτηριστικά της ενίσχυσης, για τον πυρήνα σκυροδέματος επιλέχθηκε καθ' ύψος ύφασμα ινών άνθρακα της εταιρίας Sika τύπου SikaWrapB-230C, το οποίο είναι πλεκτό, μονής διεύθυνσης, σχεδιασμένο για εφαρμογές δομητικής ενίσχυσης. Επιπλέον, έχει χαμηλή πυκνότητα, για αποφυγή επιπρόσθετου ίδιου βάρους και είναι εύκαμπτο. Στο Σχήμα 5.2 εμφανίζονται αναλυτικά τα τεχνικά του χαρακτηριστικά.

SikaWrapB®-230 C	
Company Name:	Sika
Type:	Carbon
Fiber Orientation:	0° (uniaxial)
Application:	Dry/Wet
Resin:	Sikadur®-330
Typical Fiber Properties (nominal values)	
Fiber Thickness (mm)	0.1290
Tensile Strength (MPa)	3200.0
Tensile Modulus (MPa)	220000.0
Elongation (%)	1.70
Weight (gr/m2)	235.0

Σχήμα 5.2: Τεχνικά χαρακτηριστικά υλικού FRP τύπου SikaWrapB-230C

Κάθε μανδύας σκυροδέματος εφαρμόζεται σε κάθε πλευρά του αντίστοιχου υποστρώματος και έχει πάχος 10 cm. Επιλέγεται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ποιότητας C25/30, ενώ τοποθετείται ο κατάλληλος οπλισμός ανά περίπτωση

5.3 Εκτίμηση Κόστους Ενίσχυσης – Συμπεράσματα

Μετά από έρευνα αγοράς στο εμπόριο, όσον αφορά τις τιμές των υλικών και των εργασιών που απαιτούνται για την υλοποίηση της επέμβασης, εκτιμήθηκαν τα ακόλουθα κόστη ενίσχυσης μελών, με προσεγγιστικούς υπολογισμούς.

Πίνακας 5.1: Κόστη υλικών ενίσχυσης

Μέθοδος ενίσχυσης	Μονάδα Μέτρησης	Τιμή (€)
Μανδύας εκτοξευόμενου σκυροδέματος, πάχους 10 cm, C25/30 σε υποστρώματα (οπλισμοί, σκυρόδεμα, προετοιμασία, βλήτρα κλπ)	m ³	1400
SikaWrapB-230C - μία στρώση	m ²	80

Εφαρμόζοντας τα παραπάνω δεδομένα στην εξεταζόμενη περίπτωση ενίσχυσης του κτιρίου, προκύπτει το συνολικό κόστος. Στην τελική τιμή γίνεται μία προσαύξηση της τάξης του 25%, για να ληφθούν υπόψη τα απρόβλεπτα των εργασιών.

Πίνακας 5.2: Κόστος ενίσχυσης κτιρίου

Ενίσχυση μελών	Μονάδα Μέτρησης	Τιμή (€)	Ποσότητα	Κόστος (€)
Μανδύας υποστρωμάτων ισόγειου και 1ου ορόφου	m ³	1400	4.02	5624.30
SikaWrapB-230C πυρήνα σε υπόγειο, ισόγειο και 1ο όροφο	m ²	80	92.34	7387.2

Συνολικό Κόστος Ενίσχυσης Κτιρίου (€)	16,264
---------------------------------------	---------------

