

Σεισμική αποτίμηση και ενίσχυση κατασκευής από φέρουσα τοιχοποιία λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής

Κυριακή Γ. Αμαραντίδου
Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ
Μεταπτ. Φοιτήτρια ΣΜΑ/ΣΘΕΤ, ΕΑΠ
kikiamarantidou@hotmail.com,
std147855@ac.eap.gr

Παναγιώτα Σ. Κατσιμπίνη
Δρ. Πολιτικός Μηχανικός Πανεπιστήμιο Πατρών
Μέλος ΣΕΠ ΣΜΑ/ΣΘΕΤ ΕΑΠ
katsimpini.panagiota@ac.eap.gr

Περίληψη: Το παρόν κείμενο εξετάζει τη σεισμική αποτίμηση υπό συνθήκες ισχυρών σεισμικών κινήσεων του Αρχαιολογικού Μουσείου Λήμνου (ΑΜΛ), ενός τριώροφου παραδοσιακού κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία με ξυλοδεσιές, στο οποίο έχουν πραγματοποιηθεί μεταγενέστερες επεμβάσεις με χρήση οπλισμένου σκυροδέματος. Σκοπός της μελέτης είναι η διερεύνηση του φαινομένου αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής (Soil-Structure Interaction, SSI), καθώς και η αξιολόγηση της αποδοτικότητας διαφορετικών τύπων επεμβάσεων ενίσχυσης στην απόκριση ιστορικών κτισμάτων από φέρουσα τοιχοποιία.

Για την ανάλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SAP2000. Δημιουργήθηκαν δύο διακριτά μοντέλα: το πρώτο προσομοιώνει τον αρχικό φορέα με ενίσχυση την ομογενοποίηση μάζας, ενώ το δεύτερο περιλαμβάνει τις επεμβάσεις με στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Κάθε μοντέλο αναλύθηκε τόσο με συνθήκες πάκτωσης όσο και με ελαστικές στηρίξεις, μέσω γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας. Για την επιλογή και τροποποίηση των επιταχυνσιογραφημάτων, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SeismoMatch σύμφωνα με τις απαιτήσεις του EC8.

Τα αποτελέσματα της μελέτης ανέδειξαν τη σημαντική επίδραση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής στην αύξηση των μέγιστων αναπτυσσόμενων εφελκυστικών τάσεων και των δεικτών σχετικής μετατόπισης ορόφων (Interstory Drift Ratios, IDRs), καθώς και την επιρροή των διαφορετικού τύπου ενισχύσεων στην απόκριση ιστορικών κατασκευών φέρουσας τοιχοποιίας.

Λέξεις-Κλειδιά: Φέρουσα Τοιχοποιία με Ξυλοδεσιές, Αλληλεπίδραση Εδάφους-Κατασκευής, Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας, Ενισχύσεις

Ι. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Α. Γενικά

Το ΑΜΛ (Σχήμα 1) βρίσκεται στη Μύρινα, στο παραλιακό μέτωπο του Ρωμαϊκού Γιαλού και αποτελεί αναπόσπαστο κομμάτι του αρχιτεκτονικού συνόλου της περιοχής, όπως αυτό διαμορφώθηκε από τον 19^ο μέχρι τις αρχές του 20^{ου} αιώνα. Οικοδομήθηκε στα τέλη του 19^{ου} αιώνα για να στεγάσει το Τούρκικο Διοικητήριο και από το 1961 λειτουργεί ως Αρχαιολογικό Μουσείο. Μετά τον σεισμό του 2014 στη Λήμνο (ΙΤΣΑΚ - ΟΑΣΠ, 2014) υπέστη φθορές, οι οποίες οδήγησαν στην εκτέλεση εργασιών αποκατάστασης και ανακαίνισης.

Β. Ιστορικό Επεμβάσεων

Κατά τη διάρκεια της ζωής του κτιρίου διακρίνονται πέντε οικοδομικές φάσεις. Η πρώτη εντοπίζεται στα τέλη του 19ου αιώνα και αφορά την αρχική κατασκευή και τη λειτουργία του ως Τούρκικο Διοικητήριο. Η μορφή του κτιρίου και του περιβάλλοντος χώρου ήταν αυτή που σώζεται και σήμερα.

Η δεύτερη φάση εντοπίζεται το 1956, κατά την οποία πραγματοποιήθηκαν σοβαρές και μη αναστρέψιμες επεμβάσεις στο κτίριο, με τη χρήση νεότερων δομικών στοιχείων, όπως η εφαρμογή νέων επιστρώσεων, η αντικατάσταση του ξύλινου δαπέδου του πρώτου ορόφου με πλάκα και δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα, η ενίσχυση του δαπέδου του δεύτερου ορόφου με μεταλλικές δοκούς.



Σχήμα 1. Το κτίριο του Αρχαιολογικού Μουσείου Λήμνου (Αρχείο ΕΦΑΛΕΣ, Αρ. Πρ. 472558/15-11-2024).

Στην τρίτη οικοδομική φάση, το 1991, πραγματοποιήθηκαν σημαντικές επεμβάσεις στο κτίριο, στην πλειοψηφία τους αναστρέψιμες, όπως η επισκευή και η ενίσχυση της στέγης, η κατασκευή νέων χώρων υγιεινής, και η προσθήκη νέου ξύλινου δαπέδου στον δεύτερο όροφο.

Στην τέταρτη οικοδομική φάση, που ακολούθησε τη σεισμική δόνηση της 24ης Μαΐου 2014, έντασης 6,9 R., πραγματοποιήθηκαν στο κτίριο επισκευές, μεταξύ των

οποίων η κατασκευή περιμετρικού διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα (σενάζι) για την περίδεση του κτιρίου, καθώς και στεγάνωση και τοπικές επισκευές στην επικεράμωση της στέγης.

Στην πέμπτη και τελευταία οικοδομική φάση, εκτελέστηκαν σημαντικές μη αναστρέψιμες επεμβάσεις στο κτίριο, όπως καθαιρέσεις τμημάτων της εξωτερικής τοιχοποιίας στη νοτιοδυτική όψη (πλάγια) για την εγκατάσταση εξωτερικού ανελκυστήρα ΑΜΕΑ, η κατασκευή νέου δαπέδου από οπλισμένο σκυρόδεμα στο ισόγειο, η ενίσχυση της θεμελίωσης με ενέματα υδράσβεστου, καθώς και η αρμολόγηση, η εφαρμογή παραδοσιακών επιχρισμάτων και νέων επιστρώσεων δαπέδων και η ανακατασκευή των εξωτερικών κλιμακοστασίων.

C. Αρχιτεκτονική Περιγραφή

Το κτίριο του ΑΜΛ αποτελεί μια επιβλητική τριώροφη κατασκευή εκλεκτικιστικού ρυθμού με νεοκλασικά στοιχεία, συνολικής επιφάνειας περίπου 606 τ.μ. και ύψους 13.09 μέτρων. Ο αρχιτεκτονικός του τύπος είναι χαρακτηριστικός των αστικών κτιρίων στα τέλη του 19ου – αρχές 20ου αιώνα.

Η εσωτερική διαρρύθμιση των τριών επιπέδων χαρακτηρίζεται από συμμετρία, με κεντρική ευρύχωρη σάλα και δωμάτια τοποθετημένα εκατέρωθεν αυτής. Η κατακόρυφη επικοινωνία μεταξύ των ορόφων επιτυγχάνεται μέσω εσωτερικού κλιμακοστασίου.

Χαρακτηριστικά της μορφολογίας του κτιρίου είναι τα πολλά συμμετρικά ανοίγματα στις δύο βασικές όψεις, οι γωνιακές παραστάδες στις εξωτερικές τοιχοποιίες, τα δύο λίθινα εξωτερικά ημικυκλικά κλιμακοστάσια ανόδου μνημειακού χαρακτήρα, καθώς και οι εξώστες του δεύτερου ορόφου (Ταξιάρχης Κ., 2018).

