ΕΡΓΟ	ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΔΗΜΟΤΙΚΟΥ ΣΧΟΛΕΙΟΥ ΚΟΝΤΑΚΕΪΚΩΝ
ΘΕΣΗ	ΚΟΝΤΑΚΕΪΚΑ, ΣΑΜΟΣ
ΙΔΙΟΚΤΗΤΗΣ	ΔΗΜΟΣ ΔΥΤΙΚΗΣ ΣΑΜΟΥ
ΜΕΛΕΤΗ	ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΜΕΛΕΤΕΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ
ΑΡ. ΤΕΥΧΟΥΣ TE1	ΤΙΤΛΟΣ **ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ**

ΕΚΔΟΣΗ 1	ΚΛΙΜΑΚΑ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2022

EQUIDAS
CONSULTING ENGINEERS
ΕΤΑΙΡΕΙΑ ΜΕΛΕΤΩΝ - ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ
ΖΑΪΜΗ 10, ΑΘΗΝΑ 10683, t: 210 3811183, info@equidas.com

ΟΜΑΔΑ ΜΕΛΕΤΗΣ
ΧΡΗΣΤΟΣ ΓΙΑΡΛΕΛΗΣ, ΠΟΛ. ΜΗΧ.
ΕΥΛΑΛΙΑ ΛΑΜΠΡΙΝΟΥ, ΠΟΛ. ΜΗΧ
ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ ΚΟΥΦΑΛΗΣ, ΠΟΛ. ΜΗΧ.
ΚΩΣΤΗΣ ΡΕΠΑΠΗΣ, ΠΟΛ. ΜΗΧ.

ΣΥΜΒΟΥΛΟΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ
ΠΡΟΔ. ΨΑΡΡΟΠΟΥΛΟΣ, ΠΟΛ. ΜΗΧ.

ΥΠΟΓΡΑΦΗ/ ΣΦΡΑΓΙΔΑ

ΧΡΗΣΤΟΣ ΓΙΑΡΛΕΛΗΣ
ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΥΧΟΣ ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ
ΕΘΝΙΚΟΥ ΜΕΤΣΟΒΙΟΥ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟΥ
Α.Μ. ΤΕΕ 71158 - ΑΦΜ 055453169 ΔΟΥ Δ΄ΑΘΗΝΩΝ
ΖΑΪΜΗ 10 - ΑΘΗΝΑ 10683 - ΤΗΛ. 2103811183

ΕΛΕΓΧΟΣ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Μετά τον καταστροφικό σεισμό της Σάμου στις 30 Οκτωβρίου 2020 ανατέθηκε στην εταιρεία Equidas Consulting Engineers από το Δήμο Δυτικής Σάμου η Μελέτη Αποτίμησης & Αποκατάστασης του Δημοτικού Σχολείου Κοντακέικων. Η μελέτη περιλαμβάνει τρία στάδια:

1ο Στάδιο: Εργαστηριακοί έλεγχοι ποιότητας υλικών & Γεωτεχνικές μελέτες

2ο Στάδιο: Αποτύπωση και Παθολογία Φέροντος Οργανισμού

3ο Στάδιο: Στατικές Μελέτες Επάρκειας και Ενισχύσεων

Η παρούσα Τεχνική Έκθεση συνοδεύει το 3ο Στάδιο της μελέτης δηλαδή τις Στατικές Μελέτες Επάρκειας και Ενισχύσεων. Το στάδιο αυτό της μελέτης αποτελείται από τα παρακάτω τεύχη και σχέδια:

ΤΕΥΧΗ	
Τεχνική Έκθεση	ΤΕ1
Τεχνική Περιγραφή Εργασιών	ΤΕ2
Στατικοί Υπολογισμοί	ΤΕ3
ΣΧΕΔΙΑ	
Θεμελίωση	ΣΕ1
Ξυλότυπος στάθμης +1.35	ΣΕ2
Ξυλότυπος Οροφής Ισογείου	ΣΕ3
Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες	ΣΕ4

Τα τεύχη και σχέδια (as built) είναι σύμφωνα με τα δεδομένα από τις επιτόπου μετρήσεις και παρατηρήσεις για τη διερεύνηση των φερόντων στοιχείων του κτιρίου.

2. ΙΣΤΟΡΙΚΟ- ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το Δημοτικό Σχολείο Κοντακέικων είναι μονόροφο κτίριο από λιθοδομή, ορθογωνικής κάτοψης διαστάσεων 32.50 m X 9.70 m περίπου. Η κατασκευή του κτιρίου ξεκίνησε το 1926 και ολοκληρώθηκε το 1929, ενώ το 1999 έγινε αντικατάσταση στέγης. Ωστόσο ενδιάμεσα, σύμφωνα με προφορικές μαρτυρίες, έχουν γίνει επεμβάσεις στο κτίριο που περιγράφονται αναλυτικότερα στο Κεφάλαιο 4.

Το σχολείο είναι κατασκευασμένο σε τοπογραφική έξαρση (λοφίσκο) επί κεκλιμένης πλαγιάς σε υψόμετρο 150 περίπου μέτρων (146m) [Φωτ. Α1, Α2]. Η στάθμη δαπέδου ισογείου είναι υπερυψωμένη με ύψος +1.35 m ως προς το φυσικό έδαφος, ενώ το σχετικό ύψος του ισογείου ορόφου είναι ίσο με 4.30 m. Συνεπώς το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι περίπου 7.30 m συμπεριλαμβανομένης της στέγης. Το καθαρό πάχος της τοιχοποιίας στην στάθμη ισογείου κυμαίνεται μεταξύ 0.50 έως 0.70 m, ενώ στη στέψη της φέρει στέγη από φυσική ξυλεία με επικάλυψη κεραμιδιών. Η λιθοδομή φέρει αμφίπλευρο επίχρισμα με εξαίρεση την εξωτερική πίσω (βόρεια) όψη της κατασκευής όπου είναι είναι εμφανής.

Σύμφωνα με την Τεχνική Υπηρεσία του οικείου Δήμου, δεν υπάρχει οικοδομική άδεια για το κτίριο. Ωστόσο υπάρχουν σχέδια αρχιτεκτονικής αποτυπώσεως, τα οποία συντάχθηκαν τον Ιούλιο του 2017.

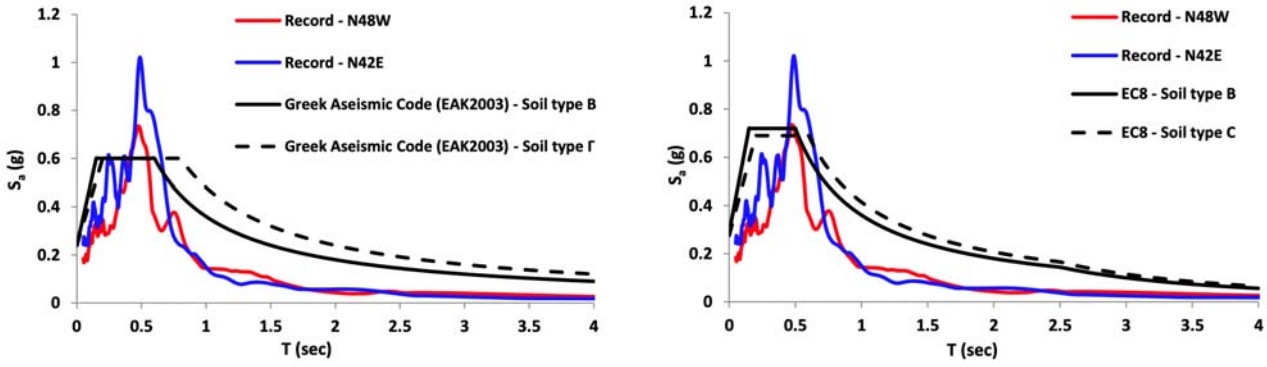
3. Ο ΣΕΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΣΑΜΟΥ, 30/10/2020

Στις 30 Οκτωβρίου 2020 (11:51 UTC) ένας ισχυρός επιφανειακός σεισμός εκδηλώθηκε με επίκεντρο 14km βορείως της Σάμου. Το μέγεθός του εκτιμήθηκε ως M6.6 (ADAF 2017), M6.7 (Institute of Engineering Seismology and Earthquake Engineering 2020), M6.9 (Lekkas et al. 2020; Papadimitriou et al. 2020) έως M=7.0 (Erdik et al. 2020). Ο σεισμός προκάλεσε ζημιές κυρίως σε κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία, κατοικίες και εκκλησίες, και ο αριθμός των θυμάτων ήταν δύο. Στο βόρειο τμήμα του νησιού εκδηλώθηκαν γεωτεχνικές αστοχίες ενώ το σεισμό ακολούθησε τσουνάμι που έφτασε στο Βαθύ. Σημαντικά μεγαλύτερες ήταν οι βλάβες στην πόλη της Σμύρνης στην Τουρκία (σε απόσταση 60 χιλιομέτρων βόρεια από το επίκεντρο) οι οποίες οδήγησαν σε σημαντικό αριθμό καταρρεύσεων και δυστυχώς αντίστοιχα μεγάλο αριθμό θυμάτων που εφτασαν τα 116. Σημειώνεται ότι τον προηγούμενο αιώνα δύο πολύ ισχυροί σεισμοί είχαν πλήξει τη Σάμο, το 1904 και το 1955 με μεγέθη M6.8 και M6.9 αντίστοιχα.

Από τον επιταχυνσιογράφο του ΙΤΣΑΚ στο Βαθύ (SMG1), προέκυψαν τα φάσματα του Σχήματος 1 που συγκρίνονται με τα ελαστικά φάσματα του ΕΑΚ 2000 και του Ευρωκώδικα 8 (EC8) για κτίρια συνήθους σπουδαιότητας (Σ2).

4. ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ-ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ

Για τη στατική αποτύπωση διερευνήθηκαν με ακρίβεια οι θέσεις, οι διαστάσεις και τα υλικά των φερόντων στοιχείων του κτιρίου και προέκυψαν σχέδια ξυλοτύπων ανά στάθμη. Παράλληλα διερευνήθηκαν με ακρίβεια οι θέσεις και οι διαστάσεις των βλαβών των φερόντων στοιχείων με σκοπό αφενός τον χαρακτηρισμό τους, αφετέρου την προεκτίμηση της σεισμικής απόκρισης του κτιρίου. Απαιτήθηκαν: (α) τμηματικές αποξηλώσεις μη φερόντων στοιχείων όπως γυψοσανίδων, ψευδοροφών κ.α. (β) γεωμετρική αποτύπωση του συνόλου αφανών και μη φερόντων στοιχείων, πλην της θεμελίωσης (γ) δειγματοληπτική αποκάλυψη των δομικών χαρακτηριστικών των φερόντων στοιχείων (π.χ. οπλισμοί)



Σχήμα 1: Φάσματα απόκρισης των οριζοντίων συνιστωσών της επιτάχυνσης από τον επιταχυνσιογράφο SMG1 (Βαθύ Σάμου) σε σύγκριση με τα ελαστικά φάσματα σχεδιασμού του ΕΑΚ 2000 και του EC8.

μέσω διερευνητικών τομών και διατρήσεων με ελαφρά μέσα. Σημειώνεται ότι λόγω της σοβαρότητας των βλαβών του κτιρίου δεν είναι εφικτό να γίνουν αποκαλύψεις θεμελίων χωρίς σημαντικά μέτρα προσωρινών υποστυλώσεων.