Όπως παρουσιάστηκε και στο κεφάλαιο 4.3, το μέσο ετήσιο επισκευαστικό κόστος ανέρχεται στα 3,075.63 €. Επομένως, το κόστος ενίσχυσης ισοδυναμεί περίπου με το κόστος που θα επιφέρουν 6 χρόνια ζωής του κτιρίου. Είναι άξιο αναφοράς, βέβαια, πως δεν έχει αναλυθεί η χρονική διάρκεια της κάθε εργασίας, μαζί με τα έξοδα που μπορεί να επιφέρει, κάτι που ευνοεί τις επισκευές στην περίπτωση του σεισμού, διότι προκαλούν μεγαλύτερη αναστάτωση σε σχέση με την προγραμματισμένη και ελεγχόμενη επέμβαση ενίσχυσης. Συμπερασματικά, φαίνεται πως η επιλογή της ενίσχυσης της κατασκευής είναι προτιμότερη και πιο συμφέρουσα, σε σχέση με την αναμονή του σεισμού και των ζημιών που θα προκαλέσει, καθώς θα επιφέρει μεγαλύτερη ασφάλεια, θα παρατείνει τη διάρκεια ζωής του κτιρίου και η απόσβεση των χρημάτων που θα δαπανηθούν θα γίνει σε σύντομο χρονικό διάστημα.

