ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ

27ο ΦΟΙΤΗΤΙΚΟ ΣΥΝΕΔΡΙΟ
ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ 2024

Υπεύθυνος Έκδοσης

Σ. Η. Δρίτσος, *Ομότιμος Καθηγητής*

ΠΑΤΡΑ 2024

ΧΟΡΗΓΟΙ – ΥΠΟΣΤΗΡΙΚΤΕΣ

Πανεπιστήμιο Πατρών

Κοσμητεία Πολ. Σχολής

Τα κείμενα του παρόντος τόμου, είναι εργασίες που εκπονήθηκαν από προπτυχιακούς, μεταπτυχιακούς φοιτητές, υποψήφιους Διδάκτορες και νέους αποφοίτους Σχολών και Τμημάτων Πολιτικών Μηχανικών και Αρχιτεκτόνων Μηχανικών. Περιλαμβάνονται έτσι όπως ακριβώς υποβλήθηκαν από τους φοιτητές – συγγραφείς τους, χωρίς προγενέστερη κρίση ή αποδοχή των στοιχείων, των αποτελεσμάτων και των απόψεων των συγγραφέων.

Οι εργασίες αυτές υποβλήθηκαν, από προπτυχιακούς και μεταπτυχιακούς φοιτητές, υποψήφιους διδάκτορες και νέους αποφοίτους Σχολών και Τμημάτων Πολιτικών Μηχανικών και Αρχιτεκτόνων Μηχανικών Πανεπιστημίων της χώρας μας (και όχι μόνο), στο 27ο Φοιτητικό Συνέδριο «Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών 2024», που έχει προγραμματιστεί για τις 21 και 22 Φεβρουαρίου του 2024.

Η δημιουργία των πρακτικών, συμπεριλαμβάνοντας όλες τι εργασίες που εκπονήθηκαν, αποφασίστηκε για να δώσει στους φοιτητές και τους νέους αποφοίτους την ικανοποίηση της δημοσίευσης της δουλειάς τους αλλά και για να διευκολύνει την αμφίδρομη επικοινωνία Πανεπιστημίου και Εφαρμογής. Όμως, ο αναγνώστης δε θα πρέπει να λησμονεί ότι οι εργασίες δημοσιεύονται χωρίς προγενέστερο έλεγχο των κειμένων. Ως εκ τούτου πιθανές ατέλειες ή και σφάλματα, θα πρέπει να κοιταχθούν με κατανόηση και τα κείμενα να χρησιμοποιηθούν μετά από κατάλληλο έλεγχο και επεξεργασία. Επισημαίνεται ότι οι εργασίες του συνεδρίου έχουν ήδη αναρτηθεί στο σχετικό ιστότοπο, www.episkeves.civil.upatras.gr και θα επικαιροποιηθούν, διορθωμένες όπου και αν χρειαστεί, μετά από την πραγματοποίηση του συνεδρίου. Στον ίδιο ιστότοπο μπορεί να αναζητηθεί και άλλο υλικό, σχετικό με τους κανονισμούς ΚΑΝ.ΕΠΕ., ΚΑΔΕΤ και θέματα αποτίμησης επάρκειας υφισταμένων κατασκευών και επεμβάσεων.

Το συνέδριο εφέτος διοργανώνεται από κοινού με το Ελληνικό Τμήμα Αντισεισμικής Μηχανικής(ΕΤΑΜ), και για ενδέκατη συνεχή χρονιά, με το Τ.Ε.Ε./Τμ. Δυτ. Ελλάδος, στους οποίους απευθύνονται ιδιαίτερες ευχαριστίες. Θερμές ευχαριστίες επίσης απευθύνονται στο Πανεπιστήμιό μας (Πρυτανεία, Κοσμητεία Πολυτ. Σχολής και Τμήμα Πολ. Μηχανικών), στον Ο.Α.Σ.Π. καθώς και στις εταιρίες Άλφα Κατασκευαστική, Seismosoft, Αντισεισμική Θωράκιση Κτιρίων, ΤΟΛ ,Ηρακλής, Kerakoll Hellas, Torsion, Redi, Σιδενόρ, Sika Hellas, Sintecno, Penetron Hellas, 3DR, LH Λογισμική, Oplismos και GEOBIT ΙΚΕ, για την υποστήριξη και την οικονομική ενίσχυση του συνεδρίου.

Τους συναδέλφους της Οργανωτικής/Επιστημονικής Επιτροπής, Γ.Βαδαλούκα, Δ.Βαμβάτσικο, Χ.Γιαρλέλη, Σ.Δέμη, Ε. Καραχάλιο, Β.Παλιεράκη, Α.Παπαχρηστίδη, Δ.Πιτιλάκη, Σ.Στεφανίδου, Αθ. Τριανταφύλλου, Γ.Τσιάτα, Π.Τσιόπελα και Μ.Φραγκιαδάκη καθώς και τους Ε.Κόντη, Μ.Χούτα, Α.Παπαχρηστίδη και Σ.Δέμη, που διεκπεραίωσαν με επιτυχία τα γραμματειακά και οργανωτικά θέματα, ευχαριστώ πολύ για την όλη υποστήριξη.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες απευθύνονται στους συναδέλφους, προσκεκλημένους ομιλητές Ε.Βιντζηλαίου (Ομ. Καθ. Σχ. Πολ.Μηχ. ΕΜΠ), Χ.Γιαρλέλη (Πολ. Μηχ., Μελετητή), Ε.Λέκκα (Καθ. ΕΚΠΑ & Πρόεδρο ΟΑΣΠ), Α.Μιλτιάδου (Αν. Καθ. Σχ. Αρχ. Μηχ. ΕΜΠ), Α. Σέξτο (Καθ. Univ. of Bristol & Αν. Καθ. Σχ. Πολ.Μηχ.ΕΜΠ), Κ.Σπυράκο (Καθ. Σχ. Πολ.Μηχ. ΕΜΠ), Α.Τριανταφύλλου (Καθ. Τμ. Πολ. Μηχ. Παν. Πατρών), που πρόθυμα αποδέχθηκαν την πρόσκληση και με την παρουσία τους τιμούν την διοργάνωση.

Έχοντας την ελπίδα ότι η παρούσα συμπερίληψη όλων των εργασιών του Συνεδρίου θα αποτελέσει χρήσιμο βοήθημα σε θέματα Ανασχεδιασμού Κατασκευών, οι θερμότερες ευχαριστίες απευθύνονται στους συγγραφείς , καθώς και στους συναδέλφους που τους επέβλεψαν και τους καθοδήγησαν . Δικό τους το έργο που παρουσιάζεται εδώ.

Πάτρα, Φεβρουάριος 2024

Σ. Η. Δρίτσος, Ομότιμος Καθηγητής

ΟΡΓΑΝΩΤΙΚΗ - ΕΠΙΣΤΗΜΟΝΙΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ

Βαδαλούκας Γεώργιος, ΕΤΑΜ
Βαμβάτσικος Δημήτριος, ΕΜΠ
Γιαρλέλης Χρήστος, ΕΤΑΜ
Δέμης Σωτήριος, Π.Πατρών
Δρίτσος Στέφανος, Π.Πατρών (*Πρόεδρος*)
Καραχάλιος Ευάγγελος, ΤΕΕ Τμ. Δυτ. Ελλάδος
Παλιεράκη Βασιλική, ΕΤΑΜ
Παπαχρηστίδης Αριστείδης, ΕΤΑΜ
Πιτιλάκης Δημήτριος, ΑΠΘ
Στεφανίδου Σωτηρία, ΕΤΑΜ
Τριανταφύλλου Αθανάσιος, Π.Πατρών
Τσιάτας Γεώργιος, ΕΜΠ
Τσιόπελας Παναγιώτης, ΕΜΠ
Φραγκιαδάκης Μιχαήλ, ΕΜΠ

ΓΡΑΜΜΑΤΕΙΑ ΣΥΝΕΔΡΙΟΥ
Κόντη Εύα

ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ ΣΥΝΕΔΡΙΟΥ
Δέμης Σωτήριος

ΠΡΟΣΚΕΚΛΗΜΕΝΕΣ ΟΜΙΛΙΕΣ

Ε. Βιντζηλαίου (Ομ. Καθ. Σχ. Πολ. Μηχ. ΕΜΠ), Προστασία Μνημείων και Ιστορικών Κατασκευών: Η Σημασία της Τεκμηρίωσης και της Διατήρησης του Φέροντος Συστήματος

Χρ. Γιαρλέλης (Πολ. Μηχ., Μελετητής), Ενίσχυση Σεισμόπληκτων Σχολικών Κτιρίων στην Κεφαλονιά και τη Σάμο

Σ. Δρίτσος (Ομ. Καθ. Τμ. Πολ. Μηχ. Παν. Πατρών), Προσεισμικός Έλεγχος και Σεισμικές Κλάσεις Κτιρίων

Ε. Λέκκας (Καθ. ΕΚΠΑ & Πρόεδρος ΟΑΣΠ), Οι Σεισμοί Τουρκίας Συρίας 2023! Ένας Χρόνος Μετά - Το Επιστημονικό Τεχνικό και Επιχειρησιακό Έργο της Ελληνικής Αποστολής

Α. Μιλτιάδου (Αν. Καθ. Σχ. Αρχ. Μηχ. ΕΜΠ), Πρακτικά και Θεωρητικά Ζητήματα Κατάλληλων Επεμβάσεων σε Κατασκευές από Τοιχοποιία της Αρχιτεκτονικής μας Κληρονομιάς

Α. Σέξτος (Καθ. Univ. of Bristol, Αν. Καθ. Σχ. Πολ. Μηχ. ΕΜΠ), Δομικές Βλάβες Κατά τη Σεισμική Ακολουθία της 6ης Φεβρουαρίου 2023 στην Τουρκία και Λύσεις Σεισμικής Μόνωσης Χαμηλού Κόστους

Κ. Σπυράκος (Καθ. Σχ. Πολ. Μηχ. ΕΜΠ), Τοπικοί Μηχανισμοί Αστοχίας και Αποτίμηση - Αποκατάσταση Σεισμόπληκτου Μνημείου

Αθ. Τριανταφύλλου (Καθ. Τμ. Πολ. Μηχ. Παν. Πατρών), Προηγμένα Υλικά και Τεχνικές Αναβάθμισης Υφιστάμενων Κατασκευών

ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΕΙΣ ΧΟΡΗΓΩΝ

Άλφα Κατασκευαστική/Seismosoft, Σ. Αντωνίου, Ενίσχυση οκταώροφου ξενοδοχείου με χρήση του λογισμικού SeismoBuild

ΗΡΑΚΛΗΣ/LAFARGE Ελλάδα, Μ. Νομικού, Gunitech: Η αειφόρος λύση για ελαφροβαρές εκτοξευόμενο επισκευαστικό κονίαμα

ΤΟΛ, Ε. Σπανάκη, ΔΠΕ-1η Αναθεώρηση 2022: Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Υφιστάμενου Σχολικού Κτηρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με το ΡΑΦ

3DR, Α. Παπαχρηστίδης & Κ Βαδαλούκας, Σεισμική Κατάταξη Κτιρίου Ο.Σ.: Από την Αυτοψία έως το Λογισμικό

Kerakoll Hellas, Α. Φουρλής, Ενισχύσεις Φέρουσας Τοιχοποιίας: Συστήματα Ανόργανης Μήτρας

LH LOGISMIKI, Σ. Λιβιεράτος & Α. Μωυσίδης, Δείκτης Συμπεριφοράς q – Εξασφάλιση πλαστιμότητας δοκών

PENETRON, Κ. Πέτρου, Συστήματα Ανάπτυξης Κρυστάλλων και Εφαρμογές σε Κατασκευές για Ανθεκτικό Σκυρόδεμα

Redi, Ο. Μαρκογιαννάκη & Σ. Στεφανίδου, Παραδείγματα μελετών ενισχύσεων και εφαρμογές σε κτιριακές κατασκευές

Sika Hellas, Α. Κουνάδης, Συστήματα Επισκευής και Ενίσχυσης Κατασκευών από Ω.Σ.: Από την Έρευνα στην Πράξη

SINTECNO, Π. Φώσκολος, 2-συστατικών, Εποξειδικά Ενέσιμα Προϊόντα για Δομική Αποκατάσταση Ρηγματώσεων σε στοιχεία σκυροδέματος (EN 1504-5)

Torsion, Α. Νικήτας, Όλα όσα θα ήθελα να μου έχουν πει πριν την πρώτη μου μελέτη Επισκευών/Ενισχύσεων

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΥΓΓΡΑΦΕΩΝ

Αποστόλου Φ.	155
Αρακαδάκη Ε.	249
Βαλσαμίδου Σ.	249
Βιέννα Α.	379
Δακτυλίδης Ε.Ι.	289
Δημητριάδης Μ.	269
Ζαμπογιάννης Α.	231
Ζαχαράκη Α.	379
Θεοδωράκογλου Ε.	357
Καραγιαννακίδου Κ.	339
Κονδύλη Ζ.	379
Κοτσόβουλος Ν.	111
Κρεκούκια Ν.	339
Λασπιά Β.	379
Μάλλιαρης Χ.	1
Μαντέλου Β.	357
Μαράκης Γ.Ι.	69
Μαργέτη Ο.	177
Μαχά Μ.	141
Μέρου Μ.	339
Μπράτης Χ.Γ.	89
Ντανάση Α.	15
Παπαθανάσης Κ.	269
Παπανδρέου Ι.	401
Παπασταματίου Κ.	49
Πετούρη Ε.	249
Πετρίδης Ι.	35
Πετρόπουλος Α.	423
Πηνιώτη Χ.	249
Ράπτης Α.	443
Σάκκα Ν.	379
Σπυριδάκη Ο.	379
Σταυρής Μ.Γ.	69
Στεφανή Α.	379
Σφουγγάτου Β.	249
Τουλίτση Ε-Κ.	205
Φλώρου Ε.	357
Χούμα Ν.	357
Χρήστου Δ.	379
Χρυσίδη Α.	303, 323

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΔΙΩΡΟΦΗΣ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΜΕ ΕΚΤΟΞΕΥΟΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ & ΙΟΠ. ΜΕΛΕΤΗ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗΣ ΜΕ ΑΦΑΙΡΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
Χ. Μάλλιαρης (Απόφ. Τμ. Πολ. Μηχ. Παν. Πατρών) 1
2. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΡΙΩΡΟΦΗΣ ΣΕΙΣΜΟΠΛΗΚΤΗΣ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΣΤΟΝ ΤΥΡΝΑΒΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
Α. Ντανάση (Απόφ. Πολ. Μηχ. Παν. Πελοποννήσου) 15
3. ΜΕΙΩΣΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΩΝ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΕΝΗΣ ΜΑΖΑΣ
Ι. Πετρίδης (Μετ. Φοιτ. Τμ. Πολ. Μηχ. Παν. Πελοποννήσου) 35
4. ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΜΕ ΧΑΛΥΒΔΙΝΑ ΕΛΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΥΦΑΣΜΑΤΑ ΙΟΠ. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ ΚΑΙ EC8-3 (2022)
Κ. Παπασταματίου (Προπτ. Φοιτ. Τμ. Πολ. Μηχ. Παν. Πατρών) 49
5. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΜΕ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗΣ ΑΠΟ ΙΟΠ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΕΡΙΟΧΩΝ ΑΝΕΠΑΡΚΩΝ ΜΗΚΩΝ ΠΑΡΑΘΕΣΗΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ Η ΓΙΑ ΑΥΞΗΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ
Μ. Γ. Σταυρής & Γ. Ι. Μαράκης (Προπτ. Φοιτ. Τμ. Πολ. Μηχ. Παν. Πατρών) 69
6. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ Ο/Σ - ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΡΩΤΟΒΑΘΜΙΟΥ, ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΥ ΚΑΙ ΤΡΙΤΟΒΑΘΜΙΟΥ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ
Χ. Γ. Μπράτης (Μεταπτ. Φοιτ. Τμ. Πολ. Μηχ. Παν. Πατρών) 89
7. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΑΠΩΛΕΙΩΝ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΕΤΡΑΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ 1985 ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
Ν. Κοτσόβουλος (Απόφ. Σχ. Πολ. Μηχ. ΕΜΠ) 111
8. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟ Ω.Σ ΜΕ ΣΧΟΙΝΙΑ ΑΠΟ ΙΝΕΣ ΒΑΣΑΛΤΗ
Μ. Μαχά (Αποφ. Πολ. Μηχ. ΔΠΘ, Υ.Δ. University of BOKU, Vienna) 141
9. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΧΟΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ
Φ. Αποστόλου (Απόφ. Σχ. Πολ. Μηχ. ΕΜΠ) 155
10. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΗ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΑΠΟ ΑΛΚΑΛΟΕΝΕΡΓΟΠΟΙΗΜΕΝΑ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ ΤΥΠΟΥ ΙΝΟΠΛΕΓΜΑΤΟΣ – ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΦΟΡΤΙΣΗ
Ο. Μαργέτη (Μεταπτ. Φοιτ. Τμ. Πολ. Μηχ. Παν. Πατρών) 177
11. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΗ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΑΠΟ ΑΛΚΑΛΟ-ΕΝΕΡΓΟΠΟΙΗΜΕΝΑ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ ΤΥΠΟΥ ΙΝΟΠΛΕΓΜΑΤΟΣ –ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΙΑ ΦΟΡΤΙΣΗ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ
Ε-Κ. Τουλίτση (Μεταπτ. Φοιτ. Τμ. Πολ. Μηχ. Παν. Πατρών) 205
12. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΤΩΝ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ ΣΤΗΝ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΑΣΤΟΧΙΑ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ
Α. Ζαμπογιάννης (Προπτ. Φοιτ. Τμ. Πολ. Μηχ. Παν. Δυτικής Αττικής) 231
13. ΜΕΛΕΤΗ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΙΕΡΟΥ ΜΗΤΡΟΠΟΛΙΤΙΚΟΥ ΝΑΟΥ ΤΙΜΙΟΥ ΠΡΟΔΡΟΜΟΥ ΚΑΒΑΛΑΣ
Ε. Αρακαδάκη, Σ. Βαλσαμίδου, Ε. Πετούρη, Χ. Πηνιώτη & Β. Σφουγγάτου
(Απόφ. & Μετ. Φοιτ. ΔΠΜΣ «Προστασία, Συντήρηση και Αποκατάσταση Μνημείων Πολιτισμού» Α.Π.Θ) 249

14. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΣΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΤΗΣ ΣΥΝΔΥΑΣΤΙΚΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΗΣ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
Κ. Παπαθανάσης & Μ. Δημητριάδης (Απόφ. Τμ. Πολ. Μηχ. Παν. Πατρών & Μετ. Φοιτ. Τμ. Πολ. Μηχ. ΕΜΠ) 269
15. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ ΣΥΣΚΕΥΕΣ ΑΥΤΟΜΑΤΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ
Ε. Ι. Δακτυλίδης (Προπτ. Φοιτ. Τμ. Πολ. Μηχ. Παν. Δυτικής Αττικής) 289
16. ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ, ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΤΕΜΕΝΟΥΣ ΜΟΥΡΑΤ ΡΕΪΣ ΣΤΗ ΡΟΔΟ
Α. Χρυσίδη (Απόφ. Αρχιτ. Μηχ., ΔΠΜΣ «Προστασία Μνημείων» ΕΜΠ) 303
17. ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΚΑΙ ΟΙΚΟΔΟΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΠΥΡΓΩΝ ΤΗΣ ΙΑΛΥΣΟΥ ΡΟΔΟΥ – ΠΡΟΤΑΣΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΠΥΡΓΟΥ ΚΑΠΕΤΑΝΑΚΗ
Α. Χρυσίδη (Απόφ. Αρχιτ. Μηχ., ΔΠΜΣ «Προστασία Μνημείων» ΕΜΠ) 323
18. ΚΤΗΡΙΟ ΠΑΛΑΙΟΥ ΚΑΦΕΝΕΙΟΥ ΣΤΗΝ ΒΙΝΙΑΝΗ ΕΥΡΥΤΑΝΙΑΣ. ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗ
Κ. Καραγιαννακίδου, Ν. Κρεκούκια & Μ. Μέρου (Μετ. Φοιτ. ΔΠΜΣ «Προστασία Μνημείων» ΕΜΠ) 339
19. ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΟΙΚΙΑΣ ΝΙΚΟΠΟΥΛΟΥ ΣΤΗ ΒΙΝΙΑΝΗ ΕΥΡΥΤΑΝΙΑΣ
Ε. Θεοδωράκογλου, Β. Μαντέλου, Ε. Φλώρου & Ν. Χούμα (Μετ. Φοιτ. ΔΠΜΣ «Προστασία Μνημείων» ΕΜΠ) 357
20. ΠΡΟΤΑΣΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΚΑΙ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ ΤΟΥ ΑΡΧΟΝΤΙΚΟΥ Ε.ΚΑΡΑΓΙΩΡΓΟΥ ΣΤΗ ΒΙΝΙΑΝΗ ΕΥΡΥΤΑΝΙΑΣ
Α. Βιέννα, Α. Ζαχαράκη, Ζ. Κονδύλη, Ν. Σάκκα, Β. Λασπιά, Ο. Σπυριδάκη, Α. Στεφανή & Δ. Χρήστου (Μετ. Φοιτ. ΔΠΜΣ «Προστασία Μνημείων» ΕΜΠ) 379
21. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΔΟΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΩΜΟΠΛΙΝΘΟΔΟΜΗ
Ι. Παπανδρέου (Απόφ. Πολ. Μηχ., ΔΠΜΣ «Προστασία Μνημείων» ΕΜΠ) 401
22. ΔΟΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΙΑΚΩΒΑΤΕΙΟΥ ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗΣ ΛΗΞΟΥΡΙΟΥ ΚΕΦΑΛΛΗΝΙΑΣ – ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ
Α. Πετρόπουλος (Μετ. Φοιτ. Τμ. Πολ. Μηχ. Παν. Δυτικής Αττικής, Αποφ. Πολ. Μηχ. Α.Π.Θ) 423
23. Ο ΟΘΩΜΑΝΙΚΟΣ ΠΥΡΓΟΣ ΤΟΥ ΜΟΥΧΤΑΡ ΣΤΗΝ ΑΙΤΩΛΙΑ: ΣΤΕΡΕΩΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
Α. Ράπτης (Απόφ. Αρχιτ. Μηχ., ΔΠΜΣ «Προστασία Μνημείων» ΕΜΠ) 443

ΕΡΓΑΣΙΕΣ ΧΟΡΗΓΩΝ

PENETRON (Κ.Πέτρου): ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΚΡΥΣΤΑΛΛΩΝ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΣΕ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΓΙΑ ΑΝΘΕΚΤΙΚΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
SINTECNO (Π.Φώσκολος): 2 ΣΥΣΤΑΤΙΚΩΝ ΕΠΟΞΕΙΔΙΚΑ ΕΝΕΣΙΜΑ ΠΡΟΙΟΝΤΑ ΓΙΑ ΔΟΜΙΚΗ ΑΠΟΚΑΤΑΤΑΣΗ ΤΩΝ ΔΕΙΓΜΑΤΩΣΕΩΝ ΚΑΙ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ
ΤΟΛ (Ε.Σπανάκη): ΔΠΕ – 1Η ΑΝΑΘΕΩΡΗΣΗ 2022: ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΣΧΟΛΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΤΟ ΡΑΦ

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΔΙΩΡΟΦΗΣ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΜΕ ΕΚΤΟΞΕΥΟΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ & ΙΟΠ. ΜΕΛΕΤΗ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗΣ ΜΕ ΑΦΑΙΡΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

ΜΑΛΛΙΑΡΗΣ ΧΑΡΑΛΑΜΠΟΣ
Διπλ MSc. Πολιτικός Μηχανικός του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνικής Σχολής, Πανεπιστήμιο Πατρών, bmalliaris@gmail.com

Περίληψη

Η παρούσα εργασία αφορά την αποτίμηση μίας υφιστάμενης διώροφης κατοικίας, η οποία βρίσκεται στην Σαρωνίδα Αττικής. Το κτίριο είναι κατασκευασμένο την δεκαετία του 1960 και ο φορέας του αποτελείται από Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Στο κτίριο έγιναν νέες διαρρυθμίσεις των εσωτερικών χώρων, ώστε να προσαρμοστεί στις ανάγκες του νέου ιδιοκτήτη.

Από την αρχιτεκτονική μελέτη απαιτούνταν η αφαίρεση ενός υποστυλώματος στην στάθμη του ισογείου και δύο υποστυλωμάτων στην στάθμη του ορόφου, που σε συνδυασμό με τα υφιστάμενα - μικρής διατομής- υποστυλώματα και δοκάρια επιβάρυνε την κατασκευή όπως και τις πλάκες που αναλαμβάνουν τα ίδια φορτία σε μεγαλύτερα ανοίγματα.

Λόγω εφαρμογής των παλιών κανονισμών αλλά και έλλειψης τοιχείων, κατά τον έλεγχο στατικής επάρκειας διαπιστώθηκε ότι αστοχεί το σύνολο των υποστυλωμάτων και δοκών, καθώς και οι πλάκες οι οποίες πλέον έχουν μεγαλύτερο άνοιγμα.

Για την κατασκευή δεν υπάρχουν μελέτες του φέροντος οργανισμού και για την σύνταξη ξυλοτύπου του υφιστάμενου φορέα έγιναν διερευνητικές εργασίες με αποκάλυψη φερόντων στοιχείων (δοκοί, υποστυλώματα, πέδιλα) και οπλισμών, επιβεβαίωση τους με χρήση ηλεκτρομαγνητικού scanner.

Στόχοι της ενίσχυσης ήταν η αύξηση της ακαμψίας της κατασκευής με την κατασκευή νέων τοιχωμάτων, η ενίσχυση των φερόντων στοιχείων σε κάμψη και διάτμηση με ταυτόχρονη αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής.

Στην θεμελίωση της κατασκευής, λόγω της ανισοσταθμίας των υφιστάμενων μεμονωμένων πέδιλων επιλέχθηκε η ενίσχυση της με την δημιουργία νέας κοιτόστρωσης σε ένα ενιαίο επίπεδο.

Στα υποστυλώματα επιλέχθηκε ως τρόπος ενίσχυσης ο τετράπλευρος μανδύας Ο/Σ για αύξηση της δυσκαμψίας και αντοχής τους. Για τις δοκούς (οι οποίες είναι ανεστραμμένες και στις 2 στάθμες) επιλέχθηκε η ενίσχυση τους με ΙΟΠ από ίνες άνθρακα (υφάσματα ως εγκάρσιος 'οπλισμός' και ελάσματα ως διαμήκης 'οπλισμός'). Στο τμήμα της κατασκευής που αφαιρούνται τα υποστυλώματα κατασκευάστηκαν νέα ανεστραμμένα δοκάρια Ο/Σ, τα οποία παίζουν το ρόλο δοκίδων (ενισχυμένων ζωνών) σε πλάκα τύπου 'sandwich'.

Οι υφιστάμενες συμπαγείς πλάκες μετατράπηκαν σε τύπου 'sandwich' ώστε να ανταπεξέλθουν στις νέες διαστάσεις τους.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΙΔΙΟΚΤΗΣΙΑ: ΑΡΤΕΜΙΣ ΑΡΖΙΜΑΝΟΓΛΟΥ
ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ: ΜΟΝΟΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΙΣΟΓΕΙΟ, ΟΡΟΦΟ ΚΑΙ ΔΩΜΑ
ΘΕΣΗ: ΛΕΩΦ. ΑΘΗΝΩΝ - ΣΟΥΝΙΟΥ, ΘΕΣΗ Θ. ΓΙΟΥΡΝΤΑ, Δ.Ε. ΑΝΑΒΥΣΣΟΥ, ΔΗΜΟΣ ΣΑΡΩΝΙΚΟΥ
ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΩΝ: KION ARCHITECTS Α.Ε.

Α/Α Δήλωσης στο σύστημα αυθαιρέτων: 3289704, ΗΛΕΚΤΡΩΝΙΚΟΣ ΚΩΔΙΚΟΣ: 386EAD4AAA56580A
Τιμή ζώνης σύμφωνα με το σύστημα αντικειμενικών αξιών του Υπουργείου Οικονομικών, που ίσχυε στις 28.7.2011: 1.600,00€
Αριθμός οικ. αδείας: 6092/1962 "Ανέγερση νέας ισόγειας οικοδομής" που εκδόθηκε από το πολεοδομικό γραφείο του Υπουργείου Συγκοινωνιών και Δημοσίων Έργων.
Περαίωση φέροντος οργανισμού 1965.
Είδος χρήσης ακινήτου : Κατοικία
ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΚΙΝΗΣΟΥ ΚΑΙ ΧΩΡΩΝ που ρυθμίζονται με το Ν.4178/13
Πρόκειται για διώροφη κατοικία με δώμα, στην οποία λόγω της κλίσης του εδάφους, μέρος του ισογείου βρίσκεται εντός του εδάφους. Το εν λόγω ακίνητο, εντάχθηκε στο Ν. 4178/2013 με την υπ' αρ. 3289704 δήλωση υπαγωγής υπ' ευθύνη Τεχνικής Εταιρείας. Σύμφωνα με το υπ' αρ. 2107912 / 03-08-2017 αίτημα αλλαγής μηχανικού δήλωσης, το έργο ανέλαβε η KIONARCHITECTS A.E.
Μετά από αυτοψία που πραγματοποιήθηκε στο εν λόγω ακίνητο στις 04/08/2017 διαπιστώθηκαν τα εξής:
Στο οικόπεδο εντός του οποίου έχει ανεγερθεί η κατοικία, είναι εντός σχεδίου, άρτιο και οικοδομήσιμο και έχει συνολική έκταση 768,63τ.μ. (αντί 768,20τ.μ. της υπ' αρ. 6092/1962 Ο.Α. (εντός νομίμων αποκλίσεων) και πρόσωπο 23,10μ. Σύμφωνα με την οικοδομική άδεια, το κτίριο που επρόκειτο να ανεγερθεί σε ισόγεια στάθμη, είχε εμβαδόν 67,19 τ.μ., κατά την κατασκευή του όμως υπήρξε αυθαίρετη υπέρβαση δόμησης και δημιουργία ημιυπαίθριων χώρων. Επίσης, όπως προαναφέρθηκε, λόγω εκμετάλλευσης της κλίσης του εδάφους, δημιουργήθηκε αυθαίρετα ισόγειος χώρος, με ταυτόχρονη εκσκαφή τμήματος του περιβάλλοντος χώρου στη στάθμη του ισογείου.
Αναλυτικά οι υπερβάσεις που παρατηρήθηκε σε σχέση με την απ' αρ. 6092/1962 οικοδ. άδεια είναι οι παρακάτω:

I. Επέκταση ισόγειας κατοικίας 22,14 τ.μ. καθ' υπέρβαση δόμησης και κάλυψης (Υ.Κ. 1)

II. Κατασκευή χώρου Κύριας Χρήσης 39,79 τ.μ. σε υπόγεια στάθμη, με χρήση μειωτικού συντελεστή καθ' υπέρβαση δόμησης, εκ των οποίων τα 4,56τ.μ. αποτελούν και υπέρβαση κάλυψης. (Υ.Κ. 2)

III. Κατασκευή χώρου Βοηθητικής Χρήσης 41,61 τ.μ. σε υπόγεια στάθμη, με χρήση μειωτικού συντελεστή καθ' υπέρβαση δόμησης, εκ των οποίων τα 3,56 τ.μ. αποτελούν και υπέρβαση κάλυψης. (Υ.Κ. 3)

IV. Μετατόπιση του προβλεπόμενου με οικοδομική άδεια κτιρίου, σε άλλη νόμιμη θέση, ως 1 λοιπή παράβαση βάσει της παρ. ιε, του άρθρου 9. (Υ.Κ. 4)

IV. Αυθαίρετες μικρές παραβάσεις εντός της ιδιοκτησίας με αναλυτικό προϋπολογισμό < 15.000€ που ρυθμίζονται ως 1 λοιπή παράβαση στα πλαίσια του άρθρου 18, §5α του Ν.4178/2015 (Υ.Κ. 4) και αφορούν:

- Αυθαίρετη καθαίρεση τμήματος (Ο.Α.) ισόγειας κατοικίας 2,66τ.μ. για δημιουργία ημιυπαίθριου χώρου
- Αυθαίρετη δημιουργία ημιυπαίθριων χώρων (ΗΥ/Χ1 = 30,40τμ & ΗΥ/Χ2 = 6,45τμ)
- Αυθαίρετη δημιουργία εξωστών
- Αυθαίρετη εκσκαφή του Νότιου τμήματος του οικοπέδου για διαμόρφωση περιβάλλοντος χώρου στη στάθμη της ισόγειας κατοικίας

- Αυθαίρετη δημιουργία εξωτερικών κλιμάκων (2 από σκυρόδεμα και 1 μεταλλική για το δώμα)
- Αυθαίρετη δημιουργία δεξαμενής νερού στο δώμα (2,25 x 2,30 = 5,18τμ ύψους 2,20μ < 2,50μ)
- Αυθαίρετη κατασκευή καμινάδας τζακιού και λεβητοστασίου
- Αυθαίρετη κατασκευή πέργκολας στην Ανατολική πλευρά της κατοικίας (περ.15τμ)

Οι παραπάνω αυθαιρεσίες, εμπίπτουν στις εξαιρέσεις της παρ. 2 του άρθρου 1 του Ν.4178/2013 και δεν υπάγονται σε καμία άλλη από τις απαγορεύσεις του άρθρου 2 του Ν.4178/2013.
Σημειώνεται ότι η διαφορετική διαρρύθμιση αυτοτελούς οριζόντιας ιδιοκτησίας από αυτήν που προβλέπεται στα εγκεκριμένα σχέδια της οικοδομικής άδειας δε συνιστά αυθαίρετη κατασκευή. (Άρθρο 23§9, Ν.4178/2013).

1.2 ΠΑΛΑΙΟΤΗΤΑ ΑΥΘΑΙΡΕΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Οι παραπάνω αυθαίρετες κατασκευές έγιναν κατά την κατασκευή του κτιρίου κατά το έτος 1963 σύμφωνα με υπεύθυνη δήλωση του ιδιοκτήτη. Επιπλέον ο χρόνος κατασκευής των αυθαιρεσιών, τεκμαίρεται από τον ενιαίο χαρακτήρα του Φέροντος Οργανισμού καθώς και από την αεροφωτογραφία του ΕΚΦΑ. Α.Ε. με κωδικό Y_BW_65_924723 σε κλίμακα 1:7500 και ημερομηνία λήψης 09 – 12 – 1965. Συνεπώς, για τον υπολογισμό του προστίμου επιλέγεται η περίοδος προ 09/06/1975.
Τέλος, οι αυθαίρετες κατασκευές που υπάγονται στο Ν.4178/2013 με την ηλεκτρονική δήλωση με α/α 3289704, στο υπό εξέταση ακίνητο με αποκλειστική χρήση κατοικία, υφίστανται προ του 1975 και συνεπώς ανήκουν στην Κατηγορία 1. Άρα δύναται να εξαιρεθούν οριστικά της κατεδάφισης σύμφωνα με την παρ. Α του άρθρου 9, του Ν. 4178/2013.
ΒΕΒΑΙΩΣΗ ΤΕΤΡΑΓΩΝΙΚΩΝ (όπως προκύπτουν μετά την τακτοποίηση)
ΣΤΑΘΜΗ ΟΡΟΦΟΥ: (ΚΑΤΟΙΚΙΑ) 64,53 τ.μ. (67,19τ.μ. σύμφωνα με την οικοδομική άδεια μείον 2,66τ.μ. που κατεδαφίστηκαν για τη δημιουργία του ΗΥ/Χ2) 22,14 τ.μ. σύμφωνα με την υπ' αρ. 3289704 δήλωση υπαγωγής στο Ν.4178/2013 ΣΥΝΟΛΟ : 86,67τμ
ΙΣΟΓΕΙΑ ΣΤΑΘΜΗ: 39,79τ.μ. ΚΑΤΟΙΚΙΑ σύμφωνα με την υπ' αρ. 3289704 δήλωση υπαγωγής στο Ν.4178/2013 41,61τ.μ. ΒΟΗΘΗΤΙΚΩΝ ΧΩΡΩΝ σύμφωνα με την υπ' αρ. 3289704 δήλωση υπαγωγής στο Ν.4178/2013 ΣΥΝΟΛΟ : 81,40 τμ.

2. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ, ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ & ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

1) Μοντελοποίηση των υποστυλωμάτων, εισαγωγή της γεωμετρίας τους, του υλικού που χρησιμοποιούμε και του τύπου τους.

2) Μοντελοποίηση των δοκών, εισαγωγή της γεωμετρίας τους, του υλικού και του τύπου των οριζόντιων στοιχείων.

3) Εισαγωγή του πάχους και μοντελοποίηση στις πλάκες οπλισμένου σκυρόδεματος.

4) Μοντελοποίηση των πεδίλων της θεμελίωσης, εισαγωγή της γεωμετρίας τους, της εκκεντρότητας και των ιδιοτήτων του ελαστικού εδάφους με σκοπό τον υπολογισμό των ελατηρίων για κάθε πέδιλο.

5) Μοντελοποίηση των νέων συνδετηρίων δοκών ενίσχυσης της θεμελίωσης. Στη συνέχεια εισάγουμε την γεωμετρία τους και τα rigid offsets.

6) Εισαγωγή των μόνιμων φορτίων, ως επιφανειακά φορτία στις πλάκες με βάση τον τύπο τους.

7) Εισαγωγή των κινητών φορτίων ως επιφανειακά φορτία στις πλάκες με βάση τον τύπο τους.

8) Εισαγωγή των μόνιμων φορτίων ως γραμμικά φορτία στις δοκούς λόγω των τοιχοπληρώσεων.

9) Δημιουργία των γραμμών διαρροής των φορτίων για τον διαμοιρασμό τους στις πλάκες με βάση τις συνθήκες στήριξης τους.

10) Μοντελοποίηση τοιχοπληρώσεων ως χιαστί στοιχεία με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και άλλων διατάξεων.

11) Εισαγωγή παραμέτρων για την διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων, εισάγουμε αντοχές και γίνονται έλεγχοι με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

12) Εισαγωγή των παραμέτρων για την διαστασιολόγηση των δοκών και των συνδετήριων δοκών, τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., εισάγουμε τις αντοχές και γίνονται οι απαραίτητοι έλεγχοι.

13) Εισαγωγή των παραμέτρων για την διαστασιολόγηση των πεδίλων, εισάγουμε τις αντοχες και γίνονται οι απαραίτητοι έλεγχοι.

14) Εισαγωγή των παραμέτρων για την διαστασιολόγηση των πλακών, εισάγουμε τις αντοχες και γίνονται οι απαραίτητοι έλεγχοι με βάση τις διατάξεις για αντοχή και λειτουργικότητα.

15) Εισαγωγή των παραμέτρων για τον προέλεγχο με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κάνουμε επιλογή της κατάλληλης μεθόδου αποτίμησης με βάση τα αποτελέσματα του ελέγχου.

16) Εισαγωγή των παραμέτρων για το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του προέλεγχου. Εχουμε συντελεστη συμπεριφοράς q=1.0 και κάνουμε έλεγχο των προυποθέσεων του προελέγχου.

17) Εισαγωγή παραμέτρων για τις στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στην συνέχεια, γίνεται ορισμός επιταχύνσεων και περιόδου επαναφοράς της σεισμικής δράσης.

18) Εισαγωγή των παραμέτρων για το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης. Υπολογίζουμε τους δείκτες τοπικής πλαστιμότητας m για κάθε στοιχείο, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και γίνεται έλεγχος των διατάξεων του.

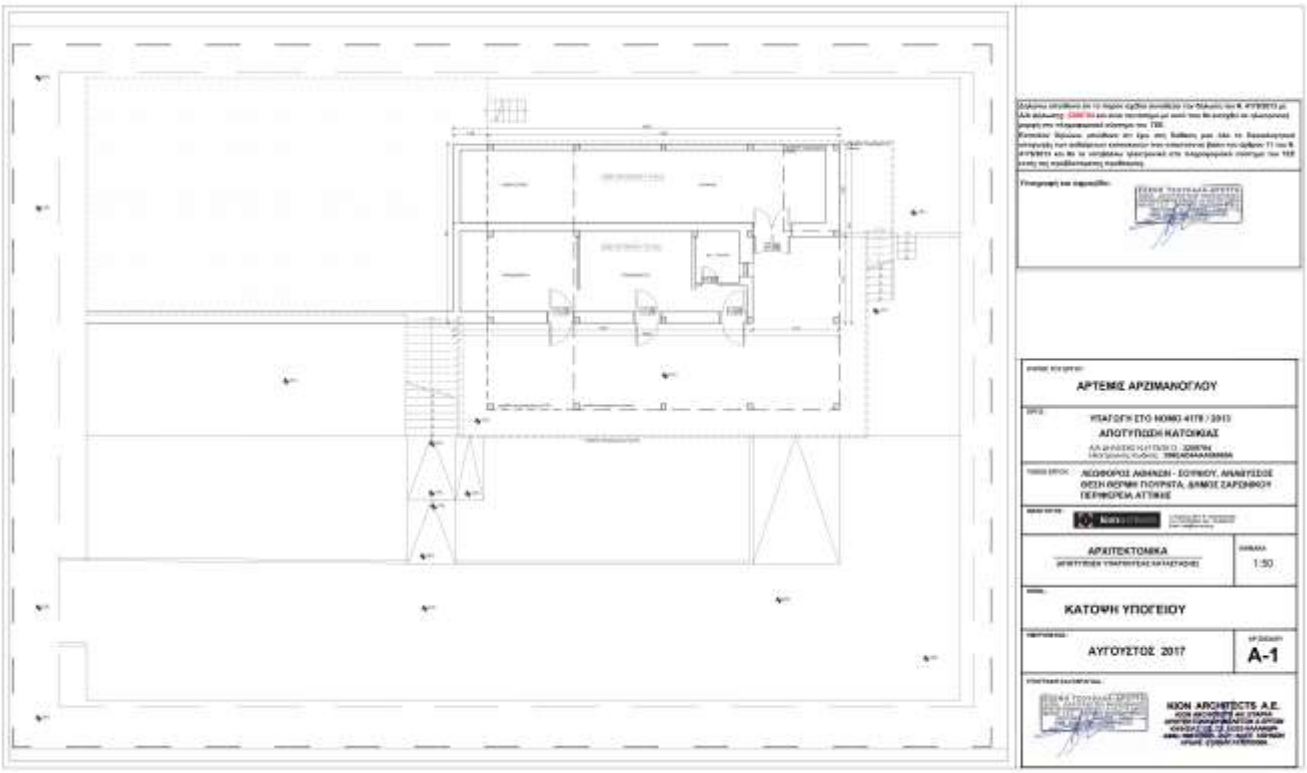
19) Κάνουμε επαύξηση των μόνιμων δράσεων λόγω του προέλεγχου.

20) Συνδυασμοί φορτίσεων με βάση τους συντελεστές δράσεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για ανεκτή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) για αστοχία και λειτουργικότητα.

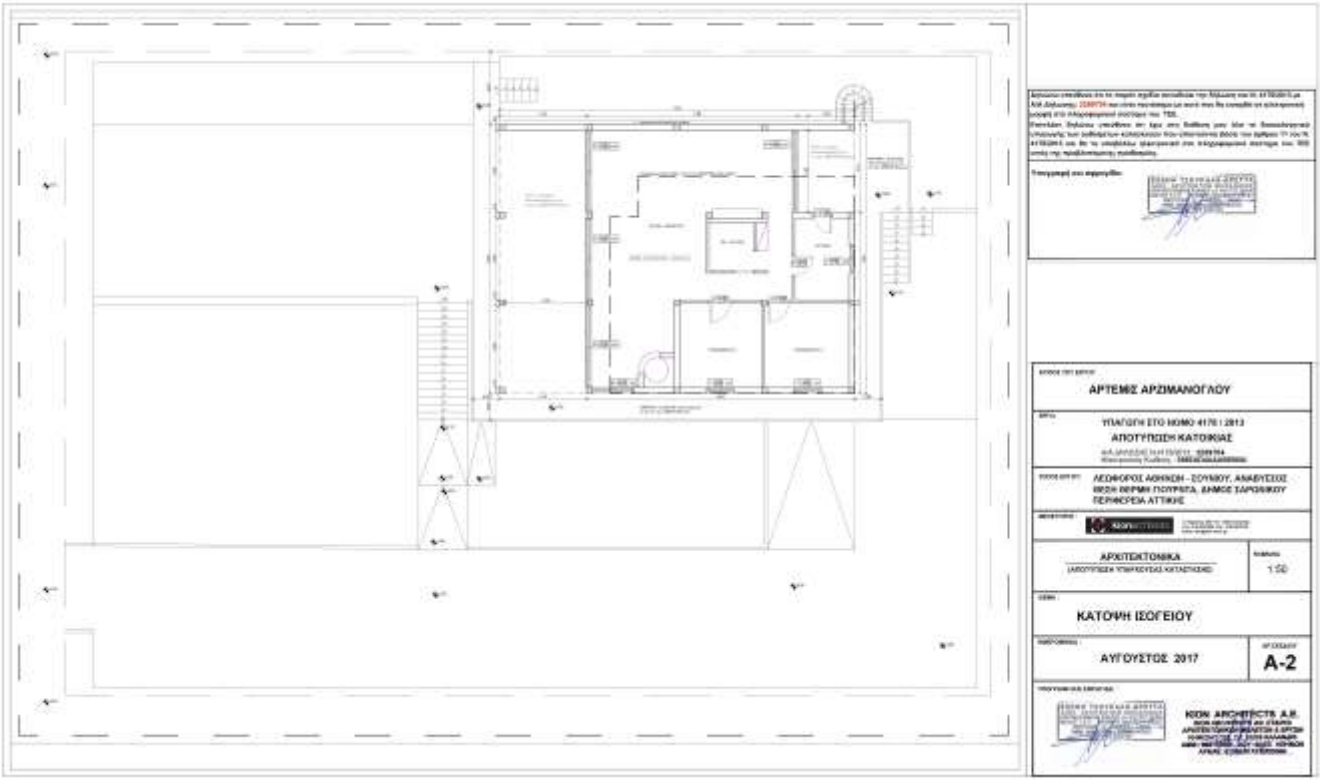
3. ΣΧΕΔΙΑ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗΣ & ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ, ΕΙΚΟΝΕΣ ΑΠΟ ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ

Εικόνα 1: 'Χάντρωμα' στις δοκούς οροφής ορόφου για αποκάλυψη του οπλισμού

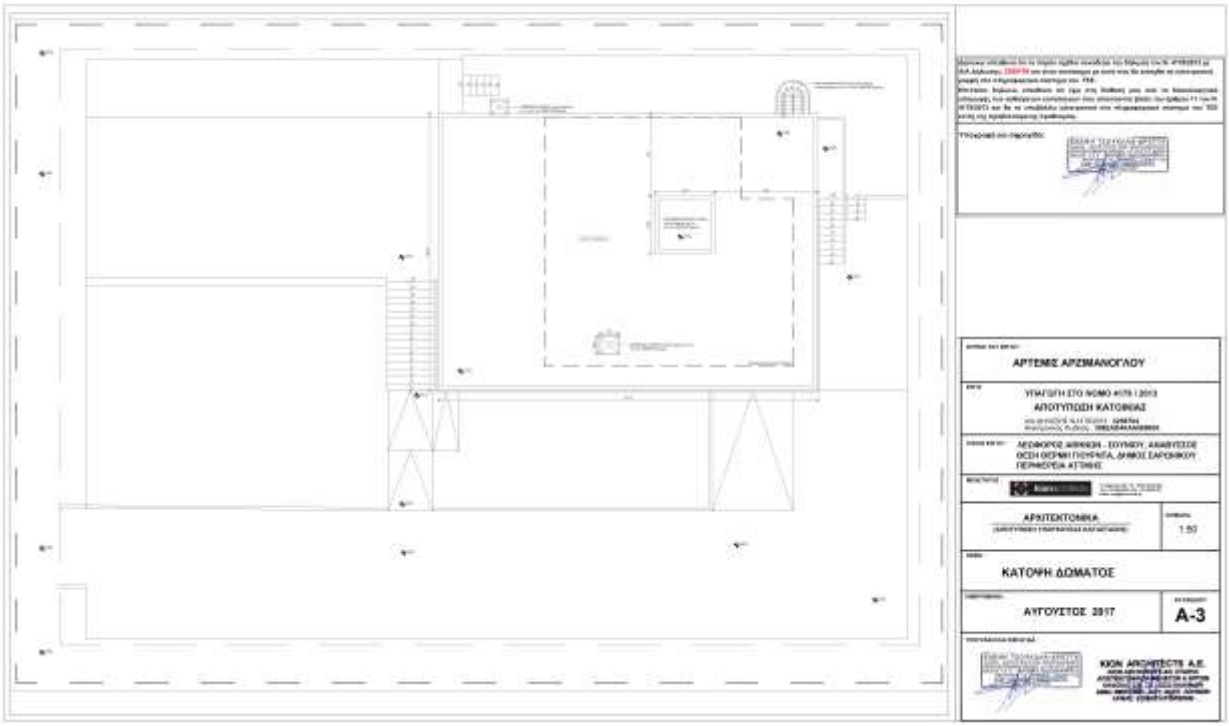
Εικόνα 2: Αποκάλυψη των ανεστραμμένων δοκών οροφής ισογείου



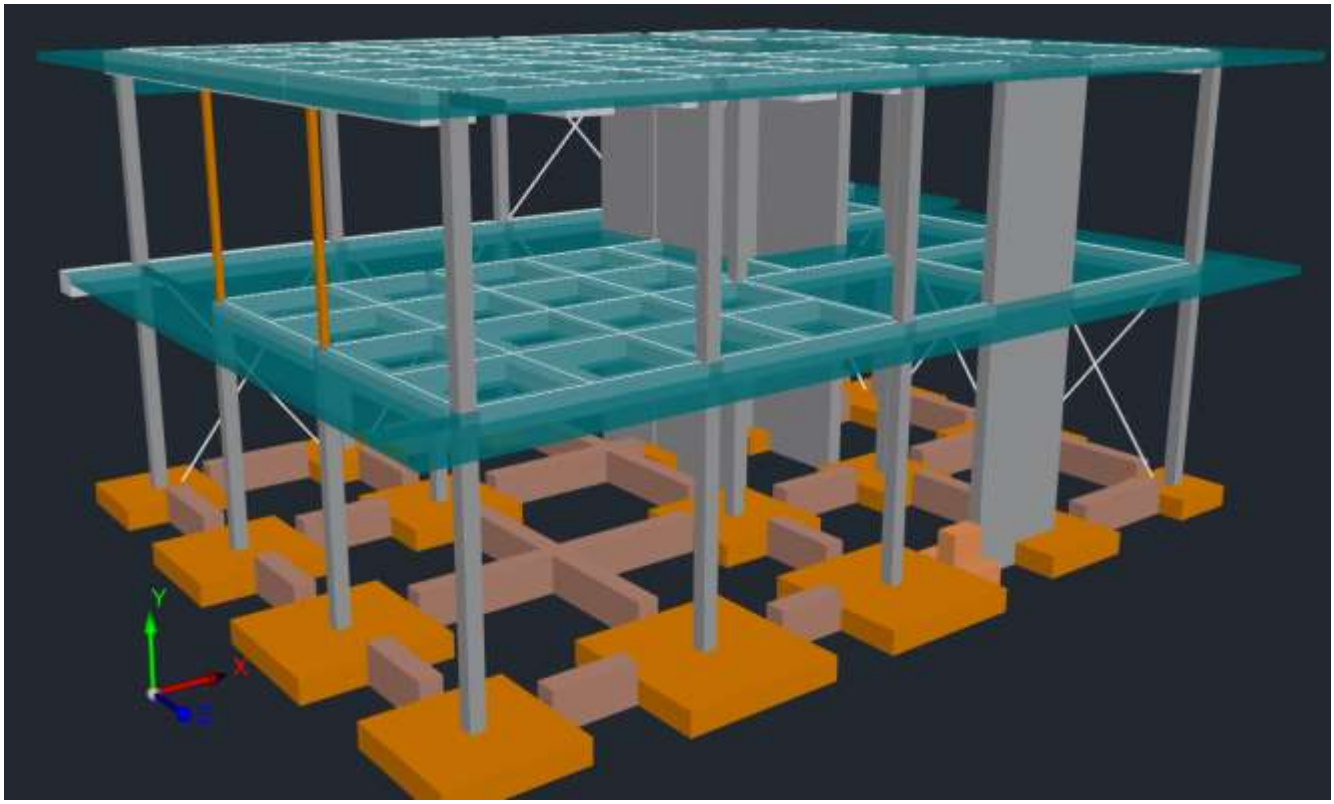
Εικόνα 3: Κάτοψη ισογείου



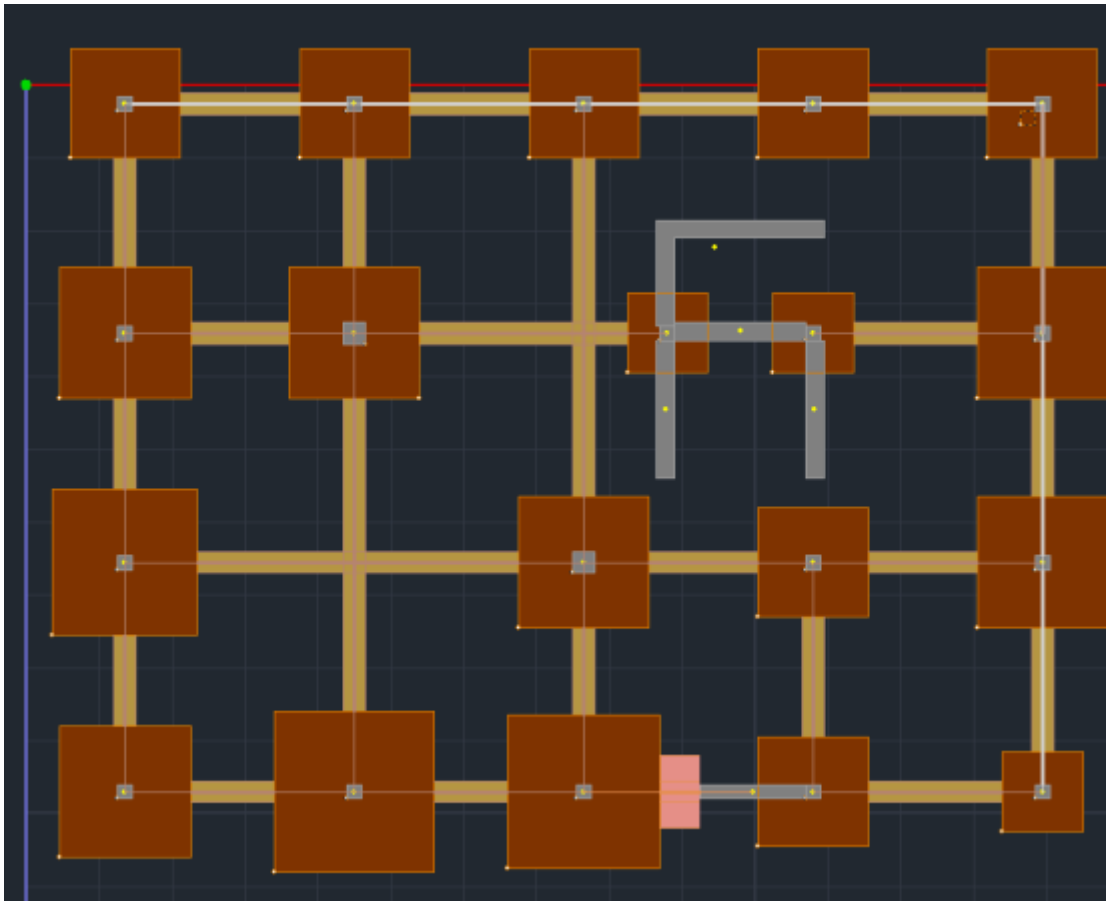
Εικόνα 4: Κάτοψη ορόφου



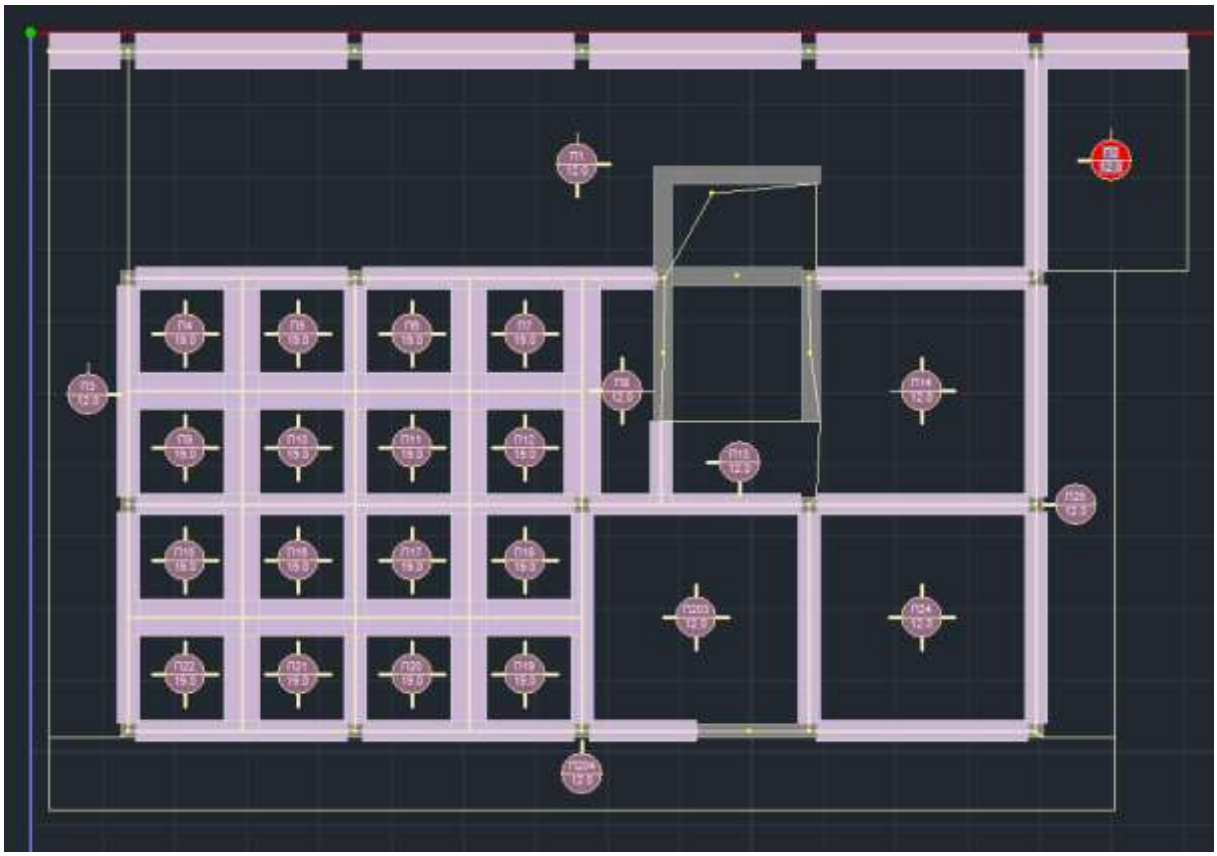
Εικόνα 5: Κάτοψη δώματος



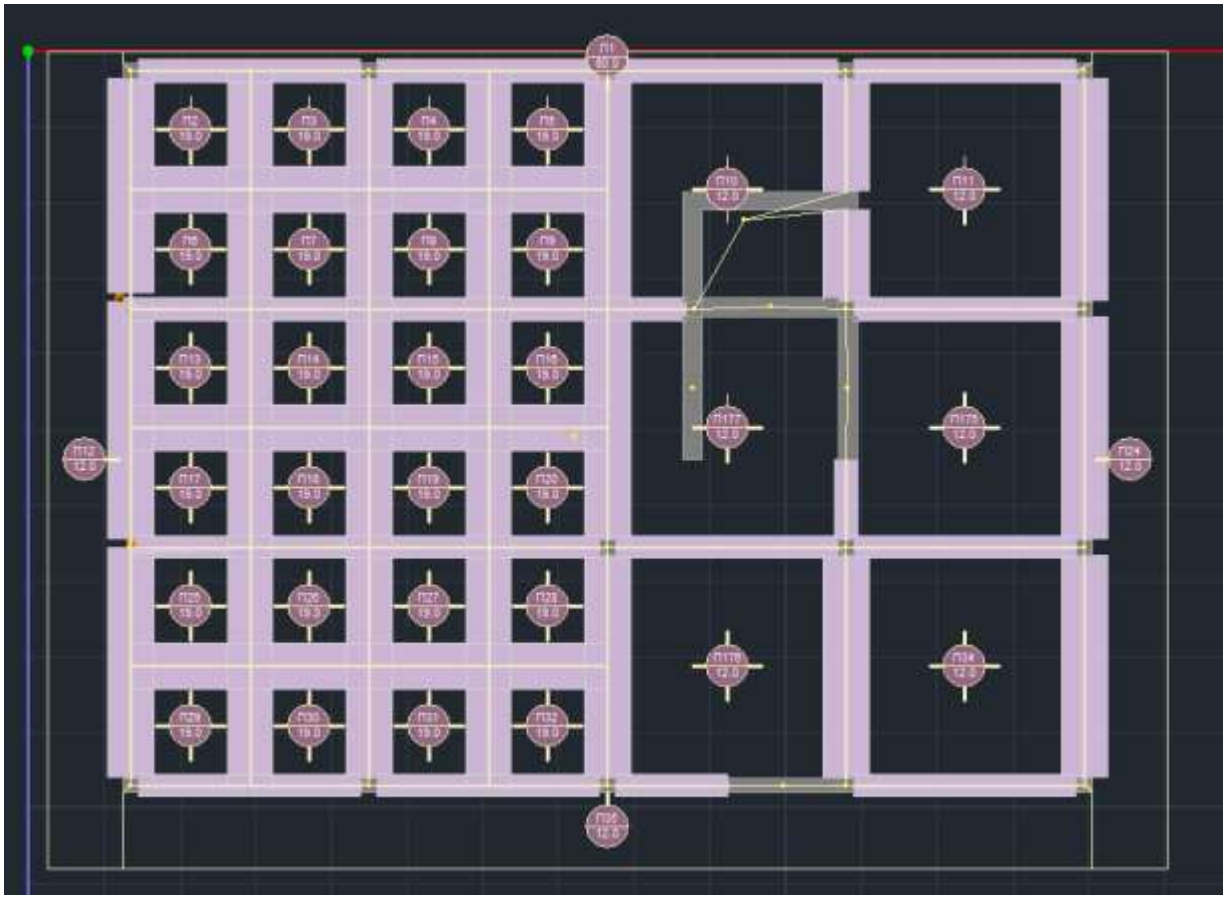
Εικόνα 6: Φωτορεαλιστικό μοντέλο στο SCADA Pro



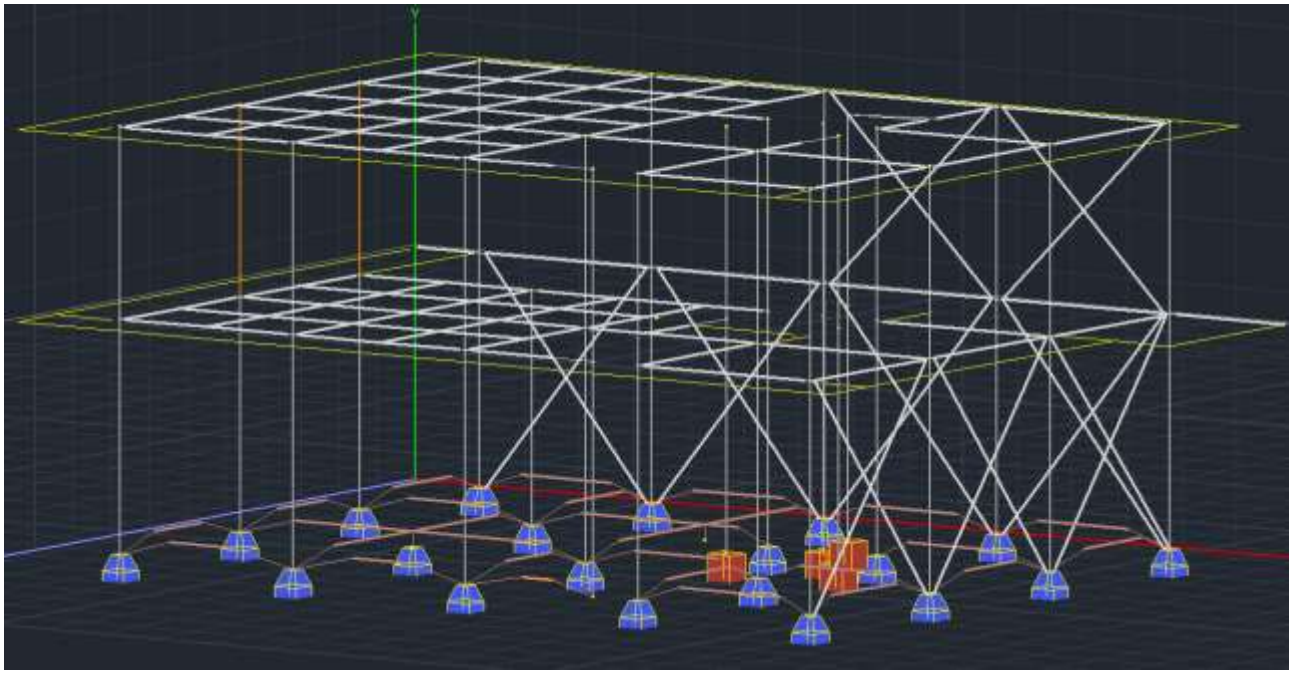
Εικόνα 7: Μοντελοποίηση στάθμης θεμελίωσης



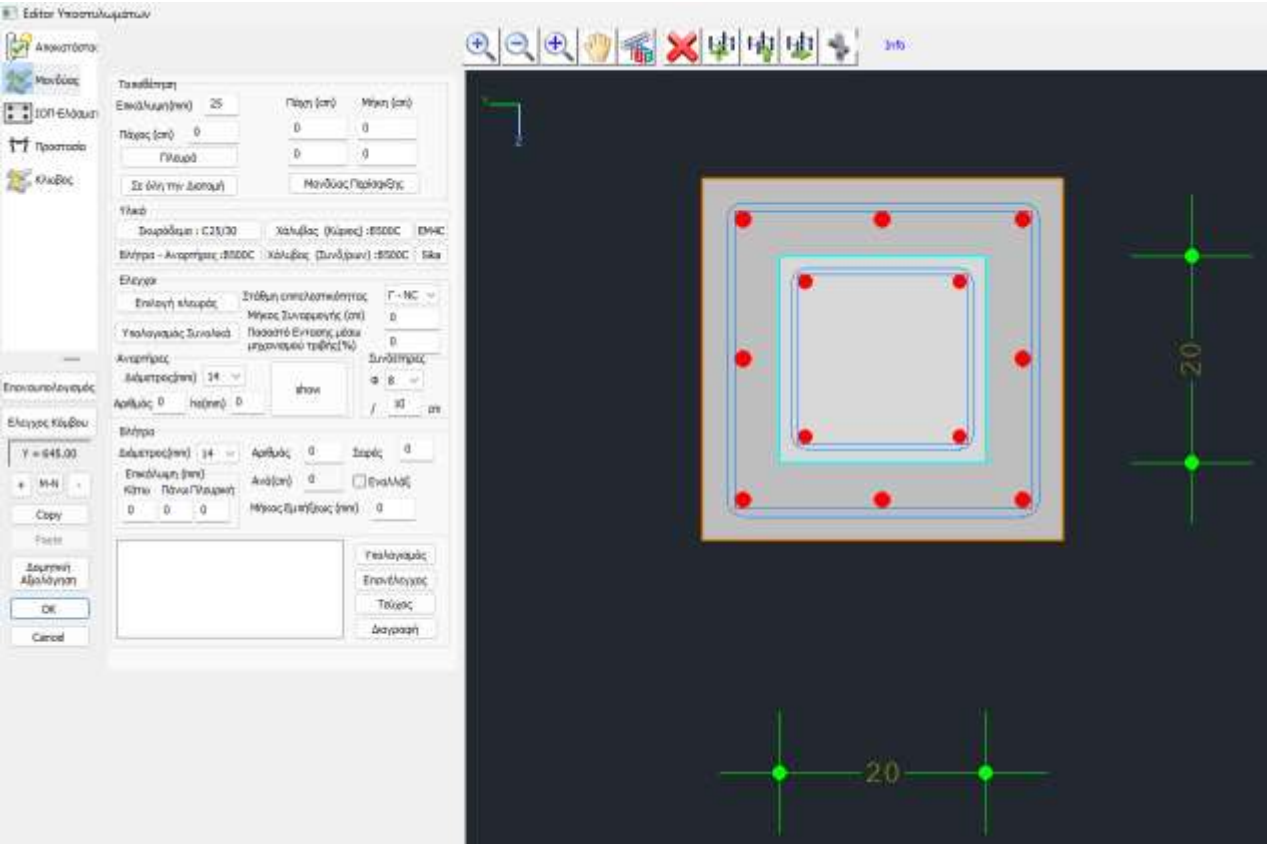
Εικόνα 8: Μοντελοποίηση στάθμης οροφής ισογείου



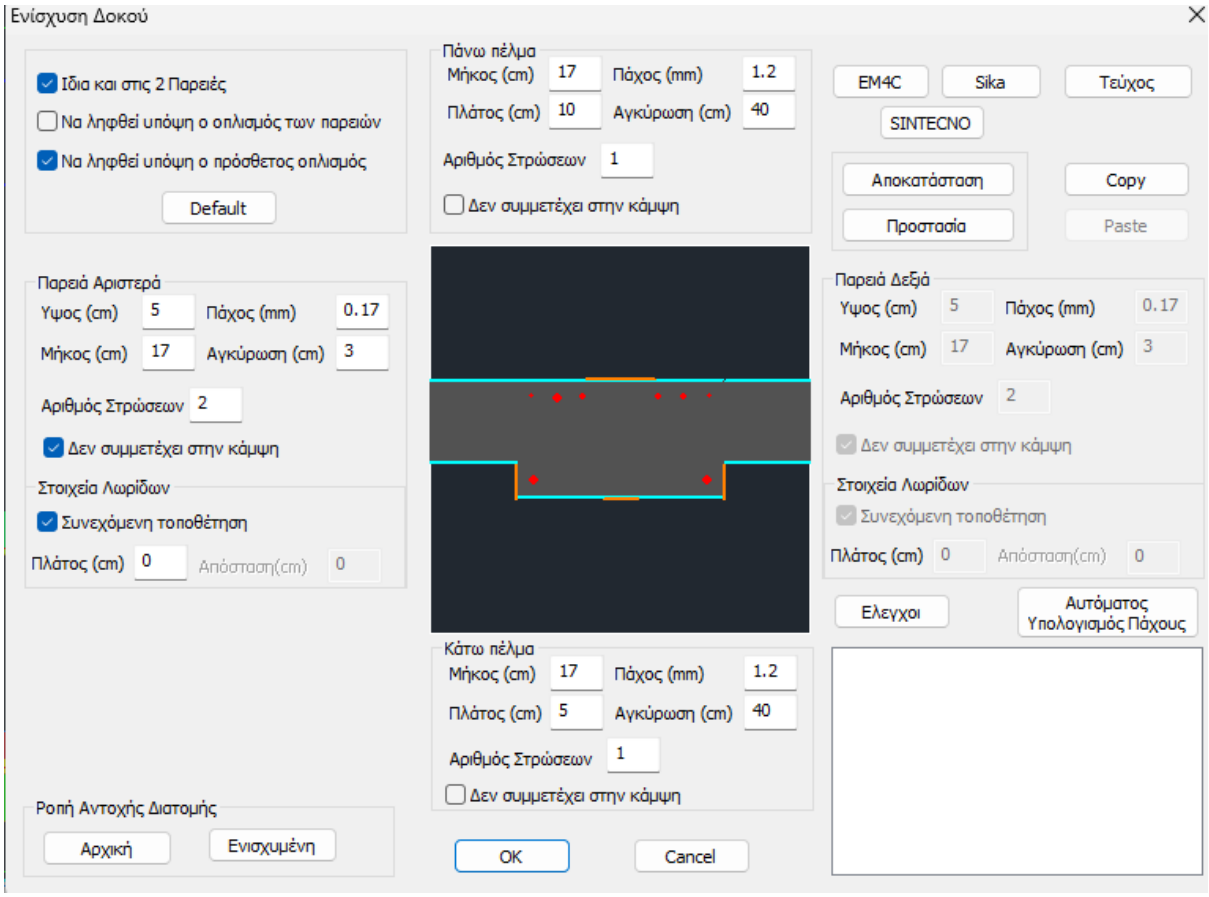
Εικόνα 9: Μοντελοποίηση στάθμης οροφής ορόφου



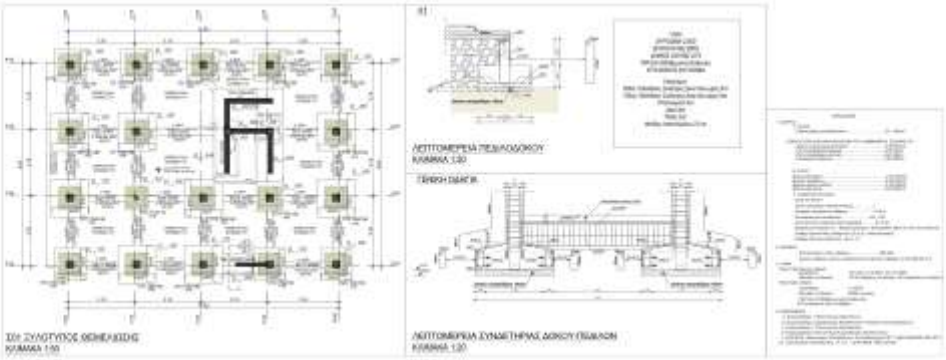
Εικόνα 10: Μαθηματικό μοντέλο του φορέα



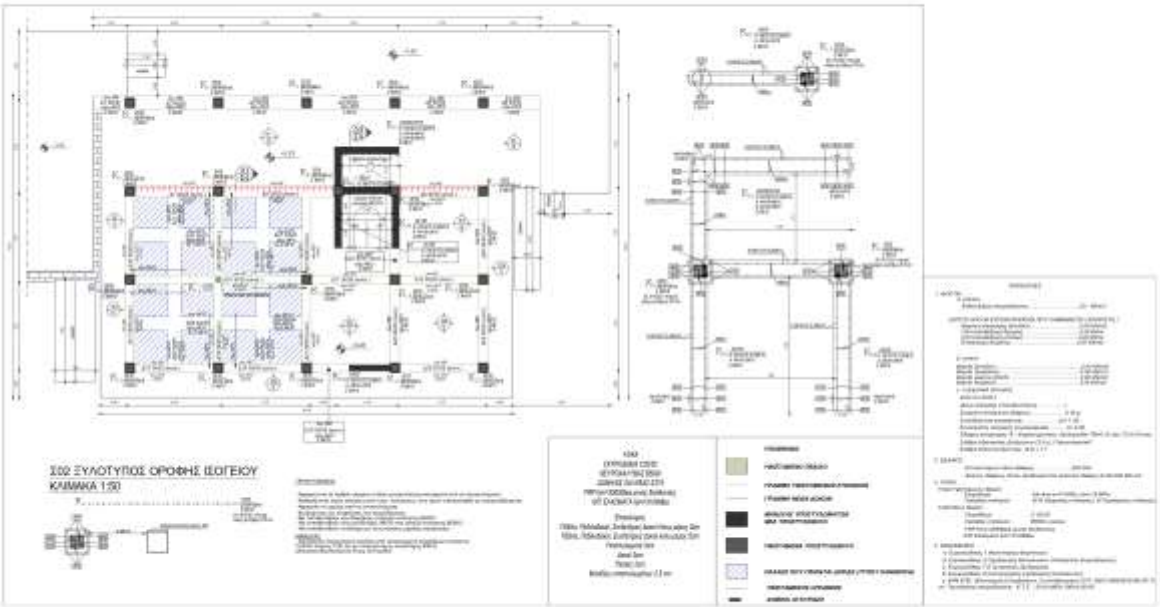
Εικόνα 11: Πλαίσιο αλλαγής οπλισμού και ενίσχυσης υποστυλωμάτων



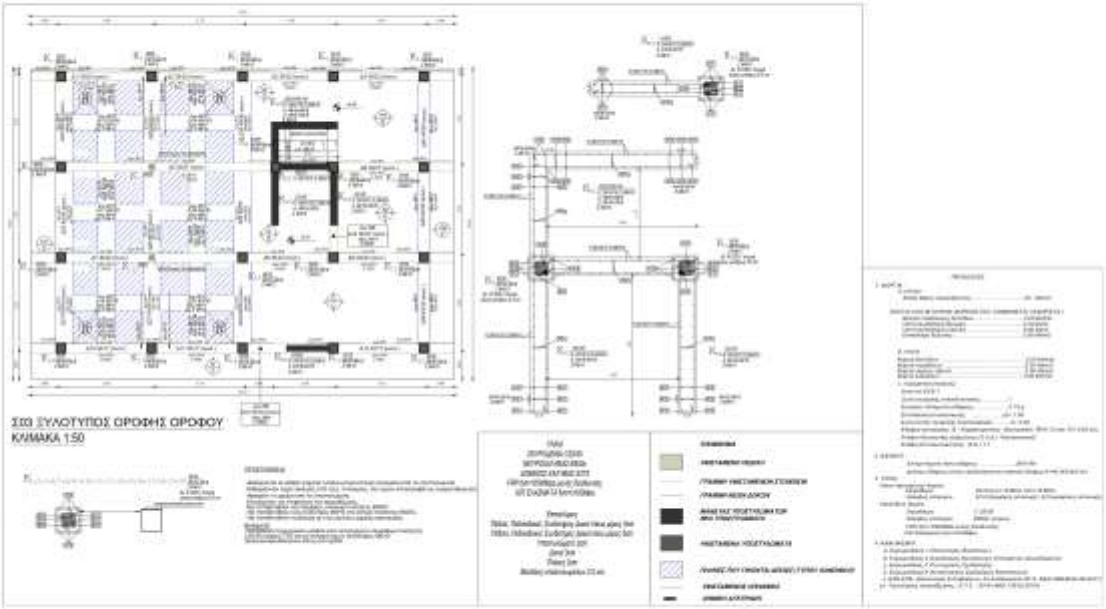
Εικόνα 12: Πλαίσιο αλλαγής οπλισμού και ενίσχυσης δοκών



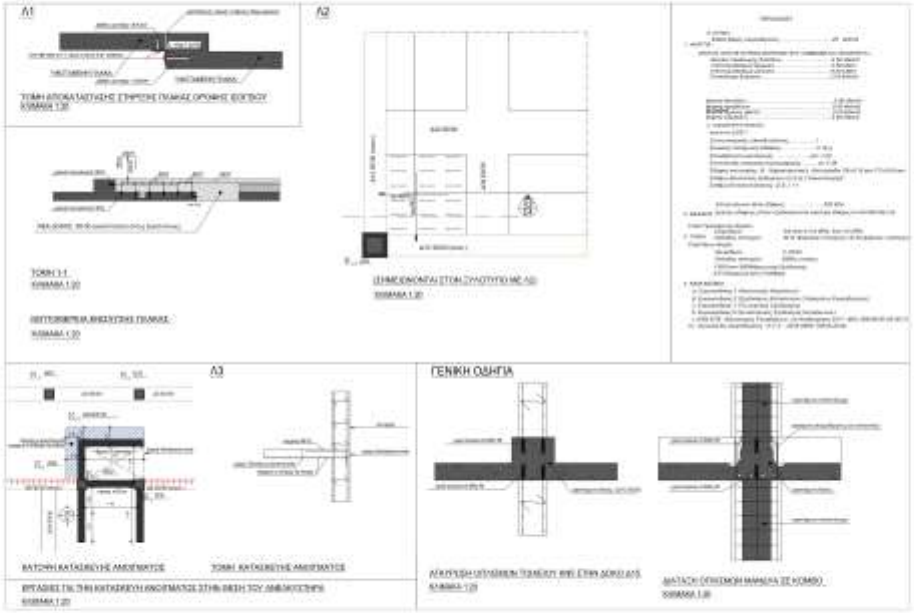
Εικόνα 13: Ξυλότυπος θεμελίωσης



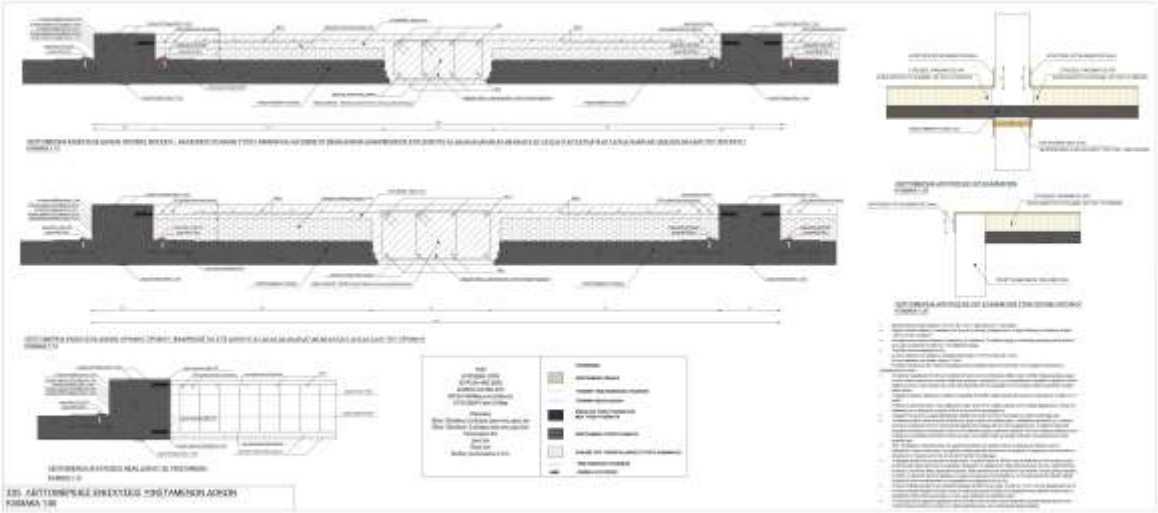
Εικόνα 14: Ξυλότυπος οροφής ισογείου



Εικόνα 15: Ξυλότυπος οροφής ορόφου



Εικόνα 16: Λεπτομέρειες ενίσχυσης κόμβων υποστυλωμάτων, σύνδεσης νέων και υφιστάμενων πλακών



Εικόνα 17: Λεπτομέρειες ενίσχυσης δοκών, ενισχυμένων ζωνών και ενίσχυσης πλακών

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Όπως έχει φανεί και σε άλλες μελέτες, τα κτίρια που είναι κατασκευασμένα χωρίς ή με ελλιπή αντισεισμικό σχεδιασμό, δηλαδή αυτά προ του 1985, τα οποία είναι και η πλειοψηφία των κατασκευών στην χώρα μας, παρουσιάζουν αστοχίες και είναι δυνητικά επικίνδυνα, πόσο μάλλον για κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας.

- Κύρια στοιχεία εκτός από την χρήση παλαιού Αντισεισμικού Κανονισμού που τα καθιστούν ευάλωτα είναι η χρήση υλικών με πολύ μικρότερες αντοχές από τις σημερινές (σκυρόδεμα B160 ή B225, χάλυβας οπλισμού S220 ή S400, με τον πρώτο να είναι λείος, δηλαδή να έχει μηδενική σχεδόν συνάφεια με το υπάρχον σκυρόδεμα), επιταχύνσεις σχεδιασμού 2-3 φορές μικρότερες από τις σημερινές, οι οποίες προέκυψαν από την αναθεώρηση του ΕΑΚ το 2003, καθώς και ελλιπής εγκάρσιος οπλισμός.

- Όλα τα παραπάνω αναδεικνύουν γιατί οι αστοχίες συγκεντρώνονται κυρίως στα υποστυλώματα του φορέα, αφού την εποχή εκείνη δεν υπήρχε η έννοια του ικανοτικού σχεδιασμού και οι συνδετήρες τους ήταν πολύ αραιοί, με αποτέλεσμα να έχουμε μεγάλες αστοχίες σε τέμνουσα τόσο στα κατακόρυφα όσο και στα οριζόντια στοιχεία.

- Μεγάλη επίδραση έχει και η καταπόνηση της κατασκευής στον χρόνο (ο χρόνος ζωής κατασκευών θεωρείται 50 χρόνια), καθώς και η έκθεση των στοιχείων στο φυσικό περιβάλλον (διάβρωση οπλισμού από υγρασία λόγω μικρών επικαλύψεων).

- Τέλος, ο Κανονισμός Επεμβάσεων μπορεί να θέτει συντηρητικές προσεγγίσεις στους συντελεστές ασφάλειας και στην μεθοδολογία εκτίμησης των αστοχιών αλλά, αποδεικνύει την ανάγκη αποτίμησης όλων των κατασκευών που έχουν κατασκευαστεί χωρίς ή με ελλιπή κανονισμό, αφού τα σημερινά κριτήρια για την ανάλυση των κατασκευών είναι πολύ πιο αυστηρά και επιτρέπουν την αστοχία στοιχείων σε συγκεκριμένες θέσεις και με όλκιμη συμπεριφορά, πράγμα που δεν υπήρχε στην φιλοσοφία των παλαιότερων κανονισμών και αναλύσεων.

3. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Δρίτσος Σ.Η. (2019), Ένισχύσεις- Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος΄, Σημειώσεις, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- Ο.Α.Σ.Π., Κανονισμός Επεμβάσεων΄, ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2η Αναθεωρημένη Έκδοση 2017
- Φαρδής Μ.Ν., Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος΄, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα, 2019.
- Παναγιώτης Τσίκας, Στέφανος Δρίτσος, ‘’Διερεύνηση του τρόπου προσομοίωσης τοιχοπληρωμένων πλαισίων με ανοίγματα, σε κατασκευές Ο.Σ.’, Investigation of the influence of wall partitioned openings in reinforced concrete frame structures.
- Michaela V. Vasileiadi, Stephanos E. Dritsos ‘’AN APPROXIMATE METHOD TO ASSESS THE SEISMIC CAPACITY OF EXISTING RC BUILDINGS’’, COMBDYN 2019.

4. ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια της αποτίμησης και ενίσχυσης διώροφης κατασκευής, η οποία πρόκειται να ανακαινιστεί ως πολυτελής κατοικία την περίοδο Αύγουστος-Νοέμβριος 2020.

Ευχαριστίες απεύθυνονται στον Διπλ. Πολιτικό Μηχανικό MSc Νικόλαο Χρυσοβιτσάνο για την διάθεση φωτογραφιών και υλικού για την τεκμηρίωση της μελέτης, καθώς και στον Καθηγητή μας κ. Στέφανο Δρίτσο για την πολύτιμη καθοδήγηση του στις δυσκολίες που αντιμετωπίσαμε.

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΡΙΩΡΟΦΗΣ ΣΕΙΣΜΟΠΛΗΚΤΗΣ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΣΤΟΝ ΤΥΡΝΑΒΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ

ΝΤΑΝΑΣΗ ΑΘΑΝΑΣΙΑ
Πολιτικός Μηχανικός, Πανεπιστήμιο Πελοποννήσου (2023), athanasiantann@gmail.com

Περίληψη
Η παρούσα εργασία με τίτλο «Αποτίμηση και ενίσχυση τριώροφης σεισμόπληκτης κατοικίας στον Τύρναβο Θεσσαλίας», πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια του προπτυχιακού προγράμματος σπουδών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πελοποννήσου, το ακαδημαϊκό έτος 2022-2023. Η εργασία αποτελείται από το θεωρητικό υπόβαθρο που βασίστηκε, την αποτίμηση και την ενίσχυση της υφιστάμενης κατασκευής αξιολογώντας σε κάθε στάδιο τα αποτελέσματα της αντίστοιχης διαδικασίας. Αντικείμενο της μελέτης αποτελεί η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της υφιστάμενης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα και η ενίσχυση αυτής με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συγκεκριμένα, εφαρμόστηκε η Ανελαστική Στατική Ανάλυση (pushover) σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η μελέτη υλοποιήθηκε με τη βοήθεια του λογισμικού προγράμματος FespaC&FespaR έκδοση 8.10.22 της εταιρείας LH Λογισμικής. Η μελέτη πραγματοποιείται για σεισμόπληκτο κτήριο σπουδαιότητας ΙΙ (συνήθη κτήρια) για στάθμη επιτελεστικότητας Β2 («Προστασία Ζωής») και Γ1 («Αποφυγή Κατάρρευσης»). Τέλος, το υφιστάμενο κτήριο χρήζει ενίσχυσης. Εφαρμόζονται οι μέθοδοι ενίσχυσης στα δομικά στοιχεία, πραγματοποιείται η αποτίμηση με τα ενισχυόμενα μέλη και αξιολογούνται τα αποτελέσματα.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ
Σε μία χώρα, όπως η Ελλάδα, που ευρίσκεται σε μία έντονα σεισμική περιοχή, οι γνώσεις μας για τη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών δοκιμάζονται κάθε φορά που ερχόμαστε αντιμέτωποι με έναν ισχυρό σεισμό.[2]

Σκοπός της αποτίμησης υφισταμένου κτηρίου είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς του και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελαχίστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς. Στην Ελλάδα η αποτίμηση και η ενίσχυση γίνεται με βάση το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 και από τον Κανονισμό Επεμβάσεων.[4]

Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού είναι συνδυασμοί αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτηρίου» (σεισμός σχεδιασμού).[4]

$\alpha_g / \alpha_{g,ref}$	Στάθμη Επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
	Α «Περιορισμένες Βλάβες»	Β «Σημαντικές Βλάβες»	Γ «Οιονεί Κατάρρευση»
1.80	**Α0**	**Β0**	**Γ0**
1.30	**Α1+**	**Β1+**	**Γ1+**
1.00	**Α1**	**Β1**	**Γ1**
0.75	**Α2+**	**Β2+**	**Γ2+**
0.60	**Α2**	**Β2**	**Γ2**
0.45	**Α3+**	**Β3+**	**Γ3+**
0.35	**Α3**	**Β3**	**Γ3**
0.25	**Α4+**	**Β4+**	**Γ4+**
<0.25	**Α4**	**Β4**	**Γ4**

- $\alpha_{g,ref}$ είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση αναφοράς, που ορίζεται με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% στα 50 χρόνια συμβατικής ζωής του έργου.
- α_g είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση.