D. Δομική Περιγραφή

1) Ισόγειο

Οι τοιχοποιίες του ισογείου αποτελούνται από φέρουσα λιθοδομή, με εξαίρεση έναν τοίχο από οπτόπλινθους. Η εξωτερική τρίστρωτη φέρουσα λιθοδομή με πυρήνα από μικρούς συλλεκτούς λίθους ή κάποιο είδος λιθοδέματος (Καρύδης Ν., 2001) έχει πάχος 65 εκ., η εσωτερική δίστρωτη λιθοδομή έχει πάχος 50 εκ. και η τοιχοποιία από οπτόπλινθο έχει πάχος 30 εκ. Το υλικό δόμησης προέρχεται από ηφαιστειογενείς λίθους και ασβεστοκονίαμα. Το κονίαμα δομής του κτιρίου είναι αρκετά συνεκτικό και περιέχει ασβέστη, ενώ τα επιχρίσματα της τοιχοποιίας του ισογείου είναι, επίσης, κονιάματα πλούσια σε ασβέστη, αλλά μέτριας συνεκτικότητας (Δογάνη Ι. κ.α., 2023).

Στις τοιχοποιίες του ισογείου εντοπίζονται μεταλλικοί ελκυστήρες, εμφανείς στις όψεις, που διατρέχουν τις εξωτερικές παρειές της τοιχοποιίας.

2) Πρώτος όροφος

Το δάπεδο του πρώτου ορόφου αποτελείται από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 15 εκ. με οριζόντιες δοκούς 35 εκ. Η σύνδεση του ισογείου με τον πρώτο όροφο γίνεται μέσω κλίμακας οπλισμένου σκυροδέματος.

Η εξωτερική τοιχοποιία πάχους 50 εκ. έχει επιμελημένη μορφή και συγκεκριμένη τεχντροπία με χρήση οπτόπλινθων (Καρύδης Ν., 2001). Στην εσωτερική

παρεία της, πάνω από τα ανοίγματα, διαμορφώνονται τοξωτά υπέρθυρα από οπτόπλινθους. Εσωτερικά οι τοιχοποιίες αποτελούνται από οπτοπλινθοδομή πάχους 30 εκ. (δεύτερη οικοδομική φάση).

Το επίχρισμα της εσωτερικής όψης της τοιχοποιίας του πρώτου ορόφου, έχει πάχος 1 εκ. και περιέχει ασβέστη, αδρανή και πληθώρα φυτικών ινών (Δογάνη Ι. κ.α., 2023).

3) Δεύτερος όροφος

Η πρόσβαση στον δεύτερο όροφο γίνεται μέσω ξύλινης κλίμακας. Το δάπεδο του δεύτερου ορόφου είναι ξύλινο και έχει ενισχυθεί με μεταλλικές δοκούς διατομής ΙΡΕ (δεύτερη οικοδομική φάση).

Στον δεύτερο όροφο συναντάμε ένα δομικό σύστημα με μία ιδιότυπη κατασκευή η οποία συνδυάζει τυπική αργολιθοδομή πάχους 50 εκ. με πυκνούς ξύλινους σκελετούς τα "φριγγιά" (Σχήμα 2) (Καρύδης Ν., 2001).



Σχήμα 2. Εσωτερική όψη τοιχοποιίας με φριγγιά (Αρχείο ΕΦΑΛΕΣ, Αρ. Πρ. 472558/15-11-2024).

Οι εσωτερικές τοιχοποιίες του δεύτερου ορόφου είναι ξυλόπηκτες κατασκευές, τύπου μπαγδατί, πάχους 17 εκ. Οι τοιχοποιίες αυτές λειτουργούν σαν ελαφρά ξύλινα διαφράγματα και συμπληρώνουν τον ξύλινο σκελετό του ορόφου. Τα επιχρίσματα είναι αντίστοιχης σύνθεσης και αντοχής με αυτά του πρώτου ορόφου.

Το κτίριο φέρει ξύλινη τετράρριχτη στέγη ιδιαίτερου οικοδομικού συστήματος με επικεράμωση από ρωμαϊκά κεραμίδια (Ταξιάρχης Κ., 2018), στην οποία έχουν γίνει πολλές προσθήκες ξύλινων διατομών κατά τη διάρκεια της ζωής του κτιρίου.

Τέλος, η θεμελίωση του κτιρίου πραγματοποιείται με λίθινες θεμελιολωρίδες οι οποίες ακολουθούν τη χάραξη των υπερκείμενων λιθοδομών του ισογείου. Οι θεμελιολωρίδες εκτείνονται σε βάθος 82 εκ. από τον άξονα του δαπέδου του ισογείου και παρουσιάζουν διαπλάτυνση διατομής κατά 20 εκ. εκατέρωθεν της τοιχοποιίας στα κατώτερα 60 εκ. του βάθους τους.

Συνολικά, το κτίριο διαθέτει μια άκαμπτη βάση αποτελούμενη από φέρουσα λιθοδομή μεγαλύτερου πάχους από αυτό των ορόφων, με μικρά ανοίγματα. Ο πρώτος όροφος ενισχύεται με τοξωτά υπέρθυρα, τα οποία συμβάλλουν στην καλύτερη κατανομή των φορτίων στους πεσσούς εκατέρωθεν των ανοιγμάτων. Ο δεύτερος όροφος διαθέτει δύο μηχανισμούς ανάληψης σεισμικών δράσεων, τη φέρουσα λιθοδομή και ένα σύστημα ξύλινων στοιχείων που περιλαμβάνει τον ξύλινο σκελετό της τοιχοποιίας, τις εσωτερικές τοιχοποιίες τύπου μπαγδατί και το ξύλινο πάτωμα (Timber – Framed Masonry). Το σύστημα αυτό

μεταφέρει τα φορτία της στέγης στους υποκείμενους ορόφους, ενώ σε περίπτωση αστοχίας της τοιχοδομής κατά τη διάρκεια σεισμικής διέγερσης, λειτουργεί ως δεύτερος μηχανισμός ανάλιψης των σεισμικών δράσεων.

Ε. Παθολογία Timber – Framed Masonry σε σημαντικά σεισμικά γεγονότα

Η παθολογία παραδοσιακών κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία με ξυλοδεσιές αποκαλύπτει τρωτά σημεία σε ισχυρά σεισμικά γεγονότα, όπως ανέδειξαν οι πρόσφατοι σεισμοί της Λέσβου, 2017 (Vlachakis et al., 2020) και του Kahramanmaraş, 2023 (Vintzileou & Palieraki, 2024).

Η Λήμνος βρίσκεται σε ζώνη με υψηλή σεισμική δραστηριότητα (ΙΤΣΑΚ - ΟΑΣΠ, 2014), σε μικρή απόσταση από το Ρήγμα Ανατολίας, με αναμενόμενες επιταχύνσεις έως και 0,3g (Stylianou et al., 2016). Το κείμενο επικεντρώνεται στην απόκριση του ΑΜΛ υπό συνθήκες έντονων σεισμικών δράσεων.