Στην ενότητα 4.1 παρουσιάζονται στοιχεία σχετικά με την αποτύπωση του φέροντος οργανισμού, στην ενότητα 4.2 παρουσιάζονται τα στοιχεία παθολογίας των φερόντων στοιχείων, ήτοι κακοτεχνίες και βλάβες, ενώ στην ενότητα 4.3 παρουσιάζονται οι διερευνήσεις των υλικών δόμησης.

4.1 ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ

Πλην της στάθμης θεμελίωσης, για την οποία δίδονται διαστάσεις κατά εύλογη εκτίμηση μηχανικού, αποτυπώθηκαν με επιμέλεια τα φέροντα στοιχεία της υπερυψωμένης στάθμης (+1.35) και της στάθμης ισογείου.

Στάθμη +1.35

Τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία αυτής της στάθης αποτελούνται από τρίστρωτη λιθοδομή με λαξευτούς λίθους στη νότια όψη [Φωτ. Α3], αργούς λίθους στην βόρεια όψη [Φωτ. Α4] και αρμούς από ασβεστοκονίαμα. Σε επαφή με την ανατολική και δυτική όψη του κτιρίου έχουν κατασκευαστεί πλευρικές ενισχύσεις με τοίχωματα από ωπλισμένο σκυρόδεμα πάχους 0.35 m και ύψους 1.35 m [Φωτ. Α3]. Επίσης μετρήθηκαν οι διαστάσεις των εξωτερικών κλιμάκων και της πλάκας του δαπέδου ισογείου από ωπλισμένο σκυρόδεμα: ειδικότερα υφίστανται μία εξωτερική κλίμακα στην νότια όψη του κτιρίου [Φωτ. Α1] για την πρόσβαση στην κεντρική είσοδο και τρείς εξωτερικές κλίμακες στην βόρεια όψη [Φωτ Α4]. Η πλάκα του δαπέδου ισογείου είναι από ΩΣ και, κατόπιν δύο ελέγχων διάτρησης στις Αίθουσες 1 & 2, έχει πάχος 0.17 m ενώ εδράζεται επί εδαφικού υλικού.

Στάθμη Ισογείου

Τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία αυτής της στάθμης αποτελούνται από τρίστρωτη λιθοδομή με αργούς λίθους και αρμούς από ασβεστοκονίαμα. Τα καθαρά πάχη των εξωτερικών πεσσών είναι 0.55 m, πλήν τμημάτων της βόρειας όψης (δόντια) όπου το πάχος διαμορφώνεται σε 0.70 m [Φωτ. Α4]. Τα καθαρά πάχη των εσωτερικών πεσσών είναι 0.50 m και 0.55 m κατά περίπτωση. Οι μη φέροντες τοίχοι από οπτοπλινθοδομή έχουν πάχος 0.12 m.

Στα υπέρθυρα των ανοιγμάτων (πλην των ανοιγμάτων των αιθουσών 1 & 2) εντοπίστηκαν σενάζ από ωπλισμένο σκυρόδεμα πάχους 0.10 m περίπου. Το συγκεκριμένο σενάζ είναι συνεχές σε όλη την εξωτερική τοιχοποιία, διακόπτοντας κατά αυτό τον τρόπο την συνέχεια της λιθοδομής καθ΄ύψος
[Φωτ. Α4]. Στα υπέρθυρα των ανοιγμάτων των αιθουσών 1 & 2, εντοπίστηκαν δοκοί οπλισμένου σκυροδέματος, διαστάσεων 50 Χ 35 με λείο οπλισμό (St I) στο κάτω πέλμα 4Φ16. Οι συγκεκριμένες δοκοί εδράζονται επί των παράπλευρων πεσσών. Επισημαίνεται ότι σε κανένα άνοιγμα δεν υφίστανται

ενισχύσεις των λαμπάδων και των ποδιών σύμφωνα με τη συνήθη οικοδομική πρακτική.

Στη στέψη της εξωτερικής τοιχοποιίας εντοπίστηκε ο εγκιβωτισμός των φερόντων στοιχείων της στέγης με άοπλο σενάζ σκυροδέματος ύψους περίπου 0.50m. Η στέγη αποτελείται από ζευκτά και πέτσωμα από φυσική πελεκητή ξυλεία (trava). Τα ζευκτά απέχουν μεταξύ τους 2.50m περίπου. Οι αμείβοντες, οι μπαμπάδες και οι αντηρίδες έχουν διαστάσεις 18 X 18 cm και οι ελκυστήρες 20 X 20 cm. Παράλληλα κάτωθεν της στέγης υφίσταται αναρτημένη ξύλινη ψευδοροφή [Φωτ. Α5, Α6].

4.2 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ

Στο κτίριο δεν εντοπίστηκαν στοιχεία παθολογίας εξαιτίας κακοτεχνιών κατά την φάση της κατασκευής του ή λόγω εξωγενών παραγόντων όπως ανερχόμενη υγρασία, οξειδώσεις οπλισμών, φωλιές στην τοιχοποιία κλπ. Ωστόσο, όπως αναφέρθηκε, σε επαφή με την ανατολική και δυτική όψη του κτιρίου έχουν κατασκευαστεί πλευρικές ενισχύσεις με τοίχωματα από ωπλισμένο σκυρόδεμα που υποδεικνύουν ότι ενδεχομένως παρατηρήθηκαν στο παρελθόν καθιζήσεις λόγω κακής εδαφικής συμπεριφοράς.

Από το σεισμό της 30ης Οκτωβρίου 2020, το κτίριο υπέστη βλάβες αλλά όχι κατάρρευση κάποιου τμήματος ενώ δεν παρατηρήθηκε απόκλιση από την κατακόρυφο. Οι βλάβες, που παρουσιάζονται αναλυτικά στο Τεύχος Τεχνικής Έκθεσης Αποτύπωσης - Παθολογίας, κρίνονται ως σοβαρές και δεν επιτρέπουν την ασφαλή χρήση του. Αναλυτικότερα διαπιστώθηκαν τα ακόλουθα:

Στάθμη +1.35

Δεν παρατηρήθηκαν ρηγματώσεις και αποδιοργάνωση των υλικών δόμησης σε αυτή την στάθμη. Ωστόσο διαπιστώθηκε ρωγμή στον περιμετρικό διάδρομο από ωπλισμένο σκυρόδεμα που βρίσκεται σε επαφή με τον πόδα του πεσσού στην νότια όψη του κτιρίου χωρίς αυτή να επεκτείνεται κατακόρυφα στον πεσσό. Η ρωγμή οφείλεται πιθανότατα σε διαφορική καθίζηση λόγω δυναμικής συμπύκνωσης του εδάφους, κατά τη σεισμική διέγερση.

Στάθμη Ισογείου

Σε αυτή την στάθμη, σε όλες τις όψεις πλην της δυτικής, παρατηρήθηκαν ρηγματώσεις μεταβλητού πλάτους στο σύνολο των πεσσών που υποδεικνύουν καμπτική αστοχία (εκτός επιπέδου) ή/και διατμητική αστοχία (εντός επιπέδου) κατά περίπτωση. Κατόπιν οπτικού ελέγχου διαπιστώθηκε ότι οι περισσότερες ρωγμές εντοπίζονται στο κονίαμα των αρμών, πλήν ελαχίστων περιπτώσεων όπου διαπιστώθηκε διάρρηξη των λιθοσωμάτων. Συνεπώς υποδεικνύονται τα πτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά του κονιάματος σε αντίθεση με τα λιθοσώματα στα οποία δεν υφίσταντο αστοχίες. Παράλληλα δε διαπιστώθηκε αποδιοργάνωση των υλικών δόμησης.

Στα σενάζ των υπερθύρων δεν παρατηρήθηκαν αστοχίες, πλην μίας περίπτωσης στην βόρεια όψη και των υπερθύρων των Αιθουσών 1 & 2 όπου οι δοκοί δεν αστόχησαν, αλλά λόγω ανεπαρκούς στήριξης

επί των παράπλευρων πεσσών διαπιστώθηκε η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων.

Στην στέγη δε διαπιστώθηκαν βλάβες, εντούτοις το σενάζ εγκιβωτισμού στην στέψη των εξωτερικών πεσσών ρηγματώθηκε λόγω εκτός επιπέδου αστοχίας των υποκείμενων πεσσών σε τουλάχιστον 4 σημεία.

Σημειώνεται ότι οι βλάβες, σύμφωνα με το προσχέδιο του ΚΑΔΕΤ, επιβάλλουν την χρήση του συντελεστή εκτεταμένων βλαβών γ_{Ed} = 1.10 για τις αναλύσεις αποτίμησης.

4.3 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΥΛΙΚΩΝ

Σε θέσεις του φέροντα οργανισμού της στάθμης ισογείου που υπεδείχθησαν από τους μηχανικούς της Equidas, έγιναν επί τόπου μη καταστροφικοί έλεγχοι (κρουσιμετρήσεις) και εργαστηριακές δοκιμές λιθοσωμάτων, κονιάματος και σκυροδέματος για τον προσδιορισμό των φυσικών και μηχανικών ιδιοτήτων τους από την ειδικευμένη εταιρεία ποιοτικού ελέγχου GEOMETRISI καθώς και το Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος του Ε.Μ.Π.

Το πλήθος των παραπάνω ελέγχων προέκυψε σύμφωνα με τις διατάξεις του προσχεδίου του ΚΑΔΕΤ και του Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3, για Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων: «Υψηλή» ή Επίπεδο Γνώσης KL3 (Υψηλή): CF_{KL1} = 1.10 αντίστοιχα.

Α. ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Για την εκτίμηση των ελαστικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των φερουσών λιθοδομών και των συμπαγών οπτοπλινθοδομών πραγματοποιήθηκαν τα παρακάτω:

- 'Εγινε λήψη τεσσάρων (4) λιθοσωμάτων (μαργαϊκός ασβεστόλιθος) και εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής τους με καταστροφικό έλεγχο στο εργαστήριο.
- Διενεργήθηκε επιτόπιος έλεγχος εκτίμησης της αντοχής λιθοσωμάτων από βραχώδες υλικό (μαργαϊκός ασβεστόλιθος) με κρουσίμετρο σε συνολικά είκοσι μία (21) θέσεις οι οποίες συνιστούν το 30% των υπερθύρων και το 50% των πεσσών [Φωτ. Α7]. Με αυτό τον αριθμό κρουσιμετρήσεων καλύπτονται οι απαιτήσεις και του Ευρωκώδικα 8-3 αλλά και του προσχεδίου του ΚΑΔΕΤ.
- Διενεργήθηκε επιτόπιος έλεγχος εκτίμησης αντοχής κονιάματος με κρουσίμετρο σε συνολικά τέσσερις (4) θέσεις ελέγχου.
- Έγινε λήψη τριών (3) τεμαχίων κονιάματος και εκτίμηση της εφελκυστικής αντοχής τους στο εργαστήριο του ΕΜΠ.

Η τοιχοποιία στο σύνολο του κτιρίου αποτελείται από ασβεστόλιθο (γκρι-υψηλής αντοχής) και από μαργαϊκό ασβεστόλιθο (κίτρινο-μικρότερης αντοχής). Ο τρόπος δόμησης του κτιρίου είναι τρίστρωτη τοιχοποιία, συνεπώς λαμβάνονται υπόψη οι ημιεμπειρικοί τύποι των Τάσιου – Χρονόπουλου (1985) και του προς ψήφιση Κανονισμού Δομητικών Επεμβάσεων Τοιχοποίας (ΚΑΔΕΤ Προσχέδιο Μάρτιος 2021 –

Κεφάλαιο 6).