Πίνακας 1: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Φέροντος Οργανισμού.[4]

Στην παράγραφο 2.2.2 του Κανονισμού Επεμβάσεων (3η αναθεώρηση 2022) ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας συναρτήσει του βαθμού βλάβης ως εξής:

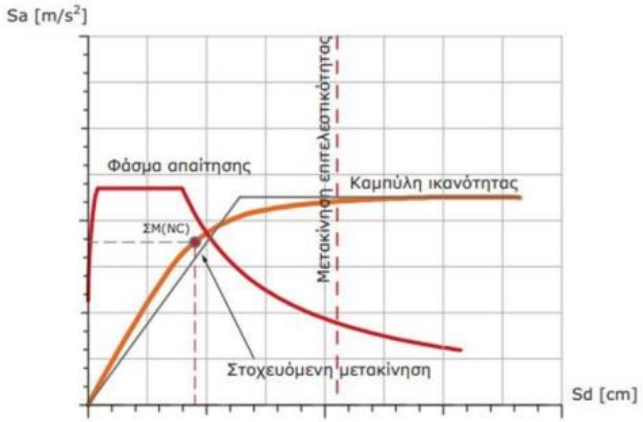
1) «Περιορισμένες βλάβες» (Α)
2) «Σημαντικές βλάβες» (Β)
3) «Οιονεί κατάρρευση» (Γ)

Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) που αφορά δράσεις ή αντιστάσεις, εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφισταμένου κτηρίου και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Η Σ.Α.Δ. δεν είναι αναγκαστικώς ενιαία για ολόκληρο το κτήριο. Προσδιορίζονται επιμέρους Σ.Α.Δ. για τις διάφορες επιμέρους κατηγορίες πληροφοριών. Διακρίνονται τρείς Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων:

i. «Υψηλή»
ii. «Ικανοποιητική»
iii. «Ανεκτή»

Βασικός στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτήριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Για κατ' εξοχήν πλάστιμα στοιχεία, οι τιμές των παραμορφώσεων αυτών συγκρίνονται απευθείας με τις αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού.[4],[1]

Ο έλεγχος γίνεται με βάση τις μετακινήσεις. Πιο αναλυτικά, για το γεγονός, αν η ικανότητα μετακίνησης της κατασκευής για τη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη. Η συγκεκριμένη διαδικασία περιλαμβάνει τον έλεγχο της θέσης της στοχευόμενης μετατόπισης, δηλαδή αν βρίσκεται αριστερά της διακεκομμένης γραμμής που συμβολίζει τη μετακίνηση για την αστοχία του πρώτου μέλους της κατασκευής, γεγονός που θα σήμαινε την επάρκειά της. Παρακάτω παρουσιάζεται το διάγραμμα όπου ικανοποιεί την συγκεκριμένη απαίτηση.[5]

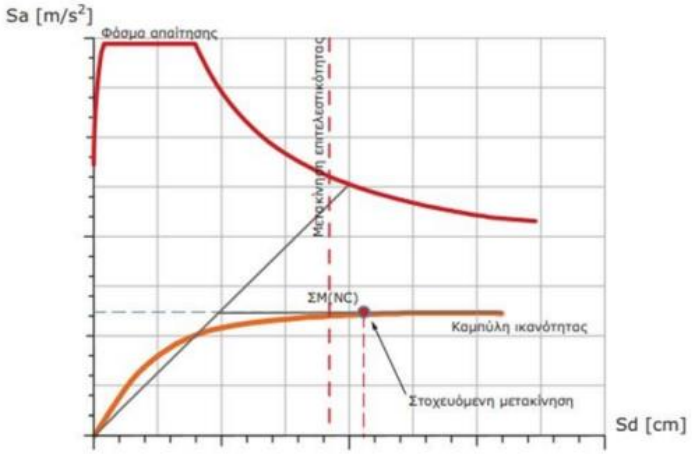


Εικόνα 1: Διάγραμμα τελικού ελέγχου επάρκειας κατασκευής.[5]

Ακολουθεί ο έλεγχος σε επίπεδο μέλους. Πραγματοποιείται η εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής, υπολογίζονται ξεχωριστά για κάθε μέλος οι γωνίες στροφής-χορδής που αντιστοιχούν στο βήμα επίλυσης όπου παρατηρείται η μετακίνηση αυτή. Ο λόγος της τιμής αυτής, προς την αντίστοιχη τιμή που ορίζει το κριτήριο επιτελεστικότητας, είναι ο συντελεστής επάρκειας της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας και αυτό ισχύει για τον έλεγχο επάρκειας σε κάμψη. Αντίθετα, ο λόγος της τέμνουσας του μέλους που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση προς την διατμητική αντοχή του μέλους, είναι ο λόγος επάρκειας σε διάτμηση και αφορά μόνο τη στάθμη επιτελεστικότητας Αποφυγή Κατάρρευσης (NC).

$\lambda = \theta / \theta_{lim}$
$\lambda = V / V$R
Στην περίπτωση που κάποιοι έλεγχοι επάρκειας υπερβούν τη μονάδα, η κατασκευή δεν πληροί τον καθολικό έλεγχο επάρκειας. Αυτό σημαίνει ότι απαιτείται επανασχεδιασμός του φορέα σε περίπτωση νέου δομήματος ή ενίσχυση σε περίπτωση υφιστάμενου. Ο στόχος επιτυγχάνεται με την εκπλήρωση όλων των στόχων επιτελεστικότητας και γίνεται ως εξής:

- Με την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής μέσω αύξησης των διαστάσεων των διατομών και του οπλισμού.
- Με την αύξηση της διατιθέμενης πλαστιμότητας της κατασκευής μέσω της καλύτερης περίσφιξης των διατομών.[5],[1]



Εικόνα 2: Διάγραμμα μη ικανοποίησης του ελέγχου επάρκειας.[5]

Αρχικά, πρέπει να τονιστεί ότι δεν μπορούμε να αποφύγουμε τις βλάβες στις κατασκευές έστω και αν ο σχεδιασμός είχε γίνει σύμφωνα με τους πιο σύγχρονους Κανονισμούς με άρτια μελέτη και κατασκευή. Το γεγονός αυτό, δεν οφείλεται μόνο στο βαθμό αξιοπιστίας των δεδομένων και ιδιαίτερα των σεισμικών ή στις παραδοχές εξιδανίκευσης και τις προσεγγίσεις του αναλυτικού προσομοιώματος. Επιπλέον, η φιλοσοφία των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών, επιτρέπει τις βλάβες όχι μόνο στα μη-φέροντα στοιχεία αλλά στο ίδιο το δομικό σύστημα. Επιπρόσθετα, αξίζει να τονιστεί ότι ο χρόνος διάρκειας κατασκευής του έργου είναι τεράστιος. Επίσης, πάνω από το 50% των διώροφων και τριώροφων κτηρίων έχουν χρόνο περάτωσης 10 χρόνια.[2]

Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί ότι συχνά οι ιδιοκτήτες κυρίως διώροφων οικοδομών φροντίζουν την αποπεράτωση του ορόφου που κατοικούν σε αντίθεση με το ισόγειο που παραμένει αδιαμόρφωτο. Εξαίρεση αποτελεί η περιοχή του συνήθως έκκεντρου κλιμακοστασίου μαζί με την είσοδο για τον όροφο, όπου χτίζονται οι τοιχοπληρώσεις αυξάνοντας έτσι ακόμη περισσότερο την ασυμμετρία κατανομής των δυσκαμψιών στο ισόγειο. Έτσι δημιουργείται:

- η περίπτωση μαλακού ορόφου και
- η δυσμενέστερη από σεισμικής απόψεως κατανομή των δυσκαμψιών

Επίσης, τα κτήρια με πυλωτή, όπου έχουμε την δημιουργία μαλακού ορόφου είναι ευάλωτα σε έναν ισχυρό σεισμό. Συμπληρώνουμε ότι τα «κοντά» υποστυλώματα καταπονούνται με μεγαλύτερη διατμητική ένταση λόγω της μεγαλύτερης δυσκαμψίας τους αλλά έχουν και

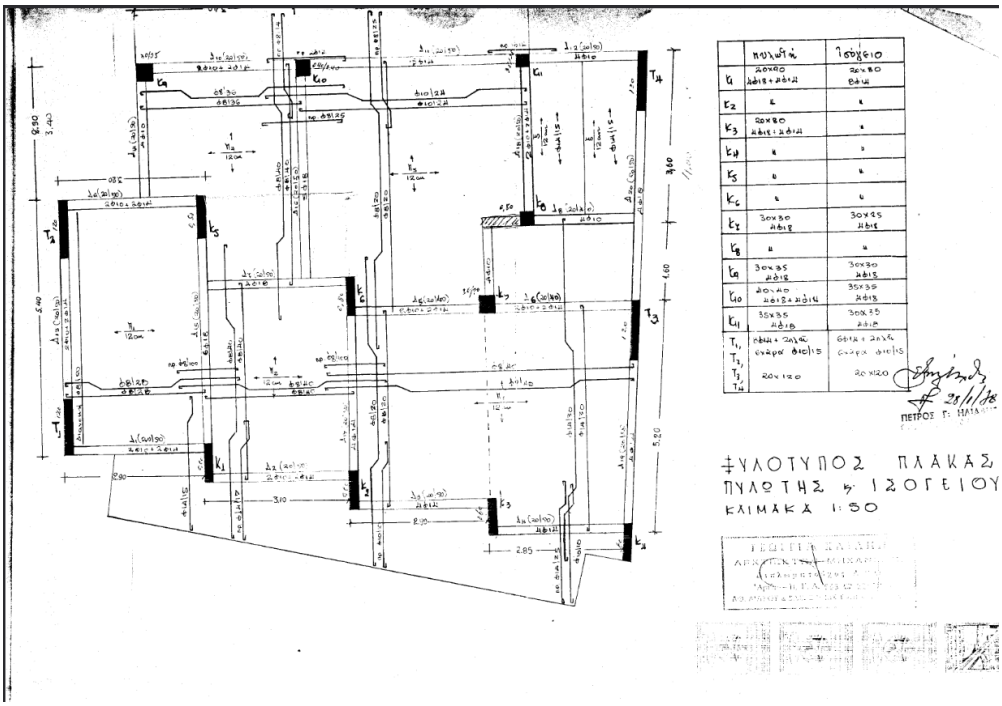
μικρότερη διατμητική αντοχή. Βέβαια, μπορούν να εμφανιστούν βλάβες λόγω δυσμενούς επίδρασης των τοιχοπληρώσεων στα περιβάλλοντα δομικά στοιχεία. Επίσης, βλάβες παρουσιάζονται όταν κατά τον σεισμό γίνεται πρόσκρουση με γειτονικό κτήριο ή εμφανίζονται προβλήματα στην θεμελίωση. Είναι σημαντικό να αναφέρουμε ότι μία κατηγορία βλαβών που δημιουργούνται στις κατασκευές οφείλεται στην επίδραση περιβαλλοντικών δράσεων, όπως για παράδειγμα οξείδωση των οπλισμών και αποφλοίωση του σκυροδέματος επικάλυψης.[2]

Η επιλογή της κατάλληλης λύσης για την επισκευή ή την ενίσχυση μιας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα απαιτεί να χρησιμοποιηθούν νέα υλικά και νέες τεχνολογίες σε συνδυασμό με τροποποιημένα παραδοσιακά υλικά. Συνοπτικά, στα υποστυλώματα διακρίνουμε δύο ειδών μεθόδους επισκευής: α) με χρήση ρητινενέσεων ή επισκευαστικών κονιαμάτων β) με καθαίρεση και αποκατάσταση των περιοχών βλάβης και η ενίσχυσή τους, βασίζεται σε δύο τεχνικές που αφορούν την ενεργή περίσφιγξη του στοιχείου και την αύξηση της διατομής του υποστυλώματος με νέες στρώσεις σκυροδέματος και νέους οπλισμούς, κατασκευάζοντας ένα μανδύα γύρω από το αρχικό στοιχείο. Η ενίσχυση με περίσφιξη επιτυγχάνεται είτε με χρήση μεταλλικού κλωβού είτε με χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών. Επίσης, ενίσχυση υποστυλωμάτων γίνεται και με την τεχνική της κατασκευής μανδυών σε υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος και επιτυγχάνει την αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητάς. Περιληπτικά, η ενίσχυση των δοκών γίνεται με κατασκευής μανδυών από οπλισμένο σκυρόδεμα που αποτελεί την καταλληλότερη μέθοδο για αύξηση της διατμητικής και καμπτικής αντοχής, με χρήση χιαστί κολάρων και με χρήση επικολλητών φύλλων από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή. Συνεχίζοντας, η ενίσχυση των τοιχωμάτων επιτυγχάνεται με την τεχνική της περίσφιγξης και την τεχνική των μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος. Προχωρώντας, ο τρόπος ενίσχυσης των στοιχείων θεμελίωσης στοχεύει στην αύξηση της επιφάνειας της βάσης των πεδίλων ή των πεδιλοδοκών μιας κατασκευής και εφαρμόζεται η τεχνική των μανδυών για ενίσχυση του φέροντος κατακόρυφου στοιχείου (υποστυλώματος ή τοιχώματος) ή η περιμετρική εκσκαφή κάτω από το παλαιό πέδιλο με προσωρινή στήριξη σ’ αυτήν την περιοχή, η οποία γίνεται με μεταλλικές διατομές Ι που ενσωματώνονται στο νέο στοιχείο.[2]

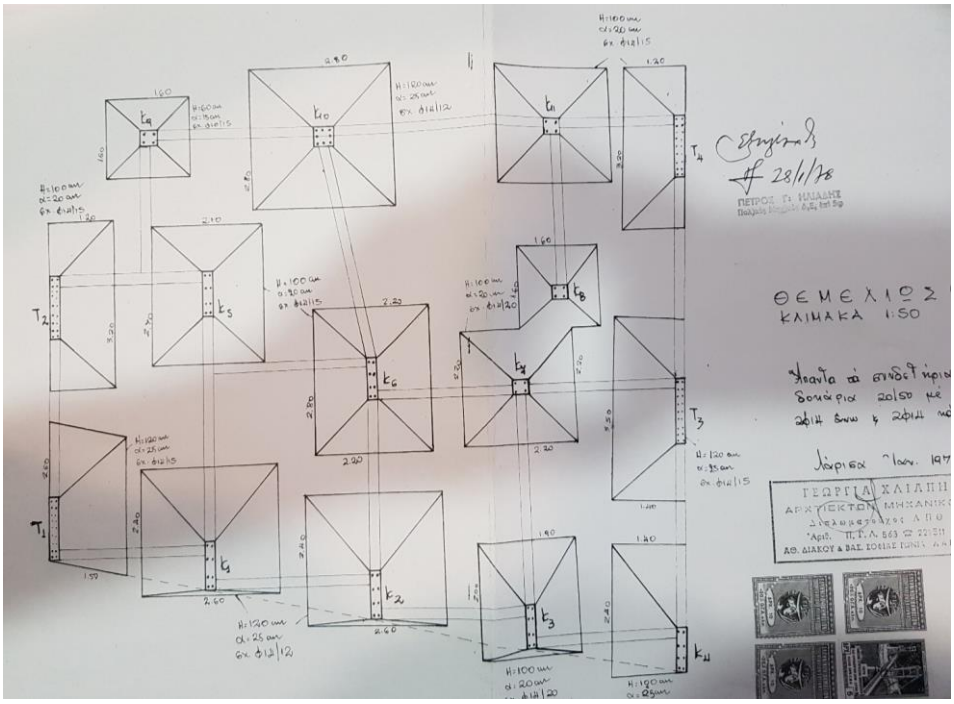
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Αντικείμενο της εργασίας αποτελεί μία σεισμόπληκτη κατασκευή στον Τύρναβο, Θεσσαλίας. Πρόκειται για ένα υφιστάμενο κτήριο οπλισμένου σκυροδέματος, το οποίο αποτελείται από ισόγειο-πυλωτή και δύο ορόφους. Το έτος κατασκευής του κτηρίου είναι το 1978. Η μελέτη του υφιστάμενου κτηρίου έγινε σύμφωνα με τον Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 και του Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων του 1959. Το συγκεκριμένο κτήριο έπειτα από τον σεισμό της Ελασσόνας, που πραγματοποιήθηκε στις 3 Μαρτίου 2021 και ήταν μεγέθους 6.3 βαθμών της κλίμακας Ρίχτερ, υπέστη σοβαρές βλάβες και καθίσταται ως σεισμόπληκτο. Επίσης, ο φέρων οργανισμός του κτηρίου αποτελείται από δοκούς, υποστυλώματα και τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος και ο οργανισμός πλήρωσης από οπτοπλινθοδομή.

Εικόνα 3: Υφιστάμενο κτήριο.



Εικόνα 4: Ξυλότυπος ισογείου υφιστάμενης κατασκευής.



Εικόνα 5: Ξυλότυπος θεμελίωσης υφιστάμενης κατασκευής

Με βάση τον ξυλότυπο, το στατικό τεύχος της μελέτης και μετρήσεις που έγιναν στο υφιστάμενο κτήριο αντλούνται οι παραδοχές περί φορτίων και ποιότητας των υλικών.

ΕΚΕΠ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΟ ΚΕΝΤΡΟ ΕΛΕΓΧΟΥ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ
Τηλ. 2410 / 661818, 2410 / 661919

Αριθμός Πρωτοκόλλου	276
Ημερομηνία Έκδοσης	12/11/2021

ΑΝΑΦΟΡΑ ΔΟΚΙΜΗΣ
ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΠΥΡΗΝΩΝ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ κατά Ε-7
ΤΟ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΤΕΛΕΙ ΥΠΟ ΤΗΝ ΕΠΟΠΤΕΙΑ ΤΟΥ ΥΠΕΧΩΔΕ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΔΟΚΙΜΗΣ

Πελάτης Customer	Γ. ΡΟΥΠΑΚΙΔΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΗ ΟΕ
Περιγραφή Δείγματος Sample Description	ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΟΙ ΠΥΡΗΝΕΣ ΣΚΛΗΡΥΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ
Κωδικός Δείγματος Sample Code Nr	1522-1524
Έργο Project	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ , ΚΟΛΟΒΕΤΣΙΟΥ ΑΘΑΝΑΣΙΟΥ, ΣΤΟΝ ΤΥΡΝΑΒΟ Ν. ΛΑΡΙΣΑΣ
Θέση Δειγματοληψίας Job Location	ΤΟΙΧΙΟ Κ12 , ΤΟΙΧΙΟ Κ 11 , ΤΟΙΧΙΟ Κ 7
Ημερομηνία Σκυροδέτησης Concrete Date	-
Ημερομηνία Δειγματοληψίας Date Sampled	8/11/2021
Ημερομηνία Δοκιμής Test Date	12/11/2021

Α/Α	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ D (cm)	ΥΨΟΣ H (cm)	ΒΑΡΟΣ ΠΥΡΗΝΑ (kgr)	ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΠΥΡΗΝΑ (kgr/m³)	ΦΟΡΤΙΟ ΘΡΑΥΣΗΣ (kN)
1522	10,00	10,10	1905	2402	**175,2**
1523	10,00	10,10	1913	2412	**163,9**
1524	10,00	10,10	1898	2393	**171,4**

Α/Α	Αντοχή πυρήνα (MPa)	H/D	L1	L2	L4	L2xL4	L1xL2xL4	Αντοχή κυλίνδρου 15x30cm (MPa)	L3	Αντοχή κύβου ακμής 15cm (MPa)
1522	22,3	1,01	0,852	0,959	1,03	0,988	0,842	18,8	1,217	**22,9**
1523	20,9	1,01	0,852	0,959	1,03	0,988	0,842	17,6	1,224	**21,5**
1524	21,8	1,01	0,852	0,959	1,03	0,988	0,842	18,4	1,220	**22,4**

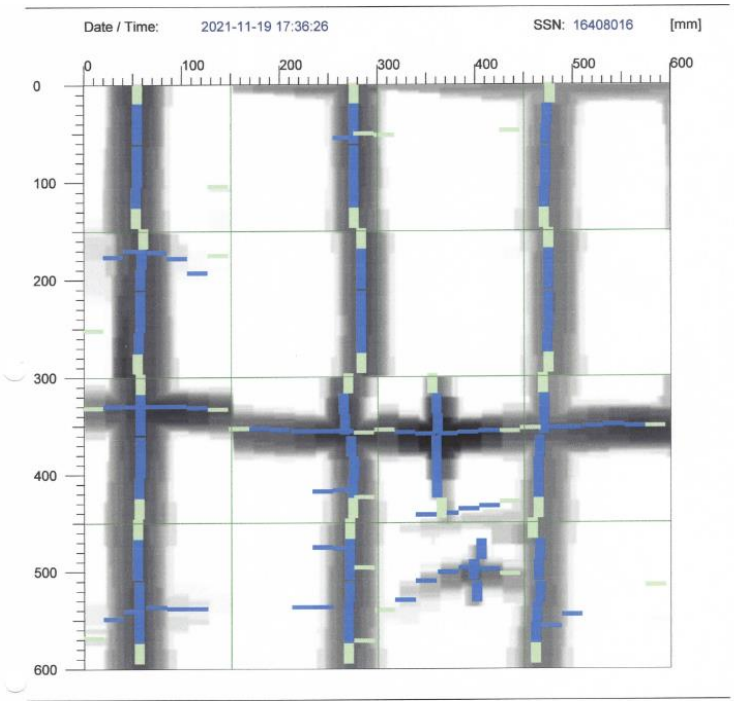
ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

x_6 = **22,3 MPa**	s = **0,7 MPa**	f_π = **21,2 MPa**
		20<21,2<25 (C 16/20) (C 20/25)

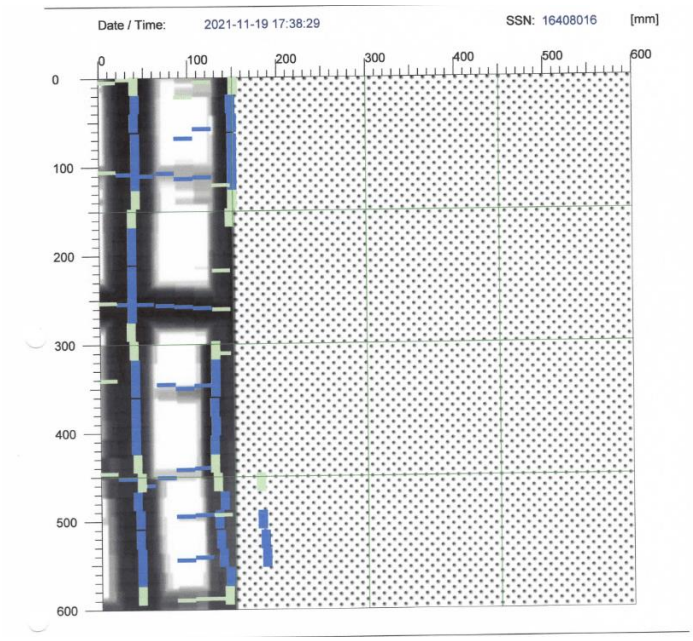
Σύμφωνα με την Εγκύκλιο Ε-7, η παρτίδα σκυροδέματος που αντιπροσωπεύεται από τους ανωτέρω πυρήνες, ανήκει στην κατηγορία σκυροδέματος C 16/20.

Εικόνα 6: Προσδιορισμός αντοχής σε θλίψη πυρήνων σκυροδέματος κατά Ε-7.

Από τον παραπάνω πίνακα συμπεραίνουμε ότι σύμφωνα με την Εγκύκλιο Ε-7, η παρτίδα σκυροδέματος που αντιπροσωπεύεται από τους ανωτέρω πυρήνες, ανήκει στην κατηγορία σκυροδέματος C16/20.



Εικόνα 7: Αποτύπωση υφιστάμενου οπλισμού.
Υποστύλωμα Κ2.



Εικόνα 8: Αποτύπωση υφιστάμενου οπλισμού.
Υποστύλωμα Κ2.

Οι παραπάνω εικόνες αναφέρονται σε μία δοκιμή που έγινε με το όργανο ελέγχου FERROSCANPS 200 (HILTI) και παρουσιάζει τον έλεγχο βάθους επικάλυψης οπλισμού σε στοιχεία από σκυρόδεμα καθώς και την αποτύπωση των υφιστάμενων ράβδων οπλισμού. Συγκεκριμένα, σύμφωνα με τον παλαιό ξυλότυπο (εικόνα: 4) απεικονίζει τον οπλισμό στο υποστύλωμα Κ2 του ισογείου. Ο οριζόντιος οπλισμός του υποστυλώματος είναι Φ6, ενώ ο κατακόρυφος οπλισμός Φ12. Σύμφωνα λοιπόν με τις παραπάνω εικόνες επιβεβαιώθηκαν οι οπλισμοί που φαίνονται στους ξυλοτύπους της παλαιάς μελέτης, ο δε εγκάρσιος οπλισμός που δεν αναφερόταν τους ξυλοτύπους, προέκυψε απ' την αποτύπωση ότι είναι Φ6/300.

Ακόμη, σύμφωνα με τα δεδομένα μελέτης της κατασκευής εντοπίζεται ότι η ποιότητα του χάλυβα είναι StI. Με βάση τα σημερινά δεδομένα εκτιμάται ποιότητας S220.
Τα φορτία της υφιστάμενης κατασκευής είναι τα εξής:

ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ	
gc Επικάλυψη:	
Πρόβολος	1.00 KN/m^2
Πλάκα	1.50 KN/m^2
gd Μόνιμο Κατανεμημένο:	
Πρόβολος	0.75 KN/m^2
Πλάκα	0.75 KN/m^2
gb Κονίαμα:	
Πρόβολος	0.00 KN/m^2
Πλάκα	0.00 KN/m^2
ΦΟΡΤΙΑ ΜΕΤΑΒΛΗΤΑ	
q Κινητό:	
Πρόβολος	5.00 KN/m^2
Πλάκα	2.00 KN/m^2

Πίνακας 2: Φορτία υφιστάμενης κατασκευής.

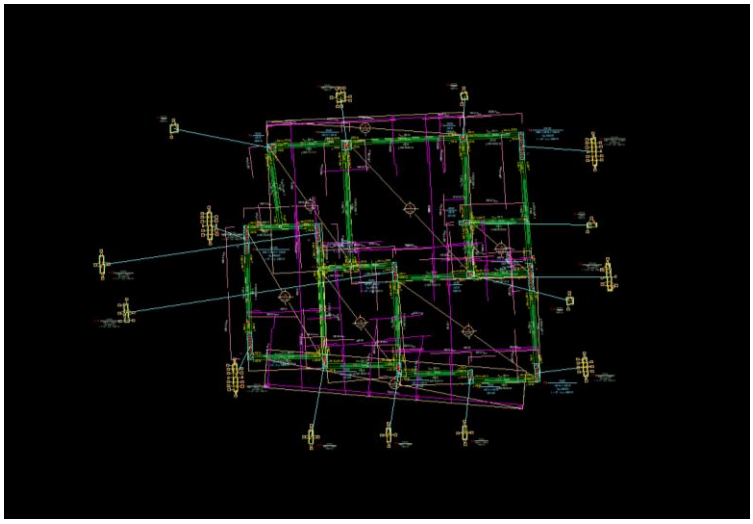
Σύμφωνα με τα δεδομένα του κτηρίου η επιτρεπόμενη τάση του εδάφους είναι $\sigma_{\varepsilon\pi.}$= 250 KN/m^2 . Επίσης, ο δείκτης εδάφους προκύπτει Ks= 45000 KN/m^3 .

Η Ελλάδα είναι μία σεισμογενής χώρα και γι' αυτό τον λόγο υποδιαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I, II και III, τα όρια των οποίων φαίνονται στον Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας, ο οποίος αναθεωρήθηκε και οι τροποποιήσεις του αναγράφονται στο ΦΕΚ1154/Β` 12.8.2003. Συγκεκριμένα, η κατασκευή που μελετάμε βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I, με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση agR=0,16g.

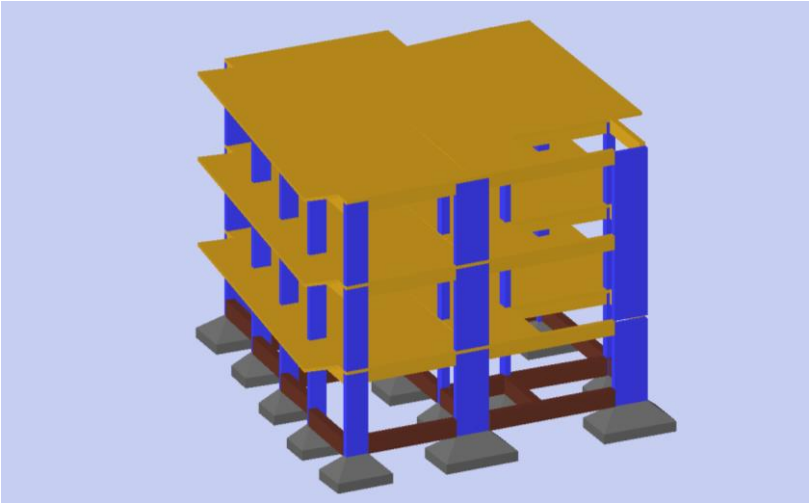
Το υφιστάμενο κτήριο ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτήρια) με συντελεστή σπουδαιότητας γI=1.00. Στην συγκεκριμένη υφιστάμενη κατασκευή, με βάση τα δεδομένα των ξυλοτύπων, πυρήνων και στατικών μελετών που διαθέτουμε από παλαιά η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων λήφθηκε «Ικανοποιητική».

3. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

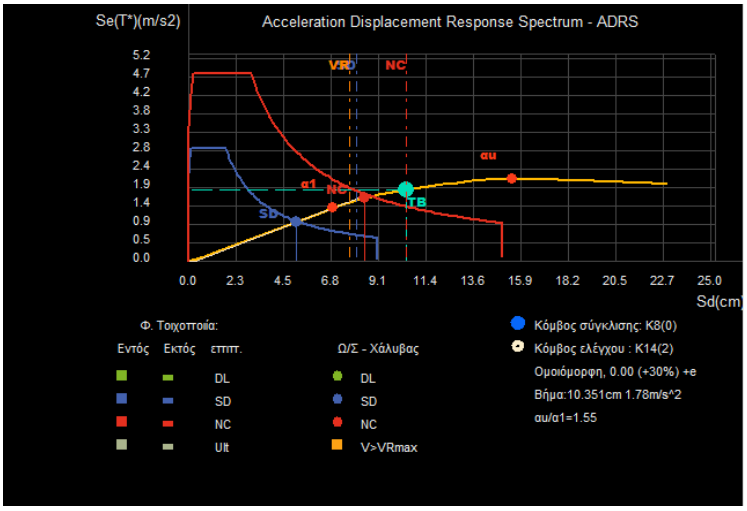
Η παρακάτω όπλιση του κτηρίου που αποτέλεσε εργαλείο και με ελάχιστες τροποποιήσεις εισήγαμε τους πραγματικούς υφιστάμενους οπλισμούς σύμφωνα με τους οποίους θα γίνει η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής.



Εικόνα 9: Ξυλότυπος ισογείου.
Απεικόνιση με το λογισμικό FespaC & FespaR έκδοση 8.1.0.22



Εικόνα 10: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτηρίου.
Απεικόνιση με το λογισμικό FespaC & FespaR έκδοση 8.1.0.22



Εικόνα 11: Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας.
Απεικόνιση με το λογισμικό FespaC & FespaR έκδοση 8.1.0.22

Στο παραπάνω διάγραμμα παρατηρείται ότι η μπλε κουκίδα που αντιστοιχεί σε στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη SD είναι πιο αριστερά από την αντίστοιχη διακεκομμένη γραμμή η οποία αντιστοιχεί στην ικανότητα μετακίνησης του κτηρίου για τη στάθμη SD. Ακόμη, βλέπουμε στα διαγράμματα ότι η γαλάζια κουκίδα, η οποία αντιστοιχεί σε στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη NC είναι πιο αριστερά από την αντίστοιχη διακεκομμένη γραμμή, που αντιστοιχεί στην ικανότητα μετακίνησης του κτηρίου της στάθμης αυτής. Τέλος, παρατηρείται ότι έχουμε διατμητική αστοχία του κτηρίου, καθώς η διακεκομμένη γραμμή VR (διατμητική αστοχία) στο διάγραμμα ADRS βρίσκεται πριν από την κουκίδα της στοχευόμενης μετακίνησης της στάθμης επιτελεστικότητας NC και από αυτό συμπεραίνουμε ότι απαιτείται ενίσχυση του κτηρίου.

Στάθμη επιτελεστικότητας SD

1. Στοχευόμενη μετακίνηση dt

X:	+6.0cm	0°-30%·270° +eZ, Ιδιομορφική	Z:	+4.0cm	90°-30%·180° +eX, Ιδιομορφική
	-5.6cm	180°+30%·90° -eZ, Ιδιομορφική		-3.7cm	270°+30%·0° -eX, Ιδιομορφική

2. Στοχευόμενη πλαστιμότητα (για ανασχεδιασμό)

Περίοδος μονοβάθμιου συστήματος	$T^*(s)$	=	0.78	
Συντελεστής συμπεριφοράς πλαστιμότητας	$q_u (\equiv q_n)$	=	1.00	
Παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας	**max μ_d**	=	**1.00**	270°-30%·180° -eX, Ιδιομορφική

3. Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q (για αποτίμηση)

Πλαστιμότητας q_u ($\equiv q_n$) και υπεραντοχής q_s ($\equiv q_u$)	q_u	=	1.04	q_s =	1.10	
Διαθέσιμος συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς	**min q**	=	$q_u \cdot q_s$	=	**1.14**	180°-30%·270° -eZ, Ομοιόμορφη

4. Επιρροή ανελαστικής συμπεριφοράς, *[ΚΑΝΕΠΕ, §5.7.4.2]*

Λόγος ανελαστικών μετατοπίσεων	**maxC_1**	≡	μ_d / q_u	
	= 1.00 / 1.00	=	**1.00**	270°-30%·180° -eX, Ιδιομορφική

5. Ικανότητα επιτάχυνσης για λmax = 1

	maxa_g(SD)	=	**0.145**	0°-30%·270° -eZ, Ιδιομορφική

6. Στόχοι αποτίμησης, *[ΚΑΝΕΠΕ, §2.2.1]*

	$\max a_g / a_{gR} = (\max T_R / T_{LR})^{1/k} \therefore \max T_R = (\max a_g / a_{gR})^k \cdot T_{LR}$					[EC8-2 (A.3)]
Περίοδος επαναφοράς SD	**maxT_R(SD)** = $(0.145/0.160)^{2.4} \cdot 475$	=	**376 έτη**	>	140 (ok)	
	$P = 1 - e^{-T_L/\max T_R}$					[EC8-1§2.1(1)]
Πιθανότητα υπέρβασης SD σε 50 έτη	**P(SD)** = $1 - e^{-50/376}$	=	**12.46%**	<	30% (ok)	
Στόχος που ικανοποιείται:	**B2** : P(SD) < 50%					[ΚΑΝΕΠΕ Πίν. 2.1]

Πίνακας 3: Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων για την στάθμη επιτελεστικότητας SD (Προστασία Ζωής). Απεικόνιση με το λογισμικό FespaC & FespaR έκδοση 8.1.0.22

Στάθμη επιτελεστικότητας NC

1. Στοχευόμενη μετακίνηση dt

X:	+9.8cm	0°-30%·270° +eZ, Ιδιομορφική	Z:	+6.6cm	90°-30%·180° +eX, Ιδιομορφική
	-9.5cm	180°+30%·90° -eZ, Ιδιομορφική		-6.3cm	270°+30%·0° -eX, Ιδιομορφική

2. Στοχευόμενη πλαστιμότητα (για ανασχεδιασμό)

Περίοδος μονοβάθμιου συστήματος	$T^*(s)$	=	1.43	
Συντελεστής συμπεριφοράς πλαστιμότητας	$q_u (\equiv q_n)$	=	1.05	
Παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας	**max μ_d**	=	**1.05**	0°+30%·90° +eZ, Ομοιόμορφη

3. Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q (για αποτίμηση)

Πλαστιμότητας q_u ($\equiv q_n$) και υπεραντοχής q_s ($\equiv q_u$)	q_u	=	1.13	q_s =	1.29		
Διαθέσιμος συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς	**min q**	=	$q_u \cdot q_s$	=	**1.47**		180°+30%·90° -eZ, Ομοιόμορφη

4. Επιρροή ανελαστικής συμπεριφοράς, *[ΚΑΝΕΠΕ, §5.7.4.2]*

Λόγος ανελαστικών μετατοπίσεων	**maxC_1**	≡	μ_d / q_u	
	= 1.04 / 1.04	=	**1.00**	270°-30%·180° -eX, Ιδιομορφική

5. Ικανότητα επιτάχυνσης για λmax = 1

	maxa_g(NC)	=	**0.191**	0°-30%·270° -eZ, Ιδιομορφική
	maxa_g(VR)	=	**0.120**	270°-30%·180° -eX, Ιδιομορφική

6. Στόχοι αποτίμησης, *[ΚΑΝΕΠΕ, §2.2.1]*

$$\max a_g / a_{gR} = (\max T_R / T_{LR})^{1/k} \therefore \max T_R = (\max a_g / a_{gR})^k \cdot T_{LR}$$ *[EC8-2 (A.3)]*

Περίοδος επαναφοράς NC	**maxT_R(NC)** = $(0.191/0.160)^{2.4} \cdot 475$ =	**725 έτη**	>	475 (ok)	
Περίοδος επαναφοράς VR	**maxT_R(VR)** = $(0.120/0.160)^{2.4} \cdot 475$ =	**239 έτη**	<	475 !	

$$P = 1 - e^{-T_L/\max T_R}$$ *[EC8-1§2.1(1)]*

Πιθανότητα υπέρβασης NC σε 50 έτη	**P(NC)** = $1 - e^{-50/725}$ =	**6.67%**	<	10% (ok)	
Πιθανότητα υπέρβασης VR σε 50 έτη	**P(VR)** = $1 - e^{-50/239}$ =	**18.84%**	>	10% !	

Στόχος που ικανοποιείται: **Γ2** : P(NC), P(VR) < 50% *[ΚΑΝΕΠΕ Πίν. 2.1]*

Πίνακας 4: Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων για την στάθμη επιτελεστικότητας NC (Αποφυγή Κατάρρευσης).
Απεικόνιση με το λογισμικό FespaC & FespaR έκδοση 8.1.0.22

Η έκδοση του λογισμικού είχε τις διατάξεις της 2ης έκδοσης του ΚΑΝ.ΕΠΕ, ωστόσο έγιναν συγκρίσεις και με τους στόχους της 3ης έκδοσης του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Οι παραπάνω πίνακες είναι με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2η αναθεώρηση 2017). Με βάση τα αποτελέσματα της αποτίμησης του κτηρίου διαπιστώθηκε ανεπάρκεια του φορέα για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC (Αποφυγή Κατάρρευσης) με στόχο Γ1 για κτήρια σπουδαιότητας ΙΙ.

Από τους πίνακες αντλούμε τις εξής πληροφορίες:

- η στάθμη επιτελεστικότητας SD (Σημαντικές Βλάβες) επιτυγχάνεται για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη 12.46 % < 50% και περίοδο επαναφοράς 376 έτη >140 έτη που σημαίνει ότι ικανοποιείται ο στόχος Β2.
- για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC (Αποφυγή Κατάρρευσης) δεν ικανοποιείται ο στόχος Γ1. Παρατηρούμε διατμητική αστοχία του κτηρίου για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη 18.84 % > 10% και περίοδο επαναφοράς 239 έτη < 475 έτη.
- ο φορέας χρειάζεται κάποιο είδος ενίσχυσης, αν όχι συνολικά, τουλάχιστον στα μέλη που εμφάνισαν ανεπάρκειες.

Κατά την πρόσφατη αναθεώρηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (3η αναθεώρηση 2022) ορίζονται περισσότερες σεισμικές κλάσεις σύμφωνα με τους παρακάτω πίνακες. Από τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν παραπάνω για στάθμη επιτελεστικότητας SD «Σημαντικές Βλάβες» συμπεραίνουμε ότι το κτήριο επιτυγχάνει τον στόχο Β2+ που αντιστοιχεί σε σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 20% στα 50 έτη (περίοδο επαναφοράς 225 έτη). Για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC (Αποφυγή Κατάρρευσης) επιτυγχάνεται , ο στόχος Γ2+ που αντιστοιχεί και πάλι σε σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 20% στα 50 έτη (περίοδο

επαναφοράς 225 έτη), ο οποίος είναι όμως χαμηλότερος απ' τον ελάχιστο απαιτούμενο που για κτήρια κατηγορίας σπουδαιότητας ΙΙ είναι ο Γ1 (σεισμός με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη και περίοδο επαναφοράς 475 έτη). Συμπερασματικά λοιπόν, το κτήριο χρειάζεται ενίσχυση.

$\alpha_g / \alpha_{g,ref}$	Στάθμη Επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
	Α «Περιορισμένες Βλάβες»	Β «Σημαντικές Βλάβες»	Γ «Οιονεί Κατάρρευση»
1.80	**Α0**	**Β0**	**Γ0**
1.30	**Α1+**	**Β1+**	**Γ1+**
1.00	**Α1**	**Β1**	**Γ1**
0.75	**Α2+**	**Β2+**	**Γ2+**
0.60	**Α2**	**Β2**	**Γ2**
0.45	**Α3+**	**Β3+**	**Γ3+**
0.35	**Α3**	**Β3**	**Γ3**
0.25	**Α4+**	**Β4+**	**Γ4+**
<0.25	**Α4**	**Β4**	**Γ4**

Πίνακας 5: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Φέροντος Οργανισμού ΚΑΝ.ΕΠΕ.[4]

Περίοδος Επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	$\alpha_g / \alpha_{g,ref}$
2475	2%	1.80
975	5%	1.30
475	**10%**	**1.00**
225	20%	0.75
135	**30%**	**0.60**
70	50%	0.45
40	70%	0.35
20	90%	0.25
<20	>90%	<0.25

Πίνακας 6: Ενδεικτική συσχέτιση περιόδου επαναφοράς και πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης με την αντίστοιχη ανηγμένη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση. ΚΑΝ.ΕΠΕ.[4]

4. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Με βάση τα αποτελέσματα της μελέτης αποτίμησης ο φορέας της υφιστάμενης κατασκευής παρουσιάζει ανάγκες ενίσχυσης έναντι διάτμησης. Σημειώνεται ότι, στα παρακάτω δομικά στοιχεία που θα αναφερθούν, η αρίθμηση τους διατυπώνεται με βάση τον ξυλότυπο της αποτίμησης του προγράμματος FESPA (βλέπε εικόνα: 9,12). Συγκεκριμένα, αστόχησαν τα εξής μέλη δοκών:

- Στο ισόγειο: Δ5.1 (0), Δ6.1 (0), Δ11.1(0), και Δ16.1(0)
- Στον Α' όροφο: Δ5.1 (1), Δ6.1 (1) και Δ11.1(1)

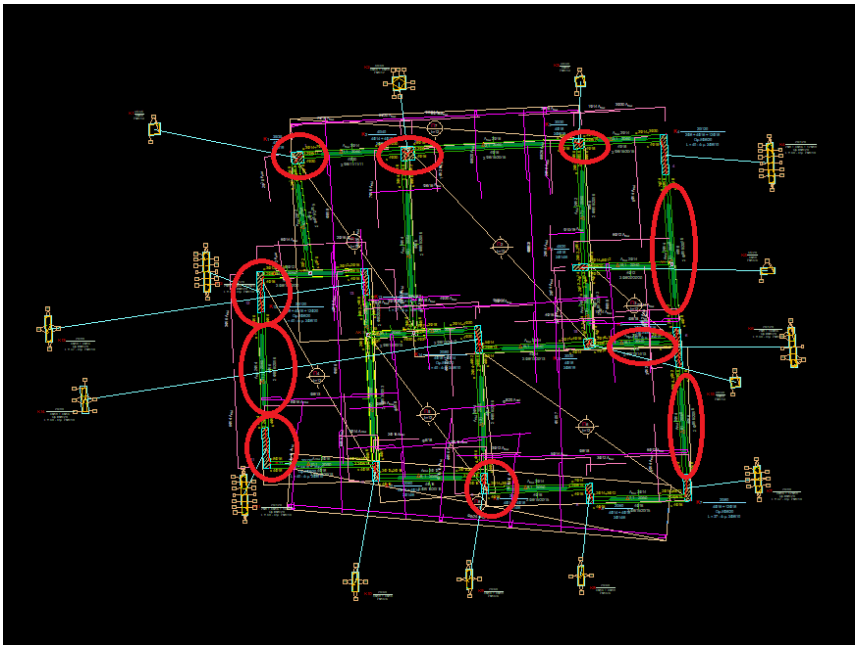
Επίσης, παρατηρούμε ότι η δοκός Δ11.1(2) στους λόγους επάρκειας πλησιάζει την μονάδα και είναι αναγκαίο να ενισχυθεί έναντι διάτμησης. Τα αναφερόμενα οριζόντια στοιχεία του φέροντα οργανισμού θα ενισχυθούν με ινοπλισμένα πολυμερή (FRP).

Σημειώνουμε ότι δεν χρειάστηκαν ενισχύσεις στην θεμελίωση.

Επίσης, τα μέλη των υποστυλωμάτων που αστόχησαν έναντι διάτμησης είναι τα εξής:

- Στο ισόγειο: Κ1 (0), Κ2(0), Κ3(0)
- Στον Α' όροφο: Κ1 (1), Κ2(1), Κ3(1)

Ακόμη, παρατηρώντας τα αποτελέσματα της αποτίμησης διαπιστώνουμε ότι το υποστύλωμα Κ3(2) του Β' ορόφου πλησιάζει στους λόγους επάρκειας την μονάδα και συνεπώς θα ενισχυθεί. Τα παραπάνω υποστυλώματα θα ενισχυθούν με ινοπλισμένα πολυμερή (FRP). Επιπροσθέτως, με βάση τα στοιχεία που έχουμε από την κατάσταση του σεισμόπληκτου κτηρίου και κυρίως το φωτογραφικό υλικό, που απεικονίζεται παρακάτω, χρήζουν ενίσχυση τα υποστυλώματα Κ9 (0), Κ11(0) και Κ12(0) (αρίθμηση σύμφωνα με την εικόνα 9,12). Στην εικόνα 12 φαίνονται (κάτοψη ισογείου) φαίνονται τα στοιχεία που ενισχύθηκαν.



Εικόνα 12: Κάτοψη ισογείου με τα στοιχεία που χρειάζονται ενίσχυση.
Λογισμικό FespaC & FespaR έκδοση 8.1.0.22

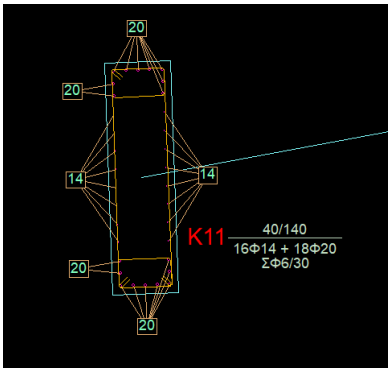
Εικόνα 13: Υποστύλωμα Ισογείου Κ11.

Εικόνα 14: Υποστύλωμα Ισογείου Κ11.

Εικόνα 15: Υποστύλωμα Ισογείου Κ12.

Εικόνα 16: Υποστύλωμα Ισογείου Κ9.

Τα υποστυλώματα Κ11 και Κ12 που είδαμε στις παραπάνω φωτογραφίες (αρίθμηση υποστυλωμάτων βλέπε εικόνα: 9,12) θα ενισχυθούν με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Το υποστύλωμα Κ11 ενισχύεται με μανδύα 10 εκατοστά εκτοξευόμενου σκυροδέματος C25/30 και το μέλος χαρακτηρίζεται ως Ενισχυόμενο. Η υφιστάμενη διατομή του υποστυλώματος Κ11 είχε διαστάσεις 20/120. Η διατομή με την εφαρμογή ενίσχυσης μανδύα 10 εκατοστών εκτοξευόμενου σκυροδέματος έχει πλέον διαστάσεις 40/140 και διαθέτει ράβδους οπλισμού 16Φ14 + 18Φ20.

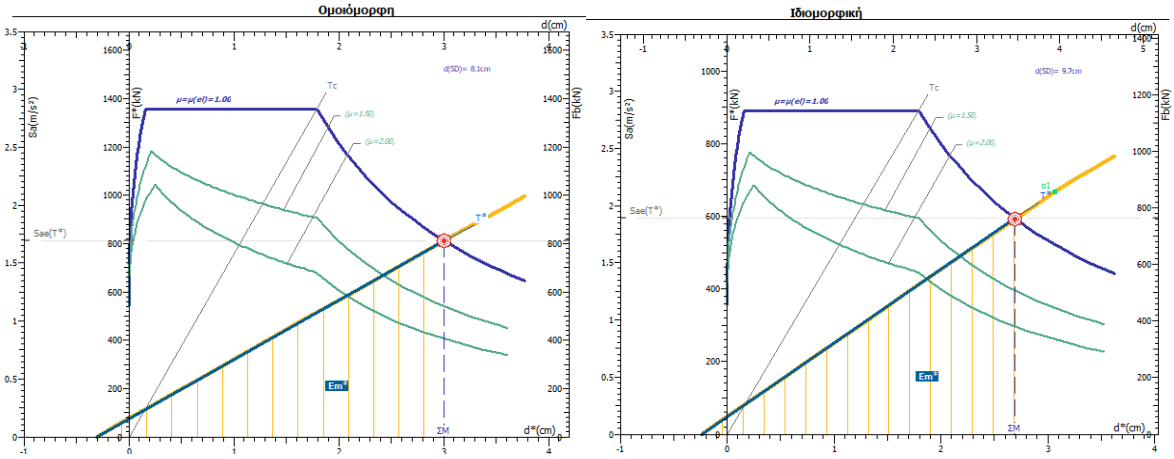


Εικόνα 17: Διατομή ενισχυόμενου υποστυλώματος Κ11.
Λογισμικό FespaC & FespaR έκδοση 8.1.0.22

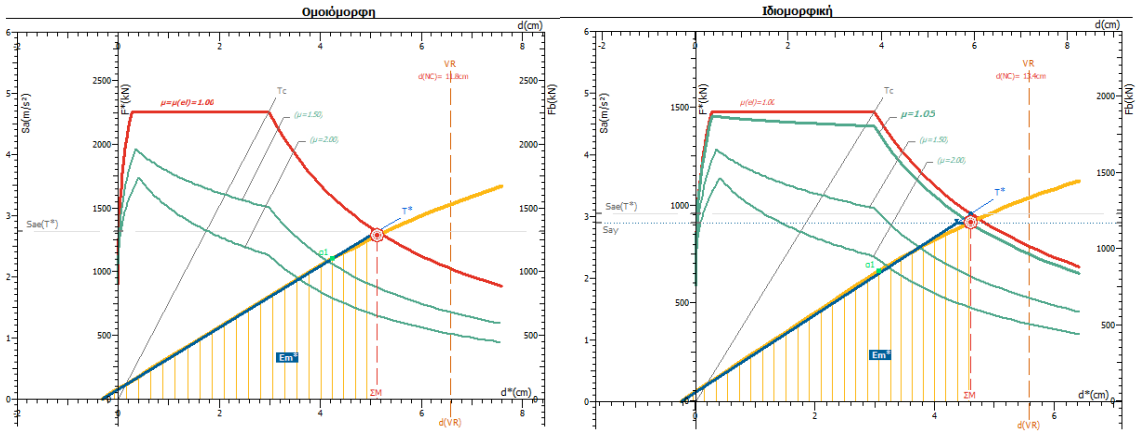
Επίσης το υποστύλωμα Κ9 (αρίθμηση υποστυλωμάτων βλέπε εικόνα: 9,12) όπως είδαμε στις παραπάνω εικόνες θα ενισχυθεί με ινοπλισμένα πολυμερή (FRP).
Στην παρακάτω εικόνα εμφανίζονται οι λεπτομέρειες των βλήτρων. Συγκεκριμένα, για τα υποστυλώματα Κ11(0) και Κ12(0) που ενισχύονται με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 10 εκατοστών προτείνονται ανά παρειά βλήτρα 5Φ14 ανά μικρή πλευρά 20 εκατοστών υφιστάμενου και 24Φ14 ανά μεγάλη πλευρά 120 εκατοστών υφιστάμενου τοιχώματος.

Εικόνα 18: Λεπτομέρειες τοποθετούμενων βλήτρων.
Λογισμικό FespaC & FespaR έκδοση 8.1.0.22

Μετά την ενίσχυση των μελών, όπως θα διαπιστώσουμε στα παρακάτω διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας [EC8, Παρ. B], το κτήριο είναι επαρκές. Παρατηρώντας τα διαγράμματα, βλέπουμε ότι τόσο στην στάθμη επιτελεστικότητας SD (Προστασία Ζωής), τόσο και στην στάθμη επιτελεστικότητας NC (Αποφυγή Κατάρρευσης), η διακεκομμένη γραμμή SD και η διακεκομμένη γραμμή VR αντίστοιχα βρίσκονται πιο δεξιά από την στοχευόμενη μετακίνηση, γεγονός που υποδηλώνει την επάρκεια της κατασκευής μας.



Διαγράμματα Απαίτησης - Ικανότητας [EC8, Παρ. B]. SD, κατεύθυνση 270°-30%·180° -eX.



Διαγράμματα Απαίτησης - Ικανότητας [EC8, Παρ. B]. NC, κατεύθυνση 270°-30%·180° -eX.

Η έκδοση του λογισμικού είχε τις διατάξεις της 2ης έκδοσης του ΚΑΝ.ΕΠΕ, ωστόσο έγιναν συγκρίσεις και με τους στόχους της 3ης έκδοσης του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για τον ενισχυόμενο φορέα οι παρακάτω συγκεντρωτικοί πίνακες των στάθμεων επιτελεστικότητας με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2η αναθεώρηση 2017) δείχνουν ότι ικανοποιείται ο στόχος B2 με πιθανότητα

υπέρβασης SD 50% στα 50 έτη. Πιο αναλυτικά, λαμβάνουμε πιθανότητα υπέρβασης 10.46% μικρότερη από το 50%. Ακόμη, με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (3η αναθεώρηση 2022), ικανοποιείται ο στόχος Β2+ που αντιστοιχεί σε σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 20% στα 50 έτη και οριακά δεν ικανοποιείται ο στόχος Β1 που αντιστοιχεί σε σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη (έχουμε πιθανότητα 10.46% > 10%). Στην περίπτωση της στάθμης NC, για τον ενισχυόμενο φορέα επιτυγχάνεται ο στόχος Γ1 για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2η αναθεώρηση 2017) καθώς λαμβάνουμε πιθανότητα υπέρβασης VR 8.37 % μικρότερη του 10%. Το ίδιο ισχύει και για τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (3η αναθεώρηση 2022), όπου επιτυγχάνεται ο στόχος Γ1 καθώς λαμβάνουμε πιθανότητα υπέρβασης VR 8.37 % < 10%. Δεν επιτυγχάνεται ο στόχος Γ1+ που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 5% στα 50 έτη. Δεδομένου όμως ότι η ελάχιστη απαίτηση για κτήριο σπουδαιότητας ΙΙ είναι οι στόχοι Β2 και Γ1, συμπεραίνουμε ότι το ενισχυμένο κτήριο πληροί τους στόχους σχεδιασμού.

Στάθμη επιτελεστικότητας SD

1. Στοχευόμενη μετακίνηση dt

X:	+5.6cm	0°-30%·270° +eZ, Ιδιομορφική	Z:	+3.9cm	90°-30%·180° +eX, Ιδιομορφική
	-5.2cm	180°+30%·90° -eZ, Ιδιομορφική		-3.6cm	270°+30%·0° +eX, Ιδιομορφική

2. Στοχευόμενη πλαστιμότητα (για ανασχεδιασμό)

Περίοδος μονοβάθμιου συστήματος	T*(s)	=	0.75	
Συντελεστής συμπεριφοράς πλαστιμότητας	q_u (≡q_n)	=	1.00	
Παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας	**max μ_d**	=	**1.00**	270°-30%·180° -eX, Ιδιομορφική

3. Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q (για αποτίμηση)

Πλαστιμότητας q_u (≡q_n) και υπεραντοχής q_s (≡q_u)	q_u	=	1.00	q_s =	1.10	
Διαθέσιμος συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς	**min q**	=	$q_u \cdot q_s$	=	**1.10**	0°+30%·90° +eZ, Ομοιόμορφη

4. Επιρροή ανελαστικής συμπεριφοράς, *[ΚΑΝΕΠΕ, §5.7.4.2]*

Λόγος ανελαστικών μετατοπίσεων	**maxC_1**	≡	μ_d / q_u	
	= 1.00 / 1.00	=	**1.00**	270°-30%·180° -eX, Ιδιομορφική

5. Ικανότητα επιτάχυνσης για λmax = 1

	maxa_g(SD)	=	**0.157**	0°+30%·90° +eZ, Ιδιομορφική

6. Στόχοι αποτίμησης, *[ΚΑΝΕΠΕ, §2.2.1]*

	maxa_g / a_{gR} = (max T_R / T_{LR})$^{1/k}$ ∴ maxT_R = (max a_g / a_{gR})^k·T_{LR}				[EC8-2 (A.3)]
Περίοδος επαναφοράς SD	**maxT_R(SD)** = (0.157/0.160)$^{2.4}$· 475 =		**453 έτη**	>	140 (ok)
	P = 1 - e$^{-T_L/\max T_R}$				[EC8-1§2.1(1)]
Πιθανότητα υπέρβασης SD σε 50 έτη	**P(SD)** = 1 - e$^{-50/453}$	=	**10.46%**	<	30% (ok)
Στόχος που ικανοποιείται:	**B2** : P(SD) < 50%				[ΚΑΝΕΠΕ Πίν. 2.1]

Πίνακας 7: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα Απαίτησης-Ικανότητας των 32 αναλύσεων. Στάθμη επιτελεστικότητας SD. Ενισχυμένος φορέας κατασκευής.
Λογισμικό FespaC & FespaR έκδοση 8.1.0.22

Στάθμη επιτελεστικότητας NC

1. Στοχευόμενη μετακίνηση dt

X:	+9.2cm	0°-30%·270° +eZ, Ιδιομορφική	Z:	+6.4cm	90°-30%·180° -eX, Ιδιομορφική
	-8.8cm	180°+30%·90° -eZ, Ιδιομορφική		-6.1cm	270°+30%·0° +eX, Ιδιομορφική

2. Στοχευόμενη πλαστιμότητα (για ανασχεδιασμό)

Περίοδος μονοβάθμιου συστήματος	$T^*(s)$	=	0.80	
Συντελεστής συμπεριφοράς πλαστιμότητας	$q_u(\equiv q_n)$	=	1.06	
Παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας	**max μ_d**	=	**1.06**	270°+30%·0° +eX, Ιδιομορφική

3. Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q (για αποτίμηση)

Πλαστιμότητας q_u ($\equiv q_n$) και υπεραντοχής q_s ($\equiv q_u$)	q_u	=	1.06	q_s =	1.33	
Διαθέσιμος συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς	**min q**	=	$q_u \cdot q_s$	=	**1.41**	0°+30%·90° +eZ, Ομοιόμορφη

4. Επιρροή ανελαστικής συμπεριφοράς, *[ΚΑΝΕΠΕ, §5.7.4.2]*

Λόγος ανελαστικών μετατοπίσεων	**maxC_1**	≡	μ_d / q_u	
	= 1.05 / 1.05	=	**1.00**	270°-30%·180° -eX, Ιδιομορφική

5. Ικανότητα επιτάχυνσης για λmax = 1

maxa_g(NC)	=	**0.200**	0°+30%·90° +eZ, Ιδιομορφική
maxa_g(VR)	=	**0.173**	0°-30%·270° -eZ, Ιδιομορφική

6. Στόχοι αποτίμησης, *[ΚΑΝΕΠΕ, §2.2.1]*

$\max a_g / a_{gR} = (\max T_R / T_{LR})^{1/k} \therefore \max T_R = (\max a_g / a_{gR})^k \cdot T_{LR}$ *[EC8-2 (A.3)]*

Περίοδος επαναφοράς NC	**maxT_R(NC)** = (0.200/0.160) $^{2.4}$· 475 =	**815 έτη**	>	475 (ok)	
Περίοδος επαναφοράς VR	**maxT_R(VR)** = (0.173/0.160) $^{2.4}$· 475 =	**572 έτη**	>	475 (ok)	

$P = 1 - e^{-T_L/\max T_R}$ *[EC8-1§2.1(1)]*

Πιθανότητα υπέρβασης NC σε 50 έτη	**P(NC)** = $1 - e^{-50/815}$ =	**5.95%**	<	10% (ok)	
Πιθανότητα υπέρβασης VR σε 50 έτη	**P(VR)** = $1 - e^{-50/572}$ =	**8.37%**	<	10% (ok)	

Στόχοι που ικανοποιούνται: **Γ1** : P(NC), P(VR) < 10% και **Γ2** : P(NC), P(VR) < 50% *[ΚΑΝΕΠΕ Πίν. 2.1]*

Πίνακας 8: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα Απαίτησης-Ικανότητας των 32 αναλύσεων. Στάθμη επιτελεστικότητας NC. Ενισχυμένος φορέας κατασκευής.
Λογισμικό FespaC & FespaR έκδοση 8.1.0.22

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συνοψίζοντας το αντικείμενο της παρούσας εργασίας ήταν η αποτίμηση και η ενίσχυση ενός τριώροφου σεισμόπληκτου κτηρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα στον Τύρναβο, Θεσσαλίας. Με την βοήθεια του λογισμικού FESPA, της εταιρείας LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗΣ, έγινε η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής. Στόχος της ανελαστικής ανάλυσης είναι η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής, η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς της και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες κανονισμούς. Τα αποτελέσματα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover) του κτηρίου έδειξαν την ανεπάρκεια του κτηρίου έναντι διάτμησης, ικανοποιώντας τον στόχο Β2 αλλά αποτυγχάνοντας την επίτευξη του στόχου Γ1 για συνήθη κτήρια κατηγορίας σπουδαιότητας ΙΙ. Τα αποτελέσματα αυτά, σχολιάστηκαν με βάση την 2η και 3η Αναθεώρηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Τέλος, ενισχύοντας το κτήριο με μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος και ινοπλισμένα πολυμερή (FRP) καταφέραμε να επιτύχουμε την επάρκεια του κτηρίου, ικανοποιώντας τους στόχους Β2 και Γ1 με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Διονύσης Μπισκίνης, Σεισμική αποτίμηση και στρατηγικές επέμβασης. Σημειώσεις μαθήματος Επισκευές και ενισχύσεις δομικών κατασκευών ακαδημαϊκού έτους 2022- 2023, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πελοποννήσου

[2] Στέφανος Δρίτσος, Επισκευές και ενισχύσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα, γ' έκδοση αναθεωρημένη, Πάτρα, 2005. Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, Σημειώσεις μαθήματος Ενισχύσεις και επισκευές κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα, 2015. Ενισχύσεις – Επισκευές κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, Σημειώσεις μαθήματος

Ενισχύσεις και επισκευές κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα, 2020.
[3] ΟΑΣΠ (2017): «Κανονισμός Επεμβάσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017», 2η Αναθεωρημένη Έκδοση, Αθήνα.
[4] ΟΑΣΠ (2022): «Κανονισμός Επεμβάσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022», 3η Αναθεωρημένη Έκδοση, Αθήνα.
[5] LHΛογισμική, «Pushover – θεωρητικά στοιχεία», Αθήνα (2013) «Αποτίμηση στατικής επάρκειας υφιστάμενης κατασκευής σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012», Αθήνα. «Ευρωκώδικες ΚΑΝ.ΕΠΕ. το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς», Αθήνα 2018 Fespa R, Προσθήκη ορόφου και ενισχύσεις σε υφιστάμενη κατασκευή Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου στη νέα κατάσταση σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ 2012 Αθήνα, Δεκέμβριος 2012
[6] Μιχαήλ Φαρδής, Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα, 2005
[7] Αμερικανική Οδηγία FEMA 306, Βλάβες "Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings"
[8] ΟΑΣΠ (2001): «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000». Αθήνα
[9] ΦΕΚ 1154 Β' 12.08.2003: «Τροποποίηση διατάξεων του "Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000" λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας»
[10] https://el.wikipedia.org/wiki/Σεισμός_της_Ελασσόνας_(2021)
[11] ΦΕΚ 455Β/25-02-2014 Σεισμόπληκτων
[12] Κοσμόπουλος Αντώνης, «Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς και ενίσχυση μηκανονικών σε κάτοψη κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος», Διδακτορική διατριβή, 2005, Πάτρα
[13] Χρήστος Ιγνατάκης, Αντισεισμικές κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα στην Ελλάδα. Στο 30 χρόνια μετά το σεισμό της Θεσσαλονίκης – Μνήμες και προοπτική, Πολυτεχνική σχολή Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη, 2008.
[14] Ιωάννης Ν. Δουδούμης , ομότιμος καθηγητής τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ. Η Εξέλιξη των Αντισεισμικών Κανονισμών και ο Ρόλος του Σεισμού της Θεσσαλονίκης το 1978 (The Development of the Anti-seismic Regulations and the Role of Thessaloniki Earthquake 1978).
[15] Α.Ι. Κάππος, 2009. Ανάλυση κτηρίου πριν και μετά την επέμβαση. Available: http://library.tee.gr/digital/m2472/m2472_kappos.pdf
[16] Στάθμες και Στόχοι Επιτελεστικότητας. Available: http://www.episkevesold.civil.upatras.gr/English/notes/7.pdf
[17] Πενέλης Γ., Κάππος Α., (1990) "Αντισεισμικές Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα" Εκδ. Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
[18] Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., (2000) "Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος – ΕΚΩΣ 2000". Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων, Αθήνα.
[19] CEB Bulletin No 162, (1983) "Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading", Paris.
[20] Τριανταφύλλου Θ., (1998) "Προηγμένες Τεχνολογίες Υλικών και Κατασκευών", Εκδόσεις Παν.Πατρών, Πάτρα.
[21] Dritsos S., Georgakopoulou M., (1999) "Concrete Jacketing for Seismic Strengthening", CD Proc. of fib Symposium 1999: Structural Concrete-The Bridge Between People, Paper No 395, Prague
[22] Ευρωκώδικας 8 (2004). Αντισεισμικός Σχεδιασμός - Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, EN 1998-1

7. ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια του προπτυχιακού προγράμματος σπουδών στο τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πελοποννήσου υπό την επίβλεψη του Καθηγητή Μπισκίνη Διονύσιου. Καθόλη την διάρκεια του κύκλου σπουδών, καθώς και την εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας υπήρξε πηγή έμπνευσης με τις γνώσεις που προσέφερε και η βοήθεια και καθοδήγηση ήταν πολύτιμη.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες αποδίδονται στην LH Λογισμική, που μου παραχώρησε την ακαδημαϊκή έκδοση του λογισμικού στατικού προγράμματος FespaC&FespaR έκδοση 8.1.0.22, με την συμβολή του οποίου προέκυψε η επίλυση και τα αποτελέσματα του φορέα του υφιστάμενου κτηρίου.

ΜΕΙΩΣΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΩΝ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΕΝΗΣ ΜΑΖΑΣ

ΙΟΡΔΑΝΗΣ ΠΕΤΡΙΔΗΣ
Μεταπτυχιακός Φοιτητής Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστήμιο Πελοποννήσου, jpetrid@gmail.gr

Περίληψη

Η παρούσα ερευνητική εργασία πραγματοποιήθηκε με σκοπό τη διερεύνηση της μείωσης της απόκρισης ενός μονοβάθμιου κτιριακού μοντέλου υπό τυχαία διέγερση. Στο μονοβάθμιο σύστημα προσαρτήθηκε αποσβεστήρας σωματιδίων με την μορφή εκκρεμούς. Ο αποσβεστήρας αποτελείτο από μια κοίλη διατομή με δυνατότητα προσαρμογής του μεγέθους ενός ή περισσότερων διαμερισμάτων οπού τοποθετούνται τα σωματίδια. Το σύστημα δοκιμάστηκε για τέσσερα διαφορετικά επίπεδα διέγερσης καθώς και για διάφορες περιπτώσεις διαμερισμάτων. Τέλος, έγινε σύγκριση των αποτελεσμάτων μεταξύ της αρχικής κατασκευής και της κατασκευής με την χρήση αποσβεστήρα σωματιδίων. Από την σύγκριση, προσδιορίστηκε η επιρροή των διάφορων περιπτώσεων τροποποίησης του αποσβεστήρα, στην απόκριση της κατασκευής.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η Ελλάδα αποτελεί μια χωρά με έντονη σεισμική δραστηριότητα. Αυτό σημαίνει πως οι κατασκευές στον Ελλαδικό χώρο υπόκεινται συχνά υπό την φόρτιση δυναμικών φορτίων με αποτέλεσμα την πρόκληση διαφόρων βλαβών σε αυτές. Σημαντικό παράδειγμα περίπτωσης καταστροφικού σεισμού ήταν ο μεγάλος σεισμός της Αθήνας (1999). Ωστόσο η επιστήμη με την πάροδο των χρόνων, έχει εξελιχθεί αρκετά με αποτέλεσμα να έχουν αναπτυχθεί συμβατικοί και μη συμβατικοί τρόποι αντιμετώπισης των σεισμών με σκοπό την προστασία των κατασκευών από σημαντικές ζημιές αλλά και της ανθρώπινης ζωής.

Οι συμβατικοί τρόποι αντιμετώπισης εκμεταλλεύονται την πλάστιμη συμπεριφορά του φέροντα οργανισμού της κατασκευής για την απόσβεση της εισερχόμενης ενέργειας. Αναφέρονται σε πρότυπα σχεδιασμού καθώς και την διάταξη της κατασκευής, με τέτοιο τρόπο ώστε να παρέχεται επαρκής ασφάλεια ("Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός"). Σκοπός τους είναι η προστασία της ανθρώπινης ζωής, ο περιορισμός των βλαβών στην κατασκευή καθώς και η εξασφάλισης της λειτουργικότητας σημαντικών κατασκευών, μετά τον σεισμό.

Οι μη συμβατικοί τρόποι αντιμετώπισης αναφέρονται σε ειδικές διατάξεις οι οποίες εφαρμόζονται κατά την κατασκευή αλλά και σε ήδη υφιστάμενα κτίρια, και αποσκοπούν στον έλεγχο απόκρισης της κατασκευής. Αυτοί οι τρόποι αντιμετώπισης χωρίζονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες, τα ενεργά και τα παθητικά συστήματα ελέγχου.

Τα ενεργά συστήματα ελέγχου χρησιμοποιούν τις μετρούμενες από αισθητήρες (sensors) αποκρίσεις της κατασκευής κατά την διάρκεια ενός σεισμού. Στην περίπτωση που η απόκριση της κατασκευής δεν είναι επιθυμητή, αναπτύσσονται κατάλληλες δυνάμεις ελέγχου.

Τα συστήματα παθητικού ελέγχου αποτελούνται από συσκευές τα υλικά των οποίων απορροφούν και διαχέουν την εισερχόμενη σεισμική ενέργεια. Συνήθως τα συστήματα αυτά ανταποκρίνονται καλά για ένα εύρος συχνοτήτων για το οποίο σχεδιάστηκαν, για αυτό και θεωρούνται συστήματα με περιορισμένη ικανότητα ελέγχου. Ωστόσο, μπορεί να δημιουργήσουν υψηλότερη δύναμη απόσβεσης όταν η απόκριση της κατασκευής αυξάνεται. Τα συστήματα αυτά χωρίζονται σε δύο κατηγορίες, τις συσκευές απόσβεσης

ενέργειας (Energy Dissipation Devices) και την σεισμική μόνωσης βάσης (Seismic Base Isolation).

Στον Ελλαδικό χώρο έχουν χρησιμοποιηθεί διατάξεις σεισμικής μόνωσης βάσης με την μορφή εφεδράνων για παράδειγμα, στο μουσείο της Ακρόπολης, το κέντρο πολιτισμού "Σταύρος Νιάρχος" και τη Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών. Πρόκειται για κατασκευές σημαντικού ενδιαφέροντος. Εφαρμόστηκε αυτή η κατηγορία προστασίας λόγω του ύψους των κατασκευών. Η εφαρμογή τέτοιου είδους διατάξεων αποφεύγεται σε πολυώροφες κατασκευές λόγο κινδύνου ανατροπής της κατασκευής κατά την διάρκεια ενός σεισμού. Σε περιπτώσεις πολυώροφης κατασκευής μεγάλου ύψους γίνεται χρήση των συσκευών απόσβεσης ενέργειας.

Οι συσκευές απόσβεσης ενέργειας αποσκοπούν στη μείωση απόκρισης και των βλαβών μιας κατασκευής που μπορεί να προέλθουν από έναν σεισμό, αλλά γίνεται και συχνή χρήση τους για την μείωση επίδρασης των φορτίων ανέμου.

Η παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκε με σκοπό την διερεύνηση των συσκευών απόσβεσης ενέργειας με αντικείμενο μελέτης τους αποσβεστήρες σωματιδίων, έχοντας ως σκοπό την διαπίστωση της αποτελεσματικότητας τους όσον αφορά την απόκριση της κατασκευής κατά την διάρκεια μιας τυχαίας δυναμικής φόρτισης. Ο αποσβεστήρας σωματιδίων πρόκειται για μια διάταξη η οποία αποτελείται από ένα κοίλο δοχείο στο οποίο τοποθετούνται σωματίδια. Κατά τη διάρκεια του σεισμού η συσκευή ενεργοποιείται, με αποτέλεσμα η κίνηση των σωματιδίων να συντελέσει στην μείωση απόκρισης της κατασκευής μέσω της κρούσης των σωματιδίων μεταξύ τους, αλλά και με τα τοιχώματα του αποσβεστήρα.

2. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑ ΣΩΜΑΤΙΔΙΩΝ

Για της ανάγκες της έρευνας χρησιμοποιήθηκε κτιριακό μοντέλο το οποίο αποτελείτο από τέσσερα χαλύβδινα υποστυλώματα διαστάσεων 450x20x1.5 mm, συνολικής μάζας 416 gr. Τα χαλύβδινα υποστυλώματα φέρουν πλάκα διαστάσεων 15x15x2 cm. Η συνολική μάζα της κατασκευής, 4572 gr. Ο αποσβεστήρας σωτιδίων, υπό την μορφή εκκρεμούς, ο οποίος χρησιμοποιήθηκε φέρει εξωτερικές διαστάσεις 13.5x7 cm και εσωτερικές 10.1x4.6 cm, συνολικής μάζας 336 gr. Ως κρουστική μάζας χρησιμοποιήθηκαν 24 σφαιρίδια χάλυβα διαμέτρου 10 mm και μάζας 4 gr το κάθε σφαιρίδιο. Η πυκνότητα του χάλυβα ήταν ρ =7852 Kg/m^3και το μέτρο ελαστικότητας του E = 210 GPa.

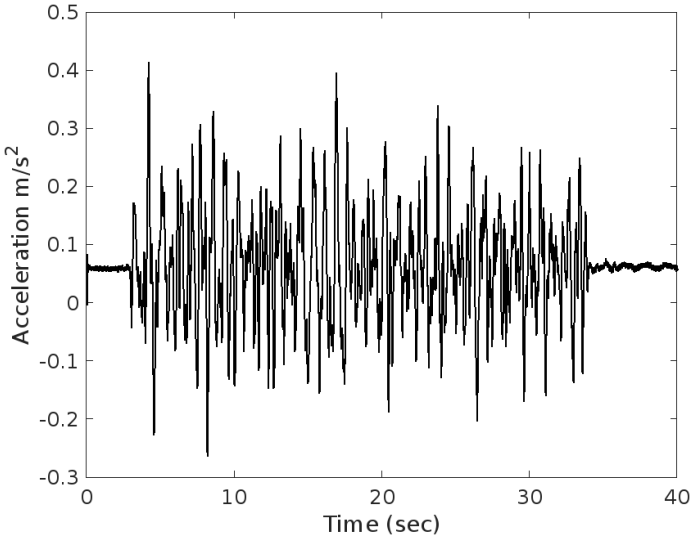
3. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ

Για την διεξαγωγή των πειραμάτων, χρησιμοποιήθηκε ένα κτιριακό μοντέλο ενός βαθμού ελευθερίας από χάλυβα. Το κτιριακό μοντέλο τοποθετήθηκε σε μια σεισμική τράπεζα η οποία είχε τη δυνατότητα κίνησης σε μια διεύθυνση. Για την καταγραφή των δεδομένων χρησιμοποιήθηκαν όργανα καταγραφής, μετακινήσεων στην κορυφή της διάταξης (τύπου laser), μετακίνησης της σεισμικής βάσης (με την μορφή συρματόσχοινου) καθώς και επιταχυνσιόμετρα. Τέλος, έγινε χρήση προγράμματος επεξεργασία των σημάτων καταγραφής και μετάφρασης των δεδομένων κατά την διάρκεια των δοκιμών, καθώς και υπολογιστικού προγράμματος για την επεξεργασία των δεδομένων (MATLAB).

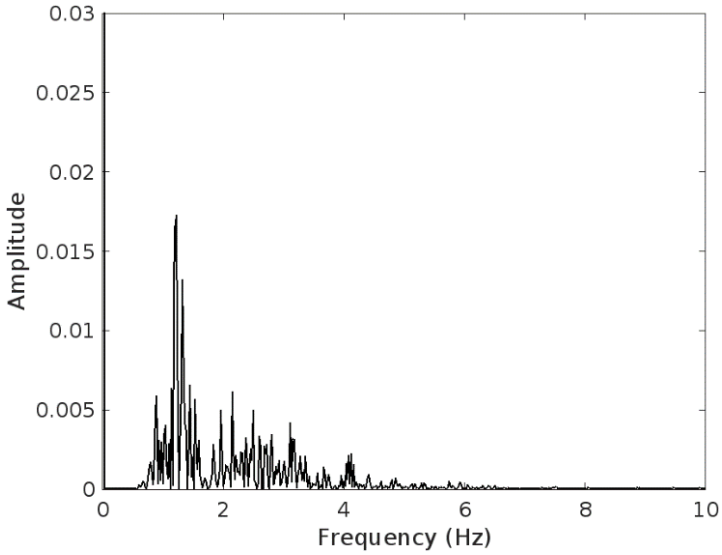
Ο αποσβεστήρας μάζας σωματιδίων αποτελείτο από ένα μεταλλικό δοχείο στο εσωτερικό του οποίου τοποθετήθηκαν κινητά μεταλλικά χωρίσματα τα οποία επέτρεπαν διάφορες διαμορφώσεις και αναπροσαρμογές στο εσωτερικό του.

Η αναλογία μάζας αποσβεστήρα σωματιδίων m/M = 7.34%, παρέμεινε σταθερή καθ' όλη τη διάρκεια των πειραμάτων. Η επιλογή της αναλογίας μάζας αποσβεστήρα σωματιδίων έγινε με βάση παρατηρήσεις που έχουν γίνει από διάφορους μελετητές κατά καιρούς. Έχει διαπιστωθεί η ιδανική αναλογία μάζας αποσβεστήρα και μάζας πρωταρχικής κατασκευής δεν θα πρέπει να υπερβαίνει το 10%.

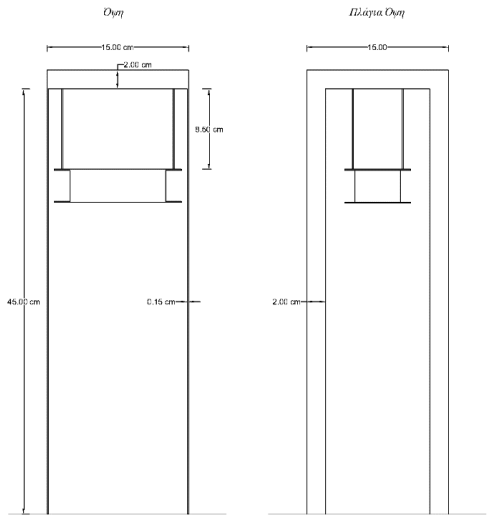
Ως σήμα διέγερσης χρησιμοποιήθηκε ένα τυχαίο σήμα, το οποίο φαίνεται παρακάτω (Σχήμα 1, Σχήμα 2). Ο ρυθμός δειγματοληψίας ήταν 200 Hz με καταγραφή δεδομένων ανά 0.05 sec και με διάρκεια καταγραφής του κάθε πειράματος περίπου τα 60 sec. Χρησιμοποιήθηκαν τέσσερα διαφορετικά επίπεδα διέγερσης (I,II,III,IV) όπου το επίπεδο διέγερσης I χρησιμοποιήθηκε ως βάση για τα επόμενα επίπεδα διέγερσης, τα οποία είχαν ένταση 2,3 και 4 φορές μεγαλύτερη της αρχικής.



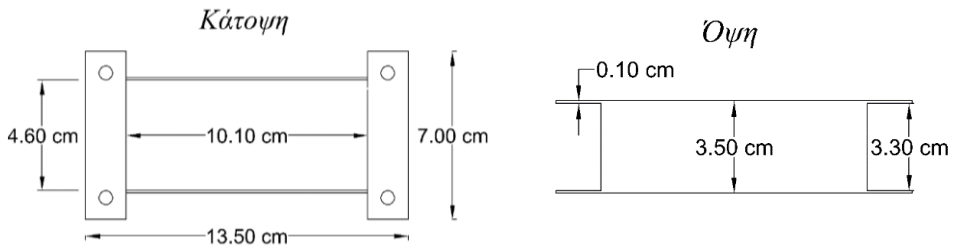
Σχήμα 1 Σήμα διέγερσης κατασκευή για επίπεδο διέγερσης I.



Σχήμα 2 FFT του τυχαίου σήματος διέγερσης, για επίπεδο διέγερσης I.



Σχήμα 3 Διαστασιολόγηση κτιριακού μοντέλου (cm).



Σχήμα 4Διαστασιολόγηση αποσβεστήρα σωματιδίων.

Εικόνα 1 Αποσβεστήρας σωματιδίων σε προοπτική κάτοψης.

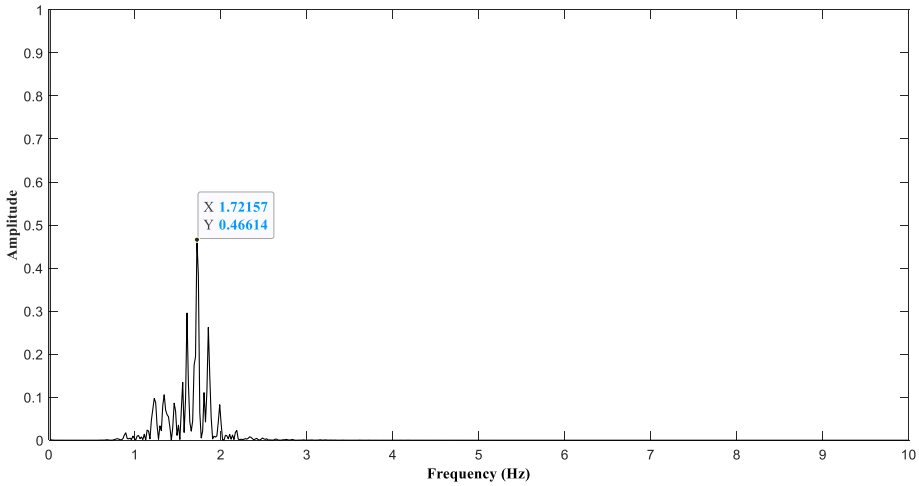
4. FAST FOURIER TRANSFORM (FFT)

Για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε ο γρήγορος μετασχηματισμός Fourier[1].

Με την χρήση αυτού του αλγόριθμου προσδιορίστηκε η πραγματική ιδιοσυχνότητα της κατασκευής η οποία, είναι (Σχήμα 5) :

$$f_0 = 1.72\ Hz$$

[1] "An algorithm for the machine calculation of complex Fourier series" HTML articles powered by AMS MathViewer by James W. Cooley and John W. Tukey ,Math. Comp. 19 (1965), 297-301



Σχήμα 5 FFT για τον υπολογισμό της ιδιοσυχνότητας της αρχικής κατασκευής.

Με βάση την ιδιοσυχνότητα της κατασκευής ($f_0 = 1.72\ Hz$, Σχήμα 5), υπολογίζεται το μήκος προσάρτησης του αποσβεστήρα σωματιδίων. Για τον υπολογισμό του μήκους προσάρτησης, χρησιμοποιήθηκε η εξίσωση ιδιοπεριόδου για εκκρεμές[2]:

Υπολογισμός μήκους προσάρτησης αποσβεστήρα:

$$T_0 = 2\pi\sqrt{\frac{l}{g}} \Rightarrow l \approx 8.5\ cm$$

Οπότε, προκύπτει ότι το μήκος προσάρτησης του αποσβεστήρα, με βάση την ιδιοσυχνότητα της κατασκευής, θα πρέπει να ισούται με $l \approx 8.5\ cm$

5. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή απόσβεσης χρησιμοποιήθηκε η εξίσωση της Υστερητικής Λογαριθμικής Μείωσης[3]. Για τιμές οι οποίες κυμαίνονται μεταξύ $0 < \zeta < 1$, ισχύουν οι παρακάτω εξισώσεις για τον υπολογισμό του λόγου απόσβεσης της κατασκευής:

Εξίσωση λογαριθμικής μείωσης :

$$\delta = \frac{1}{n} ln\left(\frac{x_1}{x_{n+1}}\right)$$

Ο λόγος απόσβεσης προκύπτει από την παρακάτω εξίσωση[4]:

$$\zeta = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{2\pi}{\delta}\right)^2}}$$

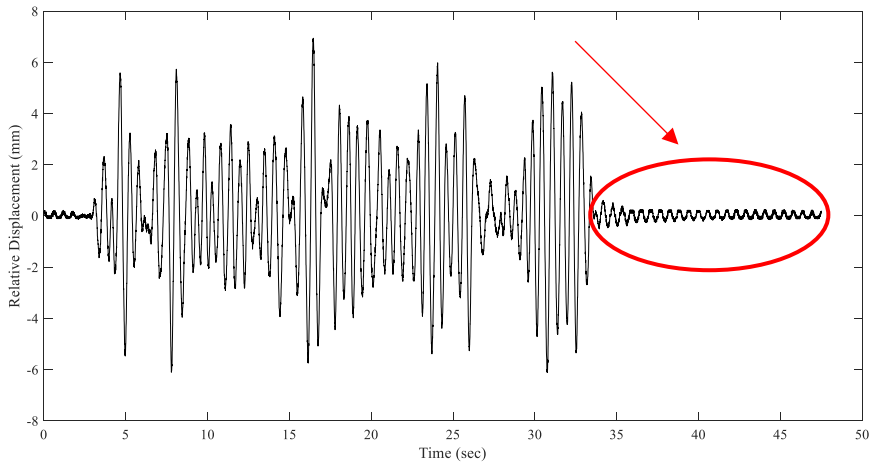
Για τον υπολογισμό του λόγου απόσβεσης της κατασκευής έγινε χρήση των σημάτων σχετικής μετατόπισης σε συνάρτηση με τον χρόνο, πριν την εφαρμογή του αποσβεστήρα.

[2] "Fundamentals of physics" by Halliday, David, 1916-2010; Resnick, Robert, 1923-; Walker, Jearl, 1945-

[3] Inman, Daniel J. (2008). Engineering Vibration. Upper Saddle, NJ: Pearson Education, Inc. pp. 43–48. *ISBN 978-0-13-228173-7*.

[4] Douglas C. Giancoli (2000), "Physics for Scientists and Engineers with Modern Physics (3rd Edition)", Prentice Hall. p. 387, ISBN 0-13-021517-1

Επιλέχθηκαν δύο μη διαδοχικά μεταξύ τους σημεία με διαφορά n=4, τα οποία αναφέρονται σε ελεύθερη ταλάντωση της κατασκευής (βλέπε Σχήμα 6).



Σχήμα 6 Σχετική μετατόπιση σε συνάρτηση με τον χρόνο, κατασκευή χωρίς αποσβεστήρα, επίπεδο διέγερσης Ι.

Οπότε, η μέση τιμή συντελεστή απόσβεσης προκύπτει :

$$\bar{\zeta} = \frac{\sum \zeta}{n} = 0.04 = 4\ \%$$

6. ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Για την ανάλυση των αποτελεσμάτων και την σύγκριση τους με την αρχική κατασκευή χρησιμοποιήθηκε η εξίσωση μέσης τετραγωνικής ρίζας (Root Mean Square)[5]. Η εξίσωση ρίζας μέσων τετραγώνων παρέχει την κεντρική τάση των δεδομένων απόκρισης της κατασκευής και αποτελεί μια καλή μέθοδο υπολογισμού της αποτελεσματικότητας του αποσβεστήρα, ιδίως για τυχαίο σήμα διέγερσης. Για τον υπολογισμό των RMS εφαρμόστηκαν οι σχετικές μετακινήσεις της κατασκευής υπό διέγερση, σε συνάρτηση με τον χρόνο και το πλήθος αυτών.

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{n}\left({x_1}^2 + {x_2}^2 + \cdots + {x_n}^2\right)}$$

Όπου: n το πλήθος των μετρήσεων και x_n οι σχετικές μετακινήσεις ανά 0.05 sec.

7. ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΕΠΙΛΟΓΗΣ ΔΙΑΜΕΡΙΣΜΑΤΩΝ ΣΤΟ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΤΟΥ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑ

Η επιλογή των διαμερισμάτων στη κάθε πειραματική σειρά έγινε με την αναλογία πλήρωσης της επιφάνειας που καταλαμβάνουν τα σωματιδίων στον αποσβεστήρα (Filling Area Ratio). Ο συντελεστής FAR είναι η προβολή της περιοχής των τετραγώνων που εγγράφονται στη διάμετρο των σωματιδίων (πλευράς ίσης με εκείνης της διαμέτρου των σωματιδίων)[6]. Αναφέρεται στο διαθέσιμο ποσοστό το οποίο έχει απομείνει για την κίνηση των σωματιδίων.

[5] "Root-mean-square value", A Dictionary of Physics (6 ed.), Oxford University Press, 2009, ISBN 9780199233991.
[6] Effects of the Design Configuration on the Performance of Compartmental Particle Dampers, Angeliki Papalou, Civil Engineering Department, University of the Peloponnese June 2022

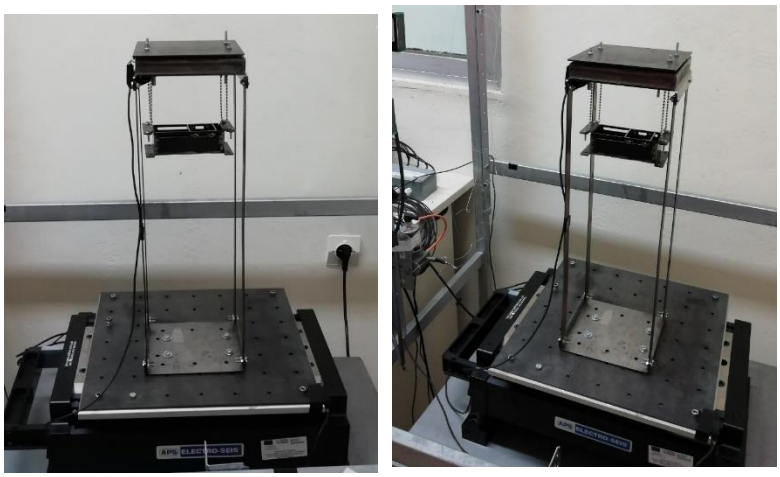
$$FAR = \frac{nd^2}{A}$$

Όπου : n το πλήθος των σωματιδίων, d η διάμετρος των σωματιδίων και A η εσωτερική επιφάνεια του δοχείου του αποσβεστήρα.

Μελέτες έδειξαν ο αποσβεστήρας σωματιδίων ήταν αποτελεσματικός για όλα τα επίπεδα διέγερσης για τιμή FAR = 60%[6]. Με βάση αυτή τη παρατήρηση επιλέχθηκαν διάφορες τιμές του συντελεστή FAR για 52,60,70 και 80% ούτως ώστε να υπάρχει μέτρο σύγκρισης των διαφόρων περιπτώσεων του συντελεστή.

8. ΔΙΕΞΑΓΩΓΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΩΝ

Για την πρώτη σειρά πειραμάτων χρησιμοποιήθηκαν άνισα διαμερίσματα με 12 σωματίδια σε κάθε διαμέρισμα και διαστάσεων αποσβεστήρα 5 cm – 5cm (FAR=52%), 5 cm – 4.3 cm (FAR = 60%) , 3.7 cm – 3.7 cm (FAR = 70%) και 5 cm – 3.2 cm (FAR = 80%). Στην δεύτερη σειρά πειραμάτων χρησιμοποιήθηκαν διαμερίσματα ίσων διαστάσεων διαμερίσματα με 12 σωματίδια σε κάθε διαμέρισμα και διαστάσεων αποσβεστήρα 5 cm – 5 cm (FAR = 52%), 4.3 cm – 4.3 cm (FAR = 60%), 3.7 cm – 3.7 cm (FAR=70%) και 3.2 cm – 3.2 cm (FAR=80%). Τέλος, στην τρίτη σειρά πειραμάτων διερευνήθηκε η περίπτωση ενιαίου διαμερίσματος με την χρήση 24 σωματιδίων και διαστάσεων αποσβεστήρα 10.1 cm (FAR = 52%), 8.7 cm (FAR = 60%) , 7.5 cm (FAR=70%) και 6.5 cm (FAR=80%).