6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

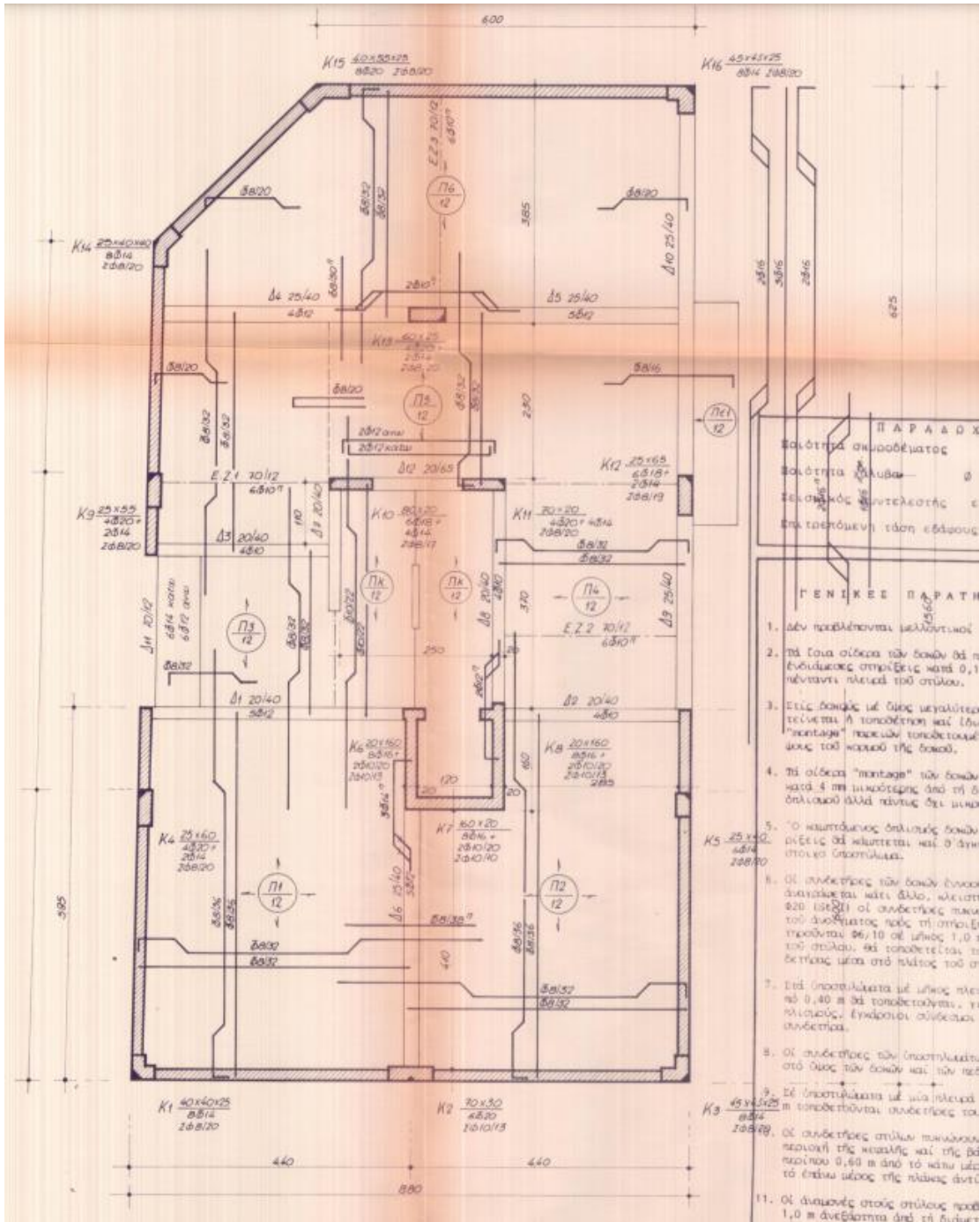
- [1] Δρίτσος Σ. (2018), «Πρόταση-Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Ο.Α.Σ.Π, Αθήνα.
- [2] ΕΛΟΤ (2004), Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα», EN 1992-1-1 (2004).
- [3] ΕΛΟΤ (2004), Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών», EN 1998-1 (2004)
- [4] ΕΛΟΤ (2009α), «Πλήρης αποκατάσταση διατομής στοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχει αποδιοργανωθεί τοπικά», ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-01-06-00:2009.
- [5] ΕΛΟΤ (2009β), «Χρωματισμοί επιφανειών επιχρισμάτων», ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-03-10-02-00:2009.
- [6] ΕΛΟΤ (2009γ), «Πλήρωση ρωγμών στοιχείων σκυροδέματος μικρού εύρους», ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-01-07-01:2009.
- [7] ΕΛΟΤ (2009δ), «Πλήρωση ρωγμών στοιχείων σκυροδέματος μεγάλου εύρους», ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-01-07-02:2009.
- [8] ΕΛΟΤ (2009ε), «Τοπική καθαίρεση σκυροδέματος με διατήρηση του οπλισμού», ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-01-02-01:2009.
- [9] ΕΛΟΤ (2009στ), «Τοπική καθαίρεση σκυροδέματος χωρίς διατήρηση του οπλισμού», ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-01-02-02:2009.
- [10] ΕΛΟΤ (2009ζ), «Αποκατάσταση ρηγματώσεων τοίχων πλήρωσης», ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-03-02-00:2009.
- [11] ΕΛΟΤ (2009η), «Τοίχοι από οπτόπλινθους», ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-03-02-02-00:2009
- [12] Ζήση Ε. (2021), «Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και οικονομοτεχνική διερεύνηση επισκευών δώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος», Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021/13
- [13] Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
- [14] ΚΑΝ.ΕΠΕ (2017). (Κανονισμός Επεμβάσεων), ΦΕΚ 2984/Β’/30-08-2017, 2^η Αναθεώρηση
- [15] Ο.Α.Σ.Π (2017), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)», ΦΕΚ 2984/Β’/30-08-2017, 2^η Αναθεώρηση.
- [16] Ο.Α.Σ.Π (2014), «Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος», ΦΕΚ 405/Β’/05-09-2013
- [17] Σπυράκος Κ. (2004), «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία». Εκδόσεις Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας, Αθήνα.
- [18] Τεχνικό φυλλάδιο ADIPLAST, Οικοδομική ρητίνη για πολλαπλές βελτιώσεις των κονιαμάτων, <http://www.isomat.gr/product/adiplast/>
- [19] Τεχνικό φυλλάδιο DUROCRET, Ρητινούχο επισκευαστικό τσιμεντοκονίαμα, <http://www.isomat.gr/product/durocret/>
- [20] Τεχνικό φυλλάδιο EPOMAX-EK, Εποξειδική πάστα 2 συστατικών για επισκευές, σφραγίσεις και συγκολλήσεις, <https://www.isomat.gr/product/epomax-ek/>
- [21] Τεχνικό φυλλάδιο EPOMAX-L10, Ενέσιμη εποξειδική ρητίνη 2 συστατικών, χωρίς διαλύτες, για ρωγμές εύρους 0,5-3,0mm, <https://www.isomat.gr/product/epomax-l10/>
- [22] Τεχνικό φυλλάδιο MasterEmaco S 498 FR της εταιρείας Basf, Τσιμεντοειδές, προαναμεμιγμένο θιξοτροπικό επισκευαστικό κονίαμα, ινοπλισμένο με εύκαμπτες ανόργανες ίνες, ελεγχόμενης διόγκωσης – μη συρρικνούμενο, κατάλληλο για δομικές επισκευές οπλισμένου σκυροδέματος σε πάχη από 1 έως 5 cm., <https://www.master-builders-solutions.com/it-it/lineprodotti/masteremaco/masteremaco-s-498-fr>
- [23] Τεχνικό φυλλάδιο ιδιοτήτων SikaWrap – 230 C, Πλεκτό, μονής διεύθυνσης ύφασμα ινών άνθρακα, <https://grc.sika.com/content/dam/dms/gr01/u/sikawrap-230-c.pdf>