Σημειώνεται ότι δεν κρίνεται ορθή η χρήση των τύπων του Ευρωκώδικα 6, δεδομένου ότι αφορούν τυποποιημένα λιθοσώματα και κονιάματα και με συγκεκριμένο τρόπο κατασκευής. Συνεπώς ισχύουν τα ακόλουθα που παρουσιάζονται αναλυτικά στη συνέχεια και συγκεντρωτικά στον Πίνακα 1:

Τρίστρωτη Τοιχοποιία

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

- Φαινόμενο βάρος $\gamma_w \approx 24{,}00$ KN / m^3
- Θλιπτική Αντοχή λιθοσώματος: f_{bc}= 53.00 MPa (Από εργαστήριο)
- Εφελκυστική αντοχή του κονιάματος f_{mt} = 0.09 MPa (Από εργαστήριο)
- Θλιπτική Αντοχή κονιάματος εξωτερικών παρειών: $f_{mc} = 4 \times f_{mt}$ = 0.36 MPa
- Θλιπτική Αντοχή κονιάματος πλήρωσης: $f_{c,i}$ = 0.15 (Από ΚΑΔΕΤ)
- Συντελεστής επιρροής μορφής λιθοσωμάτων εξωτερικών παρειών: f_0 = 2.50 (Από ΚΑΔΕΤ)
- Συντελεστής επιρροής συνάφειας λιθοσωμάτων – κονιάματος εξωτερικών παρειών: λ = 0.50 (Από ΚΑΔΕΤ)
- Λόγος όγκου κονιάματος προς όγκο εξωτερικής παρειάς: κ = 0.20 (Από αυτοψία)
- Συντελεστής κ_0 = 0.30 (Από ΚΑΔΕΤ)
- Λόγος πάχους εξωτερικής παρειάς προς πάχος κονιάματος πλήρωσης: δ = 0.60 (Από αυτοψία)
- Συντελεστής αλληλεπίδρασης εξωτερικών παρειών: λ_e = 0.80 (Από ΚΑΔΕΤ)
- Συντελεστής αλληλεπίδρασης κονιάματος πλήρωσης: λ_i = 1.20 (Από ΚΑΔΕΤ)
- Δείκτης αβεβαιότητας: γ_{Rd} = 1.50 (Από ΚΑΔΕΤ)

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

- Θλιπτική αντοχή εξωτερικής παρειάς (Από ΚΑΔΕΤ)

  $f_{c,e} = \xi\,[(2/3\sqrt{f_{bc}} - f_0) + \lambda f_{mc}] = 2.53$ MPa

  Όπου $\xi = 1/[1+3.5(\kappa-\kappa_0)] = 1.00$ αν $\kappa \le 0.30$
- Συνολική θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας (Από ΚΑΔΕΤ)

  $f_{wc} = (1/\gamma_{Rd})\,[(2\lambda_e \delta f_{c,e} + \lambda_i f_{c,i})/(1+2\delta)] = 0.79$ MPa
- Ελαστικές σταθερές (Από Τάσιο - Χρονόπουλο)

  Μέτρο Ελαστικότητας $E_w = 800 f_{wc} = 633$ MPa

  Σημειώνεται ότι ο εναλλακτικός τρόπος υπολογισμού Μέτρου Ελαστικότητας σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ για αντοχή τοιχοποιίας < 3MPa δίνει μεγαλύτερη τιμή:

  $E_w = 1300 f_{wc}(1-f_{wc}/5) + 140 f_{wc}^2 = 954$ MPa

  Μέτρο Διάτμησης $G_w = 325 f_{wc} = 257$ MPa

  Δείκτης Poisson $v = 0.30$

Πίνακας 1: Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας

	Χαρακτηριστικά	**ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ** Θ.Π.Τάσιος- Μ.Π.Χρονόπουλος - ΚΑΔΕΤ
		Τρίστρωτη Λιθοδομή
1.	Φαινόμενο βάρος (KN/m^3)	24.00
2.	Θλιπτική αντοχή (MPa)	0.79
3.	Μέτρο ελαστικότητας (MPa)	954
4.	Μέτρο διατμήσεως (MPa)	257
5.	Λόγος Poisson (ν)	0.30

Β. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών του σκυροδέματος απαιτήθηκε στα δύο υπέρθυρα (δοκούς) των αιθουσών διδασκαλίας 1 και 2 και στα σενάζ. Το σκυρόδεμα εκτιμάται ότι είναι της ίδιας χρονολογίας και ποιότητας με αυτό του εξωτερικού τοίχου αντιστήριξης για τον οποίο αξιολογώντας το σύνολο των διερευνητικών εργασιών, με συνδυασμό καταστροφικών και μη καταστροφικών μεθόδων, η ποιότητα σκυροδέματος θεωρείται C16/20.

Γ. ΧΑΛΥΒΑΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ

Η ποιότητα του χάλυβα οπλισμού προσδιορίστηκε ως St I με οπτική αναγνώριση.

Δ. ΔΟΜΙΚΗ ΞΥΛΕΙΑ

Με οπτικό έλεγχο διαπιστώθηκε ότι η ξυλεία που χρησιμοποιήθηκε είναι κωνοφόρων. Η αντοχή της λαμβάνεται ως κατηγορίας C16 κατά τον Ευρωκώδικα 5.

4.4 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ

Το Δημοτικό Σχολείο των Κοντακέικων είναι κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία, χωροθετημένο εντός του οικισμού. Σύμφωνα με την τοπογραφία και τη γεωμορφολογία της ευρύτερης περιοχής, καθώς και το Γεωλογικό Χάρτη του Ι.Γ.Μ.Ε., βρίσκεται θεμελιωμένο σε μία τοπογραφική έξαρση, η οποία αποτελείται κυρίως από τραβερτινοειδείς ασβεστολίθους της ανώτερης σειράς (Pl.k.m1).

Η φύση και το πλήθος των εργαστηριακών δοκιμών, καθώς και το σύνολο της Γεωτεχνικής Έρευνας καθορίστηκαν σύμφωνα με την εκτίμηση των εδαφικών δεδομένων από την επί τόπου επίσκεψη που πραγματοποιήσαμε καθώς και τα αναμενόμενα φορτία σχεδιασμού. Για το υπό-εξέταση κτίριο εκτελέστηκε από την Εταιρεία "GEOMETRISI" μία Γεωτεχνική Έρευνα, η οποία περιελάμβανε, αφενός τη διάνοιξη δύο (2) δειγματοληπτικών γεωτρήσεων βάθους 15m και 12m (που εκτελέσθηκαν στις 16 και 17/11/2021), αφετέρου τη διενέργεια εργαστηριακών δοκιμών.

Επισημαίνεται ότι η πρώτη γεώτρηση (Γ1) αφορά το υπό-εξέταση κτίριο [Φωτ Α2] και τον σχετικά μικρό

τοίχο αντιστήριξης που βρίσκεται στη βόρεια πλευρά του κτιρίου, ενώ η δεύτερη γεώτρηση (Γ2) αφορά τον μεγάλο τοίχο αντιστήριξης που βρίσκεται στη νότια πλευρά του κτιρίου. Η παρούσα μελέτη εξετάζει το κτίριο, συνεπώς θα βασισθεί στα αποτελέσματα της γεώτρησης Γ1.

Κατά τη διάνοιξη της γεώτρησης Γ1 συναντήθηκαν οι βασικές γεωτεχνικές ενότητες που διακρίνονται στον Πίνακα 2. Συγκεκριμένα, εντοπίστηκαν ιλύς και ιλυώδης άμμος μέχρι το βάθος των 7.00 m. Μετέπειτα εντοπίσθηκε άργιλος μέχρι το βάθος των 10.90 m, μάργα μέχρι το βάθος των 12.20 m και τέλος άργιλος έως το βάθος των 15.00 m, δηλαδή το πέρας της γεώτρησης. Επισημαίνεται ότι δεν εντοπίστηκε υδροφόρος ορίζοντας.

Στο Σχήμα 2, αποτυπώνονται οι γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού για τις προαναφερθείσες γεωτεχνικές ενότητες. Σημειώνεται ότι η μάργα και η υποκείμενη άργιλος έχουν παρόμοια φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, το υπέδαφος θεμελίωσης κατατάσσεται στην κατηγορία C και άρα ο συντελεστής εδάφους είναι S=1.15.

Επιπρόσθετα λόγω του τοπογραφικού αναγλύφου της περιοχής σε συνδυασμό με την Κατηγορία Σπουδαιότητας Σ3, λαμβάνεται υπόψη συντελεστής τοπογραφικής ενίσχυσης, όπως αυτός προσδιορίζεται από το παράρτημα Α.2 του Ευρωκώδικα 8-Μέρος 5. Συγκεκριμένα για μεμονωμένους απότομους αναβαθμούς με κλίση >15° λαμβάνεται συντελεστής $S_T \geq 1.20$, όμως επειδή στην εξεταζόμενη περίπτωση συντρέχει επιφανειακή χαλαρή εδαφική στρώση ο συντελεστής λαμβάνεται προσαυξημένος κατά 20%, ήτοι $S_T \geq 1.44$.

Με σειρά υπολογισμών (βλ Τεύχος Γεωτεχνικής Μελέτης) εκτιμήθηκε η φέρουσα ικανότητα του εδάφους θεμελίωσης, οι αναμενόμενες καθιζήσεις και ο δείκτης εδάφους. Συγκεκριμένα προέκυψαν:

(1) Φέρουσα Ικανότητα Εδάφους Θεμελίωσης

Με εύλογη θεώρηση πλάτους πεδιλοδοκού B≈1m, η επιτρεπόμενη τάση θεμελίωσης σύμφωνα με τον

Πίνακας 2: Οι βασικές γεωτεχνικές ενότητες που εντοπίστηκαν στη γεώτρηση Γ1

Α/Α	Βάθος γεώτρησης		Περιγραφή
	Από (m)	Έως (m)	
1.	0,00	0,40	ΥΛΙΚΑ ΕΠΙΧΩΣΕΩΝ
2.	0,40	7,00	ΙΛΥΣ (ML) καστανού έως ανοικτού καστανού χρώματος με άμμο έως Ιλυώδης ΑΜΜΟΣ (SM), μέσης πυκνότητας έως πυκνής αποθέσεως.
3.	7,00	10,90	Ισχνή ΑΡΓΙΛΟΣ (CL) καστανού χρώματος, με άμμο, πολύ συνεκτική.
4.	10,90	12,20	ΜΑΡΓΑ, ανοικτού καστανού έως καστανοπράσινου χρώματος με παρουσία οξειδίων.
5.	12,20	15,00	Ισχνή ΑΡΓΙΛΟΣ (CL) καστανού χρώματος με άμμο, σκληρή.

