



**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ
ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΕΛΟΠΟΝΝΗΣΟΥ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**"Μελέτη ξενοδοχείου από φέρουσα τοιχοποιία με
υπερωθητική ανάλυση"**

ΝΤΡΕΛΙΑΣ ΠΕΤΡΟΣ-ΡΑΦΑΗΛ

A.M.:21098

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΡΙΑ

ΚΑΤΣΙΜΠΙΝΗ ΠΑΝΑΓΙΩΤΑ

ΙΟΥΝΙΟΣ 2026

Ευχαριστίες

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στο πλαίσιο των σπουδών μου στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πελοποννήσου και αποτελεί την ολοκλήρωση ενός σημαντικού κύκλου ακαδημαϊκής και προσωπικής προσπάθειας.

Αρχικά, θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες προς την επιβλέποντα καθηγήτριά μου Δρ. Κατσιμπίνη Παναγιώτα για την καθοδήγηση, την υποστήριξη και τις πολύτιμες συμβουλές που μου παρείχε καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της παρούσας εργασίας. Η επιστημονική της κατάρτιση, η διαθεσιμότητα και οι εύστοχες παρατηρήσεις της συνέβαλαν καθοριστικά στην ολοκλήρωση της μελέτης.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την εταιρία ERGOCAD για τη παροχή του προγράμματος 3MURI και για την άμεση υποστήριξη που μου παρείχαν.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλω στα μέλη του διδακτικού προσωπικού του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πελοποννήσου, τα οποία κατά τη διάρκεια των σπουδών μου μου μετέδωσαν πολύτιμες γνώσεις και συνέβαλαν ουσιαστικά στην επιστημονική και επαγγελματική μου εξέλιξη.

Τέλος θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω την οικογένειά μου για τη συνεχή στήριξη, την υπομονή και την εμπιστοσύνη που μου έδειξαν όλα αυτά τα χρόνια. Η ηθική και ψυχολογική υποστήριξή τους αποτέλεσε σημαντικό παράγοντα για την ολοκλήρωση των σπουδών μου και της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Η παρούσα εργασία, με τίτλο «**Μελέτη ξενοδοχείου από φέρουσα τοιχοποιία με υπερωθητική ανάλυση**», αποτελεί το επιστέγασμα των γνώσεων και εμπειριών που αποκτήθηκαν κατά τη διάρκεια των σπουδών μου και σηματοδοτεί την έναρξη της επαγγελματικής μου πορείας ως Πολιτικός Μηχανικός.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

Περίληψη.....	8
Abstract.....	9
Κεφάλαιο 1:Εισαγωγή.....	10
Κεφάλαιο 2:Περιγραφή Κατασκευής.....	31
2.1 Γενική περιγραφή κατασκευής.....	31
2.2Γεωμετρικά χαρακτηριστικά κατασκευής.....	31
2.3 Περιγραφή κατόψεων.....	32
2.3.1 Κάτοψη ισογείου.....	32
2.3.2 Κάτοψη ορόφου.....	34
2.4 Φέρων οργανισμός.....	35
2.4.1 Εξωτερικοί τοίχοι.....	35
2.4.2 Εσωτερικοί τοίχοι.....	35
2.5 Οριζόντια φέρουσα στοιχεία.....	35
2.6 Θεμελίωση.....	36
2.7 Υλικά κατασκευής.....	36
2.7.1 Λιθοδομή.....	36
2.7.2 Οπτοπλινθοδομή.....	37
2.8 Μηχανικές ιδιότητες υλικών.....	38
2.9 Παραδοχές μοντελοποίησης.....	42
Κεφάλαιο 3: Τρόποι ενίσχυσης και αποκατάστασης κτιρίων.....	43
3.1 Γενικά.....	43

3.2 Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.....	43
3.3 Ενίσχυση χαλύβδινους μανδύες.....	44
3.4 Ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή (FRP).....	45
3.5 Ενίσχυση NSM (Near Surface Mounted).....	46
3.6 Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.....	47
3.7 Ενίσχυση με μεταλλικά πλέγματα.....	48
3.8 Ενίσχυση με μεταλλικές αντηρίδες και διαγώνιους συνδέσμους.....	48
3.9 Προσθήκη τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος.....	49
3.10 Ενίσχυση με Συστήματα TRM και FRCM.....	50
 Κεφάλαιο 4:Εισαγωγή του φορέα στο λογισμικό 3muri.....	52
4.1 Γενικά.....	52
4.2 Εισαγωγή γεωμετρικών χαρακτηριστικών της κατοψης.....	52
4.3 Δημιουργία τοίχων και κόμβων σύνδεσης.....	53
4.4 Εισαγωγή ανοιγμάτων.....	54
4.5 Ορισμός μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών.....	55
4.6 Δημιουργία τρισδιάστατης γεωμετρίας.....	56
4.7 Δημιουργία μακροστοιχείων και ισοδύναμου πλαισίου.....	57
4.8 Τελικό τρισδιάστατο μοντέλο τοιχοποιίας.....	58
4.9 Έλεγχος του τελικού μοντέλου.....	59
4.10 Συμπεράσματα.....	60

Κεφάλαιο 5:Μεθοδολογία ανάλυσης-pushover ανάλυση.....	61
5.1 Γενικά.....	61
5.2 Θεωρητικό υπόβαθρο-pushover ανάλυση.....	61
5.3 Καμπύλη ικανότητας.....	62
5.4 Εφαρμογή της μεθόδου σε κατασκευές τοιχοποιίας.....	62
5.5 ΚΑΔΕΤ και αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών.....	62
5.6 Ευρωκώδικας 6.....	63
5.7 Στόχος της ανάλυσης.....	64
Κεφάλαιο 6:Αποτελέσματα αναλύσεων.....	65
6.1 Αρχική φάση-Αποτίμηση φέροντος οργανισμού πριν την ενίσχυση.....	65
6.1.1 Τρισδιάστατο υπολογιστικό προσομοίωμα και κατανομή βλαβών του υφιστάμενου φορέα.....	65
6.1.2 Ιδιομορφική ανάλυση.....	66
6.1.3 Διακριτοποίηση τοιχοποιίας σε μακροστοιχεία.....	67
6.1.4 Έλεγχος τοιχοπεσσών.....	68
6.1.5 Συμπεράσματα αρχικής φάσης.....	69
6.2 Επεμβάσεις ενίσχυσης του φορέα.....	69
6.2.1 Ενίσχυση με μεταλλικό πλαίσιο IPE200.....	70
6.2.2 Βελτίωση μηχανικών χαρακτηριστικών κονιάματος.....	71
6.2.3 Προσθήκη οπλισμένου σκυροδέματος.....	72

6.2.4 Στόχος των επεμβάσεων.....	72
6.3 Φάση μετά την ενίσχυση του φορέα.....	72
6.3.1 Τρισδιάστατο υπολογιστικό προσωμοίωμα μετά την ενίσχυση.....	72
6.3.2 Ιδιομορφική ανάλυση μετά την ενίσχυση.....	73
6.3.3 Συμπεριφορά τοιχοποιών μετά την ενίσχυση...	74
6.3.4 Έλεγχος τοιχοπεσσών μετά την ενίσχυση.....	75
6.4 Συγκριτική αξιολόγηση πριν και μετά την ενίσχυση.....	76
6.4.1 Σύγκριση δυναμικών χαρακτηριστικών.....	76
6.4.2 Σύγκριση κατανομής βλαβών.....	77
6.4.3 Σύγκριση ελέγχου τοιχοπεσσών.....	77
6.4.4 Συνολικά συμπεράσματα.....	77
Βιβλιογραφία.....	78

Περίληψη

"Μελέτη ξενοδοχείου από φέρουσα τοιχοποιία με υπερωθητική ανάλυση"

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο τη μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου ξενοδοχειακής χρήσης κατασκευασμένου από φέρουσα τοιχοποιία, μέσω της εφαρμογής υπερωθητικής ανάλυσης (pushover analysis). Η ανάλυση πραγματοποιείται με τη χρήση του εξειδικευμένου λογισμικού 3Muri, το οποίο επιτρέπει την προσομοίωση της μη γραμμικής απόκρισης κατασκευών από τοιχοποιία υπό σεισμικές δράσεις.

Αρχικά, γίνεται αναλυτική περιγραφή του υπό μελέτη κτιρίου, συμπεριλαμβανομένων των γεωμετρικών χαρακτηριστικών, των υλικών κατασκευής και των δομικών στοιχείων. Στη συνέχεια, πραγματοποιείται η μοντελοποίηση του φορέα και η εκτέλεση υπερωθητικής ανάλυσης, με στόχο τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας και της συνολικής σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου. Μέσα από τα αποτελέσματα της ανάλυσης εντοπίζονται οι κύριες αδυναμίες του φορέα, όπως περιοχές αυξημένων παραμορφώσεων, ανεπαρκείς τοιχοποιίες και πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας.

Σε επόμενο στάδιο, προτείνονται κατάλληλες επεμβάσεις ενίσχυσης, βασισμένες στις αρχές του σύγχρονου αντισεισμικού σχεδιασμού και στις απαιτήσεις των ισχυόντων κανονισμών. Οι επεμβάσεις αυτές εφαρμόζονται στο προσομοίωμα του κτιρίου και αξιολογείται εκ νέου η συμπεριφορά του μέσω υπερωθητικής ανάλυσης, ώστε να εκτιμηθεί ο βαθμός βελτίωσης της σεισμικής του απόκρισης.

Τέλος, πραγματοποιείται σύγκριση μεταξύ της αρχικής και της ενισχυμένης κατάστασης του κτιρίου, αναδεικνύοντας την αποτελεσματικότητα των προτεινόμενων επεμβάσεων και τη συμβολή της μεθόδου στην αποτίμηση και αναβάθμιση της φέρουσας τοιχοποιίας. Τα συμπεράσματα της εργασίας συμβάλλουν στην καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς αντίστοιχων κατασκευών και στην επιλογή κατάλληλων στρατηγικών ενίσχυσης.

Λέξεις-κλειδιά:

Φέρουσα τοιχοποιία, υπερωθητική ανάλυση (Pushover), σεισμική αποτίμηση, αντισεισμική ενίσχυση, 3Muri, μη γραμμική στατική ανάλυση, Ευρωκώδικας 6

Abstract

"Design of a Hotel Building with Load-Bearing Masonry Using Hyperbolic Analysis"

The subject of this thesis is the study of the seismic behavior of a hotel building constructed of load-bearing masonry, through the application of pushover analysis. The analysis is performed using the specialized software 3Muri, which allows for the simulation of the nonlinear response of masonry structures under seismic loads.

First, a detailed description of the building under study is provided, including its geometric characteristics, construction materials, and structural elements. Subsequently, the structure is modeled and a pushover analysis is performed to determine the building's load-bearing capacity and overall seismic behavior. The analysis results identify the structure's main weaknesses, such as areas of increased deformation, inadequate masonry, and potential failure mechanisms.

In the next stage, appropriate reinforcement measures are proposed, based on the principles of modern seismic design and the requirements of current regulations. These interventions are applied to the building model, and its behavior is re-evaluated through pushover analysis to assess the degree of improvement in its seismic response.

Finally, a comparison is made between the building's original and reinforced states, highlighting the effectiveness of the proposed interventions and the method's contribution to the assessment and upgrading of the load-bearing masonry. The conclusions of this study contribute to a better understanding of the behavior of such structures and to the selection of appropriate reinforcement strategies.

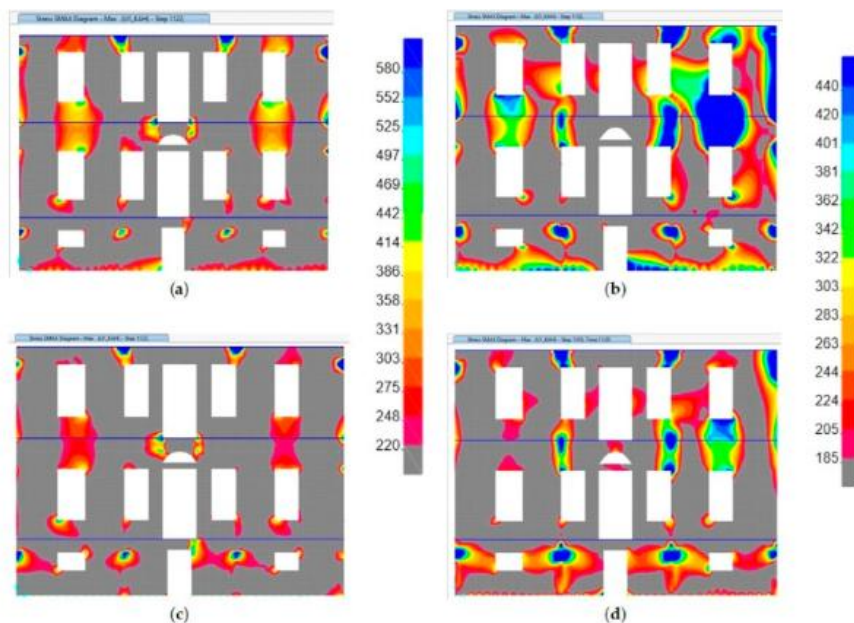
Keywords:

Load-bearing masonry, pushover analysis, seismic assessment, seismic strengthening, 3Muri, nonlinear static analysis, Eurocode 6.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1:ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η έρευνα των Amarantidou et al (2025) εξετάζει την σεισμική αξιολόγηση και ενίσχυση μιας παραδοσιακής φέρουσας τοιχοποιίας που υποβάλλεται σε ισχυρές σεισμικές δονήσεις, με ιδιαίτερη έμφαση στις επιδράσεις της αλληλεπίδρασης εδάφους-δομής (SSI). Η μελέτη περίπτωσης αφορά το Αρχαιολογικό Μουσείο Λήμνου (AML) — ένα τριώροφο κτίριο με σύνθετο φέρον σύστημα από ξύλινο σκελετό και πέτρινη τοιχοποιία. Με την πάροδο του χρόνου, η δομή έχει υποστεί μη αναστρέψιμες τροποποιήσεις, κυρίως με παρεμβάσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα (RC). Η σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου αξιολογήθηκε χρησιμοποιώντας δύο μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων που αναπτύχθηκαν στο λογισμικό SAP2000 (v. 25.3.00). Το πρώτο μοντέλο προσομοιώνει την αρχική κατασκευή, ενισχυμένη με ενέσεις ενέματος, ενώ το δεύτερο αντιπροσωπεύει την τρέχουσα κατάσταση του δομικού συστήματος μετά τις προσθήκες RC. Ερευνήθηκε επίσης η αλληλεπίδραση εδάφους-δομής, δεδομένου ότι το τοπικό έδαφος ταξινομείται στην κατηγορία D σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (EC8). Κάθε μοντέλο αναλύθηκε υπό δύο διαφορετικές συνθήκες στήριξης: σταθερή βάση και SSI. Μια σειρά κατάλληλων επιταχυνσιογραμμάτων εφαρμόστηκε και στα δύο μοντέλα, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, χρησιμοποιώντας το λογισμικό SeismoMatch, και πραγματοποιήθηκαν γραμμικές αναλύσεις χρονικής ιστορίας.

Η κατανομή των μέγιστων τάσεων αξιολογήθηκε και στις τέσσερις υψομετρικές θέσεις για κάθε μοντέλο. Τα αποτελέσματα προσφέρουν μια γενική εικόνα των σεισμικών τάσεων που ασκούνται στο κτίριο και διευκολύνουν τη συγκριτική αξιολόγηση μεταξύ των συνθηκών σταθερής βάσης και SSI, καθώς και μεταξύ των δύο διαφορετικών μεθόδων ενίσχυσης. Η Εικόνα 1 απεικονίζει την κατανομή τάσεων S_{MAX} για το συμβάν Kahramanmaraş σε επιλεγμένα υψόμετρα.



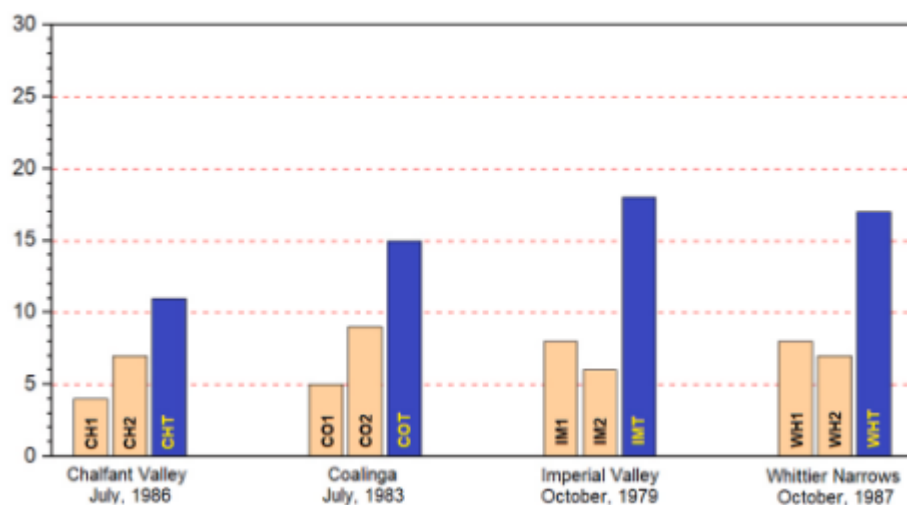
Εικόνα 1: Μέγιστες τάσεις στους δύο τύπους ενίσχυσης της φέρουσας τοιχοποιίας με και χωρίς SSI M1 (a); M2 (b); M1ssi (c); M2ssi (d). (Amarantidou et al 2025)

Τα αποτελέσματα υπογραμμίζουν τη σημαντική επίδραση της SSI στην αύξηση της μέγιστης τάσης εφελκυσμού και των αναλογιών μετατόπισης μεταξύ ορόφων (IDR) και επισημαίνουν την επίδραση των διαφορετικών τεχνικών ενίσχυσης στη σεισμική απόκριση των ιστορικών φέροντων τοιχοποιιών.

Στη συνέχεια οι Katsimpini et al (2025) εισήγαγαν μια λεπτομερή προσέγγιση για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης ιστορικών πέτρινων γεφυρών που έχουν υποστεί πολλαπλά σεισμικά συμβάντα, με την ιστορική γέφυρα της Άρτας στην Ελλάδα να χρησιμεύει ως μελέτη περίπτωσης. Η έρευνα χρησιμοποιεί ένα προηγμένο μοντέλο μηχανικής βλάβης, το οποίο εκτελείται μέσω ενός προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων που έχει αναπτυχθεί εσωτερικά και είναι προσαρμοσμένο για ημίσκληρα υλικά με ιδιότητες παρόμοιες με αυτές του σκυροδέματος. Η δισδιάστατη ανάλυση επίπεδης τάσης περιλαμβάνει ειδικά χαρακτηριστικά υλικών, όπως διαφορετικές αντοχές σε εφελκυσμό και θλίψη, επιδράσεις ρυθμού παραμόρφωσης, συνθήκες διαξονικής φόρτισης, επιδράσεις κυκλικής φόρτισης και συμπεριφορά μαλάκυνσης μετά την κορυφή. Η μελέτη εφαρμόζει τη θεωρία της μηχανικής βλάβης για να αξιολογήσει την προοδευτική φθορά των πέτρινων γεφυρών υπό πραγματικές και τεχνητές σεισμικές ακολουθίες, με τη διεξαγωγή σταδιακής δυναμικής ανάλυσης

για τον ποσοτικό προσδιορισμό της συσσωρευμένης αύξησης της δομικής ευπάθειας. Οι περισσότερες τρέχουσες σεισμικές αναλύσεις δομών από λιθοδομή επικεντρώνονται στις επιδράσεις ενός μεμονωμένου σεισμού, παραβλέποντας τη σωρευτική επίδραση πολλαπλών σεισμικών συμβάντων. Αξίζει να σημειωθεί ότι τέτοιες σωρευτικές επιδράσεις δεν έχουν μελετηθεί προηγουμένως σε γέφυρες από λιθοδομή. Η ανάλυση αποκαλύπτει ότι η σωρευτική ζημιά από σεισμικές ακολουθίες υπερβαίνει όχι μόνο τις επιδράσεις μεμονωμένων σεισμών, αλλά συχνά ξεπερνά και το αλγεβρικό άθροισμα των ζημιών από αντίστοιχα μεμονωμένα συμβάντα, αποδεικνύοντας ένα μη γραμμικό φαινόμενο συσσώρευσης ζημιών με σημαντικές επιπτώσεις στις στρατηγικές διατήρησης της πολιτιστικής κληρονομιάς.

Στην εικόνα 2 παρουσιάζει μια σύγκριση με ραβδογράφημα μεταξύ μεμονωμένων σεισμικών γεγονότων και σεισμικών ακολουθιών, καταδεικνύοντας μια σημαντική ενίσχυση της συνολικής ζημιάς σε σενάρια πολλαπλών σεισμών. Σημειωτέον ότι η σωρευτική ζημιά από σεισμικές ακολουθίες υπερβαίνει όχι μόνο τη ζημιά που προκαλείται από μεμονωμένους σεισμούς, αλλά, σε ορισμένες περιπτώσεις, ξεπερνά το άθροισμα των ζημιών από τα αντίστοιχα μεμονωμένα συμβάντα όταν εφαρμόζονται ανεξάρτητα. Αυτό το μη γραμμικό φαινόμενο συσσώρευσης ζημιών υποδηλώνει ότι η απόκριση της γέφυρας σε διαδοχικά σεισμικά φορτία παρουσιάζει πολύπλοκα μοτίβα συμπεριφοράς, με την δομική αποδυνάμωση από προηγούμενα γεγονότα να επηρεάζει σημαντικά την εξέλιξη των ζημιών κατά τη διάρκεια μεταγενέστερων σεισμών.



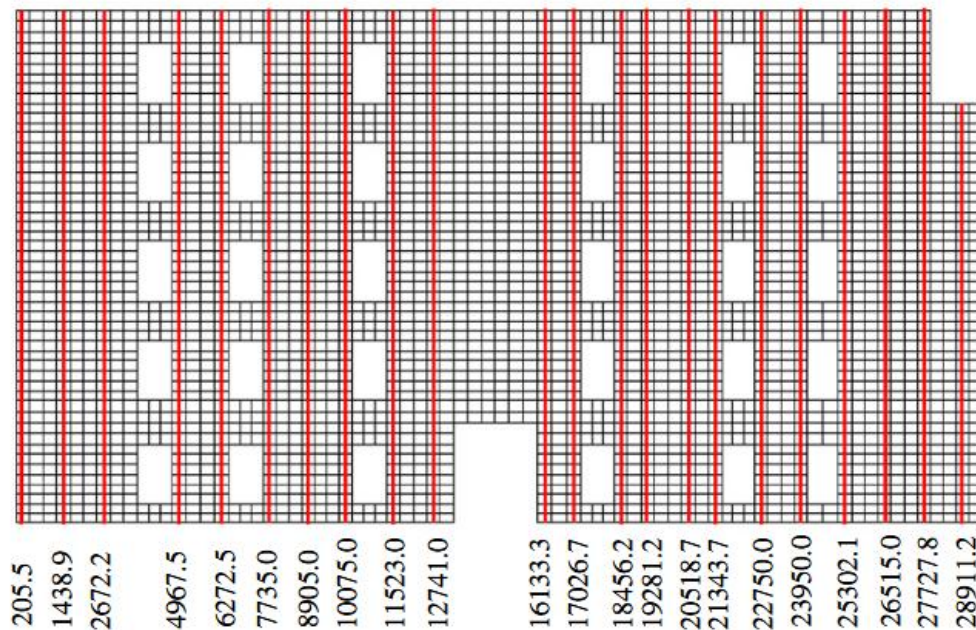
Εικόνα 2: Δείκτης συνολικής ζημιάς D: σύγκριση μεταξύ μεμονωμένων σεισμών και σεισμικών ακολουθιών. (Katsimpini et al 2025)

Τα ευρήματα υπογραμμίζουν την αποτελεσματικότητα του μοντέλου στην αποτύπωση των σωρευτικών επιπτώσεων των πολλαπλών σεισμών σε ιστορικές τοιχοποιίες, καταδεικνύοντας σημαντικά αυξημένη ευπάθεια σε σύγκριση με σενάρια μεμονωμένων συμβάντων και προσφέροντας πολύτιμες πληροφορίες για στρατηγικές διατήρησης και αξιολογήσεις σεισμικής ευπάθειας των δομών πολιτιστικής κληρονομιάς.

Στην εργασία των Akhaveissy και Milani (2013) παρουσιάζεται ένα απλό δισδιάστατο μοντέλο για την αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς μεγάλων μη οπλισμένων τοιχοποιιών που υποβάλλονται σε επιφανειακή φόρτιση. Η προσέγγιση είναι πλήρως δισδιάστατη και επιτρέπει την εκτέλεση αναλύσεων pushover σε κατασκευές μεγάλης κλίμακας χωρίς τη μείωση των τοίχων σε ισοδύναμο πλαίσιο, ανταγωνιζόμενη τους κώδικες 1D. Στο μοντέλο χρησιμοποιείται μια μακροσκοπική προσέγγιση, όπου η λεγόμενη έννοια της διαταραγμένης κατάστασης (DSC) με τροποποιημένη ιεραρχική επιφάνεια πλαστικότητας (HISS) χρησιμοποιείται για να χαρακτηρίσει τη συστατική συμπεριφορά της τοιχοποιίας τόσο σε συμπίεση όσο και σε εφελκυσμό. Χρησιμοποιούνται δύο επιφάνειες διαρροής HISS για τη συμπεριφορά σε θλίψη και εφελκυσμό. Το μοντέλο DSC επιτρέπει τον χαρακτηρισμό της μη συσχετιστικής συμπεριφοράς μέσω της χρήσης διαταραχής και υπολογίζει τις μικρορωγμές κατά τη διάρκεια της παραμόρφωσης, οι οποίες τελικά οδηγούν σε θράυση και αστοχία. Το μοντέλο DSC επικυρώνεται τόσο σε επίπεδο (1) δείγματος όσο και (2) δομής. Σε δομικό επίπεδο, αναλύονται τρεις τοίχοι τοιχοποιίας μεγάλης κλίμακας που υποβάλλονται σε επαυξητικά οριζόντια φορτία και οι καμπύλες pushover που λαμβάνονται με το προτεινόμενο μοντέλο συγκρίνονται με αυτές που λαμβάνονται με τη χρήση τυποποιημένων ισοδύναμων πλαισίων και υφιστάμενων μοντέλων της βιβλιογραφίας.