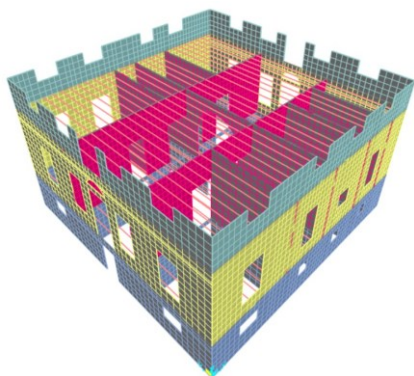
II. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

Για την ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SAP2000 V.25.3.00 της εταιρείας Csi. Δημιουργήθηκαν δύο διακριτά υπολογιστικά μοντέλα βασισμένα στις εξής υποθέσεις:

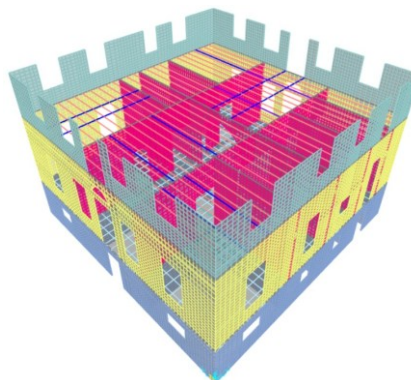
- Μοντέλο 1 (M1): Αντιπροσωπεύει την αρχική δομή του κτιρίου, με ξύλινα δάπεδα και ενισχυμένες λιθοδομές με ομογενοποίηση μάζας (Σχήμα 3).
- Μοντέλο 2 (M2): Αντιπροσωπεύει το δομικό σύστημα του κτιρίου όπως διαμορφώθηκε μέχρι σήμερα (πέμπτη οικοδομική φάση), λαμβάνοντας υπόψη την αύξηση αντοχής των τοιχοποιιών κατά 20% λόγω αρμολογήματος (σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ) (Σχήμα 4).

Οι αναλύσεις βασίστηκαν στις εξής γενικές παραδοχές:

- Η τοιχοποιία και στα δύο μοντέλα προσομοιώθηκε ως ένα υλικό ισότροπο με μηχανικές ιδιότητες που προκύπτουν από τον συνδυασμό των επιμέρους συστατικών της, των λίθων και του κονιάματός της. Αν και τα φριγγιά δεν μοντελοποιούνται ρητά, το βάρος τους ενσωματώνονται στα μοντέλα.
- Δεν προσομοιώθηκαν η στέγη, τα κλιμακοστάσια, οι εξώστες και τα σανιδώματα των δαπέδων, εφαρμόστηκαν, ωστόσο, τα φορτία τους στη λιθοδομή.
- Για τη μοντελοποίηση της ανωδομής και του εδάφους χρησιμοποιήθηκαν shell elements, frame elements και link elements (στα μοντέλα SSI).



Σχήμα 3. Μοντέλο 1 στο λογισμικό Sap2000 (Κύρια όψη 1 στα αριστερά και όψεις 2,3,4 αριστερόστροφα).



Σχήμα 4. Μοντέλο 2 στο λογισμικό Sap2000 (Κύρια όψη 1 στα αριστερά και όψεις 2,3,4 αριστερόστροφα).

Φ. Υλικά – Διατομές – Αντοχή Υλικών – Έδαφος

Τα υλικά που προσομοιώθηκαν είναι οι λιθοδομές, η οπτοπλινθοδομή, τα ξύλινα στοιχεία (διαζώματα, δοκοί δαπέδων, στρωτήρες στέγης), το οπλισμένο σκυρόδεμα (πλάκα, δοκοί και σενάζ) και οι μεταλλικές δοκοί (ΙΡΕ) στήριξης του δαπέδου του δεύτερου ορόφου.

Οι διατομές των δομικών στοιχείων ταξινομήθηκαν ως εξής: 1. Τρίστρωτη εξωτερική τοιχοποιία ισογείου, 2. Δίστρωτη εσωτερική τοιχοποιία ισογείου και εξωτερική τοιχοποιία πρώτου ορόφου, 3. Δίστρωτη εξωτερική τοιχοποιία του δεύτερου ορόφου με μειωμένο ειδικό βάρος λόγω των φριγγιών, 4. Οπτοπλινθοδομές (εσωτερικός τοίχος ισογείου και εσωτερική τοιχοποιία πρώτου ορόφου), 5. Μεταλλικές δοκοί ενίσχυσης δαπέδου δεύτερου ορόφου και 6. Ξύλινες δοκοί (διαζώματα στα επίπεδα των ορόφων, ξύλινες δοκοί δαπέδων, στρωτήρες στέγης).

Οι αντοχές των διατομών της τοιχοποιίας παρουσιάζονται στον Πίνακα Ι. Για το σκυρόδεμα και τον χάλυβα οπλισμού χρησιμοποιήθηκαν οι Κανονισμοί ΚΑΝΕΠΕ, ΚΤΧ και EC6, για τον δομικό χάλυβα ο EC3 και για τα ξύλινα στοιχεία το πρότυπο EN338.

Τέλος, σύμφωνα με τη Γεωτεχνική Έκθεση του οικοπέδου (Γεωτεχνικές Έρευνες Τ.Ε.Ε., 2017) το υπέδαφος θεμελίωσης υπάγεται στην κατηγορία εδάφους «D», κατά (EC8).

ΠΙΝΑΚΑΣ Ι
ΑΝΤΟΧΕΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Διατομές	Θλιπτική Αντοχή (MPa)	Εφελκυστική Αντοχή (MPa)
Δίστρωτη λιθοδομή με αρμολόγηση	4.93 (Σ6.3 ΚΑΔΕΤ)	0.44 (EC6)
Τρίστρωτη λιθοδομή με αρμολόγηση	2.06 (6.1 ΚΑΔΕΤ)	0.185 (Σ6.5 ΚΑΔΕΤ)
Δίστρωτη ομογενοποιημένη λιθοδομή	6.42 (Τύπος: 9.7 - Σπυράκος Κ., 2019)	0.58 (EC6)
Τρίστρωτη ομογενοποιημένη λιθοδομή	2.48 (Τύπος: 9.8 - Σπυράκος Κ., 2019)	0.22 (Σ6.5 ΚΑΔΕΤ)
Οπτοπλινθοδομή	1.76 (EC6)	0.12 (Σ6.5 ΚΑΔΕΤ)

Γ. Αλληλεπίδραση Εδάφους Κατασκευής

Η διερεύνηση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής (SSI) πραγματοποιήθηκε με την εφαρμογή της μεθόδου Mulliken and Karabalis (1998), η οποία βασίζεται σε ισοδύναμα μηχανικά μοντέλα θεμελίωσης

αποτελούμενα από μάζες, ελατήρια και αποσβεστήρες. Τα μοντέλα αυτά προσομοιώνουν την αλληλεπίδραση με τον εδαφικό ημιχώρο, θεωρούμενο ως ομογενές, ιστροπικό και γραμμικά ελαστικό υλικό. Για τις ανάγκες της παρούσας ανάλυσης, το έδαφος θεωρήθηκε χωρίς ιδία μάζα, ώστε να απλοποιηθεί η δυναμική απόκριση του συστήματος.

Για τον υπολογισμό των ελατηριακών σταθερών υπολογίστηκε το μήκος των θεμελιολωρίδων το οποίο έπειτα διαιρέθηκε με τον αριθμό των κόμβων της τοιχοποιίας στο επίπεδο της θεμελίωσης. Στον Πίνακα II παρουσιάζονται οι ελατηριακές σταθερές των ελαστικών στηρίξεων που προσομοιώνουν την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής:

ΠΙΝΑΚΑΣ II
ΕΛΑΤΗΡΙΑΚΕΣ ΣΤΑΘΕΡΕΣ K,C

K	KN/m	C	KN·s/m
Kv:	28,273.80	Cv:	66.00
Kh:	22,788.90	Ch:	10.84
Kr:	1,705.45	Cr:	2.99
Kt:	2,480.15	Ct:	0.92

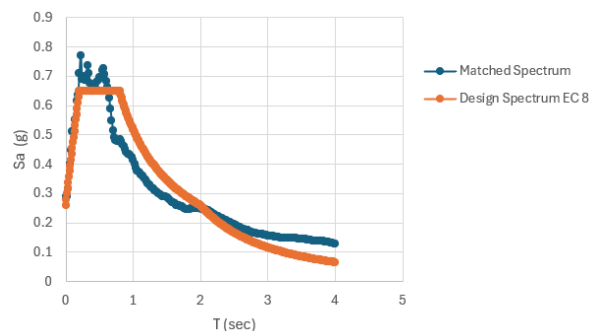
Η. Φορτία – Συνδυασμοί Φορτίσεων

Για την ανάλυση των υπολογιστικών μοντέλων ελήφθησαν τιμές μόνιμων και κινητών φορτίων από τον Ελληνικό Κανονισμό Φορτίσεων Δομικών Έργων και τους Ευρωκώδικες. Όλα τα φορτία, γραμμικά ή σημειακά εφαρμόστηκαν στις αντίστοιχες θέσεις του μοντέλου, αναλόγως της φύσης τους.