				Βάθος
	Φ.Ε.			0.0m
GU- IIα	Ιλύς (ML), Άμμος (SM) - Μέσης Πυκνότητας έως Πυκνής Αποθέσεως			
	N_{60} = 18		c_u = 50kPa	
	c΄ = 5kPa		φ_u = 5°	
	φ΄ = 30°		E_s = 7000kPa	
	γ_w = 20kN/m^3			
				7.0m
GU- III	Άργιλος (CL) - Πολύ Συνεκτική			
	N_{60} = 19		c_u = 70kPa	
	c΄ = 10kPa		φ_u = 0°	
	φ΄ = 27°		E_s = 8000kPa	
	γ_w = 19.5kN/m^3			
				10.9m
GU- IV	Άργιλος (CL) - Σκληρή			
	N_{60} = 30		c_u = 200kPa	
	c΄ = 20kPa		φ_u = 0°	
	φ΄ = 28°		E_s = 15000kPa	
	γ_w = 20kN/m^3			
				15.0m
	Πέρας δειγματοληπτικής γεώτρησης			
	Σχ Δ1 (χωρίς κλίμακα)			

Υπόμνημα

N_{60} =	Διορθωμένη αντοχή σε τυποποιημένη διείσδυση	γ_w =	Υγρό φαινόμενο βάρος
c_u =	Αστράγγιστη διατμητική αντοχή	φ΄ =	Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής
φ_u =	Αστράγγιστη γωνία εσωτερικής τριβής	E_s =	Μέτρο συμπιεστότητας
c΄ =	Ενεργός συνοχή		

Σχήμα 2: Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού για τις γεωτεχνικές ενότητες της Γεώτρησης Γ1

Ευρωκώδικα 7 (EN1997) προτείνεται να ληφθεί:

- μεταξύ 200 kPa και 250kPa στην περίπτωση στατικών φορτίων και
- μεταξύ 250kPa και 300kPa στην περίπτωση σεισμικών φορτίων

(2) Εκτίμηση Καθιζήσεων

Εκτιμάται ότι οι αναμενόμενες καθιζήσεις είναι της τάξης των 2cm και, εφόσον πρόκειται για υφιστάμενο κτίριο, αυτές έχουν ήδη εκδηλωθεί. Ωστόσο, σημειώνεται ότι το κτίριο είχε παρουσιάσει θέματα διαφορικών καθιζήσεων κατά το παρελθόν γεγονός που θα πρέπει να ληφθεί υπόψιν κατά τον ανασχεδιασμό του.

(3) Δείκτης Εδάφους

Ο κατακόρυφος δείκτης εδάφους k_s για τη στατική επίλυση μπορεί να ληφθεί μεταξύ 5 MN/m^3 και 10 MN/m^3, ενώ για τη σεισμική επίλυση μπορεί να θεωρηθεί μεταξύ 10 MN/m^3 και 20 MN/m^3.

5. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

I ΦΟΡΤΙΑ

ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ	
Ίδιο βάρος ωπλισμένου σκυροδέματος	25.00 KN/ m^3
Ίδιο βάρος δομικού χάλυβα	78.50 KN/m^3
Ίδιο βάρος γαιών	20.00 KN/m^3
Ίδιο βάρος τοιχοποιίας	24.00 KN/m^3
Ίδιο βάρος οπτοπλινθοδομών	18.00 KN/m^3
Ίδιο βάρος δομικής ξυλείας	6.00 KN/m^3
Επικάλυψη δαπέδων γενικά	1.50 KN/m^2
Επικάλυψη στέγης	1.25 KN/m^2
Ψευδοροφές	0.30 KN/m^2
ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ	
Ωφέλιμο φορτίο δαπέδων γενικά	5.00 KN/m^2
Ωφέλιμο φορτίο κλιμακοστασίων	5.00 KN/m^2
Χιόνι	0.60 KN/m^2
ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ	
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	II (α = 0.24g)
Κατηγορία σεισμικής επικινδυνότητας εδάφους	Γ (S=1.15)
Συντελεστής τοπογραφικής ενίσχυσης	S_T = 1.44
Κατηγορία σπουδαιότητας	III
Στόχος αποτίμησης Φ.Ο.	SD (B1)
Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων	KL3 (Υψηλή): CF_{KL3} = 1.10
Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς	q = 1.50
Συντελεστής μεταβλητών δράσεων	ψ_2=0.60
Συντελεστής βλάβης (μόνο αποτίμηση)	γ_{Ed}=1.10

II ΥΛΙΚΑ

ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΡΙΟΥ	
Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας	Σύμφωνα με Τ.Ε.
Έγχυτο σκυρόδεμα	C16/20
Χάλυβας οπλισμού	St I (S220)
Δομική ξυλεία	Κωνοφ. II (C16)
ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ-ΝΕΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	
Σκυρόδεμα ωπλισμένων επιχρισμάτων	C16/20
Έγχυτο σκυρόδεμα	C25/30

Σκυρόδεμα καθαριότητας	C 12/15
Χάλυβας οπλισμού	B500C
Κονίαμα αρμολογήματος	Σύμφωνα με Τ.Ε.
Ένεμα ομογενοποίησης μάζας	Σύμφωνα με Τ.Ε.

III ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ

Επιτρεπόμενη τάση εδάφους	200 KN/m^2

IV ΕΦΑΡΜΟΖΟΜΕΝΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

Ευρωκώδικας 0-1: Βάσεις σχεδιασμού δομημάτων, EN1990: 2002
Ευρωκώδικας 1-1: Δράσεις σε δομήματα, Γενικές δράσεις, EN1991-1-1: 2002
Ευρωκώδικας 2-1: Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα, EN 1992-1-1: 2008
Ευρωκώδικας 8-1: Αντισεισμικός σχεδιασμός, EN1998-1-1: 2005
Ευρωκώδικας 8-3: Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας υφιστ. κτιρίων & επεμβάσεις, EN1998-1-3: 2005
Κανονισμός Φορτίσεων Δομικών Έργων
Κανονισμός Επεμβάσεων, ΚΑΝΕΠΕ 2017
Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας, ΚΑΔΕΤ Σχέδιο 2021
Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος, ΚΤΣ 2016
Κανονισμός Τεχνολογίας Χαλύβων Οπλισμού Σκυροδέματος, ΚΤΧ 2008
Κανονισμός Πυροπροστασίας Κτιρίων, ΚΠΚ 2018

6. ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΚΑΙ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Για την αποτίμηση και την ενίσχυση του κτιρίου έγιναν δύο ξεχωριστές σειρές αναλύσεων. Ειδικότερα έγιναν αναλύσεις του τρισδιάστατου προσομοιώματος του κτιρίου με στόχο τον έλεγχο των κατακορύφων στοιχείων σε στατικά και σεισμικά φορτία με την μέθοδο των μακροστοιχείων.

6.1 ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ - ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Για την αποτίμηση και την ενίσχυση του δομικού κελύφους του κτιρίου (της φέρουσας τοιχοποιίας), ο έλεγχος εκτελείται σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΝ 1998-3:2005 (Ευρωκώδικας 8-3) και του πληροφοριακού παραρτήματος C για την αποτίμηση κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία υπό σεισμική φόρτιση. Για την αποτίμηση των οριζοντίων φερόντων στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα ή δομικό χάλυβα ο έλεγχος εκτελείται σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΝ 1998-3:2005 (Ευρωκώδικας 8-3) και του ΚΑΝ.ΕΠΕ (που αποτελεί το Εθνικό προσάρτημα του Ευρωκώδικα 8-3) ή του Ευρωκώδικα 3 αντίστοιχα.

6.2 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Το κτίριο έχει κατασκευαστεί πριν τη σύνταξη του πρώτου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού δηλαδή σε εποχή που οι σεισμικές δράσεις δε λαμβάνονταν υπόψη.

Σύμφωνα με τις σημερινές απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8 μέρος 3, (EC8-3) το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙ και η κατηγορία εδάφους είναι C (δηλαδή ο συντελεστής εδάφους λαμβάνεται S=1.15). Η Κατηγορία Σπουδαιότητας είναι Σ3, (γ_I = 1.2) επομένως ο στόχος αποτίμησης και ανασχεδιασμού Φ.Ο. λαμβάνεται Β2.

Σημειώνεται ότι στο προσχέδιο του ΚΑΔΕΤ δεν υπάρχει κάποια αναφορά στο συντελεστή σπουδαιότητας. Ο συντελεστής αυτός λαμβάνεται υπόψη και προσαυξάνει το φάσμα σχεδιασμού σύμφωνα με τον EC8-3. Ωστόσο αναμένεται να καταργηθεί στο τελικό κείμενο του ΚΑΔΕΤ που θα αποτελεί και το εθνικό προσάρτημα του EC8-3 (συγκεκριμένα θα ισχύει ότι η Κατηγορία Σπουδαιότητας λαμβάνεται υπόψη μόνο στις ελάχιστες απαιτήσεις στόχου αποτίμησης και ανασχεδιασμού).

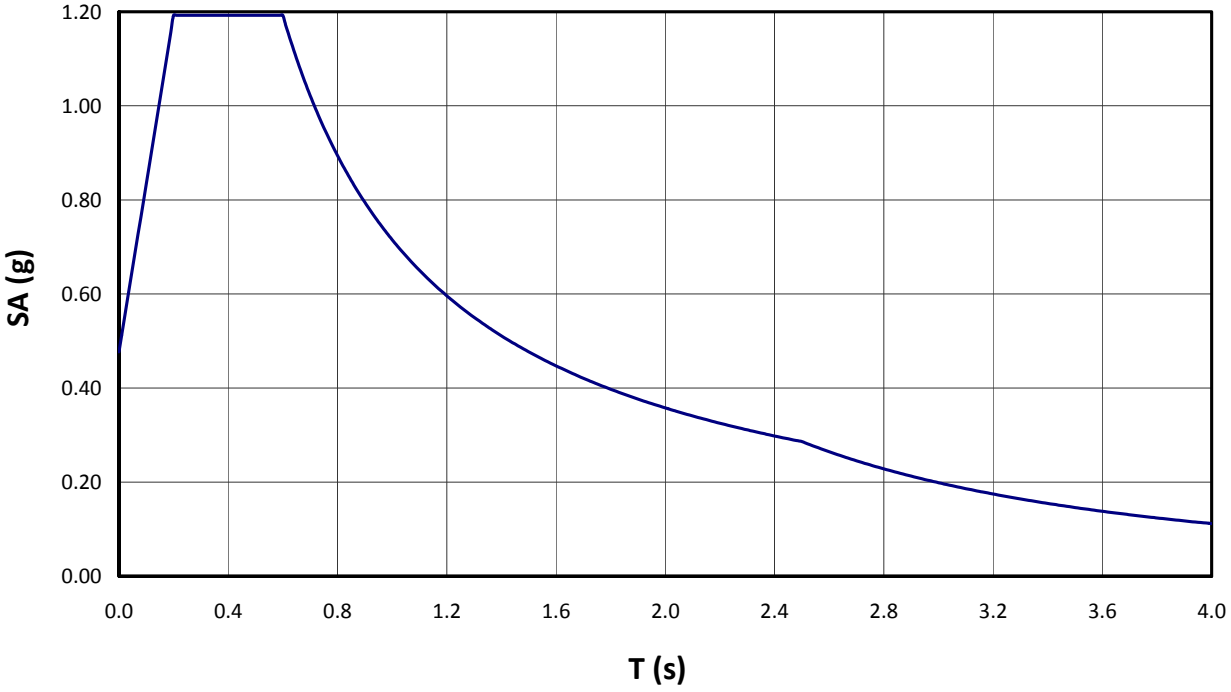
Σύμφωνα με τη γεωτεχνική μελέτη απαιτείται συντελεστής τοπογραφικής ενίσχυσης S_T = 1.44. Επιπρόσθετα σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ, μόνο για την αποτίμηση, λαμβάνεται προσαυξητικός συντελεστής βλαβών ίσος με 1.10. Στο Σχήμα 3, παρουσιάζεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που θα χρησιμοποιείται στη μελέτη ενίσχυσης.