Η εικόνα 3 δείχνει ότι η τελική διατμητική δύναμη βάσης που επιτυγχάνεται για την ενισχυμένη κατασκευή είναι ίση με 2680 kN. Η χρήση 22σειρών κάθετων χαλύβδινων ράβδων προκαλεί αύξηση της τελικής διατμητικής δύναμης βάσης κατά περίπου 81%. Στην ενισχυμένη περίπτωση, ο σεισμικός συντελεστής τροποποίησης είναι ίσος με 6,7 και προσδιορίζεται με βάση την καμπύλη ικανότητας που αναφέρεται στο Σχ. 24. Ως

εκ τούτου, ο σεισμικός συντελεστής τροποποίησης αυξάνεται από 1,5 για το μη ενισχυμένο κτίριο σε 6,7 για την ενισχυμένη περίπτωση. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο ιρανικός κώδικας αντισεισμικής προστασίας συνιστά έναν σεισμικό συντελεστή τροποποίησης για ένα σκυροδέμα με χαμηλή ευκαμψία ίσο με 5. Δεν δίνονται ενδείξεις για ενισχυμένες τοιχοποιίες. Κατά συνέπεια, μπορεί να διαπιστωθεί ότι μια τέτοια ενίσχυση, η οποία συνδέεται με έναν συντελεστή ίσο με 6,7, φαίνεται να είναι αποδεκτή για μια κατάλληλη ενίσχυση.



Εικόνα 3: Κτίριο πέντε ορόφων. Θέση υποθετικών ράβδων οπλισμού (διαστάσεις σε χιλιοστά). (Akhavissy και Milani 2013)

Η αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών εξακολουθεί να αποτελεί πρόκληση. Οι ιστορικές κατασκευές από τοιχοποιία παρουσιάζουν ιδιόμορφες ιδιότητες (χαμηλή αντοχή σε εφελκυσμό και έλλειψη συμπεριφοράς κουτιού) που καθιστούν το έργο του αναλυτή ακόμη πιο δύσκολο. Φαίνεται ότι οι παραδοσιακές μέθοδοι σχεδιασμού και αξιολόγησης, παρόμοιες με αυτές που χρησιμοποιούνται σήμερα για τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, δεν είναι εφαρμόσιμες. Στην έρευνα των Lourenço et al (2011) παρέχεται μια ανασκόπηση της σεισμικής ανάλυσης κατασκευών από τοιχοποιία χωρίς συμπεριφορά κουτιού. Συζητούνται διάφορες μέθοδοι δομικής ανάλυσης και γίνεται σύγκριση μεταξύ των μεθόδων pushover και της

μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης με χρονική ολοκλήρωση. Χρησιμοποιήθηκαν τρεις μελέτες περιπτώσεων (εκκλησία San Torcato, Qutb Minar και κτίρια «Gaioleiro»).

Τα κτίρια gaioleiro (εικόνα 4) αναπτύχθηκαν μεταξύ των μέσων του 19ου αιώνα και των αρχών του 20ού αιώνα, κυρίως στην πόλη της Λισαβόνας (Πορτογαλία), και εξακολουθούν να χρησιμοποιούνται ευρέως μέχρι σήμερα. Τα κτίρια αυτά χαρακτηρίζουν μια μεταβατική περίοδο από τις αντισεισμικές πρακτικές που χρησιμοποιήθηκαν στα κτίρια «rombalino» που χτίστηκαν μετά τον σεισμό του 1755 και τα σύγχρονα κτίρια με οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα κτίρια αυτά έχουν ύψος τέσσερις έως έξι ορόφους με τοίχους από τοιχοποιία και ξύλινα δάπεδα και στέγες. Οι εξωτερικοί τοίχοι είναι, συνήθως, από τοιχοποιία με ασβέστη.



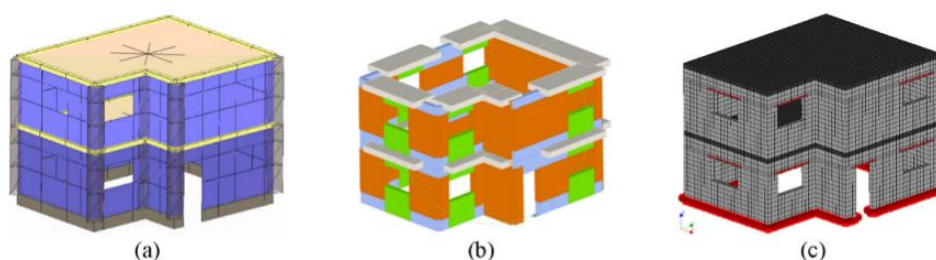
Εικόνα 4: Φωτογραφίες παραδειγμάτων κτιρίων Gaioleiro, Λισαβόνα, Πορτογαλία (Lourenço et al 2011)

Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι οι παραδοσιακές, προσαρμοστικές ή τροπικές αναλύσεις pushover δεν συμφωνούν απόλυτα με τη μη γραμμική δυναμική ανάλυση ή τις πειραματικές παρατηρήσεις.

Οι Aşikoğlu et al (2020) εξέτασαν τη σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου δύο ορόφων από μη οπλισμένη τοιχοποιία (URM) σε κλίμακα 1:2, με δομική ανισορροπία σε κάτοψη και όψη. Οι κύριοι στόχοι είναι (i) η κατανόηση της σεισμικής απόκρισης των κτιρίων URM με στρεπτικές επιδράσεις και (ii) η αξιολόγηση της αξιοπιστίας της χρήσης απλουστευμένων προσεγγίσεων για κτίρια με ακανόνιστη τοιχοποιία. Για το σκοπό αυτό, πραγματοποιούνται μη γραμμικές στατικές αναλύσεις χρησιμοποιώντας τρεις διαφορετικές προσεγγίσεις μοντελοποίησης, με βάση ένα μοντέλο συνεχούς μέσου, μοντέλα μακροστοιχείων με βάση δοκούς και μοντέλα μακροστοιχείων με βάση

ελατήρια. Η απόδοση κάθε προσέγγισης συγκρίθηκε με βάση καμπύλες χωρητικότητας και συνολικά πρότυπα ζημιών. Διαπιστώθηκε λογική συμφωνία μεταξύ των αριθμητικών προβλέψεων και των πειραματικών παρατηρήσεων.

Η αριθμητική διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου από τοιχοποιία (πειραματικό μοντέλο) πραγματοποιήθηκε χρησιμοποιώντας τρεις διαφορετικές προσεγγίσεις, συγκεκριμένα μακροστοιχεία με βάση ελατήρια (DMEM), μακροστοιχεία με βάση δοκούς (ισοδύναμο πλαίσιο) και μοντελοποίηση συνεχούς μέσου. Για το σκοπό αυτό, εξετάστηκαν τα πρακτικά λογισμικά 3DMacro και Tremuri μαζί με ένα μοντέλο συνεχούς μέσου που κατασκευάστηκε στο DIANA FEA (Εικόνα 5). Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι τα μοντέλα συνεχούς μέσου αντιπροσωπεύουν τη μηχανική απόκριση της τοιχοποιίας σε κλίμακα υλικού, ενώ τα μοντέλα μακροστοιχείων προσομοιώνουν την απόκριση σε κλίμακα πάνελ (τοιχών). Σύμφωνα με την απλοποιημένη στρατηγική μοντελοποίησης και προκειμένου να εξασφαλιστεί χαμηλός υπολογιστικός κόπος, δεν απαιτείται εκλεπτυσμένο πλέγμα στην περίπτωση των μοντέλων μακροστοιχείων. Η διακριτοποίηση του πλέγματος πραγματοποιήθηκε με στοιχεία 800 mm με συνολικό αριθμό 827 βαθμών ελευθερίας στο 3DMacro. Η ισοδύναμη διακριτοποίηση του μοντέλου πλαισίου στο Tremuri επιτρέπει την αναπαράσταση του μοντέλου με μόνο 63 στοιχεία που έχουν αριθμό 78 DOF. Στο DIANA FEA, ένα τρισδιάστατο μοντέλο συνεχούς μέσου προετοιμάστηκε με στερεά στοιχεία τούβλου (CHX60) με μέγεθος πλέγματος 100 mm. Αν και τα στερεά στοιχεία απαιτούν υψηλό υπολογιστικό επειδή ο αριθμός των βαθμών ελευθερίας αυξάνεται, προτιμήθηκαν τα στερεά στοιχεία αντί των κελυφωδών. Ο κύριος στόχος ήταν η προσομοίωση των πλαστικών παραμορφώσεων κατά μήκος του πάχους της τοιχοποιίας και η καλύτερη προσομοίωση της συμβολής των τοίχων εκτός επιπέδου στη συνολική απόκριση. Το μοντέλο συνεχούς υποθέτει ότι η τοιχοποιία έχει ομοιογενή συμπεριφορά συνεχούς υλικού, όπως ο Lourenço (2002), και αποτελείται από 6574 στερεά στοιχεία τούβλου με συνολικό αριθμό 138.048 βαθμών ελευθερίας.



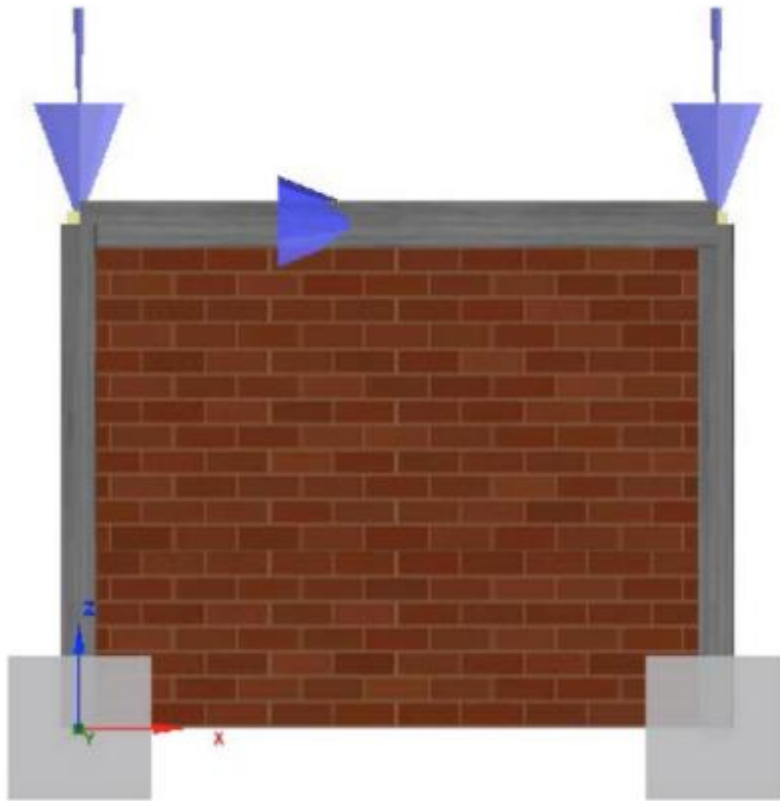
Εικόνα 5: Αριθμητικά μοντέλα που κατασκευάστηκαν χρησιμοποιώντας διαφορετικές προσεγγίσεις, (a) μοντελοποίηση μακροστοιχείων με βάση ελατήρια στο 3DMacro, (b) μοντελοποίηση μακροστοιχείων με βάση δοκούς (EFM) στο TREMURI, (c) μοντελοποίηση συνεχούς μέσου στο DIANA FEA (Aşikoğlu et al 2020)

Η επικύρωση των απλοποιημένων προσεγγίσεων παρέχεται γενικά με αναφορά σε κανονικές δομές, αλλά, με βάση τις διαφορές στη χωρητικότητα διάτμησης βάσης που διαπιστώθηκαν εδώ, φαίνεται ότι οι δομικές ανωμαλίες είναι σημαντικές και πρέπει να λαμβάνονται υπόψη για την επίτευξη μεγαλύτερης ακρίβειας στις απλοποιημένες μεθόδους όταν υπάρχει στρέψη.

Η δυναμική ανάλυση είναι ο καλύτερος και πιο ακριβής τύπος ανάλυσης για την ακριβή αξιολόγηση των κατασκευών. Ωστόσο, λόγω του χρόνου που απαιτεί και της ανάγκης για εμπειρία στην εξέταση των αποτελεσμάτων αυτού του τύπου ανάλυσης, οι μηχανικοί χρησιμοποιούν παραδοσιακές ή προσαρμοστικές αναλύσεις pushover. O Arash Rooshenas (2020) μελετάει, μετά από μια ολοκληρωμένη ανασκόπηση της βιβλιογραφίας, τρία υπάρχοντα ακανόνιστα πολυώροφα κτίρια από σκυρόδεμα με 15, 20 και 25 ορόφους μοντελοποιήθηκαν σε 3D και τα αποτελέσματα διαφορετικών παραδοσιακών και προσαρμοστικών αναλύσεων pushover συγκρίθηκαν με τα πιο ακριβή αποτελέσματα της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης. Επίσης, κατά την εκτέλεση της ανάλυσης, διερευνήθηκαν ταυτόχρονα όχι μόνο οι επιδράσεις της ύπαρξης πλαισίων από τοιχοποιία, αλλά και οι επιδράσεις των υψηλότερων τρόπων στη δομή. Επίσης, με τον υπολογισμό του μέσου όρου της μετατόπισης του στόχου, διερευνήθηκε η επίδραση του πλευρικού φορτίου στη δομή. Τέλος, χρησιμοποιώντας τη μέθοδο SLAMA, υπολογίστηκε η συμβολή των πλαισίων από σκυρόδεμα και των πλαισίων από τοιχοποιία στη μεταφορά των δυνάμεων στη δομή. Η εξέταση των αποτελεσμάτων δείχνει ότι κατά την εκτέλεση της ανάλυσης pushover, οι υψηλότερες συχνότητες επηρεάζουν τα αποτελέσματα των προσαρμοστικών μεθόδων και οι επιδράσεις τους πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση.

Το χρονικό βήμα για τη στατική ανάλυση επιλέγεται ως 1 s (συμπίπτει με το χρονικό βήμα δειγματοληψίας της καταγραφής εισόδου). Προκειμένου να προσομοιωθούν τα φορτία βαρύτητας, εφαρμόζονται δύο μόνιμα φορτία 20 kN το καθένα στην κορυφή των στηλών στην αρνητική κατεύθυνση Z, ενώ ένα στατικό φορτίο χρονικής ιστορίας,

όσον αφορά τις μετατοπίσεις, επιβάλλεται στην κατεύθυνση X. Το μοντέλο FE του γεμισμένου πλαισίου παρουσιάζεται στην εικόνα 6.



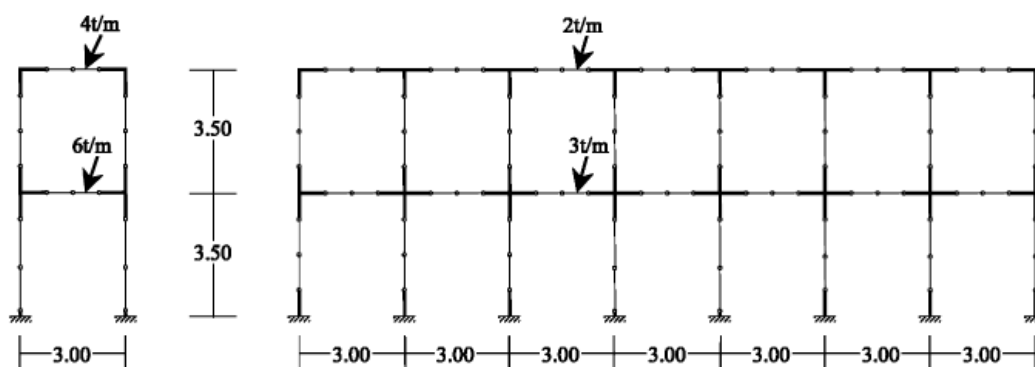
Εικόνα 6: Μοντέλο FE (Arash Rooshenas 2020)

Επίσης, τα αποτελέσματα της μεθόδου SLaMA δείχνουν ότι σε πολυώροφες κατασκευές, τα πάνελ πλήρωσης έχουν διαφορετική συμπεριφορά στην αντοχή των δυνάμεων που ασκούνται στην κατασκευή, κάτι που πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση αυτών των μελών.

Στην έρευνα της Foti, D. (2015) παρουσιάζεται η μεθοδολογία που προτείνεται στις κατευθυντήριες γραμμές FEMA 273 για την αξιολόγηση της σεισμικής αντοχής υφιστάμενων κατασκευών εφαρμόζεται στην περίπτωση επίπεδων πλαισίων από μη οπλισμένη τοιχοποιία. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα συγκριτικών αναλύσεων pushover επίπεδων πλαισίων από τοιχοποιία. Οι υπολογισμοί πραγματοποιούνται με τα προγράμματα SAP2000 Nonlinear και CAST3M. Για την ανάλυση με το πρόγραμμα SAP2000 Nonlinear, χρησιμοποιούνται γραμμικά στοιχεία με κατάλληλους πλαστικούς συνδέσμους για τη μοντελοποίηση. Για την ανάλυση με το πρόγραμμα

CAST3M, εξετάζονται δύο διαφορετικοί τύποι μοντέλων, χρησιμοποιώντας είτε ομοιογενή επίπεδα στοιχεία είτε διακριτά στοιχεία τούβλων και αρμών.

Οι συστατικοί νόμοι των πλαστικών αρθρώσεων ορίζονται σύμφωνα με τις κατευθυντήριες γραμμές του FEMA 273, Πίνακας 7.2 : ο αρχικός γραμμικός ελαστικός κλάδος ακολουθείται από έναν οριζόντιο μετά την πρώτη ρωγμή. Σε υψηλότερη ανελαστική παραμόρφωση, υποτίθεται μια απότομη πτώση της αντοχής στο 60% της μέγιστης τιμής της και στη συνέχεια διατηρείται σταθερή. Για την περίπτωση δομικών στοιχείων με αναλογία ύψους προς πλάτος ίση με 1 (η οποία μπορεί να θεωρηθεί ότι ισχύει ικανοποιητικά, από τεχνική άποψη, για τα πλαίσια που εξετάζονται εδώ), το σχήμα του συνιστώμενου νόμου είναι το ίδιο τόσο για τους μηχανισμούς κάμψης όσο και για τους μηχανισμούς διάτμησης. Τα αντίστοιχα μοντέλα φαίνονται στην εικόνα 7.

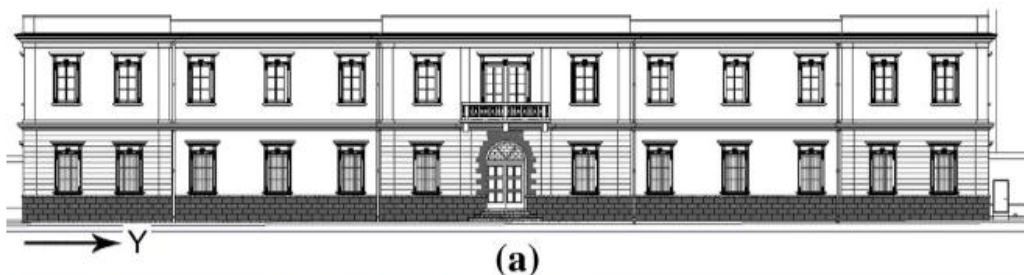


Εικόνα 7: Γραμμικό (S) μοντέλο (Foti, D. 2015)

Από τα αναλυτικά αποτελέσματα, εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα σχετικά με την αντοχή και την ανελαστική συμπεριφορά των πλαισίων τοιχοποιίας υπό τρεις διαφορετικές κατανομές των σεισμικών πλευρικών φορτίων.

Στην εργασία των Salonikios et al (2003) προτείνεται μια νέα προσέγγιση για την ανάλυση αντοχής των τοιχοποιιών: η αντοχή σε διάτμηση ενός κτιρίου από τοιχοποιία προσδιορίζεται χρησιμοποιώντας πειραματικές τιμές σε συνδυασμό με μια αναλογία με τις πετρώδεις μάζες. Χρησιμοποιείται το κριτήριο διατμητικής αντοχής του Mohr–Coulomb, ενώ οι τιμές για τη συνοχή και τη γωνία τριβής λαμβάνονται με βάση το μη γραμμικό κριτήριο του Hoek–Brown για τις πετρώδεις μάζες.

Η μεθοδολογία που περιγράφεται παραπάνω έχει εφαρμοστεί σε ένα κτίριο από τοιχοποιία των αρχών του 1900, το οποίο αποτελείται από ισόγειο με ασβεστολιθική τοιχοποιία και πρώτο όροφο με τοιχοποιία από τούφα. Το κτίριο έχει ορθογώνιο κάτοψη, με διαστάσεις περίπου 55 m χ 15 m, και έχει δύο ορόφους με ίδιο ύψος μεταξύ των ορόφων περίπου 5 m (Εικ. 8 α και β). Η δομή του κτιρίου αποτελείται από τοίχους από τοιχοποιία και οριζόντια στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, χάλυβα και τούβλα. Οι φέροντες τοίχοι του ισογείου είναι κατασκευασμένοι από τετράγωνους λίθινους όγκους, θεμελιωμένους απευθείας σε στρώμα σκληρού εδάφους σε βάθος περίπου 1,5 m. Οι φέροντες τοίχοι του πρώτου ορόφου είναι κατασκευασμένοι από τετράγωνους όγκους ασβεστολιθικού τούφου. Τα οριζόντια στοιχεία σε αυτό το επίπεδο αποτελούνται από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος με νευρώσεις ενίσχυσης αγκυρωμένες στους εξωτερικούς τοίχους με κράσπεδα (Εικ. 8 γ). Τα οριζόντια στοιχεία της επίπεδης στέγης είναι κατασκευασμένα από ένα μεικτό σύστημα με χαλύβδινα προφίλ και τούβλα με μια ανώτερη πλάκα από σκυρόδεμα.



(a)



(b)



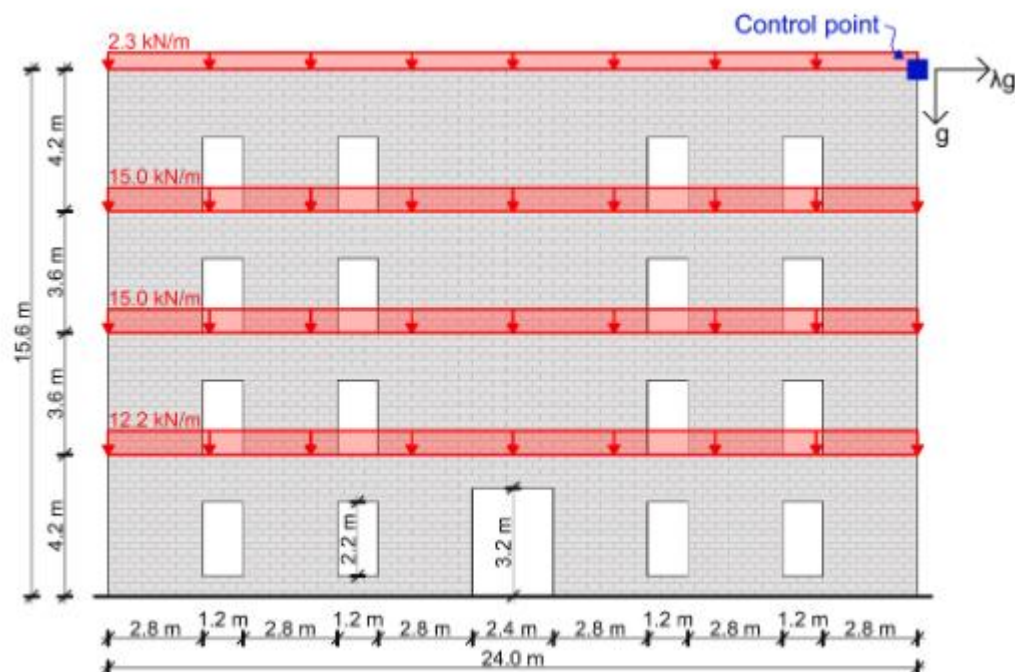
(c)

Εικόνα 8: (α) Απόδοση της βόρειας όψης του κτιρίου. (β) Η βόρεια όψη. (γ) Σκυρόδετη πλάκα του πρώτου ορόφου (Salonikios et al 2003)

Τα αποτελέσματα της προτεινόμενης μεθόδου συμφωνούν σε μεγάλο βαθμό με τις τιμές της διατμητικής αντοχής που λαμβάνονται με βάση τον ιταλικό κώδικα (NTC 08) για επίπεδο γνώσης LC3 μιας τοιχοποιίας.

Στην έρευνα των Szabó, S. et al (2025) προτείνεται μια βελτιστοποιημένη πολυεπίπεδη μέθοδο για την αποτελεσματική συνεκτίμηση του πραγματικού μοτίβου τοιχοποιίας στην ανάλυση ώθησης ιστορικών τοιχοποιιών. Η μέθοδος ξεκινά με μια άκαμπτη ανάλυση ορίου με βάση τα μπλοκ, η οποία συνεκτιμά το πραγματικό μοτίβο τοιχοποιίας για τον προσδιορισμό ρεαλιστικών μηχανισμών αστοχίας. Στη συνέχεια, τα μακρομπλοκ που περιγράφουν τον μηχανισμό αστοχίας προσδιορίζονται χρησιμοποιώντας μια νέα βελτιστοποιημένη διαδικασία που περιλαμβάνει μια ευρετική αναζήτηση, η οποία ελαχιστοποιεί τον αριθμό των μπλοκ και των μη γραμμικών διεπαφών στις επακόλουθες αναλύσεις. Στη συνέχεια, τα μακρομπλοκ μοντελοποιούνται ως ομοιογενές υλικό που αλληλεπιδρά μέσω διεπαφών συνοχής-τριβής σε ένα περιβάλλον πεπερασμένων στοιχείων όπου η ανάλυση pushover παράγει καμπύλες δύναμης-μετατόπισης. Η επικύρωση σε σχέση με διάφορα δομικά σημεία αναφοράς με κανονικά και ακανόνιστα μοτίβα τοιχοποιίας και διαφορετικές διαμορφώσεις φόρτισης αποδεικνύει την ακρίβεια και την ανταγωνιστικότητα της μεθόδου σε σύγκριση με τις προσεγγίσεις μικρομοντελοποίησης.