Εικόνα 2 Πειραματική διάταξη, μοντέλο κτιρίου και αποσβεστήρα σωματιδίων.

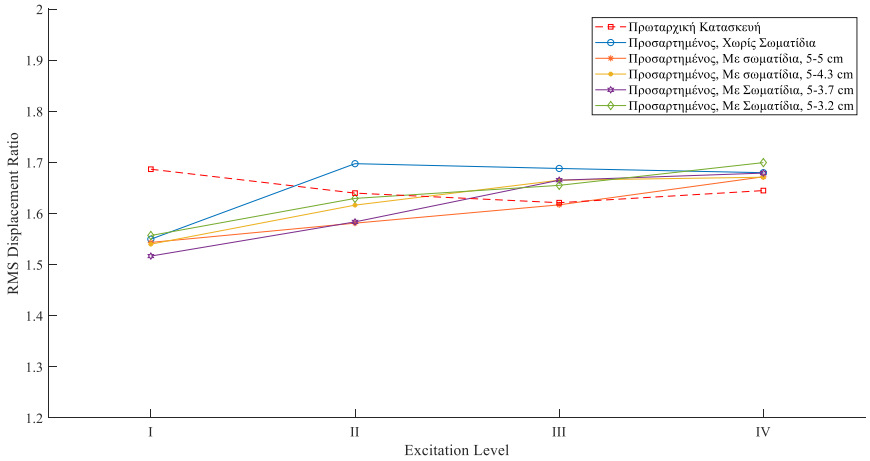
9. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΡΕΥΝΑΣ

Η αποτελεσματικότητα του συστήματος προσδιορίστηκε από την σύγκριση της απόκρισης της κατασκευής με και χωρίς την χρήση του αποσβεστήρα σωματιδίων. Η καμπύλη η οποία συμβολίζεται με κόκκινη διακεκομμένη στην χρονοϊστορία αναφέρεται στην αρχική κατασκευή (βλέπε Σχήμα 7) και αποτελεί μέτρο σύγκρισης με την κάθε περίπτωση απόκρισης της κατασκευής με την προσαρτημένη κρουστική μάζα. Επιλέχθηκε η σχετική μετατόπιση για την σύγκριση των πειραμάτων καθώς εκείνη αποτελεί καθοριστικό παράγοντα στην ασφάλεια μιας κατασκευής αλλά και την λειτουργικότητα της κατασκευής.

Αρχικά ο αποσβεστήρας προσαρτήθηκε στην κατασκευή χωρίς σωματίδια. Για το συγκεκριμένο μήκος κρέμασης ο αποσβεστήρας ήταν αποδοτικός μόνο για το πρώτο επίπεδο διέγερσης όπως φαίνεται στο Σχήμα 7 (μπλε καμπύλη). Στη συνέχεια τοποθετήθηκαν τα

σωματίδια στα διαμερίσματα του αποσβεστήρα για την πρώτη σειρά πειραμάτων με σωματίδια.

Πρώτη σειρά πειραμάτων



Σχήμα 7 Σχετική μετακίνηση σε συνάρτηση με τον χρόνο για άνισα διαμερίσματα αποσβεστήρα.

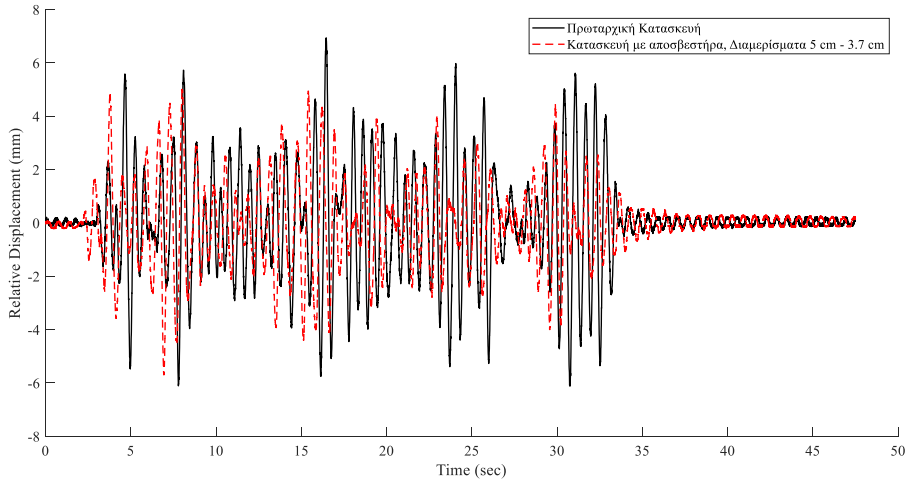
Στην πρώτη σειρά πειραμάτων εξετάστηκαν τέσσερεις διαφορετικές περιπτώσεις για δύο διαφορετικά μεγέθη διαμερισμάτων στο δοχείο του αποσβεστήρα. Η κρουστική μάζα του κάθε διαμερίσματος αποτελεί την μισή της συνολικής μάζας, δηλαδή σε κάθε διαμέρισμα τοποθετήθηκαν 12 σωματίδια συνολικής μάζας 48 gr.

Το Σχήμα 7 παρουσιάζει την απόκριση της κατασκευής σε σχέση με τα διαφορετικά επίπεδα διέγερσης για τα άνισα μεγέθη διαμερισμάτων στο δοχείο του αποσβεστήρα. Για τις περιπτώσεις FAR = 52%, FAR = 60%, FAR= 70%, FAR = 80% η μείωση απόκρισης της κατασκευής για χαμηλά επίπεδα διέγερσης ήταν αποτελεσματική, ενώ για υψηλότερα επίπεδα διέγερσης (III,IV) το σύστημα στις περισσότερες των περιπτώσεων δεν ήταν αποτελεσματικό.

Συγκεκριμένα για την περίπτωση διαμερισμάτων 5 cm – 5 cm (FAR = 52%) η μείωση απόκρισης της κατασκευής για επίπεδο διέγερσης I είναι 8.49%, για επίπεδο διέγερσης II είναι 3.58%, ενώ για τα επίπεδα διέγερσης III και IV το σύστημα παύει να είναι αποτελεσματικό. Για τη περίπτωση διαμερισμάτων 5 cm – 4.3 cm (FAR = 60%) η μείωση απόκρισης της κατασκευής για επίπεδο διέγερσης I είναι 9.52%, για επίπεδο διέγερσης II είναι 1.43% ενώ για επίπεδα διέγερσης III και IV η διάταξη δεν είναι αποτελεσματική. Για την περίπτωση 5 cm – 3.7 cm (FAR = 70%) η μείωση απόκρισης της κατασκευής για επίπεδο διέγερσης I είναι 10.07%, για επίπεδο διέγερσης II είναι 3.43 % του οποίου η μείωση είναι αρκετά χαμηλή, ενώ για τα επίπεδα III, IV το σύστημα δεν είναι πλέον αποτελεσματικό.

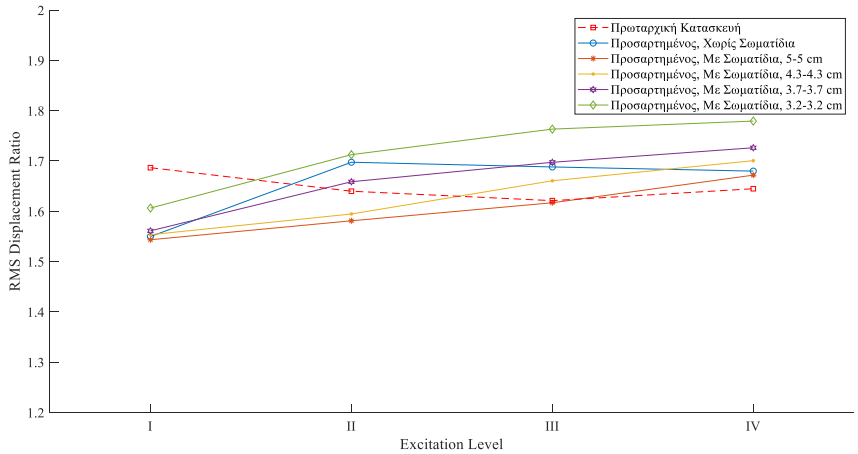
Όπως φαίνεται παρακάτω η περίπτωση 5 cm – 3.7 cm (FAR = 70%) προκύπτει η καλύτερη των περιπτώσεων από όλες τις σειρές πειραμάτων. Ενδεικτικά παρουσιάζεται η χρονοϊστορία απόκρισης της κατασκευής με και χωρίς τη χρήση του αποσβεστήρα σωματιδίων για αυτή τη περίπτωση (Σχήμα 8).

Τέλος, για την περίπτωση διαμερισμάτων 5 cm – 3.2 cm (FAR = 80%) για επίπεδο διέγερσης I είναι 7.69%, για επίπεδο διέγερσης II είναι 0.63% και για επίπεδο διέγερσης III, IV το σύστημα δεν είναι αποτελεσματικό.



Σχήμα 8 Σχετική μετακίνηση σε συνάρτηση με τον χρόνο, πρωταρχικής κατασκευής και αποσβεστήρα σωματιδίων με διαμερίσματα 5 cm - 3.7 cm.

Δεύτερη σειρά πειραμάτων



Σχήμα 9 Σχετική μετακίνηση σε συνάρτηση με τον χρόνο για ίσα διαμερίσματα αποσβεστήρα.

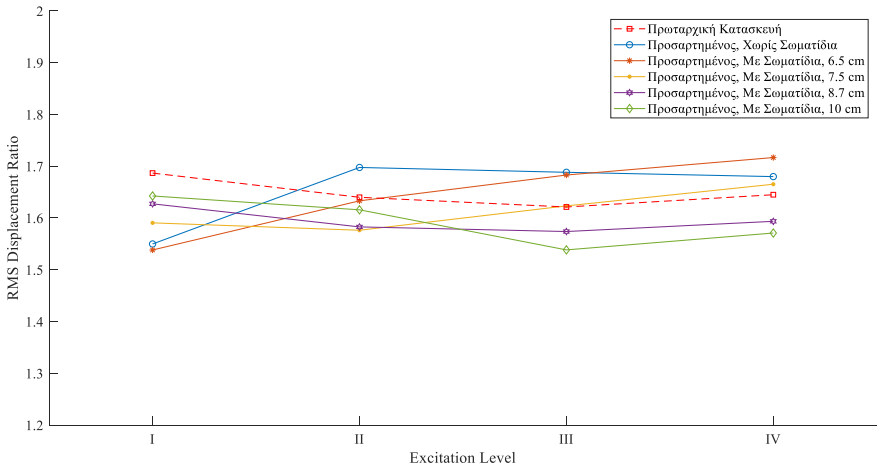
Στην δεύτερη σειρά πειραμάτων εξετάστηκαν τέσσερεις διαφορετικές περιπτώσεις για δύο ισομεγέθη διαμερίσματα στο δοχείο του αποσβεστήρα. Η κρουστική μάζα του κάθε διαμερίσματος αποτελεί την μισή της συνολικής μάζας, δηλαδή σε κάθε διαμέρισμα τοποθετήθηκαν 12 σωματίδια μάζας 48 gr.

Το Σχήμα 9 παρουσιάζει την απόκριση της κατασκευής σε σχέση με τα διαφορετικά επίπεδα διέγερσης για ισομεγέθη διαμερίσματα στο δοχείο του αποσβεστήρα. Για τις περιπτώσεις FAR = 52%, FAR = 60%, FAR= 70%, FAR = 80% η μείωση απόκρισης της κατασκευής για χαμηλά επίπεδα διέγερσης ήταν αποτελεσματική. Για επίπεδο διέγερσης II το σύστημα λειτούργησε μόνο για τις περιπτώσεις FAR = 52 %, FAR = 60 % με μικρή αποτελεσματικότητα στην μείωση απόκρισης της κατασκευής, ενώ για τα επίπεδα διέγερσης III και IV το σύστημα δεν ήταν αποτελεσματικό.

Συγκεκριμένα για την περίπτωση διαμερισμάτων 5 cm – 5 cm (FAR = 52%) η μείωση απόκρισης της κατασκευής για επίπεδο διέγερσης I είναι 8.49%, για επίπεδο διέγερσης II είναι 3.58%, ενώ για τα επίπεδα διέγερσης III και IV το σύστημα παύει να είναι αποτελεσματικό. Για την περίπτωση διαμερισμάτων 4.3 cm – 4.3 cm (FAR = 60 %) η μείωση απόκρισης της κατασκευή για επίπεδο διέγερσης I είναι 7.89%, για επίπεδο διέγερσης II η μείωση είναι 2.75%

ενώ για τα επίπεδα III, IV το σύστημα δεν είναι αποτελεσματικό. Για τη περίπτωση διαμερισμάτων 3.7 cm – 3.7 cm (FAR = 70 %) η μείωση απόκρισης της κατασκευής για επίπεδο διέγερσης I είναι 7.44%, ενώ για επίπεδα II, III, IV το σύστημα δεν λειτουργεί. Τέλος για την περίπτωση διαμερισμάτων 3.2 cm – 3.2 cm, η μείωση απόκρισης της κατασκευής για επίπεδο διέγερσης I είναι 4.47 %, ενώ για τις περιπτώσεις II, III, IV το σύστημα δεν λειτουργεί.

Τρίτη σειρά πειραμάτων



Σχήμα 10 Σχετική μετακίνηση σε συνάρτηση με τον χρόνο για κοινό διαμέρισμα αποσβεστήρα.

Στην τρίτη σειρά πειραμάτων εξετάστηκαν τέσσερεις διαφορετικές περιπτώσεις χρησιμοποιώντας ένα διαμέρισμα στο δοχείο του αποσβεστήρα. Η κρουστική μάζα του διαμερίσματος αποτελεί την συνολικής μάζα των σωματιδίων, δηλαδή στο ενιαίο διαμέρισμα τοποθετήθηκαν 24 σωματίδια μάζας 96 gr.

Το Σχήμα 10 παρουσιάζει την απόκριση της κατασκευής σε σχέση με τα διαφορετικά επίπεδα διέγερσης για το κάθε διαμέρισμα στον αποσβεστήρα. Για τις περιπτώσεις FAR = 52%, FAR = 60%, FAR= 70%, FAR = 80% οι περισσότερες των περιπτώσεων λειτούργησαν με μικρή αποτελεσματικότητα.

Συγκεκριμένα για την περίπτωση διαμερίσματος 6.5 cm (FAR = 80%) η μείωση απόκρισης της κατασκευής για επίπεδο διέγερσης I είναι 8.8%, για επίπεδο διέγερσης II είναι 0.42%, ενώ για επίπεδο διέγερσης III, IV το σύστημα δεν ήταν αποτελεσματικό. Για την περίπτωση διαμερίσματος 7.5 (FAR = 70%) η μείωση απόκρισης για επίπεδο διέγερσης I είναι 5.7%, για επίπεδο διέγερσης II είναι 3.88%, ενώ για III, IV το σύστημα δεν ήταν αποτελεσματικό. Για την περίπτωση διαμερίσματος 8.7 cm (FAR = 60%) η μείωση απόκρισης για επίπεδο διέγερσης I είναι 3.52%, για επίπεδο διέγερσης II είναι 3.48%, για επίπεδο διέγερσης 2.92% και για επίπεδο διέγερσης IV είναι 3.12%. Τέλος για την περίπτωση διαμερίσματος 10.1 cm, η μείωση απόκρισης για επίπεδο διέγερσης I είναι 2.62% , για επίπεδο διέγερσης II είναι 1.47%, για επίπεδο διέγερσης III είναι 5.11% και για επίπεδο διέγερσης IV είναι 4.5%.

Σχόλια

Με βάση τους Zheng Lu, Dianchao Wang και Peizhen Li έχει αποδειχθεί πως για την αποδοτική λειτουργία του συστήματος θα πρέπει η συχνότητα του αποσβεστήρα χωρίς σωματίδια να είναι συντονισμένη στην ιδιοσυχνότητα της κατασκευής που υπόκειται σε

φόρτιση. [7] Όταν αυτό δεν συμβαίνει μπορεί να υπάρξει αύξηση της κίνησης αντί να μειωθεί. Με βάση τα παραπάνω και σε συνδυασμό με τους περιορισμούς του πειράματος, δεν επιτεύχθηκε στην παρούσα έρευνα η βέλτιστη ρύθμιση του αποσβεστήρα σωματιδίων ώστε να επιτευχθεί η μέγιστη αποδοτικότητα του. Αναμένεται σε επόμενες έρευνες να μελετηθούν περεταίρω περιπτώσεις για διαφορετικά μήκη εκκρεμούς του αποσβεστήρα σωματιδίων ούτως ώστε να προκύψει η βέλτιστη ρύθμιση.

10. Συμπεράσματα

Συνολικά παρατηρήθηκε πως σημαντικό ρόλο για την μείωση απόκρισης της κατασκευής κατέχει ο συντελεστής FAR. Η μείωση της απόκρισης της κατασκευής εξαρτάται από την πρόσκρουση των σωματιδίων μεταξύ τους αλλά και με τα τοιχώματα του αποσβεστήρα τα οποία είναι κάθετα στην διεύθυνση διάδοσης του σήματος διέγερσης.

Από τα παραπάνω προέκυψε ότι όταν ο συντελεστής FAR είναι μεγάλος, το σύστημα δεν είναι αποδοτικό για μεγάλα επίπεδα διέγερσης σε όλες των περιπτώσεων. Αυτό συμβαίνει γιατί οι κρούσεις που λαμβάνουν χώρα είναι περισσότερες όσο αυξάνεται το επίπεδο διέγερσης με αποτέλεσμα η απόκριση της κατασκευής να προκύπτει μεγαλύτερη από αυτή της πρωταρχικής κατασκευής. Παρόμοιες παρατηρήσεις έχουν γίνει και από την Papalou (2022).[8]

Για την σειρά πειραμάτων με άνισα διαμερίσματα παρατηρήθηκε ότι το σύστημα ήταν αποδοτικό για όλες τις περιπτώσεις του συντελεστή FAR (52%, 60%, 70%, 80%) όσον αφορά το επίπεδο διέγερσης I και II. Με καλύτερη των περιπτώσεων εκείνη όπου FAR = 70% και ποσοστό μείωσης απόκρισης της κατασκευής τα 10.07%.

Η περίπτωση όπου ο αποσβεστήρας έχει άνισα διαμερίσματα είναι πολλά υποσχόμενη και συγκεκριμένα όταν χρησιμοποιείται μεγάλη και μικρή τιμή για τα μεγέθη του διαμερίσματος

Για την σειρά πειραμάτων με ίσα διαμερίσματα σημειώθηκε ότι το σύστημα ήταν αποδοτικό για όλες τις περιπτώσεις του συντελεστή FAR (52%, 60%, 70%, 80%) για επίπεδο διέγερσης I. Με καλύτερη των περιπτώσεων εκείνη όπου FAR = 52% και ποσοστό μείωσης απόκρισης της κατασκευής τα 8.49%. Σε αυτή τη περίπτωση προέκυψε ότι μόνο δύο εκ των τεσσάρων περιπτώσεων λειτούργησαν για μεγαλύτερο επίπεδο διέγερσης.

Τέλος για την σειρά πειραμάτων η οποία αφορά τα μονά διαμερίσματα σημειώθηκε ότι το σύστημα είχε απόδοση για όλες τις περιπτώσεις του συντελεστή FAR (52%, 60%, 70%, 80%) και για διαφορετικά επίπεδα διέγερσης. Για συντελεστή FAR = 52% η καλύτερη απόδοση του συστήματος ήταν για τα επίπεδα διέγερσης III, IV όπου τα ποσοστά μείωσης ήταν 5.11% και 4.5% αντίστοιχα. Για συντελεστή FAR = 60% το σύστημα είχε σχετικά γραμμική απόδοση με καλύτερα ποσοστά μείωσης απόκρισης της κατασκευής εκείνα για τα επίπεδα διέγερσης I,II και IV όπου το ποσοστά είναι 3.52%, 3.48 και 3.48% αντίστοιχα. Τέλος για FAR = 70% και FAR = 80% το σύστημα είχε απόδοση για επίπεδο διέγερσης I με ποσοστά μείωσης απόκρισης 5.7% και 8.8% αντίστοιχα. Η βέλτιστη μείωση απόκρισης της κατασκευής για την τρίτη σειρά πειραμάτων προκύπτει για FAR = 80% που αφορά το επίπεδο διέγερσης I.

[7] "Comparison Study of Vibration Control Effects between Suspended Tuned Mass Damper and Particle Damper", Zheng Lu, Dianchao Wang, and Peizhen Li, July 2014

[8] "Effects of the Design Configuration on the Performance of Compartmental Particle Dampers", Angeliki Papalou, Civil Engineering Department, University of the Peloponnese June 2022

11. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Richard Lourenco (2011), Master Degree Thesis, “Design, Construction and Testing of an Adaptive Pendulum Tuned Mass Damper”

[2] Papalou A., Strepelias E., Roubien D., Bousias S. and Triantafillou T. (2015) , “Seismic protection of monuments using particle dampers in multi-drum columns”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.77, p. 360-368

[3] Angeliki Papalou, Ph.D. Thesis, “Analytical and experimental studies of particle dampers”, Chapter 4, p. 126 – 151

[4] “Effects of the Design Configuration on the Performance of Compartmental Particle Dampers”, Angeliki Papalou, Civil Engineering Department, University of the Peloponnese June 2022

[5] “Comparison Study of Vibration Control Effects between Suspended Tuned Mass Damper and Particle Damper”, Zheng Lu, Dianchao Wang, and Peizhen Li, July 2014

[6] “Root-mean-square value”, A Dictionary of Physics (6 ed.), Oxford University Press, 2009, ISBN 9780199233991.

[7] “FUNDAMENTALS OF PHYSICS, 7th EDITION”, by Halliday, David, Walker, (2005)

[8] “Inman, Daniel J. (2008). Engineering Vibration. Upper Saddle”, NJ: Pearson Education, Inc. pp. 43–48. *ISBN 978-0-13-228173-7*.

[9] “An algorithm for the machine calculation of complex Fourier series HTML articles powered” by AMS MathViewer by James W. Cooley and John W. Tukey ,Math. Comp. 19 (1965), 297-301

[10] Richard Lourenco (2011), Master Degree Thesis, “Design, Construction and Testing of an Adaptive Pendulum Tuned Mass Damper”

[11] A. Papalou, S. F. Marsi (1996), “Performance of Particle Dampers Under Random Excitation”, ASME Journal of Vibration and Acoustics, Vol. 4, 361-379.

[12] Papalou A., (2015), “Passive Control Techniques and their Applications in Historic Structures”, Chapter from book: “Seismic Assessment and Rehabilitation of Historic Structures”, IGI Global Publisher

[13] Ιορδάνης Πετρίδης (2020), ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ, «ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΑΛΑΝΤΩΣΕΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΩΝ

[14] “Effects of the Design Configuration on the Performance of Compartmental Particle Dampers”, Angeliki Papalou, 2022

[15] ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ, «Μείωση απόκρισης κατασκευών με τη χρήση αποσβεστήρων συντονισμένης μάζας», Ιορδάνης Πετρίδης (2022)

13. ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια μελέτης της δυναμικής απόκρισης κατασκευών με την χρήση αποσβεστήρων σωματιδίων υπό την επίβλεψη της Δρ. Αγγελικής Παπαλού, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πελοποννήσου.

Είμαι ιδιαίτερα ευγνώμων για την στήριξη της επιβλέπουσας καθηγήτριας μου Δρ. Αγγελικής Παπαλού. Η ειδίκευση της στον τομέα του αντισεισμικού σχεδιασμού της είχε καθοριστικό ρόλο στην διεκπεραίωση της παρούσας εργασίας.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά την οικογένεια μου η οποία ήταν στο πλάι μου και με υποστήριξε κατά διάρκεια των σπουδών μου ως προπτυχιακός αλλά και ως μεταπτυχιακός φοιτητής.

Αφιερώνω αυτή την εργασία στην μητέρα μου και στον αείμνηστό πατέρα μου.

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΜΕ ΧΑΛΥΒΔΙΝΑ ΕΛΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΥΦΑΣΜΑΤΑ ΙΟΠ. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ ΚΑΙ EC8-3 (2022)

ΠΑΠΑΣΤΑΜΑΤΙΟΥ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ
Προπτυχιακός Φοιτητής Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστήμιο Πατρών, up1072182@ac.upatras.gr

Περίληψη

Η παρούσα εργασία έχει στόχο την σύγκριση αποτελεσμάτων για ανοικτές και κλειστές ενισχύσεις, έναντι διάτμησης, σε δομικά στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος κατ' εφαρμογή του ΚΑΝ.ΕΠΕ, καθώς και των αντίστοιχων που προκύπτουν με χρήση του EC8-3(σχέδιο 2022).

Η σύγκριση αυτή θα γίνει παραμετροποιώντας τα βασικά μεγέθη που επηρεάζουν την προσφερόμενη αντοχή της ενίσχυσης όπως η κατηγορία σκυροδέματος και χάλυβα, το υλικό των πολυμερών, το πάχος των υλικών και το διαθέσιμο μήκος αγκύρωσης του δομικού στοιχείου.

Με την χρήση λογισμικού θα ληφθούν τιμές της προσφερόμενης αντοχής και με την κατασκευή διαγραμμάτων, θα γίνει η σύγκριση των δύο τρόπων ενίσχυσης με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και των κλειστών ενισχύσεων με τους δυο κανονισμούς.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η αστοχία σε διάτμηση είναι ένα ψαθυρό φαινόμενο, που μπορεί να οδηγήσει σε ξαφνική κατάρρευση του στοιχείου χωρίς προηγούμενες μεγάλες παραμορφώσεις.

Οι κατασκευές πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να είναι πλάστιμες, δηλαδή κατά την διαρροή να παραμορφώνονται σημαντικά χωρίς να χάνουν ουσιαστική φέρουσα ικανότητα.
Επομένως, πρέπει η διάτμηση να αποφεύγεται ως τρόπος αστοχίας μιας κατασκευής. Επειδή παλαιότερα δεν υπήρχε επαρκής γνώση πάνω στο αντικείμενο, δεν υπήρχαν αυστηρές προδιαγραφές συνδετήρων σε δοκούς και υποστυλώματα, όπου η διάτμηση είναι κρίσιμη κατά τον σεισμό.

Έτσι πολλές από τις παλαιότερες κατασκευές, ειδικά πριν το 1985, απαιτούν κάποιου είδους ενίσχυση σε τέμνουσα.

Οι πιο αποτελεσματικές μορφές ενίσχυσης για τέμνουσα είναι οι «κλειστές» ενισχύσεις με μορφή ολόπλευρων μανδυών που περιβάλλουν ολόκληρη την διατομή του στοιχείου. Λόγω της κατασκευαστικής δυσκολίας αυτής της τεχνικής σε ορισμένα στοιχεία (πχ πλακοδοκοί) ο ΚΑΝ.ΕΠΕ προδιαγράφει «ανοικτού» τύπου ενισχύσεις με μορφή συνεχούς U με επαρκής αγκύρωση και μόνο μέσω εποξειδικής κόλλας.
Τα νέα κείμενα του EC8-3 (σχέδιο 2022) δεν προδιαγράφουν ανοικτού τύπου ενισχύσεις.

Υλικά που χρησιμοποιούνται για τέτοιου είδους ενισχύσεις είναι, είτε ο χάλυβας σε μορφή φύλλων, είτε τα ινοπλισμένα πολυμερή, σε μορφή υφασμάτων.
Το πλέον εφαρμόσιμο υλικό για την διατμητική ενίσχυση, σε κτηριακές κατασκευές, είναι τα πολυμερή υφάσματα. Η μεγάλη εφελκυστική αντοχή τους μας επιτρέπει την χρήση σχετικά μικρών διατομών υφάσματος και η ευκολότερη τοποθέτηση τους καθιστά οικονομική την διαχείριση και την εφαρμογή τους. Το κόστος του ίδιου του υλικού είναι αρκετά υψηλό. Η προστασία ή και η αντικατάσταση που απαιτείται λόγω της ευαισθησίας του σε υψηλές θερμοκρασίες, καθιστά την μέθοδο αντιοικονομική συγκριτικά με την χρήση χάλυβα.

Η παρούσα εργασία έχει στόχο την σύγκριση αποτελεσμάτων για ανοικτές και κλειστές ενισχύσεις, έναντι διάτμησης, σε δομικά στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος κατ' εφαρμογή του ΚΑΝ.ΕΠΕ, καθώς και των αντίστοιχων που προκύπτουν με χρήση του EC8-3(σχέδιο 2022). Σημειώνεται ότι το σχέδιο του EC8-3(σχέδιο 2022)δεν υιοθετεί, προς το παρόν, σχέσεις για ανοιχτές ενισχύσεις.

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΧΕΣΕΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕ ΤΙΣ ΣΧΕΣΕΙΣ ΤΟΥ ΚΑΝ.ΕΠΕ

Ένα δομικό στοιχείο απαιτεί ενίσχυση έναντι τέμνουσας, είτε γιατί ο κορμός δεν μπορεί να παραλάβει την λοξή θλίψη, είτε γιατί ο οπλισμός διάτμησης είναι ανεπαρκής.

Στην περίπτωση της αδυναμίας παραλαβής λοξής θλίψης, η πρόσθετη απαιτούμενη αντοχή προσφέρεται με περίσφιξη ή προσθέτοντας περισσότερο σκυρόδεμα, με μορφή μανδύα. Όταν ο οπλισμός διάτμησης δεν είναι επαρκής εφαρμόζονται εξωτερικά στοιχεία χάλυβα ή ινοπλισμένων πολυμερών που παίρνουν την μορφή εξωτερικών συνδετήρων. Σπάνια ένα στοιχείο απαιτεί ενίσχυση σε λοξή θλίψη γιατί αυτό προϋποθέτει επαρκή οπλισμό διάτμησης, κάτι που είναι σπάνιο σε παλαιότερες κατασκευές στην Ελλάδα. Επιπλέων οι σχετικά μεγάλες διατομές, των δοκών, στις παλαιότερες κατασκευές εξασφαλίζουν επαρκή αντοχή σε λοξή θλίψη.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ § Σ8.2.2.2(i) συνιστά την κατασκευή κλειστών ενισχύσεων με την μορφή ολόπλευρων μανδυών σε ολόκληρη την διατομή του στοιχείου. Όταν αυτό δεν είναι εφικτό απαιτείται η πλήρης αγκύρωση, με ακραία στοιχεία, του οπλισμού ενίσχυσης για την μεταφορά των δυνάμεων στο αρχικό στοιχείο. Κατά παρέκκλιση ο ΚΑΝ.ΕΠΕ επιτρέπει την εφαρμογή ανοικτών ενισχύσεων με αγκύρωση, χωρίς πρόσθετα ακραία στοιχεία υπό τρείς προϋποθέσεις

α) $h \geq h_j \geq 2 \cdot L_e$

β) το αρχικό στοιχείο να είναι επαρκές στον συνδυασμό φόρτισης G+$\Psi_2 \cdot Q$

γ) ο ποιοτικός έλεγχος των εργασιών να είναι υψηλής στάθμης

Στην περίπτωση ενίσχυσης με εξωτερικά στοιχεία, η συνολική τέμνουσα αντοχής του στοιχείου υπολογίζεται ως :

$\mathrm{V}_{\mathrm{Rd,s}}^{\mathrm{tot}} = \mathrm{V}_{\mathrm{Rd,s}}^{0} + \mathrm{V}_{\mathrm{jd}}$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ § 8.2.2.2 (iii) εξ.8.12)

$\mathrm{V}_{\mathrm{Rd,s}}^{0}$ είναι η τέμνουσα που αναλαμβάνουν οι συνδετήρες του αρχικού στοιχείου και υπολογίζεται εφαρμόζοντας τις σχέσεις του EC2 §6.2.3

V_{jd} είναι η τέμνουσα που θα αναλάβει ο νέος οπλισμός διάτμησης των εξωτερικών στοιχείων και με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ υπολογίζεται ως

$\mathrm{V}_{\mathrm{jd}} = \sigma_{jd} \cdot \rho_j \cdot b_w \cdot h_{j,ef} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin^2 a$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ § 8.2.2.2 (iii) εξ.8.13) (2.1)

Όπου:

σ_{jd} είναι η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης

ρ_{j} είναι το γεωμετρικό ποσοστό του εξωτερικού οπλισμού

$\mathrm{b_w}$ είναι το πλάτος της διατομής

$\mathrm{h_{j,ef}}$ είναι το ενεργό (για την ανάληψη της τέμνουσας) ύψος της ενίσχυσης

θ είναι η γωνία μεταξύ του άξονα του στοιχείου και της διεύθυνσης των αναμενόμενων λοξών ρωγμών την οποία ο ΚΑΝ.ΕΠΕ θεωρεί ίση με 45°

α είναι η γωνία του εξωτερικού οπλισμού ως προς τον διαμήκη άξονα του στοιχείου

Το γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού υπολογίζεται ως
$\rho_j = \frac{2 \cdot A_j}{s_j \cdot b_w \cdot \sin a}$ ΚΑΝ.ΕΠΕ § 8.2.2.2 (Σ8.8)

Όπου $A_j = t_j \cdot w_j$
t_j είναι το πάχος του εξωτερικού οπλισμού

w_j και s_j είναι το πλάτος και η αξονική απόσταση του εξωτερικού οπλισμού

Στην περίπτωση συνεχών φύλλων $t_j = \frac{A_j}{s_j}$, $w_j = S_j$ και για την προτεινόμενη τιμή της διεύθυνσης των λοξών ρωγμών $\theta = 45^\circ$ με γωνία τοποθέτησης του εξωτερικού οπλισμού $\alpha = 90^\circ$ η εξίσωση (2.1) απλοποιείται και γίνεται

$V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \rho_j \cdot b_w \cdot h_{j,ef} = \frac{2 \cdot A_j}{s_j} \cdot h_{j,ef} \cdot \sigma_{jd} = 2 \cdot t_j \cdot h_{j,ef} \cdot \sigma_{jd}$ ΚΑΝ.ΕΠΕ § 8.2.2.2 (Σ8.9) (2.2)

Το $h_{j,ef}$ μπορεί να θεωρηθεί ίσο με τα 2/3 του στατικού ύψους d.

Στην περίπτωση ενίσχυσης με ινοπλισμένα πολυμερή, η γωνία α είναι η γωνία των κύριων ινών του πολυμερούς ως προς τον διαμήκη άξονα του στοιχείου, όπου επιδιώκεται να είναι 90°

Η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του εξωτερικού οπλισμού σ_{jd} υπολογίζεται με βάση μια κρίσιμη τιμή της τάσης σ_{jd} του υλικού ενίσχυσης ή της παραμόρφωσης $\varepsilon_{j,crit}$, η οποία εξαρτάται από την μορφή αστοχίας. Η τιμή σχεδιασμού σ_{jd} θεωρείται αυτή που αντιστοιχεί στην δυσμενέστερη από τις δύο πιθανές μορφές αστοχίας ΚΑΝ.ΕΠΕ § 8.2.2.2 (iv)

Α) Για την αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης

Πρέπει να ισχύει

$\sigma_{jd} \leq \frac{1}{\gamma_m} \cdot f_{jk}$ ΚΑΝ.ΕΠΕ § 8.2.2.2 (iv) εξ.(8.14) (2.3)

Όπου:
f_{jk} είναι η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής του υλικού και

γ_m είναι ο συντελεστής ασφαλείας για το υλικό ενίσχυσης

Για την περίπτωση ενίσχυσης με χάλυβα η τιμή του συντελεστή γ_m προσδιορίζεται με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ § 4.5.3.2α και λαμβάνεται $f_{jk} = f_{yk}$

Για την περίπτωση που το υλικό ενίσχυσης είναι τα ινοπλισμένα πολυμερή με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ § 4.5.3.2β $\gamma_m = \gamma_{ΙΟΠ} = 1{,}2$ και υπολογίζεται
$f_{jk} = E_j \cdot \varepsilon_{j,crit}$ (2.4)
όπου E_j είναι το μέτρο ελαστικότητας του υλικού ενίσχυσης και $\varepsilon_{j,crit}$ είναι η κρίσιμη παραμόρφωση.
Όταν χρησιμοποιούνται ΙΟΠ, η αστοχία του υλικού μπορεί να συμβεί σε σημαντικά μικρότερες παραμορφώσεις από την συμβατική παραμόρφωση αστοχίας του υλικού, όπως έχει

προκύψει από δοκιμές αξονικού εφελκυσμού. Αυτό γίνεται λόγω της τοπικής υπερκαταπόνισης στην θέση όπου το υλικό ενίσχυσής γεφυρώνει το μεγαλύτερο άνοιγμα μιας κρίσιμης διατμητικής ρωγμής.
Έτσι λαμβάνεται :

$$\varepsilon_{j,crit} = k_v \cdot \varepsilon_{j,max} \quad (2.5)$$

Όπου το k_v είναι συντελεστής που εκφράζει την περίπου τριγωνική κατανομή των παραμορφώσεων κατά μήκος της κρίσιμης λοξής ρωγμής και λαμβάνεται ίσος με 0.5 και

$$\varepsilon_{j,max} = \varepsilon_{ju} \cdot \psi \leq 1.5\% \quad (2.6)$$

Όπου
ε_{ju} είναι η μέγιστη παραμόρφωση του υλικού και
Ψ είναι ο μειωτικός συντελεστής πολλών στρώσεων

$$\psi = k^{-1/4} > 3/k \text{ ΚΑΝ.ΕΠΕ § 6.2.3} \quad (2.7)$$

Όπου k το πλήθος των στρώσεων εάν $k \geq 4$ αλλιώς $\psi = 1$

Η μέγιστη τιμή $\varepsilon_{j,max} = 1.5\%$ στοχεύει να περιορίσει το άνοιγμα κρίσιμης λοξής ρωγμής, που θα περιορίσει σημαντικά την συμβολή του σκυροδέματος στην διατμητική αντοχή και η αστοχία θα επέλθει πριν την εξάντληση της αντοχής του υλικού ενίσχυσης.

Β) Πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης των άκρων

Πρέπει να ισχύει

$$\sigma_{jd} \leq \sigma_{j,crit} : \gamma_{rd} \text{ ΚΑΝ.ΕΠΕ § 8.2.2.2 (iv) εξ.(8.15)} \quad (2.8)$$

Όπου γ_{rd} είναι ο κατάλληλος συντελεστής αβεβαιότητας του προσομοιώματος και λαμβάνεται ίσος με 1,2
Η αστοχία αυτή αποφεύγεται στις κλειστού τύπου ενισχύσεις εξασφαλίζοντας την περιμετρικη, συνέχεια του στοιχείου ενίσχυσης. Στην περίπτωση που χρησιμοποιηθούν ΙΟΠ η περιμετρική συνέχεια εξασφαλίζεται με επαρκείς επικάλυψη των άκρων του υφάσματος ενώ στην περίπτωση που χρησιμοποιηθεί χάλυβας εξασφαλίζεται μέσω ηλεκτροσυγκολλήσεων όπου ο ΚΑΝ.ΕΠΕ προτείνει να ελεγχθεί η αντοχή της. ΚΑΝ.ΕΠΕ § Σ8.2.2.2 (iv)

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ ελλείψει αξιόπιστων μέσων δεδομένων βιβλιογραφίας προτείνει η τιμή του $\sigma_{j,crit}$ να υπολογίζεται ως εξής

$$\sigma_{j,crit} = k_v \cdot \sigma_{j,max} \quad (2.9)$$

με

$$k_v = 0{,}40 + 0{,}25 \cdot \lambda \leq 0{,}65 \quad (2.10)$$

Όπου

$$\lambda = L_{av}/L_e \quad (2.11)$$

$L_{av} = h_{j,ef}$ είναι το διατιθέμενο μήκος αγκύρωσης του οπλισμού ενίσχυσης όπου θεωρείται ίσο με τα 2/3 του στατικού ύψους d
L_e είναι το ενεργό μήκος αγκύρωσης, δηλαδή το μήκος αγκύρωσης πέραν του οποίου η αναλαμβανόμενη δύναμη από το υλικό ενίσχυσης δεν αυξάνεται

και υπολογίζεται

$L_e = \sqrt{\frac{E_j \cdot t_j}{2 \cdot f_{ctm}}}$ (MPa, mm)

$\sigma_{j,max} = \beta \cdot \frac{\tau_b^{\alpha\pi o\kappa}}{t_j} \cdot L_e$ ΚΑΝ.ΕΠΕ § 8.2.2.2 (iv) (Σ8.10) (2.12)

$\tau_b^{\alpha\pi o\kappa} \cong f_{ctm}$

t_j είναι το πάχος του υλικού ενίσχυσης και στην περίπτωση χρήσης k επάλληλων στρώσεων πάχους t_1 λαμβάνεται

$t_j = \psi \cdot k \cdot t_1$ (2.13)

Όπου ψ υπολογίζεται από την σχέση (2.7) για περισσότερες από 3 στρώσεις

$\beta = \beta_w \cdot \beta_L$ (2.14)

διορθωτικός συντελεστής

$\beta_w = \sqrt{\frac{2 - {w_j}/{s_j \cdot \sin a}}{1 + {w_j}/{s_j \cdot \sin a}}}$ (2.15)

συντελεστής επιρροής πλάτους οπλισμού ενίσχυσης και για συνεχή φύλλα ή υφάσματα είναι ίσος με $\sqrt{2}/2$

$\beta_L = \sin(\frac{\pi \cdot \lambda}{2}) \cong \lambda(2 - \lambda)$ (2.16)

συντελεστής επιρροής διατιθέμενου μήκους αγκύρωσης όταν $\lambda \leq 1$

$\beta_L = 1$ όταν $\lambda \geq 1$

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ παρέχει σχέσεις και για την ενίσχυση στοιχείων με κυκλική διατομή στην § 8.2.2.2 (v). Όμως παλαιότερες κτηριακές κατασκευές δεν συνηθιζόταν να έχουν κυκλικά δομικά στοιχεία. Ενίσχυση σε κυκλικό δομικό στοιχείο κατά κύριο λόγο απαιτείται σε βάθρα γεφυρών. Όμως τέτοιες ενισχύσεις είναι πέρα από τον σκοπό της παρούσας εργασίας

3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΧΕΣΕΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕ ΤΙΣ ΣΧΕΣΕΙΣ ΤΟΥ EC8-3 (σχέδιο 2022)

Στο καινούριο σχέδιο του EC8–3 (2022), η αύξηση της αντοχής ενός στοιχείου έναντι τέμνουσας, με την χρήση χαλύβδινων στοιχείων, προδιαγράφεται μόνο για υποστυλώματα, ενώ με την χρήση ΙΟΠ προδιαγράφεται και για δοκούς και τοιχώματα σε οποιαδήποτε μορφή (ανοιχτές ή κλειστές).

Στην περίπτωση ενίσχυσης υποστυλώματος με χαλύβδινα στοιχεία, η τέμνουσα που αναλαμβάνει ο νέος οπλισμός διάτμησης προσδιορίζεται από την σχέση

$V_{jd} = 0.5 \cdot \frac{2 \cdot t_j}{s_j} \cdot w_j \cdot h \cdot \sigma_{jd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha$ [3] (3.1)

Όπου ο συντελεστής 0.5 εκφράζει τον βαθμό επιστράτευσης της τάσης διαρροής του χάλυβα

σ_{jd} είναι η τιμή σχεδιασμού της τάσης του εξωτερικού χαλύβδινου οπλισμού διάτμησης και ισούται με την χαρακτηριστική τιμή της αντοχής του

h είναι το ύψος της διατομής

t_j είναι το πάχος του εξωτερικού οπλισμού

w_j και s_j είναι το πλάτος και η αξονική απόσταση του εξωτερικού οπλισμού και στην περίπτωση συνεχών φύλλων $w_j = s_j$

θ είναι η γωνία μεταξύ του άξονα του εξωτερικού οπλισμού και της διεύθυνσης των αναμενόμενων λοξών ρωγμών και θεωρείται ίσο με 45°

α είναι η γωνία του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης ως προς τον διαμήκη άξονα του στοιχείου και λαμβάνεται ίσο με 90°, στην περίπτωση συνεχών φύλλων

έτσι η εξίσωση (3.1) για συνεχή φύλλα μετατρέπεται

$$V_{jd} = 0.5 \cdot 2 \cdot t_j \cdot h \cdot \sigma_{jd} \quad [3] \tag{3.2}$$

Στην περίπτωση ενίσχυσης με ΙΟΠ ο EC8-3 (σχέδιο 2022) παρέχει την σχέση για την προστιθέμενη διατμητική αντοχή στην κρίσιμη περιοχή

$$V_{R,f} = 0.5 \cdot \min(1; \frac{R}{R_0}) \cdot (2 - \min\left(1; \frac{R}{R_0}\right)) \cdot \rho_f \cdot b_w \cdot \sigma_{jd} \cdot \min\,(z \cdot \cot\theta\,; l_f) \quad [3] \tag{3.3}$$

η οποία ισχύει μόνο για κλειστές ενισχύσεις.
Στο κείμενο δεν παρέχονται σχέσεις για ανοιχτές ενισχύσεις παρότι επιτρέπει αυτή την μορφή ενίσχυσης.

Ο συντελεστής 0.5 εκφράζει την περίπου τριγωνική κατανομή των τάσεων.

R είναι η ακτίνα εξομάλυνσης

$R_0 = 50\text{mm}$

$\rho_f = 2 \cdot t_f / b_w$ το γεωμετρικό ποσοστό του ΙΟΠ

σ_{jd} είναι η τιμή σχεδιασμού της οριακής αντοχής του υλικού ενίσχυσης $f_{u,f}$,διηρημένης με τον συντελεστή ασφαλείας γ_{fd} ο οποίος προτείνεται να είναι ίσος με 1,4

z είναι ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων και λαμβάνεται ίσος με το στατικό ύψος d

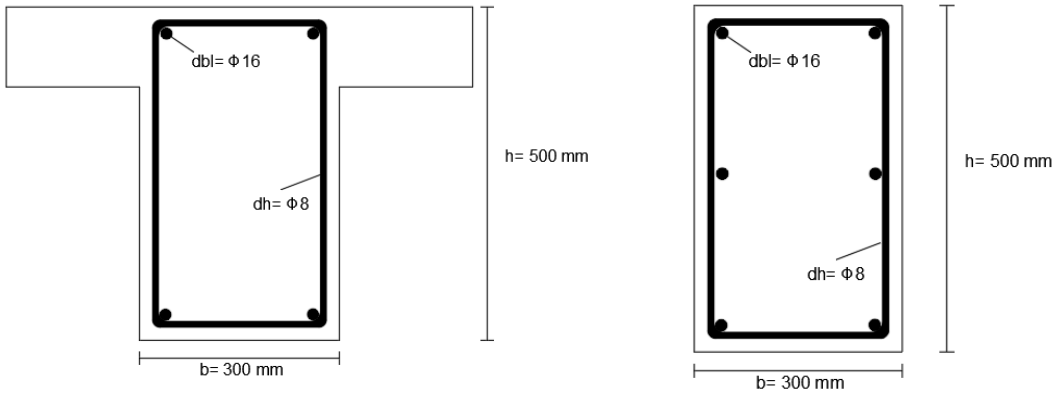
θ είναι η γωνία κλίσης του θλιπτήρα ως προς τον διαμήκη άξονα του στοιχείου και λαμβάνεται ίση με 45°

Στο κείμενο του κανονισμού η τιμή του μήκους l_f δεν προσδιορίζεται και δεν είναι εμφανής η επιρροή της γωνίας των ινών ΙΟΠ σε σχέση με τον διαμήκη άξονα του στοιχείου. Για αυτό δεδομένου ότι η σχέση αφορά κλειστή ενίσχυση ο όρος αυτός μπορεί να παραληφθεί (Στέφανος Η. Δρίτσος, 2023 [1])
Και η εξ. (3.3) να γραφτεί ως

$$V_{R,f} = 0.5 \cdot \min(1; \frac{R}{R_0}) \cdot (2 - \min\left(1; \frac{R}{R_0}\right)) \cdot \rho_f \cdot b_w \cdot \sigma_{jd} \cdot d \cdot \cot\theta \quad [1] \tag{3.4}$$

4. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΠΡΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΙ ΕΠΙΛΟΓΗ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΜΕΛΕΤΗ

Μία τυπική διατομή δοκού που βρίσκουμε σε παλαιότερες κατασκευές έχει συνήθως 4 διαμήκης ράβδους οπλισμού, μία σε κάθε γωνία, με σχετικά μεγάλο ύψος. Παρόμοια διάταξη είχαν και τα υποστυλώματα που μερικές φορές τοποθετούνταν μια ενδιάμεση ράβδος. Το μέλος το οποίο θα μελετηθεί η ενίσχυση, αποτελείται από ράβδους διατομής Φ16 και συνδετήρες διατομής Φ8 το στατικό ύψος της οποίας υπολογίστηκε d= 465mm με h=500mm και d=300. Επειδή θα μελετηθεί η προσφερόμενη αντοχή της ενίσχυσης στην δοκό, δεν θα υπολογιστεί η αντοχή του στοιχείου χωρίς την ενίσχυση. Το παρακάτω σχήμα απεικονίζει τις τυπικές διατομές δοκού και υποστυλώματος αντίστοιχα



Σχήμα 1: διατομή δοκού (αριστερά) διατομή υποστυλώματος (δεξιά)

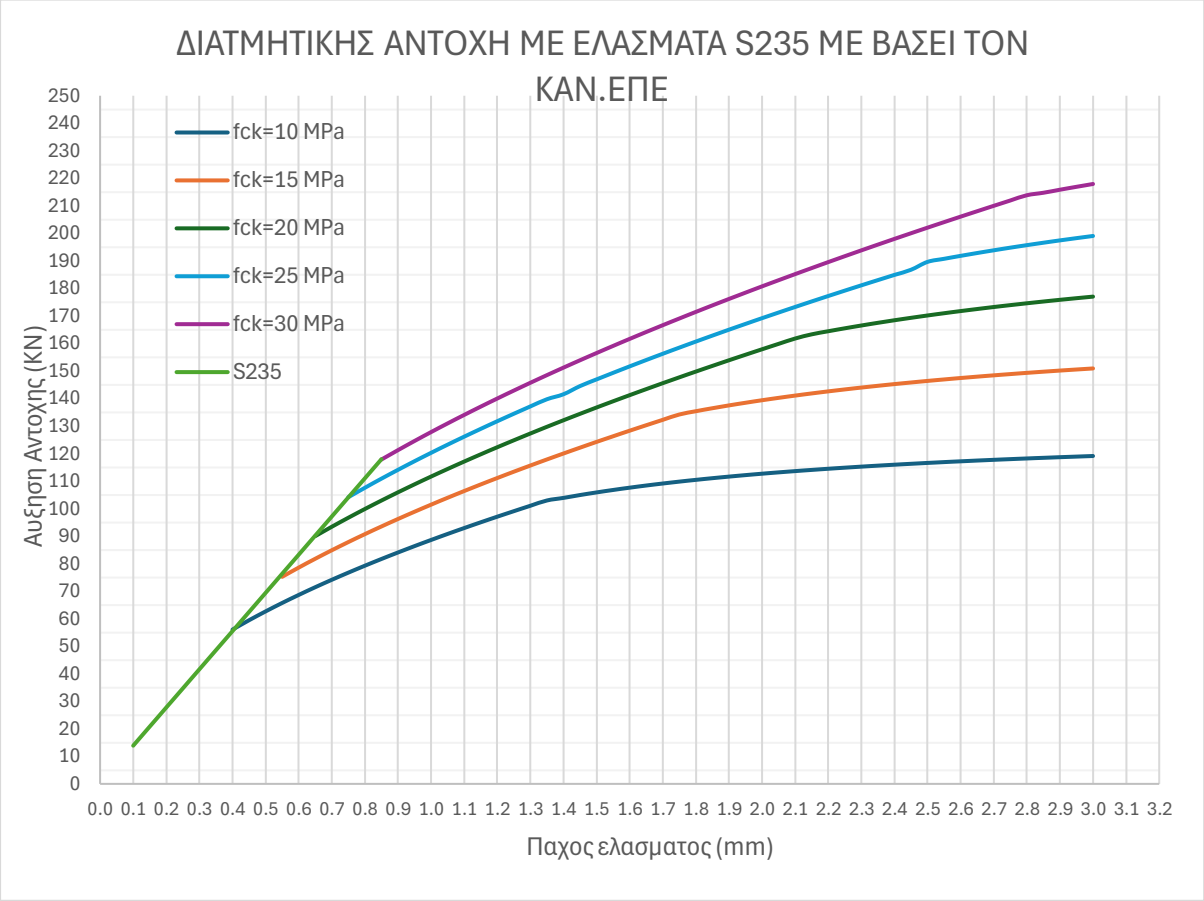
Στις σχέσεις που παρέχει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ για τις κλειστές ενισχύσεις (εξ. 2.2 και 2.3) αυτό που επηρεάζει την προσφερόμενη αντοχή είναι τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης σ_{jd}. Η τάση αυτή εξαρτάται από το πάχος t_j του υλικού, την αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας E_j.

Ομοίως στις σχέσεις που παρέχει το σχέδιο EC8-3 (2022) για φύλλα χάλυβα (εξ. 3.1) το πάχος του υλικού ενίσχυσης t_j και η τιμή σχεδιασμού της τάσης του εξωτερικού χαλύβδινου οπλισμού σ_{jd} είναι οι κύριοι παράγοντες που καθορίζουν την αντοχή της ενίσχυσης. Στις σχέσεις του EC8-3 (σχέδιο 2022) για την χρήση ΙΟΠ (εξ. 3.4) η ακτίνα εξομάλυνσης του υφιστάμενου δομικού στοιχείου έχει σημαντικό ρόλο στην προσφορά διατμητικής αντοχής.

Για τις ανοιχτές ενισχύσεις όμως, στις εξισώσεις που παρέχει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ εκτός από το πάχος του υλικού ενίσχυσης t_j και το μέτρο ελαστικότητας E_j η ενεργός τάση σχεδιασμού επηρεάζεται από διαφορές παραμέτρους. Η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος f_{ctm} επηρεάζει άμεσα το ενεργό μήκος αγκύρωσης L_e και την μέγιστη τάση $\sigma_{j,max}$ (εξ. 2.12). Επίσης σημαντικό ρόλο στην αντοχή της ενίσχυσης έχει το διαθέσιμο μήκος αγκύρωσης L_{av} (εξ. 2.11). Στην περίπτωση των πολυμερών ινών το μήκος αγκύρωσης το επηρεάζει και το πλήθος στρώσεων υφάσματος που θα χρησιμοποιηθούν (εξ. 2.13 και εξ.2.7)

5. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΓΙΑ ΑΝΟΙΧΤΈΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΚΑΝ.ΕΠΕ

Όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ § 8.2.2.2 (iv), καθώς ισχύουν οι προϋποθέσεις § Σ8.2.2.2 (i), ως τιμή σχεδιασμού σ_{jd} θεωρείται αυτή που αντιστοιχεί στην δυσμενέστερη από τους δύο τρόπους αστοχίας που αναφέρει σε αυτή την παράγραφο (αστοχία του ιδίου του υλικού και πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης). Με την χρήση των εξισώσεων (2.3), για την εύρεση της τάσης για την αστοχία του ιδίου του υλικού, και (2.9) έως (2.12), για την εύρεση της τάσης αποκόλλησης, υπολογίστηκε η προσφερόμενη διατμητική αντοχή μέσω της εξίσωσης (2.2). Στα παρακάτω γραφήματα απεικονίζεται η προσφερόμενη αντοχή συναρτήσει του πάχους του υλικού ενίσχυσης, για διάφορες χαρακτηριστικές τιμές της θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος. Για υλικό ενίσχυσης τον χάλυβα, κατηγορίας S235 (Σχήμα 2) και S275 (Σχήμα 3), και για υφάσματα ΙΟΠ (Σχήμα 4 και Σχήμα 5), αφού έχουμε εξασφαλίσει το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης.



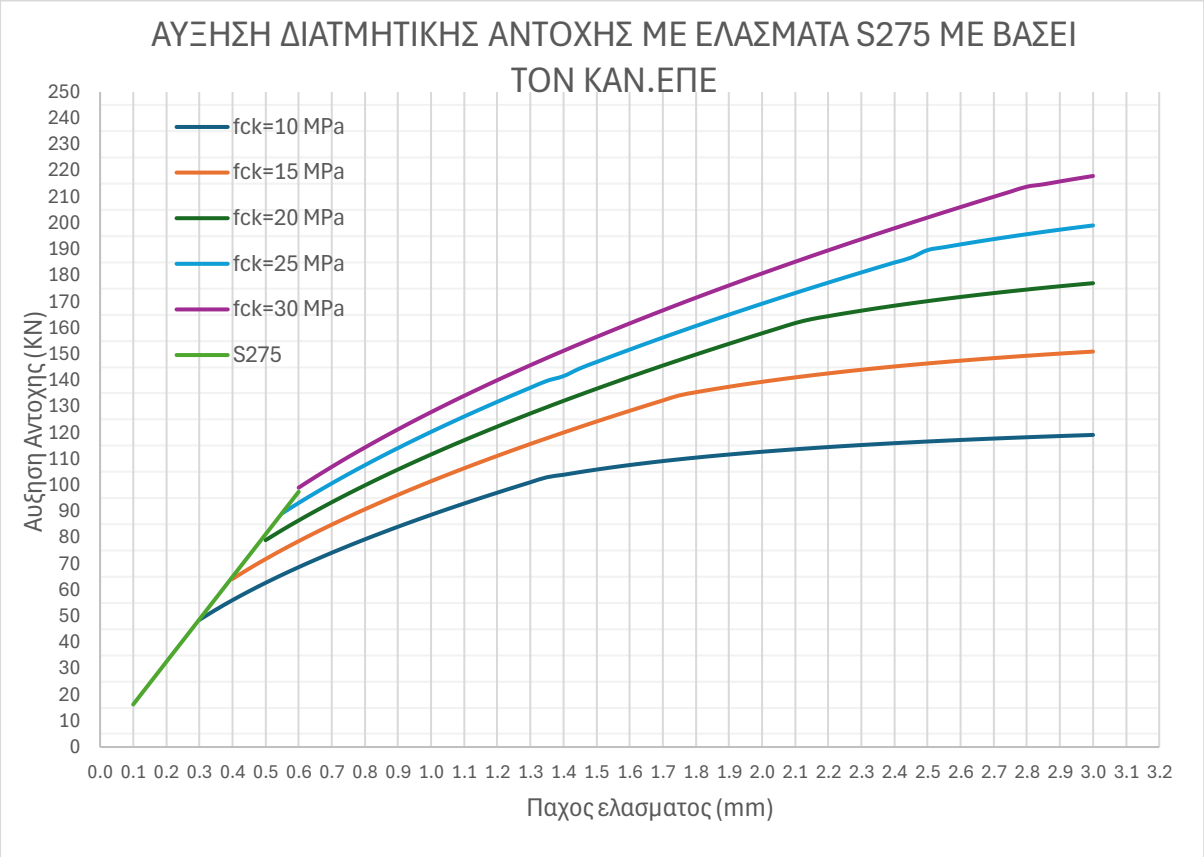
Σχήμα 2 : Προσφερόμενη αντοχή ενίσχυσης συνεχών φύλλων χάλυβα κατηγορίας S235

Η πράσινη γραμμή απεικονίζει τις τιμές στις οποίες αστοχεί το ίδιο το υλικό, ενώ οι υπόλοιπες απεικονίζουν τις τιμές για τις οποίες υπάρχει αποκόλληση, για κάποιες χαρακτηριστικές τιμές της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος. Το μέτρο ελαστικότητας E_j του χάλυβα λήφθηκε ίσο με 200 GPa. Οι τιμές της αντοχής δεν αντιστοιχούν σε συγκεκριμένες κατηγορίες σκυροδέματος, λόγω της αμφιβόλου ποιότητας παραγωγής σκυροδέματος τα παλαιότερα χρόνια και για αυτό ξεκινούν από μικρές τιμές. Οι τιμές του πάχους ελάσματος έχουν μεγάλο εύρος για λόγους σύγκρισης. Κατασκευάσιμες και εφαρμόσιμες διατομές κυμαίνονται κάπου ενδιάμεσα.

Παρατηρείται ότι η αστοχία του ίδιου του υλικού προηγείται της απόσχισης, μόνο σε αρκετά μικρές τιμές του πάχους ενίσχυσης και όσο αυξάνεται η θλιπτική αντοχή του

υφιστάμενου σκυροδέματος αυξάνεται και το πάχος της ενίσχυσης στο οποίο αρχίζει η αποκόλληση. Για αντοχή $f_{ck} = 10$ MPa προηγείται η απόσχιση για πάχη ενίσχυσης μεγαλύτερα από 0.4 mm ενώ για αντοχή $f_{ck} = 30$ MPa η απόσχιση προηγείται για πάχη ενίσχυσης μεγαλύτερα των 0.85 mm. Αυτό γίνεται γιατί με την αύξηση της κατηγορίας του σκυροδέματος, αυξάνεται και η διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας του, που είναι ο κύριος τρόπος μεταφοράς της δύναμης από το σκυρόδεμα στην ενίσχυση.

Παρατηρείται επίσης σε μεγάλες τιμές πάχους της ενίσχυσης, η δημιουργία ενός πλατό και οι τιμές προσφερόμενης αντοχής να φτάνουν μέχρι κάποια τιμή, περίπου τα 120 KN για $f_{ck} = 10$ MPa και 145 KN για $f_{ck} = 15$ MPa (Σχήμα 2). Αυτό το πλατό δημιουργείται λόγω του συντελεστή k_v που εκφράζει την κατανομή των τάσεων πού όσο μεγαλώνει η διατομή του υλικού ενίσχυσης δεν αξιοποιείται σε όλο της το πάχος (εξ. (2.10)-(2.12))

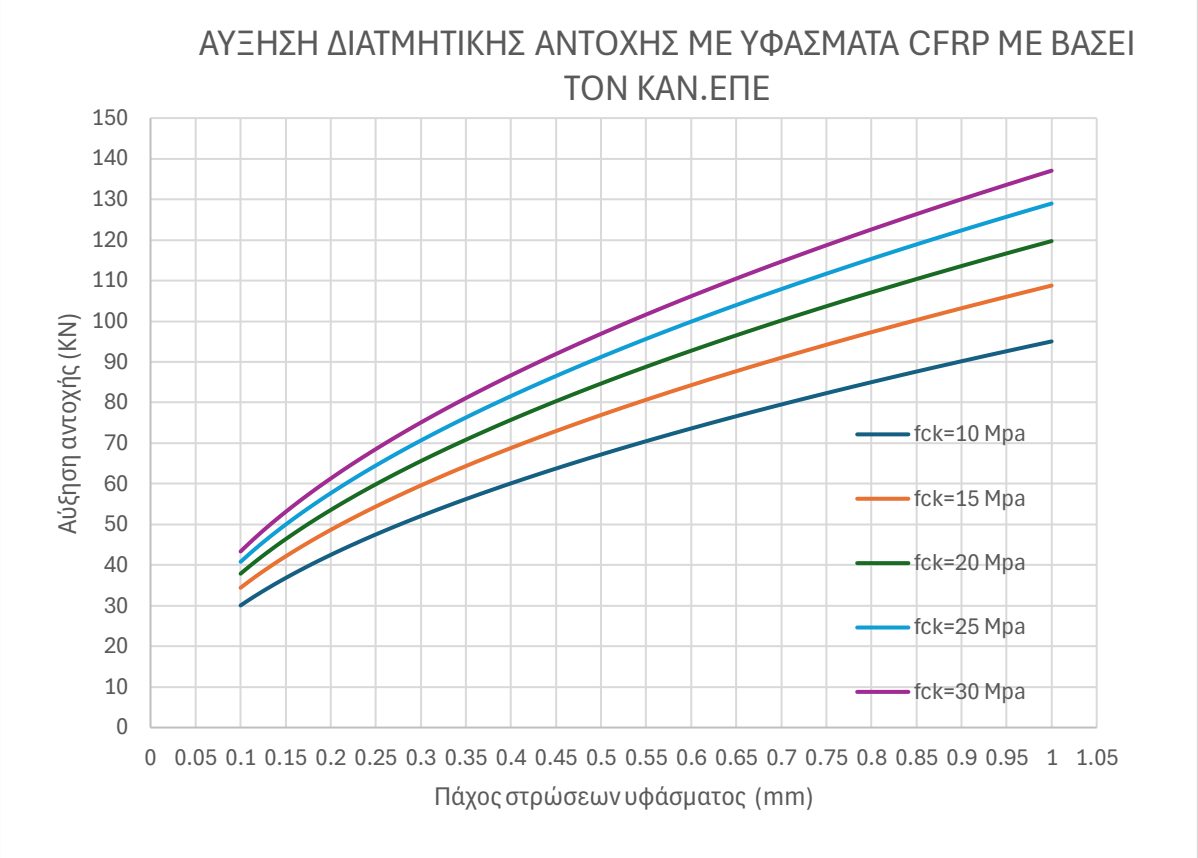


Σχήμα 3: Προσφερόμενη αντοχή ενίσχυσης συνεχών φύλλων χάλυβα κατηγορίας S275

Παρατηρείται ότι όσο αυξάνεται η κατηγόρια του ελάσματος ενίσχυσης, η απόσχιση προηγείται για όλο και μικρότερα πάχη (Σχήμα 3) . Για την αντοχή $f_{ck} = 10$ MPa προηγείται η απόσχιση για πάχη μεγαλύτερα των 0.3 mm ενώ για $f_{ck} = 30$ MPa η απόσχιση προηγείται για πάχη ενίσχυσης μεγαλύτερα των 0.6 mm. Αυτό το φαινόμενο οφείλεται καθαρά στην αύξηση της αντοχής του ελάσματος που επικολλείται, δηλαδή για το ίδιο πάχος της ενίσχυσης απαιτείται μεγαλύτερη τάση για την αστοχία του.

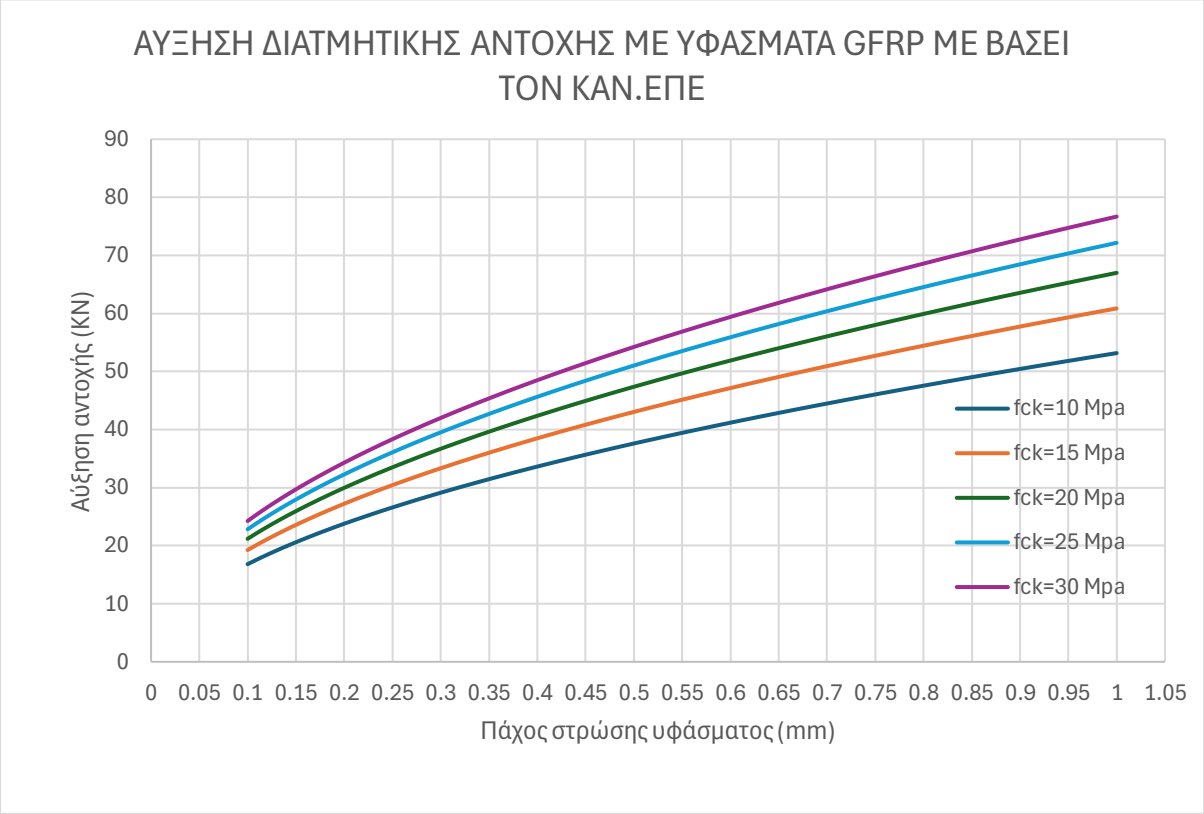
Τα υπόλοιπα σκέλη του διαγράμματος παραμένουν ίδια, με το πλατό στο διάγραμμα να παραμένει στις ίδιες τιμές αντοχής

Στην περίπτωση που το υλικό ενίσχυσης είναι ΙΟΠ άνθρακα (GFRP) το μέτρο ελαστικότητάς λήφθηκε ίσο με $E_j = 230$ GPa . Μέσω των (εξ. (2.4) έως εξ. (2.7)) υπολογίστηκε η τιμή της τάσης σχεδιασμού $\sigma_{jd} = 1369$, για την αστοχία του ίδιου του υλικού, με λιγότερες από 4 στρώσεις . Η τάση αυτή είναι μεγαλύτερη από τη σ_{jd} της απόσχισης ,για οποιαδήποτε τιμή του t_j. Επομένως για την συγκεκριμένη διατομή που έχει επιλεχθεί, ο κρίσιμος τρόπος αστοχίας θα είναι η απόσχιση για οποιοδήποτε πάχος υφάσματος επιλεχθεί. Η μεγάλη εφελκυστική αντοχή των υφασμάτων, μας επιτρέπει να χρησιμοποιούμε πολύ μικρές διατομές υλικού, χωρίς να προσθέτουν επιπλέων βάρος στην κατασκευή, αυξάνοντας έτσι σημαντικά την αντοχή των δομικών στοιχείων. Ομοίως με τον χάλυβα η χαρακτηριστική τιμή θλιπτικής αντοχής του υπάρχοντος σκυροδέματος, καθορίζει σε μεγάλο βαθμό το πάχος του υλικού που απαιτείται. Για να αυξηθεί η διατμητική αντοχή ενός δομικού στοιχείου κατά 80 KN εάν η αντοχή του σκυροδέματος είναι $f_{ck} = 10$ MPa απαιτούνται συνολικά 0.7 mm υφάσματος ενώ αν $f_{ck} = 15$ MPa απαιτούνται συνολικά 0.55mm υφάσματος (Σχήμα 4), έχοντας σημαντική μείωση του υλικού ενίσχυσης που απαιτείται.



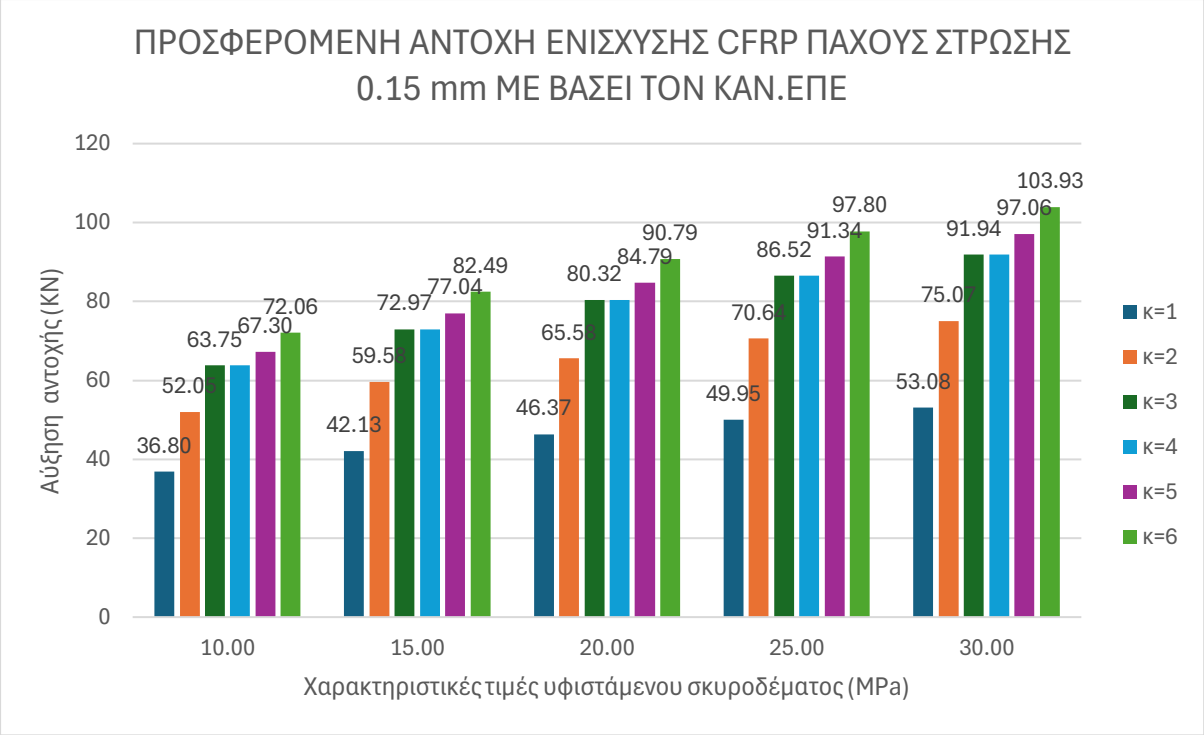
Σχήμα 4: Προσφερόμενη αντοχή ενίσχυσης υφασμάτων CFRP

Με τον ίδιο τρόπο υπολογίστηκε η προστιθέμενη αντοχή με την χρήση ΙΟΠ υάλων (GFRP). Τα υφάσματα από νήματα υάλου έχουν μικρό μέτρο ελαστικότητας $E_j = 72GPa$ και αρκετά μεγάλη παραμόρφωση θραύσης $\varepsilon_{ju} = 2.7\%$. Ομοίως, με τα ΙΟΠ άνθρακα ο κρίσιμος τρόπος αστοχίας θα είναι η απόσχιση του υλικού. Λόγω του χαμηλού μέτρου ελαστικότητας δεν συστήνεται η χρήση ΙΟΠ υάλων για την διατμητική ενίσχυση. Η αντοχή που παρέχουν περιορίζεται σε σχετικά μικρές τιμές, σημαντικά μικρότερες των 100 KN για πάχη ενίσχυσης μέχρι 1mm (Σχήμα 5). Η χρήση ΙΟΠ υάλων συστήνεται κυρίως για τις επεμβάσεις με στόχο την περίσφιξη του στοιχείου



Σχήμα 5: προσφερόμενη αντοχή υφασμάτων GFRP

Στο Σχήμα 6 διατυπώνεται η επιρροή που έχουν οι πολλαπλές στρώσεις υφάσματος ΙΟΠ στην προσφερόμενη αντοχή της ενίσχυσης . Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ στις εξισώσεις του έχει τον μειωτικό συντελεστή Ψ ο οποίος λαμβάνει υπόψη τον αριθμό των στρώσεων του υφάσματος για τον υπολογισμό του ενεργού μήκους αγκύρωσης L_e (εξ. 2.12). Θεωρώντας το πάχος μίας στρώσης υφάσματος $t_j = 0.15\ mm$ παρατηρούμε ότι η αντοχή της ενίσχυσης για δύο στρώσεις δεν είναι διπλάσια από την αντοχή της μίας στρώσης για οποιαδήποτε χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος, αντίστοιχα και για τις κ=3 στρώσεις. Πρακτικά για λιγότερες από κ=4 στρώσεις οι τιμές είναι ίδιες με αυτές του Σχήματος 4. Για 4 ή περισσότερες στρώσεις, η αύξηση της αντοχής είναι πρακτικά ανύπαρκτη. Η αύξηση από τις 3 στρώσεις (συνολικό πάχος ενίσχυσης 0.45 mm) σε κ=4 στρώσεις έχει σχεδόν μηδενική διαφορά ενώ η πέμπτη στρώση θα προσφέρει μόλις 6 KN. Πρακτικά ο ΚΑΝ.ΕΠΕ αποτρέπει τον σχεδιασμό ενισχύσεων με πολλές στρώσεις υφάσματος



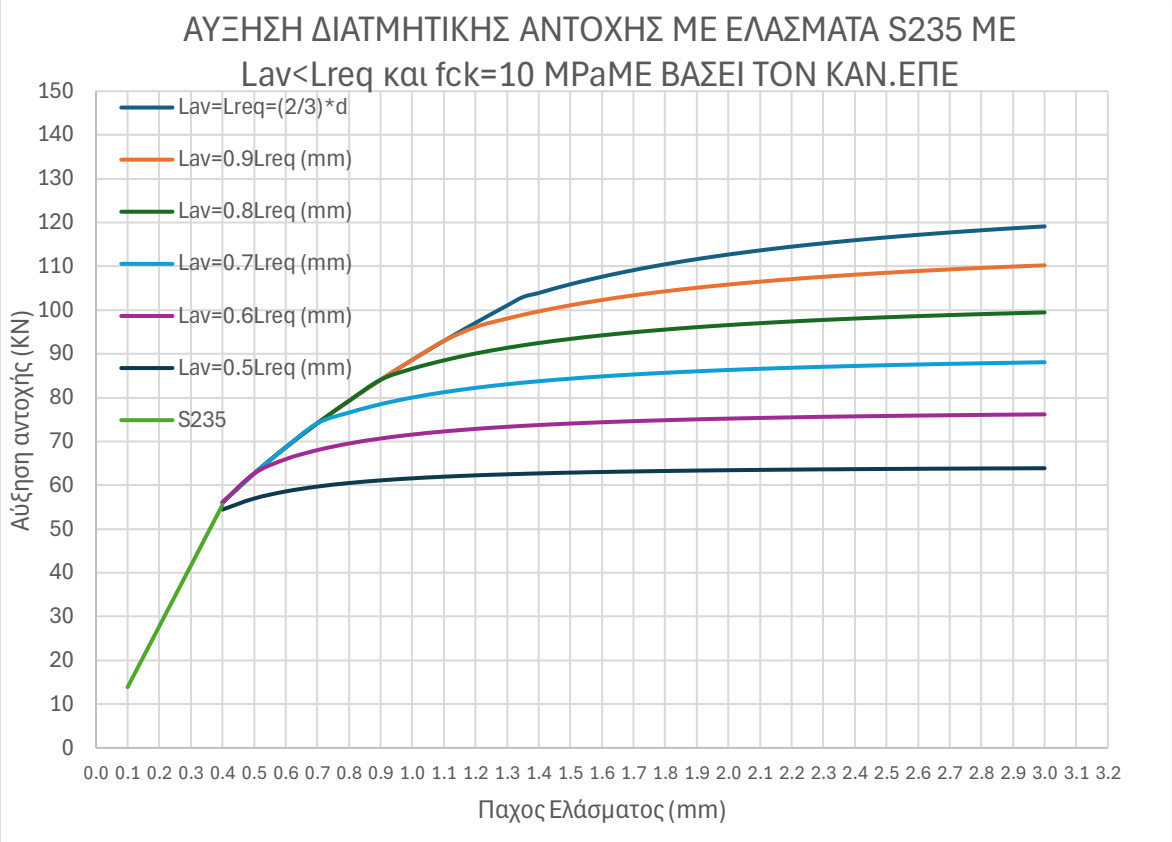
Σχήμα 6 : προσφερόμενη αντοχή ανά στρώμα υφάσματος

Όμως αρκετές φορές σε μια κατασκευή δεν μπορούμε να εξασφαλίσουμε το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης L_{av}. Η μείωση του μήκους αγκύρωσης έχει άμεση επιρροή στον συντελεστή λ (εξ. (2.11)) που ο συντελεστής αυτός με την σειρά του, μέσω της εξ. (2.9) επηρεάζει την $\sigma_{j,crit}$

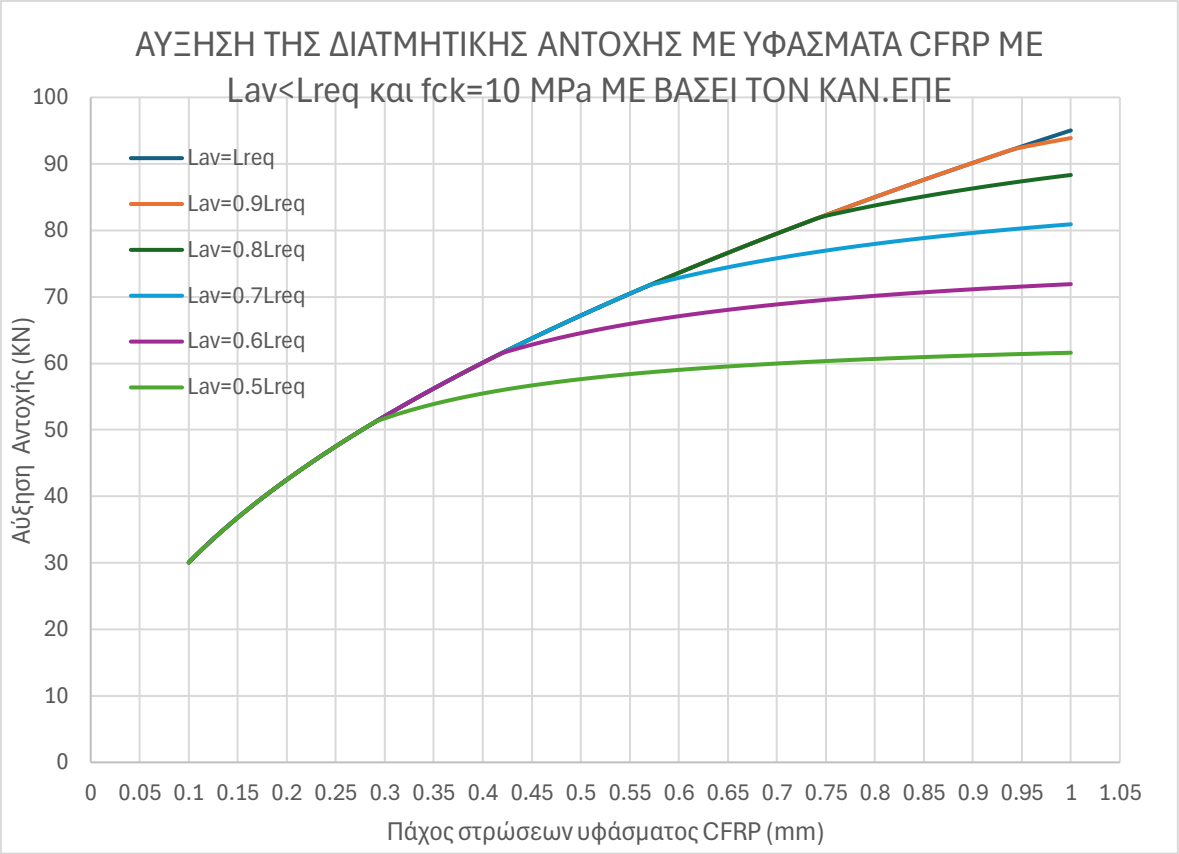
Στα παρακάτω γραφήματα (Σχήμα 7 και 8) διατυπώνεται η επιρροή του διατιθέμενου μήκους αγκύρωσης για την αντοχή της ενίσχυσης, συναρτήσει του πάχους του υλικού.

Στην περίπτωση του χάλυβα, η πράσινη γραμμή απεικονίζει τις τιμές αστοχίας του υλικού ενίσχυσης το οποίο, για συγκεκριμένη τιμή της χαρακτηριστικής θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος $f_{ck} = 10$, παρέμεινε αμετάβλητο. Το πάχος των φύλλων χάλυβα στο οποίο η κρίσιμη αστοχία γίνεται η απόσχιση μένει ίδιο $t_j = 0.4$ mm. Αυτό που έχει μεταβληθεί σημαντικά είναι το πλατό που δημιουργείται, δηλαδή η μέγιστη διατμητική αντοχή που μπορεί να προσφέρει η ενίσχυση. Φαίνεται από το Σχήμα 7 πως όσο μικρότερο είναι το διαθέσιμο μήκος αγκύρωσης, τόσο μικρότερη η μέγιστη διατμητική αντοχή που μπορεί να αναλάβει η ενίσχυση. Όταν διατίθεται επαρκές μήκος αγκύρωσης ($L_{av} = L_{req}$) το πλατό δημιουργείται περίπου στα 120 KN ενώ με μια μείωση 20% του διατιθέμενου μήκους αγκύρωσης ($L_{av} = 0.8 \cdot L_{req}$) το πλατό δημιουργείται στα 100 KN. Σε ακραία κατάσταση που το διαθέσιμο μήκος αγκύρωσης είναι το μισό από το απαιτούμενο, η αντοχή της ενίσχυσης δεν μπορεί να ξεπεράσει τα 65 KN.

Ομοίως για τα ΙΟΠ, με την μείωση του διαθέσιμου μήκους αγκύρωσης, το πλατό μεταφέρεται σε χαμηλότερες τιμές προστιθέμενης αντοχής. Για τις ίδιες τιμές που λήφθηκαν και πριν ($L_{av} = L_{req}$) το πλατό δημιουργείται μετά τα 100 KN ενώ για ($L_{av} = 0.8 \cdot L_{req}$) το πλατό δημιουργείται περίπου στα 90 με 100 KN. Παρατηρείται εξίσου μεγάλη απώλεια διατμητικής αντοχής της ενίσχυσης, και στα ΙΟΠ άνθρακα, με την μείωση του μήκους αγκύρωσης



Σχήμα 7: Προσφερόμενη αντοχή για διάφορες τιμές διαθέσιμου μήκους αγκύρωσης για χάλυβα S2



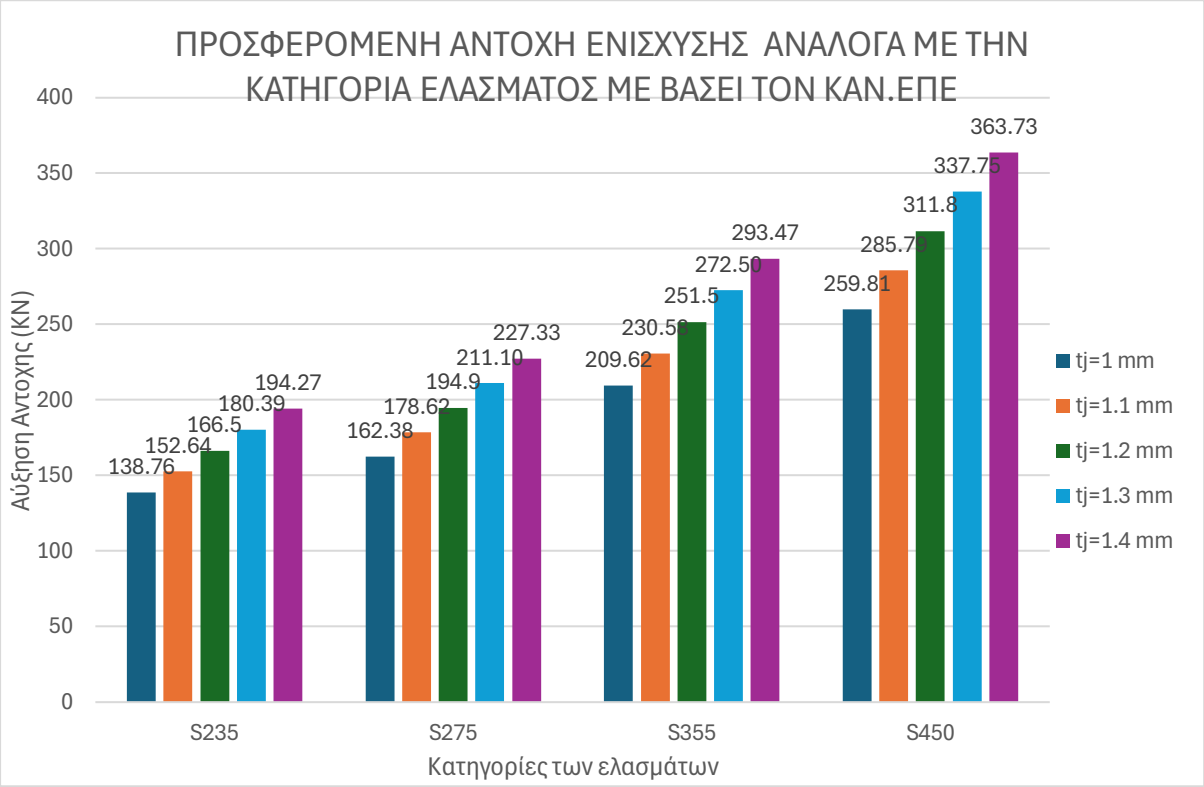
Σχήμα 8: Προσφερόμενη αντοχή για διάφορες τιμές διαθέσιμου μήκους αγκύρωσης για CFRP

6. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΓΙΑ ΚΛΕΙΣΤΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΚΑΝ.ΕΠΕ

Όπως αναφέρει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ § 8.2.2.2 (iv) στην περίπτωση των κλειστών ενισχύσεων, η αποκόλληση αποφεύγεται μέσω επαρκούς υπερκάλυψης των δυο άκρων του υφάσματος, για ΙΟΠ, και για χάλυβα μέσω ηλεκτροσυγκολλήσεων.

Ως τιμή σχεδιασμού ορίζεται από την εξ. (2.3) με $\gamma_m = 1.05$ για τον χάλυβα και τις εξ. (2.4) έως (2.5) με $\gamma_m = \gamma_{ΙΟΠ} = 1{,}2$ για τα ινοπλισμένα πολυμερή. Στις κλειστές ενισχύσεις, όπως προαναφέρθηκε, οι παράγοντες που επηρεάζουν την αντοχή της ενίσχυσης είναι το πάχος, η αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας του υλικού ενίσχυσης .

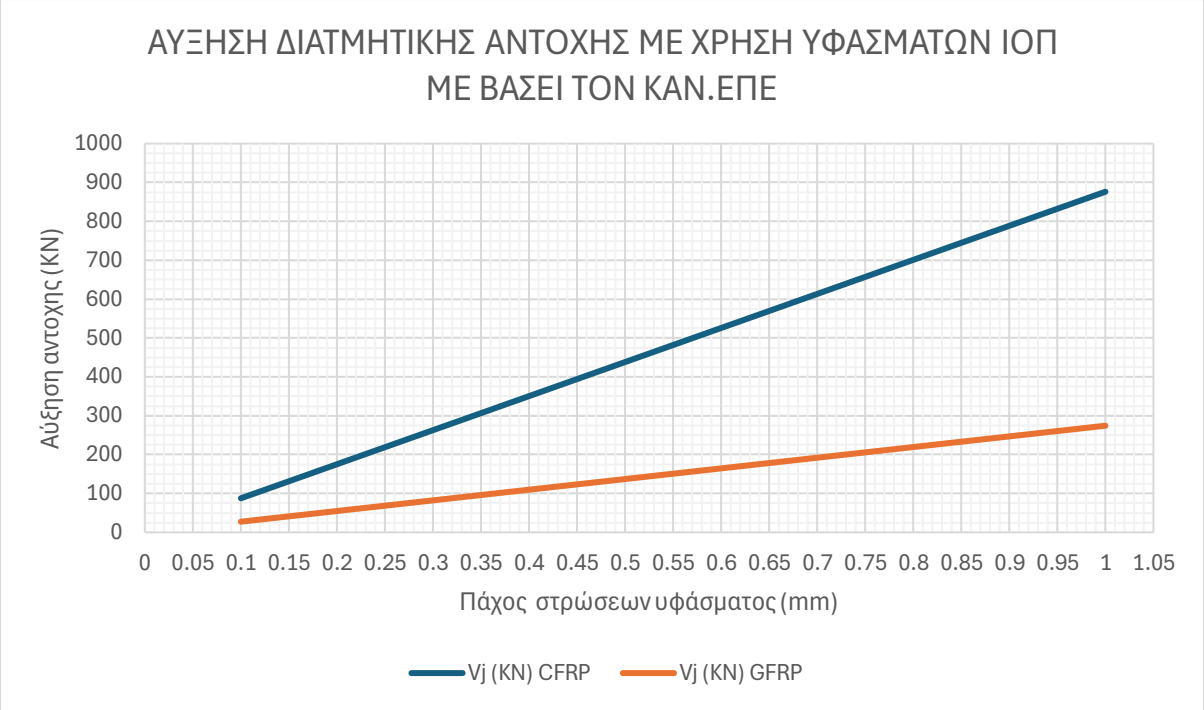
Στο Σχήμα 9 που ακολουθεί εκφράζεται η διατμητική δύναμη της ενίσχυσης για κάποια πάχη έλασματος και κατηγορίες χάλυβα.