Για την ελαστική δυναμική ανάλυση του φορέα επιλέχθηκαν καταλλήλως βάσει EC8 (παρ. 3.2.3.1 και 4.3.3.4.3(1)-(3)) τρεις φυσικές χρονοϊστορίες και για κάθε μια χρησιμοποιήθηκαν 3 επιταχυνσιογραφήματα, δύο για τις οριζόντιες διευθύνσεις και ένα για την κάθετη συνιστώσα.

Επιλέχθηκαν οι σεισμικές καταγραφές για τους σεισμούς Northridge (Pacific Palisades - Sunset station, Los Angeles, California, 1994, Mw=6.7) (PEER), Kahramanmaras (Turkey, 2023, Mw=7.7) (TADAS) και Kocaeli (Duzce station, Turkey, 1999, Mw=7.51) (PEER).

Οι καταγραφές διορθώθηκαν βάσει της δεσπόζουσας ιδιοπεριόδου του φορέα σε κάθε διεύθυνση, ώστε να επιτευχθεί η προσαρμογή τους στο φάσμα στόχο του EC8 στο χρονικό διάστημα 0.2T - 2T. Για τον σκοπό αυτόν χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SeismoMatch v.2025 (Σχήμα 5).



Σχήμα 5. Φασματική προσαρμογή του μέσου φάσματος των επιλεγμένων σεισμικών καταγραφών (x - axis) στο φάσμα στόχο του EC8.

Για κάθε σετ σεισμών δημιουργήθηκαν δύο διαφορετικές περιπτώσεις φόρτισης, αντιστρέφοντας τις οριζόντιες καταγραφές ως προς τους άξονες X,Y στο περιβάλλον του Sap2000 (Load Case Data – Linear Direct Integration History).

Οι συνδυασμοί φορτίσεων που εισήχθησαν στο λογισμικό είναι οι:

- Στατικός συνδυασμός: 1,35G + 1,5Q και
- Σεισμικός συνδυασμός: G + 0,3Q + Ex + Ey + Ez

III. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

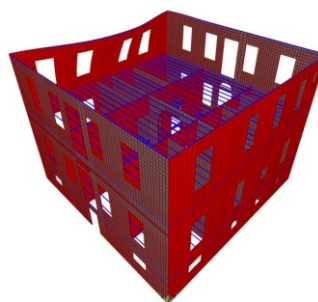
I. Στατική Ανάλυση

Από τη στατική ανάλυση των 4 μοντέλων (M1fix, M2fix, M1ssi, M2ssi) προκύπτει ότι τα σημεία υπέρβασης μέγιστων εφελκυστικών τάσεων είναι αυτά στα οποία ασκούνται φορτία, όπως τα φορτία της στέγης, καθώς και τα σημεία σύνδεσης των μεταλλικών δοκών του M2. Δεν παρατηρείται υπέρβαση θλιπτικών τάσεων.

J. Ιδιομορφική Ανάλυση

Με την ιδιομορφική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές ταλάντωσης των συστημάτων και των ιδιοπεριόδων τους (Σχήμα 6). Χρησιμοποιήθηκαν 200 ιδιομορφές για κάθε μοντέλο. Στον Πίνακα III παρουσιάζονται οι δεσπόζουσες ιδιομορφές για κάθε μοντέλο:

Οι δείκτες $T_{M1ssi}/T_{M1fix}=1.02 \leq 1.08$ και $T_{M2ssi}/T_{M2fix}=1.00 \leq 1.08$ (Μπέσκος Δ., 2003) και επομένως τα μοντέλα θα μπορούσαν να αναλυθούν σαν να ήταν θεμελιωμένα σε άκαμπτο έδαφος. Ωστόσο, σύμφωνα με τους Genç et al (2023), η επίδραση του φαινομένου αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής σε παραδοσιακά κτίρια φέρουσας τοιχοποιίας είναι σημαντική και ως εκ τούτου, το φαινόμενο διερευνήθηκε για το υπό μελέτη κτίριο.



Σχήμα 6. 1^η Ιδιομορφή του μοντέλου M1fix.

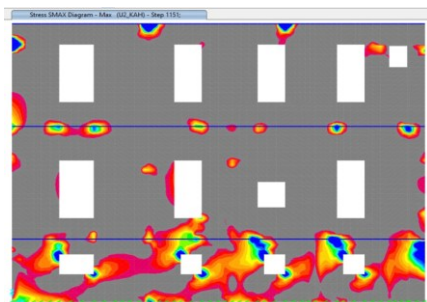
ΠΙΝΑΚΑΣ III
ΚΥΡΙΕΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ ΤΩΝ M1,2

MODEL	PERIOD (sec)	MODEL	PERIOD (sec)	(%)
M1fix	0.186020	M2fix	0.287152	54.37
M1ssi	0.189562	M2ssi	0.287175	51.49
(%)	1.90	(%)	0.01	

K. Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας

1) Σχηματική απεικόνιση μέγιστων τάσεων SMAX: Από τις αναλύσεις χρονοϊστορίας δεν κατέστη δυνατό να εξαχθούν αποτελέσματα για τον συνδυασμό (Load Combination) G+0.3Q+E, ούτε και αποτελέσματα

Envelope stresses ώστε να υπάρχει περιβάλλουσα μέγιστων τάσεων σε κάθε όψη για όλα τα χρονικά βήματα. Ως εναλλακτική προσέγγιση επιλέχθηκαν χαρακτηριστικά σημεία σε κάθε όψη και από τις χρονοσειρές τους εντοπίστηκε το χρονικό βήμα στο οποίο εμφανίζονται κατά προσέγγιση στο μεγαλύτερο τμήμα κάθε τοιχοποιίας οι μέγιστες αναπτυσσόμενες τάσεις SMAX. Η μεθοδολογία αυτή ανέδειξε μηχανισμούς βλαβών και αστοχιών στην κατασκευή, όπως αστοχίες εντός και εκτός επιπέδου, μηχανισμούς κατάρρευσης, βλάβες λόγω εμβολισμού από τις εγκάρσιες τοιχοποιίες ή τις δοκούς δαπέδου (Σχήμα 7).



Σχήμα 7. M1ssiKah2 - Όψη 2: SMAX (t=11.51s). Στο ισόγειο φαίνονται αστοχίες εντός επιπέδου με εμφάνιση διαγώνιων ρωγμών, μηχανισμός σφήνας στη γωνία της τοιχοποιίας (δεξιά) και θλιβόμενη γωνία βάσης τοιχοποιίας (αριστερά). Στο επίπεδο δαπέδου δευτέρου ορόφου φαίνεται ο εμβολισμός της τοιχοποιίας από τις δοκούς δαπέδου και στη στέγη της τοιχοποιίας τα σημεία εφαρμογής των φορτίων στέγης.