Ως πρώτο δομικό σημείο αναφοράς, έχει υιοθετηθεί μια πρόσοψη από τοιχοποιία εμπνευσμένη από ,αποτελούμενη από τέσσερα ορόφους και 17 ανοίγματα. Η πρόσοψη διαθέτει γεωμετρία οριοθέτησης $24,0 \times 15,6 \times 0,3 \text{ m}^3$, κατασκευασμένη με μοτίβο συνεχόμενης σύνδεσης μονάδων $400 \times 200 \times 300 \text{ mm}^3$. Αρχικά, τα φορτία βαρύτητας και τα πρόσθετα φορτία εισάγονται στο επίπεδο του σφενδριού για να προσομοιώσουν τα αποτελέσματα της πλάκας. Στη συνέχεια, η δομή υποβάλλεται σε οριζόντιο φορτίο ανάλογο με τη μάζα στο επίπεδο (η μάζα του δαπέδου λαμβάνεται επίσης υπόψη στα οριζόντια φορτία). Η Εικόνα 9 απεικονίζει τη γεωμετρία, τις οριακές συνθήκες και τις συνθήκες φόρτισης. Οι ελαστικές μηχανικές ιδιότητες ευθυγραμμίζονται με αυτές της Ενότητας 2.4.4, ενώ οι μονάδες και τα μακρομπλοκ θεωρείται ότι συμπεριφέρονται ως ισότροπες γραμμικές ελαστικές μονάδες, δηλαδή δεν έχει ληφθεί υπόψη η βλάβη των μονάδων και των μακρομπλοκ. Εδώ, υιοθετείται συντελεστής τριβής 0,65



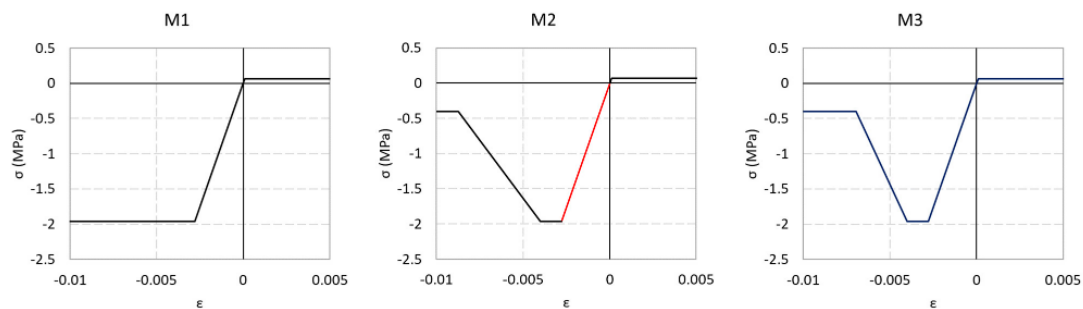
Εικόνα 9: Πρότυπο πρόσοψης τοιχοποιίας: όρια, συνθήκες φόρτωσης και γεωμετρία. (Szabó, S. et al 2025)

Τα αποτελέσματα δείχνουν μείωση έως και 90% στον υπολογιστικό χρόνο και στον αριθμό των μπλοκ, με μέγιστη διαφορά περίπου 5% στην αριθμητική πρόβλεψη της ικανότητας δύναμης.

Η σεισμική αξιολόγηση είναι ένα ζήτημα υψίστης σημασίας και ένα πολύτιμο εργαλείο για τη διατήρηση ευάλωτων κατασκευών σε σεισμογενείς περιοχές. Τα σεισμικά γεγονότα του παρελθόντος έχουν αναδείξει την ευπάθεια των πύργων από τοίχοποιία, η οποία εκδηλώνεται με σοβαρές δομικές και μη δομικές ζημιές ή ακόμη και καταρρεύσεις. Η διατήρηση των υφιστάμενων κατασκευών, με έμφαση κυρίως στην κληρονομιά των κτιρίων, αναδύεται και επιβάλλει σημαντικές βελτιώσεις των αριθμητικών μεθόδων, συμπεριλαμβανομένων των προσεγγίσεων ανάλυσης pushover. Η ακρίβεια της εκτιμώμενης σεισμικής ικανότητας για αυτές τις κατασκευές συσχετίζεται με τις υποθετικές στρατηγικές και τις προσεγγίσεις που γίνονται κατά τη διάρκεια της αριθμητικής μοντελοποίησης. Η έρευνα του Shehu (2021) ασχολείται με αυτές τις πτυχές, διερευνώντας τους περιορισμούς και τις δυνατότητες της σύλληψης της ανάλυσης pushover στο περιβάλλον της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων. Ο πιο κρίσιμος στόχος είναι η ανίχνευση σε μια καμπύλη ικανότητας pushover της αντίστοιχης έναρξης των δομικών ζημιών, της μέγιστης φέρουσας ικανότητας και της

τελικής ικανότητας μετατόπισης. Έχουν προταθεί και επεξηγηθεί διάφορες συστάσεις για την επίτευξη αυτού του στόχου για πρακτική χρήση. Στη μελέτη αυτή διερευνώνται τρεις αντιπροσωπευτικοί γεωμετρικοί πύργοι, που χρησιμοποιούν τρία διαφορετικά υλικά και πέντε διαφορετικά πρότυπα φορτίου.

Η μελέτη αυτή εξετάζει τρεις διαφορετικές σχέσεις τάσης-παραμόρφωσης του νόμου σύστασης της τοιχοποιίας, όπως φαίνεται στην εικόνα 10. Εδώ, τότε, συμβολίζονται: M1- ελαστοπλαστικό υλικό M2-εύθραυστο υλικό με μαλάκυνση και υπολειπόμενη αντοχή σε θλίψη M3-ίδιο με το υλικό M2, αλλά με πιο απότομη μαλάκυνση. Ο σκοπός της εξέτασης διαφορετικών νόμων σύστασης υλικών είναι η διερεύνηση του ρόλου των ιδιοτήτων των υλικών στην απόκριση των πύργων τοιχοποιίας υπό μη γραμμικές στατικές προσομοιώσεις.



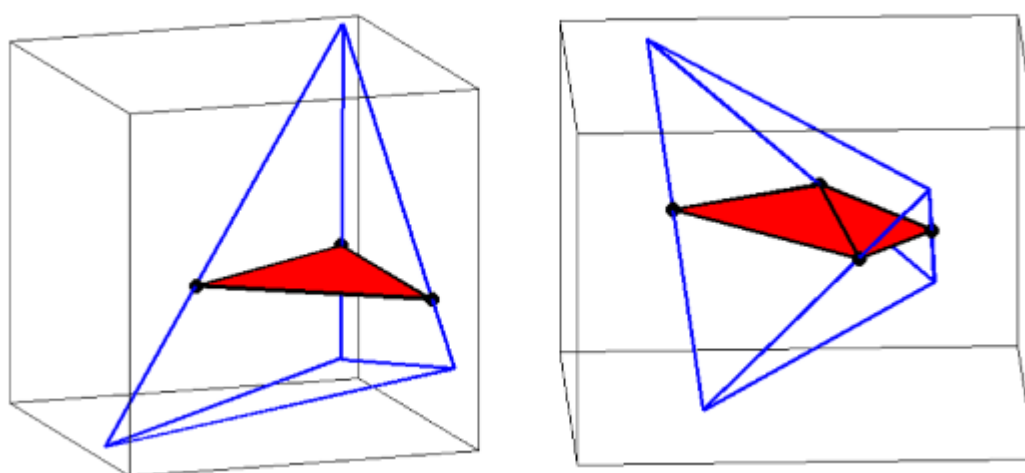
Εικόνα 10: Σχέση τάσης-παραμόρφωσης της τοιχοποιίας, M1—Τέλεια ελαστοπλαστικό, M2—Ιδανικό εύθραυστο υλικό με μαλάκυνση, M3—Ιδανικό εύθραυστο υλικό με απότομη μαλάκυνση. (Shehu 2021)

Εξετάζεται ο ρόλος του προτύπου φορτίου και η αναγκαιότητα της προσέγγισης ελέγχου τύπου μετατόπισης για την ανάλυση pushover. Η παρούσα εργασία επισημαίνει την υπερεκτίμηση της φέρουσας ικανότητας όταν εφαρμόζονται έλεγχοι δύναμης. Το μοντέλο υλικού επηρεάζει την επίτευξη του κλάδου μαλάκυνσης με διακριτή ικανότητα μετατόπισης.

Στην έρευνα των Bocciarelli et al (2017) προτείνεται μια αριθμητική προσέγγιση για την ανάλυση ώθησης πύργων από τοιχοποιία, με κοίλες τμήματα αυθαίρετου σχήματος. Η τοιχοποιία θεωρείται ένα μη γραμμικό υλικό που μαλακώνει υπό συμπίεση και είναι εύθραυστο υπό εφελκυσμό. Ο πύργος, που μοντελοποιείται στο πλαίσιο της θεωρίας δοκών Euler-Bernoulli, υποβάλλεται σε μια προκαθορισμένη κατανομή φορτίου, αλλά

το πρόβλημα διατυπώνεται ως ανάλυση ελεγχόμενης μετατόπισης, προκειμένου να ακολουθηθεί η καμπύλη απόκρισης της δομής μετά την κορυφή. Λαμβάνονται επίσης υπόψη μη γραμμικά γεωμετρικά φαινόμενα και μη γραμμικοί περιορισμοί (οι τελευταίοι λόγω των γύρω κτιρίων).

Κάθε διακριτοποίηση 2D δημιουργείται από τη διασταύρωση των στοιχείων 3D με το επίπεδο της τομής. Η διασταύρωση ενός τετράεδρου με ένα επίπεδο δημιουργεί είτε ένα τρίγωνο με τρεις κόμβους είτε ένα τετράπλευρο σχήμα με τέσσερις κόμβους, το οποίο μπορεί να χωριστεί σε δύο τρίγωνα, όπως φαίνεται στην Εικόνα 11. Από την ένωση όλων αυτών των τριγώνων προκύπτει η διακριτοποίηση 2D.



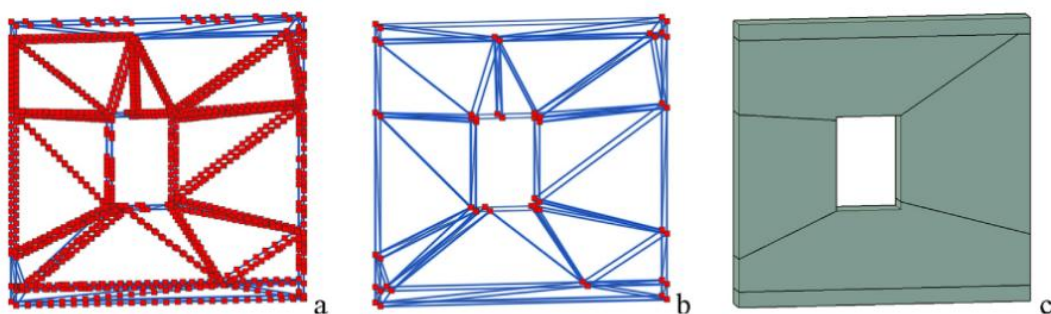
Εικόνα 11: Τομή τετράεδρου με επίπεδο, που δημιουργεί ένα τρίγωνο ή ένα τετράπλευρο σχήμα, το οποίο στη συνέχεια μπορεί να χωριστεί σε δύο τρίγωνα. (Bocciarelli et al 2017)

Διεξάγονται συγκριτικές αναλύσεις pushover με τον εμπορικό κώδικα Abaqus σε σχέση με μια πραγματική περίπτωση (ο πύργος Gabbia στη Μάντοβα), οι οποίες απέδειξαν την ακρίβεια και την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων που προέκυψαν με την παρούσα διατύπωση και την αξιοσημείωτη μείωση του χρόνου υπολογισμού.

Στην έρευνα των D'Altri et al (2021), αναπτύσσεται μια αυτοματοποιημένη διαδικασία δύο σταδίων βασισμένη σε αναλύσεις προσαρμοστικού ορίου και pushover για τη σεισμική αξιολόγηση κατασκευών από τοιχοποιία. Εμπνευσμένη από μια παρόμοια διαδικασία που είχε αναπτυχθεί προηγουμένως από τους συγγραφείς για την εκτός

επιπέδου συμπεριφορά, η διαδικασία που παρουσιάζεται εδώ επεκτείνεται σε συνθήκες φόρτισης εντός επιπέδου και συνδυασμένες συνθήκες φόρτισης εντός και εκτός επιπέδου, λαμβάνοντας επίσης υπόψη την επίδραση της θραύσης της τοιχοποιίας. Στο πρώτο στάδιο, χρησιμοποιείται ένα εργαλείο ανάλυσης προσαρμοστικού ορίου ανώτατου ορίου για την πρόβλεψη του μηχανισμού κατάρρευσης (και του αντίστοιχου πολλαπλασιαστή) της κατασκευής υπό συγκεκριμένες συνθήκες φόρτισης. Στη συνέχεια, αναπτύσσεται και χρησιμοποιείται μια νέα ειδική ρουτίνα για την αυτόματη εισαγωγή της γεωμετρίας του μηχανισμού κατάρρευσης οποιασδήποτε πολυπλοκότητας σε ένα στερεό μοντέλο έτοιμο για χρήση σε ένα πλαίσιο πεπερασμένων στοιχείων. Στο δεύτερο στάδιο, διεπαφές βασισμένες σε συνεκτική-τριβική επαφή εισάγονται αυτόματα στις ρωγμές του μηχανισμού κατάρρευσης που αποκτήθηκε προηγουμένως και πραγματοποιείται ανάλυση pushover για να διερευνηθεί η απόκριση φορτίου-μετατόπισης της κατασκευής. Πραγματοποιείται μια σειρά παραμετρικών αναλύσεων για να επισημανθεί η επίδραση διαφορετικών μηχανικών υποθέσεων.

Στην εικόνα 12 περιγράφεται η λειτουργία του μηχανισμού μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τη δημιουργία ενός τρισδιάστατου μοντέλου σε οποιοδήποτε περιβάλλον CAD, το οποίο αποτελεί ένα χρήσιμο ενδιάμεσο βήμα που επιτρέπει την εφαρμογή, εάν χρειαστεί, πρακτικών προσαρμογών πριν από την εισαγωγή του σε ένα λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ικανό να εισάγει τις πιο κοινές μορφές αρχείων 3D. Η ρουτίνα 1-προς-2 λαμβάνει ως είσοδο ένα αρχείο σχήματος και επιστρέφει ένα άλλο αρχείο που δημιουργεί αυτόματα τη στερεά γεωμετρία σε ένα περιβάλλον CAD.



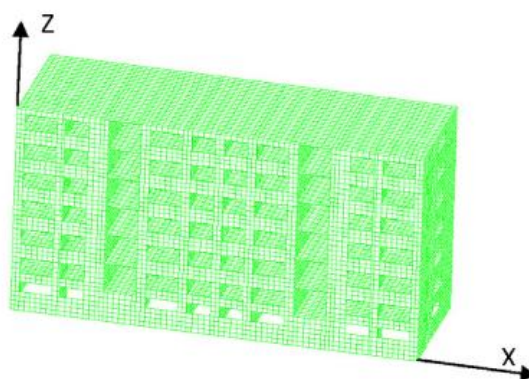
Εικόνα 12: Γεωμετρία μηχανισμού κατάρρευσης στο περιβάλλον CAD: (α) μοντέλο πολυγραμμών που δημιουργήθηκε χωρίς την εφαρμογή της διαδικασίας

φιλτραρίσματος, (β) μοντέλο πολυγραμμών που δημιουργήθηκε με τη χρήση της διαδικασίας φιλτραρίσματος, (γ) μοντέλο στερεού (D'Altri et al 2021)

Τέλος, η αποτελεσματικότητα της προτεινόμενης διαδικασίας αποδεικνύεται σε μια μελέτη περίπτωσης κτιρίου από τοιχοποιία σε πραγματική κλίμακα.

Οι Ademovic et al (2013) εξέτασαν τη συμπεριφορά ενός τυπικού κτιρίου από τοιχοποιία στη Βοσνία-Ερζεγοβίνη, το οποίο κατασκευάστηκε τη δεκαετία του 1950 χωρίς να τηρούνται οι αντισεισμικές οδηγίες. Κατασκευάστηκε ένα συνολικό αριθμητικό μοντέλο του κτιρίου και το υλικό της τοιχοποιίας προσομοιώθηκε ως μη γραμμικό. Επιπλέον, οι υπολογισμοί που πραγματοποιήθηκαν με ένα «λιγότερο» εξελιγμένο μοντέλο παρουσιάζουν καλή συσχέτιση με τους υπολογισμούς της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων (FEM). Ήταν σε θέση να «συλλάβει» το μοτίβο της ζημιάς, όχι τόσο λεπτομερώς όσο στους υπολογισμούς FEM, αλλά αρκετά καλά.

Τα γεωμετρικά δεδομένα που προέκυψαν από τον αρχικό σχεδιασμό που πραγματοποιήθηκε το 1957 ελέγχθηκαν διασταυρωτικά με μετρήσεις λέιζερ στον χώρο και, λαμβάνοντας υπόψη ορισμένες απλουστεύσεις, το αριθμητικό μοντέλο ολοκληρώθηκε στο DIANA 9.4 [32], όπως φαίνεται στην Εικόνα 13. Για τη μοντελοποίηση της δομής χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία καμπύλου κελύφους (τετράπλευρο στοιχείο τύπου CQ40S). Αυτό το είδος στοιχείου χαρακτηρίζεται από 8 κόμβους και 5 βαθμούς ελευθερίας για κάθε κόμβο (40 DOF ανά στοιχείο). Για αυτά τα στοιχεία: η διατμητική παραμόρφωση περιλαμβάνεται όπως ορίζεται από τη θεωρία Mindlin–Reissner και η συνιστώσα της κανονικής τάσης κάθετη προς το επιφανειακό στοιχείο είναι ίση με μηδέν.



Εικόνα 13: (α) Γενική άποψη του κτιρίου και (β) αριθμητικό μοντέλο που εκτελέστηκε στο DIANA (Ademovic et al 2013)

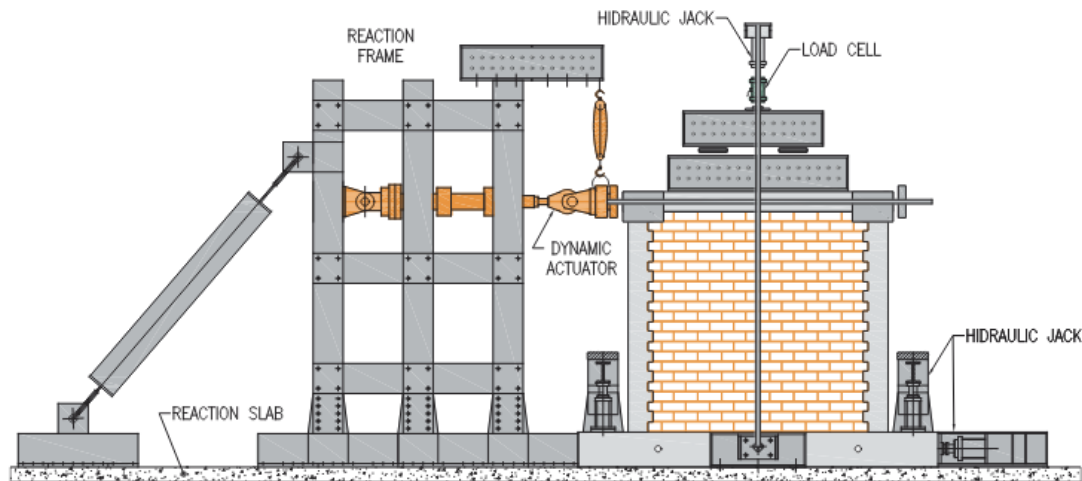
Με βάση τα παραπάνω, μπορεί να συναχθεί το συμπέρασμα ότι, στην περίπτωση αυτή, ο υπολογισμός με το πρόγραμμα Frame by Macro Elements (FME) θα μπορούσε να συνιστάται για μελλοντικές αναλύσεις αυτού του τύπου κατασκευών, καθώς παρέχει αρκετά καλά αποτελέσματα με λιγότερο χρόνο υπολογισμού. Ωστόσο, όταν απαιτούνται πιο ακριβή αποτελέσματα, θα πρέπει να χρησιμοποιείται η FEM.

Η εργασία των Yacila (2019) παρουσιάζει έναν καινοτόμο τρόπο προσομοίωσης της μη γραμμικής συμπεριφοράς περιορισμένων τοίχων από τοιχοποιία που υπόκεινται σε πλευρική φόρτιση εντός του επιπέδου, χρησιμοποιώντας μια προσέγγιση μακρομοντελοποίησης 3D. Για το σκοπό αυτό, χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων που εφαρμόζεται στο λογισμικό ABAQUS. Όλα τα στερεά πεπερασμένα στοιχεία 3D μοντελοποιήθηκαν ως ένα ενιαίο τμήμα, γεγονός που επέτρεψε την αποφυγή της μοντελοποίησης των διεπαφών επαφής μεταξύ των στοιχείων από σκυρόδεμα και τοιχοποιίας. Η μη γραμμική συμπεριφορά του

σκυροδέματος και της τοιχοποιίας διέπονταν από δύο κύριους τύπους αστοχιών: θραύση και ρωγμάτωση, οι οποίες αναπαριστήθηκαν σωστά από το μοντέλο Concrete Damage Plasticity (CDP). Οι χαλύβδινοι οπλισμοί μοντελοποιήθηκαν ως ελαστικοί-πλαστικοί με σκλήρυνση και θεωρήθηκε ότι είχαν τέλεια πρόσφυση με το περιβάλλον σκυρόδεμα μέσω του ενσωματωμένου περιορισμού. Πριν από τη διαδικασία μοντελοποίησης, πραγματοποιήθηκαν πειράματα, τα αποτελέσματα των οποίων χρησιμοποιήθηκαν ως πρότυπα για την επικύρωση του προτεινόμενου μοντέλου. Διενεργήθηκε διαδικασία βαθμονόμησης των ιδιοτήτων εφελκυσμού της τοιχοποιίας για την κατάλληλη προσαρμογή στα πειραματικά πρότυπα.

Στην εικόνα 14 φαίνεται η τυπική συναρμολόγηση που χρησιμοποιήθηκε για τη διεξαγωγή των κυκλικών δοκιμών. Οι πλευρικές μετατοπίσεις επιβλήθηκαν μέσω ενός δυναμικού ενεργοποιητή, ο οποίος ελέγχονταν από μετατοπίσεις σε έναν υπολογιστή. Ο ενεργοποιητής αυτός προοριζόταν να στερεωθεί σε ένα πλαίσιο αντίδρασης αρκετά άκαμπτο ώστε να αποφεύγονται παραμορφωμένες πλευρικές μετατοπίσεις. Από την άλλη πλευρά, ένας υδραυλικός γρύλος τοποθετήθηκε σε κάθε άκρο της θεμελίωσης για να αποτρέψει την ανατροπή της. Επιπλέον, ένας υδραυλικός γρύλος τοποθετήθηκε σε

ένα από τα άκρα της θεμελίωσης για να αποτρέψει την οριζόντια ολίσθησή της σε μία κατεύθυνση. Στην άλλη κατεύθυνση, η θεμελίωση προοριζόταν να αντιδράσει στο άκαμπτο πλαίσιο αντίδρασης. Το κατακόρυφο φορτίο, όπου εφαρμόστηκε, επιβλήθηκε από έναν επιπλέον υδραυλικό γρύλο, ο οποίος με τη σειρά του συνδέθηκε με δύο άκαμπτες χαλύβδινες δοκούς, προκειμένου να κατανεμηθεί όσο το δυνατόν περισσότερο το κατακόρυφο φορτίο πάνω από τη δοκό περιορισμού του τοίχου.



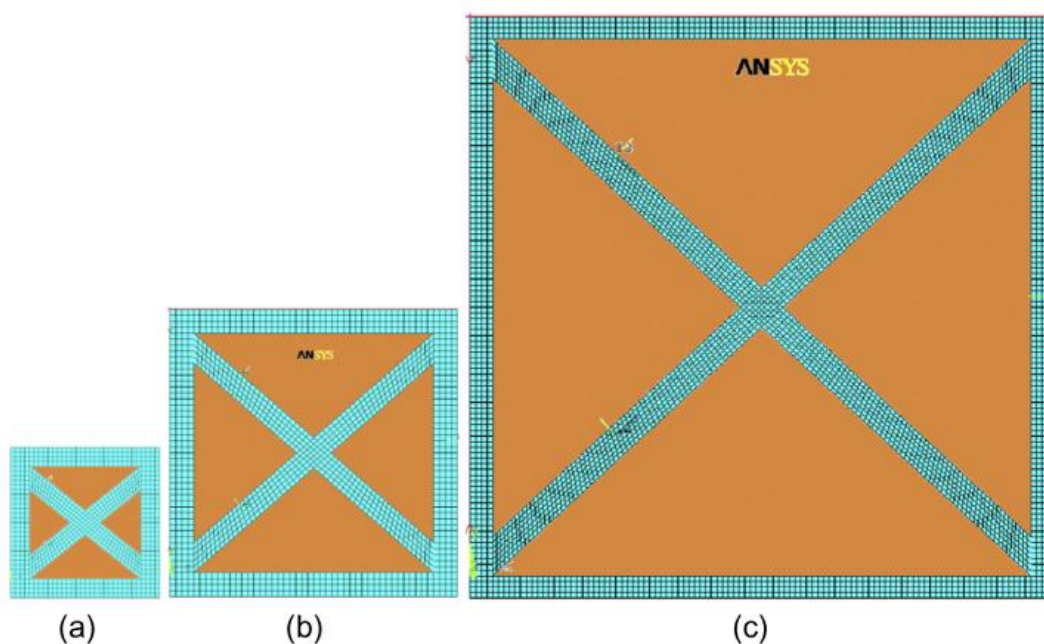
Εικόνα 14: Η διάταξη δοκιμής των τοίχων που δοκιμάστηκαν (Yacila 2019)

Ως αποτέλεσμα, υπήρξε καλή συμφωνία μεταξύ των αριθμητικών και των πειραματικών αποτελεσμάτων όσον αφορά τις καμπύλες χωρητικότητας και τα πρότυπα ρωγμών.