6.3 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Για τις απαιτήσεις της ανάλυσης με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς λαμβάνονται υπόψιν οι παρακάτω συνδυασμοί φορτίσεων:

Συνδυασμοί βασικών δράσεων:

$Sd = \Sigma\gamma_{gj}\, G_{kj} + \gamma_{q,1} Q_{k,1}$



Σχήμα 3: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού επιταχύνσεων [a_{gR} = 0.24, γ_I = 1.2, S·=1.15, S_T = 1.44] σύμφωνα με τον EC8-3 για τις αναλύσεις ενίσχυσης του κτιρίου

Συνδυασμοί σεισμικών δράσεων:

$Sd = \Sigma G_k \pm E + \psi_{2i} Q_{ki}$

Όπου: G_k χαρακτηριστική τιμή μόνιμων φορτίων

Q_{ki} χαρακτηριστικές τιμές κινητών φορτίων

E δράσεις σεισμικού σχεδιασμού

γ_g συντελεστής ασφαλείας μονίμων δράσεων

γ_q συντελεστής ασφαλείας μεταβλητών δράσεων

ψ_{2i} τιμή συντελεστή μεταβλητών δράσεων

Η στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων θεωρείται Ικανοποιητική, έτσι ο συντελεστής γ_g λαμβάνεται ίσος με γ_g =1.35. Ο συντελεστής γ_q λαμβάνεται ίσος με γ_q = 1.50.

Ο συντελεστής μεταβλητών δράσεων λαμβάνεται ίσος με ψ_2 = 0.60 για κτίρια Κατηγορία σπουδαιότητας Σ3 (III) σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.

6.4 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΥΛΙΚΩΝ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ (ΕΝΕΜΑΤΑ – ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑΤΑ)

Η τοιχοποιία στο σύνολο του κτιρίου αποτελείται από ασβεστόλιθο (γκρι- υψηλής αντοχής) και από μαργαϊκό ασβεστόλιθο (κίτρινο-μικρότερης αντοχής). Ο τρόπος δόμησης του κτιρίου είναι τρίστρωτη τοιχοποιία, συνεπώς λαμβάνονται υπόψη οι ημιεμπειρικοί τύποι των Τάσιου – Χρονόπουλου (1985) και του προς ψήφιση Κανονισμού Δομητικών Επεμβάσεων Τοιχοποίας (ΚΑΔΕΤ Προσχέδιο Μάρτιος 2021 – Κεφάλαιο 8). Σημειώνεται ότι δεν κρίνεται ορθή η χρήση των τύπων του Ευρωκώδικα 6, δεδομένου ότι αφορούν τυποποιημένα λιθοσώματα και κονιάματα και με συγκεκριμένο τρόπο κατασκευής. Σε πρώτη φάση υπολογίζεται η αντοχή του βαθιού αρμολογήματος και εν συνεχεία των ενεμάτων. Συνεπώς σε συνέχεια των υπολογισμών για τα μηχανικά χαρακτηριστικά της υφιστάμενης λιθοδομής, ισχύουν τα κάτωθι:

<u>Δεδομένα</u>

- Αρχική Θλιπτική Αντοχή τοιχοποιίας: $f_{wc,o}$ = 0.79 MPa
- Θλιπτική Αντοχή του κονιάματος ενίσχυσης (M10): $f_{gr,c}$ = 10.00 MPa
- Λόγος όγκου νέου κονιάματος αρμού προς όγκο παλαιού κονιάματος αρμού: $V_{m,n}/V_{m,o}$ = 0.30 (Σύσταση ΚΑΔΕΤ ≤ 0.30)
- Λόγος όγκου νέου κονιάματος ενέματος προς όγκο υλικού πλήρωσης ενδιάμεσης στρώσης: $V_{gr}/V_{w,o}$ = 0.30 (Σύσταση ΚΑΔΕΤ ≤ 0.30)
- Ημιεμπειρικός συντελεστής: k = 1.50 (Από ΚΑΔΕΤ)

<u>Υπολογισμοί</u>

<u>Θλιπτική αντοχή λόγω βαθιού αρμολογήματος (Από ΚΑΔΕΤ)</u>

$f_{wc,f,1} = f_{wc,o} [(1 + (k V_{m,n}/V_{m,o})]$ = 1.15 MPa

Όπου συστήνεται από τον ΚΑΔΕΤ η επαύξηση της αντοχής μέχρι 50%, άρα 1.15 < (0.79 × 1.50) = 1.18

Θλιπτική αντοχή λόγω ενέματος (Από ΚΑΔΕΤ)

$f_{wc,f,2} = f_{wc,f,1} [(1 + 1.50 (V_{gr}/V_{w,o}) (\sqrt{f_{gr,c}} / f_{wc,f,1})] = 2.57$ MPa

Όπου συστήνεται από τον ΚΑΔΕΤ η επαύξηση της αντοχής μέχρι 50%, άρα 2.57 > (1.15 × 1.50) = 1.72

Τελική θλιπτική αντοχή τοιχοποίιας: $f_{wc,f} = 1.72$ MPa

Ελαστικές σταθερές (Από Τάσσιο - Χρονόπουλο)

Μέτρο Ελαστικότητας

$E_w = 800 f_{wc,f} = 1377$ MPa

Σημείωση: Εναλλακτικώς τρόπος υπολογισμού Μέτρου Ελαστικότητας σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ για αντοχή τοιχοποιίας < 3MPa

$E_w = 1300 f_{wc,f} (1-f_{wc,f}/5) + 140 f_{wc,f}^2 = 1882$ MPa

Μέτρο Διάτμησης

$G_w = 325 f_{wc,f} = 560$ MPa

Δείκτης Poisson (Σταθερός)

v = 0.30

Πίνακας 3: Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας μετά τις επεμβάσεις

	Χαρακτηριστικά	**ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΒΑΣΗ ΤΩΝ ΣΧΕΣΕΩΝ** Θ.Π.Τάσιο, Μ.Π.Χρονόπουλο – Προσχέδιο ΚΑΔΕΤ
		Λιθοδομή
1.	Φαινόμενο βάρος (KN/m3)	24.00
2.	Θλιπτική αντοχή	1.72
3.	Μέτρο ελαστικότητας (MPa)	1882
4.	Μέτρο διατμήσεως (MPa)	560
5.	Λόγος Poisson (V)	0.30
6.	**Ποιότητα κονιάματος ενίσχυσης**	**M10**

7. ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

7.1 ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

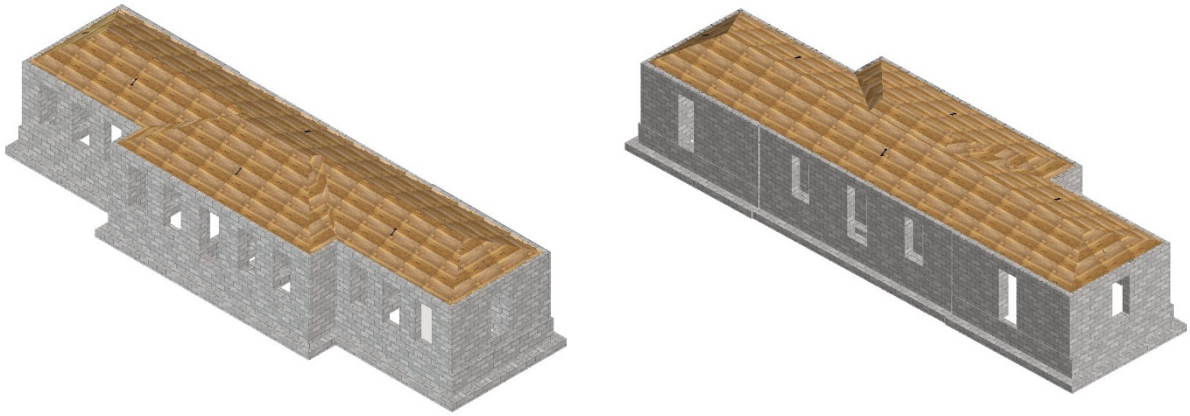
Το χωρικό στατικό προσομοίωμα του κτιρίου δημιουργήθηκε με το πρόγραμμα 3Muri. Το μαθηματικό προσομοίωμα του κτιρίου αυτού έγινε με την εισαγωγή τοίχων, οι οποίοι διακριτοποιούνται με μακρο-

στοιχεία, τα οποία αντιπροσωπεύουν τους αντίστοιχους πεσσούς και τις παραμορφώσιμες υπέρθυρες δοκούς. Οι άκαμπτοι κόμβοι παρουσιάζονται στα τμήματα τοιχοποιίας, τα οποία συνήθως είναι λιγότερο ευαίσθητα σε σεισμικές βλάβες. Οι πεσσοί και οι υπέρθυρες δοκοί είναι συνεχόμενοι με τα ανοίγματα και οι άκαμπτοι κόμβοι αναπαριστούν την σύνδεση μεταξύ των πεσσών και των υπέρθυρων δοκών. Ο μαθηματικός αλγόριθμος στον οποία στηρίζεται η χρήση αυτών των μακρο-στοιχείων, επιτρέπει την αναγνώριση του μηχανισμού αστοχίας από διάτμηση στο κεντρικό τμήμα του στοιχείου αυτού ή του λυγισμού στις πλευρές του στοιχείου, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η δυναμική κατάσταση των βλαβών όπως ακριβώς εμφανίζονται στην πραγματικότητα.

Οι κόμβοι του μαθηματικού μοντέλου είναι 3-διαστάσεων με 5 βαθμούς ελευθερίας (3 μετακινησιακές συνιστώσες στο καθολικό σύστημα αναφοράς και 2 στροφές περί των άξονα X και Y) ή με 2-διαστάσεων κόμβους με 3 βαθμούς ελευθερίας (δύο μετακινήσεις και μία στροφή στο επίπεδο του τοίχου). Οι 3-διαστάσεων κόμβοι χρησιμοποιούνται για να γίνει η μεταφορά των δράσεων από τον έναν τοίχο στον άλλο ο οποίος είναι τοποθετημένος εγκάρσια στον πρώτο. Οι 2-διαστάσεων κόμβοι έχουν βαθμούς ελευθερίας μόνο στο επίπεδο του τοίχου επιτρέποντας να μεταφερθούν οι εντάσεις μεταξύ των διαφόρων σημείων του τοίχου.

Τα οριζόντια στοιχεία, προσομοιώνονται ως πλάκες τρικομβικών στοιχείων τα οποία συνδέονται με τους κόμβους 3-διαστάσεων, οι οποίες μπορούν να φέρουν μόνιμα και κινητά φορτία. Οι σεισμικές δράσεις δρουν στην πλάκα και την φορτίζουν κατά μήκος της μεσαίας στρώσης της πλάκας. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι η πλάκα διαθέτει αξονική δυσκαμψία, χωρίς όμως να έχει καμπτική, αφού η κύρια μηχανική συμπεριφορά η οποία ελέγχεται είναι εκείνη που προκαλείται από το σεισμό και το αντίστοιχο οριζόντιο φορτίο.

Τέλος οι θεμελιώσεις λαμβάνονται υπόψη θέτοντας ελαστική σταθερά $K_{winkler}$ = 5 MN/m^3 που αντιστοιχεί στα δεδομένα των γεωτεχνικών αναλύσεων που προαναφέρθηκαν.



Σχήμα 4: Χωρικό προσομοίωμα κτιρίου

7.2 ΔΥΝΑΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΤΙΡΙΟΥ

Από τη δυναμική ανάλυση προσδιορίζονται οι ιδιομορφές του κτιρίου. Στους παρακάτω πίνακες, 4 και 5, παρουσιάζονται οι ιδιομορφές που διαμορφώνουν ποσοστό συμμετοχής των μαζών στην απόκριση του φορέα κατά τουλάχιστον 90% σε κάθε διεύθυνση και λαμβάνοντας υπόψη τις επιμέρους ιδιομορφές με ποσοστό συμμετοχής ≥ 5% σύμφωνα με το προσχέδιο του ΚΑΔΕΤ. Δεν εξετάζεται η συμμετοχή των μαζών στην κατακόρυφη διεύθυνση δεδομένου ότι στο προσομοίωμα δεν λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης.