- [24] Τεχνικό φυλλάδιο UNICRET, Κονίαμα για σοβάτισμα και κτίσιμο, <http://www.isomat.gr/product/unicret/>
- [25] Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1954), «Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος», ΦΕΚ 160/Α/26-07-1954.
- [26] Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1959) «Αντισεισμικός Κανονισμός», ΦΕΚ 36/Α/26-02-1959.
- [27] Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1984), «Τροποποίηση Αντισεισμικού Κανονισμού», ΦΕΚ 239/Β/16-04-1984.
- [28] Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (2017), «Κανονισμός Περιγραφικών Τιμολογίων Εργασιών για δημόσιες συμβάσεις έργων», ΦΕΚ 1746/Β'/19-05-2017.
- [29] Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (2019), «Έγκριση εβδομήντα (70) Ελληνικών Τεχνικών Προδιαγραφών (ΕΤΕΠ)», ΦΕΚ 4607/Β'/13-12-2019.
- [30] 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.
- [31] EFEHR, Hazard Curves: <http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/hazardcurves> [Accessed 2020].
- [32] FEMA, (2018a), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-1, Volume 1- methodology, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
- [33] FEMA, (2018b), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-2, Volume 2- Implementation Guide, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
- [34] FEMA, (2018c), Seismic performance assessment of buildings. Volume 3-Supporting Electronic Materials, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
- [35] ISOMAT, Συστήματα Λύσεων/Επισκευές, <http://www.isomat.gr/solution/>
- [36] Seismosoft (2022). "SeismoBuild 2022 – A computer program for seismic assessment and retrofitting of RC structures.," available from <https://seismosoft.com/>.
- [37] Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). "Applied Incremental Dynamic Analysis." Earthquake Spectra, 20(2), 523–553.