Η τοιχοποιία με ξύλινο σκελετό (TF) είναι ένα δομικό σύστημα που χαρακτηρίζεται από υψηλή πολυπλοκότητα και ποικιλομορφία. Μέχρι σήμερα έχουν πραγματοποιηθεί περιορισμένες πειραματικές και αναλυτικές έρευνες για τη μελέτη της αντίδρασής της σε σεισμούς, εν μέρει λόγω της πολυπλοκότητας του προβλήματος και εν μέρει λόγω της σπανιότητας των κτιρίων TF σε όλο τον κόσμο. Στην εργασία των Kouris and Karos (2014) παρουσιάζεται ένα νέο πρακτικό μη γραμμικό (NL) μακρομοντέλο για δομές τοιχοποιίας TF, βασισμένο στην γνωστή προσέγγιση διαγώνιων αντηρίδων με μη γραμμικούς αξονικούς μεντεσέδες στις αντηρίδες. Ο νόμος σύστασης για τους μεντεσέδες (αξονική δύναμη έναντι αξονικής παραμόρφωσης) προκύπτει με βάση μια εκτενή παραμετρική ανάλυση των κύριων παραγόντων που επηρεάζουν την απόκριση των πάνελ τοιχοποιίας TF που υποβάλλονται σε οριζόντια φόρτιση. Οι παράμετροι που

μελετήθηκαν σχετίζονται με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του πάνελ και την αντοχή του ξύλου, καθώς και με τις συνδέσεις των ξύλινων στοιχείων. Η παραμετρική ανάλυση πραγματοποιείται χρησιμοποιώντας ένα μικρομοντέλο βασισμένο στην πλαστικότητα τύπου Hill και αποδεικνύεται ότι στους μελετηθέντες τοίχους με διαγώνια αντηρίδες, τα τοιχοποιία δεν συμβάλλουν σημαντικά στην αντοχή σε πλευρικές φορτίσεις. Προτείνονται εμπειρικές εκφράσεις για την απόδοση και τη μέγιστη μετατόπιση και διάτμηση ενός οριζόντια φορτωμένου πάνελ TF. Το μοντέλο επαληθεύεται σε σχέση με τα διαθέσιμα πειραματικά δεδομένα και διαπιστώνεται ότι αποτυπώνει καλά τις περιβάλλουσες των πειραματικών βρόχων.

Η παραμετρική ανάλυση για την επίδραση της επιφάνειας A πραγματοποιήθηκε επιλέγοντας έντεκα τοιχώματα TF με A που κυμαίνεται από 0,36 m² έως 6,76 m² (τιμή αναφοράς 1,44). Οι διαστάσεις του πάνελ κυμαίνονται από $L = H = 0,6$ m έως 2,6 m, που αντιστοιχεί περίπου στο ένα τέταρτο του ύψους ενός ορόφου έως το πλήρες ύψος ενός ορόφου. Το παρακάτω σχήμα δείχνει τρεις διαφορετικούς τοίχους TF που χρησιμοποιήθηκαν στην παραμετρική ανάλυση: τις δύο ακραίες περιπτώσεις όσον αφορά την επιφάνειά τους και μια ενδιάμεση. Δεδομένου ότι η διατομή των διαγώνιων στηριγμάτων παραμένει η ίδια, προκύπτει ότι το πάνελ με την ελάχιστη επιφάνεια (Εικόνα 15 α) είναι αυτός που έχει την πιο πυκνή ενίσχυση με ξύλινα στοιχεία, το ενδιάμεσο πάνελ (Εικόνα 15β) είναι ένας μάλλον αρμονικός συνδυασμός τοιχοποιίας (δεν εμφανίζεται στην εικόνα) και ξύλου, ενώ το πάνελ με τη μέγιστη επιφάνεια (Εικόνα 15γ) φαίνεται να έχει ανεπαρκή ενίσχυση με ξύλινα στοιχεία.



Εικόνα 15: Σκίτσο τριών πλαισίων που χρησιμοποιήθηκαν στην παραμετρική ανάλυση του Α: (α) ελάχιστη επιφάνεια (0,6x0,6 m²), (β) ενδιάμεση επιφάνεια (1,2x1,2 m²) και (γ) μέγιστη επιφάνεια (2,4x2,4 m²). (Kouris and Karos 2014)

Το μοντέλο είναι άμεσα εφαρμόσιμο στη στατική ανάλυση NL (pushover) για την αξιολόγηση της πλευρικής φέρουσας ικανότητας των κτιρίων από τοιχοποιία ΤΦ, καθώς ο αριθμός των παραμέτρων εισόδου για την εξαγωγή του νόμου σύστασης έχει περιοριστεί σε πέντε μόνο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 Γενική Περιγραφή Κατασκευής

Η υπό μελέτη κατασκευή αποτελεί κτίριο φέρουσας τοιχοποιίας αποτελούμενο από δύο βασικά δομικά τμήματα, έναν κύριο διώροφο φορέα και μία επιμήκη μονώροφη πτέρυγα, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους μέσω ενδιάμεσου τμήματος επικοινωνίας. Η συνολική μορφή του κτιρίου οδηγεί σε μη κανονική γεωμετρία σε κάτοψη, γεγονός που επηρεάζει άμεσα τη στατική και δυναμική συμπεριφορά του φορέα.

Ο κύριος φορέας αναπτύσσεται σε δύο στάθμες, ήτοι ισόγειο και όροφο, με συνολικό ύψος 6.00 m, ενώ η πλευρική πτέρυγα είναι μονώροφη. Η ύπαρξη διαφορετικών υψομετρικών επιπέδων δημιουργεί διαφοροποίηση δυσκαμψίας και μάζας μεταξύ των επιμέρους τμημάτων της κατασκευής.

Η γενική διαμόρφωση του κτιρίου χαρακτηρίζεται από σημαντικό ανάπτυγμα κατά τη μεγάλη οριζόντια διεύθυνση, παρουσία μεγάλου αριθμού ανοιγμάτων στις εξωτερικές όψεις, συνδυασμό περιμετρικών και εσωτερικών φερόντων τοίχων και διαφοροποίηση γεωμετρίας μεταξύ ισογείου και ορόφου.

Η φέρουσα λειτουργία του κτιρίου βασίζεται αποκλειστικά στους τοίχους τοιχοποιίας, οι οποίοι παραλαμβάνουν τόσο τα κατακόρυφα όσο και τα οριζόντια φορτία της κατασκευής. Η διάταξη των τοίχων έχει ως στόχο την ομαλή μεταφορά των φορτίων προς τη θεμελίωση, καθώς και τη βελτίωση της συνολικής σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα.

Η κατασκευή παρουσιάζει ορισμένες μορφολογικές ιδιαιτερότητες, όπως η ασυμμετρία σε κάτοψη και η μεταβολή του ύψους μεταξύ των επιμέρους τμημάτων, στοιχεία τα οποία καθιστούν αναγκαία την προσεκτική μοντελοποίηση και ανάλυση του φορέα στο λογισμικό 3Muri.

2.2 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Κατασκευής

Τα βασικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά του φορέα συνοψίζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 2.1 – Γεωμετρικά χαρακτηριστικά κατασκευής

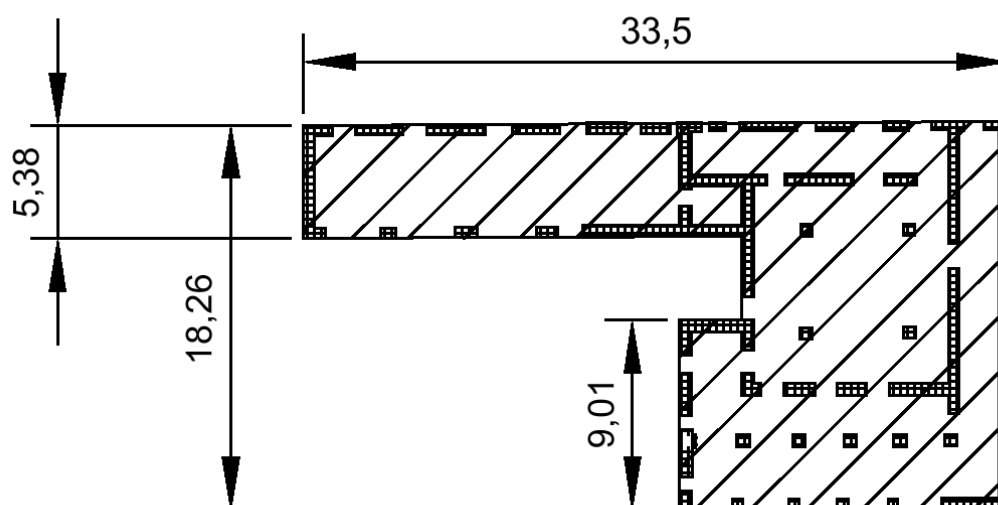
Χαρακτηριστικό	Τιμή
Συνολικό μήκος άνω πλευράς	37.00 m
Συνολικό μήκος δεξιάς πλευράς	18.00 m
Μήκος κάτω πλευράς κύριου φορέα	15.00 m
Αριθμός ορόφων κύριου φορέα	2
Αριθμός ορόφων πτέρυγας	1
Ύψος ορόφου	3.00 m
Συνολικό ύψος κτιρίου	6.00 m
Πάχος εξωτερικών τοίχων	0.50 m
Πάχος εσωτερικών τοίχων	0.20 m

Η συνολική γεωμετρία του κτιρίου οδηγεί σε ανομοιόμορφη κατανομή δυσκαμψίας και μάζας, ιδιαίτερα λόγω της μονόροφης πτέρυγας που αναπτύσσεται στη μία πλευρά της κατασκευής. Παράλληλα, η ύπαρξη μεγάλου μήκους κατά τη μία διεύθυνση επηρεάζει τη σεισμική απόκριση και την κατανομή των εντατικών μεγεθών στους τοίχους.

2.3 Περιγραφή Κατόψεων

2.3.1 Κάτοψη Ισογείου

ς



Εικόνα 16: ΚΑΤΟΨΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

Η κάτοψη του ισογείου παρουσιάζει σύνθετη γεωμετρική διάταξη και αναπτύσσεται κυρίως κατά τη μεγάλη οριζόντια διεύθυνση του κτιρίου. Ο κύριος δώροφος φορέας τοποθετείται στη δεξιά πλευρά της κάτοψης και εμφανίζει περίπου ορθογωνική μορφή διαστάσεων 15.00×18.00 m.

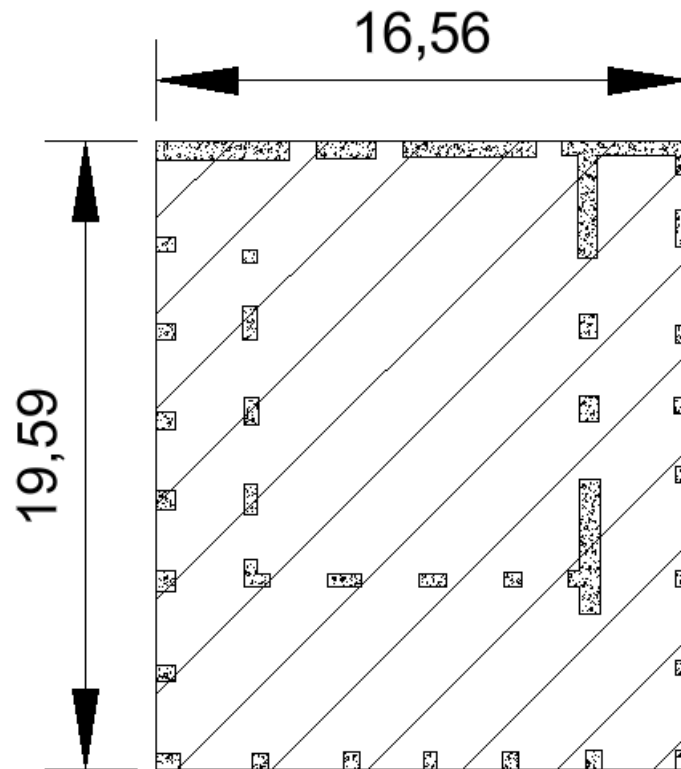
Στην αριστερή πλευρά αναπτύσσεται επιμήκης μονώροφη πτέρυγα μήκους περίπου 22.00 m, η οποία συνδέεται με το κυρίως κτίριο μέσω ενδιάμεσου χώρου επικοινωνίας. Η διάταξη αυτή οδηγεί σε σημαντική επιμήκυνση της συνολικής κάτοψης και επηρεάζει τη δυσκαμψία του φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση.

Οι εξωτερικοί φέροντες τοίχοι αναπτύσσονται περιμετρικά της κατασκευής και έχουν αυξημένο πάχος 0.50 m, ενώ στο εσωτερικό διαμορφώνονται επιμέρους χώροι μέσω εσωτερικών τοίχων πάχους 0.20 m.

Παρατηρείται μεγάλος αριθμός ανοιγμάτων στις εξωτερικές όψεις, κυρίως παραθύρων και θυρών, γεγονός που μειώνει το ενεργό μήκος ορισμένων τοιχοποιιών και επηρεάζει τη σεισμική τους συμπεριφορά. Παράλληλα, η παρουσία συνεχών τοίχων σε βασικές διευθύνσεις συμβάλλει στην επαρκή ανάληψη οριζόντιων δράσεων.

Η διάταξη των φερόντων στοιχείων επιτρέπει την ομαλή μεταφορά φορτίων προς τη θεμελίωση, την κατακόρυφη συνέχεια των τοίχων, την ανάπτυξη ικανοποιητικής δυσκαμψίας και τη συνεργασία των τοιχοποιιών υπό σεισμική φόρτιση.

2.3.2 Κάτοψη Ορόφου



Εικόνα 17: ΚΑΤΟΨΗ ΟΡΟΦΟΥ

Ο όροφος αναπτύσσεται αποκλειστικά στον κύριο διώροφο φορέα και δεν επεκτείνεται πάνω από τη μονώροφη πτέρυγα. Η γεωμετρία του ακολουθεί σε γενικές γραμμές τη διάταξη του ισογείου, παρουσιάζοντας ωστόσο επιμέρους διαφοροποιήσεις στη θέση και στη συνέχεια ορισμένων εσωτερικών τοίχων.

Οι φέροντες τοίχοι του ορόφου τοποθετούνται κατά τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται η συνέχεια μεταφοράς φορτίων προς τα κατώτερα επίπεδα, αποφεύγοντας απότομες ασυνέχειες δυσκαμψίας.

Η διαμόρφωση του ορόφου συμβάλλει στη βελτίωση της συνολικής χωρικής λειτουργίας του φορέα, στη συμμετρικότερη κατανομή των κατακόρυφων φορτίων και στη διατήρηση ικανοποιητικής σεισμικής συμπεριφοράς.

2.4 Φέρων Οργανισμός

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από φέρουσα τοιχοποιία, η οποία αναλαμβάνει το σύνολο των κατακόρυφων και οριζόντιων δράσεων της κατασκευής.

Η στατική λειτουργία βασίζεται στη συνεργασία των περιμετρικών και εσωτερικών τοίχων, οι οποίοι λειτουργούν ως κατακόρυφα φέροντα στοιχεία και ως διατμητικά τοιχώματα υπό σεισμική καταπόνηση.

2.4.1 Εξωτερικοί Τοίχοι

Οι εξωτερικοί τοίχοι έχουν πάχος 0.50 m και κατασκευάζονται από λιθοδομή. Λόγω του αυξημένου πάχους τους εμφανίζουν σημαντική δυσκαμψία και αυξημένη ικανότητα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων.

Η λιθοδομή χαρακτηρίζεται από μεγάλη μάζα, αυξημένη θλιπτική αντοχή, μικρή εφελκυστική ικανότητα και ψαθυρή συμπεριφορά υπό έντονη σεισμική δράση.

Οι τοίχοι αυτοί αποτελούν τα βασικά στοιχεία ανάληψης των σεισμικών δράσεων του κτιρίου.

2.4.2 Εσωτερικοί Τοίχοι

Οι εσωτερικοί τοίχοι έχουν πάχος 0.20 m και αποτελούνται από οπτοπλινθοδομή. Παρότι ο κύριος ρόλος τους είναι λειτουργικός και αρχιτεκτονικός, συμβάλλουν επίσης στη συνολική δυσκαμψία και στη χωρική συνεργασία της κατασκευής.

Η παρουσία τους επηρεάζει την κατανομή φορτίων, τη δυσκαμψία του φορέα και τη δυναμική απόκριση της κατασκευής.

2.5 Οριζόντια Φέροντα Στοιχεία

Τα οριζόντια στοιχεία της κατασκευής θεωρούνται ότι λειτουργούν ως διαφράγματα επαρκούς ακαμψίας, μεταφέροντας τις οριζόντιες δράσεις προς τους κατακόρυφους φέροντες τοίχους.

Η διαφραγματική λειτουργία των πατωμάτων είναι ιδιαίτερα σημαντική για την κατανομή των σεισμικών φορτίων, τη συνεργασία των επιμέρους τοίχων και τη μείωση τοπικών παραμορφώσεων.

2.6 Θεμελίωση

Η θεμελίωση θεωρείται επιφανειακή και πραγματοποιείται μέσω συνεχών θεμελίων κάτω από τους φέροντες τοίχους.

Η επιλογή συνεχούς θεμελίωσης κρίνεται κατάλληλη λόγω της μορφής της τοιχοποιίας, της συνεχούς κατανομής φορτίων και της ανάγκης περιορισμού διαφορικών καθιζήσεων.

2.7 Υλικά Κατασκευής

Η κατασκευή αποτελείται από:

2.7.1 Λιθοδομή

Η λιθοδομή αποτελεί το βασικό υλικό κατασκευής των εξωτερικών φερόντων τοίχων του κτιρίου και χρησιμοποιείται κυρίως λόγω της αυξημένης αντοχής και δυσκαμψίας που προσφέρει στον φορέα. Πρόκειται για παραδοσιακό δομικό σύστημα, το οποίο συναντάται ευρέως σε υφιστάμενες κατασκευές, ιδιαίτερα σε κτίρια παλαιότερης κατασκευαστικής περιόδου. Οι εξωτερικοί τοίχοι έχουν πάχος 0.50 m και αποτελούνται από φυσικούς λίθους συνδεδεμένους με κονίαμα. Το μεγάλο πάχος της τοιχοποιίας συμβάλλει σημαντικά στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων, στην αύξηση της πλευρικής δυσκαμψίας του φορέα και στη βελτίωση της συνολικής ευστάθειας της κατασκευής.

Η λιθοδομή χαρακτηρίζεται από υψηλή θλιπτική αντοχή, γεγονός που την καθιστά κατάλληλη για την παραλαβή μεγάλων κατακόρυφων φορτίων. Αντίθετα, παρουσιάζει περιορισμένη εφελκυστική και διατμητική αντοχή, καθώς και ψαθυρή συμπεριφορά υπό έντονη σεισμική καταπόνηση.

Η μηχανική συμπεριφορά της εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την ποιότητα και τη μορφή των λίθων, το είδος και την κατάσταση του κονιάματος, τον τρόπο δόμησης και την ύπαρξη ή μη κατασκευαστικών ασυνεχειών.

Λόγω της μεγάλης μάζας της, η λιθοδομή αυξάνει σημαντικά τα σεισμικά φορτία που αναπτύσσονται στην κατασκευή. Για τον λόγο αυτό, η σωστή διάταξη των τοίχων και

η επαρκής σύνδεση μεταξύ τους αποτελούν ιδιαίτερα σημαντικούς παράγοντες για την ασφαλή σεισμική λειτουργία του φορέα. Στην παρούσα κατασκευή, οι εξωτερικοί τοίχοι από λιθοδομή αποτελούν τα κύρια φέροντα στοιχεία και συμμετέχουν καθοριστικά τόσο στην παραλαβή των κατακόρυφων δράσεων όσο και στην ανάληψη των σεισμικών φορτίων.

2.7.2 Οπτοπλινθοδομή

Η οπτοπλινθοδομή χρησιμοποιείται στους εσωτερικούς τοίχους της κατασκευής και αποτελείται από οπτόπλινθους συνδεδεμένους με κονίαμα. Οι τοίχοι αυτοί έχουν πάχος 0.20 m και συμβάλλουν τόσο στη διαμόρφωση των εσωτερικών χώρων όσο και στη συνολική λειτουργία του φορέα.

Σε σύγκριση με τη λιθοδομή, η οπτοπλινθοδομή εμφανίζει μικρότερο ίδιο βάρος, καλύτερη γεωμετρική κανονικότητα, ευκολότερη κατασκευαστική εφαρμογή, μειωμένη δυσκαμψία και αντοχή.

Η παρουσία των εσωτερικών τοίχων επηρεάζει σημαντικά τη δυναμική συμπεριφορά του κτιρίου, καθώς συμβάλλουν στην κατανομή των οριζόντιων δράσεων, στην ενίσχυση της πλευρικής δυσκαμψίας και στη χωρική συνεργασία των επιμέρους τμημάτων της κατασκευής.

Παρά το μικρότερο πάχος τους, οι τοίχοι οπτοπλινθοδομής συμμετέχουν στη μεταφορά φορτίων και επηρεάζουν τη συνολική απόκριση του φορέα υπό σεισμική δράση. Η συμβολή τους εξαρτάται από τη θέση τους στην κάτοψη, τη σύνδεσή τους με τους εξωτερικούς τοίχους και το ποσοστό και τη διάταξη των ανοιγμάτων.

Η χρήση οπτοπλινθοδομής στους εσωτερικούς χώρους προσφέρει επίσης πλεονεκτήματα όσον αφορά τη μείωση του συνολικού βάρους της κατασκευής, τη βελτίωση της θερμομονωτικής συμπεριφοράς και τη διευκόλυνση της διαμόρφωσης των χώρων.

Για τις ανάγκες της παρούσας ανάλυσης, η οπτοπλινθοδομή θεωρήθηκε ότι συνεργάζεται πλήρως με τα υπόλοιπα στοιχεία του φορέα και συμβάλλει στη συνολική δυσκαμψία της κατασκευής.

2.8 Μηχανικές Ιδιότητες Υλικών

Πίνακας 2.2 – Μηχανικές ιδιότητες τοιχοποιίας

Υλικό	f_k (MPa)	τ_0 (MPa)	E (MPa)
Λιθοδομή	2.00	0.15	1500
Οπτοπλινθοδομή	3.00	0.20	2000

Οι παραπάνω τιμές επιλέχθηκαν σύμφωνα με τις προβλέψεις του ΚΑΔΕΤ για υφιστάμενες κατασκευές συνήθους ποιότητας και χρησιμοποιήθηκαν για τη μοντελοποίηση του φορέα στο λογισμικό 3Muri.

Η χαρακτηριστική αντοχή f_{wk} της άοπλης τοιχοποιίας, όταν αυτή συνδυάζεται με κονίαμα γενικής εφαρμογής αν δεν έχει προσδιοριστεί με πειραματικά δεδομένα, μπορεί να προσδιοριστεί από τη σχέση :

$$f_k = K * f_b^{0.7} * f_m^{0.3} \quad (\text{Εξ. 2-1})$$

Για κονίαμα λεπτής στρώσης ή ελαφοκονίαμα και αργιλικά τοιχοσώματα Ομάδων 1 και 4 σχέση γίνεται :

$$f_k = K * f_b^{0.85} \quad (\text{Εξ.2-2})$$

όπου :

K : Συντελεστής εξαρτώμενος από τον τύπο του τοιχοσώματος και του κονιάματος και δίνεται από τον Πίνακα 2.1 που παρατίθεται στη συνέχεια.

f_b : Ανηγμένη θλιπτική αντοχή του τοιχοσώματος μετρούμενη σε N/mm²

f_m : Μέση θλιπτική αντοχή του κονιάματος μετρούμενη σε N/mm²

Οι παραπάνω σχέσεις ισχύουν υπό τις κάτωθι προϋποθέσεις :

- η f_b δε θα ληφθεί μεγαλύτερη από 75 MPa όταν χρησιμοποιείται κονίαμα γενικής χρήσης
- η f_b δε θα ληφθεί μεγαλύτερη από 50 MPa όταν χρησιμοποιείται κονίαμα

λεπτής στρώσης

- η f_m δεν θα ληφθεί μεγαλύτερη από 20 MPa ούτε μεγαλύτερη από $2 \cdot f_b$ για

κονίαμα γενικής χρήσης

- η f_m δε θα ληφθεί μεγαλύτερη από 10 MPa για κονίαμα λεπτής στρώσης
- η f_m δε θα ληφθεί μεγαλύτερη από 5 MPa για ελαφροβαρές κονίαμα
- η τοιχοποιία κατασκευάζεται σύμφωνα με τις προδιαγραφές του κανονισμού

και οι αρμοί πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις για να θεωρούνται πληρωμένοι επαρκώς

Υλικό λιθοσώματος		Κονίαμα γενικής εφαρμογής	Κονίαμα λεπτής στρώσεως (N/mm^2) ^{0,15} (οριζόντιος αρμός $\leq 3\text{mm}$)	Ελαφροκονίαμα με πυκνότητα	
				$600 \leq \rho \leq 700$ Kg/m^3	$700 \leq \rho \leq 1500$ Kg/m^3
Αργίλος	Ομάδα 1	0,50	0,75	0,30	0,40
	Ομάδα 2	0,45	0,55	0,30	0,40
	Ομάδα 3	0,40	0,45	0,20	0,25
	Ομάδα 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Πυριτικό Ασβέστιο	Ομάδα 1	0,50	0,80	‡	‡
	Ομάδα 2	0,45	0,55	‡	‡
Σκυρόδεμα με αδρανή	Ομάδα 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Ομάδα 2	0,45	0,80	0,45	0,45
	Ομάδα 3	0,40	0,60	‡	‡
	Ομάδα 4	0,35	‡	‡	‡
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	Ομάδα 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Τεχνητοί λίθοι	Ομάδα 1	0,45	0,75	‡	‡
Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	Ομάδα 1	0,45	‡	‡	‡
‡ Συνδυασμός κονιάματος/λιθοσώματος ο οποίος συνήθως δεν εφαρμόζεται. Δεν δίδεται σχετική τιμή του K .					