2) Πίνακες μέγιστων τάσεων SMAX: Στο πλαίσιο της ανάλυσης χρονοϊστορίας, επιλέχθηκαν δύο σημεία της όψης 4, όπου εντοπίστηκαν στο προηγούμενο βήμα οι δυσμενέστερες βλάβες: ένα στο ισόγειο και ένα στον δεύτερο όροφο. Για τα σημεία αυτά καταγράφηκαν οι μέγιστες εφελκυστικές τάσεις από τις χρονοσειρές τους, για όλα τα μοντέλα και όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς. Η προσέγγιση αυτή επέτρεψε τη συγκριτική αξιολόγηση, σε τοπικό επίπεδο, τόσο των μοντέλων Mfix – Mssi όσο και των μοντέλων M1 και M2. Παρακάτω παρουσιάζονται οι μέγιστες εφελκυστικές τάσεις των σημείων ελέγχου στους Πίνακες IV και V και στον Πίνακα VI η μεταβολή των μέγιστων εφελκυστικών τάσεων στα μοντέλα M1 και M2.

ΠΙΝΑΚΑΣ IV

ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ ΣΗΜΕΙΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ 7342/6724 (M1/M2) ΣΤΟ ΙΣΟΓΕΙΟ

Model M1 shell 7342	at (sec)	SMAX value (kPa)	% Μεταβολή
1fkah1	11.22	323.40	14.97%
1skah1	11.23	371.80	
1fkah2	12.42	272.00	47.32%
1skah2	11.23	400.70	
1fnor1	11.33	231.70	79.11%
1snor1	9.38	415.00	
1fnor2	5.86	283.70	57.14%
1snor2	7.86	445.80	
1fkoc1	8.28	262.80	92.85%
1skoc1	9.96	506.80	
1fkoc2	8.98	264.50	52.82%
1skoc2	9.38	404.20	
Model M2 shell 6724	at (sec)	SMAX value (kPa)	% Μεταβολή
2fkah1	11.52	394.20	-19.13%
2skah1	12.14	318.80	

2fkah2	12.74	474.00	-12.81%
2skah2	11.52	394.20	
2fnor1	11.67	467.40	55.03%
2snor1	10.22	724.60	
1fnor2	13.62	447.90	25.92%
2snor2	7.89	564.00	
2fkoc1	11.11	465.70	41.51%
2skoc1	11.13	659.00	
2fkoc2	9.95	480.30	33.06%
2skoc2	10.00	639.10	

ΠΙΝΑΚΑΣ V

ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ ΣΗΜΕΙΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ 7587/6939 (M1/M2) ΣΤΟΝ 2ο ΟΡΟΦΟ

Model M1 shell 7587	at (sec)	SMAX value (kPa)	% Μεταβολή
1fkah1	11.93	1,024.00	123.24%
1skah1	11.94	2,286.00	
1fkah2	11.04	777.40	79.70%
1skah2	11.02	1,397.00	
1fnor1	8.96	1,078.00	78.01%
1snor1	9.34	1,919.00	
1fnor2	8.96	1,091.00	80.66%
1snor2	9.34	1,971.00	
1fkoc1	9.31	976.00	77.36%
1skoc1	9.31	1,731.00	
1fkoc2	9.21	1,133.00	88.08%
1skoc2	11.26	2,131.00	

Model M2 shell 6939	at (sec)	SMAX value (kPa)	% Μεταβολή
2fkah1	19.22	1,014.00	17.46%
2skah1	19.21	1,191.00	
2fkah2	11.09	1,019.00	1.08%
2skah2	11.09	1,030.00	
2fnor1	11.22	1,088.00	30.97%
2snor1	10.67	1,425.00	
1fnor2	11.22	1,137.00	31.84%
2snor2	10.67	1,499.00	
2fkoc1	9.13	1,112.00	32.19%
2skoc1	10.18	1,470.00	
2fkoc2	9.34	941.50	49.65%
2skoc2	11.3	1,409.00	

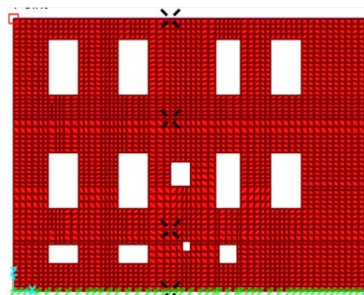
ΠΙΝΑΚΑΣ VI

ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΜΕΓΙΣΤΩΝ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΩΝ ΤΑΣΕΩΝ ΣΗΜΕΙΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ ΣΤΟ ΜΟΝΤΕΛΟ M2 ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΜΕ ΤΟ M1.

ΙΣΟΓΕΙΟ 7342/6724	M2 / M1 % Μεταβολή	2ος ΟΡΟΦΟΣ 7587/6939	M2 / M1 % Μεταβολή
fkah1	21.89%	fkah1	-0.98%
skah1	-14.25%	skah1	-47.90%
fkah2	74.26%	fkah2	31.08%
skah2	3.14%	skah2	-26.27%
fnor1	101.73%	fnor1	0.93%
snor1	74.60%	snor1	-25.74%
fnor2	57.88%	fnor2	4.22%
snor2	26.51%	snor2	-23.95%
fkoc1	77.21%	fkoc1	13.93%
skoc1	30.03%	skoc1	-15.08%
fkoc2	81.59%	fkoc2	-16.90%
skoc2	58.11%	skoc2	-33.88%

3) Πίνακες μέγιστων σχετικών μετακινήσεων ορόφων και παραμενουσών σχετικών μετακινήσεων ορόφων: Στην ίδια όψη πραγματοποιήθηκε έλεγχος σε τέσσερα σημεία τοποθετημένα στον κατακόρυφο άξονα με τις

μεγαλύτερες αναμενόμενες παραμορφώσεις, περίπου στο μέσο της τοιχοποιίας. Τα σημεία αυτά αντιπροσωπεύουν τις μετακινήσεις της στάθμης του ισογείου, των δαπέδων και της στέγης (Σχήμα 8). Στους Πίνακες VII και VIII παρουσιάζονται οι τιμές των μέγιστων σχετικών μετακινήσεων ορόφων (IDRs) εκτός επιπέδου (U2) στο σημείο ελέγχου στη στέγη του κτιρίου, ενώ στον Πίνακα IX παρουσιάζεται η ποσοστιαία μεταβολή των τιμών αυτών για το μοντέλο M2 σε σχέση με το M1.



Σχήμα 8. Σημεία ελέγχου μέγιστων σχετικών μετακινήσεων ορόφων εντός (U1) και εκτός επιπέδου (U2).

ΠΙΝΑΚΑΣ VII

ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΣΧΕΤΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΟΡΟΦΟΥ ΤΟΥ M1 ΓΙΑ ΟΛΟΥΣ ΤΟΥΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥΣ

Model - Event	Max IDR %	Time of Max IDR (s)	% Μεταβολή
M1fix - Kah1	3.137	11.82	117%
M1ssi - Kah1	6.806	11.94	
M1fix - Kah2	2.355	11.04	
M1ssi - Kah2	4.191	11.02	78%
M1fix - Nor1	3.198	8.96	
M1ssi - Nor1	6.313	10.21	
M1fix - Nor2	3.274	10.2	99%
M1ssi - Nor2	6.512	10.21	
M1fix - Koc1	3.306	9.4	
M1ssi - Koc1	6.232	10	89%
M1fix - Koc2	3.383	9.21	
M1ssi - Koc2	6.354	11.26	

ΠΙΝΑΚΑΣ VIII

ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΣΧΕΤΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΟΡΟΦΟΥ ΤΟΥ M2 ΓΙΑ ΟΛΟΥΣ ΤΟΥΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥΣ

Model - Event	Max IDR %	Time of Max IDR (s)	% Change
M2fix - Kah1	7.639	19.08	25%
M2ssi - Kah1	9.53	19.08	
M2fix - Kah2	7.456	11.27	
M2ssi - Kah2	7.385	11.09	-1%
M2fix - Nor1	7.778	10.54	
M2ssi - Nor1	10.124	12.47	
M2fix - Nor2	8.229	10.54	26%
M2ssi - Nor2	10.409	12.47	
M2fix - Koc1	7.477	10.05	
M2ssi - Koc1	9.668	10.18	29%
M2fix - Koc2	6.248	11.29	
M2ssi - Koc2	9.633	11.41	

ΠΙΝΑΚΑΣ IX

ΠΟΣΟΣΤΙΑΙΑ ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΤΩΝ ΜΕΓΙΣΤΩΝ ΣΧΕΤΙΚΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΟΡΟΦΟΥ ΤΟΥ M2 ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΜΕ ΤΟ M1 ΓΙΑ ΟΛΟΥΣ ΤΟΥΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥΣ

Model-Event	%Μεταβολή M2 / M1	Model-Event	%Μεταβολή M2 / M1
Mfix - Kah1	Παρ%	Mfix - Nor2	151%
Mssi - Kah1	40%	Mssi - Nor2	60%

Mfix - Kah2	217%	Mfix - Koc1	126%
Mssi - Kah2	76%	Mssi - Koc1	55%
Mfix - Nor1	143%	Mfix - Koc2	85%
Mssi - Nor1	60%	Mssi - Koc2	52%

Για την αξιολόγηση των μετακινήσεων εφαρμόστηκαν τα όρια του ΚΑΔΕΤ, ήτοι 4% για τις εντός επιπέδου παραμορφώσεις και 8% για τις εκτός επιπέδου παραμορφώσεις. Σημειώνεται ότι στο λογισμικό SAP2000 οι μετακινήσεις U1 και U2 αφορούν τους άξονες X και Y αντίστοιχα και η όψη 4 είναι προσανατολισμένη στον ΧΖ άξονα. Ως εκ τούτου, οι μετατοπίσεις U2 αφορούν τις εκτός επιπέδου παραμορφώσεις.

IV. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα δύο υπολογιστικά μοντέλα M1 και M2 υποβλήθηκαν σε ιδιαίτερα ισχυρές σεισμικές φορτίσεις. Η μέθοδος της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας με έξι σεισμικές φορτίσεις ανέδειξε σημαντικές βλάβες και στις τέσσερις όψεις των μοντέλων. Οι βλάβες αυτές αφορούν τον εμβολισμό της εξωτερικής τοιχοποιίας από εγκάρσια δομικά στοιχεία (δοκοί δαπέδων, εγκάρσιοι τοίχοι), την επιρροή των φορτίων της στέγης στις εξωτερικές τοιχοποιίες, μηχανισμούς εντός και εκτός επιπέδου, καθώς και συνδυασμούς αυτών. Οι μηχανισμοί αυτοί υποδεικνύουν τη δυνατότητα τοπικής ή γενικευμένης κατάρρευσης τοίχων. Σημειώνεται ότι δεν καταγράφεται υπέρβαση θλιπτικής αντοχής σε κανέναν συνδυασμό.

1) Πίνακες μέγιστων τάσεων SMAX

Η επίδραση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής αποδείχτηκε μεγαλύτερη στο μοντέλο M1, το μοντέλο δηλαδή με τη μικρότερη μάζα, αλλά τη μικρότερη ιδιοπερίοδο (λόγω αυξημένης δυσκαμψίας από την ενίσχυση με ομογενοποίηση μάζας). Αντίθετα στο μοντέλο M2 που έχει μεγαλύτερο βάρος, αλλά μικρότερη δυσκαμψία και μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο, φαίνεται ότι η αλληλεπίδραση αυξάνει γενικά τις αναπτυσσόμενες μέγιστες τάσεις (δεν ισχύει στον σεισμό Kahramanmaraş), αλλά σε μικρότερο βαθμό συγκριτικά με το M1.

Σημαντικό, επίσης, είναι ότι στον δεύτερο όροφο, η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής μειώνει τις τάσεις στο M2 σε όλους τους συνδυασμούς. Υπενθυμίζεται ότι στο M1 η τοιχοποιία του δευτέρου ορόφου έχει ξύλινα διαφράγματα τόσο στο δάπεδο όσο και στη στέγη, αλλά μεγαλύτερη δυσκαμψία και αντοχή από το M2, ενώ στο M2 υπάρχει σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος στο επίπεδο της στέγης. Παρά τις ενισχύσεις, παρατηρούνται υπερβάσεις τάσεων και στα δύο μοντέλα, με το δομικό σύστημα του M2 να φαίνεται πιο ευάλωτο στις περιπτώσεις σεισμικών δράσεων που ξεεάζονται στην παρούσα εργασία. Αναλυτικά σημειώνονται τα παρακάτω σύμφωνα με τους Πίνακες IV, V και VI:

Ισόγειο:

- Μοντέλα M1: η μεγαλύτερη SMAX εντοπίζεται στον συνδυασμό M1ssiKoc1 και σε σύγκριση με τον συνδυασμό M1fKoc1 η αύξηση της τιμής της SMAX φτάνει στο 93%. Αύξηση παρατηρείται σε όλους τους συνδυασμούς M1ssi, σε σύγκριση με τους M1f, με εύρος 15 – 93%.
- Μοντέλα M2: η μεγαλύτερη SMAX εντοπίζεται στον συνδυασμό M2ssiNor1 και σε σύγκριση με τον

συνδυασμό M2fNor1 η αύξηση της τιμής της SMAX φτάνει στο 55%. Οι συνδυασμοί Kah1 και Kah2 δείχνουν μείωση τάσεων κατά την αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής. Το εύρος των αυξήσεων στα M2ssi, σε σύγκριση με τους M2f, είναι 26 – 55% και των μειώσεων 13 – 19%.

- Η σύγκριση των δύο μοντέλων M1 και M2 δείχνει ότι υπάρχει αύξηση τάσεων σε όλους τους συνδυασμούς, εκτός από την περίπτωση του συνδυασμού M2ssikah1 στον οποίο, σε σύγκριση με τον συνδυασμό M1ssikah1, παρατηρείται μείωση τάσεων κατά 14.25%. Επίσης, σε όλους τους συνδυασμούς M2, συγκριτικά με τους συνδυασμούς M1, παρατηρείται μια χρονική μετατόπιση (καθυστέρηση) των στιγμών εμφάνισης των μέγιστων τάσεων.

2ος όροφος:

- Μοντέλα M1: η μεγαλύτερη SMAX εντοπίζεται στον συνδυασμό M1ssiKah1 και σε σύγκριση με τον συνδυασμό M1fKah1 η αύξηση της τιμής της SMAX φτάνει στο 123.24%. Αύξηση παρατηρείται σε όλους τους συνδυασμούς M1ssi σε σύγκριση με τους συνδυασμούς M1f, με εύρος 78 – 125%, οι αυξήσεις δηλαδή στον όροφο είναι πολύ μεγαλύτερες από αυτές του ισόγειου.
- Μοντέλα M2: η μεγαλύτερη SMAX εντοπίζεται στον συνδυασμό M2ssiNor2 και σε σύγκριση με τον συνδυασμό M2fNor2 η αύξηση της τιμής της SMAX φτάνει στο 32%. Η μέγιστη αύξηση, ωστόσο, παρατηρείται στους συνδυασμούς M2Koc2, όπου στον M2ssiKoc2 η αύξηση των τάσεων συγκριτικά με τον M2fKoc2 φτάνει το 50%. Σε αντίθεση με το ισόγειο όπου σε δύο περιπτώσεις παρατηρούνται μειώσεις τάσεων στα μοντέλα M1ssi σε σύγκριση με τα M1f, στα μοντέλα M2ssi σε κανέναν συνδυασμό δεν παρατηρείται μείωση τάσεων συγκριτικά με τα M2f. Το εύρος των αυξήσεων είναι 1 – 50%.
- Η σύγκριση των δύο μοντέλων M1 και M2 δείχνει ότι υπάρχει αύξηση τάσεων σε όλους τους συνδυασμούς M2fix, εκτός των περιπτώσεων M2fKah1 και M2fKoc2. Στους συνδυασμούς M2ssi παρατηρείται μείωση τάσεων στον δεύτερο όροφο σε σχέση με τους συνδυασμούς M1ssi. Και στην περίπτωση αυτή παρατηρείται μια χρονική μετατόπιση (καθυστέρηση) των στιγμών εμφάνισης μέγιστων τάσεων στα μοντέλα M2ssi, εκτός της περίπτωσης M2fKoc1.