Σχήμα 9: προσφερόμενη αντοχή για διάφορα πάχη και κατηγορίες ελασμάτων

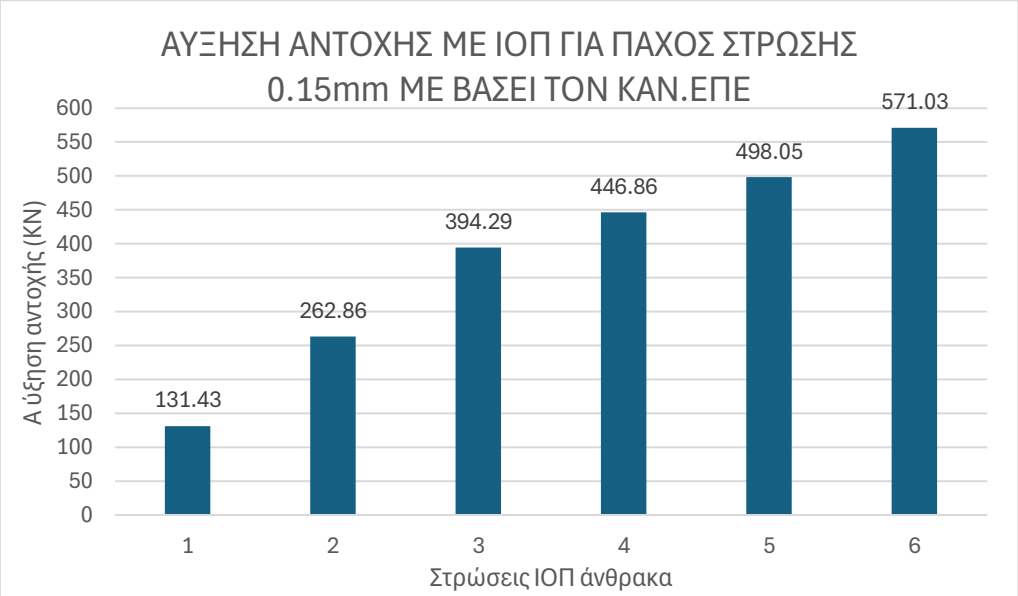
Ετσι , ομοίως για τις χαλύβδινες ενισχύσεις από την εξ.(2.2), προκύπτει αναλογική αύξηση του πάχους ενίσχυσης με αντοχή της. Δηλαδη η διατμητική αντοχή που προσφέρει η ενίσχυση πάχους $t_j = 1.1$mm είναι 1.1 φορές μεγαλύτερη από την αντοχή που προσφέρει η ενίσχυση πάχους $t_j = 1$mm.

Για την χρήση πολυμερών υφασμάτων, με λιγότερες από 4 στρώσεις, η τιμή της ενεργούς τάσης σχεδιασμού σ_{jd}, για το ίδιο υλικό ενίσχυσης παραμένει ίδια. Ετσι η προσφερόμενη αντοχή της ενίσχυσης αυξάνεται γραμμικά με το πάχος (Σχήμα 10)



Σχήμα 10: Προσφερόμενη αντοχή υφασμάτων ΙΟΠ σε κλειστή ενίσχυση

Όπως και οι ανοιχτές έτσι και οι κλειστές ενισχύσεις επηρεάζονται από τον μειωτικό συντελεστή πολλών στρώσεων Ψ. Για περισσότερες από 3 στρώσεις επηρεάζει άμεσα την κρίσιμη παραμόρφωση του υλικού εξ. (2.4)-(2.6)



Σχήμα 11: Αύξηση της αντοχής με στρώσεις ΙΟΠ άνθρακα CFRP

Για τις πρώτες 3 στρώσεις ισχύει ότι αυξάνονται γραμμικά. Όμως μετά την τρίτη στρώση ξεκινάει και μειώνεται σημαντικά η προσφορά αντοχής της κάθε στρώσης (Σχήμα 11).

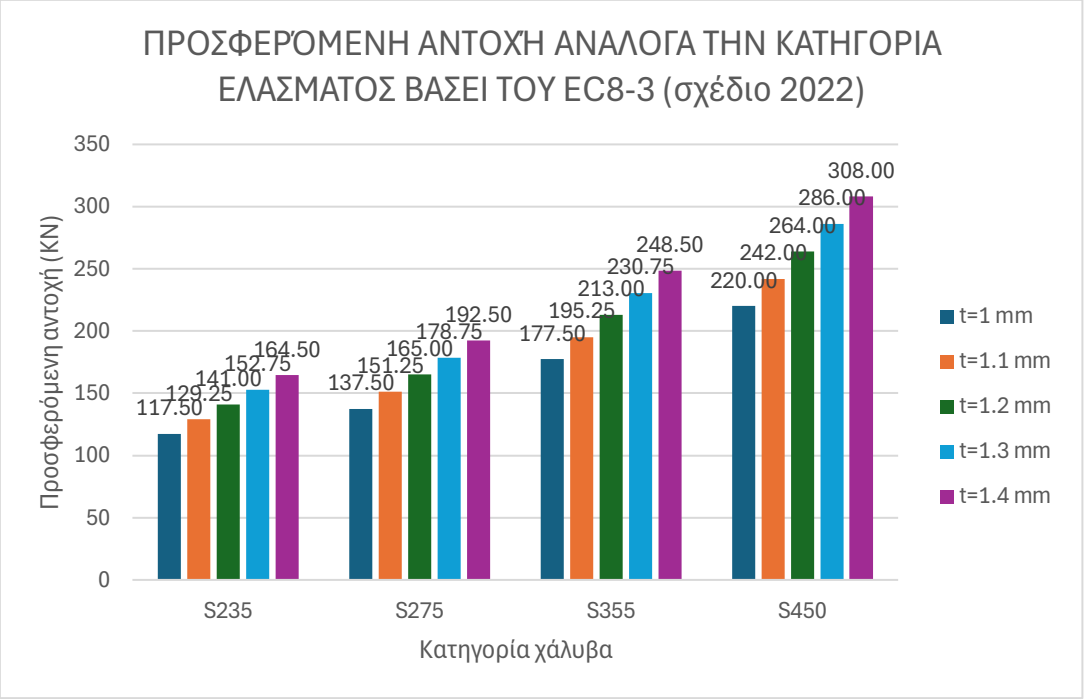
7. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΓΙΑ ΚΛΕΙΣΤΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ EC8-3(σχέδιο 2022)

Το σχέδιο του EC8-3, όπως προαναφέρθηκε, παρόλο που επιτρέπει ανοιχτές ενισχύσεις, όπως ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, δεν παρέχει σχέσεις για τον υπολογισμού τους.

Η εξίσωση (3.1) που παρέχει ο EC8-3 (σχέδιο 2022) αναφέρεται για την ενίσχυση υποστυλώματος με χαλύβδινα ελάσματα και είναι ο μόνος τρόπος που επιτρέπει την χρήση τους. Ομοίως με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, επειδή για κάθε κατηγορία υλικού η τιμή σχεδιασμού της τάσης του εξωτερικού χαλύβδινου οπλισμού διάτμησης σ_{jd} παραμένει ίδια, η αύξηση είναι αναλογική. Η διατμητική δύναμη που προσφέρει η ενίσχυση πάχους $t_j = 1.1\text{mm}$ είναι 1.1 φορές μεγαλύτερη από την αντοχή που προσφέρει η ενίσχυση πάχους $t_j = 1\text{mm}$, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 12

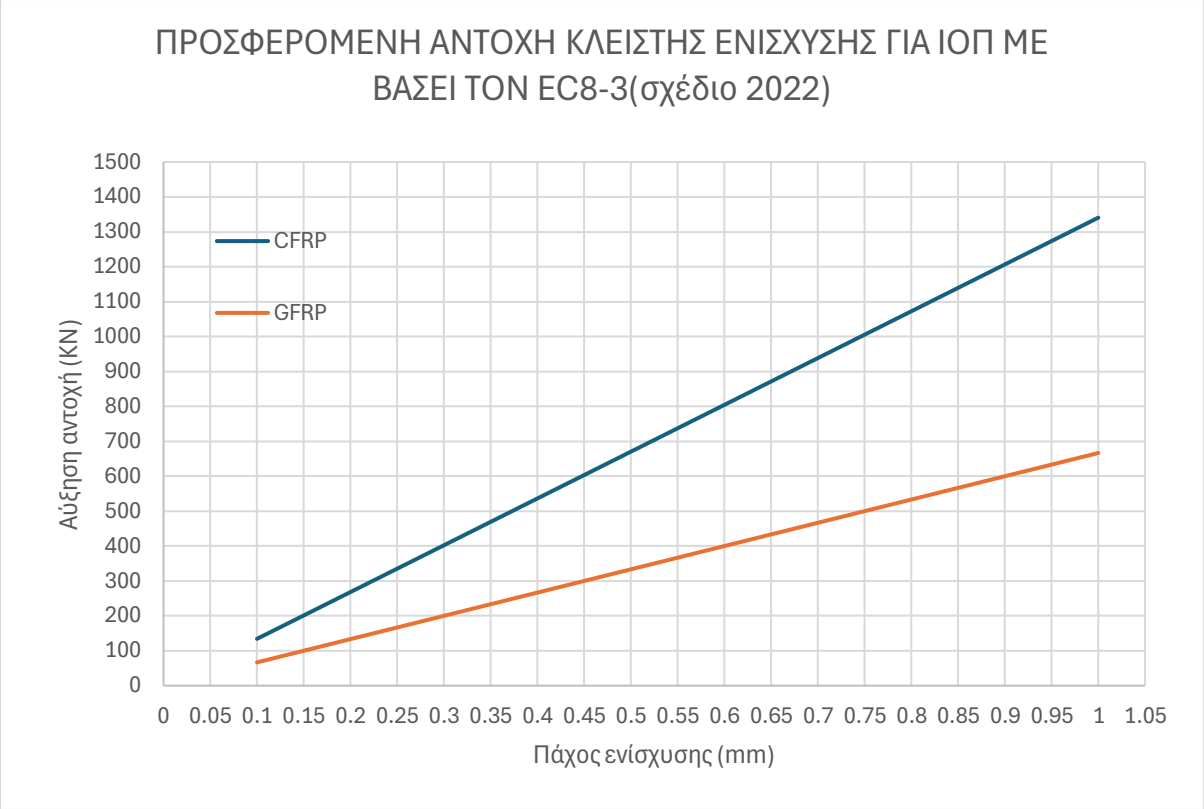
Το σχέδιο του EC8-3, για την χρήση υφασμάτων ΙΟΠ, παρέχει διαφορετικές εξισώσεις για τον υπολογισμο τους, οι οποίες λαμβάνουν υποψίν τους την ακτίνα εξομάλυνσης R. Η εξομάλυνση των γωνιών του δομικού στοιχείου απαιτείται, ώστε να αποφευχθουν φαινόμενα συγκέντωσης τάσεων και να αποφευχθεί η πιθανότητα το ύφασμα να σκιστεί χάνοντας την φέρουσα ικανότητα του.

Θεωρώντας ακτίνα εξομάλυνσης ίση με 50 mm (όσο προορίζει το σχέδιο του EC8-3) η σχέση αντοχής πάχους ενίσχυσης είναι αναλογική (Σχήμα 12)



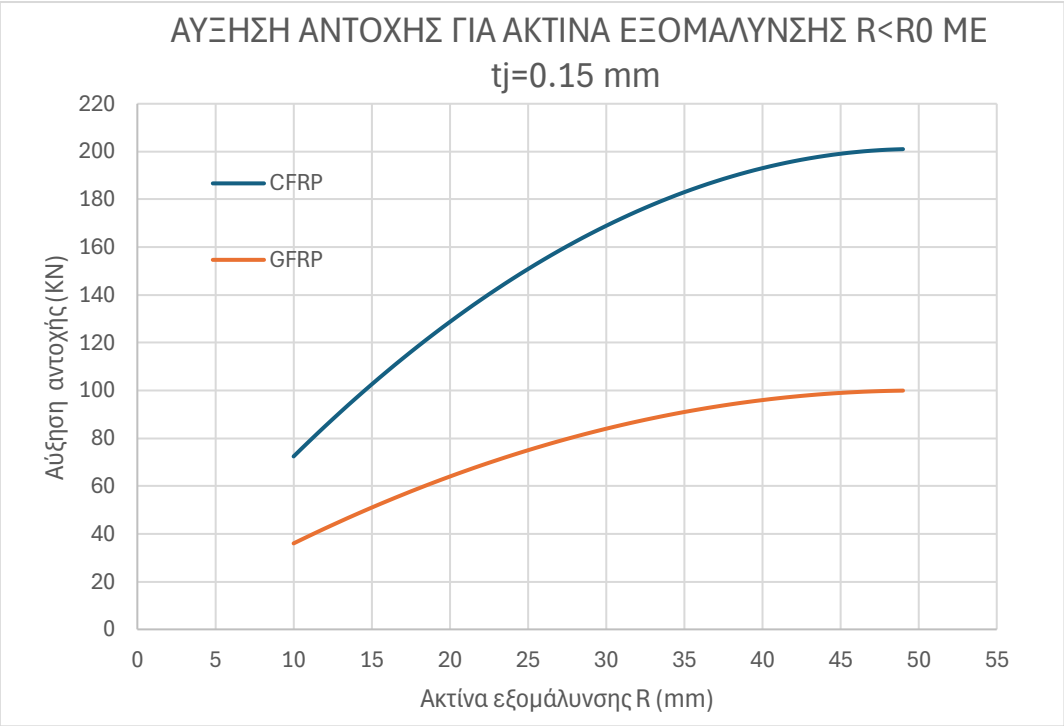
Σχήμα 12: Προσφερόμενη αντοχή ανάλογα την κατηγορία και το πάχος ελάσματος

Για την χρήση πολυμερών υφασμάτων, η τιμή της ενεργούς τάσης σχεδιασμού σ_{jd}, για το ίδιο υλικό ενίσχυσης παραμένει ίδια. Τα σχέδια του EC8-3 δεν λαμβάνουν υπόψιν τον αριθμό στρώσεων του υφάσματος.Ετσι η προσφερόμενη αντοχή της ενίσχυσης αυξάνεται γραμμικά με το πάχος (Σχήμα 13).



Σχήμα 13: προσφερόμενη αντοχή υφασμάτων με ακτίνα εξομάλυνσης ίση με 50mm

Υπάρχει όμως η πιθανότητα να μην είναι εφικτή η εξομάλυνση των γωνιών του δομικού στοιχείου. Αυτό μπορεί να συμβεί κυρίως λόγω ανεπαρκούς επικάλυψης οπλισμών. Σε τέτοιες περιπτώσεις η ακτίνα εξομάλυνσης θα είναι μικρότερη από 50mm. Για πάχος ενίσχυσης $t_j = 0{,}15\ mm$ Προκύπτει το (Σχήμα 14)



Σχήμα 14: αύξηση της αντοχής με την αύξηση της ακτίνας εξομάλυνσης

Λόγω της εξίσωσης (3.4) ακτίνες εξομάλυνσης μεγαλύτερες από 50 mm δεν προσφέρουν καμία επιπλέων αντοχή στο στοιχείο.

8. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Οι κλειστές ενισχύσεις, βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ προσφέρουν πολύ μεγαλύτερες αντοχές με την ίδια ποσότητα υλικού και η αστοχία τους δεν είναι ψαθυρή. Παρατηρείται ότι για το ίδιο πάχος και κατηγορία υλικού ενίσχυσης, η αντοχή που προσφέρεται από τις ανοιχτές ενισχύσεις είναι σημαντικά μικρότερη.

Διαπιστώνεται ότι με την χρήση ελασμάτων χάλυβα κατηγορίας S235 και πάχους 1.4 mm, η κλειστή ενίσχυση αυξάνει την διατμητική αντοχή του δομικού στοιχείου κατά $V_j = 194.27$KN για οποιαδήποτε χαρακτηριστική τιμή αντοχής σκυροδέματος (Σχήμα 9).

Η ανοιχτή ενίσχυση αυξάνει την διατμητική αντοχή του δομικού στοιχείου από $V_j = 103.9\ KN$, για $f_{ck} = 10$, έως $V_j = 151.22\ KN$ για $f_{ck} = 30$, θεωρώντας ότι το διαθέσιμο μήκος αγκύρωσης είναι ίσο με το απαιτούμενο (Σχήμα 2). Ακόμα και για μεγάλες αντοχές σκυροδέματος ($f_{ck} = 30$) η αντοχή που προσφέρει η ανοιχτή ενίσχυση είναι το 78% της αντοχής που προσφέρει η κλειστή.

Για χαμηλότερες αντοχές σκυροδέματος ($f_{ck} = 10$) η προσφερόμενη αντοχή των ανοιχτών ενισχύσεων είναι μειωμένη κατά 47%. Εάν χρησιμοποιηθούν ελάσματα μεγαλύτερης κατηγορίας (S275) στην περίπτωση των κλειστών ενισχύσεων, η αντοχή του δομικού στοιχείου θα αυξηθεί ($V_j = 227.33\ KN$, Σχήμα 9) ενώ για την ανοιχτή ενίσχυση θα παραμείνει η ίδια εφόσον η κρίσιμη αστοχία είναι η απόσχιση.

Εάν η ενίσχυση γίνει με ΙΟΠ άνθρακα, για συγκεκριμένο πάχος, η αντοχή που προσφέρει η κλειστή ενίσχυση είναι από 3 μέχρι 4 φορές μεγαλύτερη από την αντοχή που προσφέρει η ανοιχτή (Σχήμα 4 και Σχήμα 11), ανάλογα την αντοχή του σκυροδέματος του υφιστάμενου δομικού στοιχείου. Ομοίως αν χρησιμοποιηθούν ΙΟΠ υάλου η αντοχή της κλειστής ενίσχυσης είναι 5 μέχρι 7 φορές μεγαλύτερη από αυτή της ανοιχτής ενίσχυσης.

Η αντοχή των ανοιχτών ενισχύσεων έχει ένα άνω όριο το οποίο εξαρτάται από την αντοχή του υπάρχοντος σκυροδέματος και το διαθέσιμο μήκος αγκύρωσης. Έτσι καθιστά κάποιες ενισχύσεις μη εφαρμόσιμες. Για αυτό ο ΚΑΝ.ΕΠΕ § Σ8.2.2.2(i), εφόσον η ολόσωμη κλειστή ενίσχυση δεν είναι εφικτή, προτείνει ανοιχτές ενισχύσεις με πρόσθετα στοιχεία σύνδεσης. Όμως αρκετές φορές ο υπολογισμός των εξωτερικών στοιχείων αυτών είναι δύσκολος και πολλές φορές η τοποθέτηση είναι ανέφικτη.

Οι τιμές που υπολογίστηκαν για την αύξηση της διατμητικής αντοχής, με υλικό ενίσχυσης τον χάλυβα, για κλειστές ενισχύσεις κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, δεν διαφέρουν σημαντικά από τις τιμές που υπολογίστηκαν με τον EC8-3 (σχέδιο 2022). Η διαφορά είναι στο 15% με τον EC8-2 (σχέδιο 2022) να δίνει πιο συντηρητικά αποτελέσματα (μικρότερες αντοχές) (Σχήμα 9 και Σχήμα 12)

Οι αντοχές που υπολογίστηκαν για κλειστή ενίσχυση με ΙΟΠ άνθρακα CFRP με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και με τον EC8-3 (σχέδιο 2022), για ακτίνα εξομάλισης ίση με 50mm, διαφέρουν περίπου 35%, με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ να δίνει τα πιο συντηρητικά αποτελέσματα. (Σχήμα 10 και Σχήμα 13)

Η διαφορά στις αντοχές που δίνουν οι δύο κανονισμοί για κλειστές ενισχύσεις με ΙΟΠ υάλου GFRP είναι ακόμα μεγαλύτερη της τάξης του 59% με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ να δίνει τα πιο συντηρητικά αποτελέσματα (Σχήμα 10 και Σχήμα 13)

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ δεν προσδιορίζει συγκεκριμένη τιμή για την ακτίνα εξομάλυνσης και δεν την χρησιμοποιεί στους υπολογισμούς, όμως προτείνει να εξομαλυνθούν κατά κάποιο ποσοστό οι γωνίες του δομικού στοιχείου.

Ο EC8-3 (σχέδιο 2022) δεν παρέχει σχέσεις για τον υπολογισμό ανοιχτών ενισχύσεων παρόλο που προβλέπει την κατασκευή τους. Τέλος δεν παρέχει κάποιον τρόπο για τον υπολογισμό l_f και δεν είναι εμφανής η επιρροή της γωνίας των ινών του υφάσματος στην αντοχή.

9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Για την ενίσχυση δομικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος έναντι διάτμησης, είναι σκόπιμο (όπου είναι εφικτό) να επιλέγονται κλειστές ενισχύσεις ή ανοιχτές με πρόσθετα στοιχεία σύνδεσης. Η αντοχή που προσφέρουν, για συγκεκριμένο πάχος υλικού, είναι σημαντικά μεγαλύτερη από αυτή που προσφέρουν οι κλειστές ενισχύσεις.

Για χάλυβα S235 η αντοχή των ανοιχτών ενισχύσεων είναι από 22% έως 47% μειωμένη από την αντοχή των κλειστών, για χαρακτηριστική τιμή θλιπτικής αντοχής του αρχικού σκυροδέματος $f_{ck} = 30$ έως $f_{ck} = 10$ αντίστοιχα.

Η αντοχή των ανοιχτών ενισχύσεων, όταν είναι κρίσιμη η απόσχιση, δεν εξαρτάται από την κατηγορία χάλυβα της ενίσχυσης.

Για ΙΟΠ άνθρακα η αντοχή των ανοιχτών ενισχύσεων είναι από 3 έως και 4 φορές μικρότερη από αυτή των κλειστών ενισχύσεων, για χαρακτηριστική τιμή θλιπτικής αντοχής του αρχικού σκυροδέματος $f_{ck} = 30$ έως $f_{ck} = 10$ αντίστοιχα.

Για ΙΟΠ υάλου, η αντοχή των ανοιχτών ενισχύσεων είναι από 5 έως 7 φορές μικρότερη από αυτή των κλειστών ενισχύσεων , για χαρακτηριστική τιμή θλιπτικής αντοχής του αρχικού σκυροδέματος $f_{ck} = 30$ έως $f_{ck} = 10$ αντίστοιχα

Για τις κατασκευές που δεν είναι εφικτή καμία από τις δύο πρακτικές και η κατά παρέκκλιση ανοικτές ενισχύσεις είναι η λύση, πρέπει να επιλέγονται σχετικά μικρές διατομές ενίσχυσης ώστε να αποφεύγεται η απόσχιση.

Οι ενισχύσεις που το μήκος αγκύρωσης που διατίθεται είναι μικρότερο από το 75-80 % του απαιτούμενου, προτείνεται να αποφεύγεται η ανοιχτή ενίσχυση, με οποιοδήποτε υλικό. Για συγκεκριμένο πάχος υλικού ενίσχυσης η αντοχή μειώνεται περίπου κατά 20%

Σε περίπτωση που απαιτείται μεγάλη διατμητική αντοχή, με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι σχεδόν απαγορευτική η χρήση περισσότερων από 3 στρώσεων υφάσματος. Μετά την προσθήκη τρίτης στρώσης υφάσματος η αντοχή αυξάνεται περίπου 5 με 7 ΚΝ.

Η καλύτερη επιλογή είναι η χρήση ενός υφάσματος που είναι πιο παχύ το κάθε στρώμα ώστε να μην ξεπεραστούν οι 3 στρώσεις.

Κατά κύριο λόγο, για τις κλειστές ενισχύσεις, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ δίνει πιο συντηρητικά αποτελέσματα για ενισχύσεις με ΙΟΠ

Οι αντοχές που υπολογίστηκαν για κλειστή ενίσχυση με ΙΟΠ άνθρακα CFRP με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και με τον EC8-3 (σχέδιο 2022), για ακτίνα εξομάλυνσης ίση με 50mm, διαφέρουν περίπου 35% με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ να δίνει τα πιο συντηρητικά αποτελέσματα

Οι αντοχές που υπολογίστηκαν για κλειστή ενίσχυση με ΙΟΠ υάλου GFRP με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και με τον EC8-3 (σχέδιο 2022), για ακτίνα εξομάλυνσης ίση με 50mm, διαφέρουν περίπου 59% με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ να δίνει τα πιο συντηρητικά αποτελέσματα

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ δεν προσδιορίζει συγκεκριμένη τιμή για την ακτίνα εξομάλυνσης και δεν την χρησιμοποιεί στους υπολογισμούς, όμως προτείνει να εξομαλυνθούν κατά κάποιο ποσοστό οι γωνίες του δομικού στοιχείου.

10. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Στέφανος Η. Δρίτσος : Ενισχύσεις -Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος, Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα 2023
[2] ΚΑΝ.ΕΠΕ (Κανονισμός Επεμβάσεων) 3^{η} Αναθεώρηση 2022
[3] EC8-3 (σχέδιο 2022)
[4] http://www.episkeves2.civil.upatras.gr
[5] Μιχαήλ Ν. Φαρδής: Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος Μέρος 1 Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα 2018
[6] Αθανάσιος Χ. Τριανταφύλλου: Δομικά Υλικά Εκδόσεις Gotsis 2017

11. ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια του μαθήματος (Ακαδ. έτος 2023-2024) Ενισχύσεις - Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πατρών, υπό την επίβλεψη του καθηγητή Στέφανου Η. Δρίτσου
Ευχαριστίες απευθύνονται στον επιβλέποντα καθηγητή Στέφανο Η. Δρίτσο για την καθοδήγηση που μου προσέφερε

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΜΕ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗΣ ΑΠΟ ΙΟΠ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΕΡΙΟΧΩΝ ΑΝΕΠΑΡΚΩΝ ΜΗΚΩΝ ΠΑΡΑΘΕΣΗΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ Η ΓΙΑ ΑΥΞΗΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ

ΣΤΑΥΡΗΣ ΜΙΧΑΗΛ ΓΕΩΡΓΙΟΣ
Προπτυχιακός Φοιτητής Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστήμιο Πατρών, mgstavris@gmail.com
ΜΑΡΑΚΗΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΙΩΑΝΝΗΣ
Προπτυχιακός Φοιτητής Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστήμιο Πατρών, marakis244@gmail.com

Περίληψη
Στην παρούσα εργασία παρουσιάζεται μία διερεύνηση της επιρροής των παραμέτρων που επηρεάζουν την αύξηση της πλαστιμότητας μέσω περίσφιγξης ή την αποκατάσταση περιοχών με ανεπαρκή μήκη μάτισης οπλισμών σε υποστυλώματα υφιστάμενων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, με χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών (FRPs). Η διερεύνηση πραγματοποιείται με βάση το πρόσφατο αναθεωρημένο κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022) και με εφαρμογή των σχέσεων που προτείνονται στο σχέδιο του Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3 (Σχέδιο 2022). Διερευνάται η επιρροή του πλήθους των στρώσεων ΙΟΠ, του αξονικού φορτίου υποστυλώματος, της αντοχής σκυροδέματος, του μήκους παράθεσης των οπλισμών στις περιοχές ματισμάτων και της διαμέτρου των ματιζόμενων ράβδων οπλισμού. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τα δύο κανονιστικά συγκρίνονται και σχολιάζονται οι συγκλίσεις και οι αποκλίσεις. Επισημαίνονται τυχόν ασάφειες ή αποτελέσματα που δημιουργούν εύλογα ερωτήματα.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ
Οι υφιστάμενες κατασκευές στην Ελλάδα έχουν ως επί τω πλείστων κατασκευαστεί με παλαιούς κανονισμούς ή ακόμα και ελλείψει κανονισμών, με αποτέλεσμα να εμφανίζουν σοβαρές αδυναμίες όσον αφορά τα θέματα της πλαστιμότητας των μελών, καθώς και των μηκών παράθεσης στα υποστυλώματα.

Η πλαστιμότητα σαν ιδιότητα ενός μέλους ορίζεται ως η δυνατότητα του μέλους να αναπτύσσει πλαστικές παραμορφώσεις, μετά το πέρας της διαρροής του, ανακατανέμοντας τα φορτία της κατασκευής, με αποτέλεσμα την καλύτερη σεισμική απόκριση και την αποφυγή άμεσης κατάρρευσης.

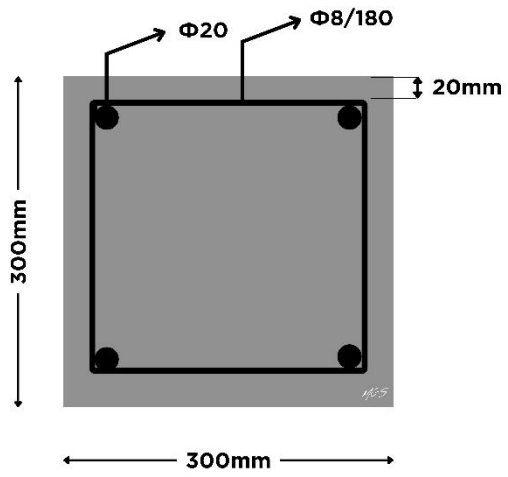
Η ανεπάρκεια των μηκών παράθεσης σε συνδυασμό με ελλειπή οπλισμό περίσφιγξης έχουν σαν αποτέλεσμα την αδυναμία μεταφοράς δυνάμεων μεταξύ των διαμήκων ράβδων οπλισμού υποστυλωμάτων, το οποίο οδηγεί σε ολίσθηση των ράβδων και συνεπώς σε δημιουργία ρωγμών στο περιβάλλον σκυρόδεμα.

Τα παραπάνω θέματα αντιμετωπίζονται με εφαρμογή εξωτερικής περίσφιγξης στο υπό ενίσχυση στοιχείο. Στην προκειμένη περίπτωση εφαρμόζεται περίσφιγξη, με τη χρήση υφασμάτων από άνθρακα με τις ίνες κατά μήκος της περιμέτρου του. Στην πρώτη περίπτωση με σκοπό την απόκτηση ικανότητας πλαστιμότητας και στην δεύτερη περίπτωση τη βελτίωση των συνθηκών συνάφειας μεταξύ των διαμήκων ράβδων και του σκυροδέματος, ώστε να εμποδιστεί η διάνοιξη ρωγμών.

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της επιρροής των παραμέτρων που επηρεάζουν την αποκατάσταση περιοχών με ανεπαρκή μήκη μάτισης οπλισμών σε υποστυλώματα υφιστάμενων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος ή την αύξηση της πλαστιμότητας μέσω περίσφιγξης, με χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών (FRPs). Η διερεύνηση πραγματοποιείται με βάση το πρόσφατο αναθεωρημένο κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022 [1] και με εφαρμογή των σχέσεων που προτείνονται στο σχέδιο του Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3 (2022)[2], όπως αναλυτικά παρουσιάζονται στο [3]. Η διερεύνηση πραγματοποιείται επί ενός τυπικού υποστυλώματος μίας υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής πολυωρόφου κτιρίου, καθαρού ύψους H_{cl}=3.3m, διατομής 300 x 300mm, με διαμήκη οπλισμό 4Φ20 και συνδετήρες Φ8 ανά 180mm και λοιπά δεδομένα που έχουν προκύψει με ΣΑΔ Ικανοποιητική και παρουσιάζονται στην συνέχεια.

Δεδομένα υφισταμένου στοιχείου:

- Μέση αντοχή σκυροδέματος: f_{cm} = 17MPa.
- Τυπική απόκλιση: σ = 4MPa.
- Χάλυβας S400: f_{yk} = 400MPa, f_{ym} = 460MPa.
- Συντελεστής ασφαλείας ΙΟΠ: $\gamma_{ΙΟΠ}$ = 1.15 (για μέσες αντοχές), $\gamma_{ΙΟΠ}$ = 1.05*1.2 = 1.26 (για χαρακτηριστικές αντοχές).
- Συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος: γ_c = 1.1 (για μέσες αντοχές), γ_c = 1.3 (για χαρακτηριστικές αντοχές).
- Συντελεστής ασφαλείας χάλυβα: γ_s = 1.1 (για μέσες αντοχές), γ_s = 1.15 (για χαρακτηριστικές αντοχές).
- Εξομάλυνση των γωνιών: R = 50mm.
- Διαθέσιμο μήκος μάτισης διαμήκων ράβδων οπλισμού: ls = 650mm.



Χαρακτηριστικά υλικού ενίσχυσης [4]:

- Ύφασμα ινών άνθρακα.
- Πάχος στρώσης ΙΟΠ: t = 0.167mm.
- Εφελκυστική αντοχή ΙΟΠ: f_{ju} = 3500MPa.
- Μέτρο ελαστικότητας ΙΟΠ: E_{ju} = 225GPa.
- Επιμήκυνση θραύσης φύλλων: $\varepsilon_{u,j}$=0,0156

2. ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΝΕΠΑΡΚΩΝ ΜΗΚΩΝ ΠΑΡΑΘΕΣΗΣ ΡΑΒΔΩΝ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022

Σύμφωνα με το κεφάλαιο 8 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. που ασχολείται με τη διαστασιολόγηση των επεμβάσεων και πιο συγκεκριμένα *σύμφωνα με την §8.2.1.2 (Αποκατάσταση ανεπαρκών μηκών παράθεσης ράβδων οπλισμού)*, ο απαιτούμενος οπλισμός περίσφιγξης μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\mathbf{t_j = \gamma_{Rd} \frac{(1-\lambda_s)}{\beta} \frac{1}{\mu} \frac{f_{yk}}{\sigma_{jd}} \frac{A_b}{l_s}}$$

(σχέση 8.3 της §8.2.1.2(β)(ii) του ΚΑΝ. ΕΠΕ.)

όπου:

- t_j είναι το πάχος του μανδύα (στην περίπτωση συνεχούς εξωτερικού μανδύα από ινοπλισμένο ύφασμα), στην περίπτωση k επαλλήλων στρώσεων ινοπλισμένου υφάσματος πάχους t_{j1} λαμβάνεται $t_j = \psi k t_{j1}$, όπου $\psi < 1$ είναι ο μειωτικός συντελεστής αποδοτικότητας όταν οι στρώσεις είναι περισσότερες από 3 που λαμβάνεται $\psi = k^{-1/4}$ διαφορετικά ψ=1 *(§6.2.3. σχόλιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ.)*.
- γ_{Rd} είναι ο συντελεστής αβεβαιότητας του προσομοιώματος και μπορεί να ληφθεί ίσος με 1,50. Αν έχει θεωρηθεί $\lambda_s = 0$, η τιμή του γ_{Rd} μπορεί να ληφθεί ίση με 1.35,
- $A_b = \pi\ {d_s}^2/4$ είναι το εμβαδόν της λεπτότερης ματιζόμενης ράβδου,
- l_s είναι το διατιθέμενο μήκος μάτισης των ράβδων,
- $\sigma_{jd} = E_j\ \varepsilon_{jd}$ είναι η επιστρατευόμενη αξονική τάση σχεδιασμού των στοιχείων της περίσφιγξης. Ελλείψη ακριβέστερων στοιχείων η παραμόρφωση σχεδιασμού ε_{jd} μπορεί να προσδιοριστεί από τη σχέση $\varepsilon_{jd} = \sqrt{2}\, w_d/\bar{b}$ όπου:
    - ✓ $w_d = 0.6{s_d}^{2/3}$ είναι το εύρος ρωγμής που αντιστοιχεί στο αποδεκτό μέγεθος της σχετικής ολίσθησης s_d των ράβδων (το s_d επιλέγεται 0,3 mm για στάθμη επιτελεστικότητας Α και 0,4 mm για στάθμη επιτελεστικότητας Β και Γ), $\bar{b} = (b_1 + b_2)/2$, όπου b_1 και b_2 οι διαστάσεις της διατομής.
    - ✓ Όταν η περίσφιγξη γίνεται με στοιχεία από ΙΟΠ, η επιστρατευόμενη τάση σχεδιασμού σ_{jd} δεν πρέπει να υπερβαίνει τη διαθέσιμη για την περίσφιγξη αντοχή του ΙΟΠ, που

θεωρείται μειωμένη κατά 25% ($\sigma_{j,max}$ = 0.75$E_j\varepsilon_{ju}$), προκειμένου να ληφθεί υπόψιν η πρόσθετη τοπική επιπόνηση του ΙΟΠ λόγω της καμπύλωσης του υλικού και της προς τα έξω παραμόρφωσης μιας γωνιακής ράβδου.

- λs = ls/lso είναι ο συντελεστής που εκφράζει το μέγεθος της συνεισφοράς της συνάφειας του ήδη διατιθέμενου μήκους μάτισης, (ο συνυπολογισμός αυτής της συνεισφοράς λαμβάνεται υπόψη εφόσον στην περιοχή μάτισης διατίθεται τουλάχιστον το 50% των συνδετήρων που απαιτούνται σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1 (2005) [5] για τις περιοχές ματισμάτων) και συνιστάται να λαμβάνεται λs = 0,
- β είναι συντελεστής που συσχετίζει την θλιπτική δύναμη που εισάγεται στο σκυρόδεμα με την επιστρατευόμενη εφελκυστική δύναμη του υλικού περίσφιγξης. Οι τιμές του β, στην περίπτωση γωνιακών ράβδων δομικών στοιχείων ορθογωνικής διατομής, ιδίως όταν αν c/ds ≤ 2, μπορεί να θεωρηθεί ότι κυμαίνονται από 1 έως 1.4 και συνίσταται να λαμβάνεται β=1,
- μ είναι ο συντελεστής τριβής που μπορεί να επιστρατευθεί στην δυνητική διεπιφάνεια ολίσθησης, στη θέση της αναμενόμενης ρηγμάτωσης (εξαρτάται από το μέγεθος της θλιπτικής τάσης στην διεπιφάνεια της ρηγμάτωσης, καθώς και από την ανεκτή σχετική ολίσθηση κατά μήκος της ρωγμής, μειώνεται δε με την ανακύκλιση των επιβαλλόμενων ολισθήσεων). Οι τιμές του μ μπορεί να κυμαίνονται πρακτικά μεταξύ 0,4 και 2,0 και δεν είναι εύκολο να οριστούν εμπειρικά με ακρίβεια. Ελλείψει άλλων στοιχείων θα μπορούσε αδρομερώς να θεωρηθεί μ = 1.

Επιπλέον σύμφωνα με *το σχόλιο της §8.2.1.2(β)(ii) του ΚΑΝ.ΕΠΕ.*, στην περίπτωση γωνιακών ράβδων δομικών στοιχείων ορθογωνικής διατομής, για τον υπολογισμό του απαιτούμενου μεγέθους εξωτερικής περισφίγξεως μπορούν να εφαρμόζονται *οι σχέσεις (Σ6.14α) και (Σ6.14β) της § Σ6.3* υπό τις αναφερόμενες εκεί προϋποθέσεις, και συγκεκριμένα:

υπό την προϋπόθεση ότι η απαιτούμενη τάση του υλικού περίσφιγξης δεν ξεπερνά το όριο αντοχής ή διαρροής του (f_u), για ανεκτή ολίσθηση ράβδων s_d (όπως ορίστηκε παραπάνω, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας) και για s_u = 2,0mm:

$$(t_j)_{\alpha\pi.} = 1.3\left[k_1\left(\frac{f_{sy}}{f_c}\frac{d_s}{l_s}\right) - 0.4\frac{c}{d_s} - 0.30\right]^2 \frac{f_c{}^2 d_s{}^2}{k_2 E_j f_{ctm}}$$

(σχέση (Σ8.1α) του ΚΑΝ. ΕΠΕ.)

ενώ, αν το υλικό περίσφιγξης φτάνει στο όριο αντοχής ή διαρροής του (f_u) για ολίσθηση μικρότερη της ανεκτής ολίσθησης s_d ισχύει:

$$(t_j)_{\alpha\pi.} = \frac{12}{(s_d : s_u)}\left(\frac{f_{sy}{}^3}{f_u f_c{}^2}\right)\left(\frac{d_s{}^2}{a_N l_s}\right)^2 (a_N)$$

(σχέση (Σ8.1β) του ΚΑΝ. ΕΠΕ.)

Όπου:

- $\alpha_N = \sqrt{2}(2c + 1.5d_s)$
- k1 είναι δείκτης που εκφράζει τον αποδεκτό βαθμό βλάβης πριν από την αστοχία, και μπορεί να ληφθεί ίσος με 1,7 για στάθμη επιτελεστικότητας Α ή 1,5 για στάθμη επιτελεστικότητας Β ή Γ,
- k2 = 0,3 για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας,

ενώ τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών (fc για σκυρόδεμα, fsy για ματιζόμενες ράβδους, fu για το υλικό περίσφιγξης) εισάγονται με τις διαπιστωμένες μέσες τιμές τους, *σύμφωνα με την §4.5.3.3.*

Αν δεν γίνουν ειδικότεροι έλεγχοι για την εκτίμηση της επιστρατευόμενης τάσης του υλικού περίσφιγξης σj,max, ως (tj)απ. επιλέγεται η μεγαλύτερη τιμή που θα προκύψει από τις παραπάνω σχέσεις (Σ8.1α) και (Σ8.1β).

Το διατιθέμενο μήκος μάτισης των ράβδων οπλισμού, στις περιοχές ενώσεων, θεωρείται επαρκές αν είναι καταρχήν μεγαλύτερο από το (l_{so}), σύμφωνα με τα αναφερόμενα στις σχετικές Κανονιστικές διατάξεις για τον σχεδιασμό των νέων κτιρίων:

Το ελάχιστο μήκος υπερκάλυψης διαμήκων ράβδων (με ραβδώσεις), το οποίο είναι αναγκαίο για να αναπτυχθεί η δύναμη διαρροής στις ράβδους είναι:

$$\mathbf{l_{b,min} = 0.3 d_b\, f_y/\sqrt{f_c}}$$

(σχέση (Σ.1) της §7.2.1(δ)(ii) του ΚΑΝ. ΕΠΕ.)

Όμως, το παραπάνω μήκος δεν εξασφαλίζει παραμορφωσιμότητα στην περιοχή. Ως εκ τούτου το ελάχιστο μήκος υπερκάλυψης ράβδων για την ανάπτυξη πλήρους παραμόρφωσης αστοχίας θ_u, δηλαδή το μήκως ώστε να εξασφαλιστεί στην περιοχή η ίδια παραμορφωσιμότητα που θα εξασφαλίζονταν, αν οι οπλισμοί ήταν συνεχείς (χωρίς υπερκάλυψη) δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$\mathbf{l_{bu,min} = \frac{\Phi f_y}{\left(1.05 + 14.5\alpha_1\rho_s\frac{f_{yw}}{f_c}\right)\sqrt{f_c}}}$$

(σχέση (Σ.12) της §7.2.4.1(β)(iii) του ΚΑΝ. ΕΠΕ.)

Όπου:

- f_c , f_y , f_{yw} , είναι οι αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής των υλικών σε MPa, με συντελεστές ασφαλείας υλικού κατά την *§4.5.3 του ΚΑΝ. ΕΠΕ.*, όπου με βάση αυτήν στην περίπτωση μας λαμβάνεται γ_c=1.30 και γ_s=1.15 εφόδον η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων είναι ικανοποιητική.
- $\rho_s = A_{sh}/b_w s_h$ το γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλίσμου παράλληλα στην διεύθυνση της φόρτισης.
- $\alpha_1 = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right)\left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right)\frac{n_{rest}}{n_{tot}}$

  - ✓ Όπου s_h η αξονική απόσταση των συνδετήρων, b_o και h_o οι διαστάσεις του πυρήνα, n_{tot} ο συνολικός αριθμός διαμήκων ράβδων στην περίμετρο της διατομής που ενώνονται με παράθεση των άκρων τους και n_{rest} ο αριθμός των ανωτέρω ράβδων που συγκρατούνται σε γωνία συνδετήρα ή από άγκιστρο σιγμοειδούς εγκάρσιου συνδέσμου.

3. ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΝΕΠΑΡΚΩΝ ΜΗΚΩΝ ΠΑΡΑΘΕΣΗΣ ΡΑΒΔΩΝ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8-ΜΕΡΟΣ 3 (ΣΧΕΔΙΟ 2022)

Σύμφωνα με όσα αναφέρονται στο σχέδιο του Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3 (2022), η ενίσχυση και η βελτίωση της ικανότητας παραμόρφωσης των περιοχών με ανεπαρκή μήκη μάτισης, μπορεί να επιτευχθεί μέσω της εξωτερικής περίσφιγξης. Ως οπλισμός μπορούν να χρησιμοποιηθούν χάλυβας ή ινοπλισμένα υλικά, υπό μορφή μανδύα. Για τον υπολογισμό του απαιτούμενου οπλισμού περίσφιγξης στην περίπτωση ενίσχυσης με ινοπλισμένα υλικά (ΙΟΠ) υιοθετείται το προσομοίωμα όπως παρουσιάζεται αναλυτικά παρακάτω.

Με στόχο να μπορεί να αναπτυχθεί η ροπή διαρροής στην περιοχή της μάτισης θα πρέπει $l_s \geq l_{by,min}$ και τότε το απαιτούμενο πάχος του υλικού ενίσχυσης προκύπτει:

$$\mathbf{t_j \geq \frac{R}{4}\frac{E_c}{E_j}\left(\sqrt{\frac{0,25 d_{bl} f_y}{l_s \max\left(\frac{c_{min}}{d_{bl}};0,7\right) f_{ct}}} - 1\right)}$$

(σχέση Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (σχέδιο 2022))

Αντίστοιχα, το απαιτούμενο πάχος του υλικού ενίσχυσης, για να μπορεί να αναπτυχθεί (στην περιοχή της μάτισης) ικανότητα παραμόρφωσης στην αστοχία ίδια με αυτή που θα αντιστοιχούσε αν οι οπλισμοί ήταν συνεχείς, προκύπτει μέσω της απαίτησης $l_s \geq l_{bu,min}$ από την παρακάτω ανίσωση:

$$\mathbf{l_s} \geq \frac{\mathbf{d_{bl} f_y}}{\left(\mathbf{1 + a_c a_n \sqrt{\frac{d_{bl}}{2R}} \min\left(3, \frac{p_c}{f_{ct}}\right)\left(1 - \frac{1}{6}\min\left(3, \frac{p_c}{f_{ct}}\right)\right)}\right) \mathbf{f_{ct}}}$$

$$\mathbf{p_c} = \frac{\mathbf{t_j f_{u,j}}}{\mathbf{R}}$$

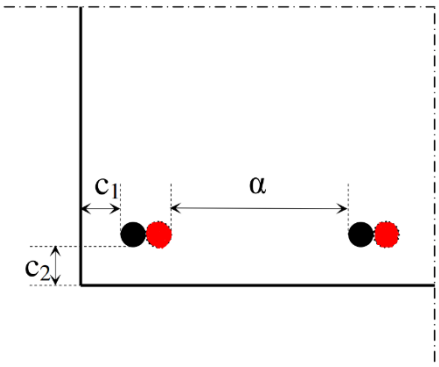
(σχέση Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (σχέδιο 2022))

με μέγιστο όριο στην αποδοτικότητα της περίσφιγξης, ώστε να μπορεί να ληφθεί πλήρως η παραμόρφωση αστοχίας $t_{j,lim} = \frac{3Rf_{ct}}{f_{u,j}}$.

Όπου:

- d_{bl} , η διάμετρος της ματιζομένης ράβδου. Στην περίπτωση όπου, οι ματιζόμενες ράβδοι είναι διαφορετικής διαμέτρου, θα ήταν εύλογο, κατά την κρίση του συγγραφέα να λαμβάνεται στους υπολογισμούς η μικρότερη διάμετρος, επειδή η μέγιστη δύναμη στην περιοχή μάτισης καθορίζεται από τον οπλισμό που μεταφέρει την μικρότερη εφελκυστική δύναμη.
- f_y , η μέση τιμή της τάσης διαρροής του χάλυβα
- f_{ct} , η μέση τιμή της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος και δίνεται από στην σχέση $f_{ct} = 0.3(f_c)^{2/3}$, με f_c την θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, η οποία συνιστάται να λαμβάνεται ως η αντίστοιχη μέση τιμή.

$c_{min} = min(c, a/2)$, με c την μικρότερη επικάλυψη ματιζόμενης ράβδου (δηλ. $c = min(c_1\ ,\ c_2)$), και a η καθαρή απόσταση από την πλησιέστερη ματιζόμενη ράβδο (Σχήμα 4.32). Δεδομένου ότι σε υφιστάμενες διατομές, για τις οποίες συνιστάται η ενίσχυση, δεν συναντάται πυκνός διαμήκης οπλισμός, η απόσταση $a/2$ θα είναι πάντα μεγαλύτερη από την ελάχιστη επικάλυψη οπλισμού, οπότε συνίσταται κατά την κρίση του συγγραφέα να λαμβάνεται $c_{min} = c$.



Σχήμα 1: Διατομή στοιχείου με ματιζόμενες ράβδους

Στο σχέδιο του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (2022), το ελάχιστο μήκος υπερκάλυψης διαμήκων ράβδων (με ραβδώσεις), το οποίο απαιτείται ώστε να αναπτυχθεί πλήρως η τάση διαρροής στις ράβδους δίνεται από την σχέση:

$$\mathbf{l_{by,min}} = \frac{\mathbf{d_{bL} f_y}}{\mathbf{\max\left(\frac{c_{min}}{d_{bL}}; 0.7\right) f_{ct}}}$$

(σχέση Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (σχέδιο 2022))

Όπου:

- ✓ f_{ct} , είναι η εφελεκυστική αντοχή του σκυροδέματος όπως έχει ορισθεί παραπάνω.
- ✓ c_{min} , είναι η μικρότερη τιμή μεταξύ της ελάχιστης επικάλυψης σκυροδέματος των ενωμένων με παράθεση ράβδων και της μισής καθαρής απόστασης από την πλησιέστερη ενωμένη με παράθεση ράβδο.
- ✓ d_{bL}, f_y όπως ορίσθηκαν παραπάνω.

Το ελάχιστο μήκος υπερκάλυψης διαμήκων ράβδων (με νευρώσεις), που απαιτείται ώστε να εξασφαλιστεί στην περιοχή η ίδια παραμορφωσιμότητα αστοχίας που θα εξασφαλίζονταν, αν οι οπλισμοί ήταν συνεχείς δίνεται από την σχέση:

$$\mathbf{l_{bu,min}} = \frac{\mathbf{d_{bL} f_y}}{\left(\mathbf{1 + a_c a_1 \sqrt{\frac{d_{bL}}{2R_c}} \min\left(3; \frac{p_c}{f_{ct}}\right)\left(1 - \frac{1}{6}\min\left(3, \frac{p_c}{f_{ct}}\right)\right)}\right) \mathbf{f_{ct}}}$$

(σχέση Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (σχέδιο 2022))

Όπου:

- a_c=7.5 για περίσφιγξη με συνδετήρες,
- R_c , η ακτίνα του μέσου περίσφιγξης που ισούται με τη ακτίνα κάμψης του χαλύβδινου συνδετήρα που περισφίγγει τις ματιζόμενες ράβδους,
- $p_c = \frac{t_j f_{u,j}}{R}$, η τάση περίσφιγξης που ασκείται στην μάτιση,
- α_1 , f_y , d_{bL} και f_{ct} όπως έχουν ορισθεί παραπάνω.

4. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΚΡΙΣΙΜΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΕΡΙΟΧΩΝ ΜΕ ΑΝΕΠΑΡΚΗ ΜΗΚΗ ΜΑΤΙΣΗΣ. ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ΚΑΝ.ΕΠΕ.– ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8-ΜΕΡΟΣ 3 (ΣΧΕΔΙΟ 2022)

4.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΧΙΣΤΩΝ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΩΝ ΜΗΚΩΝ ΥΠΕΡΚΑΛΥΨΕΩΣ

Σύμφωνα με τα δεδομένα της άσκησης υπολογίζουμε αρχικά τα ελαχιστα απαιτούμενα μήκη υπερκαλύψεως διαμήκων ράβδων ώστε να αναπτυχθεί πλήρως η τάση διαρροής στις ράβδους και να εξασφαλιστεί η ίδια παραμορφωσιμότητα που θα εξασφαλίζονταν αν οι οπλισμοί ήταν συνεχείς. Τα μεγάθη αυτά υπολογίζονται με τους αντίστοιχους τύπους του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ, όπως αυτοί παρουσιάστηκαν παραπάνω και συγκρίνονται:

ΚΑΝ.ΕΠΕ.		ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ	
$\mathbf{l_{b,min}}$	669.4 mm	$\mathbf{l_{by,min}}$	990 mm
$\mathbf{l_{bu,min}}$	711.2 mm	$\mathbf{l_{bu,min}}$	1541.19 mm

Πίνακας 1: Ελαχιστα απαιτούμενα μήκη υπερκαλύψεως διαμήκων ράβδων

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα γίνεται αντιληπτό πως:

1. Λαμβάνοντας υπ όψιν ότι στις παλιές κατασκευές (προ του 1985), οι συνδετήρες ήταν μικρής διατομής, χωρίς κλειστά άκρα και σε μεγάλες σχετικά αποστάσεις s_h, προκύπτει ότι το απαιτούμενο $l_{bu,min}$ είναι μεγαλύτερο του $l_{b,min}$, τιμή που είναι πολύ κοντά στα απαιτούμενα από τους σύγχρονους κανονισμούς μήκη υπερκάλυψης των ράβδων στο σχεδιασμό των νέων κατασκευών.

2. Το απαιτούμενο μήκος υπερκάλυψης το οποίο απαιτείται ώστε να αναπτυχθεί πλήρως η τάση διαρροής στις ράβδους με βάση τον ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ είναι προσαυξημένο περίπου κατά 50% σε σύγκριση με εκείνο του ΚΑΝ.ΕΠΕ.
3. Το απαιτούμενο μήκος υπερκάλυψης που απαιτείται ώστε να εξασφαλιστεί στην περιοχή η ίδια παραμορφωσιμότητα αστοχίας που θα εξασφαλίζονταν αν οι οπλισμοί ήταν συνεχείς, βάσει του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ αποκλίνει σημαντικά από αυτό του ΚΑΝ.ΕΠΕ., καθώς του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ είναι προσαυξημένο κατά περίπου 210% από αυτό του ΚΑΝ.ΕΠΕ..

4.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΥ ΠΑΧΟΥΣ ΙΟΠ

Σύμφωνα με τα δεδομένα της άσκησης υπολογίζουμε το απαιτούμενο πάχος ενίσχυσης με ΙΟΠ, με χρήση και των πέντε σχέσεων που παρουσιάστηκαν παραπάνω. Έπειτα, διερευνάται το πλήθος των στρώσεων, που θα τοποθετηθούν ώστε να καλυφθεί η απαίτηση για την κάθε σχέση (για πλήθος στρώσεων > 3 εφαρμόζεται ο μειωτικός συντελεστής ψ όπως αυτος ορίστηκε παραπάνω).

ΣΧΕΣΗ	ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟ ΠΑΧΟΣ	ΠΛΗΘΟΣ ΣΤΡΩΣΕΩΝ	Ψ ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΠΑΧΟΣ
ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΣΧΕΣΗ 8.3)	0.76 mm	8	0.595	0.794mm
ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΣΧΕΣΗ Σ.8.1α)	0.203 mm	2	1	0.334
ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΣΧΕΣΗ Σ.8.1β)	0.153 mm	1	1	0.167
MAX (ΣΧΕΣΗ Σ.8.1)	0.203 mm	3	1	0.501
ΕΚ 8 - 3 (2022) θy	0.355 mm	1	1	0.167
ΕΚ 8 - 3 (2022) θu	Δεν μπορεί να ενισχυθεί	-	-	-

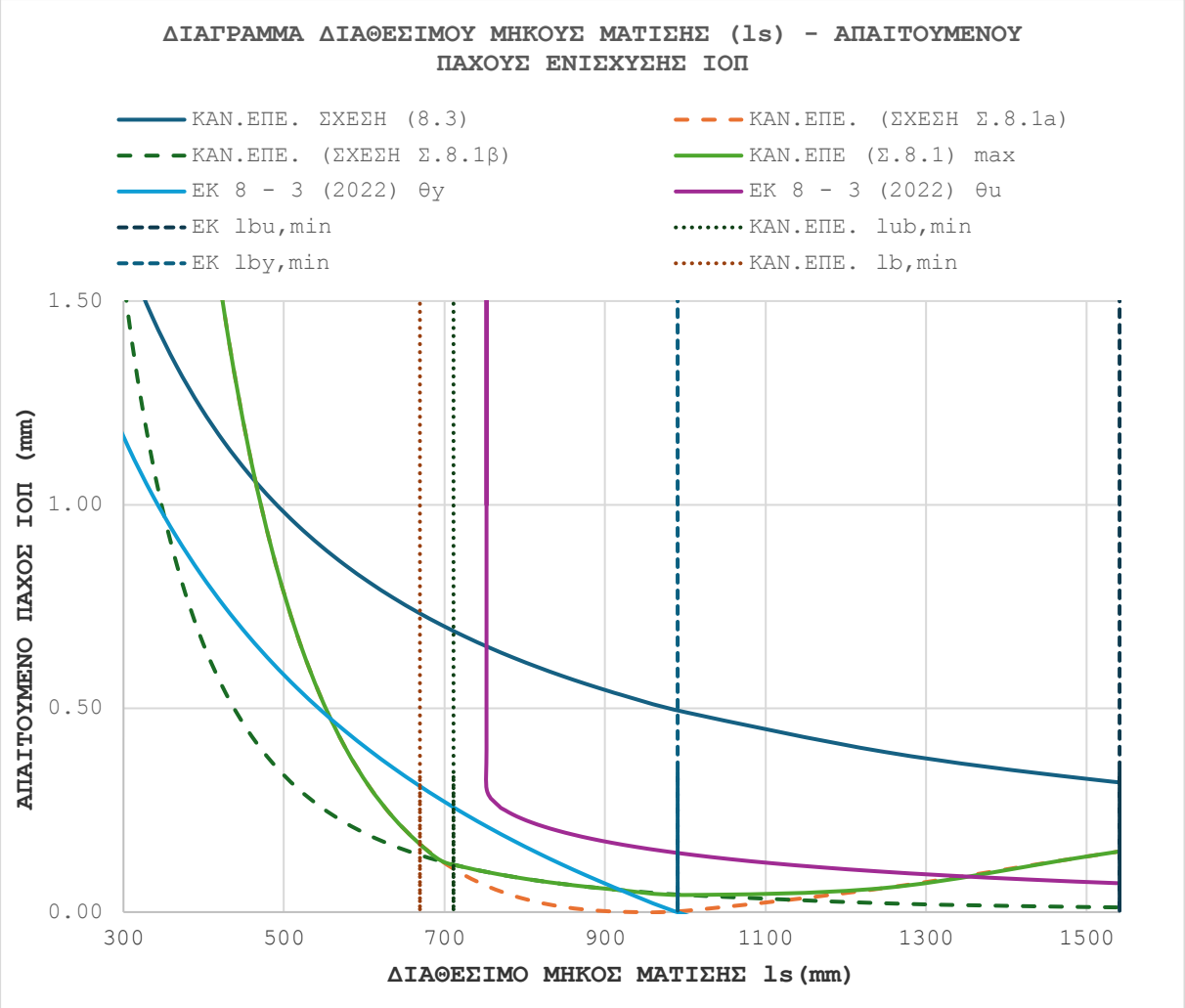
Πίνακας 2: Αποτελέσματα απαιτούμενων παχών και τοποθετούμενων στρώσεων ΙΟΠ

Από τον παραπάνω πίνακα συμπεραίνονται τα εξής:

1. Η σχέση του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ (2022) για παραμορφωσιμότητα θu δεν μας έδωσε κάποιο αποτέλεσμα διότι η σχέση δε λύνεται αν δεν υπάρχει διαθέσιμο $l_s \geq$ 752.325 mm, δηλαδή θα πρέπει να έχει διαθέσιμο τουλάχιστον το μισό μήκος υπερκαλύψεως από αυτό που απαιτείται για εξασφάλιση παραμορφωσιμότητας των ράβδων, το οποίο θα σχολιαστεί παρακάτω.
2. Η σχέση 8.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022) φαίνεται να αποτελεί την πιο συντηρητική λύση, με την πιο υψηλή απαίτηση σε πάχος ενίσχυσης, του οποίου η απαίτηση λόγω του μειωτικού συντελεστή ψ (απώλεια λόγω σχετικής ολίσθησης από 3 και άνω στρώσεις ΙΟΠ) θα αυξηθεί κι άλλο.

4.3 ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΟ ΔΙΑΤΙΘΕΜΕΝΟ ΜΗΚΟΣ ΜΑΤΙΣΗΣ

Η μεταβλητή που εξετάζεται στη συγκεκριμένη παράγραφο είναι το διατιθέμενο μήκος μάτισης ls. Πρόκειται για μια παράμετρο που υπεισέρχεται σε όλες τις υπό διερεύνηση σχέσεις και συνεπώς επηρεάζει σε σπουδαίο βαθμό το αποτέλεσμα καθεμιάς από αυτές. Στο παρακάτω διάγραμμα (Σχήμα 2) η μεταβολή του απαιτούμενου πάχους μανδύα ($tj_{\alpha\pi}$) συναρτήσει του διατιθέμενου μήκους μάτισης (με εύρος τιμών από το ελάχιστο δυνατό ($\max(0.3l_{so}, 15d_{bL})$ = 300 mm *(§8.2.1.2(β)(iii) του ΚΑΝ. ΕΠΕ.)*) έως το απαιτούμενο μήκος $l_{bu,min}$ *(Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 (σχέδιο 2022))*) παρουσιάζει και για τις τέσσερις σχέσεις την αναμενόμενη μορφή (μειωμένο μήκος ls συνεπάγεται αυξημένο απαιτούμενο πάχος μανδύα) καθώς και τα όρια για τα ελάχιστα απαιτούμενα μήκη εξασφάλισης διαρροής και παραμορφωσιμότητας του διαμήκη οπλισμού.



Σχήμα 2: Διάγραμμα εκτιμώμενου πάχους ΙΟΠ ($tj_{\alpha\pi}$) – διατιθέμενου μήκους παράθεσης (ls).

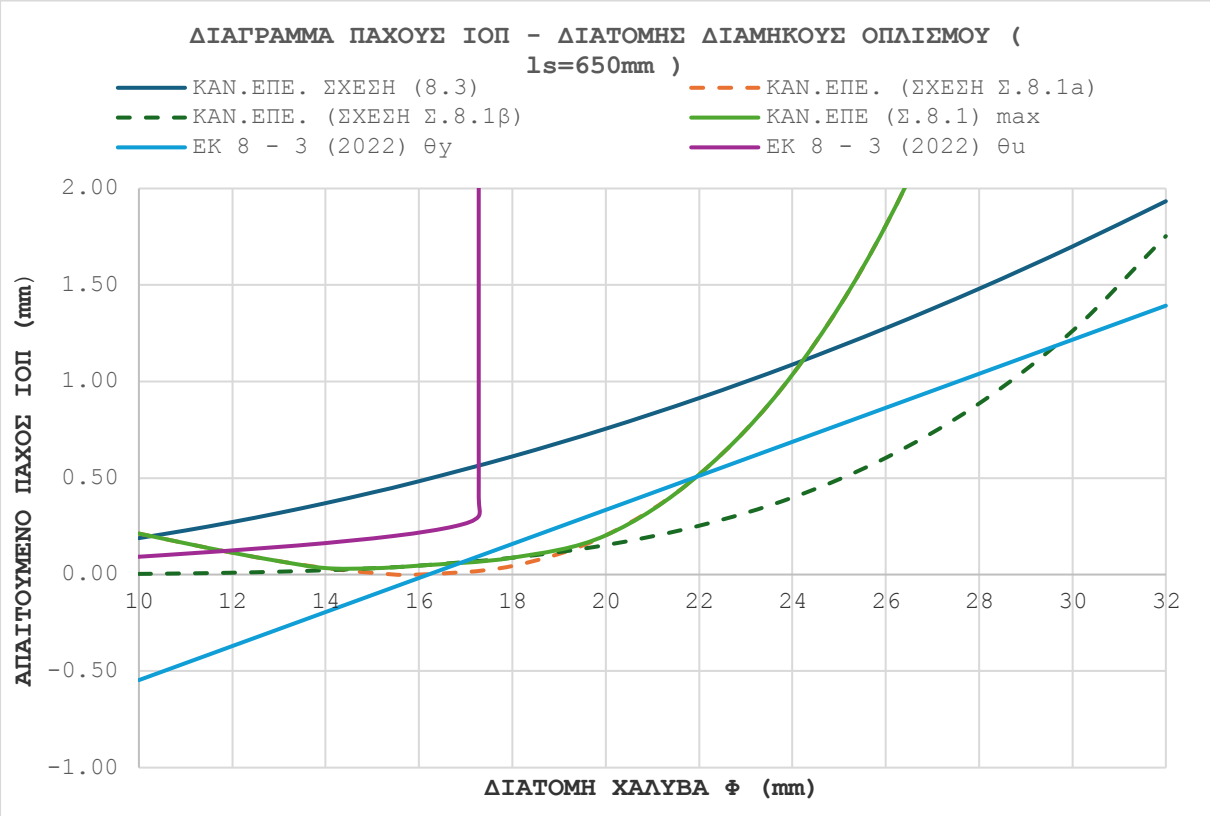
Από το παραπάνω διάγραμμα συμπεραίνονται τα εξής:

1. Παρατηρούμε κατευθείαν πως η σχέση του ΕΩΡΩΚΩΔΙΚΑ (2022) για το θ_u δεν δίνει λύση για διαθέσιμο μήκος μάτισης $l_s \leq$ 752.325 mm. Δηλαδή παρατηρούμε ότι για να υπολογίσει η παραπάνω σχέση απαιτούμενο πάχος ενίσχυσης, θα πρέπει να υπάρχει διαθέσιμο μήκος υπερκαλύψεως των διαμήκων ράβδων τουλάχιστον ίσο με το μισό του απαιτούμενου μήκους υπερκαλύψεως για εξασφάλιση της ίδιας παραμορφωσιμότητας των διαμήκων ράβδων ($l_{bu,min}$ =1541.19mm). Το παραπάνω μήκος ($l_s \leq$ 752.325 mm) σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. αν ήταν διαθέσιμο δεν θα χρειαζόταν ενίσχυση. Αυτό οφείλεται στον παρανομαστή του τύπου ο οποίος περιέχει ελάχιστη τιμή ($\min\left(3; \frac{p_c}{f_{ct}}\right)$). Οπότε θα λέγαμε πως αυτό φαίνεται να αποτελεί την κύρια παρατήρηση πιθανής αδυναμίας του παραπάνω τύπου καθώς για διαθέσιμο μήκος μάτισης $l_s \geq$ 752.325mm οι τιμές των απαιτούμενων παχών ΙΟΠ που δίνονται φαίνονται να είναι λογικές, αφού σε σύγκριση με τους υπόλοιπους διαθέσιμους τύπους ο παραπάνω αποτελεί μία μέση λύση των υπολοίπων.
2. Πιο συντηρητική σχέση από όλες αποδεικνύεται πως είναι η ΣΧΕΣΗ (8.3) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. καθώς βρίσκεται διαρκώς προσαυξημένη κατά τουλάχιστον 50% έως και 350% σε σύγκριση με τις υπόλοιπες, εκτός από εκείνες τις τιμές του διαθέσιμου μήκους μάτισης που είναι μικρότερες των 450mm. Για μικρές τιμές μήκους μάτισης, δηλαδή κοντά στο όριο ενίσχυσης (μικρότερες των 450mm) πιο συντηρητική σχέση είναι η ΣΧΕΣΗ (Σ. 8.1 α) του ΚΑΝ.ΕΠΕ.
3. Η ΣΧΕΣΗ (Σ. 8.1 β) κατά κύριο λόγο φαίνεται να υποεκτιμά (εκτός από λίγα σημεία) το απαιτούμενο πάχος ΙΟΠ συγκριτικά με τις υπόλοιπες σχέσεις.

4. Παρατηρείται πιθανή ανωμαλία στην ΣΧΕΣΗ (Σ 8.1 α) καθώς η σχέση μηδενίζεται για εύρος τιμών διαθέσιμου μήκους υπερκάλυψης l_s από 900mm έως 1000mm το οποίο φαίνεται λογικό, αφού αν έχω επαρκές μήκος μάτισης δεν χρειάζεται ενίσχυση, αλλά από εκεί και έπειτα αρχίζει αύξουσα πορεία για το απαιτούμενο πάχος ΙΟΠ το οποίο αποτελεί την ανωμαλία της προαναφερθείσας σχέσης, οπού δεν μπορούμε να απορρίψουμε διότι σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. πρέπει να κρατήσουμε τις μέγιστες τιμές μεταξύ των σχέσεων (Σ. 8.1 α) και (Σ. 8.1 β).
5. Η σχέση του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ (2022) για θ_y, παρουσιάζει λογικά αποτελέσματα αφού ούτε υπερεκτιμά, ούτε και υποεκτιμά το απαιτούμενο πάχος ενίσχυσης με ΙΟΠ και όταν είναι διαθέσιμο το ελάχιστο μήκος υπερκάλυψης ώστε να αναπτυχθεί πλήρως η τάση διαρροής αυτή μηδενίζεται, όπως αναμένουμε να γίνει. Σε αντίθεση με την σχέση του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ (2022) για το θ_u, όπου όταν είναι διαθέσιμο το ελάχιστο μήκος υπερκάλυψης που απαιτείται ώστε να εξασφαλιστεί στην περιοχή η παραμορφωσιμότητα αστοχίας αυτή δεν μηδενίζεται.

4.4 ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΗ ΔΙΑΜΕΤΡΟ ΤΩΝ ΜΑΤΙΖΟΜΕΝΩΝ ΡΑΒΔΩΝ

Μια επιπλέον παράμετρος που υπεισέρχεται σε όλες τις εξεταζόμενες σχέσεις για την εύρεση του απαιτούμενου πάχους ($tj_{\alpha\pi}$) είναι η διάμετρος των ματιζόμενων ράβδων d_{bL}. Οι καμπύλες σχεδιάστηκαν για εύρος τιμών 10 mm έως 32 mm, και δείχνουν καθαρά τη σχέση εξάρτησης του απαιτούμενου πάχους μανδύα και της διαμέτρου των ματιζόμενων ράβδων (μεγαλύτερης διαμέτρου ράβδοι οπλισμού συνεπάγεται αυξημένο απαιτούμενο μήκος παράθεσης και κατά συνέπεια μεγάλα πάχη μανδύα περίσφιγξης).



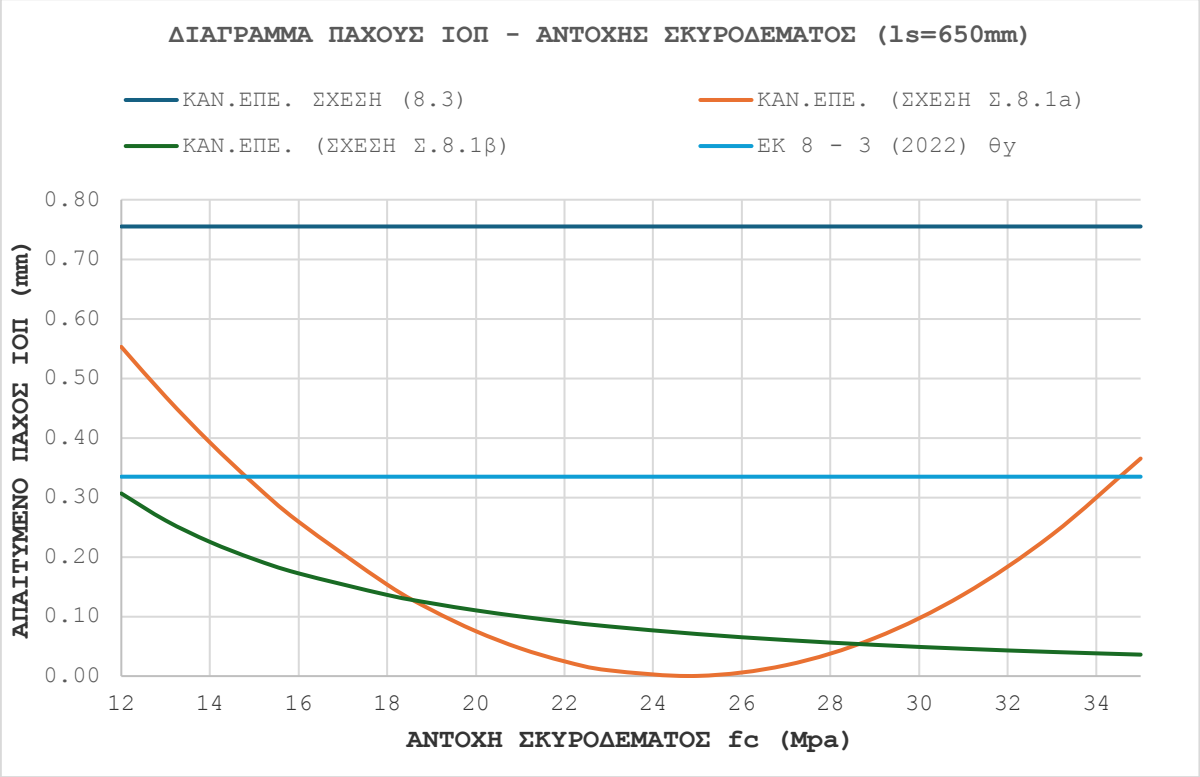
Σχήμα 3: Διάγραμμα εκτιμώμενου πάχους μανδύα ($tj_{\alpha\pi}$) - διαμέτρου ματιζόμενης ράβδου (d_{bL}).

1. Παρατηρούμε ξανά πως η σχέση του ΕΚ8-3 (2022) για το θ_u, δεν υπολογίζει τιμές του πάχους ενίσχυσης για διάμετρο διαμήκους οπλισμού μεγαλύτερη των 17mm, αυτό γίνεται διότι η παραπάνω σχέση για να υπολογίσει αποτελέσματα πιθανόν να χρειάζεται περισσότερο διαθέσιμο μήκος μάτισης.

2. Πιο συντηρητική σχέση είναι και πάλι η ΣΧΕΣΗ (8.3) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. καθώς βρίσκεται διαρκώς προσαυξημένη σε σύγκριση με τις υπόλοιπες, εκτός των διαμέτρων που είναι μεγαλύτερες των 24mm. Για εκείνες τις διαμέτρους πιο συντηρητική σχέση είναι η ΣΧΕΣΗ (Σ. 8.1 α) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παρατηρούμε λοιπόν πολλά κοινά με το 1^{ο} διάγραμμα.
3. Επίσης η ΣΧΕΣΗ (Σ. 8.1 β) φαίνεται να ακολουθεί μία περίεργη πορεία καθώς από διαμέτρους των 10mm μέχρι διαμέτρους των 16mm φθίνει το απαιτούμενο πάχος ενίσχυσης (θα έπρεπε να έχει αύξουσα πορεία). Από την στιγμή που το απαιτούμενο πάχος ενίσχυσης μηδενίζει (16mm) και έπειτα η καμπύλη ακολουθεί μία υπερβολικά αύξουσα πορεία, η οποία ξεφεύγει από τις υπόλοιπες. Σε αντίθεση με την ΣΧΕΣΗ (Σ 8.1 α) που διατηρεί μία σταθερά αυξανόμενη πορεία χωρίς υπερβολικές αυξομειώσεις. Αυτό μας κάνει να αναρωτηθούμε αν πρέπει να κρατάμε την μέγιστη τιμή απαιτούμενου πάχους ενίσχυσης από τις δύο σχέσεις ή αν θα έπρεπε να υπάρχει ένα επιπλέον κριτήριο για την τιμή που θα κρατάμε τελικά.
4. Τέλος για την σχέση του ΕΚ8-3 (2022) για θ_y παρατηρούμε ότι παρόλο που αυξάνεται γραμμικά, οι τιμές τις για διάμετρο μικρότερη των 16mm είναι αρνητικές.

4.5 ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΗΝ ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Στη συνέχεια μελετάται η καμπύλη του απαιτούμενου πάχους ($tj_{απ}$) θεωρώντας μεταβλητή την ποιότητα του σκυροδέματος fck (με εύρος τιμών 12 MPa έως 35 MPa).



Σχήμα 4: Διάγραμμα εκτιμώμενου πάχους μανδύα ($tj_{απ}$) - χαρακτηριστικής τιμής αντοχής σκυροδέματος (fck).

1. Στο παραπάνω διάγραμμα παρατηρείται πως η σχέση (8.3) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. καθώς και αυτή του σχεδίου του ΕΚ8-3 (2022) για θ_y, πέραν του ότι κι εδώ η (8.3) είναι πάλι πιο συντηριτική, δίνουν επιπλέον σταθερή τιμή του απαιτούμενου πάχους μανδύα ανεξαρτήτως της ποιότητας σκυροδέματος. Αυτό συμβαίνει διότι καμία από τις δύο σχέσεις δε λαμβάνει άμεσα υπόψη την fck.

2. Αντίθετα η ΣΧΕΣΗ (Σ. 8.1 β) λαμβάνει υπόψη την αντοχή σκυροδέματος. Παρόλο που δίνει χαμηλές τιμές πάχους φθίνει ομαλά όπως και αναμένουμε αφού η αυξημένη ποιότητα σκυροδέματος μειώνει το απαιτούμενο μήκος υπερκάλυψης.
3. Τέλος η ΣΧΕΣΗ (Σ 8.1 α) φαίνεται να είναι σωστή μέχρι την τιμή που μηδενίζει (25 MPa) από εκεί και έπειτα αρχίζει να αυξάνεται το απαιτούμενο πάχος ΙΟΠ μαζί με την αύξηση της αντοχής το οποίο δεν είναι λογικό, καθώς τα δύο μεγέθη είναι αντιστρόφως ανάλογα και όχι ανάλογα.

5. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΚΡΙΣΙΜΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΤΗΝ ΤΟΠΙΚΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ. ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ΚΑΝ.ΕΠΕ.– ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8-ΜΕΡΟΣ 3 (ΣΧΕΔΙΟ 2022)

5.1 ΤΟΠΙΚΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ

5.1.1 ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ

Στα υφιστάμενα στοιχεία η πλαστιμότητα μθ ορίζεται μέσω του λόγου της στροφής χορδής στη διαρροή και στην αστοχία : $\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y}$. Οι εξισώσεις των θ_y , θ_u παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω.

$\theta_y = \varphi_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0{,}0014\left(1 + 1{,}5\frac{h}{L_s}\right) + \frac{\varphi_y d_{bl} f_y}{8\sqrt{f_c}}$ *(εξ.Σ.2α ΚΑΝ.ΕΠΕ)*

Αν η διαρροή της διατομής οφείλεται στη διαρροή του εφελκυόμενου οπλισμού:

$\varphi_y = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y)d}$ *(Σ4. του ΚΑΝ.ΕΠΕ)*

$\xi_y = (a^2A^2 + 2aB)^{1/2} - aA$ *(Παράρτημα 7. Α.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ)*

$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y}$ *(Παράρτημα 7. Α.4α. του ΚΑΝ.ΕΠΕ)*

$B = \rho + \rho'\delta' + 0{,}5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y}$ *(Παράρτημα 7. Α.4α. του ΚΑΝ.ΕΠΕ)*

$\delta' = \frac{d'}{d}$

$a = \frac{E_s}{E_c}$

$L_s = \frac{L}{2}$

$\alpha_v = 0$

Επειδή $V_{R,C} > V_{Mu} = \frac{M_y}{L_s}$

$M_y = A_S z f_y$

$V_y = \frac{M_y}{L_s}$

$\frac{V_{RC}}{b_w d} = \left[180(100\rho_L)^{\frac{1}{3}}, 35\sqrt{1 + \sqrt{\frac{0{,}2}{d}}}f_c^{\frac{1}{6}}\right]\left(1 + \sqrt{\frac{0{,}2}{d}}\right)f_c^{\frac{1}{3}} + 0{,}15\frac{N}{A_c}$ *(ΚΑΝ.ΕΠΕ.Σ.3)*

Αν η διαρροή της διατομής οφείλεται στη μη γραμμικότητα των παραμορφώσεων του σκυροδέματος:

$\varphi_y = \frac{1{,}8f_c}{E_c\xi_y d}$ *(Σ.5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ)*

$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1{,}8abdf_y}$ *(Παράρτημα 7. Α.5α. του ΚΑΝ.ΕΠΕ)*

$B = \rho + \rho'\delta' + 0{,}5\rho_v(1 + \delta')$ *(Παράρτημα 7. Α.5α. του ΚΑΝ.ΕΠΕ)*

Η καμπυλότητα διαρροής προκύπτει ως η μικρότερη από τις 2 περιπτώσεις και στη προκειμένη περίπτωση η διαρροή της διατομής είναι μικρότερη, όταν οφείλεται στη μη γραμμικότητα των παραμορφώσεων του σκυροδέματος.

Η γωνία στροφής στην αστοχία θ_u προκύπτει από την παρακάτω εξίσωση:

$$\theta_u = 0{,}016(0{,}3^{\nu})\left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega_{tot}-\omega')}f_c\right]^{0{,}225} a_s^{0{,}35}25^{\left(a\rho_s\frac{f_{yw}}{f_c}\right)}1{,}25^{(100\rho_d)}$$ *(Σ.11α του ΚΑΝ.ΕΠΕ)*

$$\omega' = \frac{A_{s2}f_{yd}}{bhf_{cd}}$$

$$\omega tot = \frac{A_{stot}f_{yd}}{bhf_{cd}}$$

φ_y: η καμπυλότητα διαρροής
ξ_y: το ύψος της θλιβόμενης ζώνης ανοιγμένο στο στατικό ύψος d
ρ: το εφελκυόμενο ποσοστό οπλισμού
ρ': το θλιβόμενο ποσοστό οπλισμού
ρv: το ενδιάμεσο ποσοστό οπλισμού
N: η αξονική δύναμη
d_{bl}: η διάμετρος του διαμήκους οπλισμού
Es: το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα
V_{RC}: η αντοχή της διατομής σε λοξή ρηγμάτωση
V_y: η τέμνουσα στην καμπτική διαρροή
$\alpha_v z$: το μήκος μετάθεσης στο διάγραμμα καμπτικών ροπών
α: ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας (στην εξίσωση του θ_y)
ω_{tot}:το συνολικό μηχανικό ποσοστό του οπλισμού
ω':το μηχανικό ποσοστό του θλιβόμενου οπλισμού
αs: ο λόγος διάτμησης
α: ο συντελεστής περίσφιξής (στην εξίσωση του θ_u)
f_{yw}: η τάση διαρροής συνδετήρων
ρd: το ποσοστό δισδιαγώνιου οπλισμού

5.1.2 ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 -ΜΕΡΟΣ 3 (ΣΧΕΔΙΟ 2022):

$$\theta_y = \varphi_y\frac{L_s+a_v z}{3} + 0{,}0019\left(1+\frac{h}{1{,}6L_s}\right) + \frac{\varphi_y d_{bl} f_y}{8\sqrt{f_c}}$$ *(σχέση Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (σχέδιο 2022))*

$$\theta_u = \theta_y + \theta_u^{pl}$$ *(σχέση Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (σχέδιο 2022))*

$$\theta_u^{pl} = \kappa_{conform} * \kappa_{axial} * \kappa_{reinf} * \kappa_{concrete} * \kappa_{shearspan} * \kappa_{confinement} * \theta_{u0}^{pl}$$ *(σχέση Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (σχέδιο 2022))*

$\kappa_{conform}$: 1 θεωρώντας ότι η κατασκευή έχει σχεδιασθεί αντισεισμικά

$$\kappa_{axial}=0{,}2^{\nu}$$

$$\kappa_{reinf}=\left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega_{tot}-\omega')}\right]^{0{,}225}$$

$$\kappa_{concrete}=\left(\min\left(2,\frac{f_c}{25}\right)\right)^{0{,}1}$$

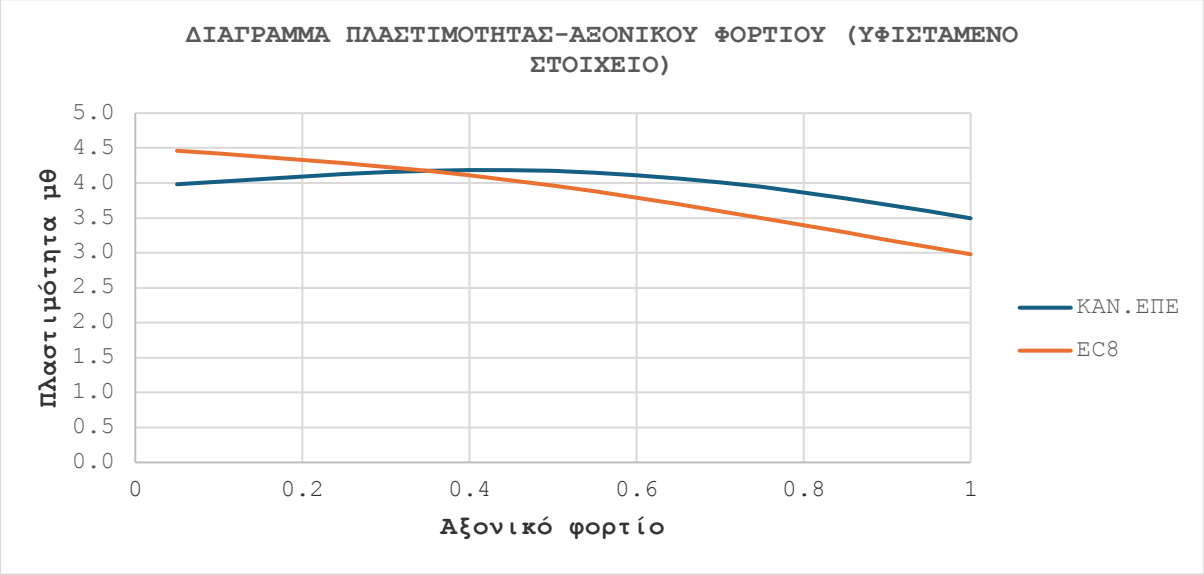
$$\kappa_{shearspan} = \left[\frac{1}{2{,}5}\min\left(9,\frac{L_s}{h}\right)\right]^{0{,}35}$$

$$\kappa_{confinement}=24^{\max\left(\left(\frac{a\rho_{sx}f_{yw}}{f_c}\right),\left(\frac{\alpha\rho f_u}{f_c}\right)\right)}$$

θ_{u0}^{pl}=0,039 για υποστυλώματα και δοκούς ορθογωνικής διατομής: Είναι μία τιμή της πλαστικής γωνίας στροφής για ένα μέλος θεωρώντας ότι 1) έχει σχεδιασθεί αντισεισμικά , 2) η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι 25MPa , 3) $\frac{L_s}{h}$=2,5 για μέγιστη ροπή 4) έχει μηδενική αξονική δύναμη 5) έχει συμμετρικό οπλισμό κατανεμημένο στα άκρα της διατομής.

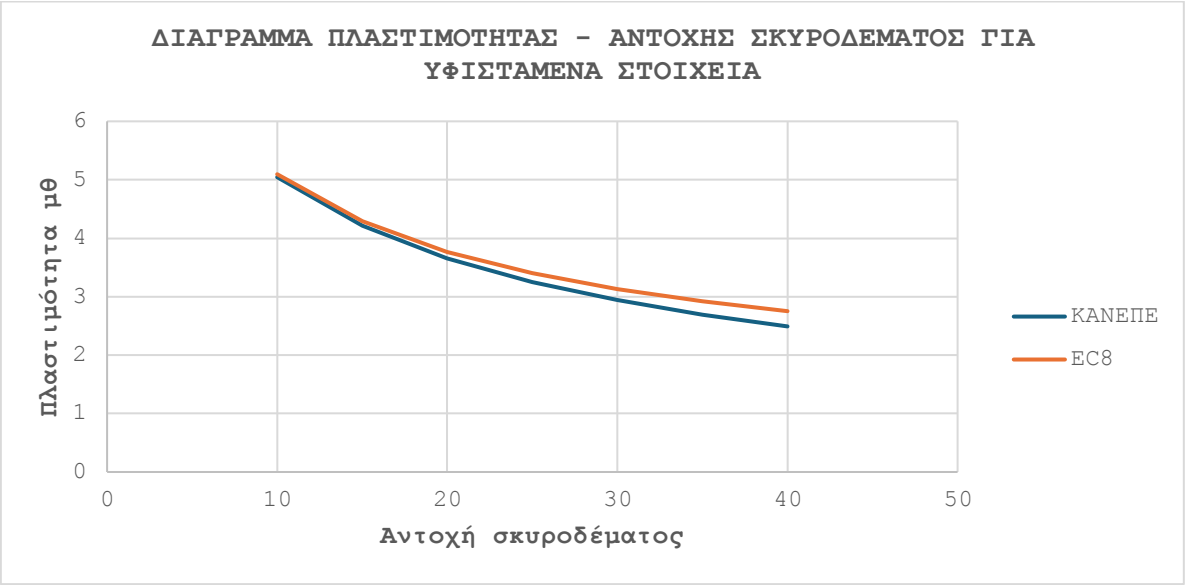
$\kappa_{conform}$,κ_{axial},κ_{reinf},$\kappa_{concrete}$,$\kappa_{shearspan}$,$\kappa_{confinement}$: Είναι συντελεστές διόρθωσης της θ_{u0}^{pl} , ώστε να ανταποκρίνεται στη πραγματικότητα.

5.1.3 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ – ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΤΟΠΙΚΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ – ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ΤΩΝ 2 ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ:



Σχήμα 5: Διάγραμμα πλαστιμότητας – αξονικού φορτίου για το υφιστάμενο στοιχείο.

Το συμπέρασμα που βγαίνει από το διάγραμμα είναι ότι και στους 2 κανονισμούς το αξονικό φορτίο έχει πολύ μικρή επιρροή στην πλαστιμότητα στα στοιχεία που δεν έχουν ενισχυθεί. Η καμπύλη του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ φαίνεται να είναι πιο λογική, καθώς βλέπουμε μια ομαλή πτώση της πλαστιμότητας όσο αυξάνεται το αξονικό φορτίο, ενώ στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. δε βγαίνει ξεκάθαρο συμπέρασμα, αφού η καμπύλη αρχικά αυξάνεται και έπειτα μειώνεται.



Σχήμα 6: Διάγραμμα πλαστιμότητας – αντοχής σκυροδέματος για το υφιστάμενο στοιχείο.

Στο παραπάνω διάγραμμα οι καμπύλες των 2 κανονισμών σχεδόν ταυτίζονται, το οποίο είναι λογικό λόγω το ότι οι εξισώσεις που τις παρήγαγαν είναι παρόμοιες. Επίσης προκαλεί εντύπωση το γεγονός, ότι η αύξηση της αντοχής σκυροδέματος μειώνει την πλαστιμότητα και αυτό οφείλεται στο ότι η αύξηση της αντοχής του αυξάνει δυσανάλογα το σημείο διαρροής και το σημείο αστοχίας του στοιχείου.