Πίνακας 2.3- Τιμές Συντελεστή K ανάλογα με το είδος και το υλικό κονιάματος (Eurocode , 1998)

Πρέπει να σημειωθεί ότι η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή αναφέρεται μόνο στην αντοχή της τοιχοποιίας, καθώς η f_m και η f_b είναι στην ουσία μέσες ανοιγμένες θλιπτικές αντοχές κι όχι χαρακτηριστικές. Η ανηγμένη θλιπτική αντοχή f_b του τοιχοσώματος δίνεται από τη σχέση :

$$f_b = \delta * f_{bc} \text{ (Εξ.2-3)}$$

όπου δ : συντελεστής αναγωγής σε συνάρτηση με το ύψος και της ελάχιστης άλλης διάστασης του τοιχοσώματος

Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού f_{wd} δίνεται από τη σχέση :

$$f_{wd} = f_{wk} \gamma_m \text{ (Εξ. 2-4)}$$

όπου :

f_{wk} : η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας γ_m : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη τοιχοποιία (βλ. Πίνακας 2.2)

Υλικό		γ_m				
		Στάθμη ποιοτικού ελέγχου κατασκευής				
		1	2	3	4	5
A	Τοιχοποιία από:					
	Λιθοσώματα Κατηγορίας I, κονίαμα με μελέτη συνθέσεως ¹	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	Λιθοσώματα Κατηγορίας I, προδιαγεγραμμένο κονίαμα ²	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
Γ	Λιθοσώματα Κατηγορίας II, οποιοδήποτε κονίαμα ^{1,2,5}	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
Δ	Συνάφεια του χάλυβα οπλισμού	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
E	Χάλυβας οπλισμού και χάλυβας προέντασης	1,15				
ΣΤ	Δευτερεύοντα στοιχεία ^{3,4}	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
Z	Υπέρθυρα σύμφωνα με το EN 845-2 ³	1,5 έως 2,5				
Σημειώσεις:						
1. Οι απαιτήσεις για τα κονιάματα με μελέτη συνθέσεως δίδονται στα EN 998-2 και EN 1996-2						
2. Οι απαιτήσεις για τα προδιαγεγραμμένα κονιάματα δίδονται στα EN 998-2 και EN 1996-2						
3. Οι δηλούμενες τιμές είναι μέσες τιμές						
4. Οι στρώσεις στεγάνωσης θεωρείται ότι καλύπτονται από το γ_m της τοιχοποιίας						
5. Όταν ο συντελεστής μεταβλητότητας για τα λιθοσώματα της Κατηγορίας II, δεν είναι μεγαλύτερος από 25%						

Πίνακας 2.4-Τιμές του Επιμέρους Συντελεστή Ασφαλείας (Eurocode , 1998)

Επειδή δεν είναι πάντα εφικτός ο ποιοτικός έλεγχος σε μια υφιστάμενη τοιχοποιία και επειδή η ποιότητα κατασκευής μπορεί να διαφέρει σε πολλά σημεία κατασκευής, γι' αυτό χρησιμοποιούνται οι συντελεστές ασφαλείας του Πίνακας 2.2 με βάση τη γνώση του μελετητή ή κατασκευαστή μηχανικού. Υπάρχουν 5 κατηγορίες σύμφωνα με τον

Ευρωκώδικα όπου αλλάζει το επίπεδο εμπιστοσύνης όσον αφορά την επιθυμητή και τη πραγματική θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων και επομένως της τοιχοποιίας ως συνόλου.

Ο EC6 όπως με τη εφελκυστική αντοχή, ορίζει ότι η διατμητική αντοχή θα πρέπει να προσδιορίζεται μέσω πειραματικών δοκιμών, χωρίς όμως να έχουν θεσπιστεί συγκεκριμένες μορφές δοκιμών προς εξέταση. Στη περίπτωση όπου αυτό δεν καθίσταται δυνατό, τότε πρέπει να θεωρηθεί ότι η αστοχία θα προέλθει λόγω κάποιας από τις πιθανές μορφές αστοχίας που ήδη αναφέρθηκαν παραπάνω και παρουσιάζονται στην Σχήμα 2.3 (Καραντώνη, 2012). Ειδικότερα όμως σε κατασκευές με υφιστάμενη τοιχοποιία όπου τα προηγούμενα χρόνια χρησιμοποιούνταν συνήθως κονίαμα γενικής εφαρμογής ή ελαφροκονίαμα, η οριακή τιμή της διατμητικής αντοχής μπορεί να προσδιοριστεί και με τον εξής τύπο :

$$f_{nk} = f_{nk0} + 0,4 * \sigma_d \text{ (Εξ. 2-5)}$$

Χωρίς όμως η τιμή της να είναι μεγαλύτερη της f_b ή της f_{vlimit}

Όπου :

f_{nk0} : είναι η διατμητική αντοχή χωρίς την ύπαρξη κατακόρυφης ορθής τάσης, δηλαδή εξαρτάται καθαρά από την συνάφεια των υλικών και προσδιορίζεται από τον Πίνακα 2.5 που παρουσιάζεται στη συνέχεια.

σ_d : είναι η ορθή τάση σχεδιασμού στο σημείο ελέγχου για το συνδυασμό φορτίσεων σχεδιασμού

f_b : είναι η ανηγμένη θλιπτική αντοχή του τοιχοσώματος

Όταν στους κατακόρυφους αρμούς δεν υπάρχει κονίαμα, αλλά τα τοιχοσώματα είναι σχεδόν σφηνωμένα μεταξύ τους τότε η Εξ. 2-5 μετατρέπεται ως εξής :

$$f_{nk} = 0,5 * f_{nk0} + 0,4 * \sigma_d \text{ (Εξ.2-6)}$$

Απ' όσα έχουν αναφερθεί ήδη, γίνεται εμφανές ότι οι τοιχοποιίες χωρίς κατακόρυφη φόρτιση έχουν μειωμένη διατμητική αντοχή καθώς δεν υφίσταται σε αυτές θλιπτικές τάσεις .

Υλικό λιθοσώματος	f_{tk0} (N/mm ²)			Ελαφροκονίαμα
	Κονίαμα γενικής εφαρμογής, δεδομένης κατηγορίας αντοχής		Κονίαμα λεπτής στρώσεως (οριζόντιος αρμός ≤3mm)	
Αργίλος	M10-M20	0,30	0,30	0,15
	M2,5-M9	0,20		
	M1-M2	0,10		
Πυριτικό ασβέστιο	M10-M20	0,20	0,40	0,15
	M2,5-M9	0,15		
	M1-M2	0,10		
Σκυρόδεμα με αδρανή	M10-M20	0,20	0,30	0,15
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	M2,5-M9	0,15		
Τεχνητοί λίθοι Λαζευτοί φυσικοί λίθοι	M1-M2	0,10		

Πίνακας 2.5- Τιμές της f_{tk0} (Eurocode , 1998)

2.9 Παραδοχές Μοντελοποίησης

Για την αριθμητική προσομοίωση της κατασκευής θεωρήθηκαν πλήρης συνεργασία μεταξύ των τοιχοποιιών, επαρκής σύνδεση κατακόρυφων στοιχείων, διαφραγματική λειτουργία των πατωμάτων, συνεχής θεμελίωση και ομοιόμορφη μεταφορά φορτίων προς το έδαφος.

Οι παραδοχές αυτές κρίνονται κατάλληλες για την αποτίμηση της συνολικής συμπεριφοράς του φορέα υπό στατικές και σεισμικές δράσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Τρόποι Ενίσχυσης και Αποκατάστασης Κτιρίων

3.1 Γενικά

Διάφορες μελέτες έχουν διεξαχθεί εδώ και αρκετά χρόνια για την ανάπτυξη τεχνικών ενίσχυσης που θα βελτιώσουν την απόδοση των κατασκευών από τοιχοποιία. Πολλές άοπλες τοιχοποιίες παρουσιάζουν σεισμικές ανεπάρκειες και έχουν διεξαχθεί αρκετές ερευνητικές μελέτες για τη βελτίωση της σεισμικής απόδοσης αυτών των κατασκευών. Μέθοδοι ενίσχυσης όπως η προσθήκη νέων δομικών στοιχείων, η συγκόλληση χαλύβδινων πλακών, η εξωτερική τάνυση, η ενίσχυση χάλυβα και πολλές άλλες έχουν εφαρμοστεί με κάποιο βαθμό επιτυχίας. Ωστόσο, μια καινοτόμος τεχνική ανακαίνισης που χρησιμοποιεί πολυμερές ενισχυμένο με ίνες (FRP) έχει κερδίσει αναγνώριση και αποδοχή. Τα υλικά FRP έχουν ελαφρύ βάρος, εξαιρετική ανθεκτικότητα και υψηλή αντοχή, είναι όμως ελαφριά και εγκαθίστανται εύκολα και γρήγορα. Όλες αυτές οι ιδιότητες καθιστούν τα υλικά FRP ελκυστικά για την ενίσχυση και την αποκατάσταση οπλισμένων και άοπλων κατασκευών από τοιχοποιία. Διατίθενται διαφορετικές τεχνικές ενίσχυσης για την αύξηση της αντοχής σε κάμψη και διάτμηση και της ολκιμότητας των κατασκευών από τοιχοποιία χρησιμοποιώντας υλικά FRP. Η παρούσα εργασία εξετάζει αυτές τις τεχνικές ενίσχυσης, τα πλεονεκτήματα, τα μειονεκτήματα και τους περιορισμούς τους.

3.2. Ενίσχυση με Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος (RC Jacketing)

Η ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος αποτελεί μία από τις πιο διαδεδομένες και αξιόπιστες τεχνικές αποκατάστασης και αναβάθμισης υφιστάμενων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η μέθοδος εφαρμόζεται κυρίως σε υποστύλωμα, δοκούς και τοιχώματα με σκοπό την αύξηση της φέρουσας ικανότητας, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας του φορέα. Κατά την εφαρμογή της τεχνικής, το υφιστάμενο στοιχείο περιβάλλεται από νέο στρώμα σκυροδέματος όπως στην εικόνα 18 μέσα στο οποίο τοποθετείται πρόσθετος διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός. Προηγείται απομάκρυνση των φθαρμένων τμημάτων του σκυροδέματος, καθαρισμός των υφιστάμενων ράβδων και τοποθέτηση βλήτρων ώστε να επιτευχθεί σωστή

συνεργασία μεταξύ παλαιού και νέου υλικού. Η μέθοδος παρουσιάζει ιδιαίτερα υψηλή αποτελεσματικότητα σε σεισμικές περιοχές, καθώς αυξάνει σημαντικά την αντοχή και τη δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας του στοιχείου. Παρόλα αυτά, η εφαρμογή της συνοδεύεται από αύξηση του συνολικού βάρους της κατασκευής και από σημαντικές κατασκευαστικές επεμβάσεις (Εικόνα 18).

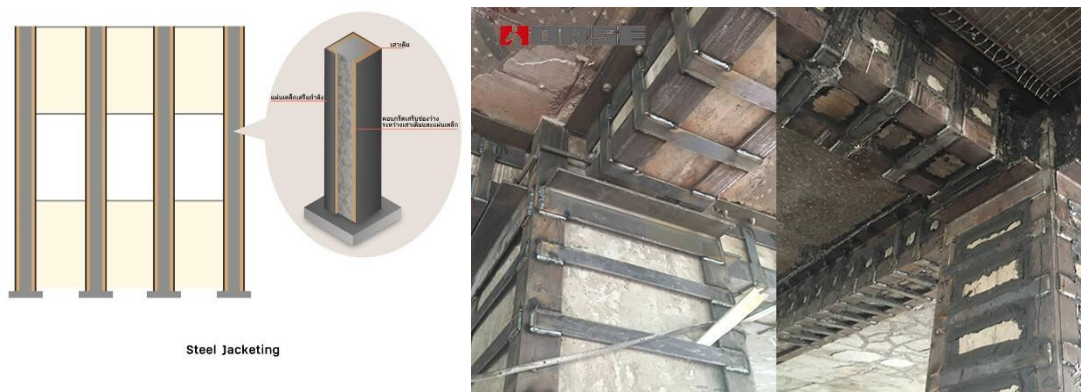


Εικόνα 18: RC Jacketing

(<https://www.indiamart.com/proddetail/structural-repair-rehabilitation-services-23026446412.html>)

3.3. Ενίσχυση με Χαλύβδινους Μανδύες (Steel Jacketing)

Η ενίσχυση με χαλύβδινους μανδύες βασίζεται στη χρήση μεταλλικών πλακών ή μεταλλικών προφίλ τα οποία τοποθετούνται περιμετρικά του στοιχείου και λειτουργούν ως εξωτερικός κλωβός περίσφιξης. Η μέθοδος εφαρμόζεται κυρίως σε υποστυλώματα και κόμβους που παρουσιάζουν ανεπαρκή αντοχή ή σοβαρές βλάβες λόγω σεισμικών δράσεων. Τα χαλύβδινα στοιχεία συνδέονται μεταξύ τους μέσω συγκολλήσεων ή κοχλιών, ενώ το κενό μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος γεμίζεται συνήθως με ειδικό μη συρρικνούμενο κονίαμα όπως στην εικόνα 19. Η τεχνική αυτή προσφέρει μεγάλη αύξηση της πλαστιμότητας και βελτιώνει σημαντικά τη σεισμική συμπεριφορά του φορέα, καθώς περιορίζει την εγκάρσια παραμόρφωση του σκυροδέματος και αυξάνει την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας. Παρά τα σημαντικά πλεονεκτήματά της, απαιτεί ιδιαίτερη προστασία έναντι διάβρωσης και έχει αυξημένο οικονομικό κόστος σε σχέση με άλλες μεθόδους (Εικόνα 19).



Εικόνα 19: Τεχνικές ενίσχυσης με steel jacketing

(<https://kmitl.ac.th/article/%E0%B8%9C%E0%B8%B9%E0%B9%89%E0%B9%80%E0%B8%8A%E0%B8%B5%E0%B9%88%E0%B8%A2%E0%B8%A7%E0%B8%8A%E0%B8%B2%E0%B8%8D-%E0%B8%AA%E0%B8%88%E0%B8%A5-%E0%B9%81%E0%B8%99%E0%B8%B0%E0%B8%AD%E0%B8%AD%E0%B8%81%E0%B9%81%E0%B8%9A%E0%B8%9A%E0%B8%AD%E0%B8%B2%E0%B8%84%E0%B8%B2%E0%B8%A3-%E0%B9%81%E0%B8%A5%E0%B8%B0%E0%B8%A7%E0%B8%B4%E0%B8%98%E0%B8%B5%E0%B8%A5%E0%B8%94%E0%B8%84%E0%B8%A7%E0%B8%B2%E0%B8%A1%E0%B9%80%E0%B8%AA%E0%B8%B5%E0%B9%88%E0%B8%A2%E0%B8%87%E0%B8%AD%E0%B8%B2%E0%B8%84%E0%B8%B2%E0%B8%A3%E0%B8%96%E0%B8%A5%E0%B9%88%E0%B8%A1-%E0%B8%A3%E0%B8%B1%E0%B8%9A%E0%B8%A1%E0%B8%B7%E0%B8%AD%E0%B9%81%E0%B8%9C%E0%B9%88%E0%B8%99%E0%B8%94%E0%B8%B4%E0%B8%99%E0%B9%84%E0%B8%AB%E0%B8%A7>)

3.4. Ενίσχυση με Ινοπλισμένα Πολυμερή (FRP)

Τα ινοπλισμένα πολυμερή, γνωστά ως FRP (Fiber Reinforced Polymers), αποτελούν μία από τις πιο σύγχρονες τεχνικές ενίσχυσης κατασκευών. Τα σύνθετα αυτά υλικά αποτελούνται από ίνες άνθρακα, γυαλιού ή αραμιδίου οι οποίες ενσωματώνονται μέσα σε πολυμερική μήτρα και χαρακτηρίζονται από πολύ υψηλή εφελκυστική αντοχή και εξαιρετικά μικρό βάρος. Η εφαρμογή τους πραγματοποιείται με επικόλληση των φύλλων ή των υφασμάτων πάνω στην επιφάνεια του στοιχείου μέσω ειδικών εποξειδικών ρητινών όπως φαίνεται στην εικόνα 20. Η μέθοδος χρησιμοποιείται ευρέως για την ενίσχυση δοκών σε κάμψη, υποστυλωμάτων σε περίσφιξη, καθώς και τοιχοποιιών σε διάτμηση. Η βασική της υπεροχή είναι ότι επιτυγχάνει μεγάλη αύξηση αντοχής χωρίς ουσιαστική μεταβολή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών του φορέα. Επιπλέον, η εφαρμογή είναι σχετικά γρήγορη και δεν αυξάνει σημαντικά το μόνιμο

φορτίο της κατασκευής. Ωστόσο, τα FRP παρουσιάζουν ευαισθησία σε υψηλές Δθερμοκρασίες και υπάρχει πιθανότητα αποκόλλησης όταν δεν εξασφαλίζεται επαρκής αγκύρωση.



Εικόνα 20:FRP (<https://blog.strongtie.com/five-frp-advantages-contractors-structure-owners/>)

3.5. Ενίσχυση NSM (Near Surface Mounted)

Η τεχνική NSM αποτελεί εξέλιξη των συστημάτων FRP και βασίζεται στην τοποθέτηση ράβδων ή λωρίδων σύνθετων υλικών μέσα σε εγκοπές που διαμορφώνονται στην επιφάνεια του σκυροδέματος. Στην εικόνα 21 φαίνεται ότι οι εγκοπές γεμίζονται με εποξειδική ρητίνη ώστε να επιτυγχάνεται ισχυρή σύνδεση μεταξύ του ενισχυτικού υλικού και του φορέα. Η μέθοδος αυτή προσφέρει καλύτερη προστασία των ινών έναντι εξωτερικών παραγόντων και μειώνει σημαντικά τον κίνδυνο αποκόλλησης, ο οποίος αποτελεί συνηθισμένο πρόβλημα των εξωτερικά επικολλημένων FRP. Επιπλέον, η αισθητική του κτιρίου διατηρείται σε μεγάλο βαθμό, καθώς τα ενισχυτικά στοιχεία παραμένουν σχεδόν αόρατα μετά την ολοκλήρωση της εφαρμογής. Η τεχνική NSM παρουσιάζει υψηλή αποτελεσματικότητα σε καμπτικές και διατμητικές ενισχύσεις, αν και απαιτεί μεγαλύτερη ακρίβεια και εμπειρία κατά την κατασκευή των εγκοπών. Είναι ράβδοι οπλισμού από πολυμερές ενισχυμένο με ίνες γυαλιού (GFRP).



Εικόνα 21: GFRP

(<https://www.addbeton.com/documentation/GEOTECHNIQUE%20ET%20PRECONTRAINTE/SIREG/12.%20Sireg-%20catalogue%20fibre%20de%20verre%202017.pdf>)

3.6. Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα (Shotcrete)

Η τεχνική του εκτοξευόμενου σκυροδέματος εφαρμόζεται κυρίως σε κατασκευές φέρουσας τοιχοποιίας και σε τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος. Η διαδικασία περιλαμβάνει την τοποθέτηση μεταλλικού πλέγματος στην επιφάνεια του στοιχείου και στη συνέχεια την εκτόξευση σκυροδέματος υπό υψηλή πίεση όπως στην εικόνα 22. Με τον τρόπο αυτό δημιουργείται ένα νέο ενισχυτικό στρώμα που συνεργάζεται με την υφιστάμενη κατασκευή. Η μέθοδος προσφέρει σημαντική αύξηση της διατμητικής αντοχής και βελτιώνει αισθητά τη σεισμική συμπεριφορά του φορέα. Παρουσιάζει επίσης καλή συνεργασία με παλαιές λιθοδομές και πλινθοδομές, γεγονός που την καθιστά ιδιαίτερα χρήσιμη σε έργα αποκατάστασης. Ωστόσο, αυξάνει σημαντικά το βάρος της κατασκευής και απαιτεί εξειδικευμένο εξοπλισμό και έμπειρο προσωπικό.



Εικόνα 22: Shotcrete (<https://mixfiber.com/articles/fibers-for-shotcrete>)

3.7. Ενίσχυση με Μεταλλικά Πλέγματα

Το ferrocement αποτελεί μία τεχνική ενίσχυσης κατά την οποία χρησιμοποιούνται λεπτά μεταλλικά πλέγματα τα οποία καλύπτονται με τσιμεντοκονίαμα υψηλής αντοχής. Στην εικόνα 23 φαίνεται η μέθοδος η οποία εφαρμόζεται κυρίως σε τοιχοποιίες, θόλους και ιστορικές κατασκευές όπου απαιτείται μικρό πάχος επέμβασης και περιορισμένη αύξηση βάρους. Το σύστημα λειτουργεί ως ενισχυτικό περίβλημα που αυξάνει την εφελκυστική ικανότητα και περιορίζει την ανάπτυξη ρωγμών. Η τεχνική θεωρείται οικονομική και σχετικά εύκολη στην εφαρμογή, ενώ παρουσιάζει καλή συμπεριφορά έναντι σεισμικών φορτίσεων. Παρόλα αυτά, η συνολική αύξηση της φέρουσας ικανότητας είναι μικρότερη συγκριτικά με άλλες πιο σύγχρονες μεθόδους ενίσχυσης.

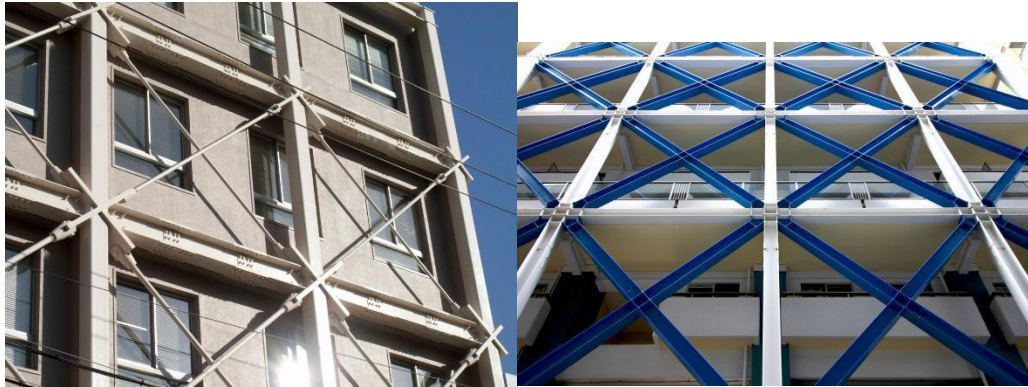


Εικόνα 23: Μεταλλικά Πλέγματα (<https://shellmarconstruction.co.uk/brickwork-and-blockwork>)

3.8. Ενίσχυση με Μεταλλικές Αντηρίδες και Διαγώνιους Συνδέσμους

Η χρήση μεταλλικών αντηρίδων αποτελεί μία ιδιαίτερα αποτελεσματική μέθοδο σεισμικής αναβάθμισης, κυρίως σε μεταλλικά και βιομηχανικά κτίρια αλλά και σε υφιστάμενες πολυώροφες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι τοποθετούνται στα πλαίσια του φορέα με στόχο την αύξηση της πλευρικής δυσκαμψίας και τη μείωση των οριζόντιων μετακινήσεων κατά τη διάρκεια σεισμικής διέγερσης όπως στην εικόνα 24. Η τεχνική αυτή επιτρέπει την καλύτερη κατανομή των σεισμικών δυνάμεων και συμβάλλει σημαντικά στη βελτίωση της συνολικής σταθερότητας του κτιρίου. Η εφαρμογή της είναι σχετικά γρήγορη και μπορεί να

πραγματοποιηθεί χωρίς εκτεταμένες καθαιρέσεις. Παρόλα αυτά, επηρεάζει σε αρκετές περιπτώσεις την αρχιτεκτονική μορφή του κτιρίου και αυξάνει σημαντικά τη δυσκαμψία του φορέα.



Εικόνα 24: Διαγώνιοι Σύνδεσμοι (<https://www.tectonix.co.nz/what-we-do/assessment-and-strengthening/>)

3.9. Προσθήκη Τοιχωμάτων Οπλισμένου Σκυροδέματος

Η προσθήκη νέων τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος αποτελεί μία από τις αποτελεσματικότερες επεμβάσεις για τη σεισμική ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων. Τα νέα τοιχώματα λειτουργούν ως κύρια κατακόρυφα αντισεισμικά στοιχεία και αυξάνουν σημαντικά τη δυσκαμψία και την αντοχή της κατασκευής. Στην εικόνα 25 φαίνεται η μέθοδος η οποία εφαρμόζεται κυρίως σε κτίρια που παρουσιάζουν μεγάλες πλευρικές μετακινήσεις ή φαινόμενα μαλακού ορόφου. Η σωστή σύνδεση των νέων τοιχωμάτων με τον υπάρχοντα φορέα είναι ιδιαίτερα σημαντική ώστε να εξασφαλίζεται μονολιθική λειτουργία. Η τεχνική αυτή μειώνει σημαντικά τις μετακινήσεις και βελτιώνει θεαματικά τη σεισμική απόκριση του κτιρίου, ωστόσο συνοδεύεται από μεγάλες κατασκευαστικές επεμβάσεις και αύξηση του συνολικού βάρους.



Εικόνα 25: Προσθήκη Τοιχωμάτων Οπλισμένου Σκυροδέματος

<https://seismosoft.com/new-reinforced-concrete-shear-walls/>

3.10. Ενίσχυση με Συστήματα TRM και FRCM

Τα συστήματα TRM (Textile Reinforced Mortar) και FRCM αποτελούν σύγχρονες τεχνικές ενίσχυσης που βασίζονται στη χρήση πλεγμάτων ινών μέσα σε ανόργανη μήτρα κονιάματος όπως στην εικόνα 26. Σε αντίθεση με τα FRP, όπου χρησιμοποιούνται οργανικές ρητίνες, τα TRM και FRCM χρησιμοποιούν τσιμεντοειδή υλικά τα οποία παρουσιάζουν καλύτερη συμπεριφορά σε υψηλές θερμοκρασίες και μεγαλύτερη συμβατότητα με ιστορικά και διατηρητέα κτίρια (Samuel 2016). Η τεχνική εφαρμόζεται κυρίως σε λιθοδομές, πλινθοδομές και κατασκευές πολιτιστικής κληρονομιάς όπου απαιτείται διαπνοή των δομικών στοιχείων και περιορισμένη αλλοίωση της αρχικής μορφής. Τα συστήματα αυτά βελτιώνουν σημαντικά τη διατμητική αντοχή και τη συνοχή της τοιχοποιίας, ενώ παράλληλα παρουσιάζουν σχετικά μικρό βάρος και εύκολη εφαρμογή.