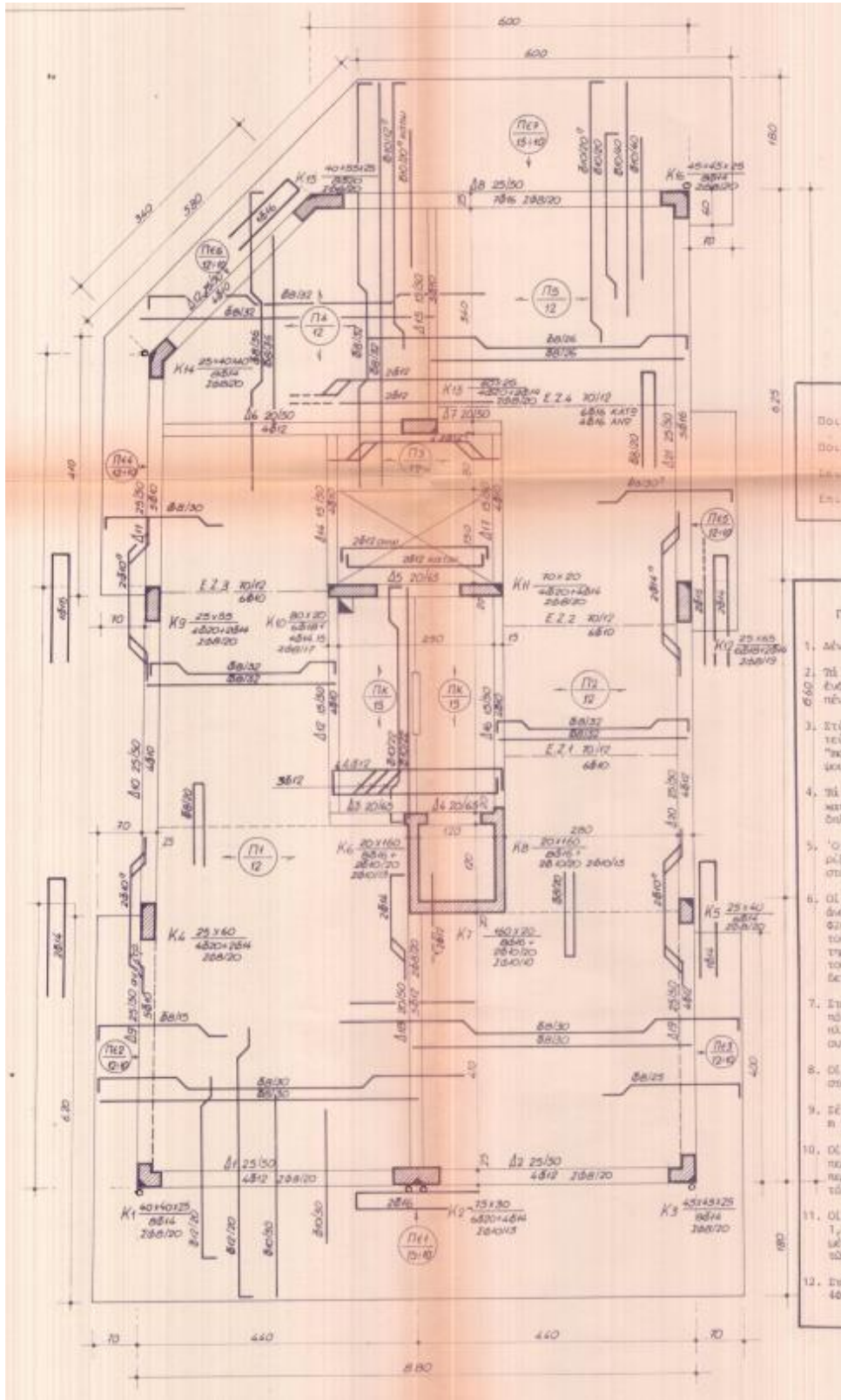
7 ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου, κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο, που μου έδωσε την ευκαιρία να συνεργαστούμε και να εκπονήσω την παρούσα διπλωματική εργασία. Η συνεχής παρουσία του, οι ποιοτικές παρατηρήσεις του και η καθοδήγηση που μου προσέφερε, διαδραμάτισαν σπουδαίο ρόλο στην ολοκλήρωση της προσπάθειάς μου. Επίσης, ευχαριστώ την οικογένεια και τους φίλους μου που στάθηκαν στο πλευρό μου όποτε τους χρειάστηκα.