2) Πίνακες Μέγιστων σχετικών μετακινήσεων ορόφων

Η ανάλυση των σχετικών μετακινήσεων ορόφων ανέδειξε τη σημαντική επίδραση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής (SSI). Σε όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς για όλα τα μοντέλα η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής αυξάνει, στις περισσότερες περιπτώσεις σχεδόν διπλασιάζει, τις σχετικές μετακινήσεις ορόφων. Εξάιρεση αποτελεί το M2Kah2, όπου η μέγιστη τιμή IDR παραμένει η ίδια. Οι παραμένουσες παραμορφώσεις που υπολογίζονται είναι πολύ μικρές, αυτό, ωστόσο, δεν αποτελεί δείκτη παραμόρφωσης, καθώς η ανάλυση είναι ελαστική.

Στην εντός επιπέδου παραμόρφωση δεν καταγράφεται υπέρβαση της τιμής 4‰ και οι λόγοι IDR είναι αρκετά μικροί, της τάξης του 0.2‰. Αντίθετα στην εκτός επιπέδου παραμόρφωση καταγράφονται μεγάλες τιμές

στον τελευταίο όροφο και συγκεκριμένα στις περιπτώσεις M2ssiKah1, M2ssiKoc1,2, M2fixNor2 και M2ssiNor1,2 παρουσιάζονται υπερβάσεις του ορίου 8‰. Αναλυτικά σημειώνονται τα παρακάτω σύμφωνα με τις τιμές των μέγιστων σχετικών μετακινήσεων στη στάθμη της στέγης σύμφωνα με τους πίνακες VII, VIII και IX:

Μοντέλο 1

- Στον σεισμό Kahramanmaras η μέγιστη τιμή IDR (του 2ου ορόφου) καταγράφεται στο μοντέλο M1ssiKah1 και φτάνει το 6.8‰, που είναι η μεγαλύτερη τιμή IDR για όλους του σεισμικούς συνδυασμούς του M1. Η αύξηση τάσεων στο μοντέλο M1ssiKah1 σε σύγκριση με τον M1fKah1 είναι 117% και στο μοντέλο M1ssiKah2 σε σύγκριση με τον M1fKah2 78%.
- Στον σεισμό Northridge η μέγιστη τιμή IDR καταγράφεται στο μοντέλο M1ssiNor2 και φτάνει το 6.5‰. Η αύξηση τάσεων στο μοντέλο M1ssiNor1 σε σύγκριση με το M1fNor1 είναι 97% και στο μοντέλο M1ssiNor2 σε σύγκριση με το M1fNor2 99%.
- Στον σεισμό Kocaeli η μέγιστη τιμή IDR καταγράφεται στο μοντέλο M1ssiKoc2 και φτάνει το 6.35‰. Η αύξηση τάσεων στο μοντέλο M1ssiKoc1 σε σύγκριση με τον M1fKoc1 είναι 89% και στο μοντέλο M1ssiKoc2 σε σύγκριση με τον M1fKoc2 88%.

Μοντέλο 2

- Στον σεισμό Kahramanmaras η μέγιστη τιμή IDR₃ καταγράφεται στο μοντέλο M2ssiKah1 και φτάνει το 9.53‰. Η αύξηση τάσεων στο μοντέλο M2ssiKah1 σε σύγκριση με το M2fKah1 είναι 25%, ενώ στον συνδυασμό M2Kah2 δεν υπάρχει επιρροή της αλληλεπίδρασης, καθώς η μεταβολή του IDR είναι της τάξης του 1% (αύξηση).
- Στον σεισμό Northridge η μέγιστη τιμή IDR₃ καταγράφεται στο μοντέλο M2ssiNor2 και φτάνει το 10.41‰ που είναι η μεγαλύτερη τιμή IDR για όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς του M2. Η αύξηση τάσεων στο μοντέλο M2ssiNor1 συγκριτικά με το M2fNor1 είναι 30% και στο μοντέλο M2ssiNor2 συγκριτικά με το M2fNor2 27%.
- Στον σεισμό Kocaeli η μέγιστη τιμή IDR₃ καταγράφεται στο μοντέλο M2ssiKoc1 και φτάνει το 9,69‰ (περίπου η ίδια τιμή 9,63‰ καταγράφεται στον συνδυασμό Koc2). Η αύξηση τάσεων στο μοντέλο M2ssiKoc1 συγκριτικά με το M2fKoc1 είναι 29% και στο μοντέλο M2ssiKoc2 συγκριτικά με το M2fKoc2 54%.

Συγκρίνοντας τα M1 και M2 ως προς την επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής στις IDRs, εξάγεται το ίδιο συμπέρασμα, όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως για τις μέγιστες τάσεις, ότι η επιρροή είναι εντονότερη στο M1. Το συμπέρασμα αυτό εναρμονίζεται με τη μελέτη των Genç et al. (2023), όπου η ενσωμάτωση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής (SSI) στην ανάλυση ιστορικών κατασκευών φέρουσας τοιχοποιίας ανέδειξε σημαντικές αυξήσεις στα drift ratios.

Συγκρίνοντας τα M1 και M2 ως προς τις τιμές IDRs, σημειώνεται ότι οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων για τον ίδιο σεισμικό συνδυασμό παρουσιάζουν σημαντικότερες αυξήσεις στον δεύτερο όροφο στο M2. Παρατηρείται, μάλιστα, ότι οι μεγαλύτερες ποσοστιαίες αυξήσεις καταγράφονται στα μοντέλα με πάκτωση βάσης.

Συγκεκριμένα, η μέγιστη ποσοστιαία μεταβολή καταγράφεται στη σύγκριση των μοντέλων M1fixKah2 και M2fixKah2 (217%). Συνολικά το εύρος των ποσοστιαίων μεταβολών κυμαίνεται μεταξύ 85% και 217%.

Η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής στα M1 και M2 δείχνει μια μέση ποσοστιαία αύξηση των IDRs της τάξης του 60% (εύρος 40 – 76%). Υπενθυμίζεται, ότι η ανάλυση αυτή αφορά τις ποσοστιαίες μεταβολές, οι μέγιστες τιμές, ωστόσο, όπως αναφέρθηκε σημειώνονται στα μοντέλα Mssi.

3) Γενικά Συμπεράσματα

Η ανάλυση ανέδειξε τις σημαντικές αυξήσεις τάσεων - παραμορφώσεων στα μοντέλα Mssi, γεγονός που καταδεικνύει τη σημασία της επιρροής της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής στη σεισμική απόκριση κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία. Επιπλέον, στα περισσότερα μοντέλα η χρονική στιγμή κατά την οποία σημειώνεται η μέγιστη απόκριση μετατοπίζεται χρονικά και συγκεκριμένα καθυστερεί, υποδηλώνοντας τη δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ εδάφους και ανωδομής.