5.2 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗΣ ΣΤΟ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ

5.2.1 ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ:

Σε όρους καμπυλοτήτων η πλαστιμότητα για ενίσχυση με ΙΟΠ εκφράζεται ως εξής:

$\mu_\varphi = \frac{f_{cc}*\varepsilon_{cu,c}}{f_c*2,6*\nu*\varepsilon_{sy}}$ *(Σ 6.15β του ΚΑΝ. ΕΠΕ.)*

Όπου : $\mu_\varphi = 3\mu_\theta - 2$ *(Σχόλιο της §6.5 του ΚΑΝ. ΕΠΕ.)*

Σε όρους στροφής χορδής :

$$\mu_\theta = \frac{\frac{f_{cc} * \varepsilon_{cu,c}}{f_c * 2,6 * \nu * \varepsilon_{sy}} + 2}{3}$$

$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + K$ *(σχέση 6.20 του ΚΑΝ. ΕΠΕ.)*

Για περίσφιγξη με ΙΟΠ με ίνες άνθρακα :

$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 * (1 + K)^2$ *(σχέση 6.21 του ΚΑΝ. ΕΠΕ.)*

$K = 3,5 * \Lambda^{3/4}$

$\Lambda = \alpha * \rho_{jx} * f'_{ju}/f_c$

$$\rho_{jx} = \frac{2kt}{b}$$

$\alpha = \alpha_n * \alpha_s$

$\alpha_s = 1$ (για ενίσχυση με ΙΟΠ)

$\alpha_n = 1 - \frac{1}{3*A_c}[b_c^2(1-\beta)^2 + d_c^2(1-\gamma)^2]$=0,7 *(Σ6.13β του ΚΑΝ. ΕΠΕ.)*

$A_c = b_c * d_c$

$$\beta = \frac{2b_p}{b_c}$$

$$\gamma = \frac{2d_p}{d_c}$$

$F_{ju,res} = \varepsilon_{ju,res} * E_j = (\varepsilon_u - \varepsilon_0)E_j = (\varepsilon_u - \frac{t_1}{2R})E_j = (f_{ju} - \frac{t_1*E_j}{2R})$ *(σχόλιο της §4.4.3 (ε) του ΚΑΝ. ΕΠΕ.)*

Για μεγάλο πλήθος στρώσεων ΙΟΠ : $f'_{ju} = f_{ju,res} * \psi$, όπου $\psi = k^{-1/4} \geq \frac{3}{k}$

Για $k \geq 4$ και ψ=1 για $k \leq 3$ *(σχόλιο της §6.2.3 του ΚΑΝ. ΕΠΕ.)*

Όπου :

f_{cc} : η αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος

α: ο συντελεστής περίσφιγξης της διατομής

ρjx: το γεωμετρικό ποσοστό του ΙΟΠ στη διατομή

k: το πλήθος στρώσεων ΙΟΠ

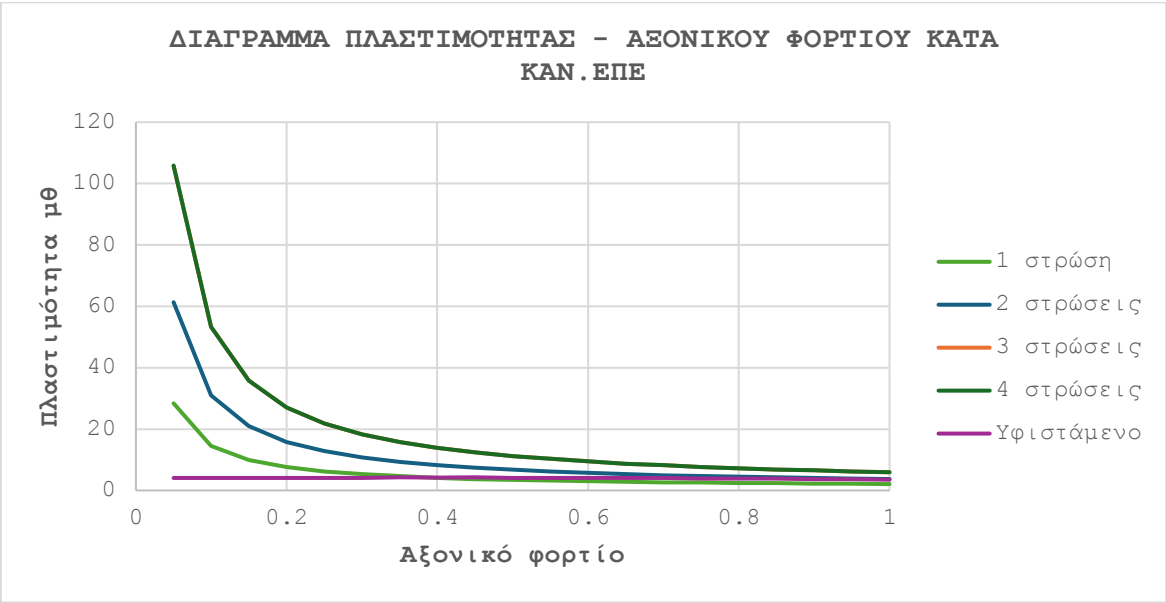
t: το πάχος των στρώσεων ΙΟΠ

b: το πλάτος της διατομής

Fju ,res: η μειωμένη αντοχή του ΙΟΠ λόγω εξομάλυνσης των γωνίων

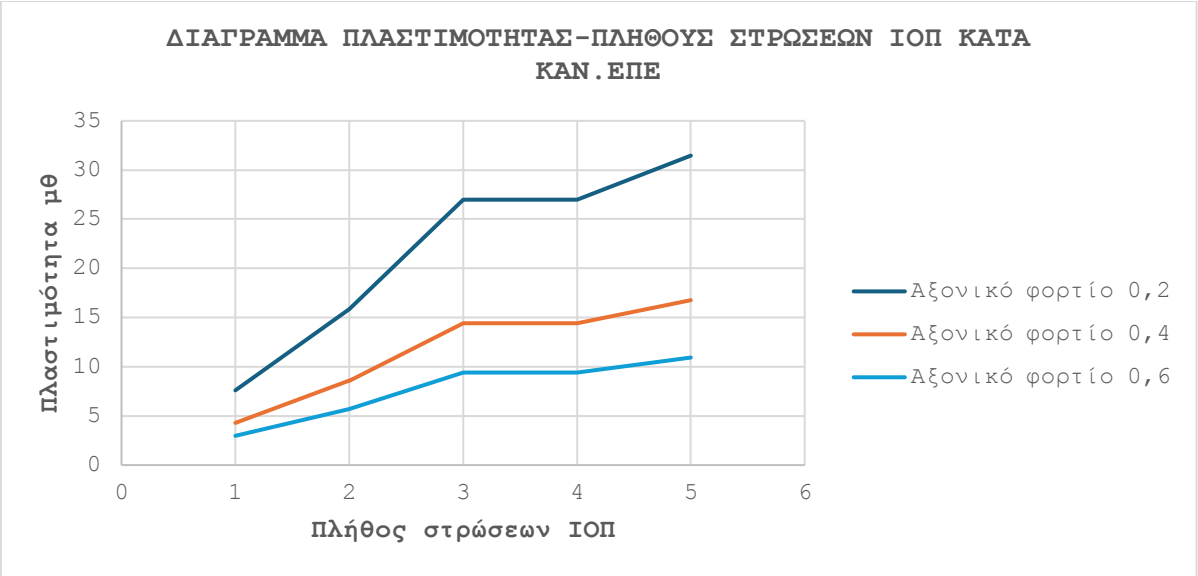
ψ: μειωτικός συντελεστής λόγω εφαρμογής πολλών στρώσεων

5.2.2 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ – ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΤΟΠΙΚΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ:



Σχήμα 7: Διάγραμμα πλαστιμότητας – αξονικού φορτίου για το ενισχυμένο στοιχείο (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Για χαμηλές τιμές αξονικού φορτίου ν<0,4 , η προσθήκη στρώσης ΙΟΠ αυξάνει κατά πολύ την πλαστιμότητα ενώ για τιμές ν>0,4 οι καμπύλες τείνουν να ταυτιστούν οδηγώντας μας στο συμπέρασμα, ότι το αξονικό φορτίο σταματάει να επηρεάζει σημαντικά το αποτέλεσμα. Παρατηρούμε επίσης ότι όταν η διατομή δεν ενισχύεται η πλαστιμότητα είναι ανεξάρτητη του αξονικού φορτίου δίνοντας μία σχεδόν οριζόντια καμπύλη , καθώς και ότι η καμπύλη των 3 στρώσεων δε φαίνεται στο διάγραμμα και αυτό συμβαίνει διότι ταυτίζεται με την καμπύλη των 4 στρώσεων λόγω της ύπαρξης του συντελεστή ψ.



Σχήμα 8: Διάγραμμα πλαστιμότητας – πλήθους στρώσεων ΙΟΠ για το ενισχυμένο στοιχείο για διάφορες τιμές του αξονικού φορτίου. (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Σε αυτό το διάγραμμα εξετάζεται η επιρροή του πλήθους στρώσεων ΙΟΠ στην πλαστιμότητα ανάλογα με το δεδομένο αξονικό φορτίο και αυτό που παρατηρούμε είναι ότι όσο περισσότερες στρώσεις τοποθετηθούν, τόσο μεγαλύτερη πλαστιμότητα επιτυγχάνεται. Από το σχήμα βγαίνουν αλλά 2 συμπεράσματα όπως το ότι η προσθήκη της 4^{ης} στρώσης δεν αλλάζει την πλαστιμότητα, το οποίο

συμβαίνει όπως και πριν λόγω του συντελεστή ψ και ότι στην εφαρμογή των αρχικών στρώσεων η τιμή της πλαστιμότητας αυξάνεται ταχύτερα από ότι στην εφαρμογή της τελευταίας στρώσης και παλί λόγω του συντελεστή ψ.

5.2.3 ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 - ΜΕΡΟΣ 3 (ΣΧΕΔΙΟ 2022):

Όταν εφαρμόζεται περίσφιγξη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα ακολουθείται η ίδια διαδικασία που ακολουθήθηκε παραπάνω στο υφιστάμενο στοιχείο με τη διαφοροποίηση, ότι ως αντοχή σκυροδέματος λαμβάνεται η αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος όπως ορίζεται παρακάτω:

$f_{cc} = 1 + 3{,}3\left(\frac{b_x}{b_y}\right)^2 (\frac{\alpha\rho_{jx}f_{u,j}}{f_c})$ *(σχέση Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (σχέδιο 2022))*

$f_{u,j} = E_j(k_{eff} * \varepsilon_{u,j})$ *(σχέση Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (σχέδιο 2022))*

$k_{eff} = 0{,}6$ για CFRP

$\varepsilon_{u,j}$: Λαμβάνεται το μικρότερο των 0,015 και της παραμόρφωσης θραύσης που ορίζει ο προμηθευτής

$\rho_{jx} = \frac{2kt}{b}$

$\frac{\alpha\rho f_u}{f_c}$=α∗ $c_j * \lambda$*(1-0,5λ)

$\lambda = \min(0{,}4, \frac{k_{eff*\varepsilon_{u,j}*E_j\rho_{jx}}}{f_c})$

c_j=1,9 για CFRP

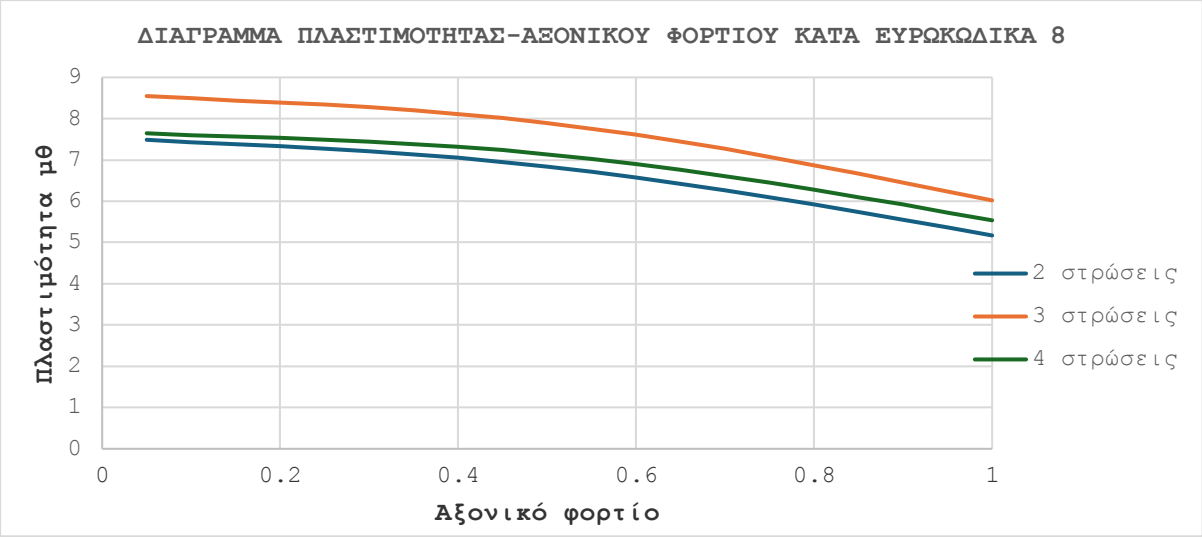
Όπου :

k_{eff}: ένας συντελεστής αποδοτικότητας του ΙΟΠ

$\varepsilon_{u,j}$: η παραμόρφωση αστοχίας του ΙΟΠ

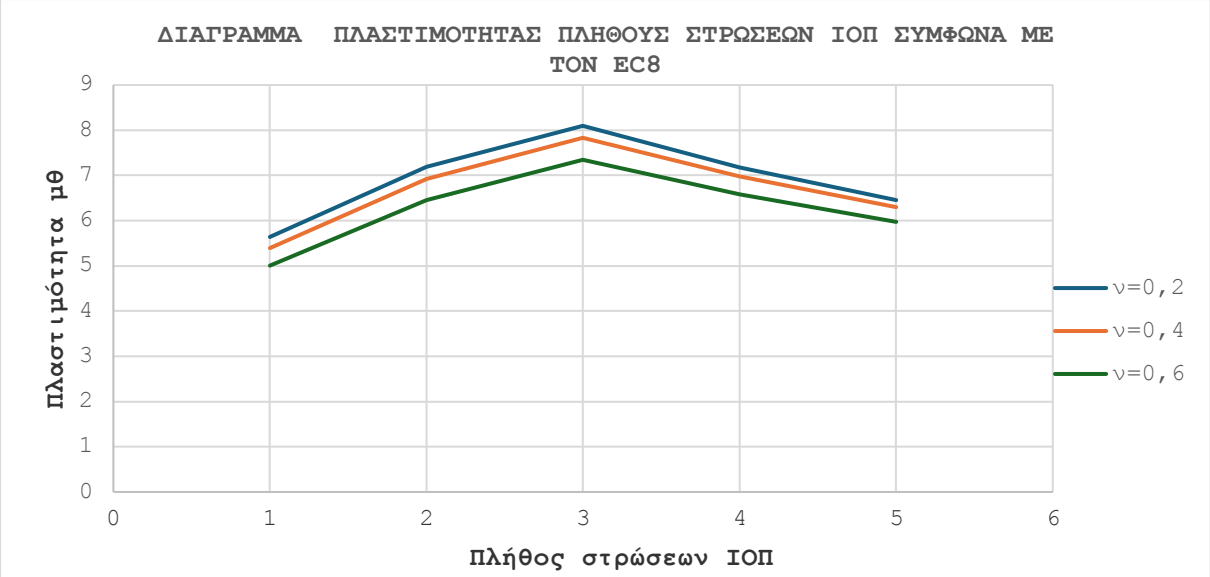
c_j: ένας συντελεστής που εξαρτάται από το υλικό

5.2.4 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ – ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΤΟΠΙΚΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 - ΜΕΡΟΣ 3 (ΣΧΕΔΙΟ 2022):



Σχήμα 9: Διάγραμμα πλαστιμότητας – αξονικού φορτίου για διάφορες στρώσεις ΙΟΠ (ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ).

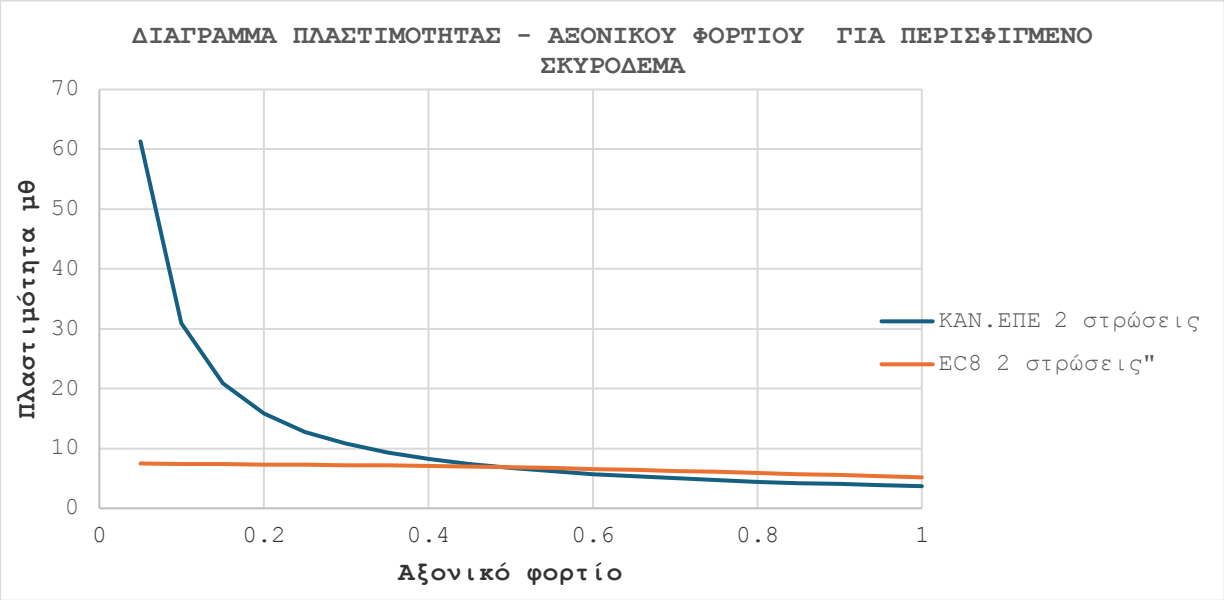
Στο διάγραμμα βλέπουμε μία ομαλότητα στην πτώση της πλαστιμότητας όσο μεγαλώνει το αξονικό φορτίο, παρόλα αυτά η πτώση αυτή είναι της τάξεως των 2 μονάδων σε όλες τις περιπτώσεις οδηγώντας μας στο συμπέρασμα ότι το αξονικό φορτίο δεν επηρεάζει σημαντικά την πλαστιμότητα μθ.



Σχήμα 10: Διάγραμμα πλαστιμότητας – πλήθους στρώσεων ΙΟΠ για δίαφορες τιμές του αξονικού φορτίου (ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ).

Εδώ παρατηρούμε μία τελείως διαφορετική εξάρτηση της πλαστιμότητας με το πλήθος των στρώσεων ΙΟΠ σε σχέση με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ όπου η πλαστιμότητα αυξάνεται μέχρι την 3η στρώση και ύστερα μειώνεται μέχρι την Πέμπτη στρώση. Αυτό συμβαίνει διότι οι γωνίες στροφής χορδής στη διαρροή και στην αστοχία μεταβάλλονται δυσανάλογα.

5.2.5 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ – ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΤΟΠΙΚΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ – ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ΤΩΝ 2 ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ



Σχήμα 11: Διάγραμμα πλαστιμότητας – αξονικού φορτίου για σύγκριση ΚΑΝ.ΕΠΕ. - ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ.

Στα διαγράμματα βλέπουμε σημαντικές διαφορές στους 2 κανονισμούς ειδικά για τιμές του αξονικού φορτίου ν<0.4 όπου ο ΚΑΝ.ΕΠΕ έχει μία πολύ μεγάλη πτώση από τιμές μθ=60 σε τιμές μθ=10, ενώ ο ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ δε μεταβάλλεται σχεδόν καθόλου.

Σχήμα 12: Διάγραμμα πλαστιμότητας – μέσης αντοχής σκυροδέματος για σύγκριση ΚΑΝ.ΕΠΕ. – ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ.

Σε αυτό το διάγραμμα παρατηρούμε ότι για την ίδια ενίσχυση οι 2 κανονισμοί παρουσιάζουν πολύ διαφορετική εξάρτηση από την αντοχή σκυροδέματος. Συγκεκριμένα ο ΚΑΝ.ΕΠΕ για τιμές μέσης αντοχής σκυροδέματος μικρότερες των 20MPa δίνει τιμές πλαστιμότητες υπερδιπλάσιες του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ.

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συνοψίζουμε τις διάφορες παρατηρήσεις που αναλύθηκαν παραπάνω επιμένοντας σε αυτές που θεωρήσαμε πιο σημαντικές, οι οποίες και παρουσιάζονται παρακάτω:

6.1 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΠΟΥ ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΝ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΝΟΤΗΤΑ 4

1. Το απαιτούμενο μήκος υπερκαλύψεως ώστε να εξασφαλιστεί στην περιοχή η ίδια παραμορφωσιμότητα αστοχίας που θα εξασφαλίζονταν αν οι οπλισμοί ήταν συνεχείς, βάσει του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ αποκλίνει σημαντικά από αυτό του ΚΑΝ.ΕΠΕ., καθώς του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ είναι προσαυξημένο κατά περίπου 210% από αυτό του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

2. Το απαιτούμενο μήκος υπερκάλυψης ώστε να αναπτυχθεί πλήρως η τάση διαρροής των διαμήκων ράβδων με βάση τον ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ είναι προσαυξημένο περίπου κατά 50% σε σύγκριση με εκείνο του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

3. Η σχέση του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ που υπολογίζει το απαιτούμενο πάχος ενίσχυσης με ΙΟΠ για την εξασφάλιση της ίδιας παραμορφωσιμότητας αστοχίας (θ_u) που θα εξασφαλιζόταν αν οι οπλισμοί ήταν συνεχείς, δεν υπολογίζει λύση για τιμές διαθέσιμου μήκους μάτισης $l_s \leq$ 752.325mm. Δηλαδή παρατηρούμε ότι για να υπολογίσει η παραπάνω σχέση απαιτούμενο πάχος ενίσχυσης, θα πρέπει να υπάρχει διαθέσιμο μήκος υπερκάλυψης των διαμήκων ράβδων τουλάχιστον ίσο με το μισό του απαιτούμενου μήκους υπερκάλυψης για εξασφάλιση της ίδιας παραμορφωσιμότητας των διαμήκων ράβδων ($l_{bu,min}$ =1541.19mm). Το παραπάνω μήκος (l_s =752.325mm) σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. αν ήταν διαθέσιμο δεν θα χρειαζόταν ενίσχυση. Παρατηρούμε επίσης πως η παραπάνω σχέση φαίνεται να μην υπολογίζει τιμές του πάχους ενίσχυσης για διάμετρο διαμήκους οπλισμού μεγαλύτερη των 17mm, πιθανόν για να υπολογίσει αποτελέσματα θα έπρεπε για αυξημένες διαμέτρους διαμήκη οπλισμού να έχω και αυξημένο διαθέσιμο μήκος υπερκαλύψεως.

4. Πιο συντηρητική σχέση από όλες αποδεικνύεται πως είναι η ΣΧΕΣΗ (8.3) του ΚΑΝ.ΕΠΕ., καθώς το απαιτούμενο πάχος ενίσχυσης για διάφορα διαθέσιμα μήκη υπερκαλύψεως υπολογίζεται διαρκώς προσαυξημένο κατά τουλάχιστον 50% έως και 350% σε σύγκριση με το αντίστοιχο των υπολοίπων σχέσεων. Για μικρές τιμές μήκους μάτισης, δηλαδή κοντά στο όριο ενίσχυσης (μικρότερες των 450mm) πιο συντηρητική σχέση είναι η ΣΧΕΣΗ (Σ.8.1 α) του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

5. Παρατηρείται πιθανή ανωμαλία στην ΣΧΕΣΗ (Σ 8.1 α) υπολογισμού απαιτούμενου πάχους ενίσχυσης με ΙΟΠ, καθώς το απαιτούμενο πάχος ενίσχυσης μηδενίζεται για εύρος τιμών διαθέσιμου μήκους υπερκάλυψης l_s από 900mm έως 1000mm, το οποίο φαίνεται λογικό, αφού αν έχω επαρκές μήκος μάτισης το στοιχείο δεν χρήζει ενίσχυσης. Όμως για τιμές διαθέσιμου μήκους υπερκαλύψεως l_s μεγαλύτερες των 1000mm παρατηρείται αύξουσα πορεία για το απαιτούμενο πάχος ΙΟΠ το οποίο αποτελεί πιθανή ανωμαλία της προαναφερθείσας σχέσης, την οποία δεν μπορούμε να απορρίψουμε διότι σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. πρέπει να κρατήσουμε τις μέγιστες τιμές απαιτούμενου πάχους ενίσχυσης μεταξύ των σχέσεων (Σ.8.1 α) και (Σ.8.1 β). Επίσης παρόμοιο κόλλημα παρατηρείται ξανά στην ΣΧΕΣΗ (Σ.8.1 α) όταν αυτή διερευνάται ως προς διάφορες τιμές της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, αφού τα αποτελέσματα του απαιτούμενου πάχους ενίσχυσης φαίνονται να είναι σωστά μέχρι την τιμή που μηδενίζονται (25 MPa), από εκεί και έπειτα όμως καθώς αυξάνεται η θλιπτική αντοχή σκυροδέματος παρατηρείται αύξουσα πορεία του απαιτούμενο πάχους ενίσχυσης με ΙΟΠ, το οποίο δεν είναι λογικό, καθώς τα δύο μεγέθη είναι αντιστρόφως ανάλογα και όχι ανάλογα.

6. Τελικώς για τις σχέσεις υπολογισμού του απαιτούμενο πάχους ενίσχυσης με ΙΟΠ, με βάση την παραπάνω διερεύνηση, συμπεραίνουμε τα παρακάτω. Για τις ΣΧΕΧΕΙΣ (Σ.8.1 α) και (Σ.8.1 β) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. εκ των οποίων κρατείται σαν τοποθετούμενο πάχος ενίσχυσης με ΙΟΠ το μέγιστο, θα ήταν εύλογη η παρατήρηση πως υπάρχει περίπτωση να οδηγηθούμε σε υπερβολικά αυξημένα πάχη ΙΟΠ και ίσως για μεγάλες και μικρές τιμές του διαθέσιμου μήκους υπερκαλύψεως να μην ήταν υποχρεωτική η τοποθέτηση της μέγιστης τιμής εκ των δύο σχέσεων. Η ΣΧΕΣΗ (8.3) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. συγκριτικά με τις υπόλοιπες φαίνεται να είναι η πιο συντηρητική αλλά και αξιόπιστη, καθώς στην διερεύνηση δεν παρατηρήθηκε κάποια ανωμαλία. Η σχέση του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ για θ_y, φαίνεται να είναι επίσης αξιόπιστη αφού ούτε υπερεκτιμά, ούτε και υποεκτιμά το απαιτούμενο πάχος ενίσχυσης με ΙΟΠ και όταν είναι διαθέσιμο το ελάχιστο μήκος υπερκάλυψης ώστε να αναπτυχθεί πλήρως η τάση διαρροής στις ράβδους αυτή μηδενίζεται, όπως αναμένουμε να γίνει. Τέλος σύμφωνα με τις παραπάνω παρατηρήσεις η πιο δύσκολη σε χρήση σχέση για την εύρεση του απαιτούμενου πάχους ενίσχυσης με ΙΟΠ φαίνεται να είναι η σχέση του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ για θ_u.

6.2 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΠΟΥ ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΝ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΝΟΤΗΤΑ 5

1. Όπως φαίνεται στο σχήμα 7, στα ενισχυμένα στοιχεία, οι εξισώσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ επηρεάζονται σημαντικά από το αξονικό φορτίο που φέρει το υποστύλωμα δίνοντας πολύ μεγάλες τιμές πλαστιμότητας για χαμηλά αξονικά φορτία, σε αντίθεση με τον Ευρωκώδικα που από το σχήμα 9 φαίνεται ότι η επιρροή του αξονικού φορτίου είναι αρκετά μικρή, αφού η αύξησή του δε μειώνει σημαντικά την πλαστιμότητα.

2. Στα σχήματα 7 & 8 παρατηρείται, πως οι καμπύλες, οι οποίες αφορούν την εφαρμογή 3 & 4 στρώσεων ΙΟΠ δίνουν ακριβώς τα ίδια αποτελέσματα, λόγω της ύπαρξης του συντελεστή ψ. Πιθανώς η εφαρμογή αυτού του συντελεστή θα μπορούσε να γίνει με πιο ομαλό τρόπο δίνοντας μία αύξηση στην πλαστιμότητα από την 3^{η} στην 4^{η} στρώση.

3. Βλέποντας το σχήμα 12 εξάγεται το συμπέρασμα, ότι η αύξηση της αντοχής σκυροδέματος προκαλεί μείωση της πλαστιμότητας και στους 2 κανονισμούς με διαφορετική κλίση

βέβαια στον καθένα. Αυτό μπορεί να φανεί παράλογο στην αρχή, αλλά εξηγείται μέσω της δυσανάλογης αύξησης της γωνίας στροφής στη διαρροή και της γωνίας στροφής στην αστοχία. Σε αυτό έρχεται να προστεθεί, ότι ο ΚΑΝ.ΕΠΕ επηρεάζεται πολύ περισσότερο από την αντοχή του σκυροδέματος σε σχέση με τον Ευρωκώδικα και αυτό φαίνεται στο σχήμα 12 μέσω της πολύ μεγαλύτερης κλίσης που έχει η καμπύλη του.

4. Ως ένα ευρύτερο συμπέρασμα που αποκομίστηκε από την εκπόνηση της εργασίας, είναι ότι οι 2 κανονισμοί μοιάζουν αρκετά ως προς τα αποτελέσματα που δίνουν, όταν εφαρμόζονται σε στοιχεία χωρίς ενίσχυση και παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές, όταν εφαρμόζονται σε ενισχυμένα στοιχεία. Από την παραμετρική διερεύνηση που έγινε παραπάνω και με τους 2 κανονισμούς, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ φαίνεται να επηρεάζεται περισσότερο από τις παραμέτρους που εξετάστηκε κάθε φορά καθιστώντας τον πιο «ευαίσθητο», ως προς αυτές, σε σχέση με τον Ευρωκώδικα, του οποίου η κάθε παράμετρος φαίνεται να είναι έτσι διαμορφωμένη, ώστε η μεταβολή της να μην ασκεί σημαντική επίδραση στο αποτέλεσμα.

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022).
[2] Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, (Σχέδιο 2022).
[3] Στέφανος Η. Δρίτσος, ¨Ενισχύσεις-Επισκευές κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος - Σημειώσεις¨, Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών, (2023).
[4] SIKA HELLAS, www.sika.gr
[5] Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 1, (2005).

8. ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

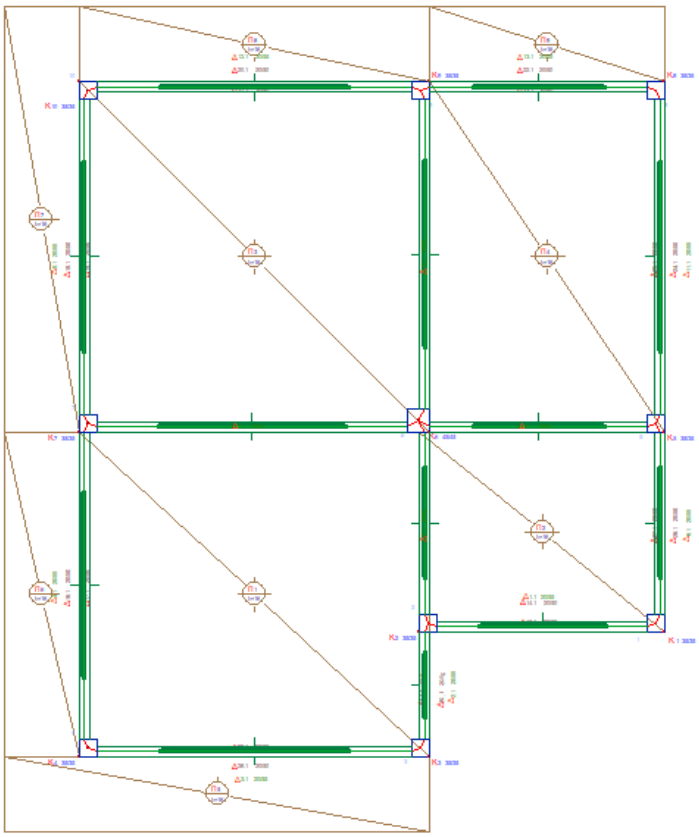
Η εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια του μαθήματος Ενισχύσεις – Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος υπό την επίβλεψη του Ομότιμου Καθηγητή Στέφανου Η. Δρίτσου, στον οποίο και απευθύνονται ευχαριστίες για την καθοδήγηση του.

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ Ο/Σ - ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΡΩΤΟΒΑΘΜΙΟΥ, ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΥ ΚΑΙ ΤΡΙΤΟΒΑΘΜΙΟΥ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ

ΜΠΡΑΤΗΣ Γ. ΧΡΗΣΤΟΣ
Μεταπτυχιακός Φοιτητής Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστήμιο Πατρών, Διπλωμ. Πολιτικός Μηχανικός Δ.Π.Θ., christos.bratis@upatras.gr , christosbratis@gmail.com

Περίληψη
Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η εφαρμογή των τριών ελέγχων σεισμικής επάρκειας σε τριώροφο κτίριο κατασκευασμένο με τον αντισεισμικό κανονισμό του '59, το οποίο ελέγχεται δυο φορές (τοιχοπληρωμένο και με κοντά υποστυλώματα).

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ
Παρά τη θεσμοθέτηση αντισεισμικών κανονισμών και την επίτευξη ενός υψηλού επιπέδου ασφάλειας των νέων κτιρίων, η αβεβαιότητα γύρω από τις υφιστάμενες κατασκευές εξακολουθεί να αποτελεί προβληματισμό για τους μηχανικούς. Το πρόβλημα εντείνεται, όταν καλούμαστε να αξιολογήσουμε υφιστάμενες προ του '80 κατασκευές, οι οποίες έχουν σχεδιαστεί με απλοποιημένους κανονισμούς και διατάξεις. Για τον περιορισμό αυτής της αβεβαιότητας ως προς τη σεισμική επάρκεια των υφιστάμενων κτιρίων, αναπτύχθηκαν τρεις διαβαθμισμένης ακρίβειας προσεισμικοί έλεγχοι από τον Οργανισμό Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας.



Σχήμα 1: Κάτοψη Κτιρίου

Για την διερεύνηση αυτών των ελέγχων, επιλέχθηκε ένα υφιστάμενο τριώροφο κτίριο το οποίο προσεγγίζεται ανάλογα με το είδος των υποστυλωμάτων που δημιουργούνται στο ισόγειο από τις τοιχοπληρώσεις (F_0: πλήρως τοιχοπληρωμένο, F_{SD2}: τοιχοπληρώσεις μέχρι το

+1,75 – κοντά υποστυλώματα). Αρχικά εφαρμόζεται ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος, ο οποίος είναι ταχύς και οπτικός και οδηγεί στην κατάταξη του κτιρίου σε κατηγορία προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου. Εν συνεχεία το κτίριο διερευνάται μέσω του Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου όπως αυτός διαμορφώνεται μετά την 1η Αναθεώρηση 2022. Μέσω απλοποιημένων υπολογισμών, προσδιορίζεται προσεγγιστικά η σεισμική ικανότητα του κτιρίου και ακολουθεί η κατάταξή του σε σεισμική κατηγορία. Τέλος, εφαρμόζεται ο Τριτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος μέσω Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης (Pushover), στην βάση των διατάξεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ, με τη χρήση του λογισμικού FespaR. Βάσει των αποτελεσμάτων αυτής της ανάλυσης, το κτίριο κατατάσσεται σε σεισμική κλάση για Στάθμη Επιτελεστικότητας Β (Σημαντικές Βλάβες), ενώ παράλληλα συγκρίνονται αποτελέσματα της πλαστιμότητας μ_δ και του δείκτη σεισμικής συμπεριφοράς q.

2. ΠΡΩΤΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

Για τα υπό εξέταση κτίρια επιλέγεται Δομικός Τύπος ΟΣα, δεδομένου ότι είναι κατασκευασμένα εφαρμόζοντας Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 (Β.Δ. '59) και Κανονισμό Σκυροδέματος 1954 (Κ/Σ '54). Ανήκουν σε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΙΙ (0.24g) και κατηγορία εδάφους Β.

ΠΕΔΙΟ ΔΕΔΟΤΑ	ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ	ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	
		F_0	F_{SC2}
		ΟΣα	ΟΣα
12	Βασική Βαθμολογία, αναλόγως Δομικού Τύπου	6.0	6.0
10	Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ι	-	-
10	Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΙΙ ή ΙΙΙ	-1.5	-1.5
11	Έδαφος κατηγορίας Β (για αποδεδειγμένως Α: -0.1)	-0.3	-0.3
11	Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ	-	-
11, 13	Έδαφος Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων	-	-
11	Έδαφος κατηγορίας Χ	-	-
25	Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	-	-
26	Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα	-	-
27	Κακή κατάσταση	-	-
28	Κρούση με γειτονικά κτίρια	-	-
29-35	Pilotis ή/και Κοντά Υποστυλώματα	-	-1.5
30	Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	0.5	0.5
31	Μεγάλο ύψος	-	-
32	Μη κανονικότητα σε τομή	-	-
33	Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-	-
34	Στρέψη (έντονη)	-	-
5, 7	Ένταση λειτουργίας	0.2	0.2
9	Αριθμός χρηστών ≤ 9	-	-
9	Αριθμός χρηστών 10-99	-0.4	-0.4
9	Αριθμός χρηστών ≥ 10	-	-
ΑΡΧΙΚΗ ΔΟΜΙΚΗ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ		**4.5**	**3**

Η τελική βαθμολογία για F0=4.5 και FSC2=3 και δεδομένου ότι δεν εντοπίστηκαν αίτια πρόσθετης τρωτότητας και ο βαθμός δεν υπέστη κάποια περαιτέρω μείωση, η κατασκευές με βάση τον παραπάνω πίνακα κατατάσσονται σε κατηγορία Μ (μέσης προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου) για την F0 και Υ (υψηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου) για την FSC2. [2]

Θέτοντας ως απαίτηση την οριακή βαθμολογία 5.5 προκύπτουν οι εξής λόγοι ανεπάρκειας:

Κτίριο F0 : λF0 = 1.22 Κτίριο FSC2 λFSD2 = 1.83

3. ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

Αποτελεί λεπτομερέστερη μέθοδο σε σχέση με τον πρωτοβάθμιο χωρίς να είναι απαραίτητη η κατάστρωση ενός λεπτομερούς μοντέλου του κτιρίου, αλλά ταχύτερη από τον τριτοβάθμιο, που απαιτεί πλήρη μελέτη αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας της κατασκευής με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στα υπό εξέταση κτίρια υπολογίστηκαν τα αξονικά φορτία των υποστυλωμάτων, με τη μέθοδο των επιφανειών επιρροής. Για τα μόνιμα φορτία (G), οι επιφάνειες ανήχθησαν σε όγκους επιρροής για το κάθε υποστύλωμα και πολλαπλασιάστηκαν με το ίδιο βάρος σκυροδέματος 25 kN/m^3. Συνυπολογίστηκε η επίστρωση των πλακών 1 kN/m^2 ενώ τέλος σε αυτά προστέθηκαν και τα φορτία των τοιχοπληρώσεων. Για τα κινητά φορτία (Q), οι επιφάνειες των προβόλων, πολλαπλασιάστηκαν με 5 kN/m^2, ενώ των εσωτερικών πλακών με 2 kN/m^2. Τελικά, τα αξονικά φορτία κάθε υποστυλώματος, προέκυψαν από τον συνδυασμό G + 0.3Q δίνοντας :

Μέλος	Αξονικό φορτίο N (kN)
K1	184,21
K2	274,22
K3	391,33
K4	584,20
K5	416,99
K6	915,99
K7	932,45
K8	291,64
K9	801,38
K10	505,27
∑N =	5297.68 kN

Τέλος τα δυο κτίρια θα αναλυθούν σε τέσσερεις υποπεριπτώσεις το κάθε, για τις οποίες η γνώση ή μη του υπάρχοντος οπλισμού θα εναλλάσσετε με τον συνυπολογισμό ή όχι της προσφερόμενη δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων.

<u>Ι. Θεώρηση με γνωστούς διαμήκεις οπλισμούς</u>

1^{ο} ΒΗΜΑ: Προσδιορισμός Σεισμικής Απαίτησης V_{req} ($V_{req,x}$, $V_{req,y}$) [3]

Σε κάθε κύρια διεύθυνση, προσδιορίζεται με βάση το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8-1 (ΕΝ 1998- 1:2004), το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού) του κτιρίου.

$V_{req} = M \times S_d(T)$, όπου:

- M : προκύπτει από μόνιμα G και κινητά Q φορτία, για τον συνδυασμό φόρτισης G+ψ2Q.
- T : η ιδιοπερίοδος της κατασκευής, εκτιμάται προσεγγιστικά κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ (βλ. παρ.1 του Παραρτήματος Δ).
- γ_I : λαμβάνεται γ_I=1.00
- $S_d(T)$: Η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψιν τα αναφερόμενα στην §5 για τα σχετικά δεδομένα
- q: λαμβάνεται η τιμή για στάθμη επιτελεστικότητας Β «Σημαντικές Βλάβες» όπως προκύπτει από τον Πίνακα του Παραρτήματος Δ της παρ.1.

Για τα υπό εξέταση κτήρια προσδιορίστηκαν ως

F_0 : T_0 = 0.4093 sec $S_d(T)$ = 0.3g M = 5297.68/g kN/m/s^2
V_{req} = 1589.30 kN
F_{SC2} : T_0 = 0.4093 sec $S_d(T)$ = 0.4g M = 5297.68/g kN/m/s^2
V_{req} = 2119.07 kN

2ο ΒΗΜΑ: Προσδιορισμός Σεισμικής Αντίστασης V_R ($V_{R,x}$, $V_{R,y}$) [3]
Για την εφαρμογή αυτής της μεθόδου αξιολογείται η επιρροή 13 κριτηρίων, που αφορούν στοιχεία τρωτότητας που επηρεάζουν τη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής, με σκοπό τον προσδιορισμό του μειωτικού συντελεστή β, που χρησιμοποιείται στον τελικό υπολογισμό της σεισμικής αντίστασης της κατασκευής. Τα κριτήρια αυτά λαμβάνουν τιμές από το 1 έως το 5 που αντιστοιχούν στη μέγιστη και στην ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση.

- Κριτήριο 1: Βλάβες στατικής ανεπάρκειας

Δεδομένου ότι δε παρατηρήθηκαν βλάβες στα υποστυλώματα, τοιχώματα και κόμβους, θεωρείται ότι ο βαθμός βλάβης είναι $\mathbf{B_1 = 5}$ και για τα δύο κτίρια.

- Κριτήριο 2: Οξείδωση οπλισμών

Δεν παρατηρήθηκαν προφανείς ενδείξεις που υποδηλώνουν διάβρωση του οπλισμού, συνεπώς, $\mathbf{B_2 = 5}$ και για τα δύο κτίρια.

- Κριτήριο 3: Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου

Στα κριτήρια ελέγχεται η ικανότητα των υποστυλωμάτων του ισογείου να αναλάβουν ισχυρά θλιπτικά φορτία και τα περιθώρια ανάληψης επιπλέον αξονικών φορτίων λόγω σεισμού. Για το λόγο αυτό γίνεται έλεγχος του ανηγμένου αξονικού φορτίου στα υποστυλώματα του ισογείου, παραλείποντας τα φαινόμενα 2ας τάξεως λόγω μικρού καθαρού ύψους των στοιχείων < 3.50m και λαμβάνοντας το δείκτη σχετικής μεταθετότητας θ = 0.

Μέλος	b (m)	h (m)	Ac (m^2)	N (kN)	νd
K1	0,35	0,35	0,1225	184,21	0,107
K2	0,35	0,35	0,1225	274,22	0,160
K3	0,35	0,35	0,1225	391,33	0,228
K4	0,35	0,35	0,1225	584,20	0,341
K5	0,35	0,35	0,1225	416,99	0,243
K6	0,45	0,45	0,2025	915,99	0,323
K7	0,35	0,35	0,1225	932,45	0,544
K8	0,35	0,35	0,1225	291,64	0,170
K9	0,35	0,35	0,1225	801,38	0,467
K100	0,35	0,35	0,1225	505,27	0,295

Ο μέσος όρος ανηγμένου αξονικού φορτίου υπολογίζεται από τη σχέση
$\nu_d = \frac{1}{N}\sum_i^N \nu_d^i$ → ν_d = 0,288 $0.25 \le \nu d < 0.3$ βαθμός 3
$\nu_d max = \max \nu_d^i$ → $\nu_d$max = 0,544 $0.50 \le \nu di < 0.65$ βαθμός 2
Επιλέγεται το δυσμενέστερο συνεπώς, $\mathbf{B_3 = 2}$ και για τα δύο κτίρια.

- Κριτήριο 4: Κανονικότητα Κάτοψης

Σε αυτό το κριτήριο δεδομένου ότι οι κατόψεις των κτιρίων δεν είναι ορθογωνικές, είναι απαραίτητο να προσδιοριστούν το αθροιστικό εμβαδόν ΣA_E των εσοχών, το εμβαδόν της μεγαλύτερης εσοχής $A_{E,max}$ και το εμβαδόν της κάτοψης, A_{tot}.

Το εμβαδόν κάθε εσοχής ορίζεται από την περίμετρο της εσοχής και τη χορδή που συνδέει τις εξώτατες κορυφές της. Εάν υπάρχουν κενά στις πλάκες προσδιορίζεται επιπλέον το αθροιστικό εμβαδόν ΣΑΚ των κενών.

	A_{tot} (m^2)	ΣA_E (m^2)	$0.25*A_{tot}$	$0.15*A_{tot}$
Ισόγειο	146,2	5,875	36,55	21,93
1ος	146,2	5,875	36,55	21,93
2ος	146,2	5,875	36,55	21,93

Σε κάθε όροφο ισχύει: $\Sigma A_E < 0.25A_{tot}$ και $A_{E,max} < 0.15A_{tot}$,
όπου $A_{E,max} = \Sigma A_E$ για κάθε όροφο.
Επομένως, επιλέγεται ο $\mathbf{B_4 = 5}$ και για τα δύο κτίρια (κτίρια κανονικά σε κάτοψη).

- Κριτήριο 5: Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη – Στρέψη

Υπολογίζεται η ανηγμένη φυσική εκκεντρότητα ε, ως μέτρο της ανισοκατανομής της δυσκαμψίας σε κάτοψη και της ενδεχόμενης στρεπτικής απόκρισης των κτιρίων. Για την εύρεση του συντελεστή ε είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός των συντεταγμένων x_{cm}, y_{cm} του κέντρου μάζας, των δυσκαμψιών των κατακόρυφων στοιχείων, $K_{Cx,i}$, $K_{Cy,i}$ και τέλος των εκκεντροτήτων e_x και e_y, ανά διεύθυνση. Οι συντεταγμένες του κέντρου μάζας προέκυψαν x_{cm} = 19.55 m και y_{cm} = 9.76 m και για τα δύο κτίρια.

Για τις συντεταγμένες του κέντρου δυσκαμψίας εφαρμόστηκαν οι σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Πιο συγκεκριμένα, για τον υπολογισμό της ενεργού τιμής δυσκαμψίας $(EI)_{eff}$, χρησιμοποιήθηκε η προσεγγιστική τιμή του *Πίνακα Σ4.1 της §4.4.1.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.* ενώ ο συντελεστής δυσκαμψίας α_k σύμφωνα με την *1η αναθεώρηση του Δευτεροβαθμίου ΠΕ 2022*, λήφθηκε προσεγγιστικά ίσος με τη μονάδα, εφόσον είμαστε σε περίπτωση φορέα με βαθμό τοιχωματοποίησης α_T<0.10.. Παράλληλα σύμφωνα με τις διατάξεις του Δευτεροβαθμίου, λόγω συμμετρικής σε κάτοψη κατανομής των τοιχοπληρώσεων οι οριζόντιες δυσκαμψίες τους αγνοούνται.

Έπειτα από τα παραπάνω προέκυψαν x_{cr} = 20.83 m και y_{cr} = 10.30 m για το κτίριο F_0 και x_{cr} = 20.83 m και y_{cr} = 10.30 m για το κτίριο F_{SC2}.

ΚΤΙΡΙΟ F_0

Μέλος	x_i (m)	y_i (m)	K_cx (kN/m)	K_cy (kN/m)
C1	26,00	14,23	6669,44	6669,44
C2	21,45	14,23	6669,44	6669,44
C3	21,30	16,73	6669,44	6669,44
C4	14,65	16,73	6669,44	6669,44
C5	26,00	10,23	6669,44	6669,44
C6	21,25	10,18	24300,00	24300,00
C7	14,65	10,23	6669,44	6669,44
C8	26,00	3,58	6669,44	6669,44
C9	21,30	3,58	6669,44	6669,44
C10	14,65	3,58	6669,44	6669,44

ΚΤΙΡΙΟ F_{SC2}

Μέλος	x_i (m)	y_i (m)	$K_c x$ (kN/m)	$K_c y$ (kN/m)
C1	26,00	14,23	64363,02	64363,02
C2	21,45	14,23	64363,02	64363,02
C3	21,30	16,73	64363,02	64363,02
C4	14,65	16,73	64363,02	64363,02
C5	26,00	10,23	6669,44	64363,02
C6	21,25	10,18	24300,00	234505,48
C7	14,65	10,23	6669,44	64363,02
C8	26,00	3,58	64363,02	64363,02
C9	21,30	3,58	64363,02	6669,44
C10	14,65	3,58	64363,02	64363,02

Συνεπώς, οι εκκεντρότητες e_x, e_y και οι ανηγμένες τιμές τους, ε_χ και ε_y, προκύπτουν σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$e_x = |x_{rc} - x_{cm}| \text{ και } \varepsilon_x = \frac{e_x}{L_y}$$
$$e_y = |y_{rc} - y_{cm}| \text{ και } \varepsilon_y = \frac{e_y}{L_y}$$

[3]

ΚΤΙΡΙΟ F_0	ΚΤΙΡΙΟ F_{SC2}
$e_x = 1.28$ m και $\varepsilon_x = 0.110$	$e_x = 1.22$ m και $\varepsilon_x = 0.105$
$e_y = 0.54$ m και $\varepsilon_y = 0.040$	$e_y = 1.05$ m και $\varepsilon_y = 0.078$
$0.05 < \varepsilon_x < 0.3$ βαθμός 4	$0.05 < \varepsilon_x < 0.3$ βαθμός 4
$\varepsilon_y < 0.05$ βαθμός 5	$0.05 < \varepsilon y < 0.3$ βαθμός 4

Επιλέγεται το δυσμενέστερο $\mathbf{B_5 = 4}$ και για τα δύο κτίρια. [3]

- Κριτήριο 6: Κανονικότητα σε τομή/όψη

Στις υπό εξέταση κατασκευές οι διαστάσεις του φέροντος οργανισμού από όροφο σε όροφο παραμένουν σταθερές με αποτέλεσμα να υπάρχει γεωμετρική κανονικότητα. Έτσι τα εμβαδά των κατόψεων των ορόφων A_{tot}, έχουν μηδενικές ποσοστιαίες διαφορές σε σχέση με αυτά των γειτονικών ορόφων.

Προκύπτει δηλαδή, ότι για κάθε όροφο, το εμβαδό είναι ακριβώς το 100% του εμβαδού του υπερκείμενου ή υποκείμενου ορόφου κι επομένως, $\mathbf{B_6 = 5}$ και για τα δύο κτίρια.

- Κριτήριο 7: Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος – Μαλακός όροφος

Για την αξιολόγηση και βαθμονόμηση του κριτηρίου λαμβάνεται υπόψιν η διαφορά δυσκαμψίας μεταξύ των γειτονικών ορόφων. Αν $\Delta K_{tot} > 50\%$ προκύπτει Βαθμός 1 που αντιστοιχεί σε σημαντική ανισοκατανομή δυσκαμψίας, ενώ αν $\Delta K_{tot} < 20\%$ προκύπτει Βαθμός 5 και συνεπάγεται σε ομαλή κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος.

Το κριτήριο αυτό θα αναλυθεί σε δύο περιπτώσεις, λαμβάνοντας και μη την προσφερόμενη δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων. Σε κάθε περίπτωση, όπως και στο κριτήριο 5 το α_k λαμβάνεται προσεγγιστικά ίσο με τη μονάδα (*1η αναθεώρηση του Δευτεροβαθμίου ΠΕ 2022)*.

Για την πρώτη περίπτωση (με τοιχοπληρώσεις) έχουμε:

ΚΤΙΡΙΟ F_0

Ισόγειο, Όροφος 1ος, Όροφος 2ος		
Μέλος	A_{inf} (m^2)	K_{inf} (kN/m)
T1	0,151	20997,92
T2	0,105	11380,80
T3	0,206	25198,67
T4	0,202	25001,10
T5	0,068	9694,97
T6	0,137	19136,94
T7	0,102	12640,90
T8	0,077	10828,33
T9	0,206	25198,67
T10	0,102	12640,90
T11	0,206	25198,67
T12	0,206	25198,67
T13α	0,105	11519,29
T13β	0,093	6339,10

$\Sigma K_{inf}x = 89253.64$ kN/m $\Sigma K_{inf}y = 105916.17$ kN/m
$K_{tot}x = 173578.64$ kN/m $K_{tot}y = 190241.17$ kN/m
$\Delta K_{tot}x = 0$ $\Delta K_{tot}y = 0$

Με βάση τους παραπάνω υπολογισμούς ο βαθμός επιβάρυνσης λαμβάνεται ίσος με $\mathbf{B_7 = 5}$ για το κτίριο F_0.

Στο κτίριο F_{SD2} οι δυσκαμψίες των τοιχοπληρώσεων στο ισόγειο, αγνοούνται ως προς την συνεισφορά τους, λόγω των κοντών υποστυλωμάτων που δημιουργούν.

ΚΤΙΡΙΟ F_{SD2}

	Ισόγειο		Όροφος 1ος, Όροφος 2ος	
Μέλος	A_{inf} (m^2)	K_{inf} (kN/m)	A_{inf} (m^2)	K_{inf} (kN/m)
T1	0	0	0,151	20997,92
T2	0	0	0,105	11380,80
T3	0	0	0,206	25198,67
T4	0	0	0,202	25001,10
T5	0	0	0,068	9694,97
T6	0	0	0,137	19136,94
T7	0	0	0,102	12640,90
T8	0	0	0,077	10828,33
T9	0	0	0,206	25198,67
T10	0	0	0,102	12640,90
T11	0	0	0,206	25198,67

T12	0	0	0,206	25198,67
T13α	0	0	0,105	11519,29
T13β	0	0	0,093	6339,10

$\Sigma K_{inf}x$(ορόφων) = 89253.64 kN/m
$K_{tot}x$(ορόφων) = 173578.64 kN/m
$K_{tot}x$(ισογείου) = 488180.00 kN/m
$\Delta K_{tot}x$ = 2.81 > 1.50

$\Sigma K_{inf}y$(ορόφων) = 105916.17 kN/m
$K_{tot}y$(ορόφων) = 190241.17 kN/m
$K_{tot}y$(ισογείου) = 756079.05 kN/m
$\Delta K_{tot}y$ = 3.97 > 1.50

Με βάση τους παραπάνω υπολογισμούς ο βαθμός επιβάρυνσης λαμβάνεται ίσος με $\mathbf{B_7 = 1}$ για το κτίριο F_{SD2}.

Για την δεύτερη περίπτωση (χωρίς τοιχοπληρώσεις) έχουμε:

ΚΤΙΡΙΟ F0
$K_{tot}x$ = 84325.00kN/m
$K_{tot}y$ = 84325.00 kN/m
$\Delta K_{tot}x$ = 0
$\Delta K_{tot}y$ = 0
Βαθμός επιβάρυνσης $\mathbf{B_7 = 5}$.
ΚΤΙΡΙΟ FSD2
$K_{tot}x$(ορόφων) = 84325.00kN/m
$K_{tot}y$(ορόφων) = 84325.00 kN/m
$K_{tot}x$(ισογείου) = 488180.00 kN/m
$K_{tot}y$(ισογείου) = 756079.05 kN/m
$\Delta K_{tot}x$ = 5,79
$\Delta K_{tot}y$ = 8,97
Βαθμός επιβάρυνσης $\mathbf{B_7 = 1}$.

- Κριτήριο 8: Κατανομή μάζας καθ' ύψος

Στο κριτήριο αυτό αξιολογείται η ποσοστιαία διαφορά μάζας μεταξύ των ορόφων, δεδομένου ότι ο αντισεισμικός σχεδιασμός βασίζεται στη θεώρηση της πρακτικώς ομοιόμορφης καθ' ύψος κατανομής της μάζας και συνεπώς, η σημαντική διαφορά της μάζας γειτονικών ορόφων επηρεάζει δυσμενώς τη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών.
Στις υπό εξέταση κατασκευές, η μάζα των ορόφων παραμένει σταθερή με ή χωρίς τοιχοπληρώσεις δίνοντας ΔΜ = 0.00% < 20.00% για κάθε όροφο. Επομένως, για τη κατασκευή αυτή επιλέγεται βαθμός επιβάρυνσης ίσος $\mathbf{B_8 = 5}$.

- Κριτήριο 9: Κοντά υποστυλώματα

Εξετάζεται ο κίνδυνος εμφάνισης ψαθυρής μορφής αστοχίας, που προκαλείται από "φύσει" ή "θέσει" κοντούς στύλους. Για κάθε υποστύλωμα αποδίδεται ένας βαθμός β_ℓ ανάλογα με το ανηγμένο του μήκος και η συμβολή τους στην συνολική επιβάρυνση της κατασκευής λαμβάνεται υπόψιν μέσω αντίστοιχων συντελεστών βαρύτητας σ.β. με βάση τον παρακάτω πίνακα που ισχύει και για τις δύο διευθύνσεις.

ΚΤΙΡΙΟ F_0				ΚΤΙΡΙΟ F_{SD2}					
Μέλος	l/h	β_l	σ.β.	l/h (x)	l/h (y)	β_l(x)	β_l(y)	σ.β.(x)	σ.β.(y)
C1	7,86	5	1	2,86	2,86	2	2	4	4
C2	7,86	5	1	2,86	2,86	2	2	4	4
C3	7,86	5	1	2,86	2,86	2	2	4	4
C4	7,86	5	1	2,86	2,86	2	2	4	4
C5	7,86	5	1	7,86	2,86	5	2	1	4
C6	6,00	5	1	6,00	6,00	5	5	1	1
C7	7,86	5	1	7,86	2,86	5	2	1	4

C8	7,86	5	1	2,86	2,86	2	2	4	4
C9	7,86	5	1	2,86	2,86	2	2	4	4
C10	7,86	5	1	2,86	2,86	2	2	4	4

$\beta_{\mu\acute{\varepsilon}\sigma o}$ = 5 επομένως βαθμός επιβάρυνσης $\mathbf{B_9 = 5}$ για το κτίριο F_0.
$\beta x_{\mu\acute{\varepsilon}\sigma o}$ = 2.29
$\beta y_{\mu\acute{\varepsilon}\sigma o}$ = 2.08 επομένως βαθμός επιβάρυνσης $\mathbf{B_9 = 2}$ για το κτίριο F_{SD2}.

- Κριτήριο 10: Κατακόρυφες ασυνέχειες

Δεν υπάρχουν κατακόρυφες ασυνέχειες, επομένως βαθμός επιβάρυνσης $\mathbf{B_{10} = 5}$ και για τα δύο κτίρια.

- Κριτήριο 11: Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων

Στις υπό εξέταση κατασκευές παρατηρείται σχήμα ιδανικής πλαισιακής δομικής διαμόρφωσης και επομένως βαθμός επιβάρυνσης $\mathbf{B_{11} = 5}$ και για τα δύο κτίρια.

- Κριτήριο 12: Γειτονικά κτίρια

Στο κριτήριο εξετάζεται η δυσμενής αλληλεπίδραση γειτονικών κτιρίων κατά τη διάρκεια του σεισμού, κυρίως με βάση το ενδεχόμενο μιας δυσμενούς για το δεδομένο κτίριο σύγκρουσης με γειτονικά κτίρια. Στις υπό εξέταση κατασκευές δεν αναφέρονται και επομένως δεν υφίστανται γειτονικά κτίρια. Επομένως βαθμός επιβάρυνσης $\mathbf{B_{12} = 5}$ και για τα δύο κτίρια.

- Κριτήριο 13: Κακοτεχνίες – Τραυματισμοί

Εξετάζονται η τήρηση των κανόνων της τέχνης και της επιστήμης, ο βαθμός τήρησης και εφαρμογής της μελέτης και η κατάσταση του κτιρίου. Ως δεδομένο δόθηκε ότι τα κτίρια βρίσκονται σε καλή κατάσταση, χωρίς τραυματισμούς και καμία προσβολή στο σκυρόδεμα από φυσικές ή χημικές δράσεις. Συνεπώς, επιλέγεται βαθμός, $\mathbf{B_{13} = 5}$ και για τα δύο κτίρια.

  - Παρατηρείται πως, στις υπό εξέταση κατασκευές, είτε λάβουμε υπόψιν μας τις τοιχοπληρώσεις ως στοιχείο πρόσθετης δυσκαμψίας είτε όχι, <u>οι βαθμοί επιβάρυνσης παραμένουν σταθεροί</u>.

α/α	Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης	Βαθμός Επιβάρυνσης βi						Συντελεστής Βαρύτητας σi
		0	1	2	3	4	5	
1	Βλάβες στατικής ανεπάρκειας						F_0 / F_{SD2} **0,5**	0,10
2	Οξείδωση οπλισμών						F_0 / F_{SD2} **0,5**	0,10
3	Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου			F_0 / F_{SD2} **0,1**				0,05
4	Κανονικότητα κάτοψης						F_0 / F_{SD2} **0,25**	0.05
5	Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη-στρέψη					F_0 / F_{SD2} **0,4**		0.10
6	Κανονικότητα σε τομή/όψη						F_0 / F_{SD2} **0,25**	0.05
7	Κατανομή δυσκαμψίας καθ'ύψος – μαλακός όροφος		F_{SD2} **0,15**				F_0 **0,75**	0.15
8	Κατανομή μάζας καθ' ύψος						F_0 / F_{SD2} **0,25**	0.05
9	Κοντά υποστυλώματα			F_{SD2} **0,3**			F_0 **0,75**	0.15
10	Κατακόρυφες ασυνέχειες						F_0 / F_{SD2} **0,25**	0.05
11	Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων						F_0 / F_{SD2} **0,25**	0.05
12	Γειτονικά κτήρια						F_0 / F_{SD2} **0,25**	0.05
13	Κακοτεχνίες						F_0 / F_{SD2} **0,25**	0.05

ΚΤΙΡΙΟ **F₀** : $\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5}$ = 4.75/5 → **β = 0.95**

ΚΤΙΡΙΟ **F_{SD2}** : $\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5}$ = 3.70/5 → **β = 0.74** [3]

Ο υπολογισμός των διατμητικών αντοχών V_{Ri} των κατακορύφων στοιχείων μπορεί να ληφθεί από τις σχέσεις που προτείνονται στο Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. αγνοώντας την συμβολή του κατακόρυφου οπλισμού και θεωρώντας: μ_θ^{pl} = 0,5 - 5,0 (τιμές κατά την κρίση του Μηχανικού) (εδώ επιλέχθηκε μ_θ^{pl} = 1,5). Δεδομένου ότι σε αυτή την περίπτωση διατίθενται δεδομένα για οπλισμούς των κατακορύφων στοιχείων, ο υπολογισμός των διατμητικών αντοχών V_{Ri} έγινε από τη σχέση: $V_{Ri} = \min(V_{Rd}, V_M)$.
όπου:

- V_{Rd} η διατμητική αντοχή του κατακορύφου μέλους που μπορεί να ληφθεί από τις σχέσεις που προτείνονται στο Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ..
- $V_M = M_R/L_s$ η τέμνουσα στην φάση καμπτικής αστοχίας του μέλους
  M_R η ροπή αντοχής του κατακόρυφου στοιχείου στον πόδα του υπό εξέταση κρίσιμου ορόφου (συνήθως στην θεμελίωση) (Παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ.).
  Το μήκος διάτμησης L_s προσεγγιστικά μπορεί να ληφθεί $L_s = L_k / 2$.

Έπειτα από τα παραπάνω, τα αποτελέσματα των διατμητικών αντοχών είναι τα ακόλουθα:

	F_0	F_{SD2}		F_0	F_{SD2}		F_0	F_{SD2}	
Μέλος	V_Mx,y (kN)	V_Mx (kN)	V_My (kN)	V_{Rd}x,y (kN)	V_{Rd}x (kN)	V_{Rd}y (kN)	V_{Ri}x,y (kN)	V_{Ri}x (kN)	V_{Ri}y (kN)
C1	76,39	210,08	210,08	67,08	75,38	75,38	67,08	75,38	75,38
C2	79,09	217,50	217,50	69,95	81,49	81,49	69,95	81,49	81,49
C3	78,80	216,71	216,71	73,47	88,98	88,98	73,47	88,98	88,98
C4	78,87	216,89	216,89	78,77	100,27	100,27	78,77	100,27	100,27
C5	78,78	78,78	216,66	74,21	74,21	90,56	74,21	74,21	90,56
C6	171,21	171,21	171,21	118,61	118,61	118,61	118,61	118,61	118,61
C7	79,50	79,50	218,63	83,61	83,61	110,58	79,50	79,50	110,58
C8	79,02	217,31	217,31	70,49	82,64	82,64	70,49	82,64	82,64
C9	79,24	217,90	79,24	84,16	111,74	84,16	79,24	111,74	79,24
C10	78,79	216,68	216,68	76,67	95,79	95,79	76,67	95,79	95,79

ΚΤΙΡΙΟ **F₀** : $\sum V_{RI,\upsilon\pi}, x, y$ = 455.68 kN

ΚΤΙΡΙΟ **F_{SD2}** : $\sum V_{RI,\upsilon\pi}, x$ = 272.32 kN
$\sum V_{RI,\kappa o\nu\tau.\upsilon\pi}, x$ = 636.31 kN
$\sum V_{RI,\upsilon\pi}, y$ = 197.85 kN
$\sum V_{RI,\kappa o\nu\tau.\upsilon\pi}, y$ = 725.71 kN

Για την πρώτη περίπτωση (με τοιχοπληρώσεις) έχουμε:

Ο υπολογισμός των διατμητικών αντοχών $VRi^{τοιχοπλ.}$ των τοιχοπληρώσεων μπορεί να ληφθεί από τη σχέση: $VRi^{τοιχοπλ.} = N_{Ri}^{τοιχοπλ.} \cdot (l/L)$
όπου

- L, l το μήκος της διαγωνίου και το οριζόντιο μήκος της τοιχοπλήρωσης, αντίστοιχα
- $N_{Ri}^{τοιχοπλ.}$ η αντοχή σε θλίψη της τοιχοπλήρωσης που εκτιμάται από τη σχέση: $N_{Ri}^{τοιχοπλ.} = 0.30 \cdot f_{wc,s} \cdot t_w \cdot b_w$
  όπου, $f_{wc,s}$ η θλιπτική αντοχή της τοιχοπλήρωσης κατά τη διεύθυνση της διαγωνίου και μπορεί να ληφθεί από τον Πίνακα 3 του Παραρτήματος Δ, ενώ , t_w, b_w είναι το πάχος και το ενεργό πλάτος της διαγωνίου της τοιχοπλήρωσης, αντίστοιχα. Για τη συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων ισχύει η § 7.4.1. του ΚΑΝΕ.ΠΕ.

Έπειτα από τα παραπάνω, τα αποτελέσματα των διατμητικών αντοχών των τοιχοπληρώσεων είναι τα ακόλουθα:

	F_0	F_{SD2}	F_0	F_{SD2}	F_0	F_{SD2}
Μέλος	Εα/Ετ		$V_{ri}^{τοιχοπλ}$ (kN)		$V_{ri}^{τοιχοπλ} * F_{red}/F$ (kN)	
Τ1	0,00%	0,00%	37,80	37,80	11,34	23,81
Δ2	0,00%	0,00%	19,35	19,35	16,06	19,35
Τ3	19,05%	23,81%	56,70	56,70	0,00	17,01
Τ4	11,59%	4,55%	55,35	55,35	0,00	22,14
Τ5	ΔΡΟΜΙΚΗ	ΔΡΟΜΙΚΗ	-	-	-	-
Τ6	19,53%	7,67%	32,85	32,85	13,14	23,98
Τ7	ΔΡΟΜΙΚΗ	ΔΡΟΜΙΚΗ	-	-	-	-
Τ8	ΔΡΟΜΙΚΗ	ΔΡΟΜΙΚΗ	-	-	-	-
Τ9	11,31%	4,44%	56,70	56,70	0,00	17,01
Τ10	ΔΡΟΜΙΚΗ	ΔΡΟΜΙΚΗ	-	-	-	-
Τ11	11,31%	4,44%	56,70	56,70	0,00	17,01
Τ12	19,05%	23,81%	56,70	56,70	0,00	17,01
Τ13α	27,59%	34,48%	19,58	19,58	5,87	12,33
Τ13β	Εα/Ετ	0,00%	12,83	12,83	3,85	8,08

ΚΤΙΡΙΟ **F_0** : $\Sigma V_{ri}^{τοιχοπλ}x = 29.20$ kN
$\Sigma V_{ri}^{τοιχοπλ}y = 21.06$ kN

ΚΤΙΡΙΟ **F_{SD2}** : $\Sigma V_{ri}^{τοιχοπλ}x = 78.25$ kN
$\Sigma V_{ri}^{τοιχοπλ}y = 99.49$ kN

$$V_{R,0} = \alpha_1 \sum V_{RI,υπ.} + \alpha_2 \sum V_{RI,τοιχ.} + \alpha_3 \sum V_{RI,κοντ.υπ.} + \sum V_{RI,τοιχοπλ.} \quad [3]$$

όπου,
Για το κτίριο **F_0**
$\alpha_1 = 0.85$
$\sum V_{RI,τοιχ.} = 0$
$\sum V_{RI,κοντ.υπ.} = 0$

$V_{R,0}x = 690.85$ kN
$V_{R,0}y = 699.00$ kN
$V_{R,x} = 656.31$ kN
$V_{R,y} = 664.05$ kN

$V_R = \beta V_{R0}$

Για το κτίριο **F_{SD2}**
$\alpha_1 = 0.7$, $\alpha_3 = 0.85$
$\sum V_{RI,\tau o\iota\chi.} = 0$
$V_R = \beta V_{R0}$

$V_{R,0}x$ = 809.73 kN
$V_{R,0}y$ = 854.83 kN
V_R,x = 599.20 kN
V_R,y = 632.58 kN

Για την δεύτερη περίπτωση (χωρίς τοιχοπληρώσεις) έχουμε:

$$V_{R,0} = \alpha_1 \sum V_{RI,\upsilon\pi.} + \alpha_2 \sum V_{RI,\tau o\iota\chi.} + \alpha_3 \sum V_{RI,\kappa o\nu\tau.\upsilon\pi.} + \sum V_{RI,\tau o\iota\chi o\pi\lambda.} \quad [3]$$

όπου,
Για το κτίριο **F_0**
$\alpha_1 = 0.85$
$\sum V_{RI,\tau o\iota\chi.} = 0$
$\sum V_{RI,\kappa o\nu\tau.\upsilon\pi.} = 0$
$\sum V_{RI,\tau o\iota\chi o\pi\lambda.} = 0$
$V_R = \beta V_{R0}$

$V_{R,0}x$ = 669.79 kN
$V_{R,0}y$ = 669.79 kN

V_R,x = 636.30 kN
V_R,y = 636.30 kN

Για το κτίριο **F_{SD2}**
$\alpha_1 = 0.7$, $\alpha_3 = 0.85$
$\sum V_{RI,\tau o\iota\chi.} = 0$
$\sum V_{RI,\tau o\iota\chi o\pi\lambda.} = 0$
$V_R = \beta V_{R0}$

$V_{R,0}x$ = 731.34 kN
$V_{R,0}y$ = 755.34 kN

V_R,x = 541.30 kN
V_R,y = 558.95 kN

3ο ΒΗΜΑ: Προσδιορισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου [3]
Για την πρώτη περίπτωση (με τοιχοπληρώσεις) έχουμε:

Για το κτίριο **F_0**
$\boldsymbol{\lambda_x} = \frac{V_{req,x}+0.3V_{req,y}}{V_{R,x}+0.3V_{R,y}}$ = **2.42**
$\lambda = 100*\max\{\lambda_x, \lambda_y\} \rightarrow$ **λ = 241.50**

$\boldsymbol{\lambda_y} = \frac{V_{req,y}+0.3V_{req,x}}{V_{R,y}+0.3V_{R,x}}$ = **2.40**
$\delta = \min\{\frac{1}{\lambda_x}, \frac{1}{\lambda_y}\} \rightarrow$ **δ = 0.41**

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ **Κ3**

Για το κτίριο **F_{SD2}**
$\boldsymbol{\lambda_x} = \frac{V_{req,x}+0.3V_{req,y}}{V_{R,x}+0.3V_{R,y}}$ = **3.49**
$\lambda = 100*\max\{\lambda_x, \lambda_y\} \rightarrow$ **λ = 349.16**

$\boldsymbol{\lambda_y} = \frac{V_{req,y}+0.3V_{req,x}}{V_{R,y}+0.3V_{R,x}}$ = **3.39**
$\delta = \min\{\frac{1}{\lambda_x}, \frac{1}{\lambda_y}\} \rightarrow$ **δ = 0.29**

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ **Κ4$^+$**

Για την δεύτερη περίπτωση (χωρίς τοιχοπληρώσεις) έχουμε:

Για το κτίριο **F_0**
$\boldsymbol{\lambda_x} = \frac{V_{req,x}+0.3V_{req,y}}{V_{R,x}+0.3V_{R,y}}$ = **2.50**
$\lambda = 100*\max\{\lambda_x, \lambda_y\} \rightarrow$ **λ = 249.77**

$\boldsymbol{\lambda_y} = \frac{V_{req,y}+0.3V_{req,x}}{V_{R,y}+0.3V_{R,x}}$ = **2.50**
$\delta = \min\{\frac{1}{\lambda_x}, \frac{1}{\lambda_y}\} \rightarrow$ **δ = 0.40**

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ **Κ3**

Για το κτίρο **F_{SD2}**

$\lambda_x = \frac{V_{req,x}+0.3V_{req,y}}{V_{R,x}+0.3V_{R,y}}$ = **3.89** $\lambda_y = \frac{V_{req,y}+0.3V_{req,x}}{V_{R,y}+0.3V_{R,x}}$ = **3.82**

$\lambda = 100*\max\{\lambda_x, \lambda_y\} \rightarrow$ **λ = 388.55** $\delta = \min\{\frac{1}{\lambda_x}, \frac{1}{\lambda_y}\} \rightarrow$ **δ = 0.26**

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ **$K4^+$**

<u>ΙΙ. Θεώρηση με άγνωστους διαμήκεις οπλισμούς</u>

1ο ΒΗΜΑ: Προσδιορισμός Σεισμικής Απαίτησης V_{req} ($V_{req,x}$, $V_{req,y}$) [3]

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

F_0 : T_0 = 0.4093 sec $S_d(T)$ = 0.3g M = 5297.68/g kN/m/s^2

V_{req} = 1589.30 kN

F_{SC2} : T_0 = 0.4093 sec $S_d(T)$ = 0.4g M = 5297.68/g kN/m/s^2

V_{req} = 2119.07 kN

2ο ΒΗΜΑ: Προσδιορισμός Σεισμικής Αντίστασης V_R ($V_{R,x}$, $V_{R,y}$) [3]

- Κριτήριο 1: Βλάβες στατικής ανεπάρκειας **B_1 = 5** και για τα δυο κτίρια.
- Κριτήριο 2: Οξείδωση οπλισμών **B_2 = 5** και για τα δυο κτίρια.
- Κριτήριο 3: Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου **B_3 = 2** και για τα δυο κτίρια.
- Κριτήριο 4: Κανονικότητα Κάτοψης **B_4 = 5** και για τα δυο κτίρια.
- Κριτήριο 5: Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη - Στρέψη **B_5 = 4** και για τα δυο κτίρια.
- Κριτήριο 6: Κανονικότητα σε τομή/όψη **B_6 = 5** και για τα δυο κτίρια.
- Κριτήριο 7: Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος - Μαλακός όροφος
  Για την πρώτη περίπτωση (με τοιχοπληρώσεις): **B_7 = 5** για το F_0, **B_7 = 1** για το F_{SD2}.
  Για την δεύτερη περίπτωση (χωρίς τοιχοπληρώσεις): **B_7 = 5** για το F_0, **B_7 = 1** για το F_{SD2}.
- Κριτήριο 8: Κατανομή μάζας καθ' ύψος **B_8 = 5** και για τα δυο κτίρια.
- Κριτήριο 9: Κοντά υποστυλώματα **B_9 = 5** για το κτίρο F_0, **B_9 = 2** για το κτίρο F_{SD2}.
- Κριτήριο 10: Κατακόρυφες ασυνέχειες **B_{10} = 5** και για τα δυο κτίρια.
- Κριτήριο 11: Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων **B_{11} = 5** και για τα δυο κτίρια.
- Κριτήριο 12: Γειτονικά κτίρια **B_{12} = 5** και για τα δυο κτίρια.
- Κριτήριο 13: Κακοτεχνίες – Τραυματισμοί **B_{13} = 5** και για τα δυο κτίρια.

α/α	Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης	Βαθμός Επιβάρυνσης βi						Συντελεστής Βαρύτητας σi
		0	1	2	3	4	5	
1	Βλάβες στατικής ανεπάρκειας						F_0 F_{SD2} **0,5**	0,10
2	Οξείδωση οπλισμών						F_0 F_{SD2} **0,5**	0,10
3	Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου			F_0 F_{SD2} **0,1**				0,05
4	Κανονικότητα κάτοψης						F_0 F_{SD2} **0,25**	0.05
5	Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη-στρέψη					F_0 F_{SD2} **0,4**		0.10
6	Κανονικότητα σε τομή/όψη						F_0 F_{SD2} **0,25**	0.05
7	Κατανομή δυσκαμψίας καθ'ύψος – μαλακός όροφος		F_{SD2} **0,15**				F_0 **0,75**	0.15
8	Κατανομή μάζας καθ' ύψος						F_0 F_{SD2} **0,25**	0.05
9	Κοντά υποστυλώματα			F_{SD2}			F_0	0.15

			0,3			**0,75**	
10	Κατακόρυφες ασυνέχειες					**F_0** **F_{SD2}** **0,25**	0.05
11	Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων					**F_0** **F_{SD2}** **0,25**	0.05
12	Γειτονικά κτήρια					**F_0** **F_{SD2}** **0,25**	0.05
13	Κακοτεχνίες					**F_0** **F_{SD2}** **0,25**	0.05

ΚΤΙΡΙΟ **F_0** : $\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5}$ = 4.75/5 → **β = 0.95**

ΚΤΙΡΙΟ **F_{SD2}** : $\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5}$ = 3.70/5 → **β = 0.74** [3]

Ο υπολογισμός των διατμητικών αντοχών V_{Ri} των κατακορύφων στοιχείων θα ληφθεί από τις σχέσεις που προτείνονται στο Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. αγνοώντας την συμβολή του κατακόρυφου οπλισμού και θεωρώντας: μ_θ^{pl} = 1,5).

Έπειτα από τα παραπάνω, τα αποτελέσματα των διατμητικών αντοχών είναι τα ακόλουθα:

	F_0	F_{SD2}	
Μέλος	V_{Ri}x,y (kN)	V_{Ri}x (kN)	V_{Ri}y (kN)
C1	66,18	73,33	73,33
C2	69,11	79,55	79,55
C3	72,91	87,66	87,66
C4	79,18	101,00	101,00
C5	73,75	73,75	89,43
C6	118,76	118,76	118,76
C7	86,47	86,47	116,52
C8	69,67	80,76	80,76
C9	86,24	116,03	86,24
C10	76,62	95,54	95,54

ΚΤΙΡΙΟ **F_0** : $\sum V_{Ri,\upsilon\pi.} x, y$ = 798.88 kN

ΚΤΙΡΙΟ **F_{SD2}** : $\sum V_{Ri,\upsilon\pi.} x$ = 278.97 kN
$\sum V_{Ri,\kappa o\nu\tau.\upsilon\pi.} x$ = 633.87 kN
$\sum V_{Ri,\upsilon\pi.} y$ = 204.99 kN
$\sum V_{Ri,\kappa o\nu\tau.\upsilon\pi.} y$ = 723.79 kN

Για την πρώτη περίπτωση (με τοιχοπληρώσεις) έχουμε:

ΚΤΙΡΙΟ **F_0** : $\Sigma V_{Ri}^{\tau o\iota\chi o\pi\lambda}$x = 29.20 kN
$\Sigma V_{Ri}^{\tau o\iota\chi o\pi\lambda}$y = 21.06 kN

ΚΤΙΡΙΟ **F_{SD2}** : $\Sigma V_{Ri}^{\tau o\iota\chi o\pi\lambda}$x = 78.25 kN
$\Sigma V_{Ri}^{\tau o\iota\chi o\pi\lambda}$y = 99.49 kN

$$V_{R,0} = \alpha_1 \sum V_{RI,\upsilon\pi.} + \alpha_2 \sum V_{RI,\tau o\iota\chi.} + \alpha_3 \sum V_{RI,\kappa o\nu\tau.\upsilon\pi.} + \sum V_{RI,\tau o\iota\chi o\pi\lambda.} \quad [3]$$

όπου,

Για το κτίριο **F_0**

$\alpha_1 = 0.85$

$\sum V_{RI,\tau o\iota\chi.} = 0$

$\sum V_{RI,\kappa o\nu\tau.\upsilon\pi.} = 0$

$V_R = \beta V_{R0}$

$V_{R,0}x$ = 700.10 kN
$V_{R,0}y$ = 708.25 kN
$V_{R,x}$ = 665.10 kN
$V_{R,y}$ = 672.83 kN

Για το κτίριο **F_{SD2}**

$\alpha_1 = 0.7$, $\alpha_3 = 0.85$

$\sum V_{RI,\tau o\iota\chi.} = 0$

$V_R = \beta V_{R0}$

$V_{R,0}x$ = 812.31 kN
$V_{R,0}y$ = 858.21 kN
$V_{R,x}$ = 601.11 kN
$V_{R,y}$ = 635.08 kN

Για την δεύτερη περίπτωση (χωρίς τοιχοπληρώσεις):

$$V_{R,0} = \alpha_1 \sum V_{RI,\upsilon\pi.} + \alpha_2 \sum V_{RI,\tau o\iota\chi.} + \alpha_3 \sum V_{RI,\kappa o\nu\tau.\upsilon\pi.} + \sum V_{RI,\tau o\iota\chi o\pi\lambda.} \quad [3]$$

όπου,

Για το κτίριο **F_0**

$\alpha_1 = 0.85$

$\sum V_{RI,\tau o\iota\chi.} = 0$

$\sum V_{RI,\kappa o\nu\tau.\upsilon\pi.} = 0$

$\sum V_{RI,\tau o\iota\chi o\pi\lambda.} = 0$

$V_R = \beta V_{R0}$

$V_{R,0}x$ = 679.04 kN
$V_{R,0}y$ = 679.04 kN

$V_{R,x}$ = 645.09 kN
$V_{R,y}$ = 645.09 kN

Για το κτίριο **F_{SD2}**

$\alpha_1 = 0.7$, $\alpha_3 = 0.85$

$\sum V_{RI,\tau o\iota\chi.} = 0$

$\sum V_{RI,\tau o\iota\chi o\pi\lambda.} = 0$

$V_R = \beta V_{R0}$

$V_{R,0}x$ = 734.07 kN
$V_{R,0}y$ = 758.72 kN

$V_{R,x}$ = 543.45 kN
$V_{R,y}$ = 561.45 kN

3ο ΒΗΜΑ: Προσδιορισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου [3]

Για την πρώτη περίπτωση (με τοιχοπληρώσεις) έχουμε:

Για το κτίριο **F_0**

$\boldsymbol{\lambda_x} = \frac{V_{req,x}+0.3V_{req,y}}{V_{R,x}+0.3V_{R,y}}$ = **2.38**

$\lambda = 100*\max\{\lambda_x, \lambda_y\} \rightarrow$ **λ = 238.32**

$\boldsymbol{\lambda_y} = \frac{V_{req,y}+0.3V_{req,x}}{V_{R,y}+0.3V_{R,x}}$ = **2.37**

$\delta = \min\{\frac{1}{\lambda_x}, \frac{1}{\lambda_y}\} \rightarrow$ **δ = 0.42**

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ **Κ3**

Για το κτίριο **F_{SD2}**

$\boldsymbol{\lambda_x} = \frac{V_{req,x}+0.3V_{req,y}}{V_{R,x}+0.3V_{R,y}}$ = **3.48**

$\lambda = 100*\max\{\lambda_x, \lambda_y\} \rightarrow$ **λ = 347.99**

$\boldsymbol{\lambda_y} = \frac{V_{req,y}+0.3V_{req,x}}{V_{R,y}+0.3V_{R,x}}$ = **3.38**

$\delta = \min\{\frac{1}{\lambda_x}, \frac{1}{\lambda_y}\} \rightarrow$ **δ = 0.29**

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ **Κ4⁺**

Για την δεύτερη περίπτωση (χωρίς τοιχοπληρώσεις) έχουμε:

Για το κτίριο **F_0**

$\lambda_x = \frac{V_{req,x}+0.3V_{req,y}}{V_{R,x}+0.3V_{R,y}}$ = **2.46** $\lambda_y = \frac{V_{req,y}+0.3V_{req,x}}{V_{R,y}+0.3V_{R,x}}$ = **2.46**

$\lambda = 100*\max\{\lambda_x, \lambda_y\} \rightarrow$ **λ = 246.37** $\delta = \min\{\frac{1}{\lambda_x}, \frac{1}{\lambda_y}\} \rightarrow$ **δ = 0.41**

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ **Κ3**

Για το κτίριο **F_{SD2}**

$\lambda_x = \frac{V_{req,x}+0.3V_{req,y}}{V_{R,x}+0.3V_{R,y}}$ = **3.87** $\lambda_y = \frac{V_{req,y}+0.3V_{req,x}}{V_{R,y}+0.3V_{R,x}}$ = **3.80**

$\lambda = 100*\max\{\lambda_x, \lambda_y\} \rightarrow$ **λ = 387.10** $\delta = \min\{\frac{1}{\lambda_x}, \frac{1}{\lambda_y}\} \rightarrow$ **δ = 0.26**

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ **Κ4⁺**

Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων κατάταξης Δευτεροβάθμιου Π.Ε.						
Κτίριο	**Υποπερίπτωση**	**β**	**λ_x**	**λ_y**	**δ**	**Σεισμική Κατηγορία**
F_0	Γνωστοί Οπλισμοί & Τοιχοπληρώσεις	0.95	2.42	2.40	0.41	Κ3
	Γνωστοί Οπλισμοί & Όχι Τοιχοπληρώσεις	0.95	2.50	2.50	0.40	Κ3
	Άγνωστοι Οπλισμοί & Τοιχοπληρώσεις	0.95	2.38	3.37	0.42	Κ3
	Άγνωστοι Οπλισμοί & Όχι Τοιχοπληρώσεις	0.95	2.46	2.46	0.41	Κ3
F_{SD2}	Γνωστοί Οπλισμοί & Τοιχοπληρώσεις	0.74	3.49	3.39	0.29	Κ4⁺
	Γνωστοί Οπλισμοί & Όχι Τοιχοπληρώσεις	0.74	3.89	3.82	0.26	Κ4⁺
	Άγνωστοι Οπλισμοί & Τοιχοπληρώσεις	0.74	3.48	3.38	0.29	Κ4⁺
	Άγνωστοι Οπλισμοί & Όχι Τοιχοπληρώσεις	0.74	3.87	3.80	0.26	Κ4⁺

4. ΤΡΙΤΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) 2022

Για την αναλυτική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας των κατασκευών, πραγματοποιήθηκε ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) στο λογισμικό FESPA της LH Logismiki, με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Στη διαδικασία αυτή συμπεριλήφθηκαν η ιδιομορφική και η ομοιόμορφη κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων, για κάθε διεύθυνση φόρτισης και η στάθμη επιτελεστικότητας που τέθηκε είναι η «Σημαντικές Βλάβες» (Β) *(στάθμη SD (Β))*. Παράλληλα εξήχθησαν αποτελέσματα και για την «Οιονεί Κατάρρευση» (Γ) *(στάθμη NC (Γ))*. Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων θεωρήθηκε «Ικανοποιητική». [4]

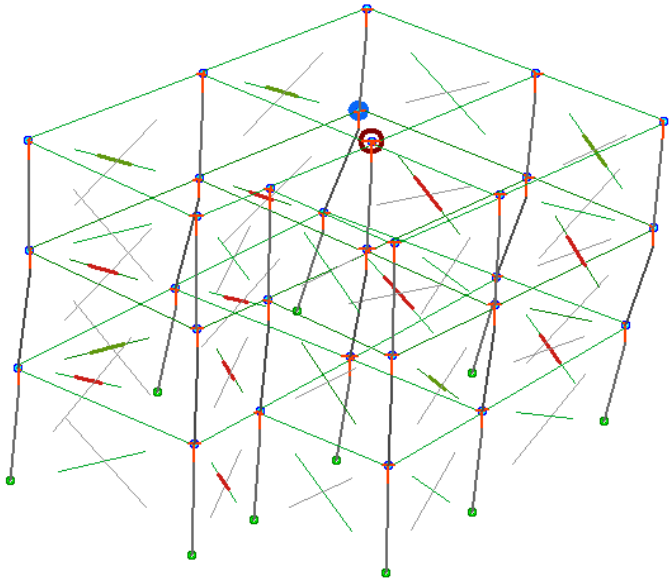
<u>ΚΤΙΡΙΟ F_0</u>

Ιδιομορφική Κατανομή.

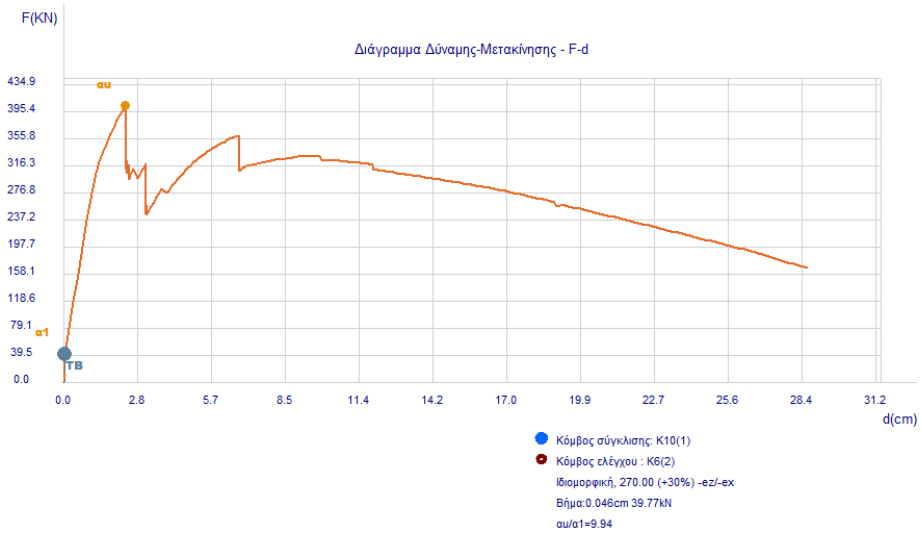
Φόρτιση 270° +30% * 0° $-e^x$ $-e^x$

Αστοχία πρώτου Υποστυλώματος (Κ10(0)).