Κατά την αποτίμηση η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου είναι ίση με T_Y=0.24s στην εγκάρσια διεύθυνση Y και T_X=0.22s στη διαμήκη διεύθυνση X.

Κατά την ενίσχυση η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου είναι ίση με T_Y=0.17s στην εγκάρσια διεύθυνση Y και T_X=0.16s στη διαμήκη διεύθυνση X.

Πίνακας 4: Ιδιομορφές κτιρίου μελέτης αποτίμησης

X dir.	Y dir.	Ιδιομορφή	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]
False	True	1	0.24328	165	0.02	510,371	52.77
True	False	2	0.21811	85,661	8.86	1,011	0.10
True	False	3	0.17523	423,186	43.76	1	0.00
False	True	4	0.09779	2	0.00	453,507	46.89
False	False	5	0.08365	12,115	1.25	265	0.03
True	False	6	0.07586	101,465	10.49	334	0.03
True	False	7	0.07265	226,621	23.43	189	0.02
True	False	8	0.07039	112,409	11.62	54	0.01
SUM					**98.16**		**99.66**

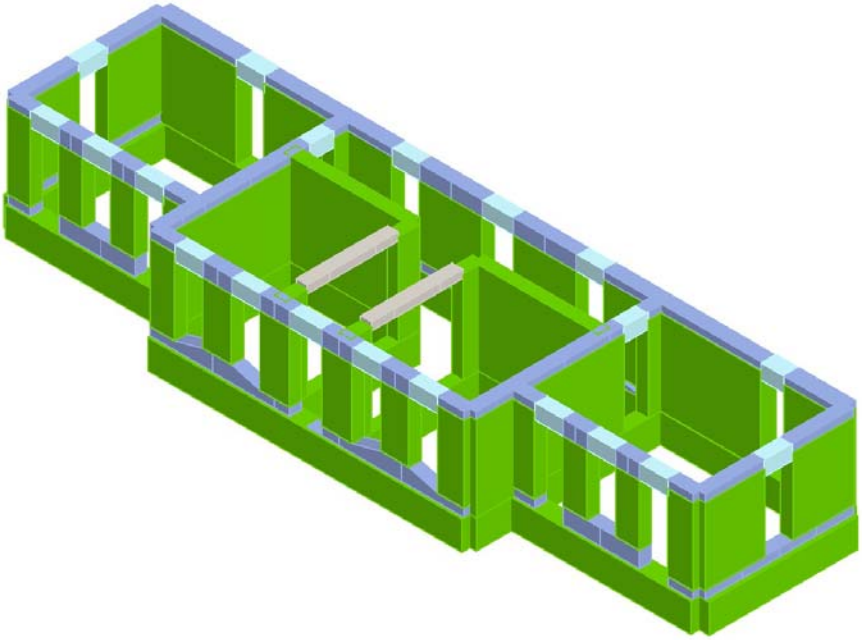
Πίνακας 5: Ιδιομορφές κτιρίου μελέτης ενίσχυσης

X dir.	Y dir.	Ιδιομορφή	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]
False	True	1	0.17505	267	0.02	642,235	54.50
True	False	2	0.15695	118,660	10.07	1,473	0.12
True	False	3	0.12502	525,619	44.60	2	0.00
False	True	4	0.06518	5	0.00	526,661	44.69
False	False	5	0.05730	19,553	1.66	13	0.00
False	False	6	0.05504	7,084	0.60	2,224	0.19
False	False	7	0.05280	21,446	1.82	384	0.03
False	False	8	0.04957	2,635	0.22	3	0.00
True	False	9	0.04838	185,600	15.75	1	0.00
True	False	10	0.04792	272,367	23.11	24	0.00
SUM					**93.53**		**99.19**

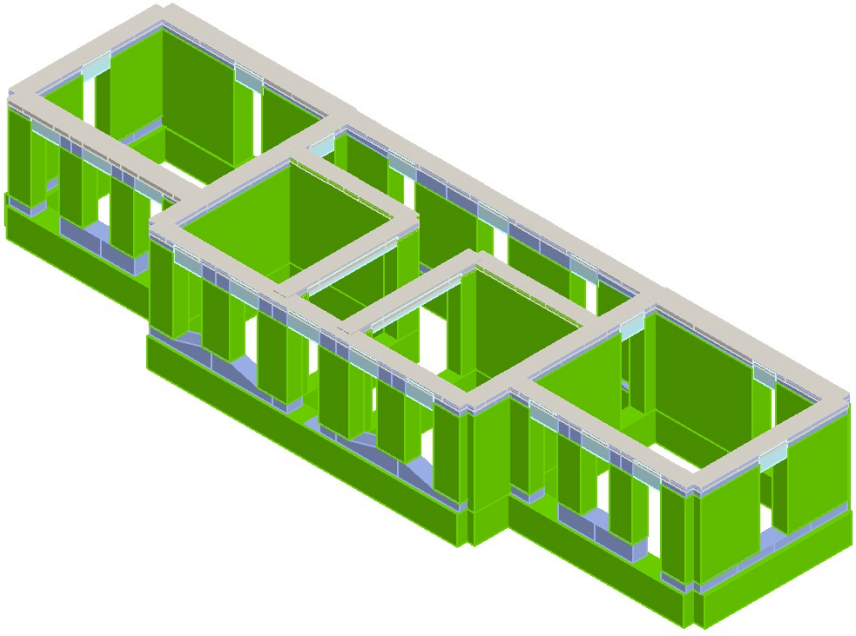
7.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕ ΣΤΑΤΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

Για την ανάλυση σε στατικά φορτία λαμβάνονται υπόψην οι δείκτες ανεπάρκειας λ των δομικών μελών

για το σύνολο των εντατικών μεγεθών. Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 6 τα στοιχεία φέρουσας τοιχοποιίας πρέπει να ελέγχονται αφενός γεωμετρικά ως προς τον λόγο λυγηρότητας και αφετέρου ως προς τον δείκτη ανεπάρκειας των αξονικών δυνάμεων. Σε κάθε περίπτωση προκύπτει η πλήρης επάρκεια του φορέα έναντι στατικών φορτίων σε αμφότερες τις αναλύσεις (Σχήματα 5, 6).



Σχήμα 5: Χωρικό προσομοίωμα κτιρίου. Στατική ανάλυση αποτίμησης



Σχήμα 6: Χωρικό προσομοίωμα κτιρίου. Στατική ανάλυση ενίσχυσης

7.4 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

Για την πραγματοποίηση των απαραίτητων ελέγχων εκτελέστηκε μη-γραμμική στατική ανάλυση με βάση τις διατάξεις της παραγράφου 4.3.3.4.2 του Ευρωκώδικα 8. Οι απαιτούμενοι έλεγχοι περιλαμβάνουν σύγκριση μεταξύ των επιμέρους καμπυλών ικανότητας που δημιουργούνται κατά την διάρκεια των αναλύσεων με τις απαιτούμενες μετακινήσεις όπως ακριβώς περιγράφεται στον ισχύοντα κανονισμό. Η καμπύλη ικανότητας αναπαρίσταται από ένα διάγραμμα στον οποίο εμφανίζεται η μέγιστη μετακίνηση-τέμνουσα στη βάση. Σύμφωνα με τις διατάξεις της παραγράφου 4.3.3.4.2 του Ευρωκώδικα 8, υπάρχουν δύο τύποι κατανομών των δυνάμεων που πρέπει να ελεγχθούν:

Ομοιόμορφη κατανομή των δυνάμεων με οριζόντια φορτία ανάλογα την μάζα κάθε στάθμης:

$$F_i = \frac{m_i}{\Sigma_i m_i}$$

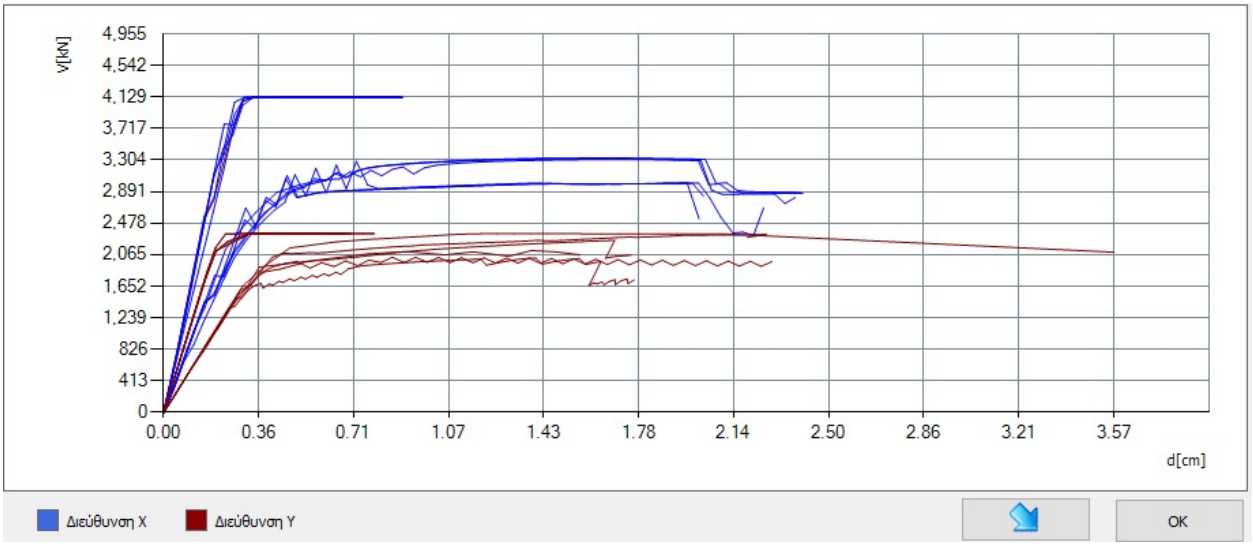
Ιδιομορφική κατανομή των δυνάμεων με οριζόντια φορτία ανάλογα με αυτά που προκύπτουν από συνδυασμό ιδιομορφών ανά εξεταζόμενη διεύθυνση. Ειδικότερα λαμβάνονται υπόψη οι επιμέρους ιδιομορφές με ποσοστό ≥5% σύμφωνα με το προσχέδιο του ΚΑΔΕΤ ώστε να επιτευχθεί ενεργοποίηση τουλάχιστον του 90% της μάζας.