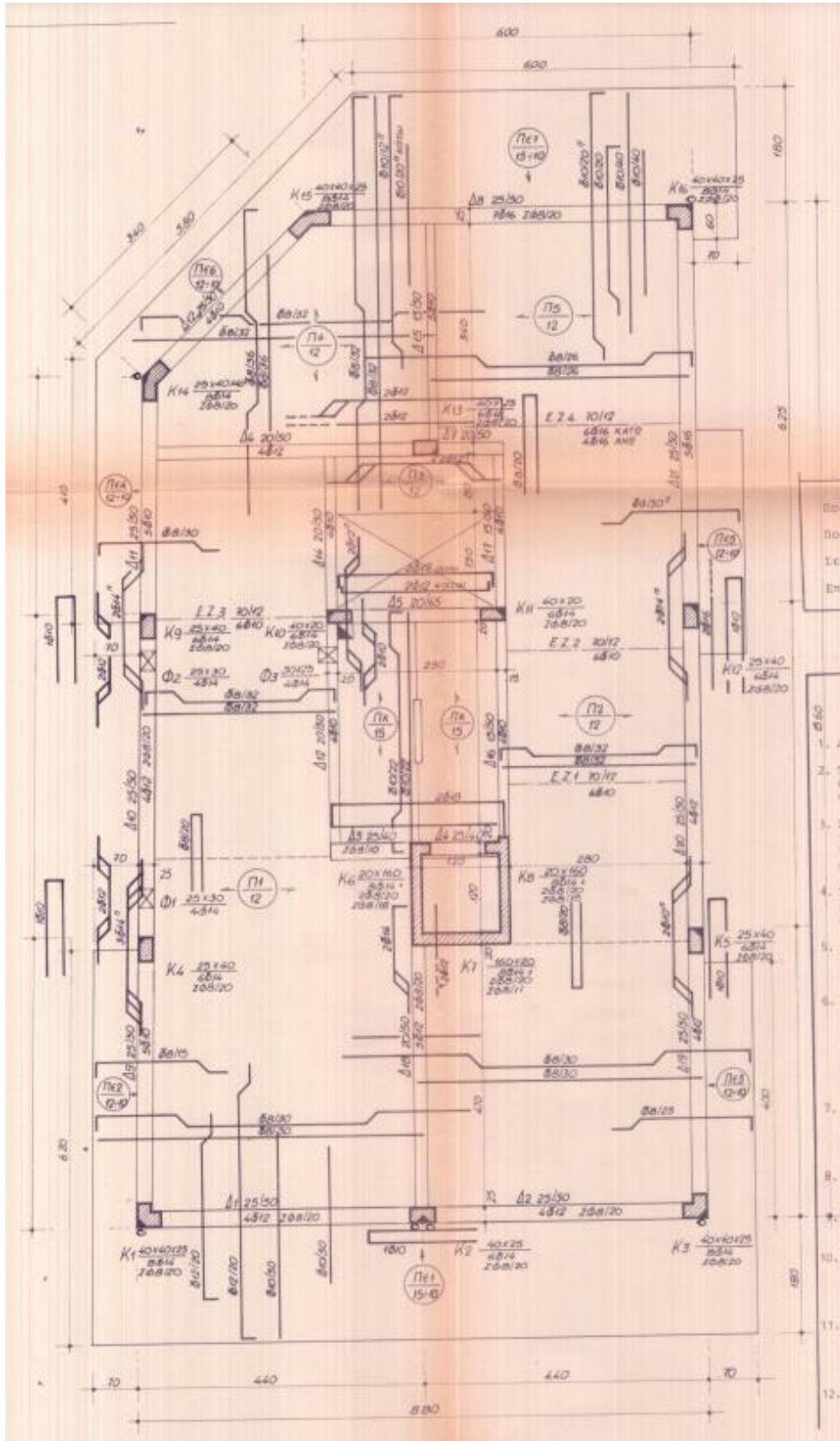
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α. ΕΥΛΟΤΥΠΟΙ



Σχήμα Α1: Ευλότυπος οροφής υπογείου



Σχήμα Α2: Ευλότυπος οροφής ισογείου, α' ορόφου και β' ορόφου



Σχήμα Α3: Ξυλότυπος οροφής γ' ορόφου