Εικόνα26: Σύστημα TRM

(<https://www.sika.com/en/construction/structural-strengthening/fiber-reinforced-cementitious-matrix.html>)

Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ενίσχυσης εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, όπως το είδος του φέροντος οργανισμού, η ηλικία και η κατάσταση της κατασκευής, η έκταση των βλαβών, οι απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και των Ευρωκωδίκων, καθώς και το διαθέσιμο οικονομικό κόστος. Στη σύγχρονη πρακτική, συχνά εφαρμόζεται

συνδυασμός διαφορετικών τεχνικών ώστε να επιτευχθεί η βέλτιστη σεισμική και δομική συμπεριφορά του κτιρίου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4:ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ 3MURI

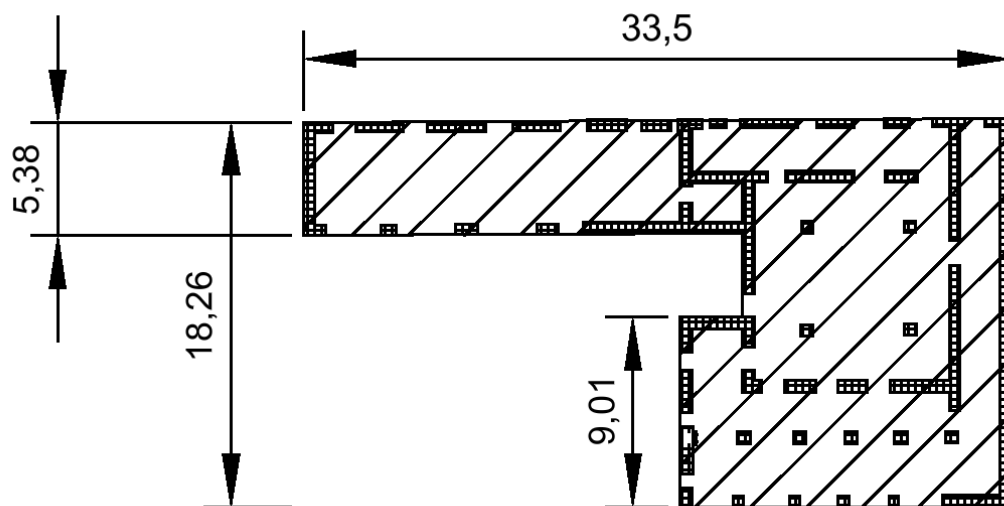
4.1 Γενικά

Για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του εξεταζόμενου ξενοδοχειακού κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία, δημιουργήθηκε αριθμητικό προσομοίωμα στο λογισμικό 3Muri. Το πρόγραμμα βασίζεται στη μέθοδο του ισοδύναμου πλαισίου (Equivalent Frame Method), σύμφωνα με την οποία οι τοιχοποιίες αναλύονται μέσω μακροστοιχείων που αναπαριστούν τους πεσσούς και τα υπέρθυρα των τοίχων.

Η διαδικασία μοντελοποίησης περιλάμβανε την εισαγωγή της γεωμετρίας του κτιρίου, τον καθορισμό των ανοιγμάτων, την εισαγωγή των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών και τη δημιουργία του τρισδιάστατου υπολογιστικού μοντέλου που χρησιμοποιήθηκε για την εκτέλεση των αναλύσεων.

4.2 Εισαγωγή γεωμετρικών χαρακτηριστικών της κάτοψης

Η διαδικασία μοντελοποίησης ξεκίνησε από την αποτύπωση της γεωμετρίας της κατασκευής. Η κάτοψη του κτιρίου μεταφέρθηκε στο περιβάλλον του 3Muri, λαμβάνοντας υπόψη τις πραγματικές διαστάσεις και τη διάταξη των χώρων.

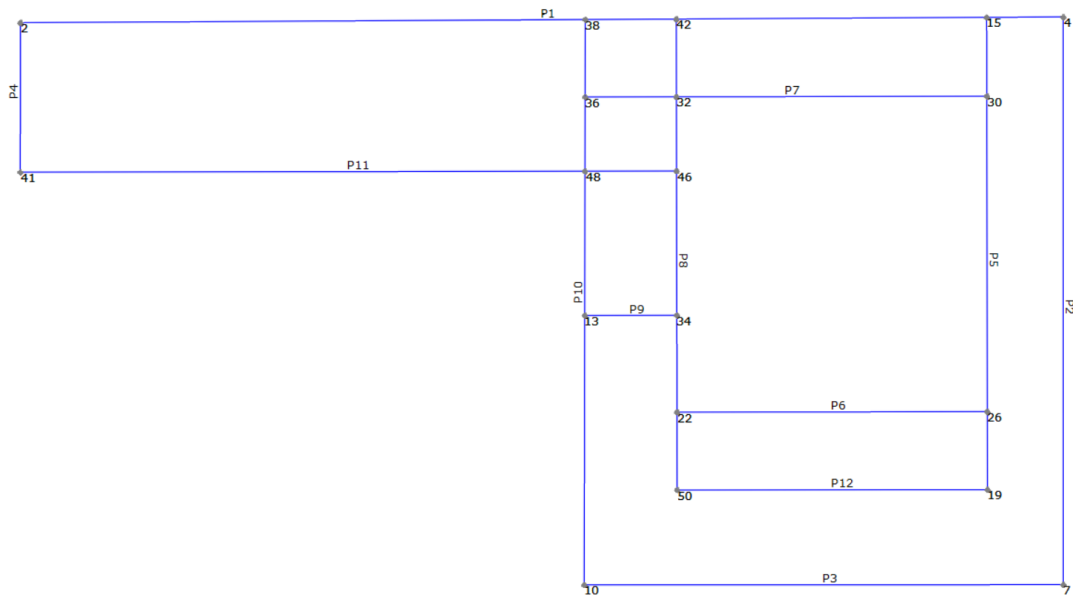


Εικόνα 27: Κάτοψη του εξεταζόμενου κτιρίου με τις βασικές γεωμετρικές διαστάσεις.

Από την κάτοψη προκύπτει ότι το κτίριο παρουσιάζει κάτοψη σχήματος Γ, γεγονός που επηρεάζει σημαντικά τη σεισμική του απόκριση, καθώς ενδέχεται να προκαλέσει στρεπτικά φαινόμενα κατά τη διάρκεια σεισμικής διέγερσης.

4.3 Δημιουργία τοίχων και κόμβων σύνδεσης

Μετά την εισαγωγή της γεωμετρίας δημιουργήθηκαν οι επιμέρους τοίχοι του φορέα και ορίστηκαν οι κόμβοι σύνδεσής τους.



Εικόνα 28: Εισαγωγή των τοίχων και των σημείων σύνδεσης στο περιβάλλον του 3Muri.

Οι εξωτερικοί και εσωτερικοί τοίχοι εισήχθησαν σύμφωνα με τα αρχιτεκτονικά σχέδια. Τα σημεία σύνδεσης μεταξύ των τοιχοποιιών καθορίζουν τον τρόπο μεταφοράς των κατακόρυφων και οριζόντιων δράσεων στο φορέα.

4.4 Εισαγωγή ανοιγμάτων

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε η εισαγωγή των ανοιγμάτων των θυρών και των παραθύρων. Για κάθε άνοιγμα ορίστηκαν οι γεωμετρικές παράμετροι που απαιτούνται από το λογισμικό.

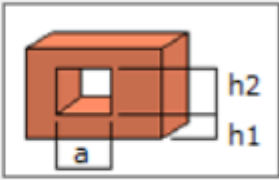
Άνοιγμα

Γεωμετρία

h1 [m]

h2 [m]

a [m]



Τρόπος Εισαγωγής

☐ Μοναδικό σημείο

☒ Δύο σημεία στον τοίχο

Ευθυγράμμιση

☐ Ενισχύσεις

☐ Περ/κές ενισχύσεις

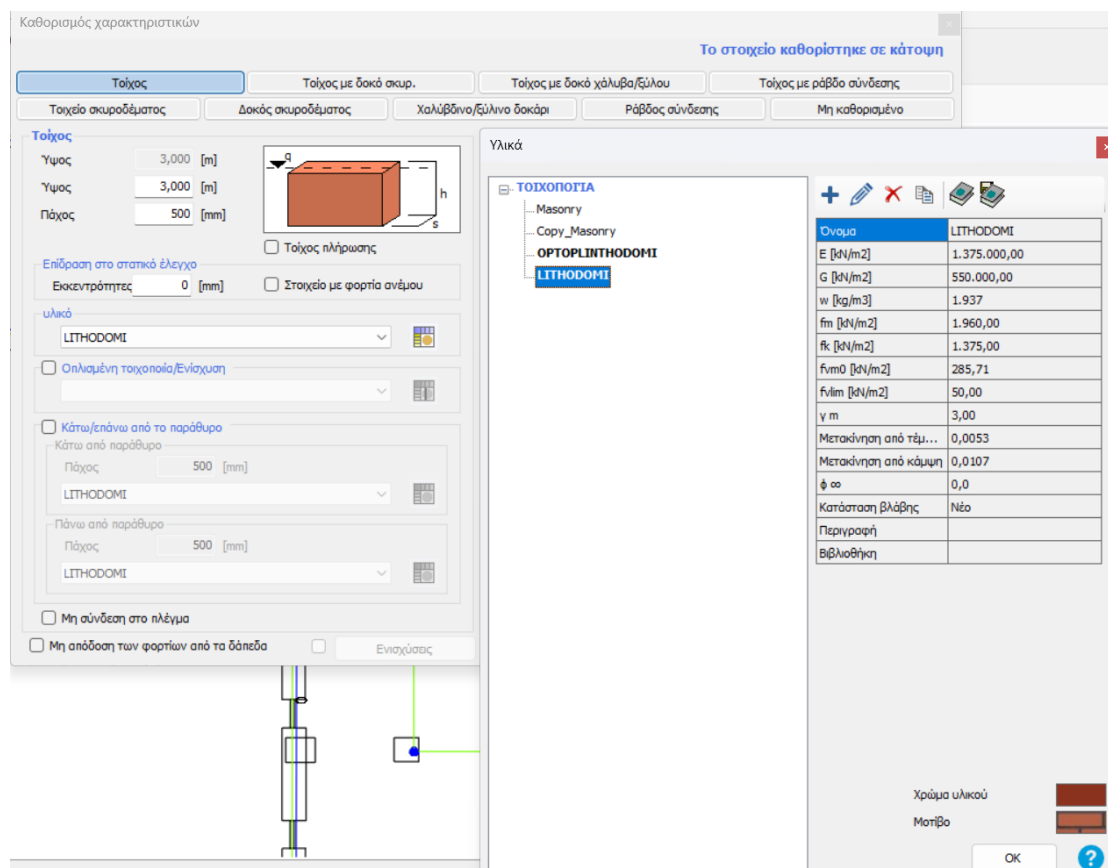
OK ακύρωση ?

Εικόνα 29: Παράθυρο εισαγωγής ανοιγμάτων στο 3Muri.

Συγκεκριμένα καθορίστηκαν το ύψος ποδιάς, το καθαρό ύψος του ανοίγματος και το πλάτος του. Η ακριβής τοποθέτηση των ανοιγμάτων είναι απαραίτητη για τη σωστή δημιουργία των πεσσών και των υπερθύρων που συμμετέχουν στην ανάληψη των σεισμικών φορτίων.

4.5 Ορισμός μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών

Μετά την ολοκλήρωση της γεωμετρικής περιγραφής του φορέα, εισήχθησαν οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών τοιχοποιίας.

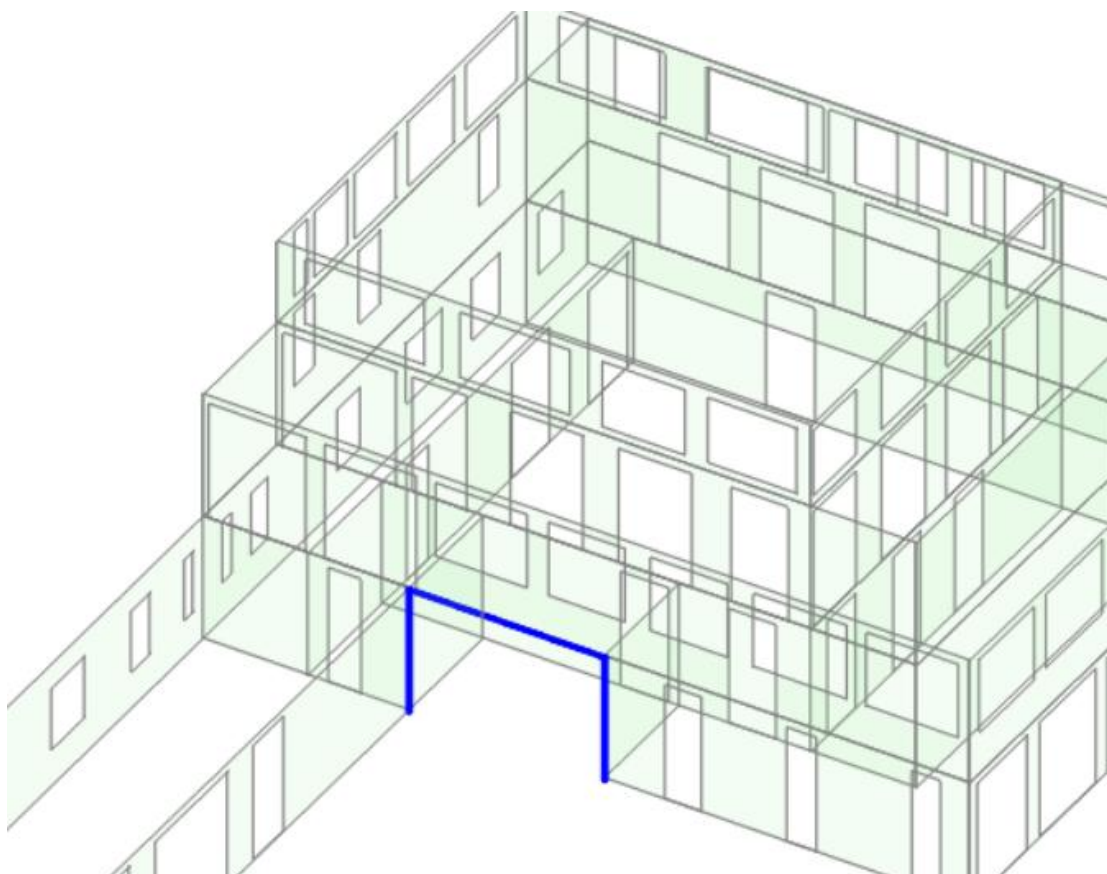


Εικόνα 30: Καθορισμός των μηχανικών χαρακτηριστικών της λιθοδομής στο 3Muri.

Για τη λιθοδομή ορίστηκαν το μέτρο ελαστικότητας, το ειδικό βάρος, η θλιπτική αντοχή και η διατμητική αντοχή σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 6 και της διαθέσιμης βιβλιογραφίας. Οι παράμετροι αυτές επηρεάζουν άμεσα τη δυσκαμψία και την αντοχή του μοντέλου (Εικόνα 30).

4.6 Δημιουργία τρισδιάστατης γεωμετρίας

Με την ολοκλήρωση της εισαγωγής των τοίχων και των ανοιγμάτων δημιουργήθηκε η τρισδιάστατη γεωμετρία της κατασκευής (Εικόνα 31).

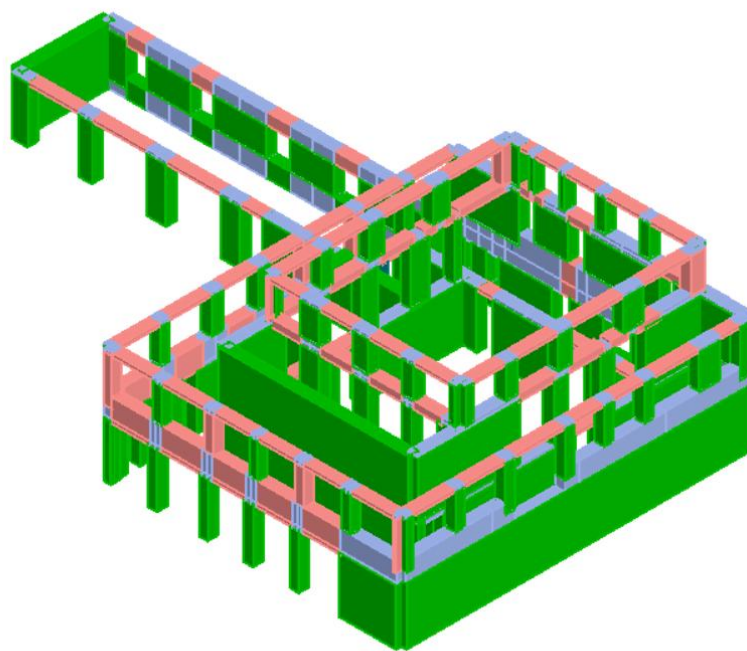


Εικόνα 31: Τρισδιάστατη γεωμετρική απεικόνιση του φορέα με τα ανοίγματα.

Στο μοντέλο αποτυπώνονται οι εξωτερικοί και εσωτερικοί τοίχοι καθώς και οι θέσεις των ανοιγμάτων. Η απεικόνιση αυτή επιτρέπει τον έλεγχο της γεωμετρικής ορθότητας πριν από την εκτέλεση των αναλύσεων.

4.7 Δημιουργία μακροστοιχείων και ισοδύναμου πλαισίου

Μετά την ολοκλήρωση της γεωμετρίας, το λογισμικό δημιούργησε αυτόματα το ισοδύναμο πλαίσιο της κατασκευής (Εικόνα 32).



Εικόνα 32: Δημιουργία μακροστοιχείων (macro-elements) του μοντέλου, όπου φαίνονται οι αστοχίες

Τα κατακόρυφα στοιχεία αναπαριστούν τους πεσσούς της τοιχοποιίας, ενώ τα οριζόντια στοιχεία αναπαριστούν τα υπέρθυρα και τις ζώνες σύνδεσης. Μέσω αυτών προσομοιώνεται η μη γραμμική συμπεριφορά της τοιχοποιίας κατά τη σεισμική φόρτιση.

4.8 Τελικό τρισδιάστατο μοντέλο τοιχοποιίας

Μετά την ολοκλήρωση όλων των παραμέτρων δημιουργήθηκε το τελικό μοντέλο της κατασκευής.

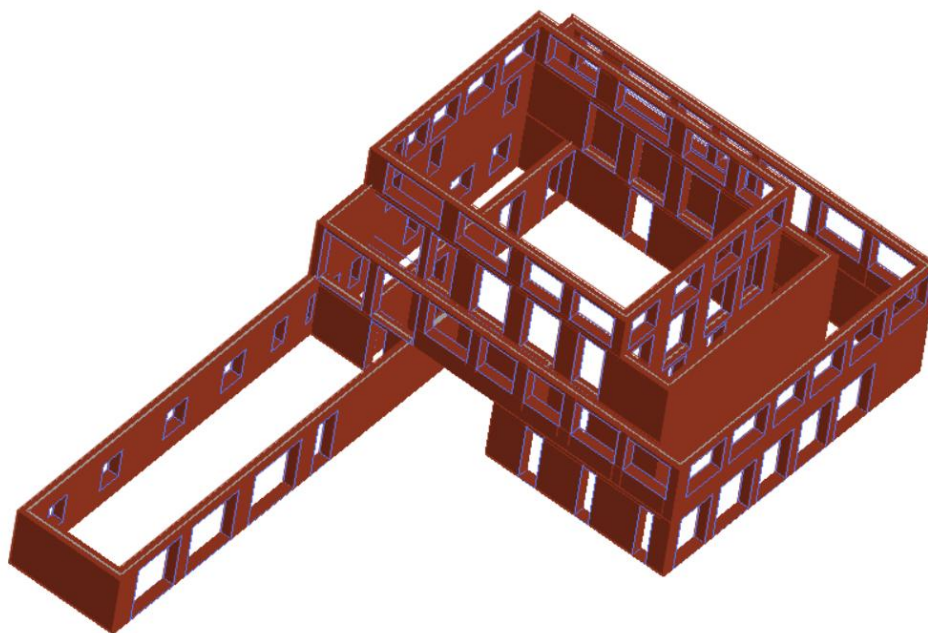


Εικόνα 33: Τελικό τρισδιάστατο μοντέλο της τοιχοποιίας

Η εικόνα 33 παρουσιάζει τη συνολική διάταξη των τοίχων και των ανοιγμάτων του κτιρίου, όπως αυτά εισήχθησαν στο λογισμικό.

4.9 Έλεγχος του τελικού μοντέλου

Για την επιβεβαίωση της ορθής μοντελοποίησης πραγματοποιήθηκε τελικός έλεγχος από διαφορετικές οπτικές γωνίες.



Εικόνα 34: Τελικό τρισδιάστατο μοντέλο της τοιχοποιίας.

Η απεικόνιση αυτή (Εικόνα 34) επιβεβαιώνει τη σωστή σύνδεση των επιμέρους τοίχων, την ακριβή τοποθέτηση των ανοιγμάτων και τη γενική γεωμετρική συνέπεια του μοντέλου.

4.10 Συμπεράσματα

Η διαδικασία εισαγωγής του φορέα στο 3Muri αποτελεί καθοριστικό στάδιο της μελέτης, καθώς η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων εξαρτάται άμεσα από την ορθότητα της μοντελοποίησης. Μέσω της δημιουργίας της γεωμετρίας, της εισαγωγής των μηχανικών χαρακτηριστικών και της ανάπτυξης του τρισδιάστατου υπολογιστικού μοντέλου κατέστη δυνατή η προσομοίωση της πραγματικής συμπεριφοράς του κτιρίου και η εκτέλεση των αναλύσεων που παρουσιάζονται στα επόμενα κεφάλαια.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

– PUSHOVER ΑΝΑΛΥΣΗ

5.1 Γενικά

Για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της υπό μελέτη κατασκευής εφαρμόστηκε μη γραμμική στατική ανάλυση τύπου pushover, μέσω του λογισμικού 3Muri. Η μέθοδος αυτή αποτελεί μία από τις πλέον διαδεδομένες διαδικασίες αποτίμησης υφιστάμενων κατασκευών φέρουσας τοιχοποιίας, καθώς επιτρέπει την προσομοίωση της πραγματικής ανελαστικής συμπεριφοράς του φορέα υπό σεισμική δράση.

Οι κατασκευές φέρουσας τοιχοποιίας παρουσιάζουν έντονα μη γραμμική συμπεριφορά όταν υποβάλλονται σε σεισμικά φορτία, εξαιτίας της περιορισμένης εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας, της ανάπτυξης ρωγμών, της ψαθυρής συμπεριφοράς των υλικών και της σταδιακής υποβάθμισης της δυσκαμψίας.

Για τον λόγο αυτό, η χρήση συμβατικών γραμμικών μεθόδων ανάλυσης δεν επαρκεί για την ακριβή εκτίμηση της πραγματικής απόκρισης του φορέα. Η pushover ανάλυση επιτρέπει την προσομοίωση της προοδευτικής αστοχίας των επιμέρους δομικών στοιχείων και την εκτίμηση της συνολικής σεισμικής ικανότητας της κατασκευής.

5.2 Θεωρητικό υπόβαθρο pushover ανάλυσης

Η pushover ανάλυση αποτελεί μη γραμμική στατική μέθοδο ανάλυσης κατά την οποία εφαρμόζονται σταδιακά αυξανόμενες οριζόντιες φορτίσεις στον φορέα, μέχρι την επίτευξη προκαθορισμένης μετακίνησης ή μέχρι την εμφάνιση μη αποδεκτών βλαβών.

Κατά τη διαδικασία της ανάλυσης εφαρμόζονται κατακόρυφα φορτία βαρύτητας, επιβάλλεται οριζόντια σεισμική φόρτιση, παρακολουθείται η εξέλιξη των μετακινήσεων και καταγράφεται η σταδιακή δημιουργία βλαβών και πλαστικών μηχανισμών.

Η βασική φιλοσοφία της μεθόδου στηρίζεται στην παραδοχή ότι η πραγματική σεισμική απόκριση ενός φορέα μπορεί να προσεγγιστεί μέσω μιας σταδιακά αυξανόμενης στατικής φόρτισης.

Η μέθοδος επιτρέπει τον προσδιορισμό της αντοχής του φορέα, την εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας, τον εντοπισμό αδύναμων περιοχών και την αξιολόγηση της σεισμικής επάρκειας.

5.3 Καμπύλη ικανότητας

Κύριο αποτέλεσμα της pushover ανάλυσης αποτελεί η καμπύλη ικανότητας του φορέα.

Η καμπύλη αυτή εκφράζει τη σχέση μεταξύ της τέμνουσας βάσης και της μετακίνησης κορυφής του κτιρίου.

$$V_b = f(\Delta) \quad (1)$$

Κατά την αρχική φάση φόρτισης ο φορέας συμπεριφέρεται ελαστικά και η καμπύλη εμφανίζει σχεδόν γραμμική μορφή. Με την αύξηση της φόρτισης αρχίζουν να εμφανίζονται ρηγματώσεις και τοπικές αστοχίες, οδηγώντας σε μείωση της δυσκαμψίας.

Η τελική μορφή της καμπύλης παρέχει σημαντικές πληροφορίες σχετικά με τη μέγιστη αντοχή του φορέα, την ικανότητα παραμόρφωσης, την εναπομένουσα δυσκαμψία και τον μηχανισμό αστοχίας.

Η αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς βασίζεται στη σύγκριση της διαθέσιμης ικανότητας του φορέα με τη σεισμική απαίτηση.

5.4 Εφαρμογή της μεθόδου σε κατασκευές τοιχοποιίας

Η pushover ανάλυση θεωρείται ιδιαίτερα κατάλληλη για κατασκευές φέρουσας τοιχοποιίας, καθώς οι κατασκευές αυτές παρουσιάζουν έντονη μη γραμμικότητα, τοπικές αστοχίες, διαφοροποίηση δυσκαμψίας και περιορισμένη πλαστιμότητα.