Με τον τρόπο αυτό, η τιμή για την μέγιστη μετακίνηση στην βάση του κτιρίου, προκύπτει από τον υπολογισμό της κατανομής των δυνάμεων. Η τιμή αυτή της μετακίνησης αποτελεί την οριακή τιμή για το κτίριο

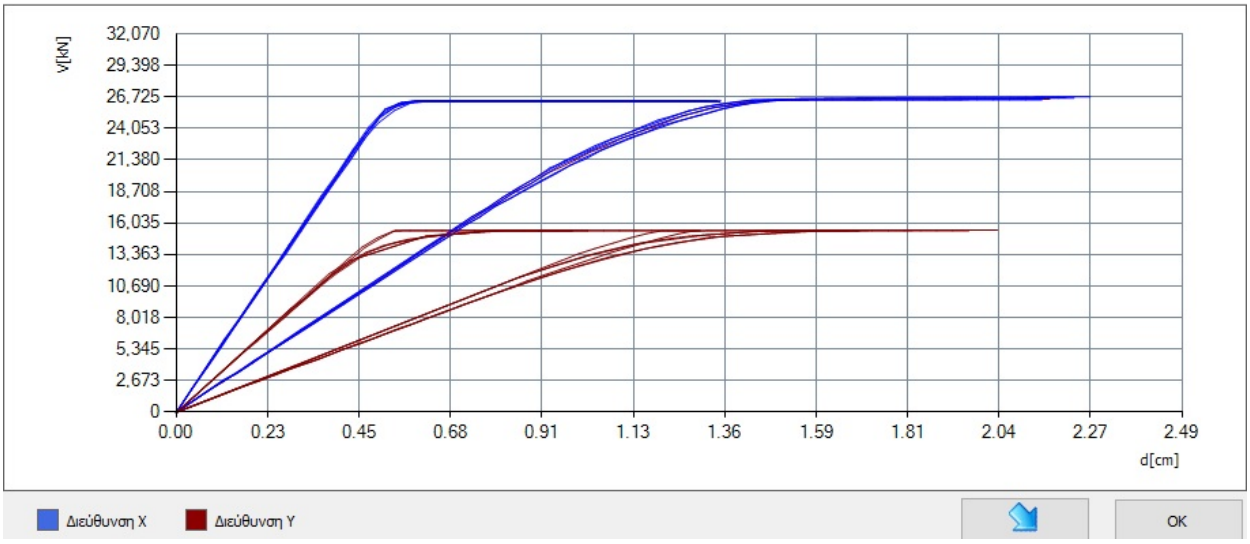
Η μετακίνηση που ελέγχεται για τον καθορισμό της καμπύλης ικανότητας βρίσκεται στο σημείο του κτιρίου που ονομάζεται κόμβος ελέγχου. Στην εξεταζόμενη περίπτωση ο κόμβος ελέγχου λαμβάνεται αντιπροσωπευτικά στην οροφή του κτηρίου και λόγω πιθανής αστάθειας (μεγάλων μετακινήσεων) κάποιων δομικών μελών της οροφής, είναι αποδεκτή η συνεκτίμηση και ο έλεγχος της μέσης μετακίνησης όλων των κόμβων στην στάθμη του κόμβου ελέγχου.

Ο κανονισμός απαιτεί να γίνεται δι-γραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας σε ένα ισοδύναμο σύστημα μονοβάθμιου ταλαντωτή (SDOF). Ο προσδιορισμός της καμπύλης σε σχέση με το ισοδύναμο σύστημα μονοβάθμιου ταλαντωτή επιτρέπει τον προσδιορισμό της ιδιοπεριόδου T* και του συντελεστή συμπεριφοράς q*, στην οποία προκύπτει λόγω σεισμικής δράσης η μέγιστη μετακίνηση.

Αντίστοιχα, στην παράγραφο 4.3.2 του Ευρωκώδικα 8 καθορίζεται ότι η τυχηματική εκκεντρότητα για το κέντρο μάζας είναι ίση με το 5% της μέγιστης διάστασης του κτιρίου στην διεύθυνση που είναι κάθετη στην σεισμική δράση και σύμφωνα με το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση. Συνεπώς με βάση τα ανωτέρω εκτελούνται 24 ανελαστικές αναλύσεις αναλόγως την διεύθυνση του σεισμού και την ύπαρξη της εκκεντρότητας, όπως φαίνεται και στα παρακάτω σχήματα. Προκύπτει ότι στο ενισχυμένο κτίριο αυξάνεται η αισθητά η διατιθέμενη τέμνουσα βάσης.



Σχήμα 7: Καμπύλες Pushover μελέτης αποτίμησης



Σχήμα 8: Καμπύλες Pushover μελέτης ενίσχυσης

Σύμφωνα με τον κανονισμό για την εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (SD ή B1) ελέχγχονται δύο εξισώσεις για την επάρκεια του φορέα.

$$d_t^{SD} \leq d_m^{SD}$$

Όπου:

d_t^{SD}: Στοχευόμενη μετακίνηση όπως απαιτείται από τον κανονισμό.

d_m^{SD}: Καθολική ικανότητα στην οριακή κατάσταση - Significant Damage (SD) .#ESLD#

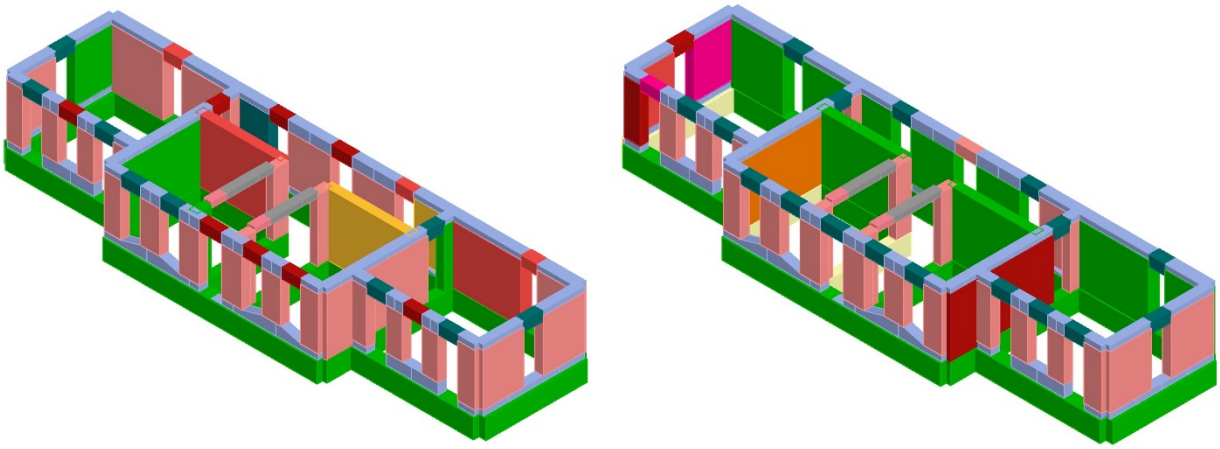
$$\alpha_{SD} = \frac{PGA_{CSD}}{PGA_{DSD}}$$

Όπου:

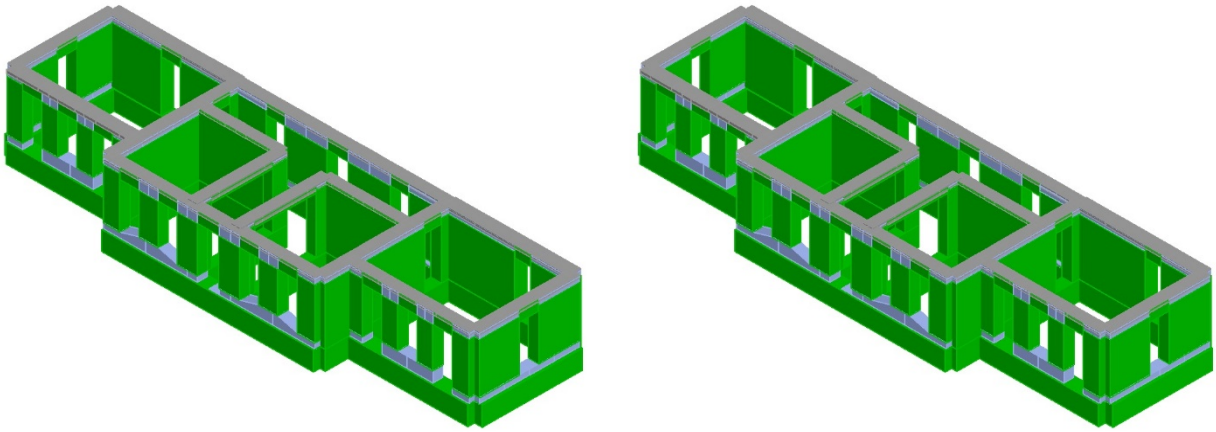
PGA_{CSD} : αποδεκτή επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην SD #ESLD#

PGA_{DSD} : μέγιστη εδαφική επιτάχυνση η οποία αντιστοιχεί στην SD #ESLD#

Σύμφωνα με τους παρακάτω σχήματα 7 και 8 όπως και τους πίνακες 6 και 7 προκύπτει ότι κατά την μελέτη αποτίμησης η εικόνα των βλαβών είναι αντιπροσωπευτική αυτών που παρουσιάστηκαν κατά το τελευταίο σεισμικό γεγονός στη νήσο Σάμο. Δηλαδή εμφανίζονται καμπτικές και διαμτητικές βλάβες και αστοχίες στην πλειονότητα των πεσσών και των υπερθυύρων. Αντίθετα κατά την μελέτη ενισχύσεως προκύπτει ότι ο φορέας επαρκεί πλήρως. Σημειώνεται ότι με γαλάζιο διαγράμμιση στους πινακες επισημαίνονται οι δυσμενέστερες αναλύσεις ανά διεύθυνση.



Σχήμα 7: Χωρικά προσομοιώματα αποτίμησης ανά διεύθυνση (αρ. Χ, δεξ. Υ) στην δυσμενέστερη ανάλυση pushover (n.14, 18) στο βήμα (SD)



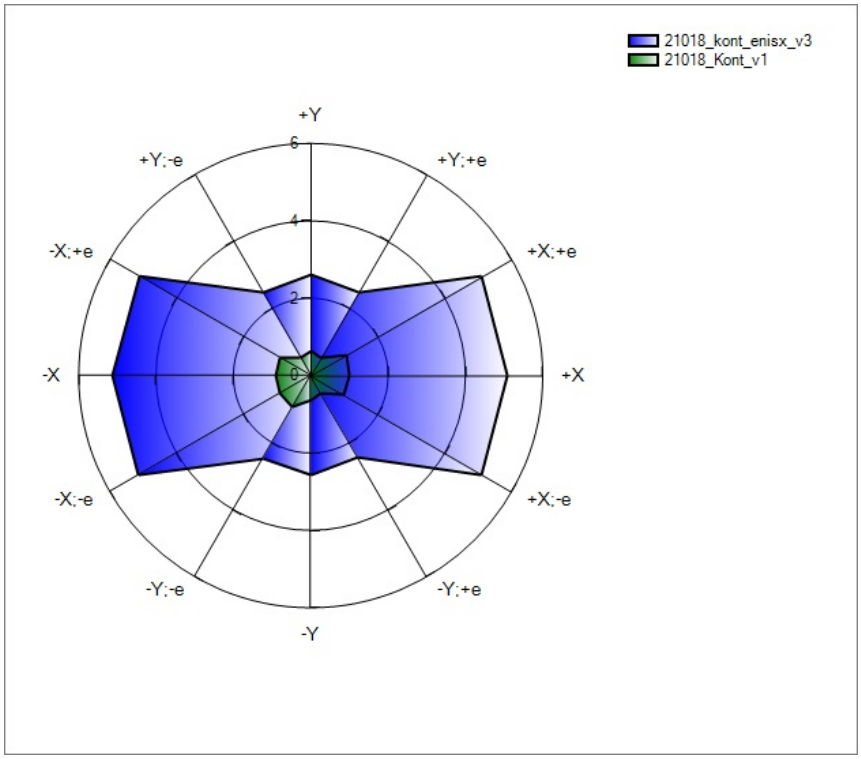
Σχήμα 8: Χωρικά προσομοιώματα ενίσχυσης ανά διεύθυνση (αρ. Χ, δεξ. Υ) στην δυσμενέστερη ανάλυση pushover (n.1, 17) στο βήμα (SD)