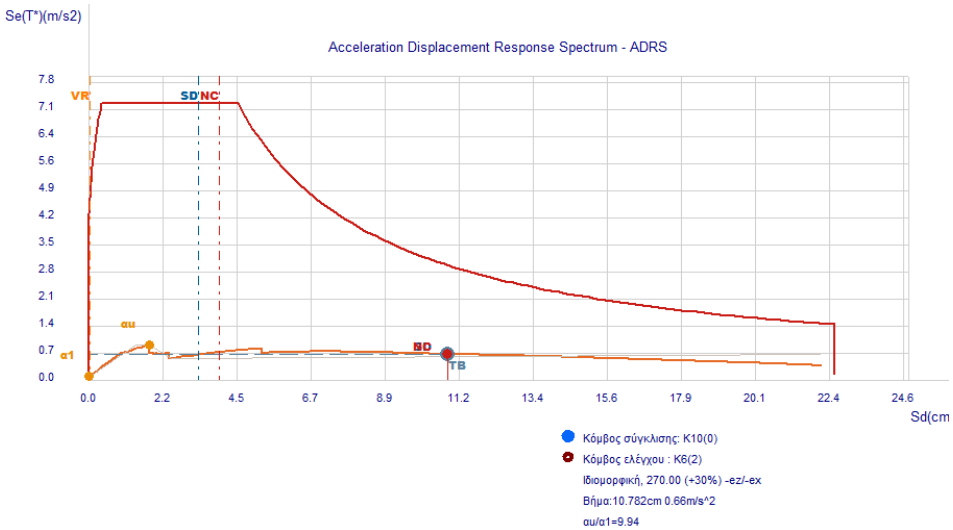
Κτίριο F_0, Β Στάθμη Επιτελεστικότητας



Σχήμα 1: Στατικό Μοντέλο (3DV) [5]



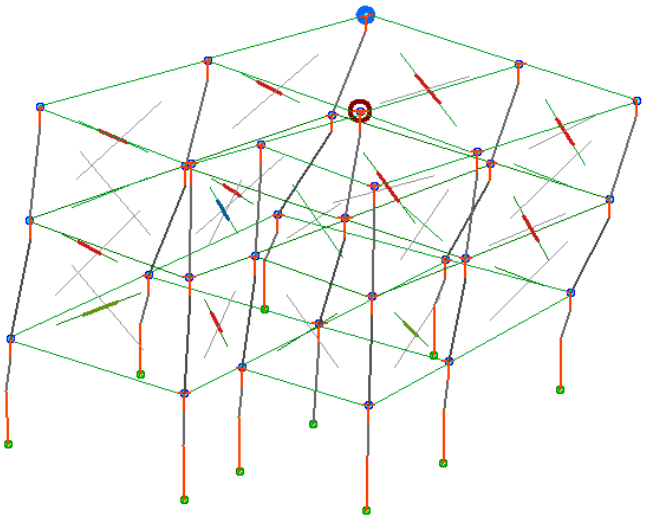
Σχήμα 2: Διάγραμμα Δύναμης Μετακίνησης [5]



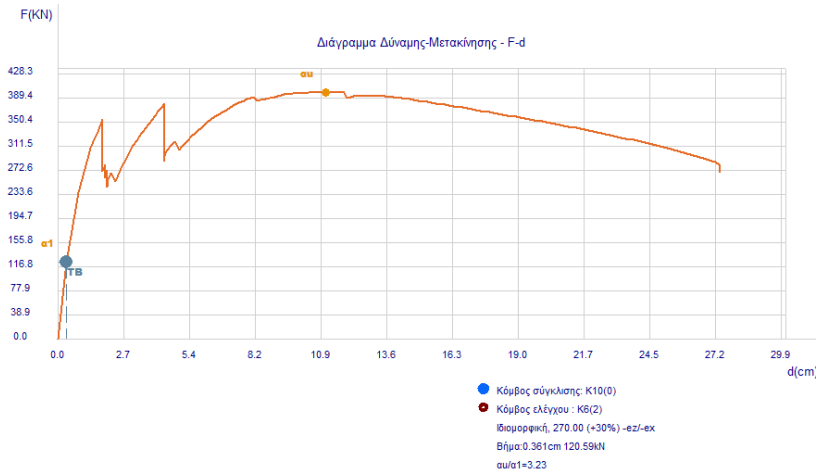
Σχήμα 3: Διάγραμμα Απαίτησης - Ικανότητας [5]

<u>ΚΤΙΡΙΟ F_{SD2}</u>
Ιδιομορφική Κατανομή.
Φόρτιση 270º +30% * 0º $-e^x$ $-e^x$
Αστοχία πρώτου Υποστυλώματος (Κ10(0)).

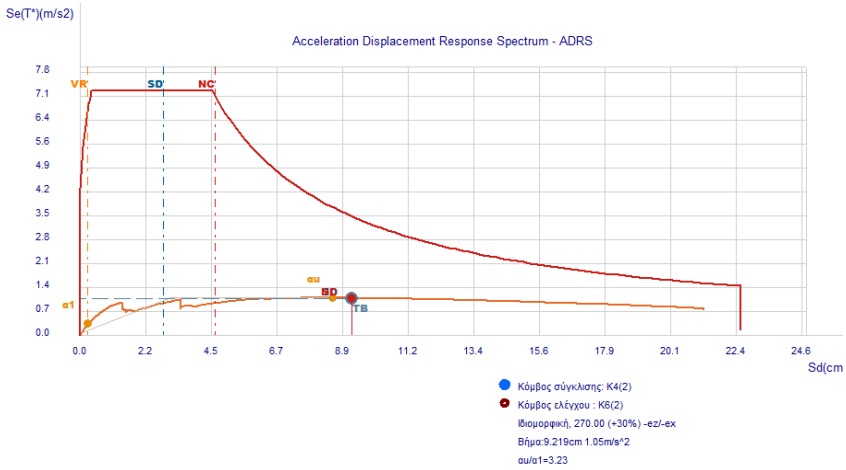
Κτίριο F_{SD2}, Β Στάθμη Επιτελεστικότητας



Σχήμα 4: Στατικό Μοντέλο (3DV) [5]



Σχήμα 5: Διάγραμμα Δύναμης Μετακίνησης [5]



Σχήμα 4: Διάγραμμα Απαίτησης - Ικανότητας [5]

Σειρά Αστοχίας Δομικών Στοιχείων

	F_0		F_{SD2}	
α_g	Δοκοί	Υποστυλώματα	Δοκοί	Υποστυλώματα
0.006g	Δ 3 (0) λ_{VSD} = 2.38 Δ 4 (0) λ_{VSD} = 9.99 Δ 7 (0) λ_{VSD} = 3.49 Δ 9 (0) λ_{VSD} = 9.99 Δ 10 (0) λ_{VSD} = 2.86 Δ 12 (0) λ_{VSD} = 2.43 Δ 3 (1) λ_{VSD} = 2.01 Δ 4 (1) λ_{VSD} = 9.99 Δ 7 (1) λ_{VSD} = 3.00 Δ 9 (1) λ_{VSD} = 9.99 Δ 10 (1) λ_{VSD} = 2.43 Δ 12 (1) λ_{VSD} = 1.97 Δ 3 (2) λ_{VSD} = 1.05	-	Δ 3 (0) λ_{VSD} = 4.64 Δ 4 (0) λ_{VSD} = 9.99 Δ 7 (0) λ_{VSD} = 4.39 Δ 9 (0) λ_{VSD} = 9.99 Δ 10 (0) λ_{VSD} = 4.12 Δ 12 (0) λ_{VSD} = 9.99 Δ 3 (1) λ_{VSD} = 2.44 Δ 4 (1) λ_{VSD} = 9.99 Δ 7 (1) λ_{VSD} = 5.36 Δ 9 (1) λ_{VSD} = 9.99 Δ 10 (1) λ_{VSD} = 3.71 Δ 12 (1) λ_{VSD} = 3.30 Δ 3 (2) λ_{VSD} = 1.15	-
0.04g	Δ 13 (0) λ_{VSD} = 1.94 Δ 12 (2) λ_{VSD} = 1.09	-	Δ 13 (0) λ_{VSD} = 3.73	-
0.05g	Δ 8 (0) λ_{VSD} = 1.66 Δ 13 (1) λ_{VSD} = 1.76 Δ 7 (2) λ_{VSD} = 1.13	-	Δ 8 (0) λ_{VSD} = 2.37 Δ 12 (2) λ_{VSD} = 1.04	-
0.06g	-	-	Δ 11 (0) λ_{VSD} = 1.46 Δ 8 (1) λ_{VSD} = 1.64 Δ 13 (1) λ_{VSD} = 2.83 Δ 7 (2) λ_{VSD} = 1.01 Δ 9 (2) λ_{VSD} = 1.04	-
0.07g	Δ 8 (1) λ_{VSD} = 1.50 Δ 9 (2) λ_{VSD} = 1.38	-	-	-
0.08g	Δ 11 (0) λ_{VSD} = 1.72	-	Δ 1 (0) λ_{VSD} = 1.20 Δ 2 (0) λ_{VSD} = 1.32 Δ 5 (0) λ_{VSD} = 1.05	-
0.09g	Δ 1 (0) λ_{VSD} = 1.22 Δ 5 (0) λ_{VSD} = 1.84	K 10 (0) λ_{MSD} = 1.05	-	-
0.10g	Δ 5 (1) λ_{VSD} = 1.12	K 9 (0) λ_{MSD} = 1.04 K 9 (1) λ_{MSD} = 1.08	-	K 10 (0) λ_{MSD} = 1.16
0.11g	Δ 2 (0) λ_{VSD} = 1.13 Δ 11 (1) λ_{VSD} = 1.53	K 4 (0) λ_{MSD} = 1.07	Δ 11 (1) λ_{VSD} = 1.67	K 9 (0) λ_{MSD} = 1.03
0.12g	-	-	Δ 1 (1) λ_{VSD} = 1.41 Δ 5 (1) λ_{VSD} = 1.81 Δ 4 (2) λ_{VSD} = 1.63 Δ 10 (2) λ_{VSD} = 1.55 Δ 13 (2) λ_{VSD} = 1.75	K 4 (0) λ_{MSD} = 1.06 K 9 (1) λ_{MSD} = 1.06
0.13g	Δ 4 (2) λ_{VSD} = 1.68 Δ 13 (2) λ_{VSD} = 2.33	K 7 (0) λ_{MSD} = 1.06	-	K 2 (1) λ_{MSD} = 1.25
0.14g	Δ 1 (1) λ_{VSD} = 1.14	K 8 (0) λ_{MSD} = 1.09	-	K 3 (0) λ_{MSD} = 1.14 K 4 (2) λ_{MSD} = 1.08
0.15g	Δ 2 (1) λ_{VSD} = 1.03 Δ 10 (2) λ_{VSD} = 3.95	K 2 (1) λ_{MSD} = 1.08 K 5 (1) λ_{MSD} = 1.01 K 9 (2) λ_{MSD} = 1.04 K 10 (2) λ_{MSD} = 1.01	Δ 2 (1) λ_{VSD} = 1.07	K 2 (0) λ_{MSD} = 1.04 K 10 (2) λ_{MSD} = 1.05
0.16g	-	K 6 (0) λ_{MSD} = 1.13	-	K 5 (1) λ_{MSD} = 1.03 K 7 (0) λ_{MSD} = 1.06 K 9 (2) λ_{MSD} = 1.01
0.17g	-	K 4 (2) λ_{MSD} = 1.05 K 5 (0) λ_{MSD} = 1.05	-	-
0.18g	Δ 6 (0) λ_{MSD} = 1.01	K 2 (0) λ_{MSD} = 1.43	Δ 8 (2) λ_{MSD} = 1.78	K 6 (1) λ_{MSD} = 1.01
0.19g	Δ 8 (2) λ_{MSD} = 1.36	K 3 (0) λ_{MSD} = 1.08	-	K 7 (2) λ_{MSD} = 1.09 K 8 (0) λ_{MSD} = 1.17 K 10 (1) λ_{MSD} = 1.13
0.20g	-	K 7 (2) λ_{MSD} = 1.11	-	-
0.21g	-	K 4 (1) λ_{MSD} = 1.03	-	-
0.22g	-	K 1 (0) λ_{MSD} = 1.45 K 1 (1) λ_{MSD} = 1.03 K 8 (2) λ_{MSD} = 1.10	-	-

0.23g	-	K 2 (2) λ_{MSD} = 1.02	Δ 1 (2) λ_{MSD} = 1.11	K 1 (0) λ_{MSD} = 1.04 K 2 (2) λ_{MSD} = 1.05 K 4 (1) λ_{MSD} = 1.05
0.24g	-	K 3 (1) λ_{MSD} = 1.07 K 8 (1) λ_{MSD} = 1.04	-	-

Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα Απαίτησης - Ικανότητας Κτιρίων.					
Στάθμη επιτελεστικότητας SD					
Κτίριο	**Μετακίνηση (max dt)**	**Πλαστιμότητα (max μ_d)**	**Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς (min q = $q_u \cdot q_s$)**	**Λόγος ανελαστικών μετατοπίσεων (max μ_d/q_u)**	**maxα_g(SD)**
F_0	X: **+16.7cm** **-14.4cm** Z: **+14.4cm** **-13.9cm**	**15.03**	q_u = 1.65 q_s = 4.77 **7.85**	**1.52**	**0.088**
F_{SD2}	X: **+18.5cm** **-15.4cm** Z: **+12.4cm** **-12.6cm**	**19.39**	q_u = 1.20 q_s = 3.71 **4.46**	**1.59**	**0.091**

Σεισμική κλάση κτιρίων κατά ΚΑΝΕΠΕ 2022

Στο πρόγραμμα η εδαφική επιτάχυνση που εισήχθη για την ανάλυση pushover είναι $\alpha_{g,ref}$ = 0.24g, η κατηγορία του εδάφους Β. Από την ανάλυση προέκυψε ως μέγιστη επιτάχυνση εδάφους επάρκειας στην οποία αστοχεί το πρώτο υποστύλωμα, για το κτίριο F_0 maxα_g = 0.088g , ενώ για το F_{SD2} maxα_g = 0.091g. Με τον τρόπο αυτό το κτίριο F_0 κατατάσσεται στην σεισμική κλάση **B3** με δείκτη βαθμού επάρκειας α_g /$\alpha_{g,ref}$ = 0.367 , ενώ και το F_{SD2} κατατάσσεται στην σεισμική κλάση **B3** με δείκτη βαθμού επάρκειας α_g /$\alpha_{g,ref}$ = 0.379. [4], [5]

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων κατάταξης κτιρίων.								
Κτίριο	**Δευτεροβάθμιος Π.Ε.**					**Τριτοβάθμιος Π.Ε.**		
	Υποπερίπτωση	**λ_x**	**λ_y**	**δ**	**Σεισμική Κατηγορία**	**λ**	**αg/αg,ref**	**Σεισμική Κλάση**
F_0	Γνωστοί Οπλισμοί & Τοιχοπληρώσεις	2.42	2.40	0.41	K3	2.73	0.37	B3
	Γνωστοί Οπλισμοί & Όχι Τοιχοπληρώσεις	2.50	2.50	0.40	K3			
	Άγνωστοι Οπλισμοί & Τοιχοπληρώσεις	2.38	2.37	0.42	K3			
	Άγνωστοι Οπλισμοί & Όχι Τοιχοπληρώσεις	2.46	2.46	0.41	K3			
F_{SD2}	Γνωστοί Οπλισμοί & Τοιχοπληρώσεις	3.49	3.39	0.29	$K4^+$	2.64	0.38	B3
	Γνωστοί Οπλισμοί & Όχι	3.89	3.82	0.26	$K4^+$			

	Τοιχοπληρώσεις							
	Άγνωστοι Οπλισμοί & Τοιχοπληρώσεις	3.48	3.38	0.29	$K4^+$			
	Άγνωστοι Οπλισμοί & Όχι Τοιχοπληρώσεις	3.87	3.80	0.26	$K4^+$			

Σχόλια Δευτεροβαθμίου

- Όπως προαναφέρθηκε, παρατηρείτε ότι οι βαθμοί επιβάρυνσης (β) παραμένουν σταθεροί είτε λάβουμε υπόψιν μας τις τοιχοπληρώσεις ως στοιχείο πρόσθετης δυσκαμψίας είτε όχι.
- Είναι χαρακτηριστική η μείωση του βαθμού επάρκειας (δ) της κατασκευής, όταν αγνοείται η προσφερόμενη δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων. Παρ ’όλα αυτά, η μείωση δεν αρκεί για να αλλάξει το κτίριο σεισμική κατηγορία.
- Επίσης χαρακτηριστική, είναι η αύξηση του βαθμού επάρκειας (δ) της κατασκευής, όταν δεν γνωρίζουμε τους κατακόρυφους οπλισμούς των στοιχείων της. Αυτό σημαίνει ότι ο Δευτεροβάθμιος δεν λειτουργεί υπέρ της ασφάλειας όταν δεν γνωρίζουμε την πραγματικότητα του κτιρίου. Το γεγονός αυτό μπορεί να οδηγήσει σε υπερεκτίμηση της αντοχής της κατασκευής και άρα στη λανθασμένα υψηλότερη κατάταξή της.
- Γενικά, ο δευτεροβάθμιος μας εμφανίζει για κάθε Υποπερίπτωση, το κτίριο F_0 ως επαρκέστερο του κτιρίου F_{SD2}.

Σχόλια Τριτοβαθμίου

- Η μη γραμμική ανάλυση, όπως αυτή εκτελέσθηκε από το λογισμικό FESPA, έδειξε ότι τα δυο κτίρια δεν διαφέρουν πολύ ως προς τον βαθμό επάρκειάς τους και ως εκ τούτου κατατάσσονται στην ίδια σεισμική κλάση.
- Οριακά το κτίριο F_{SD2} παρουσιάζει μεγαλύτερη ικανότητα επιτάχυνσης από το F_0 και παρόμοια σειρά αστοχίας των δομικών του στοιχείων.
- Παράλληλα το κτίριο F_{SD2} παρουσιάζει και μικρότερη πλαστιμότητα από το F_0 γεγονός που οφείλεται στην ύπαρξη κοντών υποστυλωμάτων.

Σχόλια - Σύγκριση Αποτελεσμάτων Προσεισμικών Ελέγχων

- Στο κτίριο F_0, ο Δευτεροβάθμιος φαίνεται να συγκλείνει αρκετά με τον Τριτοβάθμιο ως προς τον βαθμό επάρκειας. Παρόλα αυτά όταν οι οπλισμοί είναι άγνωστοι στο μηχανικό ο δευτεροβάθμιος δεν λειτουργεί με επιθυμητό τρόπο αφού αυξάνει το συντελεστή επάρκειας εις βάρος της ασφάλειας, υπερεκτιμώντας την αντοχή του κτιρίου. Υπό αυτές τις συνθήκες, είναι πιθανός ο κίνδυνος κατάταξης του κτιρίου σε υψηλότερη σεισμική κατηγορία η οποία και δεν θα ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα.
- Στο κτίριο F_{SD2}, ο Δευτεροβάθμιος παρουσιάζει μεγαλύτερη απόκλιση από τον Τριτοβάθμιο για κάθε περίπτωση που μελετήθηκε. Στην περίπτωση αυτή το κτίριο υποεκτιμάται

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Στέφανος Η. Δρίτσος, «Ενισχύσεις – Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος», Έκδοση Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα 2013
[2] Φ.Ε.Κ. Β' 405 (Δελτίο Δομικής Τρωτότητας, Μελέτη Στατικής Επάρκειας)
[3] Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος (1η Αναθεώρηση 2022)
[4] ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022
[5] Λογισμικό FespaR
[6] «Pushover Ανάλυση» Εγχειρίδια και βοηθητικά Κείμενα Fespa, LH Logismiki
[7] Β.Δ. 1959 Αντισεισμικός Κανονισμός, Αναθεώρηση Α.Κ. 1959_1984/85, Β.Δ. 1954 Κανονισμός Σκυροδέματος.

7. ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια του μεταπτυχιακού μαθήματος «Ανασχεδιασμός Υφιστάμενων Κατασκευών» υπό την επίβλεψη του Καθηγητή κ. Στέφανου Δρίτσου.

Ευχαριστίες απευθύνονται στον επιβλέποντα Καθηγητή και στους συμφοιτητές μου στο Π.Μ.Σ. για την συνολική υποστήριξη, καθώς και στην εταιρία LH Logismiki για τη δωρεάν παραχώρηση του λογισμικού FespaR.

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

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

Περίληψη
Σε μία χώρα, όπως η Ελλάδα, με έντονη σεισμική δραστηριότητα και με πολλά παλιά κτίρια πλημμελώς συντηρημένα, θεωρείται επιτακτική η ανάγκη για αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας των δομημάτων της. Μέσω αυτής, θα μπορέσουν να αποφευχθούν ενδεχόμενες καταστροφές αλλά και να εξεταστούν οι πιο βιώσιμες οικονομικά λύσεις διορθωτικών παρεμβάσεων για την αντισεισμική ενίσχυση των κατασκευών. Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, στην παρούσα διπλωματική εργασία, μελετήθηκε η αντισεισμική συμπεριφορά μίας τετραώροφης πολυκατοικίας με υπόγειο, η οποία κατασκευάστηκε από οπλισμένο σκυρόδεμα το 1985 στην περιοχή του Νέου Ψυχικού, στην Αττική.
Στο πλαίσιο της αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής στην Ελλάδα, ακολουθούνται οι διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων, ενώ εφαρμόζονται κάποιοι προσεισμικοί έλεγχοι που μπορούν να προσδιορίσουν την σεισμική ανεπάρκεια. Συγκεκριμένα, εφαρμόστηκε σε πρώτη φάση ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος, ο οποίος κατατάσσει, προσεγγιστικά αλλά πολύ σύντομα, το κτίριο, σε μία κατηγορία προτεραιότητας για περαιτέρω έλεγχο. Στη συνέχεια, δοκιμάστηκαν δύο μέθοδοι που πρόκειται να προταθούν ως Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι. Η πρώτη μέθοδος έχει αναπτυχθεί από τον Δρ. Σ. Δρίτσο και προσδιορίζει έναν δείκτη προτεραιότητας ελέγχου της κατασκευής, ενώ η δεύτερη από τον Δρ. Ε. Βουγιούκα και εκτιμά την σεισμική ικανότητα του φέροντος οργανισμού σε όρους τέμνουσας βάσης. Επιπλέον, εκτελέστηκε και ο ακριβέστερος Τριτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος που περιγράφει ο Κανονισμός Επεμβάσεων, ο οποίος προτείνει την ανελαστική στατική ανάλυση του κτιρίου για την αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς του. Τέλος, έγινε σύγκριση και σχολιασμός των αποτελεσμάτων των παραπάνω μεθόδων.
Για να διαμορφωθεί η πλήρης εικόνα των δυνατοτήτων του δομήματος που θα καθορίσει τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, είναι απαραίτητο να διερευνηθούν και τα οικονομοτεχνικά χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς του. Πιο αναλυτικά, υπολογίστηκαν οι καμπύλες τρωτότητας της κατασκευής και λαμβάνοντας υπόψη τα οικονομικά στοιχεία της κάθε επισκευής, έγινε εκτίμηση αναφορικά με το μέσο ετήσιο κόστος επισκευών που μπορεί να προκύψει για τις εξεταζόμενες σεισμικές δράσεις. Ολοκληρώνοντας τη μελέτη, έγινε απόπειρα ενίσχυσης του κτιρίου με σύγχρονες μεθόδους, για να αποκτήσει βελτιωμένη αντισεισμική ικανότητα, η οποία θα είναι σύμφωνη με τους ισχύοντες αντισεισμικούς κανονισμούς.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ 3
1.1 Γενικά 3

2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ 4
2.1 Γενικά χαρακτηριστικά του φορέα 4
2.2 Προσομοίωση του φορέα 4

3 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ 6
3.1 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος 6
3.2 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος 7
3.2.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ. 7
3.2.2 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Βουγιούκα Ε. 10
3.3 Τριτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Κανονισμός Επεμβάσεων (Καν.Επε.) 12
3.3.1 Ιδιομορφική Ανάλυση 13
3.3.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση 13
3.4 Σύγκριση μεθόδων – Συμπεράσματα 15

4 ΟΙΚΟΝΟΜΟΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ 17
4.1 Εκτίμηση Τρωτότητας 17
4.2 Αναλύσεις τιμών Επισκευών 18
4.3 Εκτίμηση Σεισμικών Απωλειών 18

5 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ 21
5.1 Διερεύνηση μεθόδου ενίσχυσης 21
5.2 Τεχνικά Χαρακτηριστικά Ενίσχυσης 22
5.3 Εκτίμηση Κόστους Ενίσχυσης – Συμπεράσματα 23

6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ 24

7 ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ 26

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α. ΞΥΛΟΤΥΠΟΙ 27

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

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

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

2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

2.1 Γενικά χαρακτηριστικά του φορέα

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

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

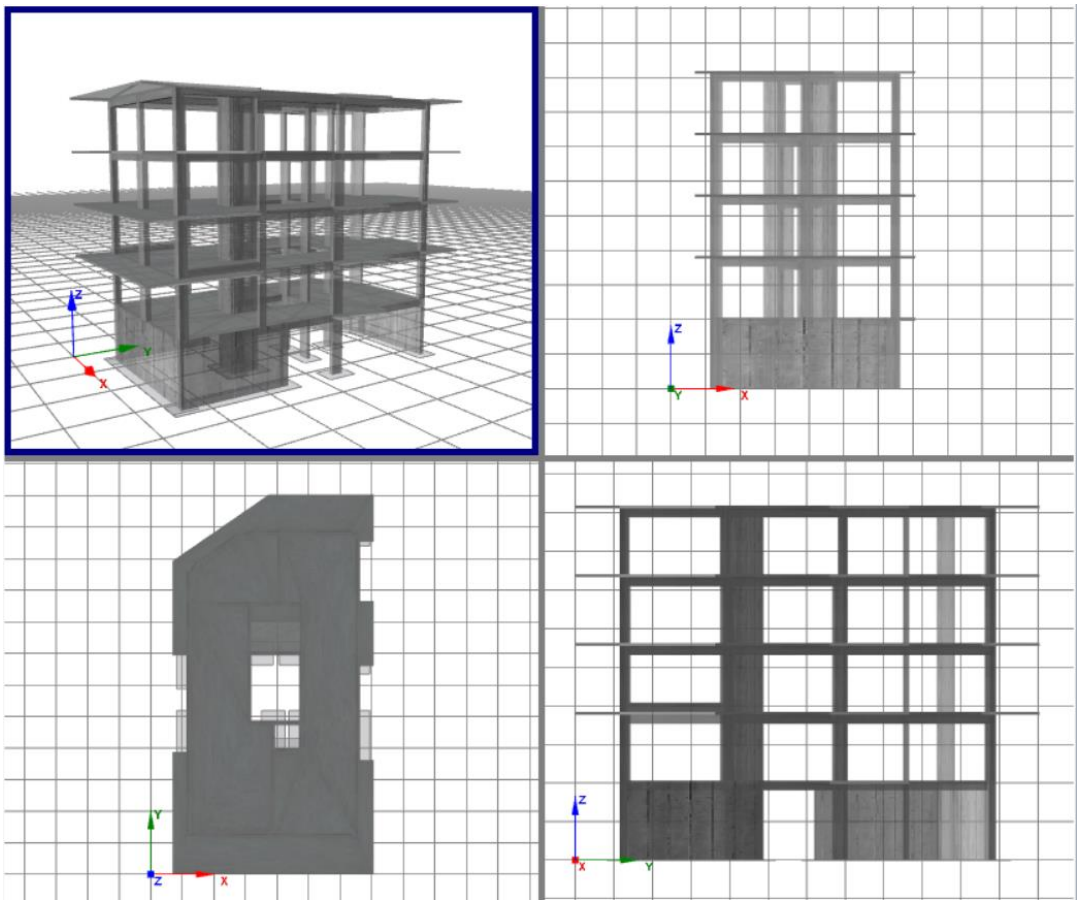
Ως μόνιμα φορτία της κατασκευής θεωρήθηκαν το βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος $\gamma_{\sigma\kappa}$= 25 kN/m^3 και οι επικαλύψεις g΄= 1.50 kN/m^2 ενώ τα κινητά λήφθηκαν q= 2 kN/m^2 για την κατοικία και q= 3 kN/m^2 για τους εξώστες. Σε ό,τι αφορά τις τοιχοποιίες λήφθηκε μόνο η μπατική με πρόσθετο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

2.2 Προσομοίωση του φορέα

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

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

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



Σχήμα 2.2: Μοντέλο προσομοίωσης φορέα

3 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ

3.1 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

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

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

Πίνακας 3.1: Πίνακας τελικής βαθμολόγησης κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα

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

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

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

Πίνακας 3.2: Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

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

3.2 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

3.2.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.

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

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

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

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

Πίνακας 3.3: Κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης

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

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

- Προσδιορισμός Σεισμικής Απαίτησης – V_{req}:

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

- Υπολογισμός Σεισμικής Αντίστασης – V_R:

$$V_R = \beta \cdot V_{R0} \tag{3.2}$$

όπου:

$$\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5} \tag{3.3}$$

$$V_{R0} = \alpha_1 \cdot \Sigma V_{Ri,\upsilon\pi o\sigma\tau.} + \alpha_2 \cdot \Sigma V_{Ri,\tau o\iota\chi.} + \alpha_3 \cdot \Sigma V_{Ri,\kappa o\nu\tau\acute{\alpha}\ \upsilon\pi o\sigma\tau.} \tag{3.4}$$

- Υπολογισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου λ:

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

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

όπου:

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

V_R: η σεισμική αντίσταση του κτιρίου στη βάση

Τότε, ο τελικός Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου λ είναι:

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

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

Πίνακας 3.4: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης

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

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

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

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

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

Πίνακας 3.5: Υπολογισμός σεισμικής αντίστασης του κτιρίου

	Κατά Χ	Κατά Υ
$\alpha_{1,\upsilon\pi o\sigma\tau.}$	0.7	
$\alpha_{2,\tau o\iota\chi.}$	0.9	
$V_{Ri,\upsilon\pi o\sigma\tau.}$ (kN)	1275.27	1049.72
$V_{Ri,\tau o\iota\chi.}$ (kN)	264.74	544.88
V_{R0} (kN)	1130.954	1225.191
V_R (kN) = βV_{R0}	1045.906	1154.007

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

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

ενώ ο συντελεστής συμπεριφοράς λήφθηκε από τον Κανονισμό Επεμβάσεων.

Οι υπολογισμοί παρουσιάζονται αναλυτικά στον Πίνακα 3.6.

Πίνακας 3.6: Υπολογισμός τέμνουσας βάσης σχεδιασμού με EC8 – 1

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

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

Πίνακας 3.7: Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου

λ_X	1.99
λ_Y	1.88
λ	**198.57**

3.2.2 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Βουγιούκα Ε.

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

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

Στη συνέχεια, γίνεται ο υπολογισμός της διατμητικής αντοχής V_R των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων τα οποία υποβάλλονται σε ανακυκλιζόμενες δράσεις ως συνάρτηση του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων: $\mu_{pl}{}^{\theta} = \mu_{\theta} - 1$, που υπολογίζεται από το λόγο του πλαστικού μέρους της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία (συνολική γωνία, μείον γωνία στη διαρροή) προς τη θεωρητική γωνία στροφής στη διαρροή (Καν.Επε. Σ.2α, Σ.11β), μέσω της σχέσης (3.10) σύμφωνα με το Παράρτημα 7Γ του Καν.Επε.

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

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

$$V_{Mu} = \frac{M_y}{L_S} \tag{3.11}$$

όπου:
M_y: ροπή διαρροής
L_S: μήκος διάτμησης

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

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

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

- $V_{R,X}$ = 1339.83 kN
- $V_{R,Y}$ = 1146.79 kN

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

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

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

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

Πίνακας 3.8: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού

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

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

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

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

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

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

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

3.3.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

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

Πίνακας 3.9: Ιδιοπερίοδοι και Ενεργές Ιδιομορφικές Μάζες

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

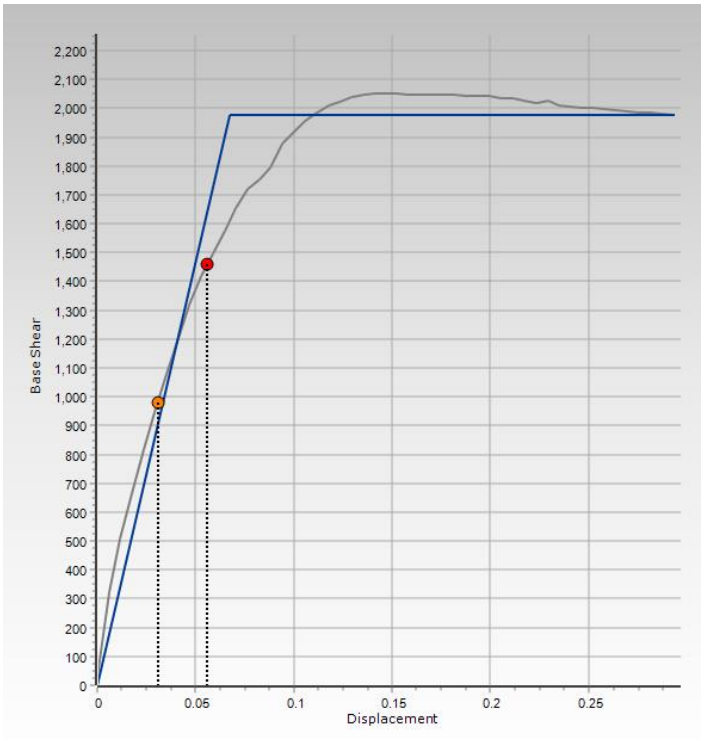
3.3.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση

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

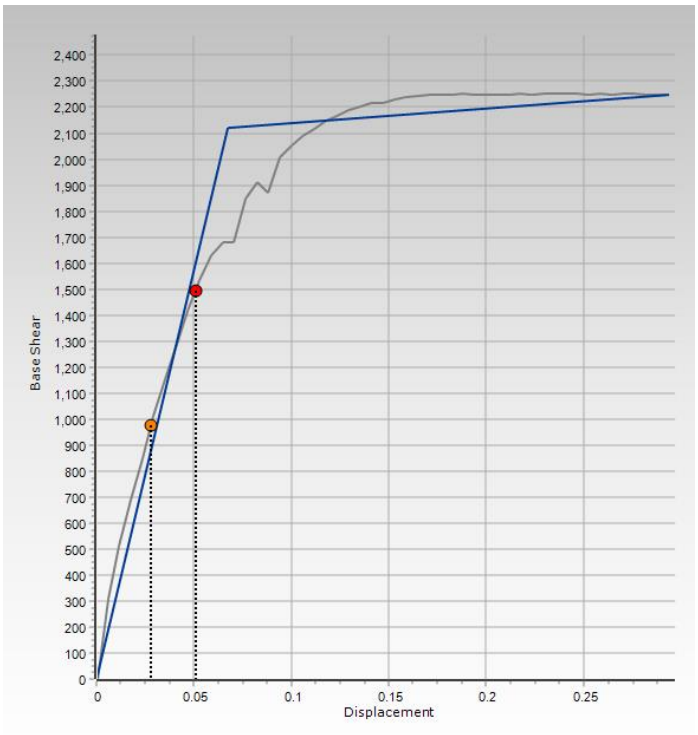
Αφού ολοκληρωθεί η ανάλυση, προκύπτουν οι Καμπύλες Ικανότητας του κτιρίου ανά διεύθυνση, όπου σε κάθε μία έχουν τοποθετηθεί επάνω οι δύο στάθμες επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» και «Οιονεί Κατάρρευση», με πορτοκαλί και κόκκινο χρώμα, αντιστοίχως. Οι Καμπύλες Ικανότητας μιας δεδομένης διεύθυνσης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

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

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



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



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

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

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

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

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

Πίνακας 3.10: Αποτελέσματα επαναληπτικής διαδικασίας για τη διεύθυνση Χ

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

Πίνακας 3.11: Αποτελέσματα επαναληπτικής διαδικασίας για τη διεύθυνση Υ

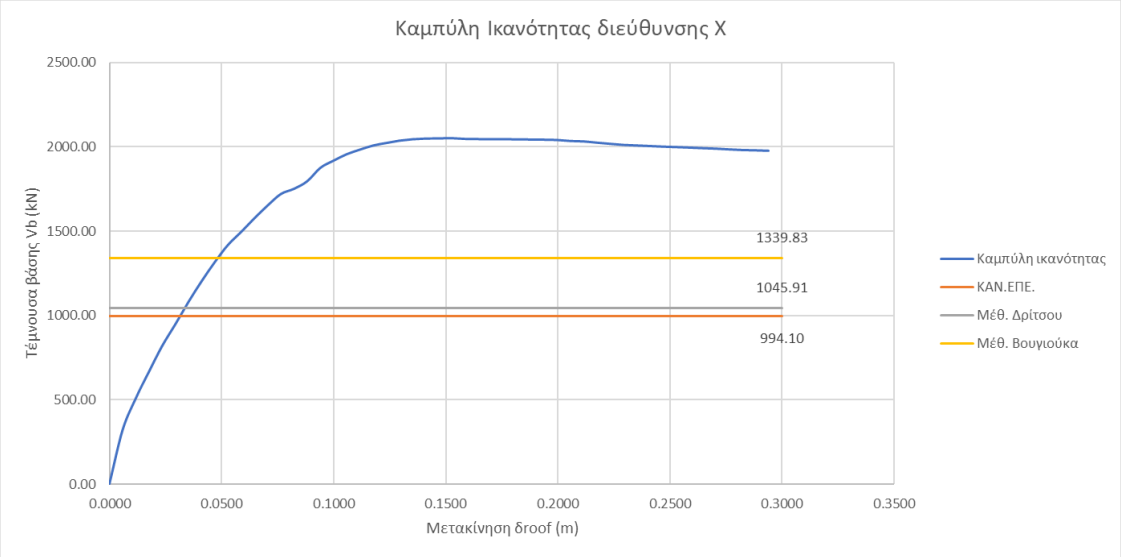
Μέγιστη επιτρεπόμενη επιτάχυνση εδάφους		
$a_{g,Y}$ (g)	**0.115 g**	
	Σημαντικές Βλάβες (B2)	Οιονεί Κατάρρευση (Γ1)
V_{base} (kN)	758.62	1183.80
δ_{top} (m)	0.02017	0.03667

3.4 Σύγκριση μεθόδων – Συμπεράσματα

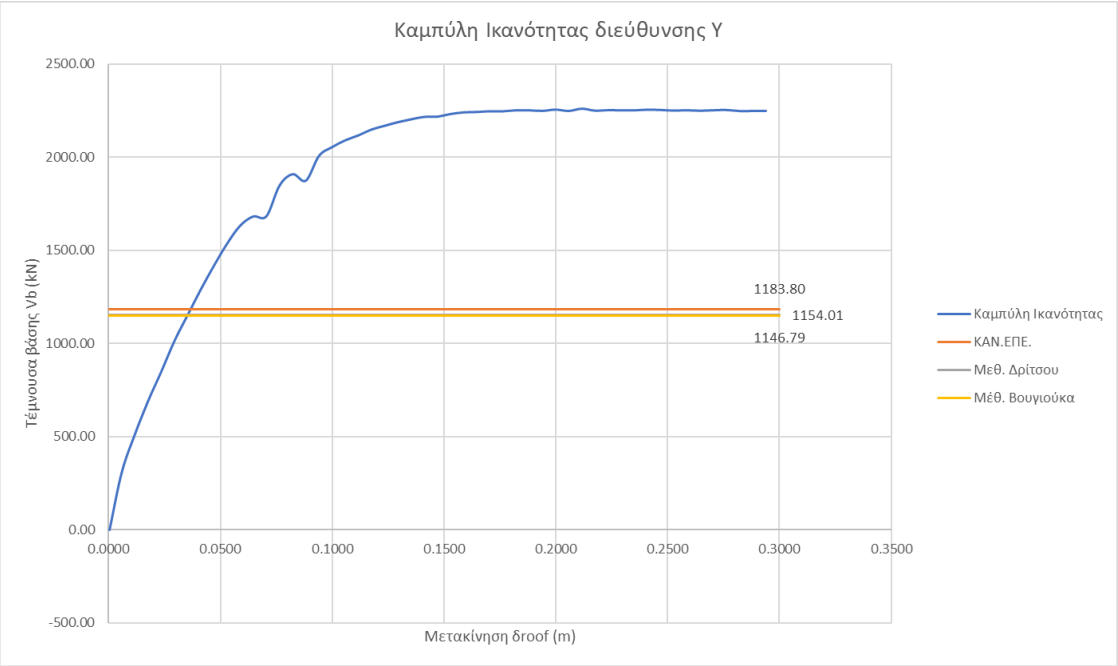
Από την εφαρμογή της μεθοδολογίας που προτείνει ο Κανονισμός Επεμβάσεων, διαπιστώνεται πως οι αστοχίες και στις δύο διευθύνσεις έχουν ψαθυρό χαρακτήρα, λόγω της τέμνουσας δύναμης. Επίσης, παρατηρείται πως η πρώτη αστοχία κατακόρυφου στην διεύθυνση Χ, πραγματοποιείται για μικρότερη επιτάχυνση εδάφους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

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

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



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



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

4 ΟΙΚΟΝΟΜΟΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

4.1 Εκτίμηση Τρωτότητας

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

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

Στην προκειμένη περίπτωση, εξετάστηκαν οι στάθμες επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (Β2) και «Οιονεί Κατάρρευση» (Γ1), ενώ ως αστοχία της κατασκευής θεωρήθηκε η πρώτη αστοχία κατακόρυφου στοιχείου, σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων και για τις δύο διευθύνσεις. Για κάθε στάθμη τέθηκε ως όριο η μέγιστη στροφή της οροφής του κτιρίου και η διασπορά που χρησιμοποιήθηκε ήταν 20% για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β2 και 25% για τη στάθμη Γ1.

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

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

θ_{roof} (%)		
	X	Y
Σημαντικές Βλάβες - Β2	0.16%	0.20%
Οιονεί Κατάρρευση - Γ1	0.30%	0.29%

Πίνακας 4.2: Μέση φασματική επιτάχυνση και τυπική απόκλιση για τη στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (Β2)

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

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

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

4.2 Αναλύσεις τιμών Επισκευών

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

4.3 Εκτίμηση Σεισμικών Απωλειών

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

Αρχικά, εισάγονται στο πρόγραμμα δεδομένα σχετικά με τον αριθμό, το ύψος και το εμβαδόν κάτοψης των ορόφων. Επιπλέον, ορίζεται το κόστος αντικατάστασης της κατασκευής που εκτιμάται ίσο με 1200 €/m^2, δηλαδή 806,700 € για όλο το κτίριο, όπως και το κόστος επισκευής που ισούται με περίπου το 40% του κόστους αντικατάστασης, επομένως 322,680 €. Θεωρείται πως σε περίπτωση που οι βλάβες λόγω σεισμού ξεπεράσουν το 60% του συνολικού κόστους αντικατάστασης, το κτίριο είναι προτιμότερο να κατεδαφιστεί με σκοπό να χτιστεί καινούργιο, παρά να επισκευαστεί το υπάρχον.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

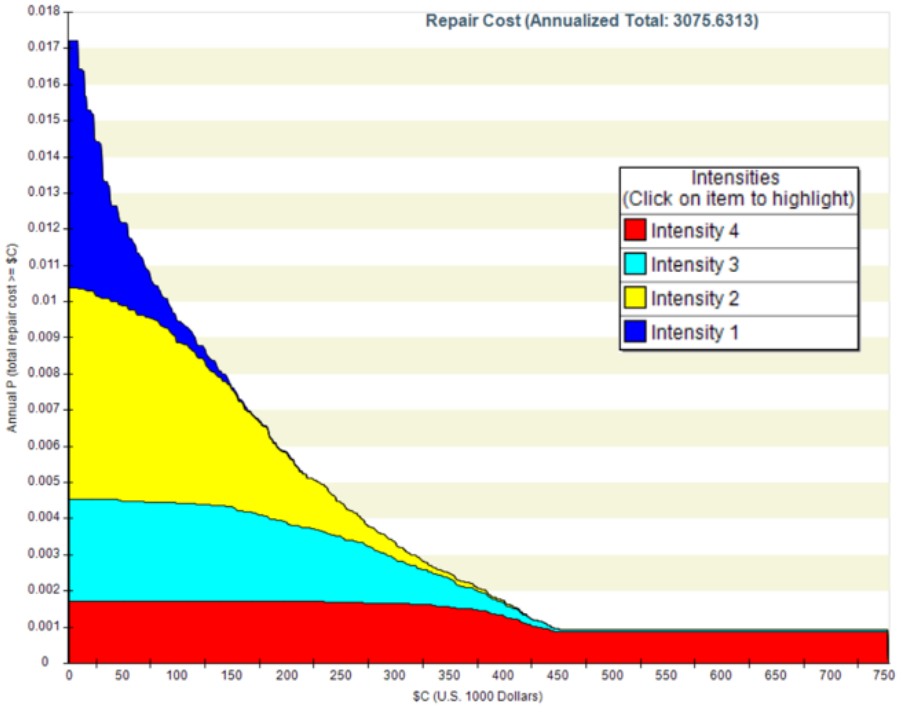
Σε πρώτη φάση, προκύπτουν οι καμπύλες επιτελεστικότητας που σχετίζονται με το μέσο κόστος αποκατάστασης του κάθε σεναρίου. Προσεγγιστικά, από την λογαριθμική καμπύλη που εφαρμόζεται στα αποτελέσματα της κάθε επίλυσης, επιλέγεται η τιμή που αφορά πυκνότητα πιθανότητας ίση με 50%. Ειδικότερα:

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

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

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

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



Σχήμα 4.1: Μέσο ετήσιο επισκευαστικό κόστος

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

5 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

5.1 Διερεύνηση μεθόδου ενίσχυσης

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

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

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

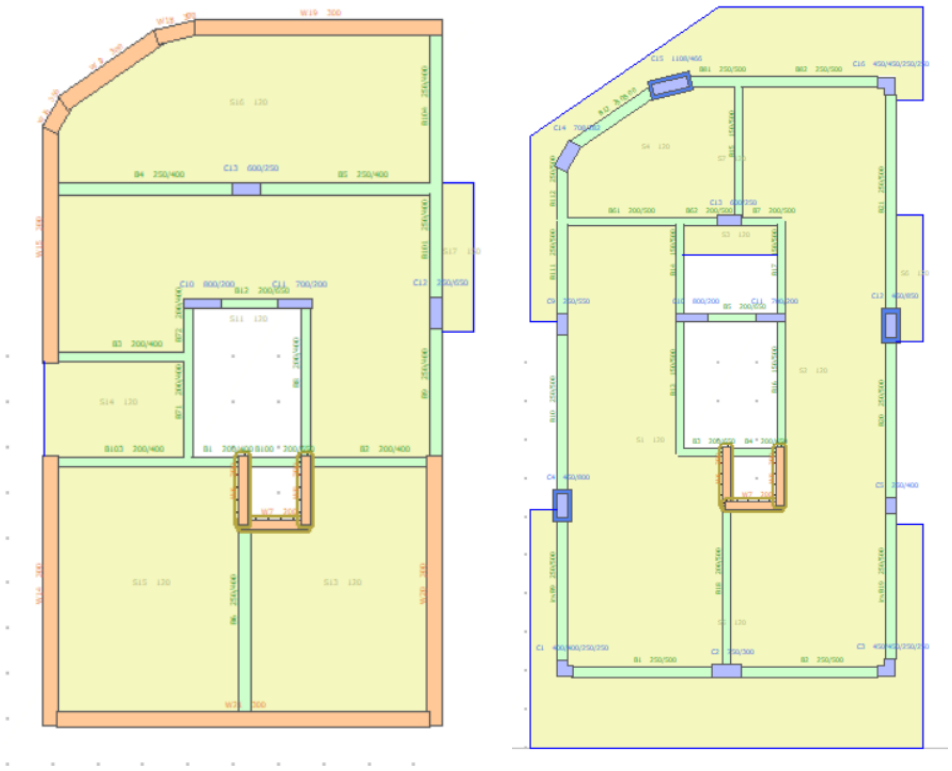
Η μέθοδος ενίσχυσης που επιλέγεται αρχικά είναι η χρήση σύνθετου υλικού ινών άνθρακα, FRP, το οποίο ενισχύει σημαντικά την διατμητική αντοχή των μελών και είναι σχετικά εύκολο στην εφαρμογή. Εκτελείται η πρώτη δοκιμή, ενισχύοντας τα μέλη που αστόχησαν παραπάνω και γίνονται εκ νέου οι έλεγχοι. Κάθε φορά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

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

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

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

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



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

5.2 Τεχνικά Χαρακτηριστικά Ενίσχυσης

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

SikaWrapB®-230 C

Company Name: Sika
Type: Carbon
Fiber Orientation: 0° (uniaxial)
Application: Dry/Wet
Resin: Sikadur®-330

Typical Fiber Properties (nominal values)

Fiber Thickness (mm)	0.1290
Tensile Strength (MPa)	3200.0
Tensile Modulus (MPa)	220000.0
Elongation (%)	1.70
Weight (gr/m2)	235.0

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

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

5.3 Εκτίμηση Κόστους Ενίσχυσης – Συμπεράσματα

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

Πίνακας 5.1: Κόστη υλικών ενίσχυσης

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

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

Πίνακας 5.2: Κόστος ενίσχυσης κτιρίου

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

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

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

6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Δρίτσος Σ. (2018), «Πρόταση-Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Ο.Α.Σ.Π, Αθήνα.

[2] ΕΛΟΤ (2004), Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα», EN 1992-1-1 (2004).

[3] ΕΛΟΤ (2004), Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών», EN 1998-1 (2004)

[4] ΕΛΟΤ (2009α), «Πλήρης αποκατάσταση διατομής στοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχει αποδιοργανωθεί τοπικά», ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-01-06-00:2009.

[5] ΕΛΟΤ (2009β), «Χρωματισμοί επιφανειών επιχρισμάτων», ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-03-10-02-00:2009.

[6] ΕΛΟΤ (2009γ), «Πλήρωση ρωγμών στοιχείων σκυροδέματος μικρού εύρους», ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-01-07-01:2009.

[7] ΕΛΟΤ (2009δ), «Πλήρωση ρωγμών στοιχείων σκυροδέματος μεγάλου εύρους», ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-01-07-02:2009.

[8] ΕΛΟΤ (2009ε), «Τοπική καθαίρεση σκυροδέματος με διατήρηση του οπλισμού», ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-01-02-01:2009.

[9] ΕΛΟΤ (2009στ), «Τοπική καθαίρεση σκυροδέματος χωρίς διατήρηση του οπλισμού», ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-01-02-02:2009.

[10] ΕΛΟΤ (2009ζ), «Αποκατάσταση ρηγματώσεων τοίχων πλήρωσης», ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-03-02-00:2009.

[11] ΕΛΟΤ (2009η), «Τοίχοι από οπτόπλινθους», ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-03-02-02-00:2009

[12] Ζήση Ε. (2021), «Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και οικονομοτεχνική διερεύνηση επισκευών διώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος», Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021/13

[13] Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

[14] ΚΑΝ.ΕΠΕ (2017). (Κανονισμός Επεμβάσεων), ΦΕΚ 2984/Β'/30-08-2017, 2η Αναθεώρηση

[15] Ο.Α.Σ.Π (2017), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)», ΦΕΚ 2984/Β'/30-08-2017, 2η Αναθεώρηση.

[16] Ο.Α.Σ.Π (2014), «Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος», ΦΕΚ 405/Β'/05-09-2013

[17] Σπυράκος Κ. (2004), «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία». Εκδόσεις Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας, Αθήνα.

[18] Τεχνικό φυλλάδιο ADIPLAST, Οικοδομική ρητίνη για πολλαπλές βελτιώσεις των κονιαμάτων, http://www.isomat.gr/product/adiplast/

[19] Τεχνικό φυλλάδιο DUROCRET, Ρητινούχο επισκευαστικό τσιμεντοκονίαμα, http://www.isomat.gr/product/durocret/

[20] Τεχνικό φυλλάδιο EPOMAX-EK, Εποξειδική πάστα 2 συστατικών για επισκευές, σφραγίσεις και συγκολλήσεις, https://www.isomat.gr/product/epomax-ek/

[21] Τεχνικό φυλλάδιο EPOMAX-L10, Ενέσιμη εποξειδική ρητίνη 2 συστατικών, χωρίς διαλύτες, για ρωγμές εύρους 0,5-3,0mm, https://www.isomat.gr/product/epomax-l10/

[22] Τεχνικό φυλλάδιο MasterEmaco S 498 FR της εταιρείας Basf, Τσιμεντοειδές, προαναμεμιγμένο θιξοτροπικό επισκευαστικό κονίαμα, ινοπλισμένο με εύκαμπτες ανόργανες ίνες, ελεγχόμενης διόγκωσης – μη συρρικνούμενο, κατάλληλο για δομικές επισκευές οπλισμένου σκυροδέματος σε πάχη από 1 έως 5 cm., https://www.master-builders-solutions.com/it-it/lineeprodotti/masteremaco/masteremaco-s-498-fr

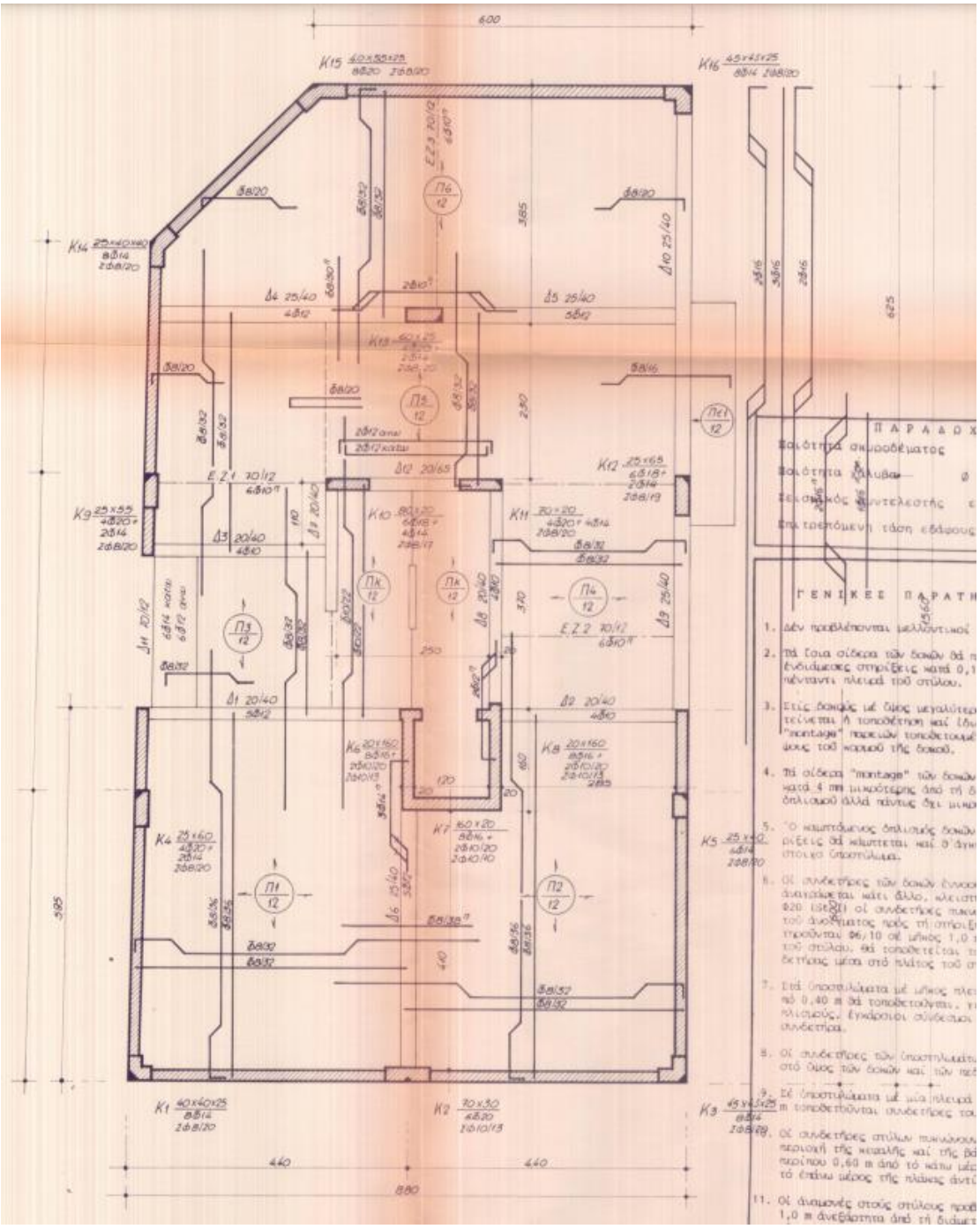
[23] Τεχνικό φυλλάδιο ιδιοτήτων SikaWrap – 230 C, Πλεκτό, μονής διεύθυνσης ύφασμα ινών άνθρακα, https://grc.sika.com/content/dam/dms/gr01/u/sikawrap-230-c.pdf

[24] Τεχνικό φυλλάδιο UNICRET, Κονίαμα για σοβάτισμα και κτίσιμο, http://www.isomat.gr/product/unicret/
[25] Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1954), «Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος», ΦΕΚ 160/Α/26-07-1954.
[26] Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1959) «Αντισεισμικός Κανονισμός», ΦΕΚ 36/Α/26-02-1959.
[27] Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1984), «Τροποποίηση Αντισεισμικού Κανονισμού», ΦΕΚ 239/Β/16-04-1984.
[28] Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (2017), «Κανονισμός Περιγραφικών Τιμολογίων Εργασιών για δημόσιες συμβάσεις έργων», ΦΕΚ 1746/Β'/19-05-2017.
[29] Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (2019), «Έγκριση εβδομήντα (70) Ελληνικών Τεχνικών Προδιαγραφών (ΕΤΕΠ)», ΦΕΚ 4607/Β'/13-12-2019.
[30] Baltzopoulos G., Baraschino R., Iervolino I., Vamvatsikos D. (2017) "SPO2FRAG software for seismic fragility assessment based on static pushover" Bulletin of Earthquake Engineering 15, 4399-4425.
[31] EFEHR, Hazard Curves: http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/hazardcurves [Accessed 2020].
[32] FEMA, (2018a), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-1, Volume 1-methodology, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
[33] FEMA, (2018b), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-2, Volume 2-Implementation Guide, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
[34] FEMA, (2018c), Seismic performance assessment of buildings. Volume 3-Supporting Electronic Materials, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
[35] ISOMAT, Συστήματα Λύσεων/Επισκευές, http://www.isomat.gr/solution/
[36] Seismosoft (2022). "SeismoBuild 2022 – A computer program for seismic assessment and retrofitting of RC structures.," available from https://seismosoft.com/.
[37] Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). "Applied Incremental Dynamic Analysis." Earthquake Spectra, 20(2), 523–553.

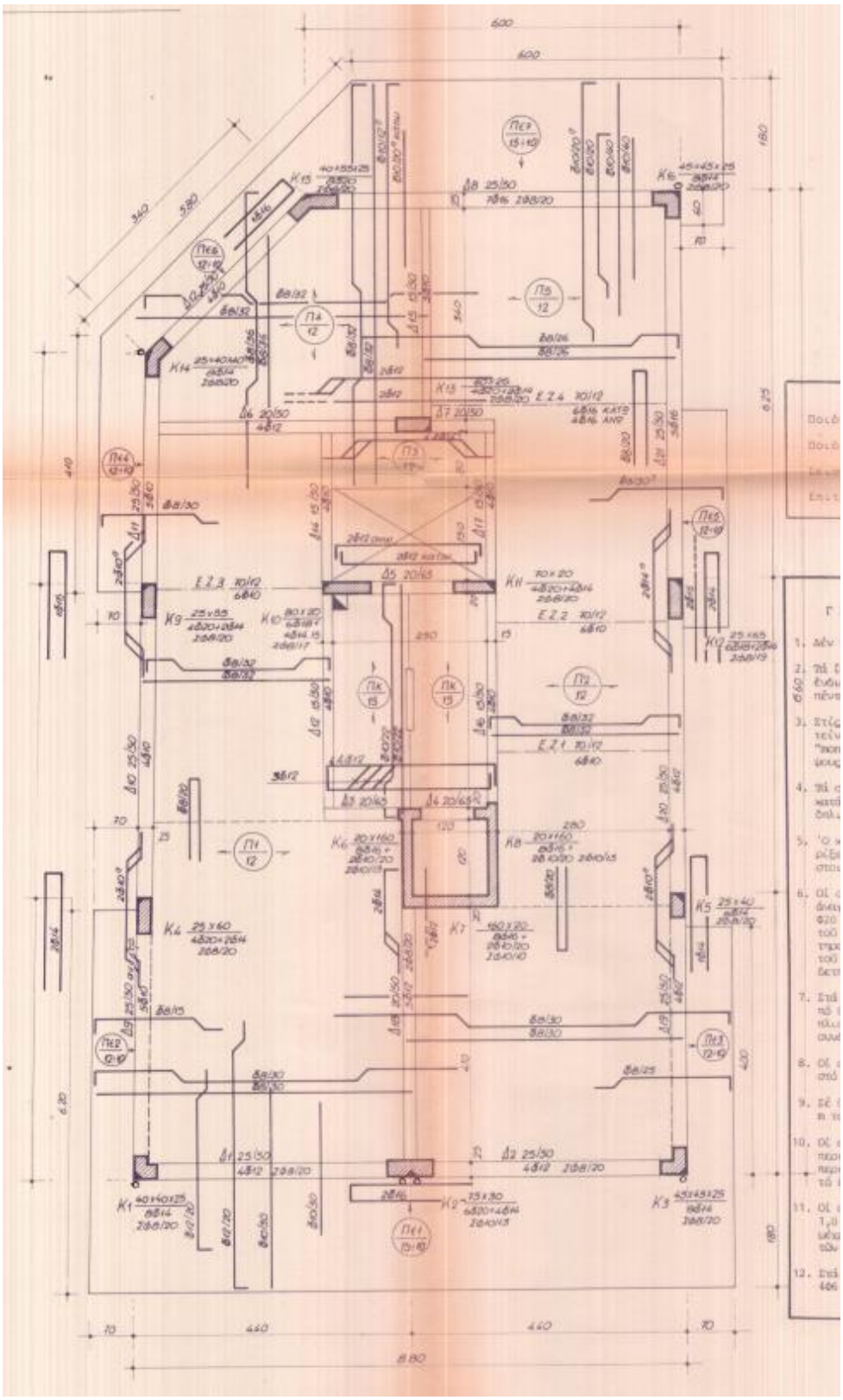
7 ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

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

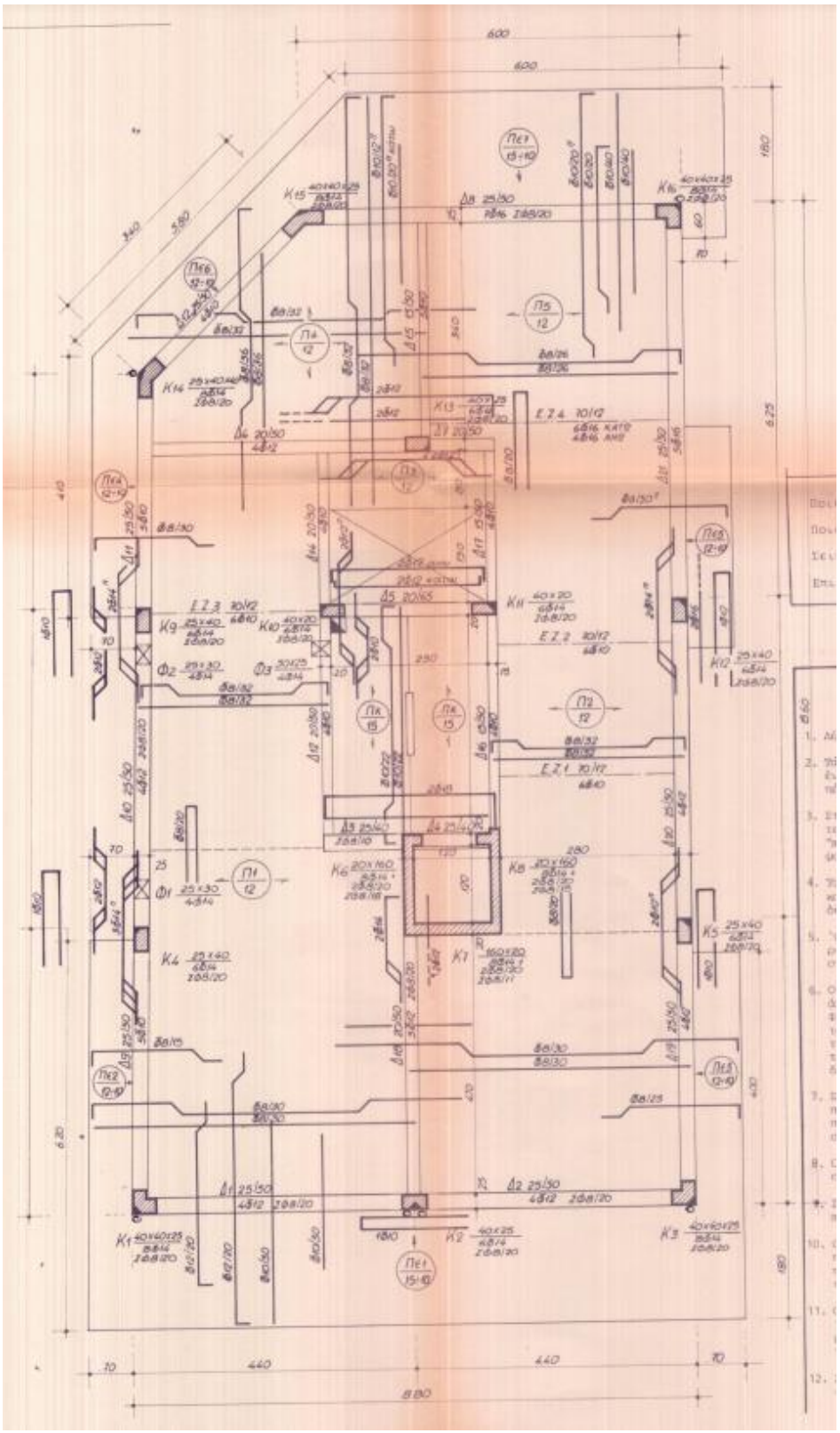
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α. ΞΥΛΟΤΥΠΟΙ



Σχήμα Α1: Ξυλότυπος οροφής υπογείου



Σχήμα Α2: Ξυλότυπος οροφής ισογείου, α’ ορόφου και β’ ορόφου



Σχήμα Α3: Ξυλότυπος οροφής γ' ορόφου

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟ Ω.Σ. ΜΕ ΣΧΟΙΝΙΑ ΑΠΟ ΙΝΕΣ ΒΑΣΑΛΤΗ

ΜΑΧΑ ΜΑΚΡΙΝΗ
Υποψήφια Διδάκτωρ, Institute of Structural Engineering (IKI), University of Natural Resources and Life Sciences (BOKU), Vienna, makrini.macha@boku.ac.at

Περίληψη

Οι υφιστάμενες κατασκευές, οι οποίες έχουν σχεδιασθεί σύμφωνα με παλαιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς, συχνά υποφέρουν από πρόωρες, απότομες και καταστροφικές αστοχίες σε περιπτώσεις καταπόνησης έναντι μεγάλης έντασης σεισμικών φαινομένων. Η απουσία ικανοτικού σχεδιασμού διαφαίνεται από την έλλειψη κατασκευαστικών λεπτομερειών στα εκάστοτε δομικά μέλη. Σε αυτήν την εργασία μελετάται αναλυτικά η σεισμική συμπεριφορά και η διαθεσιμη φέρουσα ικανότητα ενός υφιστάμενου σχολικού κτιρίου, λαμβάνοντας υπόψιν την επίδραση διάφορων διατάξεων τοιχοπληρώσεων. Προκειμένου να συγκριθεί η σεισμική απόκριση των κατασκευών, αναλύονται τρία είδη φορέων: α) φορέας χωρίς τοιχοποιίες, β) τοιχοπληρωμένος φορέας με δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων και γ) τοιχοπληρωμένος φορέας κατά μήκος ολόκληρου του ύψους του φατνώματος. Η αποτίμηση πραγματοποιείται με τρισδιάστατη στατική ανελαστική ανάλυση (Pushover) και αυξητική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (ΑΔΑ) με το λογισμικό Seismostruct, σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς επεμβάσεων. Τα υποστυλώματα των κτιρίων με ανεπαρκή απόδοση ενισχύονται με συνεχή εγκάρσια περίσφιξη από σχοινιά ινών βασάλτη (BFR) ως εξωτερικός οπλισμός διάτμησης. Η τεχνική ενίσχυσης με προεντεταμένα, μη εμποτισμένα σε ρητίνες σχοινιά βασίζεται σε διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα υποστυλωμάτων υπό αξονική θλίψη τα οποία ανέπτυξαν αξιοσημείωτη αύξηση της πλαστιμότητας περισφιγμένου σκυροδέματος. Οι ανελαστικές αναλύσεις καταλήγουν στο συμπέρασμα ότι τα μη ενισχυμένα κτίρια με κοντά υποστυλώματα υπόκεινται σε πρόωρες καταρρεύσεις για χαμηλές τιμές μετατοπίσεων λόγω διατμητικών αστοχιών. Σύμφωνα με την ΑΔΑ, προβλέπεται κατάρρευση της κατασκευής για μικρότερες τιμές δυσκαμψίας και μετακίνησης σε αντίθεση με την Pushover ανάλυση. Η εξωτερική ενίσχυση με BFR αυξάνει τις μέγιστες μετατοπίσεις της κορυφής του κτιρίου. Επίσης, εξαλείφονται τόσο θλιπτικές όσο και διατμητικές αστοχίες των κρίσιμων υποστυλωμάτων και αυξάνεται η συνολική αντοχή της τέμνουσας δύναμης βάσης.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η ακριβής αξιολόγηση της επίδρασης των τοιχοποιών πλήρωσης σε κατασκευές από ωπλισμένο σκυρόδεμα (Ω.Σ) παραμένει μια άλυτη πρόκληση. Τα εν λόγω στοιχεία ασκούν σημαντική επιρροή στην απόκριση μιας κατασκευής κατά την διάρκεια σεισμικών φαινομένων αφού η συνολική δομή αποτελείται από υλικά με διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά (πλαίσιο Ω.Σ. και τοιχοποιία). Έχουν την ικανότητα ανάληψης υψηλών τιμών αντοχής και εμφάνισης βλαβών μεγάλου κόστους (Σχήμα 1). Γι' αυτόν τον λόγο, έχουν αποτελέσει αντικείμενο έρευνας με σκοπό να προσδιοριστεί η επιρροή τους η οποία σε αρκετές περιπτώσεις κρίνεται ευμενής ενώ σε άλλες ιδιαίτερα δυσμενής [1-2].

Σε ορισμένες περιπτώσεις, ανοίγματα σε τοίχους πλήρωσης μπορεί να οδηγήσουν στο σχηματισμό "κοντών υποστυλωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος". Αυτά τα δομικά στοιχεία μπορεί να έχουν αρνητικές επιπτώσεις κατά τη διάρκεια σεισμών, καθώς σε πολλές περιπτώσεις αστοχούν ψαθυρά μέσω της διατμητικής αστοχίας σκυροδέματος που μπορεί να οδηγήσει στην κατάρρευση του κτιρίου. Προηγούμενα πειράματα σε κοντά υποστυλώματα

έχουν δείξει ότι η αστοχία τους χαρακτηρίζεται από το σχηματισμό διαγώνιων ρωγμών στο σκυρόδεμα [3-5].

Σχήμα 1: Αστοχίες τοιχοπληρώσεων υπό την επίδραση σεισμού στην Λευκάδα το έτος 2003

Η αποκατάσταση ή βελτίωση της στατικής επάρκειας μιας κατασκευής είναι δυνατόν να επιτευχθεί μέσω της αποδοτικότερης εφαρμογής των διατιθέμενων υλικών και τεχνολογιών. Η σωστή στρατηγική επιλογή της μεθόδου είναι ένα κρίσιμο ζήτημα, είτε για την διαδικασία αποτίμησης είτε για του ανασχεδιασμού [6].

Τα σύνθετα υλικά από ινωπλισμένα πολυμερή - fiber reinforced polymer composites (FRPs) είναι κάποια από αυτά τα προϊόντα, των οποίων η χρήση ολοένα και αυξάνεται τις τελευταίες δεκαετίες. Πολλοί ερευνητές επικεντρώνονται στην εφαρμογή ενισχύσεων με σχοινιά ινών από αραμίδιο (aramide) και νέα υλικά όπως το βίνυλον (vinylon) ή τον βασάλτη (basalt). Τέτοια σχοινιά χρησιμοποιούνται ως μέσο εξωτερικής περίσφιγξης συνδυάζοντας εύκολο χειρισμό, μικρή ευαισθησία σε τοπικές βλάβες των ινών, λόγω λυγισμού ή μικρής ακτίνας των γωνιών [7].

Η τεχνική ενίσχυσης με σχοινιά χαρακτηρίζεται από την ευκολία εφαρμογής της στην επιφάνεια των δομικών στοιχείων χωρίς την απαίτηση για χρήση εποξειδικών ρητίνων. Το υλικό αυτό υπερτερεί σε σχέση με τα συμβατικά υφάσματα ή φύλλα ινων λόγω του χαμηλού ειδικού βάρους και της ευελιξίας που διαθέτει. Δίνει την δυνατότητα εύκολης προσαρμογής σε διάφορους τύπους και σχήματα δομικών στοιχείων και κατά συνέπεια οι διαδικασίες εφαρμογής να γίνονται χειρονακτικά σε συντομότερο χρόνο, με περισσότερη ασφάλεια και οικονομία [8].

Ο βασάλτης αποτελεί ένα σύγχρονα αναδυόμενο υλικό στον τομέα των κατασκευών ως ένα εναλλακτικό μέσο ενίσχυσης από τις ίνες άνθρακα ή υάλου. Είναι απολύτως φυσικό και μπορεί να βρεθεί στα ηφαιστειακά πετρώματα. Το πρωτογενές υλικό του βασάλτη παράγεται

αφού λιώσει το πέτρωμα στους 1500ºC - 1700ºC. Επιπλέον, ο βασάλτης βρίσκεται άφθονος στη φύση λόγω της ορυκτολογικής του σύνθεσης, έχει μη τοξικές αλληλεπιδράσεις, είναι ανθεκτικός στη φωτιά και έχει υψηλό επίπεδο ανακυκλωσιμότητάς. Συμπερασματικά, πρόκειται για ένα φιλικό προς το περιβάλλον ανόργανο υλικό υψηλής απόδοσης [9-13].

2. ΜΕΘΟΔΟΙ

2.1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η παρούσα εργασία επικεντρώνεται στην μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς ενός παλιού σχολικού κτιρίου που βρίσκεται στην Αθήνα. Η στατική μελέτη της υφιστάμενης κατασκευής έγινε πριν το 1984, όπου υπήρχαν συγκεκριμένοι τύποι σχολικών κτιρίων, ένας εκ των οποίων αντιστοιχεί στο υπό εξέταση κτρίριο και υπάγεται στον τύπο Αθηνά. Κύρια διαφοροποίηση μεταξύ των 7 τύπων είναι η στατική μελέτη τους με κριτήριο την κατηγορία σεισμικής ζώνης της περιοχής που βρίσκονται, ενώ η αρχιτεκνονική τους μορφή παραμένει σταθερή.

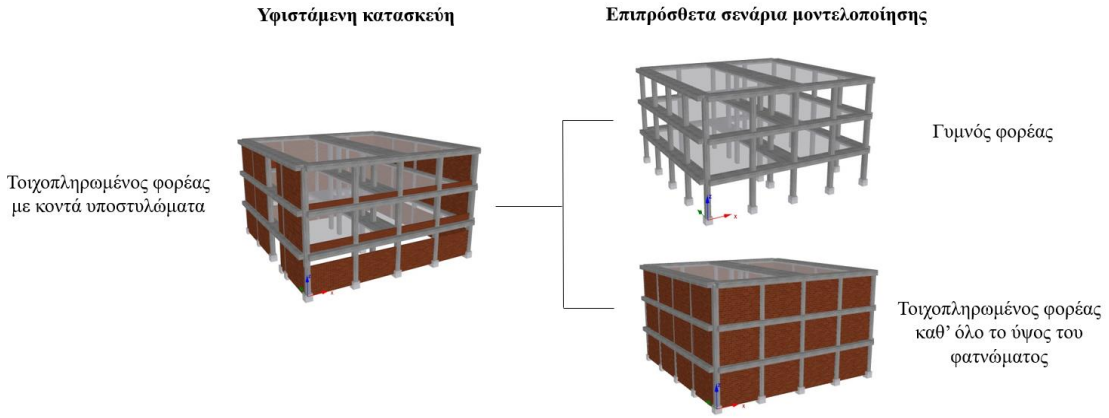
Αυτά τα κτίρια θεωρούνται ευάλωτα σε ισχυρούς σεισμούς διότι είναι κατασκευασμένα πριν από την αναθεώρηση του ελληνικού κώδικα το 1984, επομένως η αξιολόγηση της σεισμικής τους απόκρισης αποτελεί ζήτημα ύψιστης σημασίας. Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) [14] χρησιμοποιήθηκε για την εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας του κτιρίου και τον ανασχεδιασμό του.

Πιο λεπτομερώς, το κτίριο είναι τριώροφο με συνολικό ύψος 9.60 μ. και απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων 4.00 μ. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν ήταν σκυρόδεμα B225 και χάλυβας StIIIb για τον διαμήκη οπλισμό δοκών και υποστυλωμάτων ενώ χάλυβας StI για τον εγκάρσιο οπλισμό. Το έδαφος στο οποίο κατασκευάσθηκε το δόμημα ανήκει στην κατηγορία Β και η περιοχή εντάσσεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙΙ.

Το στατικό σύστημα του κτιρίου είναι πλαισιωτό το οποίο μορφώνεται από ισοδύναμα πλαίσια ωπλισμένου σκυροδέματος (δοκιδωτές πλάκες), τέσσερα από τα οποία εντάσσονται στην περιμετρό του και ένα στο εσωτερικό του, τα οποία αναλαμβάνουν εκτός από τα φορτία βαρύτητας τα τυχόν οριζόντια σεισμικά φορτία.

Μελετούνται τρία διαφορετικά σενάρια θέσεων τοιχοποιίας πλήρωσης (Σχήμα 2) με στόχο την ερεύνηση και σύγκριση της επιρροής κάθε περίπτωσης τοιχοπλήρωσης στην σεισμική απόκριση των κατασκευών.

Η υφιστάμενη κατασκευή που διερευνάται επηρεάζεται δυσμενώς από την αλληλεπίδραση μεταξύ των τοίχων πλήρωσης και του φορέα Ω.Σ. σύμφωνα με την αποτίμηση της κατασκευής εφαρμόζοντας τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ [15]. Η παρουσία



Σχήμα 2: Τρισδιάστατη απεικόνιση των υπό εξέταση περιπτώσεων

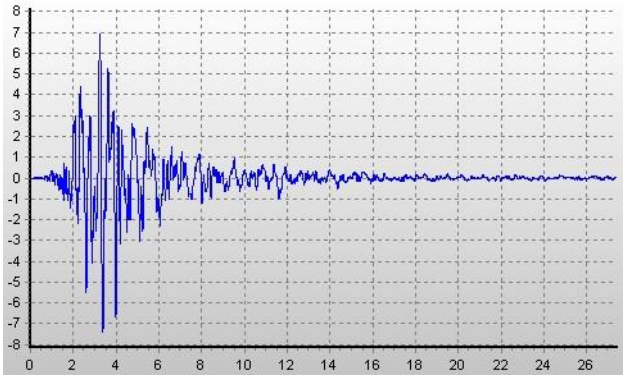
ανοιγμάτων με σκοπό την τοποθέτηση παραθύρων έχει ως αποτέλεσμα τον σχηματισμό κοντών υποστυλωμάτων. Τα κοντά υποστυλώματα σε πολλές περιπτώσεις κρίνονται επιβλαβή κατά την διενέργεια σεισμικών φαινομένων, καθώς η πιθανή πρώιμη ψαθυρή αστοχία τους μπορεί να οδηγήσει σε επικίνδυνη κατάρρευση του κτιρίου. Επιπλέον, οι δοκοί και τα υποστυλώματα στερούνται κατάλληλης κατασκευαστικής λεπτομέρειας με χαμηλό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού χάλυβα και επομένως χαμηλής πλαστιμότητας.

2.2. ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

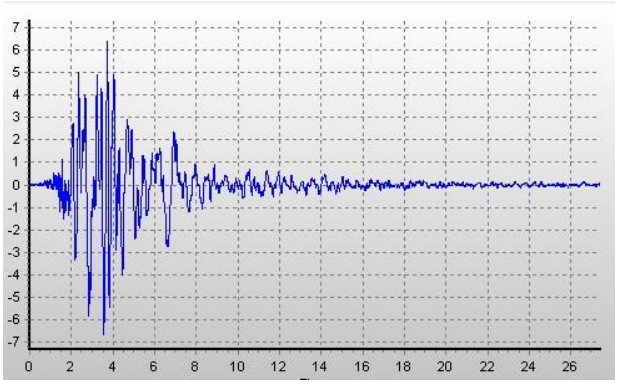
Η ανελαστική συμπεριφορά των τοίχων πλήρωσης και η αλληλεπίδρασή τους με τα πλαίσια σκυροδέματος προσομοιώνεται χρησιμοποιώντας το προηγμένο λογισμικό Seismostruct [16], σύμφωνα με τη μέθοδο που προτείνεται από το [3]. Οι τοιχοπληρώσεις της κατασκευής θεωρούνται ότι έχουν κατακόρυφη θλιπτική αντοχή f_{wc}=3.10 MPa και μέτρο ελαστικότητας E_w=3000 MPa. Η μάζα του κτιρίου υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη τη μάζα κάθε ορόφου ξεχωριστά με τον παρακάτω τύπο:

$M = \sum m_{GB} + \sum m_{GC} + 0.3 \cdot \sum m_{QB}$, όπου:

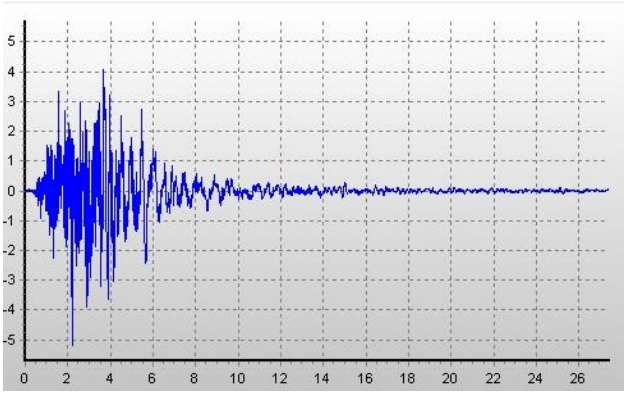
$\sum m_{GB}$ είναι η συνολική μάζα των πλακών, επικαλύψεων δαπέδων, δοκών και τοιχοπληρώσεων, $\sum m_{GC}$ είναι η συνολική μάζα των υποστυλωμάτων και $\sum m_{QB}$ είναι η συνολική μάζα των κινητών φορτίων σύμφωνα με την εκάστοτε χρήση κτιρίου.
Πραγματοποιούνται ανελαστικές αναλύσεις με την επίδραση των σεισμικών δυνάμεων κατά την διεύθυνση x-x' και y-y' για όλες τις περιπτώσεις φορέων. Αυτό περιλαμβάνει την εξέταση μόνο της σεισμικής δράσης στην κατεύθυνση X (F_{bx}), μόνο της σεισμικής δράσης στην κατεύθυνση Y (F_{by}). Η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου για σεισμική ζώνη επικινδυνότητας ΙΙΙ με ισοδύναμη εδαφική επιτάχυνση 0,36 g, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.
Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με κριτήριο ελέγχου την μείωση της διατμητικής αντοχής στο 50%. Η παραπάνω προσέγγιση βασίστηκε σε μια ενδιάμεση θεώρηση σε σχέση με τα πειραματικά αποτελέσματα των M. Moretti & T.P. Tassios [5] και Yi-An-Li [6]. Κατά την διεξαγωγή των πειραμάτων παρατηρήθηκε σε παρόμοια δοκίμια κοντών υποστυλωμάτων μείωση της συνολικής μέγιστης δύναμης στο 50% κατά τους μεταγενέστερους κύκλους της ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Διαπιστώνεται ότι μετά την πρώτη διατμητική αστοχία και λόγω της αυξανόμενης ρηγμάτωσης ενεργοποιείται το μοντέλο του διαγώνιου θλιπτήρα σκυροδέματος και έτσι προκύπτει συνεχής μείωση της μέγιστης αναλαμβανόμενης τέμνουσας βάσης που δικαιολογεί αυτήν την απομείωση.
Λόγω της δυσμενής επίδρασης των στοιχείων πλήρωσης για την περίπτωση της υφιστάμενης κατασκευής, τα αποτελέσματα από την Pushover ανάλυση κρίνονται αναξιόπιστα και επομένως κρινεται απαραίτητη η εφαρμογή δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης. Πραγματοποιείται Αυξητική Δυναμική Ανάλυση (ΑΔΑ) με βαθμιαία αυξανόμενους συντελεστές κλιμάκωσης 0,1, 0,4 και 0,7 προκειμένου να βρεθεί το στάδιο κατάρρευσης. Για την εφαρμογή των δυναμικών αναλύσεων λαμβάνονται επιταχυνσιογραφήματα από πραγματικές καταγραφές του σεισμού της Κεφαλονιάς στις 3 Φεβρουαρίου 2014.
Οι τιμές αντλήθηκαν από τα στοιχεία του Ινστιτούτου Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών (Σχήμα 3).



(α)



(β)



(γ)

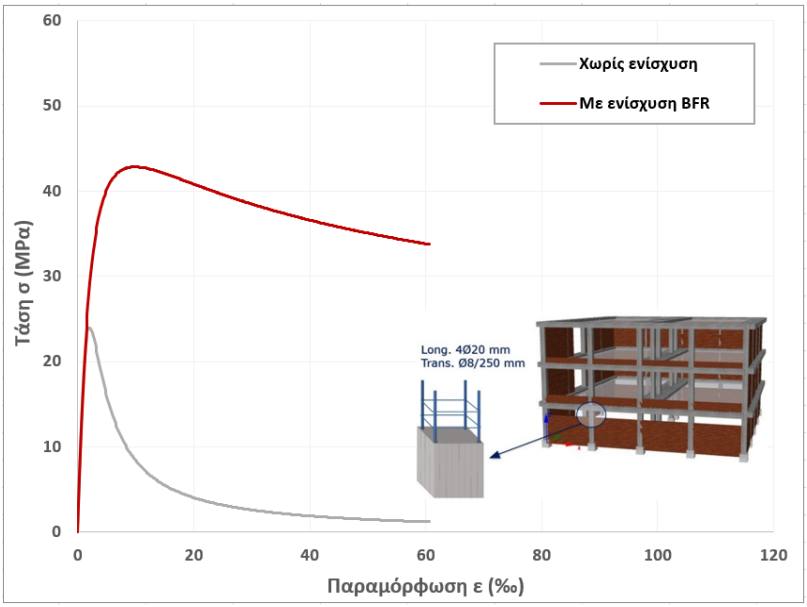
Σχήμα 3: Επιταχυνσιογράφημα Συνιστώσας (α) X, (β) Y και (γ) Z [acceleration (m/sec^2), time (sec)]

2.3. ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Η τεχνική ενίσχυσης με σχοινιά από ίνες βασάλτη BFR βασίζεται σε διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα ενισχυμένων υποστυλωμάτων με αυτού του είδους τεχνική, τα οποία καταπονούνται υπό αξονική θλιπτική φόρτιση. Τα δοκίμια εμφανίζουν αξιοσημείωτη αύξηση της πλαστιμότητας περισφιγμένου σκυροδέματος [17].

Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε κατά το πείραμα ήταν κατηγορίας C12. Η ακριβής τιμή αντοχής προέκυψε 15.24 MPa για αξονική παραμόρφωση 0.291%. Ο εγκάρσιος οπλισμός χάλυβα ανήκει στην κατηγορία S220 (ονομαστική αντοχή διαρροής f_y=220 MPa, λείος) με διάμετρο 5.5 mm ενώ ο διαμήκης στην κατηγορία B500C (ονομαστική αντοχή διαρροής f_y=500 MPa) με διάμετρο 8 mm και απόσταση μεταξύ τους 100 mm. Ο ινοπλισμός δεν εμποτίστηκε με ρητίνη και δεν συνδέθηκε με την επιφάνεια του σκυροδέματος.

Η μελέτη περιελάμβανε ως μέσο περίσφιξης ένα πλεγμένο σχοινί βασάλτη με μέτρο ελαστικότητας 69.3 GPa, μέγιστη τιμή αντοχής τα 1282 MPa με 1.85% επιμήκυνση στην αστοχία του (σύμφωνα με τις προδιαγραφές του κατασκευαστή Juan Gili S.L.). Το σχοινί προεντάθηκε έως και 1,87% καταπόνηση πριν από την εφαρμογή του αξονικού φορτίου. Οι καμπύλες τάσης-παραμόρφωσης του δοκιμίου RCBSL12PRE1,87%, σύμφωνα με τα πειραματικά δεδομένα, δείχνουν ότι το δοκίμιο αναπτύσσει αξονική θλιπτική τάση που αυξάνεται μέχρι τη μέγιστη τιμή των 38.22 MPa για αξονική παραμόρφωση αστοχίας e_{cu}= 5.617% [21].
Με στόχο την προσομοίωση της ενίσχυσης που χρησιμοποιήθηκε στο πείραμα και την διερεύνηση της συμπεριφοράς υπό αξονική καταπόνηση ενός υποστυλώματος περισφιγμένου με σχοινιά παρόμοιων ιδιοτήτων, απομονώνεται ένα κοντό υποστύλωμα του υπό μελέτη κτιρίου. Το δομικό στοιχείο έχει τετράγωνη διατομή με διαστάσεις 400 mm * 400 mm και ύψος 0.85 m. Οι αναλυτικές καμπύλες που προκύπτουν μετά από την ανάλυση παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.