Στις κατασκευές τοιχοποιίας οι κυριότεροι μηχανισμοί αστοχίας είναι διατμητική αστοχία, λικνισμός τοιχοποιίας, θλιπτική σύνθλιψη, αποκόλληση τοίχων και εκτός επιπέδου αστοχία.

Η προσομοίωση των παραπάνω φαινομένων είναι ιδιαίτερα σημαντική για την αξιόπιστη αποτίμηση της κατασκευής.

Το λογισμικό 3Muri χρησιμοποιεί μακροστοιχεία (macro-elements) για την προσομοίωση της τοιχοποιίας, επιτρέποντας την αποδοτική περιγραφή της μη

γραμμικής συμπεριφοράς των τοίχων χωρίς την ανάγκη ιδιαίτερα σύνθετων πεπερασμένων στοιχείων.

5.5 ΚΑΔΕΤ και αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών

Ο ΚΑΔΕΤ (Κανονισμός Αποτίμησης και Δομητικών Επεμβάσεων Τοιχοποιίας) αποτελεί το βασικό κανονιστικό πλαίσιο για την αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών τοιχοποιίας στην Ελλάδα.

Σκοπός του ΚΑΔΕΤ είναι η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων κατασκευών, η εκτίμηση της σεισμικής επάρκειας και η καθοδήγηση για πιθανές επεμβάσεις ενίσχυσης.

Ο κανονισμός παρέχει χαρακτηριστικές μηχανικές ιδιότητες τοιχοποιίας, διαδικασίες αποτίμησης, συντελεστές ασφαλείας και κριτήρια επιτελεστικότητας.

Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στη μη γραμμική συμπεριφορά της τοιχοποιίας, στους μηχανισμούς αστοχίας, στη διαφραγματική λειτουργία των πατωμάτων και στη συνεργασία των επιμέρους τοίχων.

Στην παρούσα εργασία οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών και οι βασικές παραδοχές μοντελοποίησης επιλέχθηκαν σύμφωνα με τις προβλέψεις του ΚΑΔΕΤ για υφιστάμενες κατασκευές μέσης ποιότητας.

5.6 Ευρωκώδικας 6

Ο Ευρωκώδικας 6 (EN 1996) αποτελεί το βασικό ευρωπαϊκό πρότυπο για τον σχεδιασμό, την ανάλυση και την αξιολόγηση κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία. Εφαρμόζεται σε κτίρια και τεχνικά έργα που κατασκευάζονται από άοπλη, οπλισμένη, προεντεταμένη ή περιορισμένη τοιχοποιία και καθορίζει τις απαιτήσεις αντοχής, λειτουργικότητας και ανθεκτικότητας των κατασκευών. Η φιλοσοφία του βασίζεται στη μέθοδο των οριακών καταστάσεων, η οποία χρησιμοποιείται σε όλους τους σύγχρονους Ευρωκώδικες για την εξασφάλιση επαρκούς επιπέδου ασφάλειας και αξιοπιστίας του φέροντος οργανισμού.

Ο Ευρωκώδικας 6 αποτελείται από τέσσερα βασικά μέρη. Το πρώτο μέρος (EN 1996-1-1) περιλαμβάνει τους γενικούς κανόνες σχεδιασμού για άοπλη και οπλισμένη τοιχοποιία, καθώς και τις απαιτήσεις που αφορούν τα υλικά, τις μηχανικές ιδιότητες,

την ανάλυση και τους ελέγχους αντοχής. Το δεύτερο μέρος (EN 1996-1-2) αναφέρεται στον σχεδιασμό έναντι πυρκαγιάς, ενώ το τρίτο μέρος (EN 1996-2) περιλαμβάνει οδηγίες σχετικά με την επιλογή των υλικών και την ορθή κατασκευή της τοιχοποιίας. Τέλος, το τέταρτο μέρος (EN 1996-3) παρέχει απλοποιημένες μεθόδους υπολογισμού για συνήθεις κατασκευές από άοπλη τοιχοποιία.

Στην περίπτωση υφιστάμενων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία, όπως το εξεταζόμενο κτίριο της παρούσας εργασίας, οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 6 χρησιμοποιούνται για τον καθορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας και για την αξιολόγηση της φέρουσας ικανότητας των δομικών στοιχείων. Ιδιαίτερη σημασία έχουν οι παράμετροι που αφορούν τη θλιπτική αντοχή, τη διατμητική αντοχή, την καμπτική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας, καθώς οι παράμετροι αυτές επηρεάζουν άμεσα τη σεισμική συμπεριφορά του φορέα και την ανάπτυξη βλαβών κατά την ανελαστική απόκρισή του.

Στο πλαίσιο της παρούσας μελέτης, οι αρχές του Ευρωκώδικα 6 αξιοποιήθηκαν για την εισαγωγή των μηχανικών ιδιοτήτων της λιθοδομής στο λογισμικό 3Muri και για τον έλεγχο της επάρκειας των επιμέρους τοίχων έναντι θλίψης, διάτμησης και κάμψης. Οι παράμετροι αυτές αποτέλεσαν τη βάση για την εκτέλεση της υπερωθητικής ανάλυσης (Pushover Analysis), μέσω της οποίας εκτιμήθηκε η σεισμική ικανότητα του κτιρίου, εντοπίστηκαν οι κρίσιμες περιοχές αστοχίας και αξιολογήθηκε η αποτελεσματικότητα των προτεινόμενων επεμβάσεων ενίσχυσης. Η χρήση των διατάξεων του Ευρωκώδικα 6 σε συνδυασμό με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8 για τον αντισεισμικό σχεδιασμό εξασφαλίζει μια ολοκληρωμένη και αξιόπιστη προσέγγιση για την αποτίμηση και αναβάθμιση υφιστάμενων κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία.

5.7 Στόχος της ανάλυσης

Στόχος της παρούσας ανάλυσης είναι:

- η εκτίμηση της σεισμικής ικανότητας της κατασκευής,
- ο προσδιορισμός πιθανών αδύναμων περιοχών,
- η αξιολόγηση της συνολικής συμπεριφοράς του φορέα,

- η διερεύνηση της επάρκειας των φερόντων στοιχείων.

Μέσω της pushover ανάλυσης επιτυγχάνεται μια περισσότερο ρεαλιστική προσέγγιση της συμπεριφοράς της κατασκευής σε σχέση με τις γραμμικές μεθόδους, ιδιαίτερα για υφιστάμενα κτίρια φέρουσας τοιχοποιίας με έντονη μη γραμμικότητα.

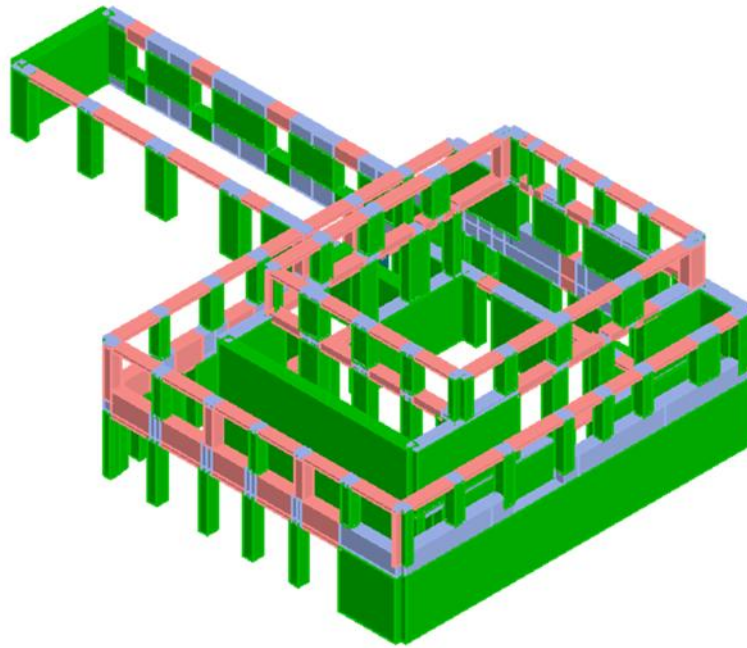
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

6.1 Αρχική φάση – Αποτίμηση φέροντος οργανισμού πριν την ενίσχυση

6.1.1 Τρισδιάστατο υπολογιστικό προσομοίωμα και κατανομή βλαβών του υφιστάμενου φορέα

Στο πρώτο στάδιο της μελέτης δημιουργήθηκε το τρισδιάστατο υπολογιστικό μοντέλο της κατασκευής στο λογισμικό 3Muri, στο οποίο αποτυπώθηκαν όλοι οι φέροντες τοίχοι, τα ανοίγματα, τα πατώματα και οι συνδέσεις μεταξύ των επιμέρους δομικών στοιχείων. Το προσομοίωμα χρησιμοποιήθηκε για την εκτέλεση των αναλύσεων και την αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα. Μετά την ολοκλήρωση των αναλύσεων πραγματοποιήθηκε η απεικόνιση της κατανομής των βλαβών στο σύνολο της κατασκευής μέσω χρωματικής κλίμακας. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 35, το μεγαλύτερο ποσοστό των δομικών στοιχείων εμφανίζεται με πράσινο και γκρι χρωματισμό, γεγονός που υποδηλώνει ότι τα στοιχεία αυτά παραμένουν εντός των επιτρεπόμενων ορίων αντοχής και δεν παρουσιάζουν σημαντικές βλάβες. Αντίθετα, σε ορισμένες περιοχές εμφανίζεται ροζ χρωματισμός, ο οποίος αντιστοιχεί σε καμπτικές βλάβες που αναπτύσσονται κυρίως σε υπέρθυρα και τοιχοπεσσούς. Η παρουσία των βλαβών αυτών υποδεικνύει ότι στις συγκεκριμένες θέσεις αναπτύσσονται αυξημένες καμπτικές ροπές κατά τη σεισμική διέγερση, καθιστώντας τις περισσότερο ευάλωτες σε πιθανή αστοχία. Παρότι η συνολική συμπεριφορά του κτιρίου κρίνεται

ικανοποιητική, η συγκέντρωση καμπτικών βλαβών σε συγκεκριμένα δομικά στοιχεία αναδεικνύει τις αδυναμίες του υφιστάμενου φορέα και δικαιολογεί την ανάγκη εφαρμογής κατάλληλων επεμβάσεων ενίσχυσης με στόχο τη βελτίωση της σεισμικής του απόκρισης.



Εικόνα 35: Τρισδιάστατο υπολογιστικό προσομοίωμα του κτιρίου και κατανομή βλαβών μετά την ολοκλήρωση της ανάλυσης στο λογισμικό 3Muri. Το πράσινο και γκρι χρώμα αντιστοιχούν σε στοιχεία χωρίς βλάβη, ενώ το ροζ χρώμα υποδηλώνει εμφάνιση καμπτικών βλαβών.

6.1.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Για τη διερεύνηση της δυναμικής συμπεριφοράς της κατασκευής πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση. Από τα αποτελέσματα προέκυψε ότι η πρώτη ιδιομορφή εμφανίζει περίοδο ταλάντωσης $T = 0,244$ s, γεγονός που υποδηλώνει σχετικά υψηλή δυσκαμψία του φορέα. Η συμμετοχή της μάζας κατανέμεται στις δύο κύριες διευθύνσεις, με σημαντική συνεισφορά τόσο των πρώτων όσο και των ανώτερων ιδιομορφών (Εικόνα 36).

Η ανάλυση αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική, καθώς επιτρέπει την κατανόηση των βασικών μορφών ταλάντωσης του κτιρίου και τη σωστή επιλογή των σεισμικών φορτίσεων στις επόμενες φάσεις της μελέτης.

Include		Ιδιομορφή	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
X dir.	Y dir.								
☐	☐	1	0,24367	669,538	0,16	84.231,481	19,54	7,894	0,00
☐	☐	2	0,21295	82.096,708	19,04	1,504	0,00	26,483	0,01
☐	☐	3	0,20397	5.128,849	1,19	3.639,932	0,84	0,196	0,00
☐	☐	4	0,18837	202,649	0,05	72.178,800	16,74	0,117	0,00
☐	☐	5	0,15674	20.792,431	4,82	63.449,346	14,72	978,820	0,23
☐	☐	6	0,14779	15.735,572	3,65	12.800,744	2,97	3.407,102	0,79
☐	☐	7	0,13862	168.112,169	39,00	34.938,088	8,10	271,650	0,06
☐	☐	8	0,12033	63.465,083	14,72	10.083,054	2,34	133,600	0,03
☐	☐	9	0,11293	24,847	0,01	563,884	0,13	6,004	0,00
☐	☐	10	0,10153	317,242	0,07	25.267,111	5,86	120,801	0,03
☐	☐	11	0,10101	6.284,464	1,46	25.715,938	5,97	0,007	0,00
☐	☐	12	0,09975	26,253	0,01	31.947,089	7,41	134,080	0,03
☐	☐	13	0,09716	67,902	0,02	703,563	0,16	1,202	0,00
☐	☐	14	0,09213	63,455	0,01	1.062,381	0,25	4.563,623	1,06
☐	☐	15	0,09169	2.556,123	0,59	11.761,544	2,73	343,058	0,08
☐	☐	16	0,08544	345,523	0,08	9.727,919	2,26	21,916	0,01
☐	☐	17	0,08344	13.583,798	3,15	22.438,641	5,20	98,110	0,02
☐	☐	18	0,07861	3.339,643	0,77	3.824,438	0,89	21,695	0,01
☐	☐	19	0,07361	3.427,663	0,80	2.151,812	0,50	455,273	0,11
☐	☐	20	0,07174	40,504	0,01	2.184,621	0,51	16.273,927	3,77
☐	☐	21	0,07079	24.818,823	5,76	7.715,125	1,79	1.157,217	0,27
☐	☐	22	0,06694	5.655,343	1,31	148,607	0,03	472,927	0,11
☐	☐	23	0,06668	399,425	0,09	0,324	0,00	16.571,613	3,84
☐	☐	24	0,06626	2.977,169	0,69	104,124	0,02	8.397,972	1,95
☐	☐	25	0,06287	48,088	0,01	1,155	0,00	1.095,077	0,25
☐	☐	26	0,06207	1.154,611	0,27	162,373	0,04	4.257,176	0,99
☐	☐	27	0,06087	132,171	0,03	319,848	0,07	12.446,787	2,89
☐	☐	28	0,05941	71,234	0,02	487,387	0,11	7.406,267	1,72
☐	☐	29	0,05821	574,629	0,13	6,170	0,00	4.606,150	1,07
☐	☐	30	0,05771	14,780	0,00	4,894	0,00	33.296,739	7,72
☐	☐	31	0,05761	442,574	0,10	1,566	0,00	9.036,178	2,10

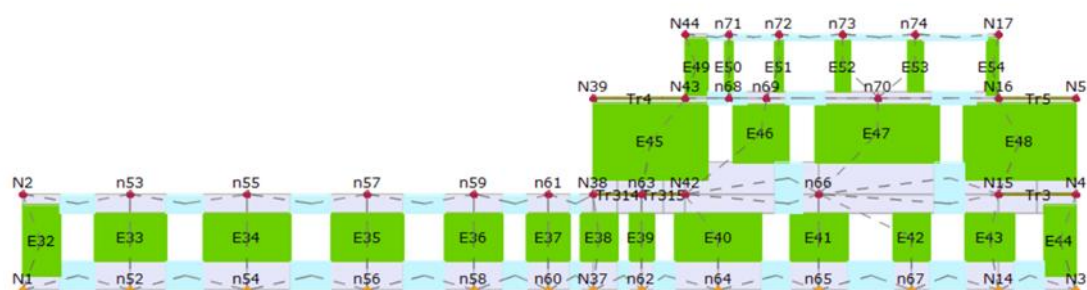
Εικόνα 36: Περίοδοι ταλάντωσης και ποσοστά συμμετοχής μαζών των ιδιομορφών του φορέα.

6.1.3 Διακριτοποίηση τοιχοποιίας σε μακροστοιχεία

Μετά τη δημιουργία του τρισδιάστατου υπολογιστικού μοντέλου, πραγματοποιήθηκε η διακριτοποίηση των τοιχοποιιών σε επιμέρους μακροστοιχεία σύμφωνα με τη μεθοδολογία του λογισμικού 3Murī. Η διαδικασία αυτή αποτελεί βασικό στάδιο της ανάλυσης, καθώς επιτρέπει την προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς της φέρουσας τοιχοποιίας υπό σεισμική φόρτιση. Οι τοίχοι διαχωρίζονται σε τοιχοπεσσούς, υπέρθυρα και κόμβους σύνδεσης, τα οποία προσομοιώνονται μέσω

κατάλληλων μηχανικών στοιχείων που μπορούν να αναπαραστήσουν την εμφάνιση καμπτικών και διατμητικών βλαβών.

Στην Εικόνα 37 παρουσιάζεται ένας χαρακτηριστικός τοίχος της κατασκευής μετά τη διακριτοποίησή του. Τα στοιχεία με κωδικούς E32–E54 αντιστοιχούν στους επιμέρους τοιχοπεσσούς και υπέρθυρους που συμμετέχουν στην παραλαβή των σεισμικών δράσεων. Μέσω αυτής της προσέγγισης καθίσταται δυνατός ο ακριβής εντοπισμός των περιοχών όπου αναπτύσσονται αυξημένες εντάσεις και ενδέχεται να εμφανιστούν βλάβες κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος. Η γεωμετρία του συγκεκριμένου τοίχου χαρακτηρίζεται από σημαντικό αριθμό ανοιγμάτων, γεγονός που επηρεάζει τη δυσκαμψία και τη συνολική κατανομή των εσωτερικών δυνάμεων.



Εικόνα 37: Διακριτοποίηση χαρακτηριστικού τοίχου της κατασκευής σε μακροστοιχεία (macro-elements) στο λογισμικό 3Muri για τις ανάγκες της μη γραμμικής ανάλυσης.

6.1.4 Έλεγχος πεσσών

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε έλεγχος των πεσσών ως προς την επάρκειά τους σε θλίψη και λυγισμό. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται μέσω των λόγων αξιοποίησης N_{ed}/N_{Rd} και h_{ef}/t_{ef} (Εικόνα 38).

Οι τιμές των δεικτών παραμένουν σημαντικά χαμηλότερες της μονάδας, γεγονός που υποδεικνύει ότι οι εξεταζόμενοι τοίχοι διαθέτουν επαρκή φέρουσα ικανότητα έναντι των κατακόρυφων φορτίων. Παράλληλα, οι έλεγχοι λυγηρότητας ικανοποιούν τις απαιτήσεις των κανονισμών.

Τοίχοι	Πεσσοί με απτονία	Ned/NRd Max	hef/tef Max
8	3	0,65	6,00
2	0	0,05	6,00
1	0	0,11	6,00
3	0	0,13	6,00
5	0	0,08	6,00
4	0	0,03	6,00
7	0	0,06	6,00
6	0	0,08	6,00
9	0	0,04	6,00
10	0	0,08	6,00
11	0	0,05	6,00
12	0	0,07	6,00

Εικόνα 38: Αποτελέσματα ελέγχου τοιχοπεσσών και λόγοι αξιοποίησης.

6.1.5 Συμπεράσματα αρχικής φάσης

Από την αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης προκύπτει ότι το κτίριο παρουσιάζει ικανοποιητική συμπεριφορά έναντι των κατακόρυφων φορτίων και σχετικά υψηλή δυσκαμψία, όπως προκύπτει από τις χαμηλές περιόδους ταλάντωσης. Παρά τα θετικά αυτά χαρακτηριστικά, η ύπαρξη πολλών ανοιγμάτων και η ανομοιόμορφη κατανομή των τοιχοποιιών ενδέχεται να οδηγήσει σε συγκεντρώσεις τάσεων και ανάπτυξη τοπικών βλαβών κατά τη σεισμική διέγερση. Για τον λόγο αυτό κρίνεται αναγκαία η διερεύνηση κατάλληλων επεμβάσεων ενίσχυσης, οι οποίες παρουσιάζονται στη συνέχεια της εργασίας.

6.2 Επεμβάσεις ενίσχυσης του φορέα

Με βάση τα αποτελέσματα της αρχικής αποτίμησης διαπιστώθηκαν τοπικές αδυναμίες του φέροντος οργανισμού, οι οποίες εκδηλώθηκαν κυρίως μέσω καμπτικών βλαβών σε συγκεκριμένες περιοχές της κατασκευής. Για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου και την αύξηση της συνολικής φέρουσας ικανότητας επιλέχθηκαν στοχευμένες επεμβάσεις ενίσχυσης, οι οποίες αφορούσαν τόσο τη βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας όσο και την ενίσχυση συγκεκριμένων δομικών στοιχείων.

Οι επεμβάσεις που εφαρμόστηκαν συνοψίζονται στις ακόλουθες κατηγορίες:

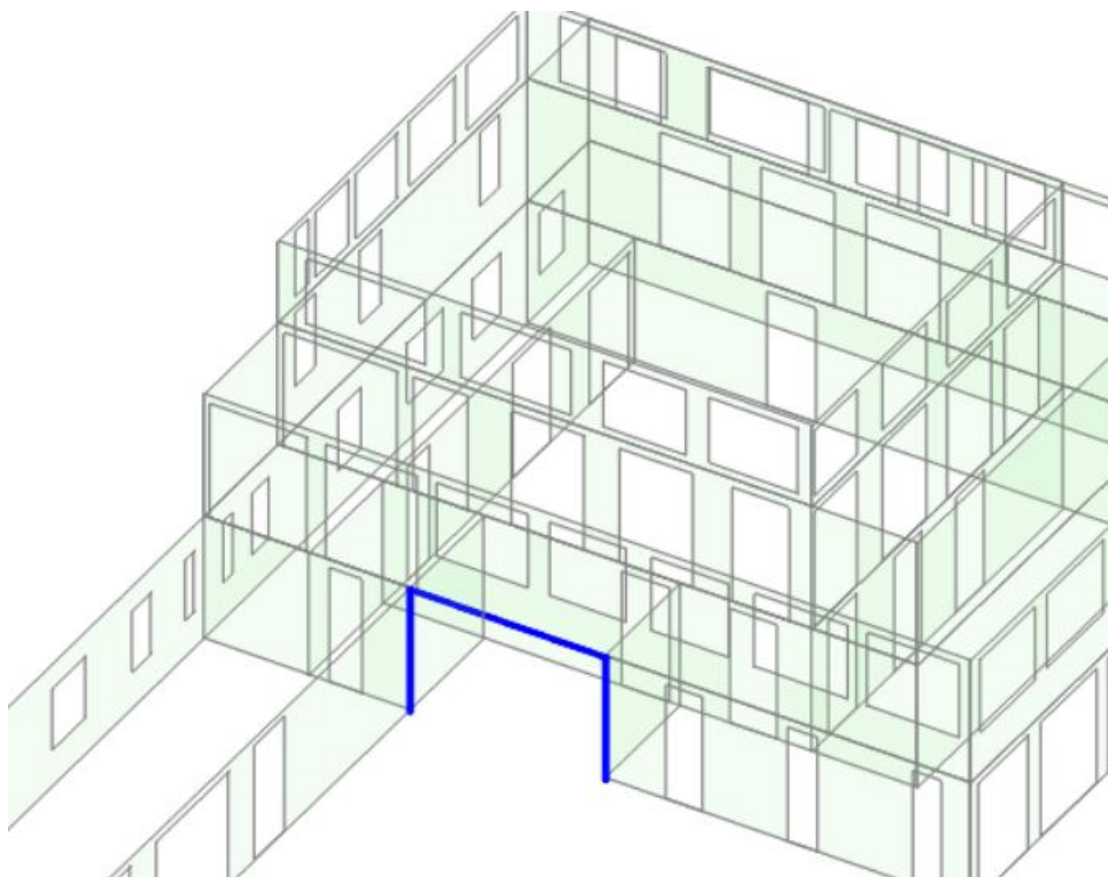
6.2.1 Ενίσχυση με μεταλλικό πλαίσιο IPE 200

Κατά την αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής διαπιστώθηκε ότι σε συγκεκριμένη περιοχή του ισογείου υπήρχε εκτεταμένο άνοιγμα, το οποίο είχε ως αποτέλεσμα τη μειωμένη πλευρική και κατακόρυφη στήριξη της υπερκείμενης τοιχοποιίας. Η συγκεκριμένη γεωμετρική διαμόρφωση οδηγούσε σε αυξημένες εντατικές καταπονήσεις και αποτελούσε πιθανή θέση ανάπτυξης βλαβών κατά τη σεισμική φόρτιση.

Για την αντιμετώπιση της αδυναμίας αυτής επιλέχθηκε η τοποθέτηση μεταλλικού πλαισίου αποτελούμενου από διατομές τύπου **IPE 200**, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.Χ. Το πλαίσιο αποτελείται από δύο κατακόρυφα στοιχεία και μία οριζόντια δοκό, δημιουργώντας έναν ανεξάρτητο φορέα ο οποίος παραλαμβάνει μέρος των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων της περιοχής.

Η προσθήκη του μεταλλικού πλαισίου συμβάλλει σημαντικά στην ανακατανομή των φορτίων, περιορίζοντας τις καμπτικές καταπονήσεις που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία γύρω από το άνοιγμα. Παράλληλα, αυξάνει τη δυσκαμψία της συγκεκριμένης περιοχής και βελτιώνει τη συνολική χωρική λειτουργία του φορέα. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται αποτελεσματικότερη μεταφορά των σεισμικών δράσεων προς τη θεμελίωση και μειώνεται η πιθανότητα εμφάνισης τοπικών μηχανισμών αστοχίας.

Η επιλογή διατομής τύπου IPE 200 πραγματοποιήθηκε με στόχο την επίτευξη επαρκούς φέρουσας ικανότητας χωρίς σημαντική αύξηση του ιδίου βάρους της κατασκευής. Η επέμβαση θεωρείται ήπια και πλήρως συμβατή με τη φιλοσοφία ενίσχυσης κατασκευών φέρουσας τοιχοποιίας, καθώς δεν μεταβάλλει ουσιαστικά τη γεωμετρία του κτιρίου αλλά ενισχύει τοπικά τις περιοχές που παρουσιάζουν αυξημένη τρωτότητα.



Εικόνα 39: Θέση τοποθέτησης μεταλλικού πλαισίου IPE 200 για την ενίσχυση του φορέα.