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η μη διερεύνηση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής μπορεί να οδηγήσει σε υποεκτίμηση μεγεθών απόκρισης σε σεισμικές δράσεις, και κατ' επέκταση, των αναγκών ενίσχυσης κατασκευών ιστορικής και πολιτιστικής σημασίας.

Αναφορικά με τις επεμβάσεις ενίσχυσης στα παραδοσιακά κτίρια φέρουσας τοιχοποιίας, φαίνεται ότι το μοντέλο με επεμβάσεις οπλισμένου σκυροδέματος (M2) εμφανίζει μεγαλύτερες τάσεις στον υποκείμενο όροφο της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος (ισόγειο) και πολύ μεγαλύτερες μέγιστες σχετικές μετακινήσεις στον δεύτερο όροφο. Παρότι οι ενισχύσεις με οπλισμένου σκυροδέματος προσφέρουν πλεονεκτήματα (ενίσχυση συμπεριφοράς κιβωτίου, διαφραγματική λειτουργία κ.λπ.), οφείλουν να ακολουθούν τους κανόνες ορθής κατασκευής και κυρίως, να συνδυάζονται με ενίσχυση της τοιχοποιίας και να εξασφαλίζεται η επαρκής σύνδεση τοιχοποιίας – στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος.

Η σύγκριση των δύο μοντέλων καταδεικνύει ότι η ενίσχυση της τοιχοποιίας με ομογενοποίηση μάζας, όπως στο M1, οδηγεί σε καλύτερη συνολική απόκριση υπό σεισμική καταπόνηση.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στην επιβλέπουσά μου, Δρ. Παναγιώτα Κατσιμπίνη και στον καθηγητή μου και Β' επιβλέποντα, Δρ. Γεώργιο Παπαγιαννόπουλο, για την πολύτιμη καθοδήγησή τους. Ευχαριστώ επίσης θερμά για τη συνεργασία του, τον προϊστάμενο της Εφορείας Αρχαιοτήτων Λέσβου, Δρ. Παύλο Τριανταφυλλίδη.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

Δογάνη Ι. κ.α. (2023). 'Ανάλυσεις αυθεντικών κονιαμάτων και πρόταση επισκευαστικών κονιαμάτων για το Αρχαιολογικό Μουσείο Μύρινας', Αρχείο ΕΦΑΛΕΣ.
ΙΤΣΑΚ - ΟΑΣΠ. 2014, 'Ο σεισμός του Βορείου Αιγαίου της 24/5/2014 12:25 Mw=6.9', ανακτήθηκε 20 Φεβρουαρίου 2025, από: [https://oasp.gr/userfiles/file/2014_24%CE%9C%CE%91%CE%A5_%CE%9B%CE%97%CE%9C%CE%9D%CE%9F%CE%A3/2014_05_24_LHMNOS_EQ_FINAL\(3\).pdf](https://oasp.gr/userfiles/file/2014_24%CE%9C%CE%91%CE%A5_%CE%9B%CE%97%CE%9C%CE%9D%CE%9F%CE%A3/2014_05_24_LHMNOS_EQ_FINAL(3).pdf).

ΚΑΔΕΤ, 2023, Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας, ΥΠ. 261/2023, ΦΕΚ 2493Β'/2023.
ΚΑΝΕΠΕ, 2022, Κανονισμός Επεμβάσεων σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα (3Η Αναθεώρηση), ΥΠ. 449/2022, ΦΕΚ 3197Β'/2022.
Καρύδης Ν. 2001, 'Ανάλυση του παραδοσιακού οικισμού Ερεσσός στη Μυτιλήνη', Ερευνητικό Πρόγραμμα «Συμπεριφορά Σε Σεισμική Καταπόνηση Των Ιστορικών Παραδοσιακών Κατασκευών - Η Περίπτωση Του Αιγαίου», Ανακτήθηκε 20 Δεκεμβρίου 2024, από <https://oasp.gr/node/618>.
ΚΤΧ 2008 (2008), Κανονισμός Τεχνολογίας Χαλύβων Οπλισμού Σκυροδέματος, ΦΕΚ 1416Β'/2008.
Μπέσκος Δ. 2003, Δυναμική Ανάλυση των Κατασκευών - Ειδικά Θέματα Δυναμικής των Κατασκευών και Σεισμικής Μηχανικής: Τόμος Β' (ΣΜΑ 50/2), ΕΑΠ.
Ταξιάρχης Κ. 2018, 'Νέα Κτιριολογική Μελέτη του Αρχαιολογικού Μουσείου Λήμνου', Αρχείο ΕΦΑΛΕΣ.
CEN (European Committee for Standardization). Eurocode 0: Basis of Structural Design. EN 1990:2002. Brussels, Belgium, 2002.
CEN (European Committee for Standardization). Eurocode 1: Actions on Structures – Part 1-1: General Actions – Densities, Self-weight, Imposed Loads for Buildings. EN 1991-1-1:2002. Brussels, Belgium, 2002.
CEN (European Committee for Standardization). Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. EN 1992-1-1:2004. Brussels, Belgium, 2004.
CEN (European Committee for Standardization). Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. EN 1993-1-1:2005. Brussels, Belgium, 2005.
CEN (European Committee for Standardization). Eurocode 6: Design of Masonry Structures – Part 1-1: General Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry Structures. EN 1996-1-1:2005. Brussels, Belgium, 2005.
CEN (European Committee for Standardization). Eurocode 8 - Part 1: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. EN 1998-1:2004. Brussels, Belgium, 2004.
CEN (European Committee for Standardization). Eurocode 8 - Part 5: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects. EN 1998-5:2004. Brussels, Belgium, 2004.
CEN (European Committee for Standardization), 2016, Structural timber – Strength classes (EN 338:2016).
Disaster and Emergency Management Presidency of Turkey (AFAD). (n.d.). Turkish Accelerometric Database and Analysis System (TADAS). Available online: <https://tadas.afad.gov.tr/list-event> (accessed on November 25, 2024)
Genç, A. F., Ertürk Atmaca, E., Günaydin, M., Altunışık, A. C., & Sevim, B. 2023, 'Evaluation of soil structure interaction effects on structural performance of historical masonry buildings considering earthquake input models', Structures, vol. 54, pp. 869 – 889. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.05.082>.
Mulliken, J. S., & Karabalis, D. L. 1998, 'Discrete model for dynamic through-the-soil coupling of 3-D foundations and structures', Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 27(7), pp. 687 – 710
[https://doi.org/10.1002/\(SICI\)10969845\(199807\)27:7<687::AIDQE752>3.0.CO;2-O](https://doi.org/10.1002/(SICI)10969845(199807)27:7<687::AIDQE752>3.0.CO;2-O).
Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Strong Motion Database, Available online: <http://peer.berkeley.edu/> (accessed on November 20, 2024).
SAP 2000, Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Version 25.3.00.; Computers and Structures: Berkeley, CA, USA, 2023.
SeismoSoft, 2024, SeismoMatch – A software tool to adjust earthquake accelerograms, Version 2024, SeismoSoft, Available online from <https://seissoft.com>.
Stylianou E., Maravas G., Kouskouna V., & Papoulia J. 2016, 'Seismic Hazard Assessment in the North Aegean Trough based on a new Seismogenic Zonation', Bulletin of the Geological Society of Greece, vol. 1443–1452
<http://geophysics.geo.auth.gr/ss/CATALOGS/seiscat.dat>.
Vintzileou, E., & Palieraki, V. 2024, 'Damage to stone masonry buildings in historical centers due to the 2023 earthquake sequence in Turkey', Earthquake Spectra
<https://doi.org/10.1177/87552930241260263>.
Vlachakis, G., Vlachaki, E., & Lourenço, P. B. 2020, 'Learning from failure: Damage and failure of masonry structures, after the 2017 Lesvos earthquake (Greece)', Engineering Failure Analysis, vol. 117, <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2020.104803>