Πίνακας 6: Έλεγχοι στοχευόμενων μετακινήσεων αποτίμησης - ενίσχυσης

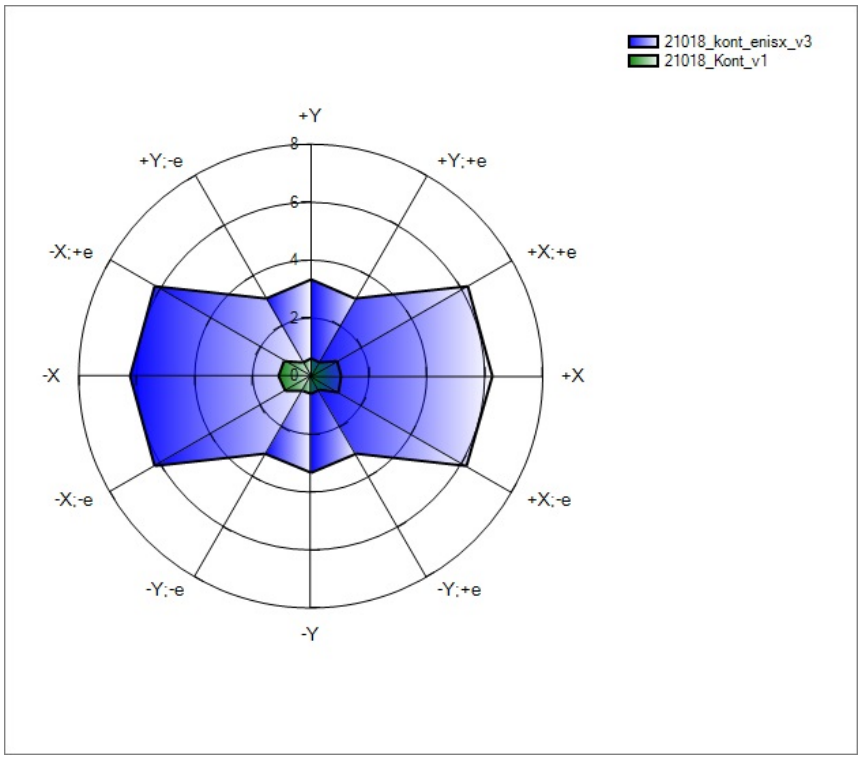
			ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ			ΕΝΙΣΧΥΣΗ		
No.	**Κατεύθυνση σεισμού**	**Κατανομή σεισμικής δύναμης**	**dt SD [cm]**	**dm SD [cm]**	**SD Ελεγ.**	**dt SD [cm]**	**dm SD [cm]**	**SD Ελεγ.**
1	+X	Ομοιόμορφη	1.83	1.80	ΟΧΙ	0.24	1.62	ΝΑΙ
2	+X	Ιδιομορφική	0.58	0.67	ΝΑΙ	0.09	1.01	ΝΑΙ
3	-X	Ομοιόμορφη	1.77	1.52	ΟΧΙ	0.24	1.66	ΝΑΙ
4	-X	Ιδιομορφική	0.50	0.67	ΝΑΙ	0.09	1.01	ΝΑΙ
5	+Y	Ομοιόμορφη	3.15	1.71	ΟΧΙ	0.46	1.47	ΝΑΙ
6	+Y	Ιδιομορφική	1.45	0.59	ΟΧΙ	0.17	0.97	ΝΑΙ
7	-Y	Ομοιόμορφη	3.09	1.64	ΟΧΙ	0.49	1.53	ΝΑΙ
8	-Y	Ιδιομορφική	1.43	0.59	ΟΧΙ	0.17	0.97	ΝΑΙ
9	+X	Ομοιόμορφη	1.60	1.78	ΝΑΙ	0.24	1.61	ΝΑΙ
10	+X	Ομοιόμορφη	1.86	1.79	ΟΧΙ	0.25	1.67	ΝΑΙ
11	+X	Ιδιομορφική	0.51	0.65	ΝΑΙ	0.09	0.99	ΝΑΙ
12	+X	Ιδιομορφική	0.52	0.67	ΝΑΙ	0.09	1.01	ΝΑΙ
13	-X	Ομοιόμορφη	1.69	1.51	ΟΧΙ	0.24	1.61	ΝΑΙ
14	-X	Ομοιόμορφη	1.99	1.69	ΟΧΙ	0.25	1.70	ΝΑΙ
15	-X	Ιδιομορφική	0.56	0.65	ΝΑΙ	0.09	0.99	ΝΑΙ
16	-X	Ιδιομορφική	0.62	0.67	ΝΑΙ	0.09	1.01	ΝΑΙ
17	+Y	Ομοιόμορφη	3.20	1.33	ΟΧΙ	0.46	1.25	ΝΑΙ
18	+Y	Ομοιόμορφη	3.17	1.17	ΟΧΙ	0.46	1.27	ΝΑΙ
19	+Y	Ιδιομορφική	1.46	0.51	ΟΧΙ	0.17	0.74	ΝΑΙ
20	+Y	Ιδιομορφική	1.44	0.53	ΟΧΙ	0.17	0.73	ΝΑΙ
21	-Y	Ομοιόμορφη	3.27	1.32	ΟΧΙ	0.50	1.37	ΝΑΙ
22	-Y	Ομοιόμορφη	2.96	2.68	ΟΧΙ	0.50	1.40	ΝΑΙ
23	-Y	Ιδιομορφική	1.43	0.52	ΟΧΙ	0.17	0.76	ΝΑΙ
24	-Y	Ιδιομορφική	1.43	0.53	ΟΧΙ	0.17	0.77	ΝΑΙ

Πίνακας 7: Έλεγχοι λόγων ανεπάρκειας αποτίμησης - ενίσχυσης

No.	Κατεύθυνση σεισμού	Κατανομή σεισμικής δύναμης	Εκκ. [cm]	α SD Αποτίμηση	α SD Ενίσχυση
1	+X	Ομοιόμορφη	0.00	0.992	5.102
2	+X	Ιδιομορφική	0.00	1.052	6.243
3	-X	Ομοιόμορφη	0.00	0.915	5.138
4	-X	Ιδιομορφική	0.00	1.101	6.249
5	+Y	Ομοιόμορφη	0.00	0.641	2.622
6	+Y	Ιδιομορφική	0.00	0.600	3.358
7	-Y	Ομοιόμορφη	0.00	0.644	2.580
8	-Y	Ιδιομορφική	0.00	0.604	3.344
9	+X	Ομοιόμορφη	45.20	1.064	5.119
10	+X	Ομοιόμορφη	-45.20	0.980	5.112
11	+X	Ιδιομορφική	45.20	1.077	6.236
12	+X	Ιδιομορφική	-45.20	1.088	6.213
13	-X	Ομοιόμορφη	45.20	0.936	5.129
14	-X	Ομοιόμορφη	-45.20	0.907	5.146
15	-X	Ιδιομορφική	45.20	1.049	6.237
16	-X	Ιδιομορφική	-45.20	1.027	6.221
17	+Y	Ομοιόμορφη	161.10	0.533	2.462
18	+Y	Ομοιόμορφη	-161.10	0.509	2.465
19	+Y	Ιδιομορφική	161.10	0.561	3.086
20	+Y	Ιδιομορφική	-161.10	0.569	3.083
21	-Y	Ομοιόμορφη	161.10	0.535	2.455
22	-Y	Ομοιόμορφη	-161.10	0.927	2.469
23	-Y	Ιδιομορφική	161.10	0.566	3.097
24	-Y	Ιδιομορφική	-161.10	0.571	3.111



Σχήμα 9: Σύγκριση δείκτη ανεπάρκειας α για ομοιόμορφη κατανομή φορτίων ανά διεύθυνση (πράσινο: αποτίμηση – κυανό: ενίσχυση



Σχήμα 10: Σύγκριση δείκτη ανεπάρκειας α για ιδιομορφική κατανομή φορτίων ανά διεύθυνση (πράσινο: αποτίμηση – κυανό: ενίσχυση

8. ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων έδειξαν ότι για την αποκατάσταση και ενίσχυση του κτιρίου απαιτούνται οι ακόλουθες επεμβάσεις:

(1) Αποκατάσταση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας με βαθιά αρμολογήματα και ενέματα με βάση το τσιμέντο (χρήση λευκού τσιμέντου Δανίας).

(2) Ενίσχυση της τοιχοποιίας με ωπλισμένα επιχρίσματα και στις δύο παρειές της. Με την επέμβαση αυτή αυξάνεται η αντοχή της τοιχοποιίας μέσω της αύξησης δυσκαμψίας αλλά και της τοποθέτησης οπλισμού που παραλαμβάνει τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται. Οι οπλισμοί των επιχρισμάτων της κάθε παρειάς συνδέονται μεταξύ τους με μονοκόμματους συνδετήρες μορφής Π. Τα ωπλισμένα επιχρίσματα θεμελιώνονται σε περιμετρικό πέδιλο που κατασκευάζεται κάτω από το δάπεδο ισογείου στην εσωτερική και εξωτερική παρειά του κάθε τοίχου και έχει τετραγωνική διατομή διαστάσεων 0.30Χ0.30.

Σημειώνεται ότι θα απαιτηθεί καθαίρεση των υπαρχόντων τοιχείων μικρού ύψους στις εγκάρσιες (μικρές) πλευρές του κτιρίου που δημιουργήθηκαν στο παρελθόν.

Οι οπλισμοί που χρησιμοποιούνται στα οπλισμένα επιχρίσματα είναι κοινοί (δηλ όχι ανοξείδωτοι ή γαλβανισμένοι) και για το λόγο αυτό χρησιμοποιείται τσιμεντοκονίαμα και όχι ασβεστοκονίαμα στα ενέματα, αρμολογήματα και ωπλισμένα επιχρίσματα.

(3) Ενίσχυση των δύο δοκών (πρεκιών) στις Αίθουσες 1 και 2. Δεν συνιστάται η καθαίρεση και ανακατασκευή γιατί θα διαταράξει τους πεσσούς επί των οποίων εδράζονται οι δοκοί.

(4) Καθαίρεση και ανακατασκευή της ξύλινης στέγης. Για την εξασφάλιση της διαφραγματικής λειτουργίας αλλά και την αγκύρωση των οπλισμών των επιχρισμάτων ενίσχυσης κατασκευάζεται περιμετρικό διάζωμα (σενάζ) από οπλισμένο σκυρόδεμα στην κορυφή της λιθοδομής, κάτω από την έδραση της στέγης. Σημειώνεται ότι μπορούν να επαναχρησιμοποιηθούν όσες ξύλινες διατομές και πετσώματα είναι σε καλή κατάσταση.

Οι παραπάνω εργασίες περιγράφονται αναλυτικά στην Τεχνική Περιγραφή Εργασιών.

Για την EQUIDAS Consulting Engineers

ΧΡΗΣΤΟΣ ΓΙΑΡΛΕΛΗΣ
ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΥΧΟΣ ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ
ΕΘΝΙΚΟΥ ΜΕΤΣΟΒΙΟΥ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟΥ
Α.Μ. ΤΕΕ 71153 - ΑΦΜ 055453169 ΔΟΥ Δ' ΑΘΗΝΩΝ
ΖΑΪΜΗ 10 - ΑΘΗΝΑ 10683 - ΤΗΛ. 2103811183

Χρήστος Γιαρλέλης

Πολιτικός Μηχανικός, MSc

Ψηφιακά υπογεγραμμένο από IOANNIS KARAGIANNIDIS
Ημερομηνία: 2024.04.25 09:31:58 EEST