Σχήμα 4: Διάγραμμα Τάσης σ - Αξονικής παραμόρφωσης ε προσομοίωσης κοντού υποστυλώματος

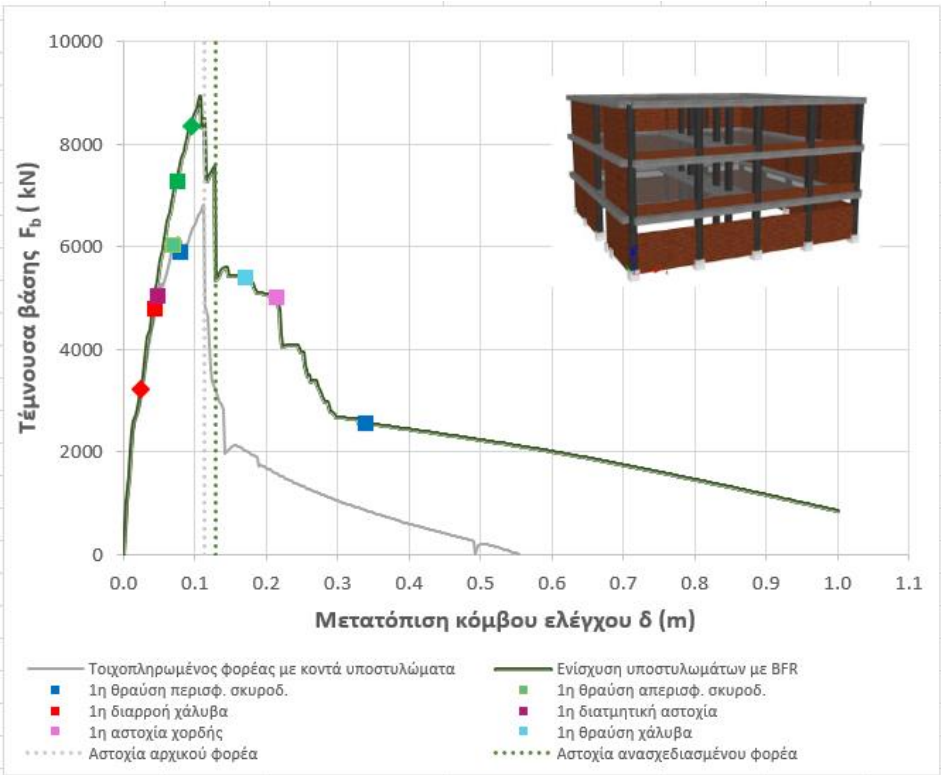
Σύμφωνα με το παραπάνω διάγραμμα, το ενισχυμένο υποστύλωμα υποδεικνύει καλή συμπεριφορά. Πιο συγκεκριμένα, μετά την ενίσχυση η μέγιστη τιμή τάσης ανέρχεται στα 42.8 MPa για αξονική παραμόρφωση 10.2 ‰. Στον ανελαστικό κλάδο η τάση διατηρείται όσο αυξάνεται η παραμόρφωση μέχρι το σημείο αστοχίας για τιμή παραμόρφωσης 60.6 ‰. Για το μη ενισχυμένο υποστύλωμα, η μέγιστη τιμή τάσης ανέρχεται μόλις στα 24 MPa για αξονική παραμόρφωση 2 ‰ και ακολουθεί συνεχόμενη πτώση της τάσης του.
Η στρατηγική ενίσχυσης που επιλέγεται είναι η περίσφιξη όλων των υποστυλωμάτων με σχοινιά από ίνες βασάλτη δύο στρώσεων για κάθε περίπτωση φορέα.

3. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

3.1. PUSHOVER ΑΝΑΛΥΣΗ

Έπειτα από την στατική ανελαστική ανάλυση των φορέων με επιβολή σεισμικών δυνάμεων σε κάθε διεύθυνση, η διεύθυνση φόρτισης κατά τον άξονα y-y' κρίνεται δυσμενέστερη καθώς αναπτύσσονται οι υψηλότερες τιμές τέμνουσας βάσης και οι φορείς αστοχούν για

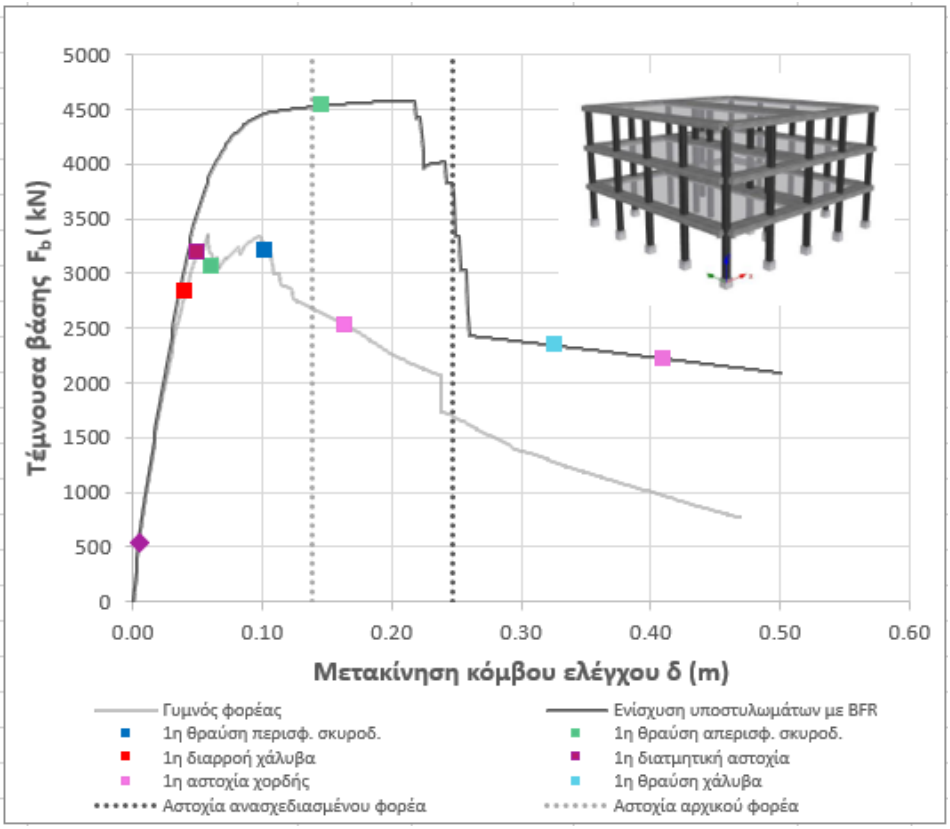
μικρότερες τιμές μετακινήσεων κόμβου ελέγχου. Τα αποτελέσματα που παραθέτονται στην παρούσα εργασία αφορούν την δυσμενέστερη διεύθυνση φόρτισης και παρουσιάζονται συγκρίνοντας τις καμπύλες απόκρισης αρχικού και ανασχεδιασμένου φορέα για κάθε σενάριο κατασκευής ξεχωριστά.



Σχήμα 5: Συγκριτικές καμπύλες αντίστασης αρχικού και ανασχεδιασμένου τοιχοπληρωμένου φορέα με κοντά υποστυλώματα κατά την διεύθυνση y-y'.

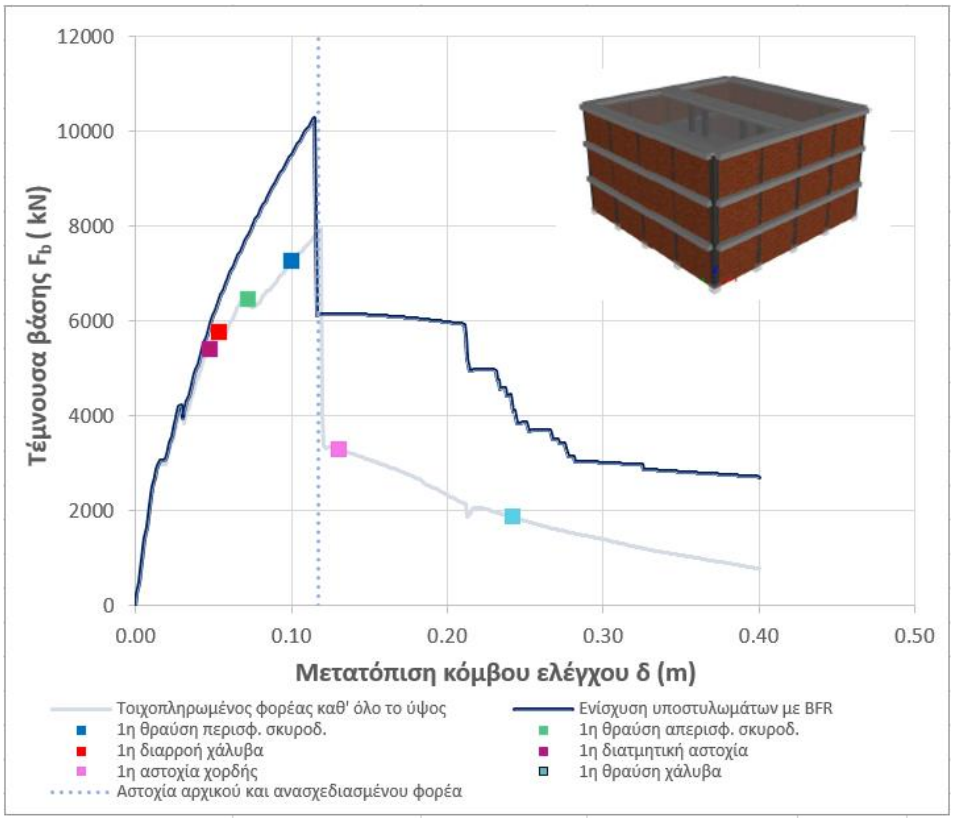
Λαμβάνοντας υπόψιν το σχήμα 5, οι περιπτώσεις φορέων παρουσιάζουν παρόμοια συμπεριφορά απότομα αυξανόμενης αντοχής στον ελαστικό κλάδο. Για το σενάριο ενίσχυσης, η τιμή της μέγιστης τέμνουσας βάσης εκτιμάται 8914.3 kN. Η μείωση της τέμνουσας βάσης είναι απότομη καθώς επέρχεται αστοχία των τοιχοπληρώσεων, οι οποίες αύξησαν την αντοχή του φορέα υπό την σεισμική φόρτιση. Η αστοχία της κατασκευής προκύπτει με εφαρμογή των διατάξεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τιμή μετακίνησης του κεντρικού κόμβου κορυφής 0.13 m.

Η 1η αστοχία εξαιτίας της διαρροής χάλυβα εμφανίζεται στο ίδιο υποστήλωμα και για τους δύο υπό μελέτη φορείς. Διατμητικές αστοχίες παρατηρούνται μόνο στον αρχικό φορέα για μετακίνηση 0.048 m στο ενδιάμεσο πλαίσιο του άξονα y-y'. Η 1η θραύση περισφιγμένου σκυροδέματος υποστυλώματος για τον ανασχεδιασμένο φορέα σημειώνεται για αυξημένη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου στα 0.34 m σε σύγκριση με τον αρχικό στα 0.08 m.



Σχήμα 6: Συγκριτικές καμπύλες αντίστασης αρχικού και ανασχεδιασμένου γυμνού φορέα κατά την διεύθυνση y-y'.

Σύμφωνα με την συγκριτική απεικόνιση των αποτελεσμάτων ανάλυσης αρχικού και ενισχυμένου γυμνού φορέα του σχήματος 6, είναι φανερή η ευμενής επιρροή των σύνθετων υλικών τόσο στην αύξηση της αντοχής όσο και στην αύξηση της πλαστιμότητας του φορέα. Η μέγιστη τιμή της νέας τέμνουσας βάσης φθάνει τα 4579.5 kN ενώ πριν την ενίσχυση υπολογίζεται στα 3347.6 kN. Επίσης, η κατάρρευση της ανασχεδιασμένης κατασκευής προκύπτει για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0.247 m σε αντίθεση με τον αρχικό φορέα για μετακίνηση 0.139 m. Επισημαίνεται ότι λόγω της μεγαλύτερης αντοχής που διαθέτει ο ενισχυμένος φορέας η πτώση της τέμνουσας βάσης είναι αρκετά απότομη.
Η 1η διαρροή χάλυβα συμβαίνει στην ίδια θέση υποστυλώματος για τις δύο περιπτώσεις. Παρατηρείται απουσία διατμητικής αστοχίας και θραύσης περισφιγμένου σκυροδέματος υποστυλωμάτων στον ενισχυμένο φορέα.
Στο σχήμα 7 παρουσιάζεται η απόκριση των τοιχοπληρωμένων φορέων καθ' όλο το ύψος του φατνώματος κατά την δυσμενέστερη διεύθυνση. Στα αρχικά στάδια συμπεριφοράς, οι φορείς παρουσιάζουν ομοιότητες στην απόκρισή τους μέχρι την 1η διατμητική αστοχία υποστυλώματος του αρχικού φορέα. Έπειτα η αντοχή του ενισχυμένου φορέα αυξάνεται μέχρι την μέγιστη τιμή στα 10290.8 kN. Η αστοχία των κατασκευών γίνεται για ίδια τιμή μετακίνησης, τα 0.117 m. Η μέγιστη οριζόντια σεισμική δύναμη που απορροφάται από τον αρχικό φορέα προκύπτει 7938.8 kN.
Η ενίσχυση του φορέα αποτρέπει την δημιουργία ψαθυρών διατμητικών αστοχιών και θραύση περισφιγμένου σκυροδέματος υποστυλωμάτων. Η 1η αστοχία απερίσφικτου σκυροδέματος υποστυλώματος αρχικού φορέα εκτιμάται σε μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0.072 m ενώ στον ενισχυμένο φορέα 0.098 m.



Σχήμα 7: Συγκριτικές καμπύλες αντίστασης αρχικού και ανασχεδιασμένου τοιχοπληρωμένου φορέα καθ’ όλο το ύψος του φατνώματος κατά την διεύθυνση y-y’.

3.2. ΑΥΞΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ (ΑΔΑ)

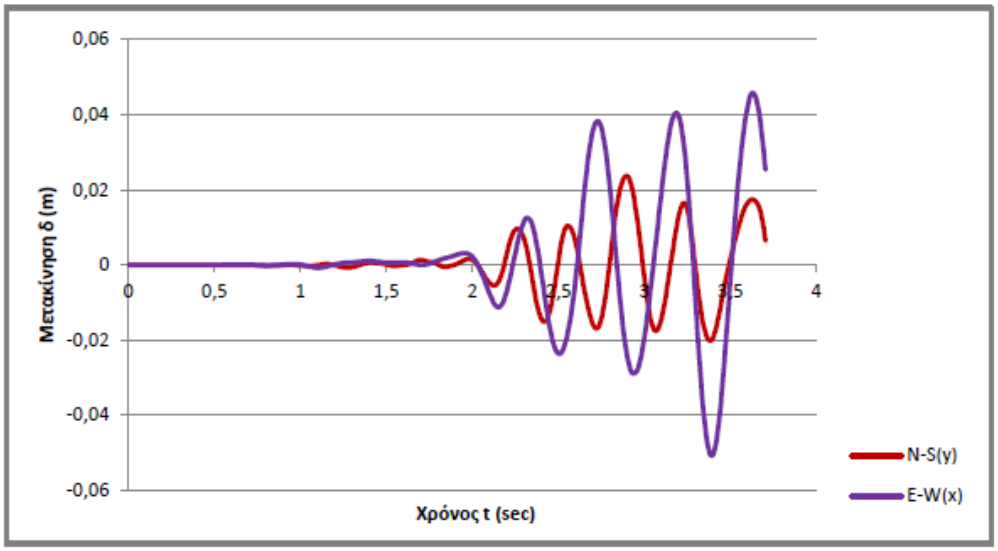
Όπως αναφέρθηκε, τα αποτελέσματα της ανάλυσης Pushover για το σενάριο κατασκευής με παρουσία κοντών υποστυλωμάτων δεν θεωρούνται αξιόπιστα λόγω της αρνητικής επίδρασης των τοίχων πλήρωσης. Ως εκ τούτου, απαιτείται από τους κανονισμούς η διενέργεια δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας.

Η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας πραγματοποιείται με επιβολή επιταχυνσιογραφημάτων από την καταγραφή σεισμού στις 03.02.2014 στο νησί της Κεφαλονιάς (Σχήμα 3). Παρακάτω παρουσιάζονται τα δυσμενή αποτελέσματα κάθε άξονα από την ΑΔΑ με σταδιακά αυξανόμενους συντελεστές κλιμάκωσης 0.1, 0.4 και 0.7 προκειμένου να προσδιοριστεί το σημείο κατάρρευσης της κατασκευής (Σχήμα 8). Τέλος, γίνεται σύγκριση μεταξύ της μέγιστης τέμνουσας βάσης που προκύπτει από την ΑΔΑ και των αποτελεσμάτων της ανελαστικής στατικής ανάλυσης – Pushover (Σχήμα 9).

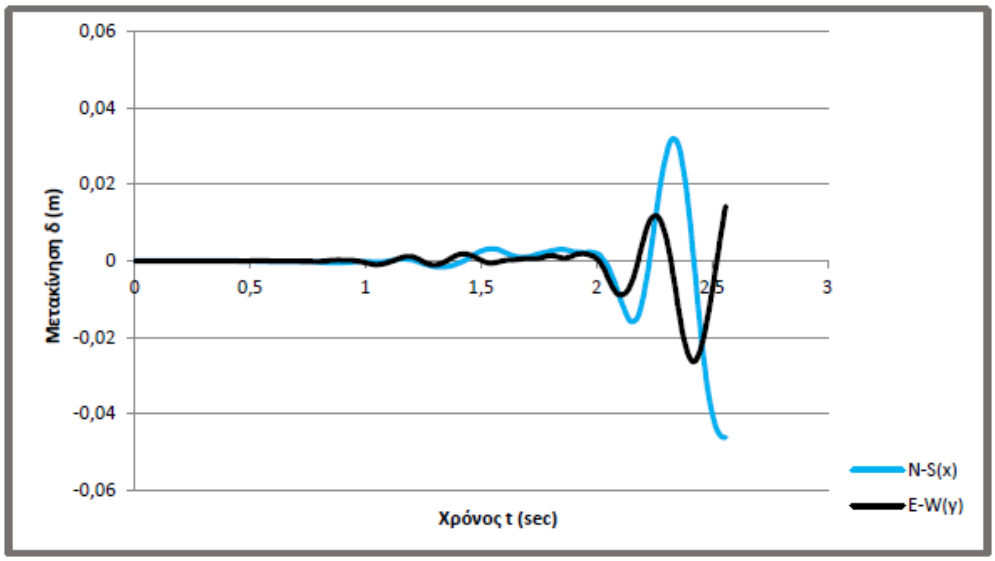
Αρχικά, η ανάλυση με συντελεστή κλιμάκωσης 0.1 δεν οδηγεί στην κατάρρευση της κατασκευής, καθώς η μετατόπιση είναι σχεδόν μηδενική μετά από 27 δευτερόλεπτα. Οι αστοχίες στα δομικά στοιχεία είναι περιορισμένες και αποτελούνται από διατμητικές αστοχίες δοκών.

Η αύξηση του συντελεστή κλιμάκωσης σε 0.4 οδηγεί στην κατάρρευση της κατασκευής, καθώς η μετακίνηση του κτιρίου φτάνει στο μέγιστο σημείο της σε σύντομο χρονικό διάστημα (3 sec) και δεν μηδενίζεται. Τα αποτελέσματα προέκυψαν από την ανάλυση των επιταχυνσιογραφημάτων κατά μήκος του άξονα x-x'. Οι σημαντικότερες αστοχίες που παρατηρήθηκαν είναι η διάτμηση των υποστυλωμάτων και των δοκών και η αστοχία περισφιγμένου σκυροδέματος. Κατά την ανάλυση στον άξονα y-y' με συντελεστή

κλιμάκωσης 0.4, δεν παρατηρείται κατάρρευση της κατασκευής. Οι περιορισμένες αστοχίες καταδεικνύουν την ανθεκτικότητα της κατασκευής.
Τέλος, διεξήχθη η ανάλυση με συντελεστή κλιμάκωσης 0.7, όπου όπως αναμένεται, η κατασκευή κατά την διεύθυνση x-x' καταρρέει. Το σύνολο της κατασκευής αστοχεί επίσης κατά τη διεύθυνση y-y'. Οι κύριες αστοχίες που σημειώνονται είναι η διάτμηση και η θραύση περισφιγμένου σκυροδέματος υποστυλωμάτων και δοκών. Οι αστοχίες εμφανίζονται αρχικά στα κοντά υποστυλώματα και στη συνέχεια στα υπόλοιπα δομικά στοιχεία.



(α)

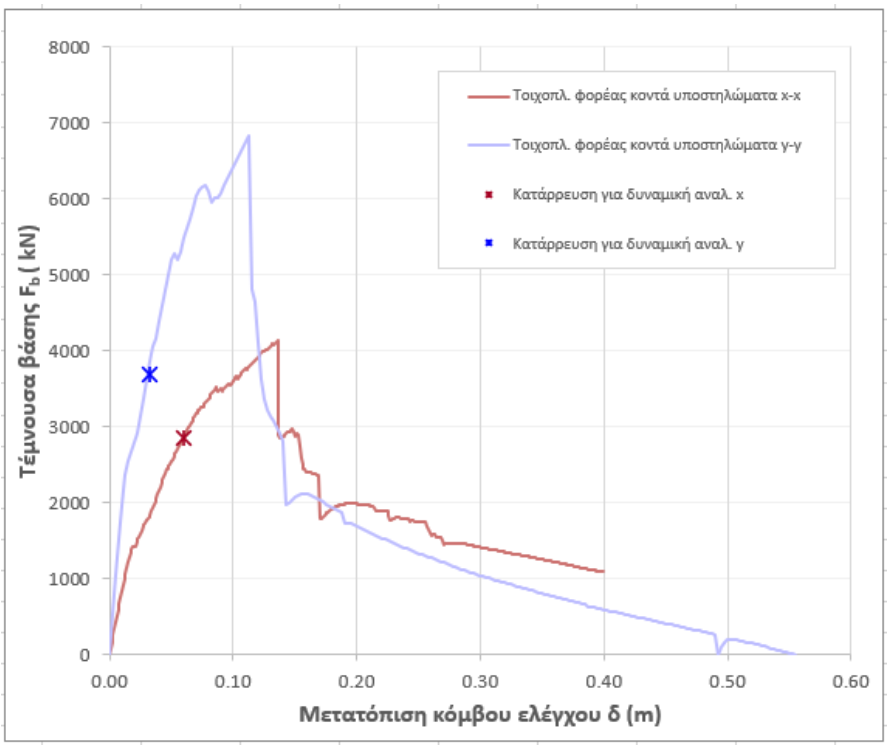


(β)

Σχήμα 8: Καμπύλες επιταχυνσιογραφημάτων για τις δυσμενέστερες περιπτώσεις στην διεύθυνση (α) x-x' και συντελεστή κλιμάκωσης 0.4 και (β) y-y' και συντελεστή κλιμάκωσης 0.7.

Τα δυσμενέστερα σενάρια κατάρρευσης της κατασκευής είναι στη διεύθυνση x-x' με συντελεστή κλιμάκωσης 0.4 και στη διεύθυνση y-y' με συντελεστή 0.7 (Σχήμα 8). Τα αποτελέσματα υποδηλώνουν ότι η κατασκευή έχει υψηλότερα αποθέματα αντοχής στον άξονα y-y' λόγω της παρουσίας ενός πρόσθετου πλαισίου. Οι μέγιστες τιμές αντοχής σημειώνονται F_{bx}=2860.5 kN και F_{by}=3697.44 kN, αντίστοιχα.

Οι μέγιστες τιμές τέμνουσας βάσης στο σημείο αστοχίας για την Pushover ανάλυση είναι F_{bx}=4133.84 kN και F_{by}=6825.64 kN. Οι μέγιστες μετατοπίσεις κόμβου ελέγχου παρατηρήθηκαν στον άξονα x-x' λόγω μειωμένης δυσκαμψίας και αύξησης της ιδιοπεριόδου και των μετατοπίσεων.



Σχήμα 9: Καμπύλες ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τις διευθύνσεις x-x' και y-y' με σημεία κατάρρευσης σύμφωνα με τις δυναμικές αναλύσεις.

Κατά τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων ανάλυσης, παρατηρούνται ορισμένες ομοιότητες και διαφορές (Σχήμα 9). Και οι δύο αναλύσεις συμφωνούν ότι η κατασκευή έχει την υψηλότερη αντοχή στη διεύθυνση y-y' και ότι η διεύθυνση x-x' έχει υψηλότερη μετατόπιση αστοχίας και ιδιοπερίοδο. Ωστόσο, υπάρχουν διαφορές στην προβλεπόμενο στάδιο κατάρρευσης της κατασκευής.

Η ΑΔΑ προβλέπει κατάρρευση της κατασκευής για χαμηλότερες τιμές τέμνουσας βάσης, η οποία διαφέρει από τα αποτελέσματα της ανάλυσης Pushover, όπως φαίνεται στο διάγραμμα σύγκρισης στο Σχήμα 9 (οι συνεχείς γραμμές αντιστοιχούν στα αποτελέσματα Pushover και τα στίγματα στα αποτελέσματα ΑΔΑ).

Στην περίπτωση αυτή, η κατανομή των δυνάμεων στο ύψος του κτιρίου δεν εξαρτάται από την 1η ιδιομορφή, σε αντίθεση με την υπόθεση της ανάλυσης Pushover ότι η πρώτη ιδιομορφή είναι κυρίαρχη. Συνεπώς, η ανάλυση Pushover θεωρείται αναξιόπιστη, διότι αναμένεται ευνοϊκή απόκριση της κατασκευής από αυτήν που πραγματικά συμβαίνει και η εφαρμογή της ΑΔΑ κρίνεται απαραίτητη.

4. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η απουσία φιλοσοφίας ικανοτικού σχεδιασμού αποδεικνύεται κατά την εφαρμογή των ανελαστικών αναλύσεων στις υφιστάμενες κατασκευές, καθώς όλα τα υποστυλώματα με ανεπαρκή σχεδιασμό αστοχούν σε διάτμηση. Από τις συγκριτικές καμπύλες απόκρισης Τέμνουσας βάσης - Μετακίνησης κόμβου ελέγχου όλων των περιπτώσεων προκύπτει το

συμπέρασμα ότι η συνολική τέμνουσα βάσης είναι ανάλογη του ποσοστού πλήρωσης με τοιχοποιία. Όσο μεγαλύτερο είναι το ποσοστό κάλυψης του φορέα με τοιχοποιία τόσο μεγαλύτερη είναι η τέμνουσα βάσης που εμφανίζεται. Πρώιμες διατμητικές αστοχίες εντοπίστηκαν στα κοντά υποστυλώματα της περιμέτρου. Επειτά από την σύγκριση της με την στατική ανελαστική ανάλυση καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η κατασκευή έρχεται στο σημείο κατάρρευσης για μικρότερες τιμές τέμνουσας βάσης και σε μικρότερες μετακινήσεις κορυφής όταν αποτιμάται με δυναμική ανελαστική ανάλυση.
Μετά τον ανασχεδιασμό του γυμνού φορέα διαπιστώνεται η καταλληλότητα της μεθόδου ενίσχυσης αφού οι διατμητικές αστοχίες στα υποστυλώματα εξαλείφονται. Επιπλέον, παρατηρείται αύξηση της ικανότητας για παραλαβή σεισμικών δυνάμεων αλλά και της μετακίνησης για την οποία σημειώνεται κατάρρευση της κατασκευής. Οι βλάβες πραγματοποιούνται για μεγαλύτερες μετακινήσεις του φορέα και μετά από το σημείο στάθμης επιτελεστικότητας που ορίζεται από τον κανονισμό ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στους ενισχυμένους φορείς με τοιχοπληρώσεις λόγω ύπαρξης των τοιχοποιιών πλήρωσης, οι τιμές τέμνουσας βάσης είναι υψηλές με αποτέλεσμα την κατακόρυφη πτώση της αντοχής. Μετά την ενίσχυση οι πρώτες βλάβες πραγματοποιούνται για μεγαλύτερες μετατοπίσεις και σε λιγότερα δομικά στοιχεία ενώ τα υποστυλώματα δεν αστοχούν έναντι διάτμησης.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Akyıldız T. , Kwiecień A. , Rousakis T. , Kramar M. (2018) Preliminary Numerical Analyses of Masonry Infill Walls before Shaking.
[2] Rousakis, T. et al. (2020) Deformable Polyurethane Joints and Fibre Grids for Resilient Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames with Orthoblock Brick Infills in: Polymers 12, Nr. 12. https://doi.org/10.3390/polym12122869
[3] Crisafulli, F. J. (1997) Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills.
[4] Moretti, M.; Tassios, T. P. (2007) Behaviour of short columns subjected to cyclic shear displacements: Experimental results in: Engineering Structures 29, H. 8, S. 2018–2029. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.11.001
[5] Li, Y.-A.; Huang, Y.-T.; Hwang, S.-J. (2014) *Seismic Response of Reinforced Concrete Short Columns Failed in Shear* in: ACI Structural Journal 111, H. 4. https://doi.org/10.14359/51686780
[6] T. C. Rousakis, Confinement of Concrete Columns by Fiber Rope Reinforcements. In: Monti J. (ed.) The 6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering – CICE 2012. Rome 13 - 15 of June 2012
[7] Rousakis, T. C. (2014) Elastic Fiber Ropes of Ultrahigh-Extension Capacity in Strengthening of Concrete through Confinement in: Journal of Materials in Civil Engineering 26, H. 1, S. 34–44. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000796
[8] Shimomura, T.; Phong, N. H. Structural performance of concrete members reinforced with continuous fiber rope – In Proceedings of the FRPRCS-8 Conference University of Patras, Patra, Greece, 16–18 July 2007.
[9] Di Ludovico, M.; Prota, A.; Manfredi, G. (2010) Structural Upgrade Using Basalt Fibers for Concrete Confinement in: Journal of Composites for Construction 14, H. 5, S. 541–552. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000114
[10] Kabay, N. (2014) Abrasion resistance and fracture energy of concretes with basalt fiber in: Construction and Building Materials 50, S. 95–101. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.09.040

[11] Banibayat, P.; Patnaik, A. (2014) Variability of mechanical properties of basalt fiber reinforced polymer bars manufactured by wet-layup method in: Materials & Design (1980-2015) 56, S. 898–906. https://doi.org/10.1016/j.matdes.2013.11.081
[12] Dhand, V. et al. (2015) A short review on basalt fiber reinforced polymer composites in: Composites Part B: Engineering 73, S. 166–180. https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2014.12.011
[13] Haldar, S. K. (2020) Introduction to Mineralogy and Petrology. 2. Aufl. San Diego: Elsevier.
[14] Ο.Α.Σ.Π (2022) *ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ελληνικός κανονισμός επεμβάσεων*
[15] Βισβίκη Ευαγγελία, «Αποτίμηση υφιστάμενου σχολικού κτιρίου τύπου Αθηνά για σεισμική ζώνη ΙΙΙ & ανασχεδιασμός με προσθήκη τοιχωμάτων και χρήση σύνθετων υλικών σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ. ΕΠΕ. », Διατριβή πτυχιακού διπλώματος, Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης, 2018
[16] Seismosoft [2021] "SeismoStruct 2021 – A computer program for static and Dynamic nonlinear analysis of framed structures," available from https://seismosoft.com/ [Software].
[17] Rousakis, T. C. et al. (2019) Prismatic RC columns externally confined with FRP sheets and pre-tensioned basalt fiber ropes under cyclic axial load in: Composites Part B: Engineering 163, S. 96–106. https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.11.024

ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια της απόκτησης του διπλώματος μου τον Οκτώβριο 2022 από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Δημοκρίτειου Πανεπιστημίου Ξάνθης υπό την επίβλεψη του Καθηγητή Ρουσάκη Θεόδωρου.

Ευχαριστίες απεύθυνονται στον επιβλέπων καθηγητή μου Ρουσάκη Θεόδωρο για την επιστημονική του καθοδήγηση, τις ουσιαστικές υποδείξεις του, την επιμονή του και το αμείωτο ενδιαφέρον του από την αρχή μέχρι το τέλος, καθώς και στην Seismosoft για τη δωρεάν παραχώρηση του λογισμικού.

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΧΟΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

ΦΩΤΙΟΣ ΑΠΟΣΤΟΛΟΥ
Πολιτικός Μηχανικός, ΕΜΠ (2023), fsapostolou@gmail.com

Περίληψη
Πραγματοποιείται πρωτοβάθμιος, δευτεροβάθμιος και τριτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος σε τριώροφο σχολικό κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος του 2003 με μεγάλη εκκεντρότητα τοιχωμάτων. Στον τριτοβάθμιο προσεισμικό γίνεται σύγκριση αποτελεσμάτων μεταξύ ΚΑΝΕΠΕ-ΕΚ8/ Με και Χωρίς τοιχοπληρώσεις/ Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων Υψηλή-Ικανοποιητική/ Στάθμη επιτελεστικότητας Β1-Γ0 προκύπτωντας έτσι 16 διαφορετικές περιπτώσεις ελέγχου. Στη συνέχεια μελετάται η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών καθώς και η διαφορά στα αποτελέσματα των στοχευόμενων μετακινήσεων σε ΚΑΝΕΠΕ και ΕΚ8. Τέλος, πραγματοποιείται μια συμπληρωματική γραμμική δυναμική ανάλυση και γίνεται έλεγχος των κοντών δοκών και υποστυλωμάτων.

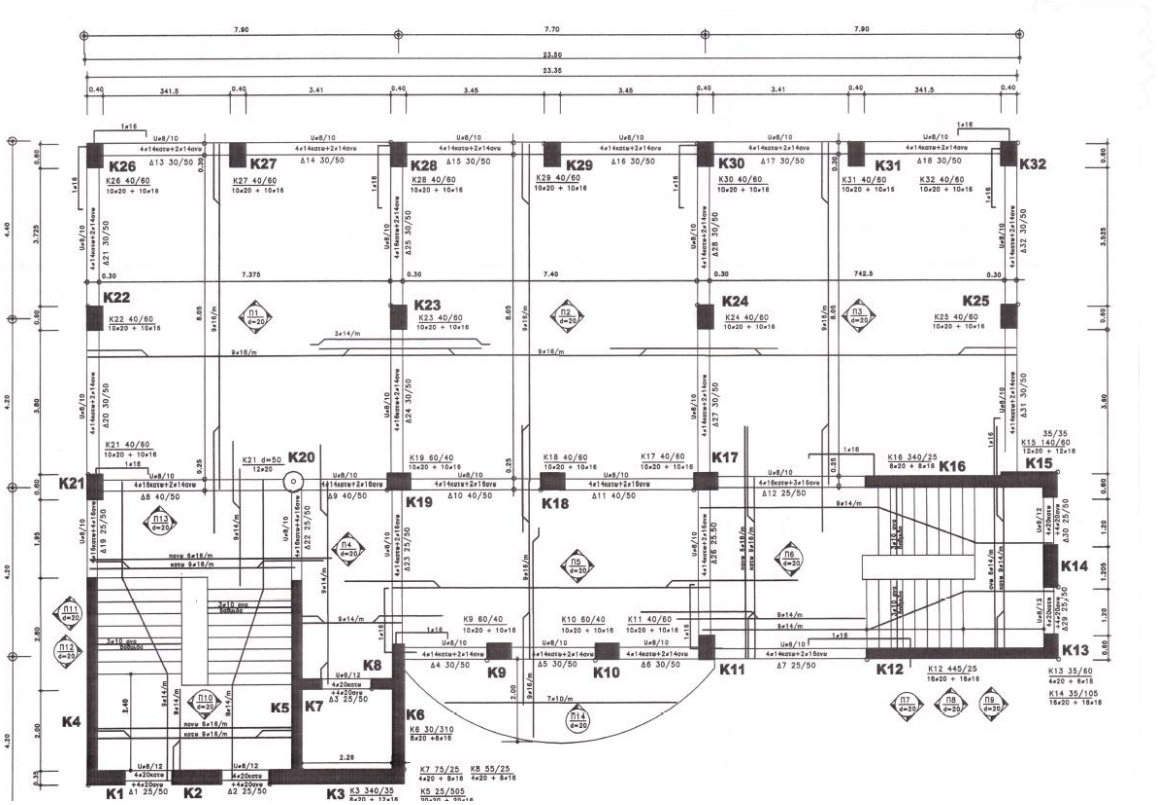
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η ανάγκη για την αντισεισμική θωράκιση όλων των υφιστάμενων σχολικών κτιρίων είναι αδιαμφισβήτητα σημαντική. Με ποιόν τρόπο, όμως, εντοπίζονται άμεσα και φθηνά τα πιο τρωτά κτίρια με σκοπό να υπολογιστεί η σεισμική τους ικανότητα και να ενισχυθούν σε περίπτωση που απαιτηθεί; Η πρώτη, σύντομη, αλλά και λιγότερο ακριβής κατάταξη γίνεται μέσω του πρωτοβάθμιου προσεισμικού ελέγχου. Συμπληρώνεται ένα δελτίο ελέγχου μέσω αυτοψίας βάση ποιοτικών κριτηρίων. Στην συνέχεια, τα κρισιμότερα κτίρια περνούν στο δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο, το ενδιάμεσο στάδιο που με απλούς υπολογισμούς θα εντοπίσει τα κτίρια που είναι ανάγκη να περάσουν από τον τριτοβάθμιο προσεισμικό έλεγχο, τον μόνο έλεγχο που βγάζει ακριβή αποτελέσματα σχετικά με την ενίσχυση ή όχι του κτιρίου. Από αυτά τα τρία στάδια ελέγχου επιλέχθηκε να περάσει ένα τριώροφο σχολικό κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος μελετημένο το 2003 στην περιοχή των Γρεβενών. Το μεγαλύτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει ο τριτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος, καθώς οι επιλογές του μελετητή μπορεί να επηρεάσουν καθοριστικά τα αποτελέσματα της σεισμικής αποτίμησης. Δηλαδή να εφαρμοστεί Κανονισμός Επεμβάσεων ή Ευρωκώδικας 8, να ληφθούν υπόψιν οι τοιχοπληρώσεις ή όχι, να εξασφαλίσθεί στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων υψηλή ή να παραμείνει στην ικανοποιητική αλλά και να εξεταστεί η στάθμη επιτελεστικότητας Β1 ή Γ0; Όλες αυτές οι 16 διαφορετικές περιπτώσεις που προκύπτουν εξετάζονται και συγκρίνονται. Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι και τα 2 κλιμακοστάσια του κτιρίου είναι χωροθετημένα στην βόρεια πλευρα με τοιχώματα μήκους περί τα 4 m , θέτοντας έτσι το κέντρο στροφής αρκετά μακριά από το κέντρο μάζας. Έτσι είναι ανάγκη να διερευνηθεί αν η στατική ανελαστική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί, αλλά και τι αποτελέσματα βγάζει σε κάθε περίπτωση, καθώς πιθανότατα θα είναι συμπληρωματική με μια γραμμική δυναμική ανάλυση. Ακόμα, παρατηρείται ότι στην νότια όψη οι τοιχοπληρώσεις διακόπτονται, δημιουργώντας έτσι «θέσει» κοντά υποστυλώματα, τα οποία πρέπει να ληφθούν με κάποιο τρόπο υπόψιν στο λογισμικό. Τέλος, μεταξύ των τοιχωμάτων κλιμακοστασίου υπάρχουν υψίκορμες δοκοί, οι οποίες θέλουν προσεκτική διαχείριση.

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ-ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Πρόκειται για τριώροφο σχολικό κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος με υπόγειο στην περιοχή των Γρεβενών. Λειτουργεί ως λύκειο και εξυπηρετεί τις εκπαιδευτικές ανάγκες τουλάχιστον 200 μαθητών. Η χρονολογία της μελέτης είναι το 2003 και οι κανονισμοί που εφαρμόστηκαν ο ΕΑΚ 2000 και ο ΕΚΩΣ. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι σκυρόδεμα C20/25 και χάλυβας αντοχής S500s. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1 εξωτερικές διαστάσεις της κάτοψης

είναι 23.50 x 16.425m και το καθαρό εμβαδόν κάτοψης 341m^2 σταθερό σε όλες τις στάθμες, με ύψος ορόφου 3m.



Σχήμα 1: Ξυλότυπος οροφής ισογείου

Η προσομοίωση του κτιρίου έγινε στο πρόγραμμα Seismobuild 2023 της SEISMOSOFT [1]. Στο μοντέλο δεν προσομοιώθηκε η σκάλα υπέρ της ασφαλείας, καθώς προσδίδει πρόσθετη δυσκαμψία στην κατασκευή. Ωστόσο, για να ληφθούν σωστά υπόψιν τα κατακόρυφα φορτία δημιουργήθηκε μια ισοδύναμη πλάκα. Ακόμη, δεν υπήρχε η δυνατότητα στο λογισμικό να αραιώνουν και να πυκνώνουν οι συνδετήρες κατά μήκος ενός στοιχείου, συνεπώς υπολογίστηκε χειροκίνητα μια σταθερή ισοδύναμη απόσταση συνδετήρων χωρίς να υπάρχουν κρίσιμες περιοχές. Επίσης, το στοιχείο Κ4 προσομοιώθηκε ως 2 ξεχωριστά τοιχώματα μήκους 2.00 m και 2.80 m, με σκοπό να προσομοιωθούν και οι 4 «κρυφοκολώνες» του στοιχείου. Όσον αφορά τις τοιχοπληρώσεις κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§2.1.4.2.γ), είναι υποχρεωτικό να συνεκτιμώνται στην ανάληψη σεισμικών δράσεων όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό σε τοπικό ή γενικό επίπεδο. Ωστόσο, στην συγκεκριμένη περίπτωση από την μία προσθέτουν επιπλέον δυσκαμψία, άρα μικρότερες μετακινήσεις (θετικό), αλλά από την άλλη λόγω των τοιχοπληρώσεων δημιουργούνται τα κοντά υποστυλώματα (αρνητικό). Συνεπώς, δεν είναι ξεκάθαρο εξαρχής αν επιδρούν θετικά ή αρνητικά στην κατασκευή, οπότε εξετάζονται και οι 2 περιπτώσεις. Όσον αφορά στους υαλοπίνακες του κλιμακοστασίου, λήφθηκαν υπόψιν μόνο ως κατακόρυφο φορτίο αντίστοιχο της τοιχοποιΐας.

3. ΠΡΩΤΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

Συμπληρώθηκε το δελτίο πρωτοβάθμιου προσεισμικού ελέγχου [2] θεωρώντας βασική βαθμολογία ίση με 8 λόγω της χρονολογίας της κατασκευής (2003), ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ι (Γρεβενά) και κατηγορία εδάφους Β, Η τελική βαθμολογία του κτιρίου είναι

5.6 και με βάση τον κανονισμό κατατάσσεται οριακά στην κατηγορία χαμηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου.

Πίνακας 1:Δελτίο πρωτοβάθμιου προσεισμικού ελέγχου

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ	ΟΣγ
Βασική βαθμολογία, αναλόγως δομικού τύπου	8
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I	-0.5
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II ή III	-
Έδαφος κατηγορίας Β (για αποδεδειγμένως Α: -0.1)	-0.3
Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ	-
Έδαφος Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων -	-
Έδαφος κατηγορίας Χ	-
Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα	-
Χωρίς αντισεισμικό κανονισμό	-
Κακή κατάσταση	-
Κρούση με γειτονικά κτίρια	-
Pilotis ή /και κοντά υποστυλώματα	-0.5
Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	-
Μεγάλο ύψος	-
Μη κανονικότητα σε τομή	-
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-
Στρέψη (έντονη)	-0.5
Ένταση λειτουργίας	-
Αριθμός χρηστών ≤ 9	-
Αριθμός χρηστών 10-99	-
Αριθμός χρηστών ≥ 100	-0.6
ΑΡΧΙΚΗ ΔΟΜΙΚΗ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ (αβ)	**5.6**
Στοιχεία πρόσθετης τρωτότητας	-
Ενδεχόμενη τρωτότητα έναντι άλλων αιτιών	-
ΤΕΛΙΚΗ ΔΟΜΙΚΗ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ (τβ)	**5.6**

4. ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

Μέσω του ελέγχου αυτού [3] γίνεται εκ νέου κατάταξη των κρισιμότερων κτιρίων του πρωτοβάθμιου ελέγχου με σκοπό να κριθεί εάν χρειάζεται να περάσουν στον τριτοβάθμιο. Υπολογίζεται προσσεγγιστικά η δράση και η αντίσταση της κατασκευής και βάση αυτού του λόγου το κτίριο κατατάσσεται σε κατηγορία σεισμικής κλάσης. Οι αναλυτικοί υπολογισμοί αυτής της διαδικασίας δεν παρουσιάζονται στην παρούσα εργασία (υπάρχουν στο [4]), καθώς στόχος είναι μόνο η ποιοτική σύγκριση κάποιων κριτηρίων σε σχέση με τον τριτοβάθμιο έλεγχο. Παρουσιάζεται λοιπόν στον πίνακα 2, η τελική βαθμολογία των 13 στοιχείων τρωτότητας που διαμορφώνουν τον μειωτικό συντελεστή «β», βάση του οποίου από απομειώνεται το άθροισμα των διατμητικών αντοχών των κατακόρυφων στοιχείων του ισογείου της κατασκευής. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον έχει το κριτήριο της στρέψης που έλαβε και την δυσμενέστερη βαθμολογία, καθώς και τον κοντών υποστυλωμάτων που παρόλο που υπάρχουν έλαβε την ευμενέστερη βαθμολογία λόγω του έντονου βαθμού τοιχωματοποίησης.

Πίνακας 2: Τελική βαθμολογία κριτηρίων τρωτότητας

α/α	Κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης	Βαθμός Επιβάρυνσης βi		Συντελεστές
		Κατά X	**Κατά Y**	
1	Βλάβες στατικής ανεπάρκειας	5	5	0.10
2	Οξείδωση οπλισμών	5	5	0.10
3	Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου	5	5	0.05
4	Κανονικότητα κάτοψης	5	5	0.05
5	Κανονικότητα δυσκαμψίας σε κάτοψη - στρέψη	2	1	0.10
6	Κανονικότητα σε τομή / όψη	5	5	0.05
7	Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος - μαλακός όροφος	5	5	0.15
8	Κατανομή μάζας καθ' ύψος	5	5	0.05
9	Κοντά υποστυλώματα	5	5	0.15
10	Κατακόρυφες ασυνέχειες	5	5	0.05
11	Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων	2.75	2.75	0.05
12	Γειτονικά κτίρια	5	5	0.05
13	Κακοτεχνίες, τραυματισμοί	5	5	0.05
Τελικός συντελεστής		**0.92**	**0.90**	

5. ΤΡΙΤΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

5.1. ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η πρώτη ανάλυση που πραγματοποιείται είναι η ιδιομορφική, μέσω της οποίας υπολογίζονται οι ιδιομορφές και οι ιδιοπερίοδοι, απαραίτητα δεδομένα για τον υπολογισμό των φορτίων και των στοχευόμενων μετακινήσεων για την pushover και των φασματικών επιταχύνσεων για την γραμμική δυναμική ανάλυση. Να σημειωθεί ότι ο λόγος για τον οποίο μετά από 16 ιδιόμορφες το άθροισμα της ταλαντούμενης μάζας είναι μικρότερο από 90% εξηγείται από το γεγονός ότι το λογισμικό λαμβάνει υπόψιν του και την μάζα του υπογείου η οποία δεν ταλαντώνεται. Ωστόσο προτιμήθηκε να συμπεριληφθεί το υπόγειο στο μοντέλο καθώς έτσι προσομοιώνονται καλύτερα οι συνοριακές συνθήκες στήριξης των κατακόρυφων στοιχείων του ισογείου. Παρουσιάζονται στους πίνακες 3 & 4 οι ίδιοπερίοδοι για αρηγμάτωτες και ρηγματωμένες διατομές, καθώς οι υπολογισμοί των στοχευόμενων μετακινήσεων γίνονται για αρηγμάτωτες διατομές ενώ των φασματικών επιταχύνσεων για ρηγματωμένες.

Πίνακας 3: Ιδιοπερίοδοι για αρηγμάτωτες διατομές και ποσοστά συμμετοχής μάζας ανά ιδιομορφή χωρίς τοιχοπληρώσεις

Mode	Period	[Ux]	[Uy]	[Uz]	[Rx]	[Ry]	[Rz]
1	0.21	23%	24%	0%	4%	2%	25%
2	0.13	28%	40%	0%	7%	3%	1%
3	0.08	15%	5%	0%	2%	3%	45%
4	0.06	0%	0%	11%	0%	2%	0%
5	0.06	5%	5%	0%	2%	1%	3%
6	0.05	0%	0%	3%	0%	3%	0%
7	0.05	0%	0%	12%	2%	0%	0%
8	0.05	0%	0%	0%	3%	0%	0%
9	0.04	0%	0%	5%	8%	1%	0%
10	0.04	0%	0%	4%	7%	2%	0%
11	0.04	0%	0%	0%	0%	1%	0%

12	0.04	0%	0%	7%	0%	11%	0%
13	0.04	0%	0%	1%	1%	3%	0%
14	0.04	0%	0%	6%	3%	10%	0%
15	0.04	0%	0%	3%	5%	6%	0%
16	0.03	10%	8%	0%	2%	1%	0%
Σύνολα		**81%**	**83%**	**53%**	**46%**	**48%**	**74%**

Πίνακας 4: Ιδιοπερίοδοι για ρηγματωμένες διατομές και ποσοστά συμμετοχής μάζας ανά ιδιομορφή χωρίς τοιχοπληρώσεις

Mode	Period	[Ux]	[Uy]	[Uz]	[Rx]	[Ry]	[Rz]
1	0.29	24%	27%	0%	4%	2%	27%
2	0.18	32%	42%	0%	7%	3%	1%
3	0.12	16%	7%	0%	2%	3%	49%
4	0.08	6%	5%	0%	2%	0%	3%
5	0.07	0%	0%	10%	0%	2%	0%
6	0.07	0%	0%	2%	2%	2%	0%
7	0.07	0%	0%	17%	0%	3%	0%
8	0.06	0%	0%	0%	3%	0%	0%
9	0.05	0%	0%	6%	10%	1%	0%
10	0.05	0%	0%	0%	0%	1%	0%
11	0.05	0%	0%	4%	7%	2%	0%
12	0.05	0%	0%	3%	0%	1%	0%
13	0.05	0%	0%	5%	0%	11%	0%
14	0.05	0%	0%	7%	2%	11%	0%
15	0.05	0%	1%	4%	5%	10%	0%
16	0.04	0%	1%	0%	2%	0%	2%
Σύνολα		**81%**	**83%**	**53%**	**46%**	**48%**	**74%**

5.2. ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η στατική ανελαστική ανάλυση είναι αυτή που θα δώσει την τελική καμπύλη ικανότητας της κατασκευής. Τα δεδομένα που ζητήθηκαν είναι τα εξής:

Σεισμική Δράση:

- Εδαφική επιτάχυνση (PGA):0.16g
- Φάσμα ΕΚ8
- Τύπος Φάσματος 1
- Τύπος εδάφους Β
- Κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙΙ
- Απόσβεση 5%

Στόχοι επιτελεστικότητας:

- Στάθμη Επιτελεστικότητας σημαντικές βλάβες (ΣΕ) : Β1
- Στάθμη Επιτελεστικότητας οιονεί κατάρρευση (ΣΕ) : Γ0

Σύμφωνα με τον πίνακα ΠΑ.2.1. του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για κτίρια σπουδαιότητας ΙΙΙ, όπως οι εκπαιδευτικοί χώροι, η ελάχιστη στάθμη επιτελεστικότητας που πρέπει να ικανοποιείται είναι η Β1 (10% στα 50 χρόνια), ωστόσο για λόγους σύγκρισης επιλέγεται να εξεταστεί και η στάθμη επιτελεστικότητας Γ0 (2% στα 50 χρόνια).

Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ):

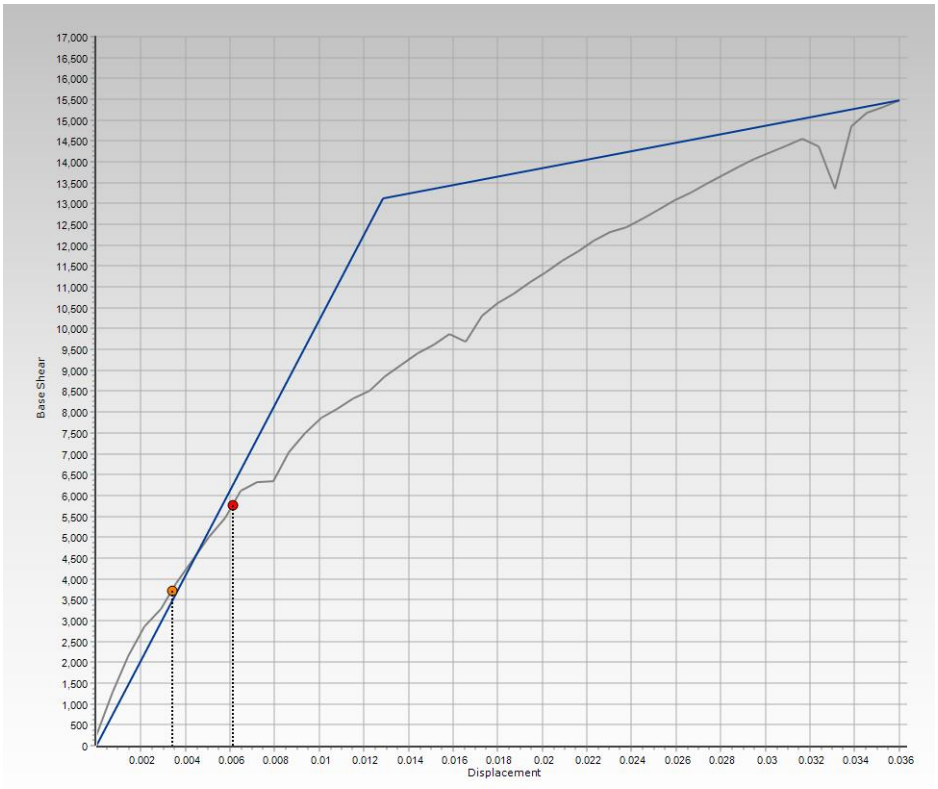
- Ικανοποιητική ΣΑΔ
- Υψηλή ΣΑΔ

Παράμετροι ανάλυσης Pushover:

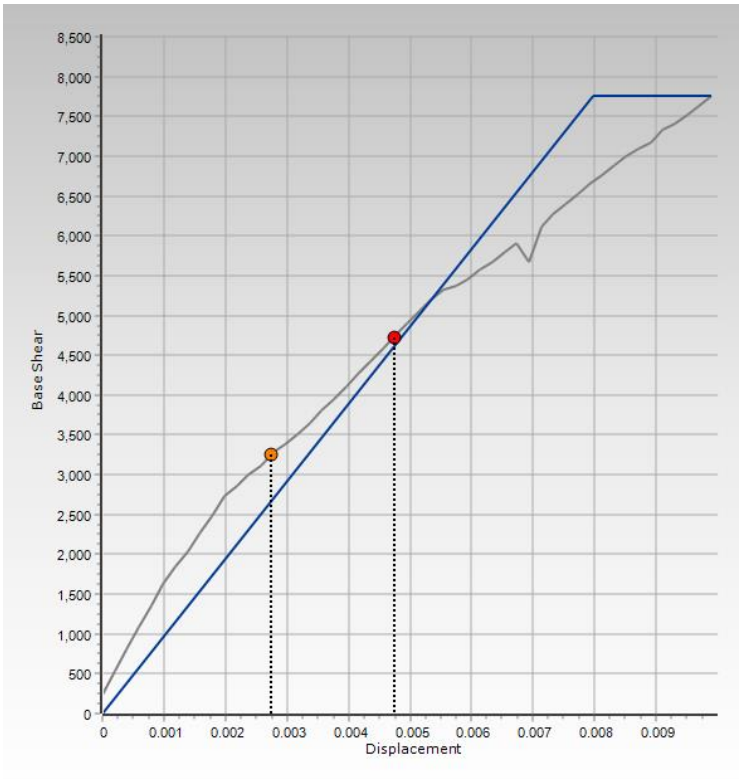
Σημαντικός παράγοντας που μπορεί να επηρεάσει τα αποτελέσματα είναι η επιλογή της μέγιστης σχετικής μετακίνησης (drift) που θα σταματήσει το λογισμικό την ανάλυση. Η προεπιλογή είναι στο 2% (στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.-σχόλιο §5.7.1.2- αναφέρεται ότι αρκεί χάραξη της καμπύλης αντίστασης σε σημείο 50% μεγαλύτερο της στοχευόμενης μετακίνησης), ωστόσο όπως προκύπτει από τα Σχήματα 2 & 3 πρόκειται για ένα ιδιαίτερα δύσκαμπτο κτίριο με σχετικά μικρή μετατόπιση οροφής κατά την αστοχία. Συνεπώς, για να γίνει καλύτερα η διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας επιλέχθηκε μέγιστο drift ίσο με 0.40% κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. [5] και 0.11% κατά Ευρωκώδικα 8 [6]. Τέλος, για τους ελέγχους κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. επιλέχθηκαν 64 συνδυασμοί, 32 με ομοιόμορφη κατανομή φορτίου και 32 με ιδιομορφική κατανομή. Αντιθέτως, για τους ελέγχους με Ευρωκώδικα οι συνδυασμοί είναι 16, 8 με ιδιομορφική και 8 με ομοιόμορφη κατανομή.

Περιπτώσεις προσομοιωμάτων που εξετάστηκαν και αποτελέσματα:

Αφού έγινε εισαγωγή όλων των απαραίτητων δεδομένων, έγινε διερεύνηση σχετικά με το πως επηρεάζουν τα αποτελέσματα παράγοντες όπως η επιλογή του κανονισμού, της στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων, των τοιχοπληρώσεων και της στάθμης επιτελεστικότητας. Συνεπώς, οι 16 συνδυασμοί που προκύπτουν παρουσιάζονται στον Πίνακα 5. Από το Σχήμα 5 έως το Σχήμα 20 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των περιπτώσεων Π1 έως Π16 , ενώ στο Σχήμα 4 φαίνεται η ονοματολογία των μελών για την καλύτερη κατανόηση των συντελεστών αξιοποίησης του Πίνακα 5.



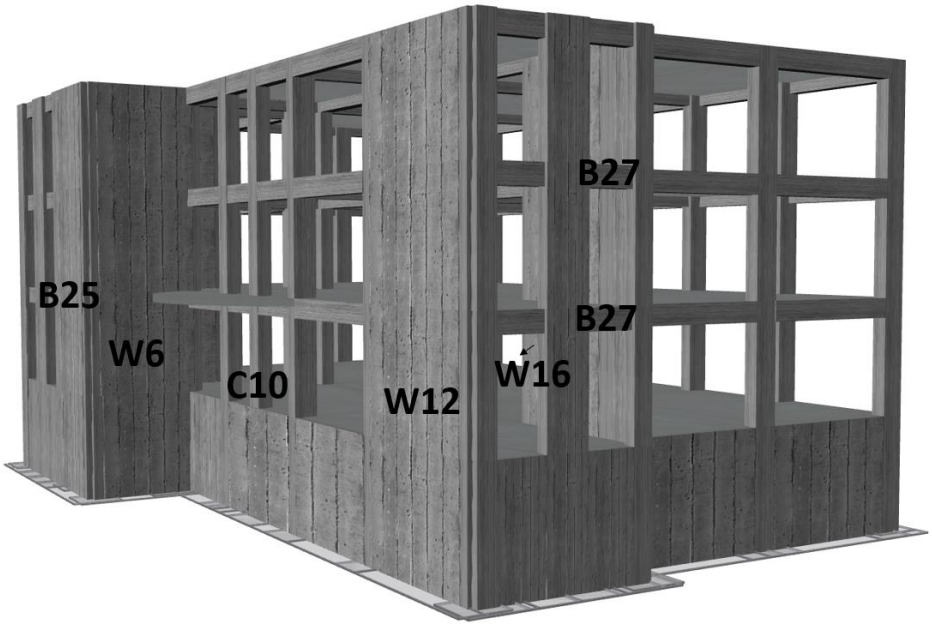
Σχήμα 2: Καμπύλη ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τον συνδυασμό Modal X+ (Προσομοίωμα Π5) για ΣΕ Β1(0.0033m-3888 kN) και για ΣΕ Γ0(0.0061 m-5817 kN)



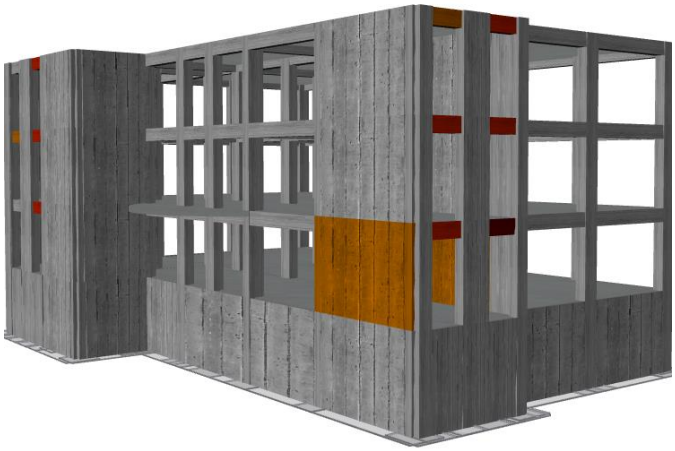
Σχήμα 3: Καμπύλη ικανότητας κατά Ευρωκώδικα για τον συνδυασμό Modal X+ (Προσομοίωμα Π13) για ΣΕ Β1 (0.0027m-3386 kN) και για ΣΕ Γ0 (0.0047 m-4737 kN)

Πίνακας 5:Συνδυασμοί διαφορετικών περιπτώσεων προσομοιωμάτων που έγιναν οι έλεγχοι

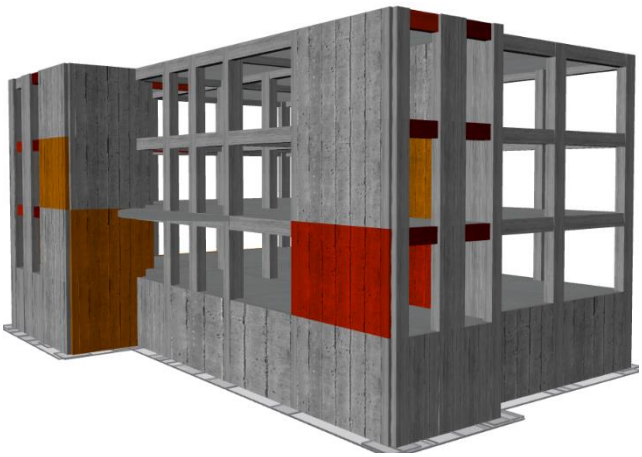
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ		ΤΟΙΧΟ-ΠΛΗΡΩΣΕΙΣ		ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ		ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕ-ΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	
		ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΥΨΗΛΗ	Β1	Γ0
1	ΚΑΝ.ΕΠΕ		X	X		X	
2			X	X			X
3			X		X	X	
4			X		X		X
5		X		X		X	
6		X		X			X
7		X			X	X	
8		X			X		X
9	ΕΚ8		X	X		X	
10			X	X			X
11			X		X	X	
12			X		X		X
13		X		X		X	
14		X		X			X
15		X			X	X	
16		X			X		X



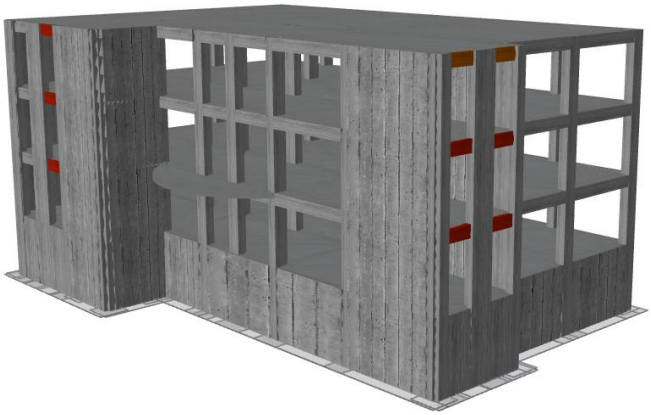
Σχήμα 4: Προοπτικό κτιρίου με τις ονοματολογίες των μελών που παρουσιάζονται οι συντελεστές αξιοποίησής ανά περίπτωση



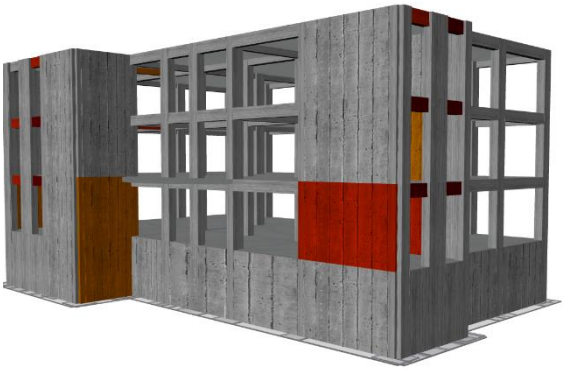
Σχήμα 5:Π1.Έλεγχος σε διάτμηση-ΚΑΝ.ΕΠΕ.-Χωρίς τοιχοπληρώσεις-ΣΑΔ:Ικανοποιητική-ΣΕ:Β1



Σχήμα 6: Π2.Έλεγχος σε διάτμηση-ΚΑΝ.ΕΠΕ.-Χωρίς τοιχοπληρώσεις-ΣΑΔ:Ικανοποιητική-ΣΕ:Γ0



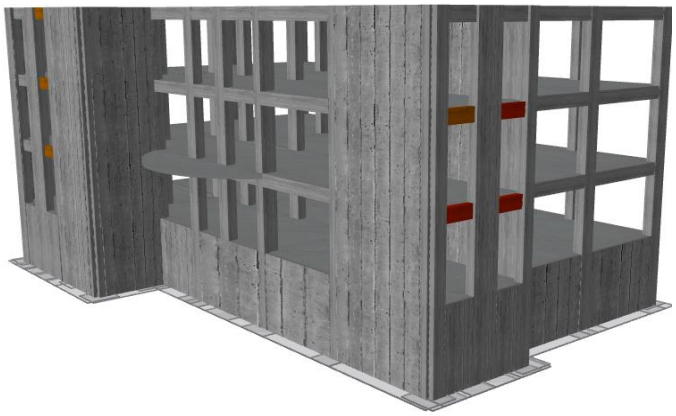
Σχήμα 7: Π3.Έλεγχος σε διάτμηση-ΚΑΝ.ΕΠΕ.-Χωρίς τοιχοπληρώσεις-ΣΑΔ:Υψηλή-ΣΕ:Β1



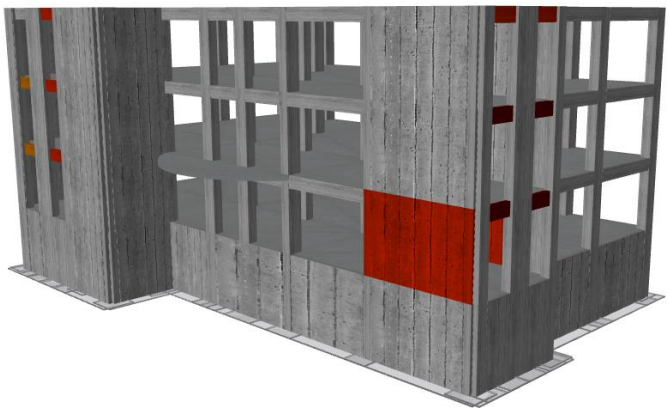
Σχήμα 8: Π4.Έλεγχος σε διάτμηση-ΚΑΝ.ΕΠΕ.-Χωρίς τοιχοπληρώσεις-ΣΑΔ: Υψηλή -ΣΕ:Γ0

Πίνακας 6:Συντελεστές εκμετάλλευσης μελών περιπτώσεων Π1-Π4

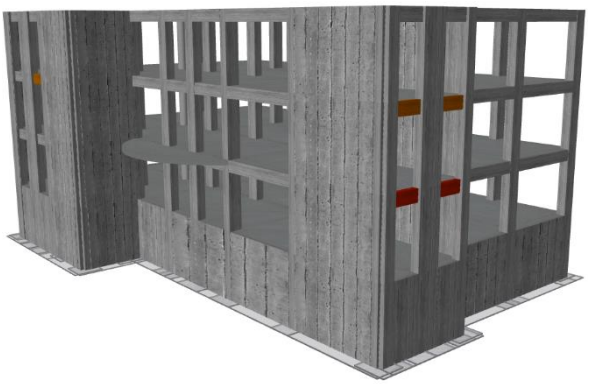
	Π1	Π2	Π3	Π4
W12 Ισογείου	1.06	1.67	0.97	1.54
W16 Ισογείου	1.03	1.82	0.96	1.69
W6 Ισογείου	0.95	1.10	0.89	1.01
C10 Ισογείου	0.12	0.19	0.11	0.18
B27 (1ο διάφραγμα)	2.13	2.89	1.97	2.68
B27(2ο διάφραγμα)	1.90	2.92	1.76	2.70
B25 Ισογείου	1.42	2.20	1.31	2.04



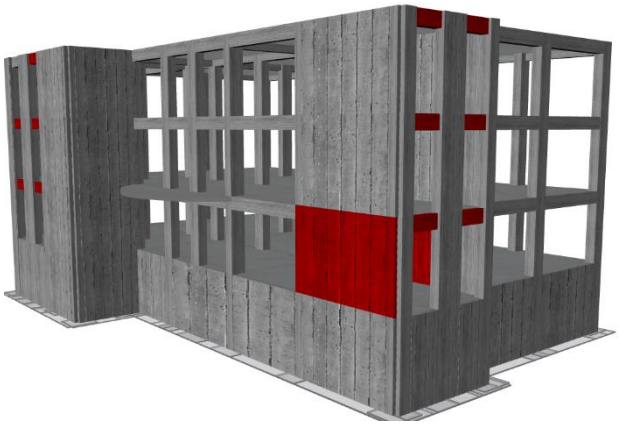
Σχήμα 9:Π5.Έλεγχος σε διάτμηση-ΚΑΝ.ΕΠΕ.-Με τοιχοπληρώσεις-ΣΑΔ:Ικανοποιητική-ΣΕ:Β1



Σχήμα 10: Π6.Έλεγχος σε διάτμηση-ΚΑΝ.ΕΠΕ.-Με τοιχοπληρώσεις-ΣΑΔ:Ικανοποιητική-ΣΕ:Γ0



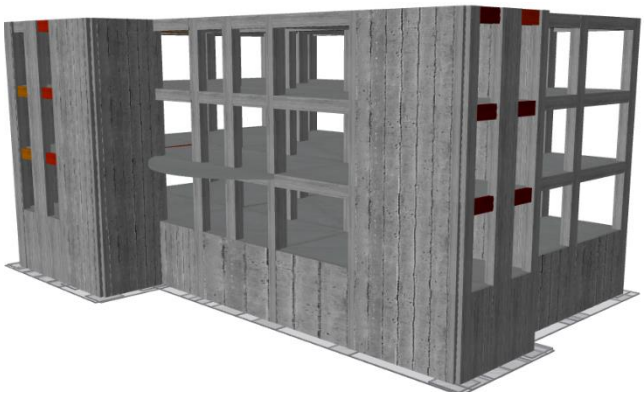
Σχήμα 11: Π7.Έλεγχος σε διάτμηση-ΚΑΝ.ΕΠΕ.-Με τοιχοπληρώσεις-ΣΑΔ:Υψηλή-ΣΕ:Β1



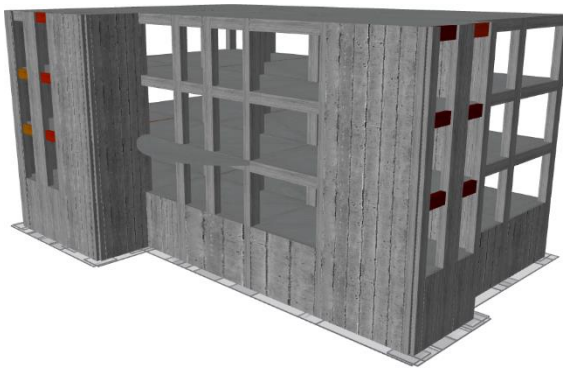
Σχήμα 12: Π8.Έλεγχος σε διάτμηση-ΚΑΝ.ΕΠΕ.-Με τοιχοπληρώσεις -ΣΑΔ: Υψηλή -ΣΕ:Γ0

Πίνακας 7:Συντελεστές εκμετάλλευσης μελών περιπτώσεων Π5-Π8

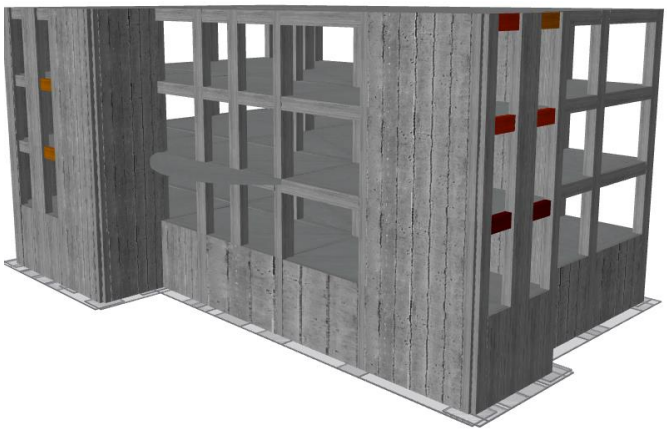
	Π5	Π6	Π7	Π8
W12 Ισογείου	0.98	1.52	0.90	1.39
W16 Ισογείου	0.83	1.26	0.77	1.13
W6 Ισογείου	0.91	0.93	0.85	0.86
C10 Ισογείου	0.11	0.15	0.10	0.13
B27 (1ο διάφραγμα)	1.60	2.73	1.48	2.53
B27(2ο διάφραγμα)	1.26	2.29	1.16	2.12
B25 Ισογείου	1.05	1.65	0.97	1.52



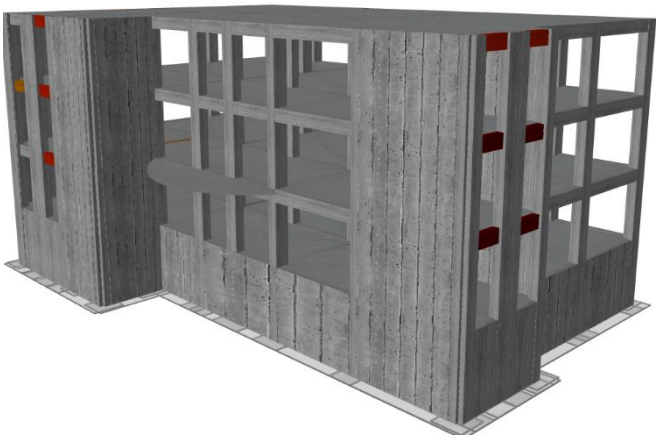
Σχήμα 13: Π9.Έλεγχος σε διάτμηση-ΕΚ8.-Χωρίς τοιχοπληρώσεις-ΣΑΔ:Ικανοποιητική-ΣΕ:Β1



Σχήμα 14: Π10.Έλεγχος σε διάτμηση-ΕΚ8.-Χωρίς τοιχοπληρώσεις-ΣΑΔ:Ικανοποιητική-ΣΕ:Γ0



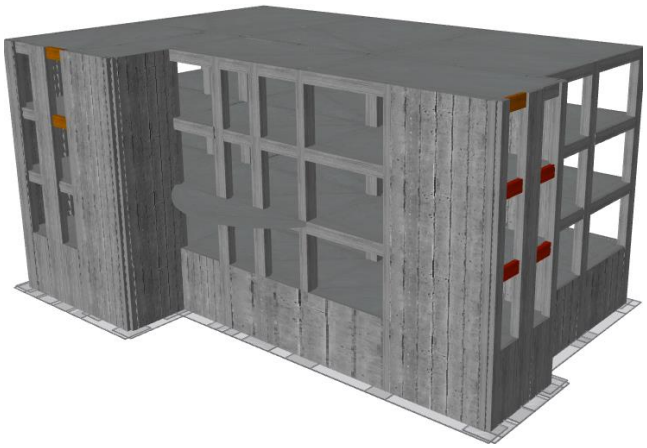
Σχήμα 15: Π11.Έλεγχος σε διάτμηση-ΕΚ8.-Χωρίς τοιχοπληρώσεις-ΣΑΔ:Υψηλή-ΣΕ:Β1



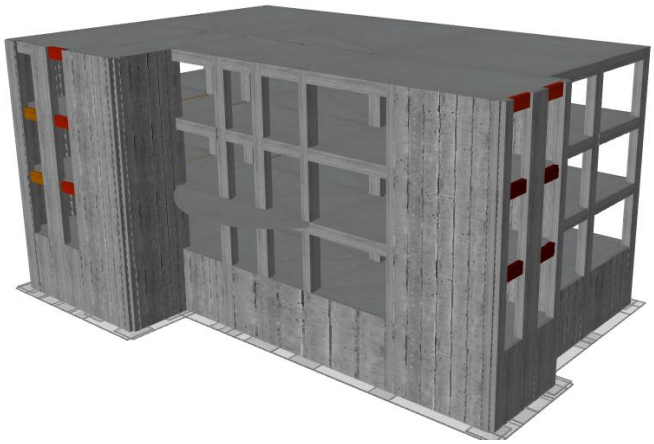
Σχήμα 16:Π12.Έλεγχος σε διάτμηση-ΕΚ8.-Χωρίς τοιχοπληρώσεις-ΣΑΔ: Υψηλή -ΣΕ:Γ0

Πίνακας 8:Συντελεστές εκμετάλλευσης μελών περιπτώσεων Π9-Π10

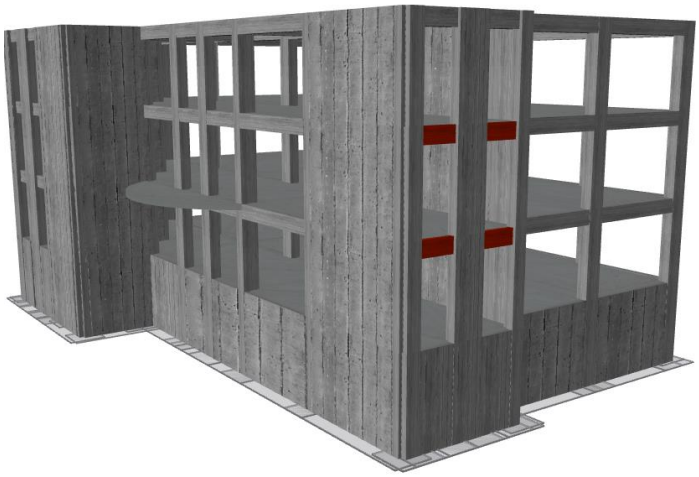
	Π9	Π10	Π11	Π12
W12 Ισογείου	0.52	0.83	0.45	0.71
W16 Ισογείου	0.61	0.81	0.54	0.73
W6 Ισογείου	0.58	0.78	0.49	0.66
C10 Ισογείου	0.11	0.14	0.10	0.12
B27 (1ο διάφραγμα)	2.41	3.25	2.09	2.82
B27(2ο διάφραγμα)	2.11	2.82	1.83	2.45
B25 Ισογείου	1.31	1.77	1.13	1.54



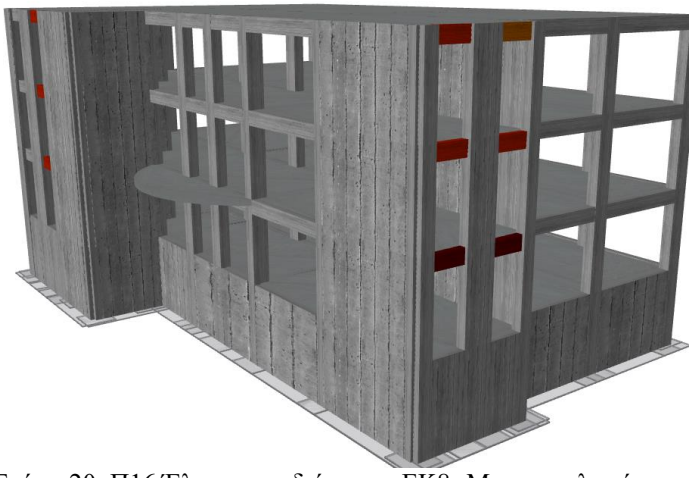
Σχήμα 17: Π13.Έλεγχος σε διάτμηση-ΕΚ8.-Με τοιχοπληρώσεις-ΣΑΔ:Ικανοποιητική-ΣΕ:Β1



Σχήμα 18: Π14.Έλεγχος σε διάτμηση-ΕΚ8.-Με τοιχοπληρώσεις-ΣΑΔ:Ικανοποιητική-ΣΕ:Γ0



Σχήμα 19: Π15.Έλεγχος σε διάτμηση-ΕΚ8.-Με τοιχοπληρώσεις-ΣΑΔ:Υψηλή-ΣΕ:Β1



Σχήμα 20: Π16.Έλεγχος σε διάτμηση-ΕΚ8.-Με τοιχοπληρώσεις-ΣΑΔ: Υψηλή -ΣΕ:Γ0

Πίνακας 9:Συντελεστές εκμετάλλευσης μελών περιπτώσεων Π13-Π16

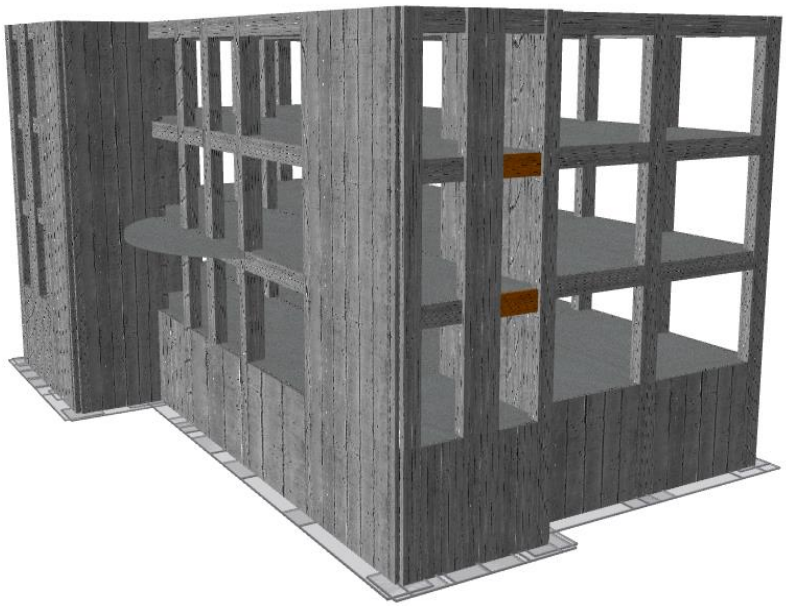
	Π13	Π14	Π15	Π16
W12 Ισογείου	0.56	0.89	0.53	0.77
W16 Ισογείου	0.59	0.80	0.49	0.71
W6 Ισογείου	0.55	0.75	0.47	0.65
C10 Ισογείου	0.12	0.15	0.11	0.13
B27 (1ο διάφραγμα)	1.73	2.67	1.49	2.33
B27(2ο διάφραγμα)	1.42	2.12	1.23	1.85
B25 Ισογείου	0.87	1.44	0.76	1.25

5.3. ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ)

Λόγω της έντονης ανομοιομορφίας της δυσκαμψίας σε κάτοψη, είναι ανάγκη να εξεταστεί η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών. Υπολογίζονται, λοιπόν, οι τέμνουσες λόγω της 1^{ης} ιδιομορφής και οι τέμνουσες όσων ιδιομορφών είναι απαραίτητες προκειμένου να ενεργοποιείται το 90% της δρώσας μάζας. Προτιμήθηκε να μην ληφθεί υπόψιν η μάζα κατά τον κατακόρυφο άξονα (z) για την ιδιομορφική ανάλυση, καθώς δεν επηρεάζει *συνήθως* η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού τέτοιες κατασκευές. Συνεπώς, οι απαραίτητες ιδιομορφές για να ταλαντώνεται το 90% της μάζας μειώθηκαν από 16 σε 6. Παρατηρείται ότι το άθροισμα των τεμνουσών της ανάλυσης για 6 ιδιομορφές υπερβαίνει το 130% των τεμνουσών της ανάλυσης για 1 ιδιομορφή, όπως παρουσιάζει και ο Πίνακας 10 (Σχόλιο §5.7.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Άρα η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική. Έτσι, είναι απαραίτητο να γίνει μια συμπληρωματική γραμμική δυναμική ανάλυση (ανάλυση φάσματος απόκρισης) και να ληφθούν υπόψιν στους ελέγχους τα δυσμενέστερα αποτελέσματα από τις 2 αναλύσεις. Επιλέγεται, αρχικά, συντελεστής συμπεριφοράς q=3 (πίνακας Σ4.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ), ο οποίος επιτρέπεται να προσαυξηθεί κατά 25%, αφού η ανάλυση γίνεται συμπληρωματικά. Άρα ο τελικός συντελεστής συμπεριφοράς είναι q=3+25%=3.75. Στο Σχήμα 21 παρουσιάζεται ο έλεγχος σε διάτμηση από την φασματική ανάλυση. Το κτίριο δεν εμφανίζει προβλήματα πέρα από 2 οριακές αστοχίες των δοκών B26 πρώτου και δευτέρου ορόφου. Στον έλεγχο στροφής χορδής δεν παρατηρήθηκε κάποια αστοχία.

Πίνακας 10: Ποσοστιαίες διαφορές τέμνουσας μεταξύ των αναλύσεων με 1 και 6 ιδιομορφών ανά όροφο και διεύθυνση

	Διαφορά Τέμνουσας Κατά X	Διαφορά Τέμνουσας Κατά Y
1^{ος} όροφος	138%	124%
2^{ος} όροφος	141%	122%
3^{ος} όροφος	137%	119%



Σχήμα 21: Έλεγχος τέμνουσας

5.4. ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΝΤΩΝ ΥΠΟΣΤΛΩΜΑΤΩΝ

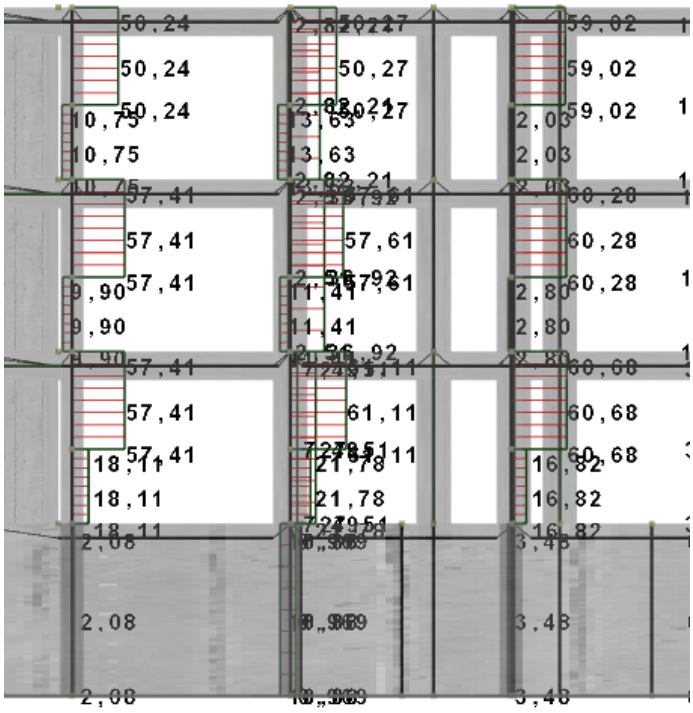
Ιδιαίτερη προσοχή δόθηκε και στα κοντά υποστυλώματα, καθώς αυτά δεν λαμβάνονται πάντα αυτόματα υπόψιν από τα διάφορα λογισμικά. Στους κανονισμούς που είτε εφαρμόστηκαν στο συγκεκριμένο κτίριο είτε είναι σε ισχύ τώρα αναφέρεται:

- Στον ΚΑΝΕΠΕ δεν υπάρχει κάποια παράγραφος σχετικά με τα κοντά υποστυλώματα.
- Στον Ευρωκώδικα 8-1 στην παράγραφο §5.4.3.2.2 κοντό ορίζεται ένα υποστύλωμα όταν (το μήκος επαφής τοιχοπλήρωσης/πλάτος διατομής) l_c/h_c <3.
- Στον Ε.Κ.Ω.Σ. [7] §18.4.9, από το 2004 (η μελέτη του κτιρίου είναι 10/2003) αναφέρεται ότι κοντό θεωρείται ένα υποστύλωμα με λόγο διάτμησης μικρότερο του 2.5 .

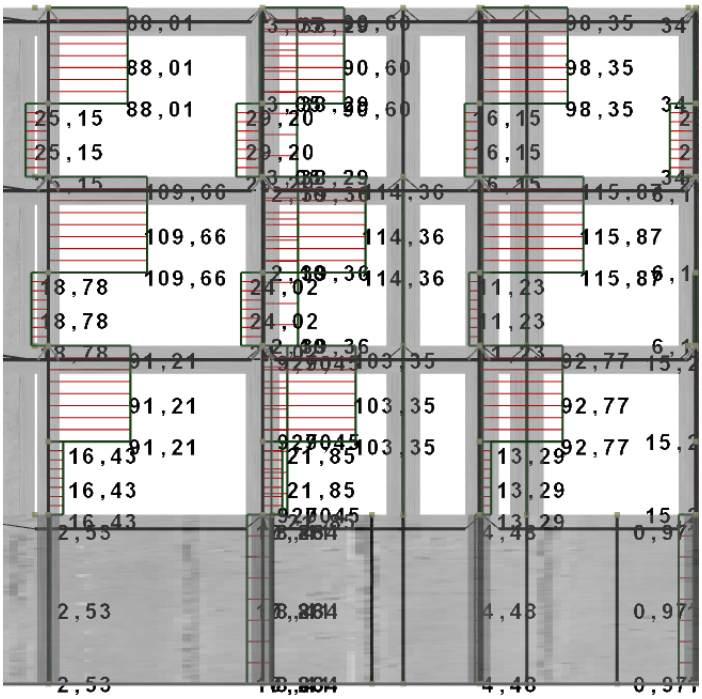
  $$\alpha_s = M_{sd} / (V_{sd} \cdot h) \leq 2.5 \qquad [1]$$

  Όπου M_{Sd}, V_{Sd} εντατικά μεγέθη σεισμικού συνδυασμού στο κρίσιμο άκρο και h το πλάτος διατομής στην διεύθυνση της τέμνουσας. Στο κτίριο αυτό, στη νότια όψη, υπάρχει παράθυρο με ύψος 1.5 m και πλάτος υποστυλώματος κατά τη διεύθυνση της τοιχοπλήρωσης ίσο με 0.40 m.
- Στον Ν.Ε.Α.Κ. [8] (ΦΕΚ 613/Β/12-10-1992) στην §4.1.7.1 (4) , αναφέρεται ότι η διαστασιολόγηση για υποστυλώματα στα οποία διακόπτεται η τοιχοπλήρωση καθ΄ ύψος γίνεται για σεισμική ροπή διπλάσια από αυτήν που προέκυψε από την σεισμική ανάλυση του κρισιμότερου ελέγχου. Παράλληλα, διατηρείται σταθερός διαμήκης οπλισμός στον όροφο και γίνεται περίσφιξη σε μήκος διπλάσιο του πλάτους υποστυλώματος εκατέρωθεν της τοιχοπλήρωσης. Δεν αναγράφεται κάπου συγκεκριμένη τιμή του λόγου διάτμησης , ώστε να χαρακτηριστεί ένα υποστύλωμα κοντό.

Να σχολιαστεί ότι στον δευτεροβάθμιο έλεγχο, κοντά υποστυλώματα θεωρούνται αυτά που έχουν λόγο διάτμησης (ελεύθερο ύψος υποστυλώματος / πλάτος υποστυλώματος) μικρότερο του 5. Στον Ε.Κ.Ω.Σ. ο λόγος M_{Sd} / V_{Sd} ισούται με το διατμητικό μήκος, που είναι πολύ κοντά στο μισό του ελεύθερου ύψους του υποστυλώματος, συνεπώς και οι 2 μεθοδολογίες καταλήγουν στο ίδιο αποτέλεσμα. Σε κάθε περίπτωση, προσομοιώθηκαν οι τοιχοπληρώσεις στο Seismobuild, αφήνοντας ελεύθερο ύψος 1.50 m. Για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό στις στάθμες επιτελεστικότητας Β1 και Γ0 υπολογίστηκαν οι δυσμενέστερες τέμνουσες ίσες με 61 kN και 116 kN αρκετά μικρότερες από την αντοχή του ίδιου υποστυλώματος στην στάθμη επιτελεστικότητας Β, που σύμφωνα με το παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ υπολογίστηκε τουλάχιστον 381 kN. Άρα δεν παρατηρείται κάποιο πρόβλημα στο συγκεκριμένο σημείο, γεγονός που δικαιολογείται, καθώς το κτίριο είναι έντονα τοιχωματικό και δεν επιβαρύνονται ιδιαίτερα τα υποστυλώματα (κοντά και μη) σε τέμνουσα.