6.2.2 Βελτίωση μηχανικών χαρακτηριστικών κονιάματος

Παράλληλα με τις τοπικές ενισχύσεις πραγματοποιήθηκε βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας μέσω της χρήσης κονιάματος υψηλότερης αντοχής. Η επέμβαση αυτή προσομοιώθηκε στο υπολογιστικό μοντέλο με αύξηση των μηχανικών παραμέτρων του υλικού, γεγονός που οδήγησε σε αύξηση της αντοχής σε θλίψη, της διατμητικής αντοχής και της δυσκαμψίας των τοιχοποιιών.

Η χρήση ισχυρότερου κονιάματος συμβάλλει στη βελτίωση της συνεργασίας μεταξύ των λιθοσωμάτων και περιορίζει την πιθανότητα ανάπτυξης ρηγματώσεων και τοπικών μηχανισμών αστοχίας κατά τη σεισμική φόρτιση.

6.2.3 Προσθήκη οπλισμένου σκυροδέματος

Η τρίτη επέμβαση αφορούσε την προσθήκη περιμετρικών σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος σε όλους τους τοίχους της κατασκευής. Τα σενάζ λειτουργούν ως στοιχεία σύνδεσης των επιμέρους τοιχοποιιών και συμβάλλουν στην ομοιόμορφη κατανομή των σεισμικών δράσεων στον φορέα.

Η παρουσία των σενάζ αυξάνει τη χωρική συνεργασία των τοίχων, βελτιώνει τη δυσκαμψία του κτιρίου και περιορίζει την πιθανότητα εμφάνισης τοπικών μηχανισμών αστοχίας. Επιπλέον, ενισχύει τη συμπεριφορά των υπερθύρων και των τοιχοπεσσών, τα οποία στην αρχική κατάσταση παρουσίαζαν αυξημένες καμπτικές καταπονήσεις.

6.2.4 Στόχος των επεμβάσεων

Βασικός στόχος των επεμβάσεων ήταν η αύξηση της δυσκαμψίας και της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής, η μείωση των αναμενόμενων μετακινήσεων κατά τη σεισμική φόρτιση και η εξάλειψη των τοπικών καμπτικών βλαβών που παρατηρήθηκαν στην αρχική κατάσταση. Η αποτελεσματικότητα των επεμβάσεων αξιολογήθηκε μέσω νέας ιδιομορφικής και μη γραμμικής ανάλυσης, τα αποτελέσματα της οποίας παρουσιάζονται στο επόμενο κεφάλαιο.

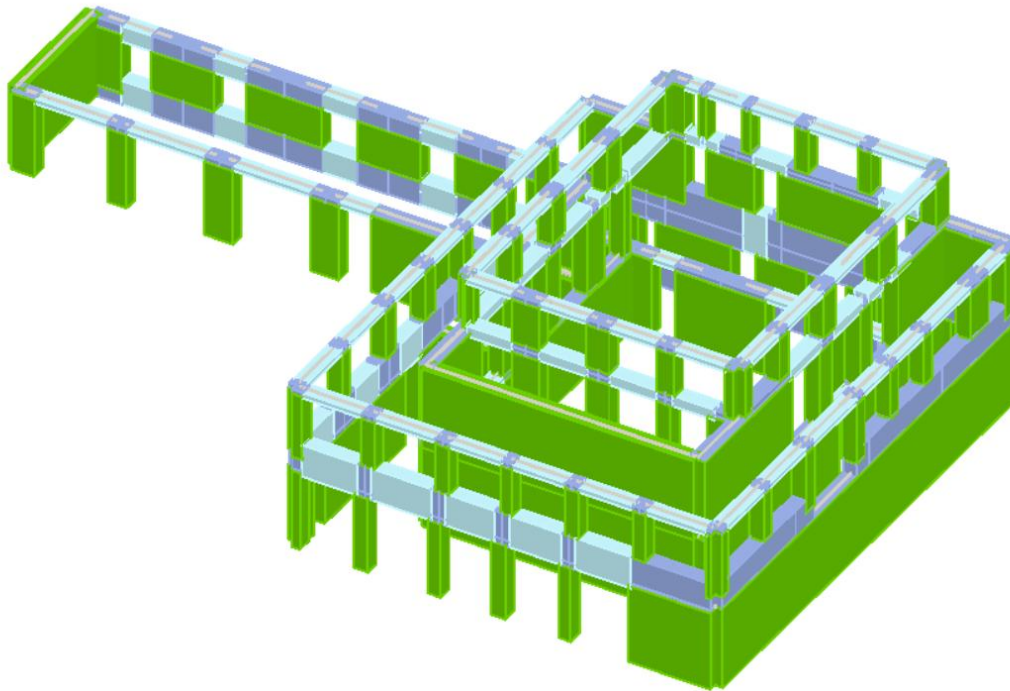
6.3 Φάση μετά την ενίσχυση του φορέα

6.3.1 Τρισδιάστατο υπολογιστικό προσομοίωμα μετά την ενίσχυση

Μετά τον σχεδιασμό και την εφαρμογή των επεμβάσεων ενίσχυσης, το υπολογιστικό μοντέλο της κατασκευής ενημερώθηκε στο λογισμικό 3Muri και πραγματοποιήθηκε εκ νέου η διαδικασία ανάλυσης. Σκοπός της δεύτερης φάσης ήταν η αξιολόγηση της αποτελεσματικότητας των επεμβάσεων και η διερεύνηση της βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα.

Η τρισδιάστατη απεικόνιση της ενισχυμένης κατασκευής παρουσιάζεται στην Εικόνα 39. Σε αντίθεση με την αρχική κατάσταση, παρατηρείται ότι δεν εμφανίζονται πλέον στοιχεία με καμπτικές βλάβες, ενώ το σύνολο σχεδόν των τοιχοποιιών παραμένει σε ασφαλή κατάσταση λειτουργίας. Η ομοιόμορφη κατανομή του χρωματισμού αποτελεί ένδειξη ότι οι επεμβάσεις συνέβαλαν στη βελτίωση της συνεργασίας μεταξύ των

επιμέρους δομικών στοιχείων και στην αποτελεσματικότερη κατανομή των σεισμικών δράσεων.



Εικόνα 40: Τρισδιάστατο υπολογιστικό προσομοίωμα της ενισχυμένης κατασκευής.

6.3.2 Ιδιομορφική ανάλυση μετά την ενίσχυση

Μετά την εφαρμογή των επεμβάσεων πραγματοποιήθηκε νέα ιδιομορφική ανάλυση για τον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής.

Τα αποτελέσματα έδειξαν μείωση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου από 0,244 s σε 0,196 s. Η μεταβολή αυτή αντιστοιχεί σε αύξηση της συνολικής δυσκαμψίας του φορέα, γεγονός που επιβεβαιώνει την αποτελεσματικότητα των επεμβάσεων ενίσχυσης. Παράλληλα, η συμμετοχή της μάζας εξακολουθεί να κατανέμεται ομαλά στις δύο κύριες διευθύνσεις, χωρίς να εμφανίζονται έντονες στρεπτικές επιδράσεις.

Η μείωση της ιδιοπεριόδου αποτελεί αναμενόμενο αποτέλεσμα σε κατασκευές φέρουσας τοιχοποιίας που έχουν υποστεί ενίσχυση, καθώς η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας οδηγεί σε περιορισμό των παραμορφώσεων κατά τη σεισμική διέγερση (Εικόνα 40).

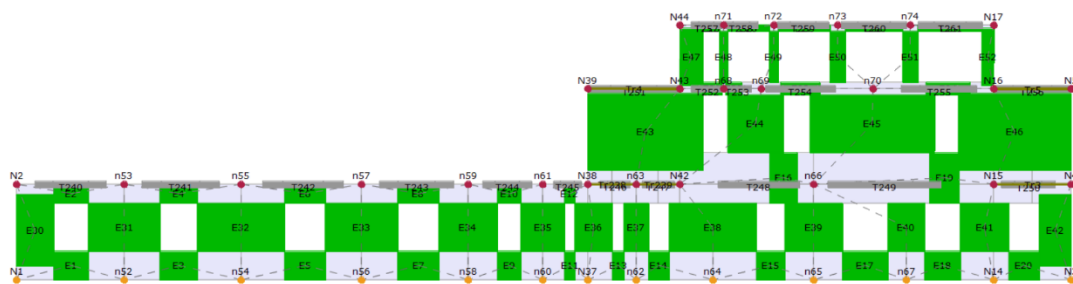
Include		Ιδιομορφή	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
X dir.	Y dir.								
☐	☐	1	0,19609	867,220	0,20	83.371,149	19,33	14,609	0,00
☐	☐	2	0,17092	76.831,703	17,81	3,683	0,00	28,754	0,01
☐	☐	3	0,16325	8.072,882	1,87	4.684,876	1,09	0,876	0,00
☐	☐	4	0,15125	349,738	0,08	69.816,754	16,19	2,089	0,00
☐	☐	5	0,12486	29.927,085	6,94	78.319,603	18,16	58,176	0,01
☐	☐	6	0,11107	171.524,286	39,77	33.694,428	7,81	81,408	0,02
☐	☐	7	0,09551	70.645,270	16,38	9.256,675	2,15	76,459	0,02
☐	☐	8	0,08931	26,595	0,01	574,991	0,13	3,547	0,00
☐	☐	9	0,08054	21,937	0,01	46.487,729	10,78	104,817	0,02
☐	☐	10	0,08018	5.357,057	1,24	17.302,223	4,01	3,015	0,00
☐	☐	11	0,07902	6,070	0,00	29.834,031	6,92	21,130	0,00
☐	☐	12	0,07717	67,412	0,02	355,798	0,08	119,584	0,03
☐	☐	13	0,07672	230,786	0,05	214,478	0,05	5.179,586	1,20
☐	☐	14	0,07424	0,020	0,00	125,534	0,03	4.901,685	1,14
☐	☐	15	0,07143	3.148,450	0,73	7.064,629	1,64	0,293	0,00
☐	☐	16	0,06677	728,256	0,17	21.606,698	5,01	69,712	0,02
☐	☐	17	0,06565	14.470,116	3,35	10.261,996	2,38	49,949	0,01
☐	☐	18	0,06144	3.836,778	0,89	3.861,694	0,90	34,246	0,01
☐	☐	19	0,05797	2.653,919	0,62	1.288,600	0,30	467,258	0,11
☐	☐	20	0,05673	2.956,887	0,69	3.571,010	0,83	11.386,916	2,64
☐	☐	21	0,05618	17.471,866	4,05	3.166,909	0,73	5.631,621	1,31
☐	☐	22	0,05374	4,478	0,00	2,153	0,00	13.818,956	3,20
☐	☐	23	0,05341	164,168	0,04	56,792	0,01	10.772,656	2,50
☐	☐	24	0,05287	10.854,073	2,52	117,921	0,03	426,283	0,10
☐	☐	25	0,05066	129,264	0,03	1,132	0,00	1.348,629	0,31
☐	☐	26	0,04914	1.965,629	0,46	170,382	0,04	882,911	0,20
☐	☐	27	0,04883	98,888	0,02	636,782	0,15	17.539,863	4,07
☐	☐	28	0,04803	178,535	0,04	1.686,548	0,39	4.927,685	1,14
☐	☐	29	0,04760	46,819	0,01	36,985	0,01	1.295,143	0,30
☐	☐	30	0,04653	6,772	0,00	0,046	0,00	42.019,388	9,74
☐	☐	31	0,04635	41,266	0,01	13,272	0,00	4.761,663	1,10
☐	☐	32	0,04595	228,092	0,05	30,725	0,01	7.409,115	1,72
☐	☐	33	0,04582	10,045	0,00	217,603	0,05	4.986,029	1,16

Εικόνα 41: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης μετά την ενίσχυση.

6.3.3 Συμπεριφορά τοιχοποιιών μετά την ενίσχυση

Η νέα διακριτοποίηση των τοιχοποιιών παρουσιάζεται στην Εικόνα 41. Παρατηρείται ότι όλα τα επιμέρους μακροστοιχεία παρουσιάζουν ικανοποιητική συμπεριφορά, χωρίς εμφάνιση τοπικών μηχανισμών αστοχίας.

Η απουσία καμπτικών βλαβών στους τοιχοπεσσούς και στα υπέρθυρα υποδηλώνει ότι οι επεμβάσεις ενίσχυσης αύξησαν σημαντικά την ικανότητα παραλαβής των αναπτυσσόμενων εντατικών μεγεθών. Η σεισμική δράση κατανέμεται πλέον ομοιόμορφα στο σύνολο του φορέα, μειώνοντας τις συγκεντρώσεις τάσεων που παρατηρήθηκαν στην αρχική κατάσταση.



Εικόνα 42: Διακριτοποίηση των ενισχυμένων τοιχοποιιών σε μακροστοιχεία.

6.3.4 Έλεγχος τοιχοπεσσών μετά την ενίσχυση

Η αξιολόγηση των τοιχοπεσσών μετά την ενίσχυση έδειξε ότι όλοι οι δείκτες επάρκειας παραμένουν εντός των επιτρεπόμενων ορίων. Οι λόγοι αξιοποίησης N_{ed}/N_{Rd} παρουσιάζουν γενικά χαμηλές τιμές, γεγονός που επιβεβαιώνει ότι οι τοιχοποιίες διαθέτουν επαρκή φέρουσα ικανότητα έναντι των κατακόρυφων φορτίων.

Παράλληλα, οι έλεγχοι λυγνρότητας ικανοποιούν πλήρως τις απαιτήσεις των κανονισμών, ενώ δεν παρατηρείται κανένα στοιχείο που να προσεγγίζει κρίσιμες καταστάσεις αστοχίας (Εικόνα 42).

Τοίχοι	Πεσσοί με αστοχία	N_{ed}/N_{Rd} Max	h_{ef}/t_{ef} Max
1	0	0,59	6,00
2	0	0,28	6,00
3	0	0,76	6,00
4	0	0,18	6,00
5	0	0,43	6,00
6	0	0,46	6,00
7	0	0,34	6,00
8	0	0,46	6,00
9	0	0,24	6,00
10	0	0,44	6,00
11	0	0,25	6,00
12	0	0,39	6,00

Εικόνα 43: Έλεγχος τοιχοπεσσών μετά την εφαρμογή των επεμβάσεων ενίσχυσης.

6.4 Συγκριτική αξιολόγηση πριν και μετά την ενίσχυση

Η σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο φάσεων δείχνει ότι οι επεμβάσεις ενίσχυσης βελτίωσαν σημαντικά τη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Στην αρχική κατάσταση παρατηρήθηκαν τοπικές καμπτικές βλάβες σε υπέρθυρα και τοιχοπεσσούς, οι οποίες υποδήλωναν αυξημένες συγκεντρώσεις τάσεων και περιορισμένη καμπτική επάρκεια συγκεκριμένων περιοχών του φορέα. Μετά την ενίσχυση, οι βλάβες αυτές εξαλείφθηκαν πλήρως, γεγονός που καταδεικνύει την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής.

Επιπλέον, η μείωση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου από 0,244 s σε 0,196 s επιβεβαιώνει την αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα. Η σεισμική απόκριση της κατασκευής γίνεται πλέον περισσότερο ομοιόμορφη, ενώ η κατανομή των εντατικών μεγεθών πραγματοποιείται χωρίς την ανάπτυξη κρίσιμων τοπικών μηχανισμών αστοχίας.

Συνεπώς, οι επιλεγμένες επεμβάσεις ενίσχυσης κρίνονται ιδιαίτερα αποτελεσματικές, καθώς οδήγησαν σε βελτίωση της φέρουσας ικανότητας, της δυσκαμψίας και της συνολικής σεισμικής επιτελεστικότητας του κτιρίου, αυξάνοντας το επίπεδο ασφάλειας της κατασκευής έναντι μελλοντικών σεισμικών δράσεων.

6.4.1 Σύγκριση δυναμικών χαρακτηριστικών

Συγκριτικός πίνακας ιδιομορφικής ανάλυσης

Παράμετρος	Πριν την ενίσχυση	Μετά την ενίσχυση	Μεταβολή
Θεμελιώδης περίοδος T_1 (s)	0,244	0,196	-19,7%
Συμπεριφορά φορέα	Μικρότερη δυσκαμψία	Μεγαλύτερη δυσκαμψία	Βελτίωση
Κατανομή μαζών	Ικανοποιητική	Ικανοποιητική	Διατήρηση

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής μειώθηκε από 0,244 s σε 0,196 s μετά την εφαρμογή των επεμβάσεων ενίσχυσης. Η μείωση αυτή υποδηλώνει αύξηση της συνολικής δυσκαμψίας του φορέα και περιορισμό των αναμενόμενων μετακινήσεων κατά τη σεισμική διέγερση. Η μεταβολή αυτή θεωρείται ιδιαίτερα σημαντική για

κατασκευές φέρουσας τοιχοποιίας, καθώς συνδέεται άμεσα με τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου.

6.4.2 Σύγκριση κατανομής βλαβών

Συγκριτικός πίνακας βλαβών

Παράμετρος	Πριν την ενίσχυση	Μετά την ενίσχυση
Καμπτικές βλάβες	Παρούσες	Δεν εμφανίζονται
Διατμητικές βλάβες	Δεν παρατηρήθηκαν	Δεν παρατηρούνται
Συνολική κατάσταση φορέα	Τοπικές αστοχίες	Χωρίς εμφανείς βλάβες

Η σημαντικότερη μεταβολή που παρατηρήθηκε μετά την ενίσχυση αφορά την εξάλειψη των καμπτικών βλαβών που είχαν εντοπιστεί στην αρχική κατάσταση. Στην πρώτη φάση της ανάλυσης εμφανίζονταν τοπικές καμπτικές αστοχίες σε υπέρθυρα και τοιχοπεσσούς, ενώ μετά την ενίσχυση οι βλάβες αυτές δεν παρατηρούνται. Το γεγονός αυτό επιβεβαιώνει ότι οι επεμβάσεις αύξησαν την καμπτική αντοχή και βελτίωσαν την κατανομή των σεισμικών δράσεων στον φορέα.

6.4.3 Σύγκριση ελέγχου τοιχοπεσών

Οι έλεγχοι επάρκειας των τοιχοπεσών έδειξαν ότι τόσο πριν όσο και μετά την ενίσχυση οι λόγοι αξιοποίησης παραμένουν σημαντικά μικρότεροι της μονάδας. Συνεπώς, οι τοιχοποιίες εξακολουθούν να διαθέτουν επαρκή φέρουσα ικανότητα έναντι των κατακόρυφων φορτίων και δεν παρατηρούνται φαινόμενα υπέρβασης των κανονιστικών ορίων.

6.4.4 Συνολικά συμπεράσματα

Συνολικά, οι επεμβάσεις ενίσχυσης που εφαρμόστηκαν στο κτίριο οδήγησαν σε αισθητή βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα. Η μείωση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, η αύξηση της δυσκαμψίας και η πλήρης εξάλειψη των καμπτικών βλαβών αποτελούν σαφείς ενδείξεις της αποτελεσματικότητας των επεμβάσεων. Ως αποτέλεσμα, το ενισχυμένο κτίριο παρουσιάζει αυξημένη φέρουσα ικανότητα και υψηλότερο επίπεδο ασφάλειας έναντι μελλοντικών σεισμικών δράσεων.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- 1.Amarantidou, K.G.; Katsimpini, P.S.; Papagiannopoulos, G.; Hatzigeorgiou, G. Seismic Assessment and Strengthening of a Load-Bearing Masonry Structure Considering SSI Effects. Appl. Sci. 2025, 15, 8135. <https://doi.org/10.3390/app15158135>
- 2.Panagiota S. Katsimpini, George D. Hatzigeorgiou, Dimitri E. Beskos, A damage mechanics framework for in-plane seismic analysis of heritage masonry arch bridges under multiple events,Structures,Volume 80,2025,110114,ISSN 2352-0124, <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.110114>.
- 3.A.H. Akhaveissy, G. Milani,Pushover analysis of large scale unreinforced masonry structures by means of a fully 2D non-linear model,Construction and Building Materials,Volume 41,2013,Pages 276-295,ISSN 0950-0618, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.12.006>.
- 4.Lourenço, P. B., Mendes, N., Ramos, L. F., & Oliveira, D. V. (2011). Analysis of Masonry Structures Without Box Behavior. International Journal of Architectural Heritage, 5(4–5), 369–382. <https://doi.org/10.1080/15583058.2010.528824>
- 5.Abide Aşıkoğlu, Graça Vasconcelos, Paulo B. Lourenço, Bartolomeo Pantò,Pushover analysis of unreinforced irregular masonry buildings: Lessons from different modeling approaches,Engineering Structures,Volume 218,2020,110830,ISSN 0141-0296, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110830>.
- 6.Arash Rooshenas, Comparing pushover methods for irregular high-rise structures, partially infilled with masonry panels, Structures, Volume 28, 2020, Pages 337-353, ISSN 2352-0124 <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.08.073>.
- 7.T Salonikios, C Karakostas, V Lekidis, A Anthoine,Comparative inelastic pushover analysis of masonry frames,Engineering Structures,Volume 25, Issue 12,2003,Pages 1515-1523,ISSN 0141-0296,[https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(03\)00118-4](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(03)00118-4).
(<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029603001184>)

8.Dora Foti,A new experimental approach to the pushover analysis of masonry buildings,Computers & Structures,Volume 147,2015,Pages 165-171,ISSN 0045-7949,<https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2014.09.014>.

(<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0045794914002144>)

9.Simon Szabó, Marco Francesco Funari, Antonio Maria D’Altri, Stefano de Miranda, Paulo B. Lourenço,An optimised multi-level method for the pushover analysis of historic masonry structures accounting for the actual masonry pattern,Computers & Structures,Volume 310,2025,107656,ISSN 0045-7949,

<https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2025.107656>.

10.Shehu, R. (2021). Implementation of Pushover Analysis for Seismic Assessment of Masonry Towers: Issues and Practical Recommendations. Buildings, 11(2), 71. <https://doi.org/10.3390/buildings11020071>

11.Massimiliano Bocciarelli, Gaia Barbieri,A numerical procedure for the pushover analysis of masonry towers,Soil Dynamics and Earthquake Engineering,Volume 93,2017,Pages 162-171,ISSN 0267-7261,

<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.07.022>.

(<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0267726116301002>)

12.Antonio Maria D'Altri, Nicolò Lo Presti, Nicola Grillanda, Giovanni Castellazzi, Stefano de Miranda, Gabriele Milani,A two-step automated procedure based on adaptive limit and pushover analyses for the seismic assessment of masonry structures,Computers & Structures,Volume 252,2021,106561,ISSN 0045-7949,

<https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2021.106561>.

13.Naida Ademovic, Mustafa Hrasnica, Daniel V. Oliveira,Pushover analysis and failure pattern of a typical masonry residential building in Bosnia and Herzegovina,Engineering Structures,Volume 50,2013,Pages 13-29,ISSN 0141-0296,

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.11.031>.

(<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029612005974>

14. Jhair Yacila, Guido Camata, Jhoselyn Salsavilca, Nicola Tarque, Pushover analysis of confined masonry walls using a 3D macro-modelling approach, Engineering Structures, Volume 201, 2019, 109731, ISSN 0141-0296,

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109731>.

(<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029619314385>)

15. Leonidas Alexandros S. Kouris, Andreas J. Kappos, A practice-oriented model for pushover analysis of a class of timber-framed masonry buildings, Engineering Structures, Volume 75, 2014, Pages 489-506, ISSN 0141-0296,

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.06.012>.

16. <https://www.indiamart.com/proddetail/structural-repair-rehabilitation-services-23026446412.html>

17. <https://seismosoft.com/new-reinforced-concrete-shear-walls/>

18. Samuel A. Babatunde, Review of strengthening techniques for masonry using fiber reinforced polymers, Composite Structures, Volume 161, 2017, Pages 246-255,

ISSN 0263-8223, <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.10.132>.

19. <https://kmitl.ac.th/article/%E0%B8%9C%E0%B8%B9%E0%B9%89%E0%B9%80%E0%B8%8A%E0%B8%B5%E0%B9%88%E0%B8%A2%E0%B8%A7%E0%B8%8A%E0%B8%B2%E0%B8%8D-%E0%B8%AA%E0%B8%88%E0%B8%A5-%E0%B9%81%E0%B8%99%E0%B8%B0%E0%B8%AD%E0%B8%AD%E0%B8%81%E0%B9%81%E0%B8%9A%E0%B8%9A%E0%B8%AD%E0%B8%B2%E0%B8%84%E0%B8%B2%E0%B8%A3-%E0%B9%81%E0%B8%A5%E0%B8%B0%E0%B8%A7%E0%B8%B4%E0%B8%98%E0%B8%B5%E0%B8%A5%E0%B8%94%E0%B8%84%E0%B8%A7%E0%B8%B2%E0%B8%A1%E0%B9%80%E0%B8%AA%E0%B8%B5%E0%B9%88%E0%B8%A2%E0%B8%87%E0%B8%AD%E0%B8%B2%E0%B8%84%E0%B8%B2%E0%B8%A3%E0%B8%96%E0%B8%A5%E0%B9%88%E0%B8%A1-%E0%B8%A3%E0%B8%B1%E0%B8%9A%E0%B8%A1%E0%B8%B7%E0%B8%AD%E0%B9%81%E0%B8%9C%E0%B9%88%E0%B8%99%E0%B8%94%E0%B8%B4%E0%B8%99%E0%B9%84%E0%B8%AB%E0%B8%A7>

20. <https://www.sika.com/en/construction/structural-strengthening/fiber-reinforced-cementitious-matrix.html>
21. <https://www.tectonix.co.nz/what-we-do/assessment-and-strengthening/>
22. <https://shellmarconstruction.co.uk/brickwork-and-blockwork>
23. <https://mixfiber.com/articles/fibers-for-shotcrete>
24. <https://blog.strongtie.com/five-frp-advantages-contractors-structure-owners/>
25. <https://www.addbeton.com/documentation/GEOTECHNIQUE%20ET%20PRECONTRAINTES/SIREG/12.%20Sireg-%20catalogue%20fibre%20de%20verre%202017.pdf>
26. Υπουργείο Κλιματικής Κρίσης και Πολιτικής Προστασίας. (2023). *Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ)* (ΦΕΚ Β' 2493/18.4.2023). Αθήνα: Εθνικό Τυπογραφείο.
27. European Committee for Standardization. (2005). *Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures* (EN 1996-1-1:2005). Brussels: CEN.