Σχήμα 22:Διάγραμμα εντατικής κατάστασης Τεμνουσών [Q] για την ΣΕ Β1 και τον συνδυασμό Modal X+



Σχήμα 23 Διάγραμμα εντατικής κατάστασης Τεμνουσών [Q] για την ΣΕ Γ0 και τον συνδυασμό Modal X+

5.5. ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΡΩΤΟΥ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥ ΜΕΛΟΥΣ

Αφού γίνεται ο έλεγχος σεισμικής επάρκειας της κατασκευής για δεδομένη εδαφική επιτάχυνση (PGA) και διαπιστώνεται ότι η κατασκευή αστοχεί, το επόμενο ερώτημα είναι για ποιο PGA η κατασκευή δεν αστοχεί; Για να βρεθεί αυτή η τιμή εφαρμόζεται μια επαναληπτική διαδικασία στην οποία μειώνεται συνεχώς το PGA από την τιμή αναφοράς που είναι τα 0.16 g μέχρι την τιμή για την οποία δεν παρατηρείται οριακά καμία αστοχία κατακόρυφου μέλους. Για την διαδικασία αυτή επιλέχθηκε το προσομοίωμα Π1 (Σχήμα 5) για τους ελέγχους κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και το Π15 (Σχήμα 1) για τους ελέγχους με Ευρωκώδικα 8.

Πίνακας 11: Μετατόπιση οροφής και τέμνουσα βάσης (συνδυασμός Modal X+ και Modal Y+) για τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση χωρίς καμία κατακόρυφη αστοχία κατά *ΚΑΝ.ΕΠΕ. χωρίς τοιχοπληρώσεις και ικανοποιητική ΣΑΔ* (Π1)

Στάθμη επιτελεστικότητας	Διεύθυνση	Μέγιστο PGA (g)	Μετακίνηση οροφής (m)	Τέμνουσα Βάσης (kN)
Σημαντικές βλάβες	X	0.14	0.0029	3686
Σημαντικές βλάβες	Y	0.16	0.0041	4162

Πίνακας 12: Μετατόπιση οροφής και τέμνουσα βάσης (συνδυασμός Modal X+ και Modal Y+) για τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση χωρίς καμία κατακόρυφη αστοχία κατά *Ευρωκώδικα 8 με τοιχοπληρώσεις και υψηλή ΣΑΔ*. (Π10)

Στάθμη επιτελεστικότητας	Διεύθυνση	Μέγιστο PGA (g)	Μετακίνηση οροφής (m)	Τέμνουσα Βάσης (kN)
Σημαντικές βλάβες	X	0.26	0.0078	6431
Σημαντικές βλάβες	Y	0.29	0.0108	7065

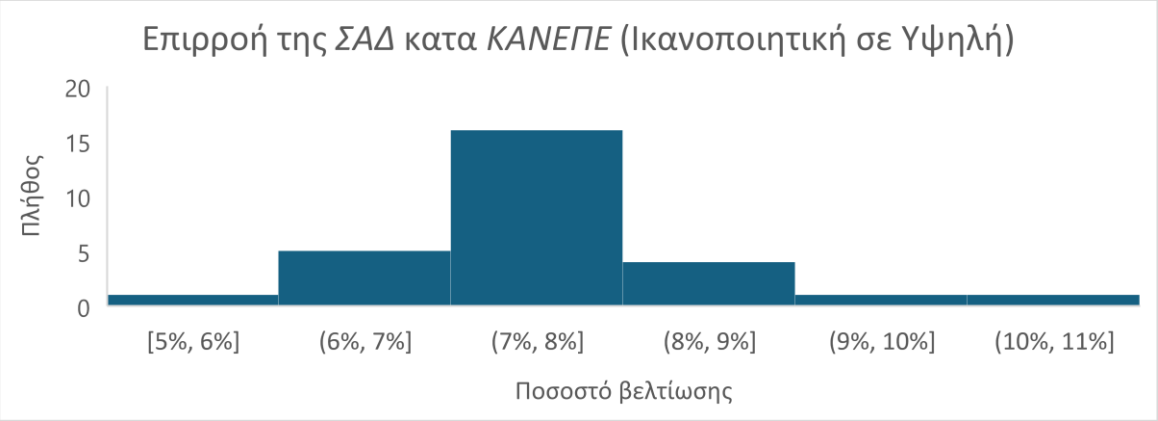
5.6. ΣΧΟΛΙΑ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ

Όσον αφορά τον προσδιορισμό της έντασης του φορέα ιδιαίτερη προσοχή θέλει η επιλογή του σημείου που θα σταματήσει η καμπύλη pushover. Βάσει του σημείου αυτού, επηρεάζεται η ισοδύναμη διγραμμική καμπύλη που καθορίζει την στοχευόμενη μετακίνηση και κατ΄επέκταση την «ένταση» του φορέα. Γίνεται με διαφορετικό τρόπο σε ΚΑΝ.ΕΠΕ. και Ευρωκώδικα 8:

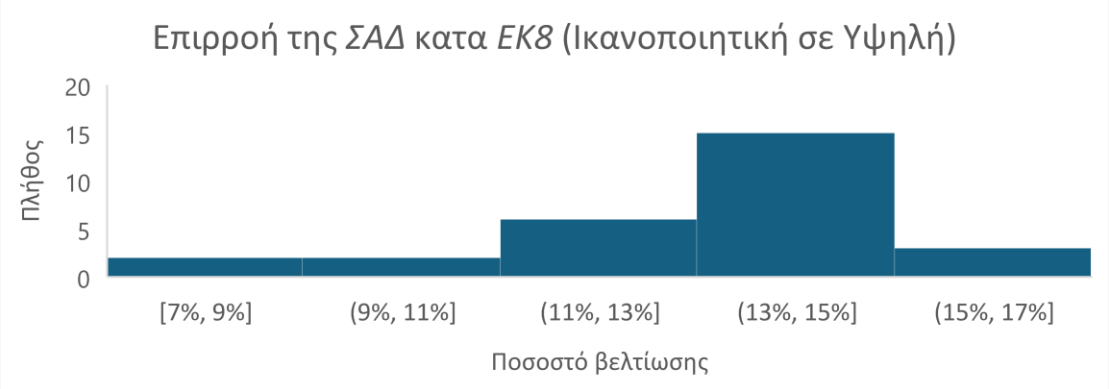
- Στον ΚΑΝΕΠΕ (§5.7.3.4) αναφέρεται ότι: η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία υπολογίζεται στο σημείο που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής της διγραμμικής καμπύλης. Για καλύτερη ακρίβεια, λοιπόν, απαιτείται μια μικρή επαναληπτική διαδικασία.
    - Ορίζεται ένα σημείο διακοπής της pushover
    - Υπολογίζεται η πλευρική δυσκαμψία K_e
    - Υπολογίζεται η ισοδύναμη ελαστική ιδιοπερίοδος $T_e=T\,(K_0/K_e)^{0.5}$
    - Η στοχευόμενη μετακίνηση $\delta_t=C_0C_1C_2C_3(T_e^2/4\pi^2)S_e(T)$
    - Η διγραμμική καμπύλη περνάει κοντά από την στοχευόμενη μετακίνηση;
    - ΝΑΙ, ΟΧΙ ➔ κατάλληλη τροποποίηση.
- Στον Ευρωκώδικα 8, η διγραμμικοποίηση γίνεται με βάση τα ίσα εμβαδά πάνω και κάτω από τη διγραμμικοποιημένη και τη πραγματική καμπύλη. Παράλληλα, η καμπύλη είναι ελαστική - απολύτως πλαστική, γεγονός που μπορεί να δημιουργήσει πρόβλημα σε κτίρια που αναμένεται να έχουν ελαστική συμπεριφορά όπως το συγκεκριμένο.
    - Ορίζεται ένα σημείο διακοπής της pushover
    - Υπολογίζεται η δυνάμη και η μετακίνηση διαρροής F_y^* ,d_y^* , (K_y^*) και άλλα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου
    - Η ιδιοπερίοδος $T^*= 2\pi\,(m^*\,d_y^*\,/\,F_y^*)^{0.5}$
    - Στοχευόμενη μετακίνηση ανάλογη του T*
    - Η διγραμμική καμπύλη περνάει κοντά από την στοχευόμενη μετακίνηση;

- ΝΑΙ, ΟΧΙ ➔ κατάλληλη τροποποίηση.

Σχετικά με τους συντελεστές εκμετάλλευσης, που παρουσιάστηκαν στους πίνακες 6-9, έγινε μια προσπάθεια να εκτιμηθεί ποια είναι η επιρροή της *Στάθμης Αξιοπιστίας δεδομένων* καθώς και των *τοιχοπληρώσεων* στον ΚΑΝΕΠΕ και στον Ευρωκώδικα *8*. Έτσι, λοιπόν, υπολογίστηκε το ποσοστό βελτίωσης του συντελεστή εκμετάλλευσης των 7 μελών που εξετάστηκαν (Σχήμα 4) για κάποιες συγκεκριμένες περιπτώσεις. Εξετάστηκε η βελτίωση μεταξύ των προσομοιωμάτων Π1-Π3, Π2-Π4, Π5-Π7, Π6-Π7 και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται με την μορφή ιστογράμματος στο Σχήμα 24. Παρατηρείται βελτίωση της τάξης του 8% τόσο για τοιχία όσο και για τις δοκούς που αστοχούσαν. Αντίστοιχα για τον Ευρωκώδικα, συγκρίθηκαν οι περιπτώσεις Π9-Π11, Π10-Π12, Π13-Π15, Π14-Π16 με τα αποτελέσματά τους να παρουσιάζονται στο Σχήμα 25. Εκεί φαίνεται να υπάρχει καλύτερη ποσοστιαία βελτίωση της τάξης του 14%. Σχετικά με την επιρροή των τοιχοπληρώσεων, έγινε σύγκριση των αποτελεσμάτων των περιπτώσεων Π1-Π5, Π2-Π6, Π3-Π7, Π4-Π8 για ΚΑΝ.ΕΠΕ. και Π9-Π13 , Π10-Π14, Π11-Π15, Π12-Π16 για Ευρωκώδικα. Οι υψηλές τιμές βελτίωσης -τάξης 30%- εμφανίστηκαν στα 3 δοκάρια που εξετάστηκαν. Παράλληλα το τοιχίο W16 φαίνεται να έχει σημαντική βοήθεια από τις τοιχοπληρώσεις περί το 20%, ενώ τα τοιχώματα W12 και W6 βελτίωσαν την συμπεριφορά τους κατά περίπου 5%. Αντίστοιχες είναι οι συμπεριφορές και κατά ΕΚ8, χωρίς πάλι τα αποτελέσματα να συγκλίνουν σε συγκεκριμένη τιμή.



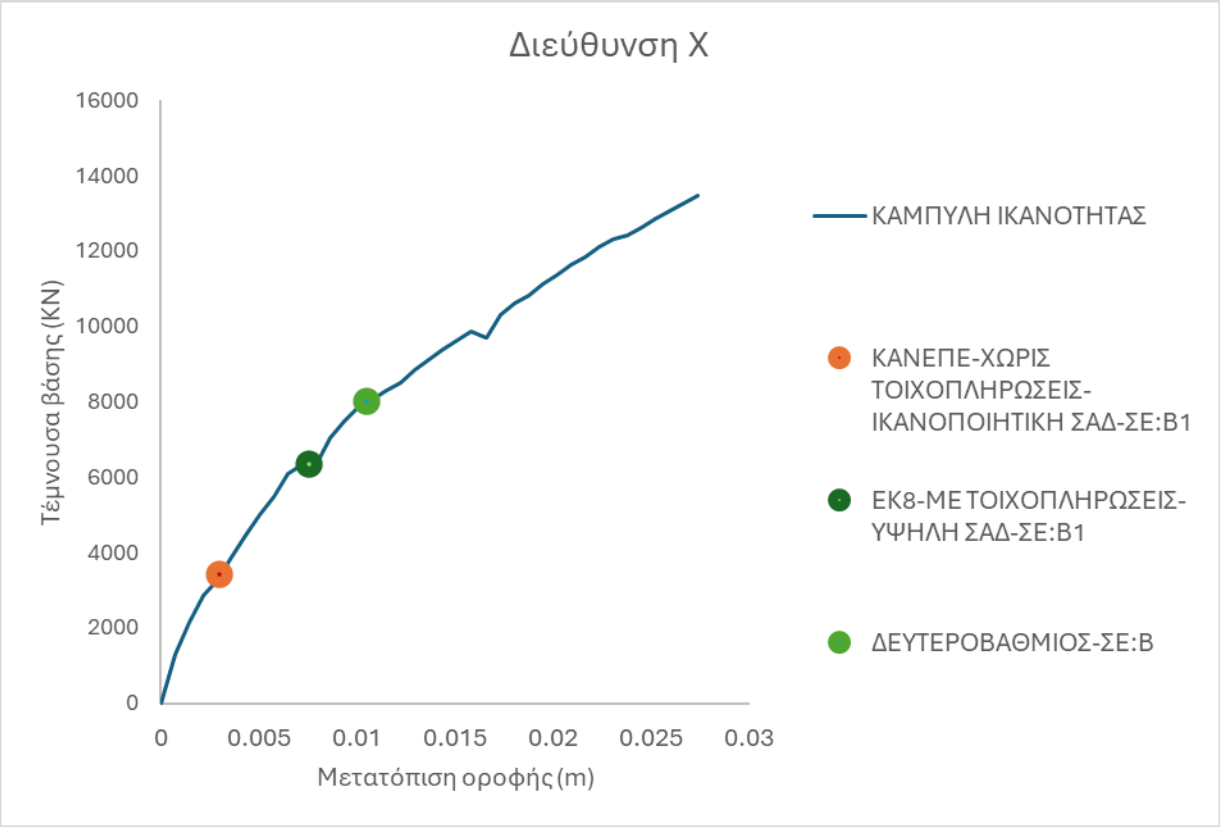
Σχήμα 24: Ιστόγραμμα με ποσοστά βελτίωσης συντελεστή αξιοποίησης μελών λόγω αλλαγής της στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.



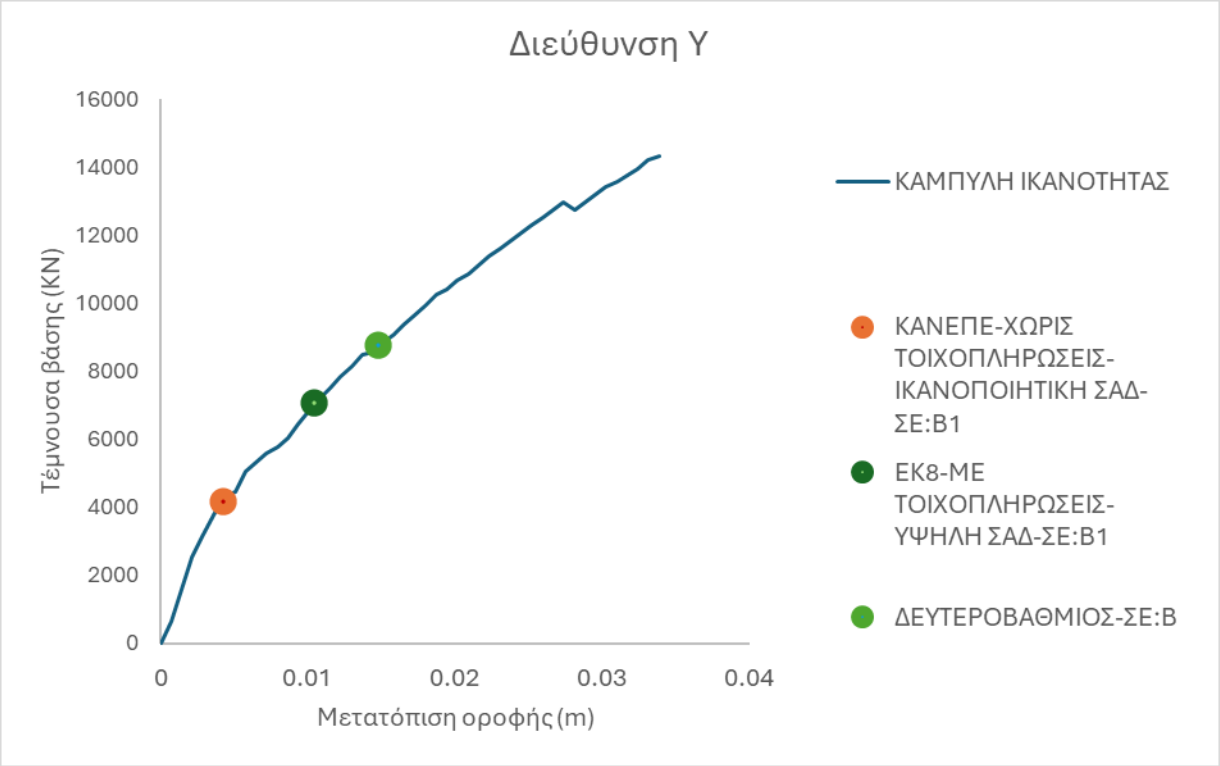
Σχήμα 25 Ιστόγραμμα με ποσοστά βελτίωσης συντελεστή αξιοποίησης μελών λόγω αλλαγής της στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων κατά Ευρωκώδικα

Τέλος, στο Σχήμα 26 και στο Σχήμα 27 απεικονίζεται σε ποιο σημείο της καμπύλης ικανότητας μπορεί να φτάσει η ανάλυση κάθε προσομοιώματος χωρίς να εμφανίζεται κάποια αστοχία κατακόρυφου μέλους. Εμφανίζεται δηλαδή το πιο συντηρητικό προσομοίωμα Π1 (ΚΑΝΕΠΕ-Χωρίς τοιχοπληρώσεις-ΣΑΔ:Ικανοποιητική-ΣΕ:Β1), το λιγότερο συντηρητικό Π15 (ΕΚ8-Με τοιχοπληρώσεις-ΣΑΔ:Υψηλή-ΣΕ:Β1) και το αποτέλεσμα τέμνουσας βάσης του

δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου. Να τονιστεί ότι τα αποτελέσματα του δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου σε καμία περίπτωση δεν μπορούν να συγκριθούν με αυτά του τριτοβάθμιου. Σκοπός του δευτεροβάθμιου ελέγχου είναι μόνο να κατηγοριοποιήσει τα κτίρια με βάση την κρισιμότητα τους για περαιτέρω έλεγχο. Μόνο βάσει του τριτοβάθμιου προσεισμικού μπορούν να εξαχθούν αναλυτικά συμπεράσματα σχετικά με την ικανότητα του κτιρίου καθώς και προτάσεις ενίσχυσης. Ωστόσο, αποτυπώνεται και το αποτέλεσμα του δευτεροβάθμιου (η χρήσιμη πληροφορία είναι η τέμνουσα βάσης, δεν υπάρχει δεδομένο για την στοχευόμενη μετακίνηση), καθώς μπορεί να είναι χρήσιμη πληροφορία για περαιτέρω διερεύνηση αποτελεσματικότητας δευτεροβάθμιου ελέγχου σε μεγαλύτερο δείγμα κατασκευών.



Σχήμα 26: Αποτύπωση σημείων ανά προσομοίωμα (συντηρητικότερου κατά ΚΑΝΕΠΕ, λιγότερο συντηρητικού κατά ΕΚ8 και δευτεροβάθμιου) για τα οποία δεν εμφανίζεται καμία αστοχία κατακόρυφου μέλους πάνω στην καμπύλη ικανότητας κατά X



Σχήμα 27 Αποτύπωση σημείων ανά προσομοίωμα (συντηρητικότερου κατά ΚΑΝΕΠΕ, λιγότερο συντηρητικού κατά ΕΚ8 και δευτεροβάθμιου) για τα οποία δεν εμφανίζεται καμία αστοχία κατακόρυφου μέλους πάνω στην καμπύλη ικανότητας κατά Y

6. ΕΡΜΗΝΕΙΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Στο σημείο αυτό είναι ανάγκη να εξεταστεί σε ποιον παράγοντα οφείλεται η τεράστια διαφορά της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης για την οποία εμφανίζεται η πρώτη αστοχία της κατασκευής σε ΚΑΝ.ΕΠΕ. και ΕΚ8. Οπότε, διερευνήθηκε αν ο κύριος παράγοντας είναι οι διαφορές στις αντοχές των μελών, σύμφωνα με τον εκάστοτε κανονισμό, ή οι διαφορές στις εντάσεις για τις ίδιες στάθμες επιτελεστικότητας. Πρακτικά, στην στατική ανελαστική ανάλυση ο παράγοντας που καθορίζει την ένταση είναι η στοχευόμενη μετακίνηση [9], η μετακίνηση οροφής δηλαδή που αναμένεται να αναπτυχθεί. Και οι δύο κανονισμοί, λοιπόν, υπολογίζουν ίδια τάξη μεγέθους αντοχής μελών, αλλά στα κρίσιμα μέλη, όπως το W12, η ένταση υπολογίζεται πολύ διαφορετικά με τους 2 κανονισμούς. Ο λόγος είναι ο διαφορετικός τρόπος υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης. Και οι 2 κανονισμοί βασίζονται στον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης για έναν μονοβάθμιο ταλαντωτή και με κάποιους διορθωτικούς συντελεστές προσπαθούν να προσεγγίσουν την στοχευόμενη μετακίνηση του πολυβάθμιου. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ, λοιπόν, η στοχευόμενη μετακίνηση προσαυξάνεται συναρτήσει των ορόφων της κατασκευής, ανεξαρτήτως άλλων υπολογισμών, ενώ στον Ευρωκώδικα 8, πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή συμμετοχής μάζας της 1^{ης} ιδιομορφής. Στην δεδομένη περίπτωση, επειδή υπάρχει επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών [10], ο συντελεστής συμμετοχής υπολογίστηκε μικρότερος της μονάδας, με αποτέλεσμα να απομειώνει την στοχευόμενη μετακίνηση του πολυβάθμιου συστήματος σε σχέση με το μονοβάθμιο και κατ'επέκταση να μειώνεται η ένταση των μελών, κάτι το οποίο δεν φαίνεται λογικό. Έτσι, λοιπόν, στην παρούσα περίπτωση η γραμμική δυναμική ανάλυση δίνει ασφαλέστερα αποτελέσματα συγκριτικά με την στατική ανελαστική, ειδικά για τον Ευρωκώδικα 8.

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Κάνοντας μια προσπάθεια να καταγραφούν επιγραμματικά τα συμπεράσματα αυτής της εργασίας προκύπτει:

- Το κρίσιμο στοιχείο του πρωτοβάθμιου προσεισμικού ελέγχου είναι η χρονολογία της κατασκευής.
- Η αξία του δευτεροβάθμιου ελέγχου πέρα από την κατάταξη της κατασκευής είναι να αξιολογήσει ποιοτικά την κατασκευή.
- Η μέθοδος με την οποία διγραμμικοποιεί ο ΕΚ8 την καμπύλη ικανότητας εξαρτάται άμεσα από το σημείο, στο οποίο θα οριστεί η μέγιστη εκτροπή οροφής και τα αποτελέσματα διαφοροποιούνται σημαντικά.
- Η εξασφάλιση υψηλής στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων σε σχέση με την ικανοποιητική, φαίνεται να βελτιώνει τα αποτελέσματα κατά περίπου 7% στον ΚΑΝΕΠΕ και 14% στον ΕΚ8.
- Η επιρροή των τοιχοπληρώσεων βοήθησε την κατασκευή, χωρίς να υπάρχει ξεκάθαρη σύγκλιση σε αποτελέσματα, όπως με την στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων.
- Το κοντό υποστύλωμα δεν ήταν πρόβλημα για το κτίριο, λόγω του έντονου βαθμού τοιχωματοποίησης.
- Η μεγάλη διαφορά που βγάζουν ΚΑΝΕΠΕ-ΕΚ8 στην μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που εμφανίζεται η πρώτη αστοχία κατακόρυφου μέλους (0.14g έναντι 0.26g), οφείλεται στον διαφορετικό τρόπο που υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση.
- Αν και είναι γνωστό ότι η pushover, έχει αδυναμίες στα εύστρεπτα συστήματα, η μέθοδος υπολογισμού στοχευόμενης μετακίνησης του Ευρωκώδικα φαίνεται να επηρεάζεται ακόμα περισσότερο και να βγάζει αρκετά μη συντηρητικά αποτελέσματα.
- Η συμπληρωματική φασματική ανάλυση που απαιτήθηκε, έδειξε ότι το κτίριο δεν έχει προβλήματα.
- Η pushover δεν είναι η καταλληλότερη μέθοδος ελέγχου ούτε για κτίρια που αστοχούν διατμητικά, ούτε για κτίρια που είναι εύστρεπτα. Οπότε, μεγάλο ενδιαφέρον θα είχε η εξέταση του παρόντος κτιρίου με μη γραμμική δυναμική ανάλυση.

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Seismosoft [2023] "SeismoBuild 2023 – A computer program for seismic assessment and retrofitting of RC structures.," available from https://seismosoft.com/.
[2] Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ), "Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος", ΚΥΑ 7581/ΦΕΚ 405Β/20-02-2014, 2014.
[3] Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ) "Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα" 1η αναθεώρηση ΦΕΚ 3134/21-6-2022, 2022.
[4] Αποστόλου Φ. "Σεισμική και οικονομική αποτίμηση σχολικού κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος του 2003 στα Γρεβενά", Διπλωματική εργασία, ΕΜΠ, 2023.
[5] Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ). "Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) , 3η Αναθεώρηση", 2022.
[6] European Committee for Standardization (CEN). "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 3: Strengthening and Repair of Buildings, EN 1998-3", Brussels, 2004.
[7] ΥΠΕΧΩΔΕ, "Συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ) ΦΕΚ 447/Β/ 05-03-2004", 2004.
[8] ΥΠΕΧΩΔΕ "Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΝΕΑΚ), ΦΕΚ 613/Β/12-10-1992 & ΦΕΚ 534/Β/20-6-95", 1995.
[9] Fajfar, P. and Gašperšič, P., 'N2 - a method for non-linear seismic analysis for RC buildings', Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25, 23-67, 1996.
[10] Fajfar, P., Marušić, D., & Peruš, I., Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings. Journal of earthquake engineering, 9(06), 831-854, 2005.

9. ΕΠΙΒΛΕΨΗ - ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Στο σημείο αυτό θα ήθελα να δώσω τις θερμότερες ευχαριστίες μου στον Αναπληρωτή καθηγητή του ΕΜΠ, Δημήτριο Βαμβάτσικο, για την επίβλεψη της διπλωματικής μου εργασίας, μέρος της οποίας αποτελεί το παρόν κείμενο.

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΗ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΑΠΟ ΑΛΚΑΛΟΕΝΕΡΓΟΠΟΙΗΜΕΝΑ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ ΤΥΠΟΥ ΙΝΟΠΛΕΓΜΑΤΟΣ – ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΦΟΡΤΙΣΗ

ΜΑΡΓΕΤΗ ΟΛΥΜΠΙΑ

Μεταπτυχιακή Φοιτήτρια Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστήμιο Πατρών,
up1068038@ac.upatras.gr

Περίληψη

Λαμβάνοντας υπόψη τη σεισμική τρωτότητα των παλαιών κατασκευών και την αυξανόμενη ανάγκη για μείωση του περιβαλλοντικού αποτυπώματος του CO_2 και της κατανάλωσης ενέργειας, στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας ερευνάται η εφαρμογή ενός καινοτόμου συστήματος, το οποίο βασίζεται στη χρήση ΙΑΜ (ινοπλέγματος σε ανόργανη μήτρα) σε αλκαλοενεργοποιημένο κονίαμα (κονίαμα που προέρχεται από βιομηχανικό παραπροϊόν) με ταυτόχρονη χρήση θερμικής μόνωσης, σαν ένα μέσο που συνδυάζει σεισμική και ενεργειακή αναβάθμιση κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία. Με σκοπό τη μελέτη του παρόντος θέματος, έγινε αναλυτική και πειραματική διερεύνηση με τη χρήση δοκιμίων τοιχοποιίας, τα οποία μελετήθηκαν σε εκτός επιπέδου καταπόνηση.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ ΚΑΙ ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η τοιχοποιία αποτελεί ένα από τα παλαιότερα δομικά υλικά. Μπορεί να έχει τη λειτουργία μια φέρουσας τοιχοποιίας είτε μιας τοιχοποιίας πλήρωσης. Πιο συγκεκριμένα, εάν αποτελεί μέρος του φέροντα οργανισμού, που κυρίως όμως το συναντάμε σε παλαιότερες κατασκευές, είναι φέρουσα τοιχοποιία και τα φορτία ακολουθούν τη διαδρομή, φέρουσα τοιχοποιία, θεμελίωση και τέλος έδαφος. Παρ' όλα αυτά, στη Μεταπολεμική περίοδο, έως και σήμερα, η κύρια χρήση της είναι ως υλικό πλήρωσης, κυρίως λόγω της διευρυμένης χρήσης οπλισμένου σκυροδέματος και χάλυβα, που αποτελούν μεταγενέστερα υλικά στις κατασκευές.

Βάσει των παραπάνω δεδομένων, προκύπτει η επιτακτική ανάγκη για επισκευή των εν λόγω κατασκευών, εξ αιτίας της ύπαρξης φθοράς από το χρόνο, καθώς και των προβλημάτων που αφορούν τη στατικότητα και τη λειτουργικότητά τους. Να σημειωθεί σε αυτό το σημείο, πως ο κανονισμός που διέπει τις κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία είναι ο Ευρωκώδικας 6 (EN1996, EC6). Τέλος, απαραίτητη κρίνεται πλέον και η ενεργειακή αναβάθμισή τους, για διττό σκοπό που σχετίζεται, τόσο με την υποχρέωση από τον κανονισμό ενεργειακής απόδοσης, όσο και με την ανάγκη ύπαρξης κατασκευών λιγότερο επιβαρυντικών για το περιβάλλον, δηλαδή με το όσο το δυνατόν μικρότερο περιβαλλοντικό αποτύπωμα, καθώς το περιβάλλον χρήζει μέγιστης προστασία από τους ρύπους και την αλόγιστη κατανάλωση των παροχών του.

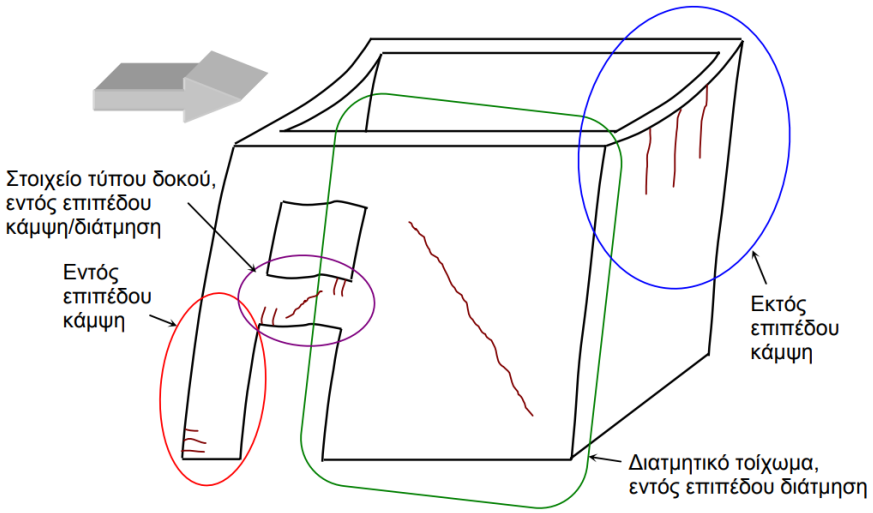
Λόγω του ότι στα πλαίσια της παρούσας εργασίας χρησιμοποιήθηκαν δοκίμια άοπλης δρομικής τοιχοποιίας που προσομοιώνουν ανώφλι, κρίνεται απαραίτητο να δοθούν οι ορισμοί αυτών των όρων. Με τον όρο δρομική τοιχοποιία εννοείται η τοιχοποιία στην οποία τα τούβλα τοποθετούνται κατά το μήκος τους παράλληλα με το μήκος του τοίχου, με αποτέλεσμα ο τοίχος να έχει πάχος όσο το πλάτος του τούβλου.

Επειδή όμως είναι απαραίτητο οι κατακόρυφοι αρμοί να μην είναι συνεχείς, ο τοίχος κτίζεται εναλλάξ, με δύο διαφορετικές στρώσεις. Με τον όρο άοπλη τοιχοποιία γίνεται αναφορά σε κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία χωρίς ύπαρξη οπλισμού. Τέλος, αναφορικά με τα «υπέρθυρα» ή «ανώφλια», η συμπεριφορά τους μοιάζει περισσότερο με αυτήν της δοκού. Αποτελούν στοιχεία μικρού ύψους, που απαντώνται πάνω από ανοίγματα, που παραλαμβάνουν μικρό κατακόρυφο φορτίο, το οποίο μεταφέρουν στο οριζόντιο διάζωμα στο οποίο στηρίζονται.

Γενικά ένα στοιχείο τοιχοποιίας καταπονείται από κατακόρυφη θλίψη λόγω των μεγάλων αξονικών φορτίων που καλείται να παραλάβει. Παρ' όλα αυτά, λόγω της μεγάλης θλιπτικής αντοχής που τη χαρακτηρίζει (ενν. τη τοιχοποιία), δεν είναι τόσο σημαντική η παραπάνω φόρτιση, ίσα – ίσα που κάποιες φορές αυτή η θλιπτική καταπόνηση δρα και ευεργετικά στο στοιχείο της τοιχοποιίας, αφού μειώνονται οι εφελκυστικές τάσεις, οι οποίες δύσκολα παραλαμβάνονται λόγω της ελάχιστης εφελκυστικής αντοχής της. Ωστόσο, μια κατασκευή από φέρουσα τοιχοποιία, μπορεί να παραλάβει τις παρακάτω φορτίσεις, οι οποίες χωρίζονται αρχικά ανάλογα με το εάν η φόρτιση είναι κάθετη ή παράλληλη στο επίπεδο της τοιχοποιίας και στη συνέχεια ανάλογα με τον τρόπο καταπόνησης, δηλαδή καμπτικό ή διατμητικό.

Σύμφωνα με τα παραπάνω λοιπόν, υπάρχουν οι εξής τέσσερις παρακάτω περιπτώσεις (Τριανταφύλλου Χ. Αθανάσιος 2006, "Ενισχύσεις Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος και Φέρουσας Τοιχοποιίας με Σύνθετα Υλικά"):

1) Εκτός επιπέδου κάμψη
2) Εντός επιπέδου κάμψη (π.χ. σε πεσσούς ή υπέρθυρα)
3) Εντός επιπέδου διάτμηση σε στοιχεία τύπου διατμητικού τοιχώματος
4) Εντός επιπέδου διάτμηση σε στοιχεία τύπου δοκού



Σχήμα 1: Συνήθεις τύποι καταπόνησης τοιχοποιίας (Τριανταφύλλου Χ. Αθανάσιος) [7].

Η εκτός επιπέδου κάμψη, η οποία λαμβάνει χώρα λόγω φόρτισης κάθετα στο επίπεδο ενός τοίχου, καθιστά τη συμπεριφορά του κτιρίου απρόβλεπτη.

Στην παρούσα εργασία, θα μελετηθεί άοπλη και ενισχυμένη τοιχοποιία και συγκεκριμένα «ανώφλι» σε εκτός επιπέδου κάμψη.

Γενικώς, όσον αφορά την καμπτική ενίσχυση, οι ίνες άνθρακα είναι αυτές που χρησιμοποιούνται συχνότερα στο πεδίο των ενισχύσεων και ο λόγος προτίμησής τους είναι κάποια από τα χαρακτηριστικά τους. Πιο συγκεκριμένα, παράλληλα με την υψηλή αντοχή τους και το υψηλό μέτρο Ελαστικότητας, παρουσιάζουν ανθεκτικότητα σε

αλκαλικό περιβάλλον (απαραίτητο και στην παρούσα μελέτη, αφού χρησιμοποιείται αλκαλοενεργοποιημένο κονίαμα το οποίο είναι βασικό) καθώς επίσης δεν αποτελούνται από κάποιο διαβρωτικό συστατικό. Αναφορικά με τα υφάσματα, και στις δύο υφάνσεις τους, υπάρχει η ίδια ποσότητα ινών άνθρακα ή άλλου υλικού σε κάθε διεύθυνση και οι αντοχές τους είναι παρόμοιες, ενώ η ύφανσή τους είναι τέτοια ώστε να έχει τη μορφή υφάσματος. Από την άλλη, στα πλέγματα που θα χρησιμοποιηθούν και στην εργασία, οι κλώνοι απέχουν σταθερές αποστάσεις μεταξύ τους. Αυτή η πλέξη καθιστά δυνατή την εισχώρηση του σχετικά παχύρευστου κονιάματος ή του σκυροδέματος της μήτρας.

Εν συνεχεία, αναφορικά με τις θερμομονώσεις, τα παλαιότερα χρόνια, επικρατούσε η αντίληψη ότι δεν απαιτούνταν ειδικές θερμομονωτικές επικαλύψεις σαν τις σημερινές, καθώς υπήρχε ως μέσο «ελέγχου» της ροής ενέργειας από και προς το κτίριο, η θερμοχωρητικότητα των τοίχων μεγάλου πάχους. Με τον όρο θερμοχωρητικότητα, εννοείται η ικανότητα που χαρακτηρίζει τους τοίχους μεγάλου πάχους να αποθηκεύουν ενέργεια. Παρ' όλα αυτά, οι απαιτήσεις των κανονισμών ενεργειακής απόδοσης των κτιρίων που ισχύουν σήμερα, καθιστούν ανεπαρκή αυτά τα πάχη, όσον αφορά τη θερμοπερατότητα, με αποτέλεσμα να απαιτούνται σχετικές επεμβάσεις.

Γενικά, ο όρος σύστημα Ινοπλέγματος σε Ανόργανη Μήτρα (σύστημα ΙΑΜ – Textile Reinforced Mortar TRM) αφορά ένα πλέγμα ινών (π.χ. γυαλί, άνθρακας, βασάλτης, χάλυβας) ανοιχτής πλέξης με συνήθη ανοίγματα βροχίδας 5 – 35 mm εμπηγμένο σε μια ανόργανη μήτρα (π.χ. κονίαμα). Ο όγκος και τα κενά των ινών σε κάθε διεύθυνση μπορούν να προσδιοριστούν ανεξάρτητα και ως εκ τούτου επηρεάζουν τις μηχανικές ιδιότητες του υφάσματος και το βαθμό της διείσδυσης του κονιάματος στο πλέγμα.

Οι εφαρμογές με τα ΙΑΜ συνδυάζουν τις ευνοϊκές ιδιότητες που προσφέρουν τα Ινοπλισμένα Πολυμερή (ΙΟΠ – Fiber Reinforced Polymers FRP) (π.χ. ευκολία και ταχύτητα εφαρμογής, ελάχιστη επιρροή στην γεωμετρία, ανθεκτικότητα έναντι διάβρωσης, υψηλή αντοχή και δυσκαμψία σε σχέση με το βάρος του, υψηλή παραμορφωσιμότητα), ενώ αντιμετωπίζουν τις περισσότερες αδυναμίες οι οποίες σχετίζονται με τη χρήση οργανικών ρητινών: ασυμβατότητα με τα υποστρώματα, ευκολία αφαίρεσης μετά την εφαρμογή, υψηλό κόστος των επωξιδικών ρητινών, κακή συμπεριφορά σε υψηλές θερμοκρασίες, έλλειψη ικανότητας διαπνοής, πιθανοί κίνδυνοι για τους εργάτες, ικανότητα καύσης και δυσκολία διεξαγωγής εκτιμήσεως μετά από σεισμικές διεγέρσεις αναφορικά με τα ΙΟΠ.

Η ενίσχυση με ΙΑΜ έχει πολύ μικρή έως ανύπαρκτη θερμομονωτική ικανότητα, ενώ η εξωτερική ή η εσωτερική θερμομόνωση, δε συνεισφέρει στη φέρουσα ικανότητα. Επομένως, σκοπός της παρούσας εργασίας, είναι ο συνδυασμός των δύο παραπάνω συστημάτων με στόχο την ταυτόχρονη σεισμική και ενεργειακή αναβάθμιση της τοιχοποιίας. Σύμφωνα με μελέτες που έχουν διεξαχθεί στο παρελθόν, έχει αποδειχθεί ότι είναι πιο αποδοτικό, η ενίσχυση να τοποθετείται αμφίπλευρα (καθώς μια κατασκευή υπόκειται σχεδόν πάντα σε ανακυκλιζόμενες φορτίσεις). Παρ' όλα αυτά, στην παρούσα πειραματική εφαρμογή, ο τοίχος μελετήθηκε σε μονόπλευρη φόρτιση, οπότε θεωρήθηκε σκόπιμο να τοποθετηθεί μονόπλευρη ενίσχυση, στην πλευρά που βρίσκεται στο εφελκυόμενο πέλμα. Τέλος, να σημειωθεί ότι έχει αποδειχθεί (Thanasis Triantafillou et al. 2016) ότι στην περίπτωση της εκτός επιπέδου φόρτισης, η τοποθέτηση της ενίσχυσης εξωτερικά της θερμομόνωσης αυξάνει σημαντικά την αντοχή και την ικανότητα παραμόρφωσης όταν συγκρίνεται με την ενίσχυση με ΙΑΜ χωρίς θερμομονωτικό υλικό.

Ο πλανήτης αναζητά να απομειώσει και αν είναι δυνατόν να εκμηδενίσει τις εκπομπές άνθρακα στην ατμόσφαιρα. Κάθε χρόνο, ο κατασκευαστικός τομέας

καταναλώνει περίπου 1.6 δις τόνους τσιμέντου, το οποίο μεταφράζεται σε απελευθέρωση 1.28 δις τόνων CO_2. Η βιομηχανία τσιμέντου αποτελεί το δεύτερο μεγαλύτερο παραγωγό εκπομπών άνθρακα, το οποίο αντιστοιχεί στο 5 – 8 % των συνολικών εκπομπών παγκοσμίως. Ενώ το συμβατικό σκυρόδεμα τύπου Portland είναι και θα είναι για πολλά χρόνια το κύριο υλικό για την κατασκευή, υπάρχει ένα αυξανόμενο ενδιαφέρον σχετικό με την αειφορία αυτού του υλικού και γι' αυτό, υπάρχει ανάγκη να διερευνηθούν εναλλακτικά συνδετικά μέσα με μεγαλύτερη ανθεκτικότητα σε διάρκεια και μικρότερο περιβαλλοντικό αποτύπωμα κατά την παραγωγή τους. Τα αλκαλοενεργοποιημένα υλικά (AAM) αποτελούν ένα συνδετικό υλικό, το οποίο προέρχεται από την αντίδραση μιας βάσης (σε στερεή μορφή ή διαλυμένη) με μια στερεή σκόνη πυριτίου, όπως είναι η ιπτάμενη τέφρα και η σκωρία. Τα AAM έχουν χαρακτηριστεί ως ένα πολλά υποσχόμενο συνδετικό υλικό εναλλακτικό του κοινού σκυροδέματος, χάρη στα περιβαλλοντικά τους οφέλη και στις ανώτερες μηχανικές τους ιδιότητες.

Γενικώς, η παραγωγή του κοινού σκυροδέματος, παράγει σημαντική ποσότητα εκπομπών CO_2, που συμβάλλουν στην εξέλιξη του φαινόμενου του θερμοκηπίου, παράγοντας κοντά στο 5 % της παγκόσμιας εκπομπής CO_2. Σε αντίθεση, η παραγωγή ιπτάμενης τέφρας και σκωρίας, έχει περίπου 55 – 75 % μικρότερη επιρροή στο φαινόμενο του θερμοκηπίου. Ως αποτέλεσμα, η εφαρμογή AAM ως συνδετικό υλικό, θα συμβάλλει αποτελεσματικά στη μείωση των εκπομπών του CO_2 κατά την παραγωγή σκυροδέματος.

Αναφορικά με τα αλκαλοενεργοποιημένα υλικά ένα εκ των οποίων εφαρμόστηκε και στην παρούσα πειραματική μελέτη, είναι ενδιαφέρον να δοθούν κάποιες εισαγωγικές πρώτες πληροφορίες. Ένα αλκαλοενεργοποιημένο υλικό χαμηλής περιεκτικότητας σε ασβέστιο, αποτελείται από μια αλουμινοπυριτική πηγή, η οποία είναι χαμηλής περιεκτικότητας σε ασβέστιο και ένα βασικό διάλυμα. Αυτό το είδος του υλικού, έχει την ικανότητα να αναπτύξει υψηλή μηχανική αντοχή και εξαιρετική ανθεκτικότητα έναντι φωτιάς και χημικών ουσιών, άρα και έναντι χημικής διάβρωσης. Η τεχνολογία πίσω από τα αλκαλοενεργοποιημένα υλικά χαμηλής περιεκτικότητας σε ασβέστιο επιπλέον, έχει τη δυνατότητα να μειώσει τις εκπομπές του CO_2 κατά 80 % σε σύγκριση με το OPC (Ordinary Portland Cement – κοινό τσιμέντο τύπου Portland).

Σχετικά με την έκθεση σε υψηλές θερμοκρασίες, η τοιχοποιία παρουσιάζει εξαιρετική αντοχή έναντι πυρκαγιάς, πρώτον λόγω της ακαυστότητας του υλικού, δεύτερον λόγω της μικρής θερμικής αγωγιμότητας και της μεγάλης θερμοχωρητικότητας και τρίτον λόγω της ικανότητας του υλικού να διατηρεί τις ιδιότητες του σε θερμοκρασίες της τάξης των 1000°C. Επομένως, το συμπέρασμα που προκύπτει είναι ότι η τοιχοποιία αποτελεί ένα μη αναφλέξιμο και άκαυστο δομικό στοιχείο που προσφέρει θερμική μόνωση, έχει μεγάλη θερμοχωρητικότητα ενώ τέλος χρησιμεύει και στη διαμερισματοποίηση.

Όσον αφορά τις ίνες άνθρακα, έχουν υψηλή απόδοση έναντι υψηλών θερμοκρασιών, αρκεί να μην εκτίθενται σε οξειδωτικό περιβάλλον και συνακόλουθη αποσύνθεση (Hatta et al., 1999). Σύμφωνα με τους Yin et al. (1994), το πιθανό κατώφλι θερμοκρασίας είναι στους 600°C. Στην ίδια μελέτη, το μέγεθος της ίνας μειώθηκε σύμφωνα με τη διάρκεια έκθεσης, σε θερμοκρασίες μεταξύ 550°C και 860°C, ακολουθώντας γραμμική συμπεριφορά. Στις έρευνες των Papakonstantinou et al. (2001) και Long (1996), αποδείχθηκε ότι η διαδικασία οξείδωσης των ινών άνθρακα ξεκινά σε θερμοκρασίες κάτω των 500°C, κάτι το οποίο οδηγεί σε σημαντική μείωση της αντοχής.

Αρχικά, είναι ιδιαίτερα σημαντικό να αναφερθεί πως δεν έχει προηγηθεί ένας ικανοποιητικός αριθμός μελετών σχετικά με το συγκεκριμένο αντικείμενο (δηλαδή την

έκθεση συστημάτων ΙΑΜ σε υψηλά θερμικά φορτία), καθώς είναι μια έρευνα η οποία ξεκίνησε σχετικά πρόσφατα και βρίσκεται σε εξέλιξη για την εξαγωγή αντίστοιχων συμπερασμάτων. Παρ' όλα αυτά, από όσες μελέτες έχουν ήδη διεξαχθεί, έχει αποδειχθεί ότι η χρήση ινών άνθρακα χωρίς επικάλυψη, είναι μια πολλά υποσχόμενη λύση για την διατήρηση της απομένουσας αντοχής μετά την έκθεση σε φωτιά. Πιο συγκεκριμένα, σε παλαιότερη μελέτη των Panagiotis Kapsalis et al. (2022), προέκυψε το συμπέρασμα ότι παρά τη μερική ενεργοποίηση των ινών άνθρακα χωρίς επικάλυψη σε ουδέτερες συνθήκες, η χρήση τους είναι η καλύτερη λύση για κατασκευές ασφαλείς έναντι πυρκαγιάς, από τη στιγμή που υποφέρουν από μικρότερη υποβάθμιση μετά την έκθεση τους σε υψηλές θερμοκρασίες.

Επιπλέον, όπως έχει αποδειχθεί και σε δύο άλλες μελέτες των Saad Raoof et al. (2017), τα ΙΑΜ παρουσιάζουν εξαιρετική συμπεριφορά ως υλικό ενίσχυσης, με απώτερο σκοπό την αύξηση της καμπτικής αντοχής σε υψηλές θερμοκρασίες. Συγκεκριμένα, στη μια εκ των δύο μελετών που διεξήχθησαν, αποδείχθηκε ότι τα ΙΑΜ διατήρησαν μια μέση αποτελεσματικότητα της τάξεως του 55 %, συγκρινόμενη με την αποτελεσματικότητα που παρουσιάζουν σε ουδέτερες συνθήκες, σε αντίθεση με τα ΙΟΠ, τα οποία χάνουν εξ ολοκλήρου την αποτελεσματικότητά τους όταν υπόκεινται σε υψηλές θερμικές φορτίσεις. Επίσης, σημαντική ανακάλυψη, ήταν και το γεγονός ότι η αύξηση του αριθμού των στρώσεων ΙΑΜ (από μία σε τρεις) βελτίωσε την καμπτική αντοχή και διαφοροποίησε τον τρόπο αστοχίας. Σε αντίθετη περίπτωση, στα ΙΟΠ, η αύξηση των στρώσεων δεν παρουσίασε καμία βελτίωση. Στην άλλη μελέτη τους οι Saad Raoof et al. (2017), κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι τα ΙΑΜ μπορούν να ξεπεράσουν τα συστήματα ΙΟΠ σε υψηλή θερμοκρασία ή φωτιά λόγω της διαπνοής και της ικανότητας μη ανάφλεξης και καύσης όταν εκτίθενται σε φωτιά, ιδιότητες οι οποίες οφείλονται στην παρουσία μετάλλων στα τσιμεντοκονιάματα που χρησιμοποιούνται ως συνδετικά υλικά. Στην ίδια μελέτη, υπήρξε επίσης η αναφορά ότι η σύνδεση μεταξύ του συστήματος ΙΑΜ και του υποστρώματος από σκυρόδεμα, παρουσιάζει εξαιρετική συμπεριφορά σε υψηλές θερμοκρασίες. Τέλος, σε μια πειραματική διερεύνηση των Isabella Colombo et al., αποδείχθηκε ότι, οι απομένουσες μηχανικές ιδιότητες των ΙΑΜ που εκτίθενται σε υψηλές θερμοκρασίες, εξαρτώνται από την απώλεια αντοχής του πλέγματος.

Η έκθεση του κοινού σκυροδέματος σε υψηλές θερμοκρασίες (υψηλότερες από τους 330°C) έχει ως αποτέλεσμα την απομείωση των μηχανικών ιδιοτήτων του εξ αιτίας της αλλαγής στη χημική σύσταση των παραγόμενων υδρατμών και των μικρορωγμών που προκύπτουν από τις διαφορικές θερμικές τάσεις που αναπτύσσονται στη μήτρα. Η υποβάθμιση των χημικών ενώσεων και των δεσμών, λαμβάνει χώρα καθώς τα μόρια του υδροξειδίου του ασβεστίου αρχίζουν να αποσυντίθενται μεταξύ των 330°C και 400°C. Το ανθρακικό ασβέστιο αποσυντίθεται στους 700°C και λιώνει στους 800°C. Η βασική διαφορά και πλεονέκτημα στην ανθεκτικότητα σε φωτιά των ΑΑΜ με χαμηλή περιεκτικότητα σε ασβέστιο (Ca) είναι η απουσία ή η παρουσία σε μικρό ποσοστό της C-S-H γέλης (C-S-H gel). Η αποσύνθεση αυτής της γέλης μετά τους 300°C είναι ο πρωταρχικός λόγος για την απομείωση της μηχανικής αντοχής στα προϊόντα που έχουν ως συστατικό το OPC.

Για τα ΑΑΜ χαμηλής περιεκτικότητας σε ασβέστιο, η απομένουσα αντοχή μετά την έκθεση σε φωτιά εξαρτάται από τα αντιδρώντα και τους καταλύτες του διαλύματος με τα αποτελέσματα να ποικίλουν σημαντικά. Οι Martin et al. ανέφεραν υψηλότερη μηχανική αντοχή και καλύτερη συμπεριφορά κατά την αστοχία για τα αλκαλοενεργοποιημένα υλικά, όταν αυτά συγκρίνονται με τα OPC έπειτα από ένα υψηλό θερμικό φορτίο.

2. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ

2.1 Κονίαμα Δόμησης

Για την κατασκευή των δοκιμίων που θα αξιοποιηθούν καθ' όλη την πειραματική διαδικασία, χρησιμοποιήθηκαν οπτόπλινθοι με έξι οπές (το πιο κοινό είδος οπτόπλινθου) με διαστάσεις 5.5×8.3×19 cm, από τοπικό παραγωγό της Αχαΐας. Το κονίαμα δόμησης που χρησιμοποιήθηκε για τη σύμπλεξη των οπτόπλινθων κατά την κατασκευή της τοιχοποιίας, παρήχθη με «εργοταξιακή» διαδικασία (Εικ. 2.1 (α)), με συστατικά τσιμέντο, άσβεστο, άμμο και νερό με σκοπό την παραγωγή κονιάματος γενικής εφαρμογής. Οι ποσότητες των συστατικών που προστέθηκαν κατά προσέγγιση δίνονται από την αναλογία (κατά βάρος) των συστατικών τσιμέντο : άσβεστος : άμμος, στην τελική σύνθεση, όπου ήταν: 1 : 0.68 : 4.8 κατά βάρος ενώ ο λόγος N/T (νερό/ τσιμέντο) ήταν 0.8 ή 80% w/w.

Κατά τη φάση της κατασκευής, ελήφθησαν 6 πρίσματα (2 τριπλέτες) κονιάματος δόμησης σε μεταλλικές μήτρες, επαλειμμένες με λάδι, διαστάσεων 40×40×150 mm. Τα πρίσματα του κονιάματος δόμησης, αφού ξεκαλουπώθηκαν από τις μήτρες με προσοχή, υπεβλήθησαν σε δοκιμές αντοχής στην υδραυλική μηχανή (θλίψης, εφελκυσμού, κόπωσης) της «MTS» του εργαστηρίου με δυναμικότητα 250 kN.

Τόσο για τον προσδιορισμό της θλιπτικής όσο και της εφελκυστικής αντοχής από κάμψη, πραγματοποιήθηκαν έξι δοκιμές κάμψης και εν συνεχεία προέκυψαν δώδεκα πρίσματα τα οποία δοκιμάστηκαν σε θλίψη, επομένως και δώδεκα δοκιμές θλίψης.

Πίνακας 1: Μέσες τιμές αντοχών κονιάματος δόμησης τοιχοποιίας.

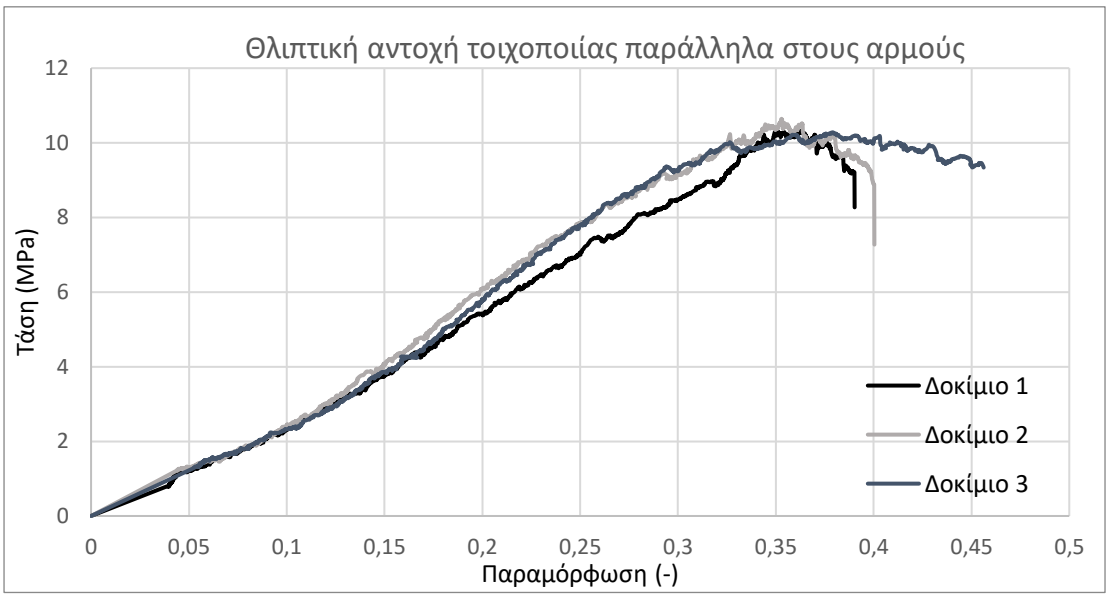
Μέση εφελκυστική αντοχή κονιάματος	*Μέση θλιπτική αντοχή κονιάματος*
f_{mt} = 3.12 MPa	f_{mc} = 10.265 MPa

2.2 Δοκίμια Τοιχοποιίας

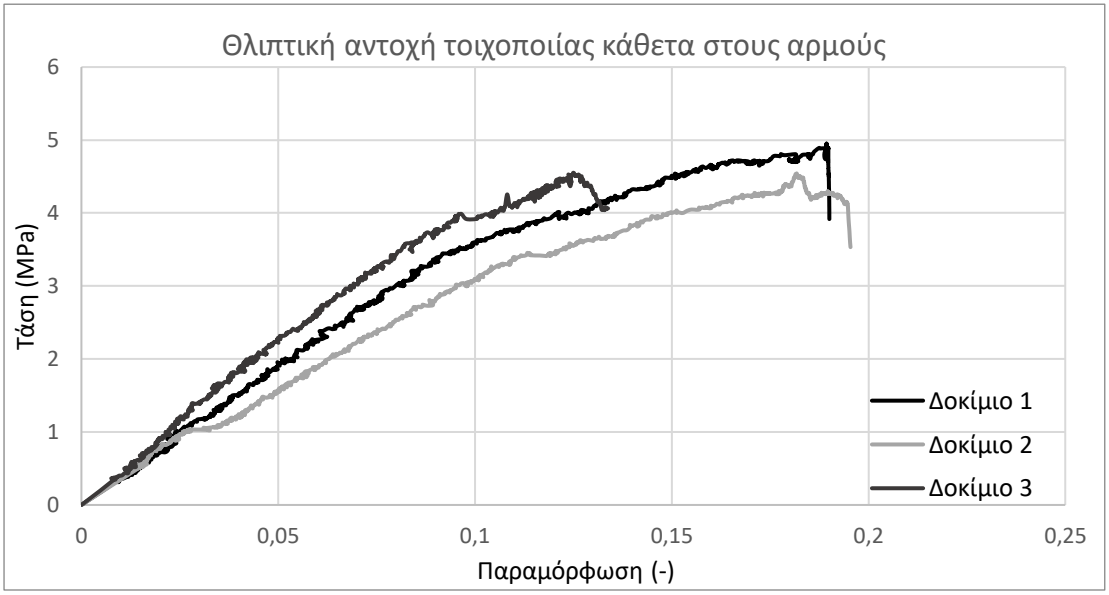
Για τη μέτρηση μέσω πειράματος της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας, έγινε θλίψη τοιχίσκων διαστάσεων 40×40×85 cm (σύμφωνα με το σύνολο των προτύπων EN 1052-1), οι οποίοι κατασκευάστηκαν παράλληλα με τα βασικά δοκίμια των πειραμάτων, με τα ίδια υλικά και συντηρήθηκαν υπό τις ίδιες συνθήκες. Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε υδραυλική πρέσα δυναμικότητας 4000 kN.

Πίνακας 2: Τιμές μέσης θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας παράλληλα & κάθετα στους οριζόντιους αρμούς.

Μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας (MPa)	
// αρμούς	10.41
⊥ *αρμούς*	4.68



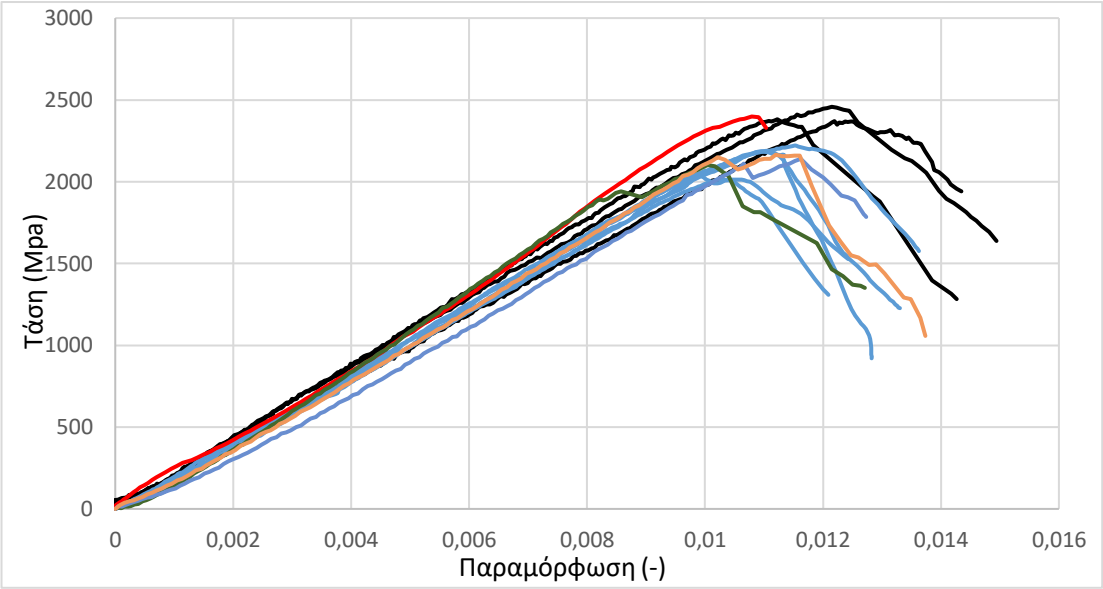
Σχήμα 2: Διάγραμμα τάσης σ – παραμόρφωσης ε της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς.



Σχήμα 3: Διάγραμμα τάσης σ – παραμόρφωσης ε της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας κάθετα στους οριζόντιους αρμούς.

2.3 Ινόπλεγμα και Μητρικό Κονίαμα Ενίσχυσης

Στη συγκεκριμένη μελέτη, τα δοκίμια που χρησιμοποιήθηκαν κατά την πειραματική διαδικασία, ενισχύθηκαν με πλέγμα ινών Mapegrid C 170 της εταιρείας MAPEI, το οποίο παράγεται σε ρολά πλάτους 1 m και μήκους 50 m. Το παραπάνω πλέγμα έχει τετραγωνική πλέξη και είναι κατασκευασμένο από υψηλής αντοχής ίνες άνθρακα. Το παρόν πλέγμα ειδικά όταν εφαρμόζεται σε επιφάνειες τοιχοποιίας, βελτιώνει την έλλειψη της εφελκυστικής αντοχής που χαρακτηρίζει την τοιχοποιία και αυξάνει τη συνολική ολκιμότητα, με στόχο οι τάσεις να κατανέμονται πιο ομοιόμορφα σε ολόκληρη την επιφάνεια. Οι πειραματικές μετρήσεις και οι αναλύσεις που έγιναν, έδωσαν τα παρακάτω στοιχεία για τις μηχανικές ιδιότητες του πλέγματος.



Σχήμα 4: Διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης του πλέγματος Mapegrid C 170 της MAPEI (Kapsalis Panagiotis 2021).

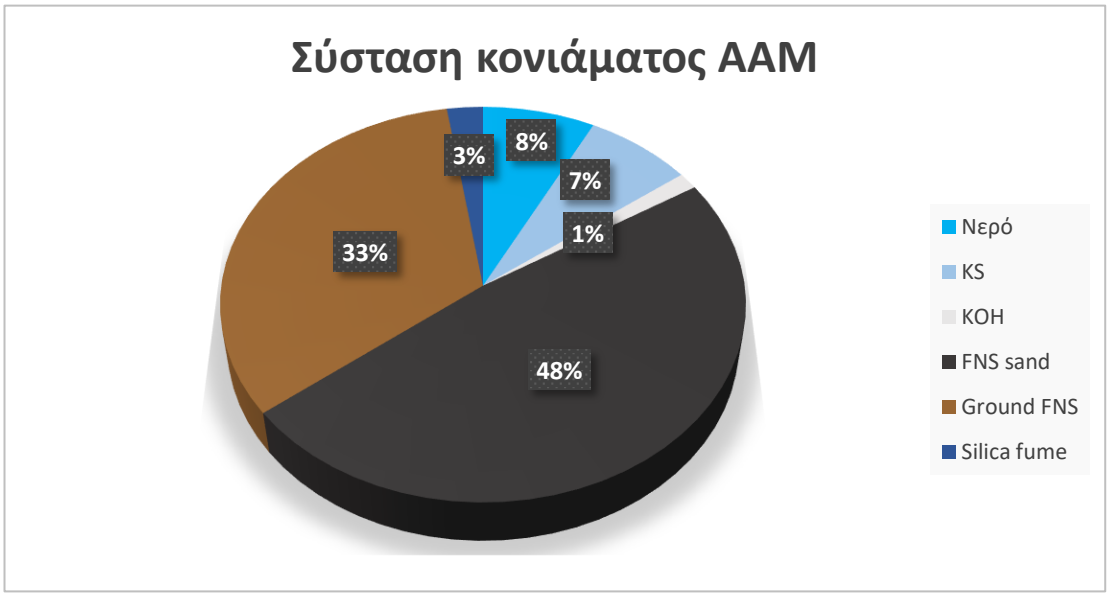
Πίνακας 3: Μηχανικά χαρακτηριστικά του πλέγματος Mapegrid C 170.

Μέγιστη εφελκυστική τάση (MPa)	2230.9
Μέγιστη παραμόρφωση (%)	1.05
Μέτρο Ελαστικότητας (GPa)	212.5

Πίνακας 4: Τελική σύσταση κονιάματος AAM που χρησιμοποιήθηκε (ποσότητα νερού στο διάλυμα 450 gr).

Συστατικά	*Μάζα (gr)*	*Σημειώσεις*
Νερό	450	
Πυριτικό Κάλιο (KS)	430	Κωδ. δοχείου: 14517 Το KS αποτελείται κατά 45 % από ξηρά συστατικά και κατά 55 % από νερό.
Υδροξείδιο του Καλίου (ή καυστική ποτάσα) KOH	81	
Σύνολο	961	Συνολική ποσότητα νερού: 450+0.55×430=686.5 gr

Συστατικά	Μάζα (gr)
Σκωρία υψικαμίνων (χονδρόκοκκη, κοσκινισμένη σε 0 – 2 mm)	2877
Σκωρία υψικαμίνων (λεπτόκοκκη)	1967
Πυριτική παιπάλη	144
Χημικό διάλυμα	961
Σύνολο	5949



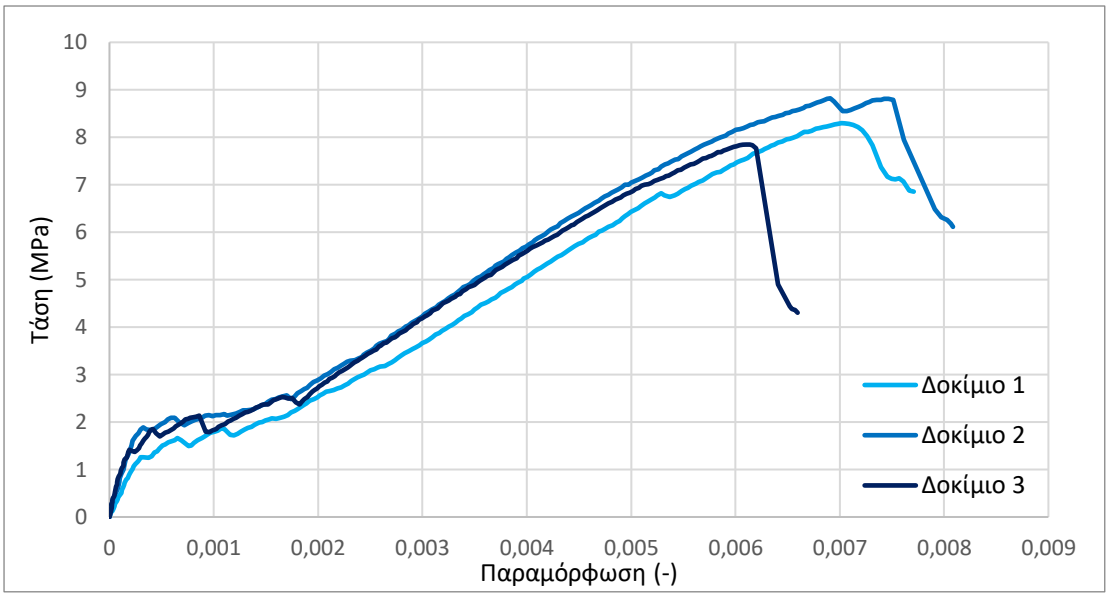
Σχήμα 5: Ποσοστιαία συμμετοχή του κάθε συστατικού στη τελική σύνθεση κονιάματος AAM.

Η μέση τιμή της εφελκυστικής και της θλιπτικής αντοχής του αλκαλοενεργοποιημένου κονιάματος, προσδιορίστηκαν όπως και στην περίπτωση του κονιάματος δόμησης και οι τιμές τους παρουσιάζονται παρακάτω.

Πίνακας 5: Μέσες τιμές αντοχών κονιάματος AAM.

Μέση εφελκυστική αντοχή κονιάματος	*Μέση θλιπτική αντοχή κονιάματος*
f_{mt} = 5.79 MPa	f_{mc} = 70.61 MPa

Για τον προσδιορισμό του μέτρου Ελαστικότητας Ε του AAM κονιάματος που χρησιμοποιήθηκε για την πλήρωση της μήτρας, ελήφθησαν 3 δοκίμια εφελκυσμού (coupons) πάχους 10 mm και πλάτους 100 mm με 2 στρώσεις πλέγματος (ίδιο πλέγμα με αυτό που χρησιμοποιήθηκε και για τις ενισχύσεις) στους 20°C, τα οποία υπεβλήθησαν σε δοκιμή άμεσου εφελκυσμού στην υδραυλική μηχανή (θλίψης, εφελκυσμού, κόπωσης) της «MTS» του εργαστηρίου με δυναμικότητα 250 kN. Τα αποτελέσματα της δοκιμής παρουσιάζονται συνοπτικά στο παρακάτω διάγραμμα (Σχ. 2.5), από το οποίο λαμβάνεται και το μέτρο ελαστικότητας Ε ως η κλίση του αρχικού ευθύγραμμου – ελαστικού κλάδου του διαγράμματος.



Σχήμα 6: Διάγραμμα τάσης σ – παραμόρφωσης ε, κονιάματος ΑΑΜ.

Πίνακας 6: Μέτρο Ελαστικότητας Ε του ΑΑΜ και οριακή παραμόρφωση του ΙΑΜ

Μέτρο ελαστικότητας Ε	*6.05 GPa*
Οριακή παραμόρφωση του σύνθετου υλικού με ΑΑΜ.	6.69 ‰

Κατά την εφαρμογή των θερμομονωτικών πλακών εξηλασμένης πολυστερίνης (xps) απευθείας στην τοιχοποιία (περίπτωση τοποθέτησης ΙΑΜ εξωτερικά της θερμομόνωσης), απαιτήθηκε η εφαρμογή κονιάματος εφαρμογής. Για το σκοπό αυτό επιλέχθηκε το ινοπλισμένο συγκολλητικό υλικό για τοποθέτηση θερμομονωτικών πλακών ΚΑΡΑ 11 της BAUER. Με την ίδια διαδικασία που ακολουθήθηκε και για το κονίαμα δόμησης τοιχοποιίας και για το αλκαλοενεργοποιημένο κονίαμα προσδιορίστηκα τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τσιμεντοειδούς κονίας.

Πίνακας 7: Μέσες τιμές αντοχών τσιμεντοειδούς κονίας.

Μέση εφελκυστική αντοχή κονιάματος	*Μέση θλιπτική αντοχή κονιάματος*
f_{mt} = 2.55 MPa	f_{mc} = 7.03 MPa

Πίνακας 8: Μέτρο Ελαστικότητας Ε του ΑΑΜ και οριακή παραμόρφωση του ΙΑΜ με

Μέτρο ελαστικότητας Ε	*6.297 GPa*
Οριακή παραμόρφωση του σύνθετου υλικού τσιμεντοειδή κονία (OPC).	7.22 ‰

2.4 Θερμομονωτικές Πλάκες

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας χρησιμοποιήθηκαν αποκλειστικά θερμομονωτικές πλάκες εξηλασμένης πολυστερίνης (XPS) των 2 cm με ανάγλυφη επιφάνεια και υψηλή διάχυση ατμών για μόνωση προσόψεων και θερμομονωτικές πλάκες πετροβάμβακα.

Πιο συγκεκριμένα, αναφορικά με την εξηλασμένη πολυστερίνη (XPS – Extruded polysterene), είναι της εταιρείας FIBRAN S.A. και η πλήρης εμπορική ονομασία του

προϊόντος σύμφωνα με το τεχνικό φυλλάδιο της εταιρείας είναι FIBRANxps ETICS GF.

Όσον αφορά τις πλάκες πετροβάμβακα που χρησιμοποιήθηκαν, είναι επίσης της εταιρείας FIBRAN S.A. και η πλήρης εμπορική ονομασία του προϊόντος σύμφωνα με το τεχνικό φυλλάδιο της εταιρείας είναι FIBRANgeo BP – ETICS.

2.5 Τύποι Δοκιμίων - Ονοματολογία

Τα δοκίμια που κατασκευάστηκαν για τους σκοπούς της παρούσας εργασίας, είναι συμβατά με το ένα εκ των τριών βασικών στοιχείων ενός φέροντος τοίχου, και αυτό είναι το ανώφλι ή αλλιώς υπέρθυρο. Όλα τα δοκίμια είναι κατασκευασμένα σε μεσαία κλίμακα με διαστάσεις 1.30 m στο μήκος και 0.40 m στο ύψος, όπως φαίνονται και στις παρακάτω προσομοιώσεις.

Στόχος είναι να εξεταστούν διάφορες διατάξεις τοποθέτησης του υλικού ενίσχυσης και του υλικού θερμομόνωσης, ώστε να κριθεί ποια διάταξη αποτελεί την πλέον καταλληλότερη όσον αφορά την αποτελεσματικότητα της ενίσχυσης σε θερμοκρασία περιβάλλοντος (ambient conditions), αλλά και ύστερα από έκθεση σε φωτιά, την επιρροή της στρώσης πετροβάμαβακα ως θερμομονωτική προστασία. Πιο συγκεκριμένα, κατασκευάστηκαν δοκίμια με αποκλειστικά μονόπλευρη ενίσχυση (υποβλήθηκαν σε μονοτονική φόρτιση) και οι περιπτώσεις ήταν: 1) σε θερμοκρασία περιβάλλοντος (ambient conditions) να είναι το υλικό ενίσχυσης σε επαφή με τον τοίχο και η θερμομόνωση - εξηλασμένη πολυστερίνη (xps) εξωτερικά, 2) σε θερμοκρασία περιβάλλοντος (ambient conditions) να είναι η θερμομόνωση - εξηλασμένη πολυστερίνη (xps) εσωτερικά σε επαφή με τον τοίχο και το υλικό ενίσχυσης εξωτερικά, 3) σε υψηλές θερμοκρασίες το υλικό ενίσχυσης σε επαφή με τον τοίχο με εξωτερική στρώση θερμομονωτικού υλικού πετροβάμβακα (rockwool) και 4) σε υψηλές θερμοκρασίες το υλικό ενίσχυσης σε επαφή με τον τοίχο χωρίς εξωτερική στρώση θερμομονωτικού υλικού πετροβάμβακα (rockwool).

Βασική προϋπόθεση που τηρήθηκε κατά την κατασκευή όλων των δοκιμίων, είναι ότι διατηρείται σταθερή η συνολική ποσότητα υλικού ενίσχυσης και θερμομόνωσης που εφαρμόζεται σε κάθε δοκίμιο. Πιο συγκεκριμένα, σε κάθε δοκίμιο τοποθετούνται 2 στρώσεις ΙΑΜ και 1 θερμομονωτική πλάκα εξηλασμένης πολυστερίνης (xps) πάχους 2 cm είτε 1 θερμομονωτική πλάκα πετροβάμβακα (rockwool) πάχους 3 cm.

Επομένως, αναλυτικά προκύπτουν τα παρακάτω δοκίμια που υποβλήθηκαν σε φόρτιση εκτός επιπέδου:

1. Δοκίμιο ελέγχου (Control): Δοκίμιο τοιχοποιίας χωρίς καμία επέμβαση (άοπλη τοιχοποιία (θερμοκρασία περιβάλλοντος - ambient conditions)
2. Δοκίμιο τοιχοποιίας με μονόπλευρη επέμβαση, όπου τοποθετήθηκε το ΙΑΜ σε επαφή με τον τοίχο και η θερμομονωτική πλάκα εξηλασμένης πολυστερίνης εξωτερικά (xps) (θερμοκρασία περιβάλλοντος - ambient conditions)
3. Δοκίμιο τοιχοποιίας με μονόπλευρη επέμβαση, όπου τοποθετήθηκε η θερμομονωτική πλάκα εξηλασμένης πολυστερίνης (xps) σε επαφή με τον τοίχο και το ΙΑΜ εξωτερικά (θερμοκρασία περιβάλλοντος - ambient conditions)
4. Δοκίμιο τοιχοποιίας με μονόπλευρη επέμβαση, όπου τοποθετήθηκε μόνο το ΙΑΜ σε επαφή με την τοιχοποιία (έκθεση σε φωτιά)
5. Δοκίμιο τοιχοποιίας με μονόπλευρη επέμβαση, όπου τοποθετήθηκε το ΙΑΜ σε επαφή με τον τοίχο και η θερμομονωτική πλάκα πετροβάμβακα (rockwool) εξωτερικά (έκθεση σε φωτιά)
6. Δοκίμιο ελέγχου (Control): Δοκίμιο τοιχοποιίας χωρίς καμία επέμβαση (άοπλη τοιχοποιία) (έκθεση σε φωτιά).

Για τη συντομότερη αναφορά σε κάθε δοκίμιο, χρησιμοποιείται συγκεκριμένος τρόπος ονοματολογίας που εξηγείται παρακάτω:

- Χρήση του γράμματος “M” (Masonry) για αναφορά στο δοκίμιο τοιχοποιίας
- Χρήση του γράμματος “i” (layer of insulation) για αναφορά στην πλάκα θερμομονωτικού υλικού
- Χρήση του γράμματος “L” (layer of IAM) και του αριθμού 2, για αναφορά στις 2 στρώσεις IAM που εφαρμόστηκαν
- Χρήση του γράμματος “C” (Control) για αναφορά στο δοκίμιο ελέγχου

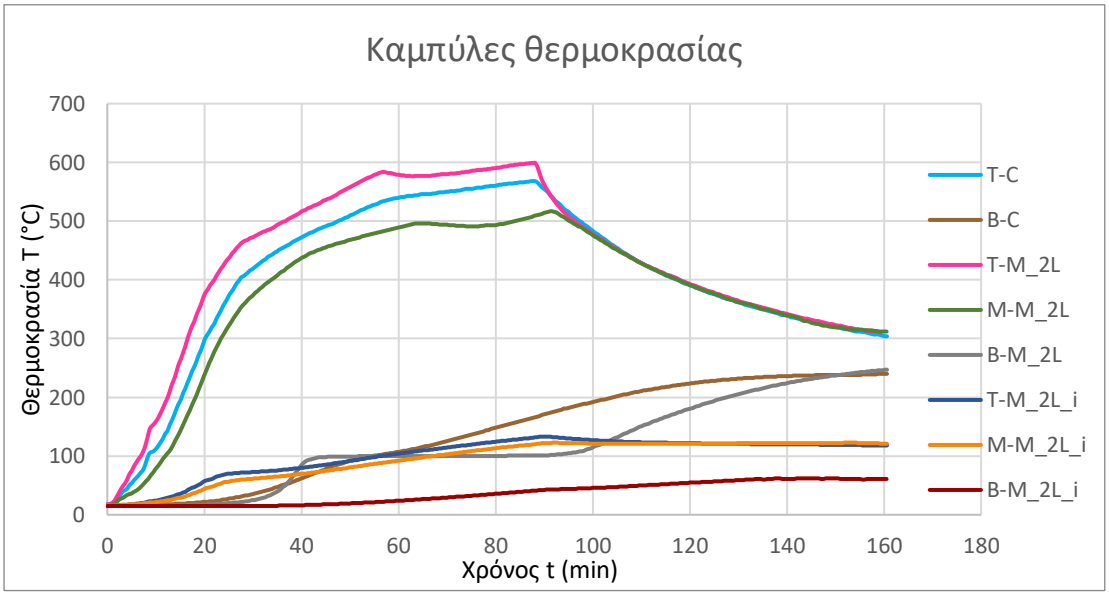
Να σημειωθεί ότι, η σειρά με την οποία αναγράφεται το κάθε γράμμα από αριστερά προς τα δεξιά, μετά το γράμμα M, είναι και η σειρά με την οποία τοποθετούνται οι στρώσεις του εκάστοτε υλικού.

3. ΕΚΘΕΣΗ ΣΕ ΦΩΤΙΑ

Οι δοκιμές πυρός, πραγματοποιήθηκαν στη Μονάδα Δοκιμών Πυρός του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών και συγκεκριμένα του Εργαστηρίου Μηχανικής και Τεχνολογίας Υλικών του Πανεπιστημίου Πατρών. Οι παραπάνω δοκιμές έγιναν στον κατακόρυφο κλίβανο που εδράζεται στη Μονάδα.

Τα δοκίμια, ήταν μονόπλευρα εκτεθειμένα στη φωτιά και συγκεκριμένα από την επιφάνεια που βρισκόταν η ενίσχυση ή η θερμοπρόσοψη. Να σημειωθεί, πως περιμετρικά των δοκιμίων καθώς και στην κατώτερη πλευρά, είχε τοποθετηθεί παχύ στρώμα πετροβάμβακα, με σκοπό η υψηλή θερμοκρασία να επηρεάζει το δοκίμιο αποκλειστικά από την επάνω ελεύθερη πλευρά και να εισέρχεται προς το εσωτερικό του δοκιμίου.

Σκοπός ήταν η θερμοκρασία στην επιφάνεια των δοκιμίων να έχει τιμή ίση με 600°C, σύμφωνα με τον οποίο ορίστηκε και η καμπύλη κατά την εκκίνηση της δοκιμής. Η πρότυπη καμπύλη που ορίστηκε στο πρόγραμμα χειρισμού του κλιβάνου, ξεκινούσε σε χρόνο 0 να αυξάνει τη θερμοκρασία μέχρι τους 600°C με γρήγορο ρυθμό θέρμανσης, τόσο ώστε να είναι κοντά στον αρχικό ρυθμό θέρμανσης που ορίζει η καμπύλη ISO 834 – 1. Τελικώς, περίπου στα 20 min έφθασε σε ένα πλατό με θερμοκρασία ίση με 600 °C, η οποία παρέμεινε σταθερή για περίπου 70 min και εν συνεχεία έσβησαν οι καυστήρες και συνέχισε η παρατήρηση και οι μετρήσεις για περίπου άλλα 60 min.



Σχήμα 7: Διάγραμμα θερμοκρασίας – χρόνου των τριών δοκιμίων.

Φαίνεται ξεκάθαρα, σύμφωνα με τα παραπάνω διαγράμματα, ότι η συνεισφορά του πετροβάμβακα στο δοκίμιο ήταν ουσιαστική, αφού αντί για θερμοκρασία ίση με 600°C που είχε η επιφάνεια του AAM στο δοκίμιο χωρίς τη θερμομόνωση, στην περίπτωση με το εξωτερικό στρώμα πετροβάμβακα η μέγιστη θερμοκρασία ήταν μόλις 132°C

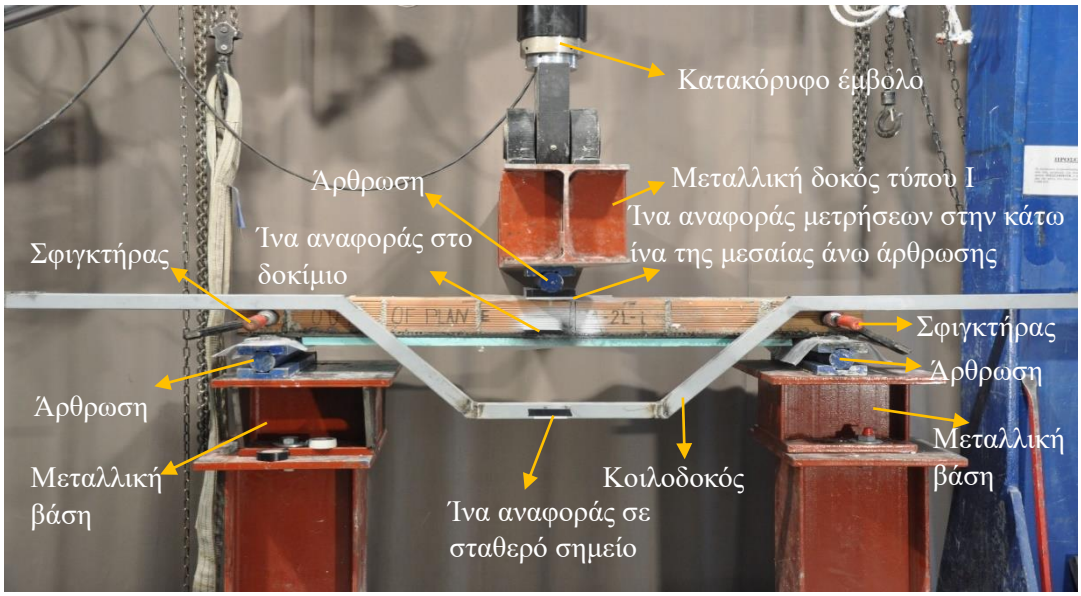
στην επάνω θέση του ΙΑΜ. Επιπλέον, φαίνεται από τις θερμοκρασίες ειδικά στο δοκίμιο ελέγχου, ότι το σώμα της τοιχοποιίας προσφέρει μια ελάχιστη θερμική μόνωση (δεν σημειώθηκε απότομη αύξηση της θερμοκρασίας ειδικά στους αρχικούς χρόνους), όμως αξίζει να σημειωθεί ότι η θερμοκρασία στο κατώτερο στρώμα αρχίζει να αυξάνεται ειδικά μετά το κλείσιμο των καυστήρων (μετά το πέρας της δοκιμής) γεγονός που φανερώνει τη μικρή θερμική αγωγιμότητα που τη χαρακτηρίζει.

4. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ & ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΟΚΙΜΩΝ

Στο πλαίσιο της πειραματικής διαδικασίας και συγκεκριμένα αναφορικά με το κομμάτι των δοκιμών, χρησιμοποιήθηκε το πλαίσιο φόρτισης του Εργαστηρίου Μηχανικής και Τεχνολογίας Υλικών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πατρών, της εταιρείας «MTS» . Η εμβέλεια φορτίσεων του πλαισίου φόρτισης είναι, 500 kN το κατακόρυφο υδραυλικό έμβολο και 250 kN το οριζόντιο.

Τα δοκίμια φορτίστηκαν με επιβολή ομοιόμορφου γραμμικού φορτίου στο μέσον του δοκιμίου, σε εκτός επιπέδου φόρτιση. Για την επιβολή του φορτίου, ουσιαστικά ασκήθηκε κατακόρυφη δύναμη, μέσω του κατακόρυφου εμβόλου του μεταλλικού πλαισίου, που με προσθήκη μεταλλικής δοκού τύπου Ι, προσομοιώθηκε ως ομοιοόμορφη κατανομή στο μέσον. Ουσιαστικά, η μέθοδος φόρτισης για κάθε δοκίμιο τοίχου, ήταν κάμψη 3 σημείων.

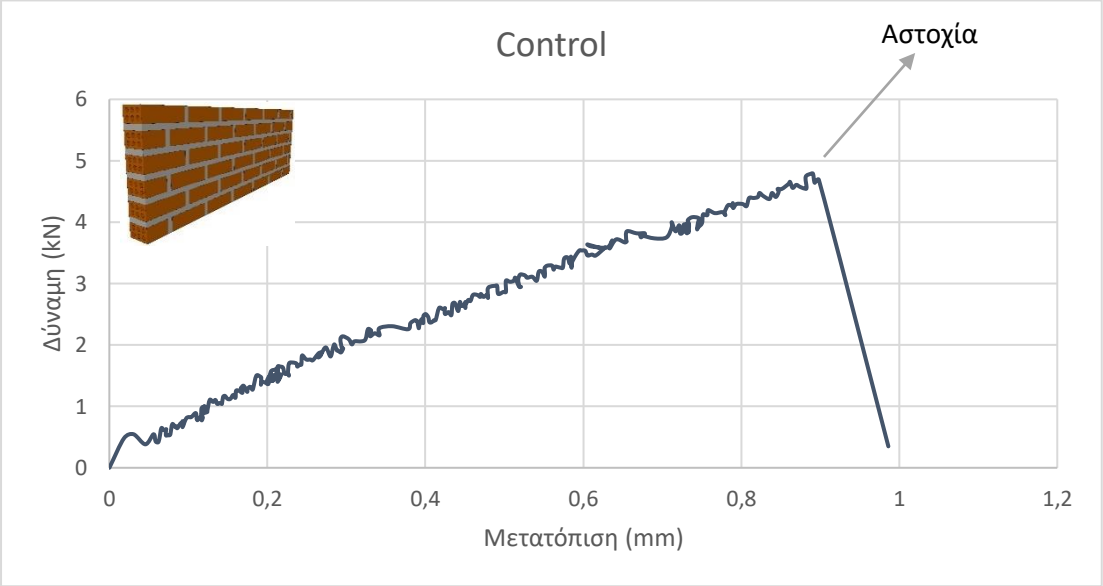
Ο κάθε τοίχος, τοποθετήθηκε σε οριζόντια διάταξη, έτσι ώστε το ύψος του εκάστοτε δοκιμίου, κατά την φόρτιση, να ανταποκρίνεται στο πλάτος του. Εν συνεχεία, κάθε δοκίμιο τοποθετήθηκε επάνω σε δύο μεταλλικές αρθρώσεις στα δύο άκρα (εβρισκόμενες επάνω σε μεταλλικές βάσεις), οι οποίες είχαν μεταξύ τους απόσταση (από μέσον άρθρωσης σε μέσον άρθρωσης) 1160 mm, το οποίο αντιπροσωπεύει και το καθαρό άνοιγμα του δοκιμίου. Για την τοποθέτηση του τοίχου επάνω στις αρθρώσεις, εφαρμόσθηκε προτίτερα, ένα στρώμα γύψου ώστε να είναι οριζοντιοποιημένη και ομαλή η επιφάνεια για να μην υπάρχουν σφάλματα στις μετρήσεις και να είναι πλήρης η επαφή στις διεπιφάνειες. Έπειτα, αφού οριοθετήθηκε η μεσαία διατομή, μπήκε άλλη μια στρώση γύψου στο επάνω μέρος, όπου και ακούμπησε η τρίτη μεταλλική άρθρωση. Στο κάτω μέρος του κατακόρυφου υδραυλικού εμβόλου, είχε προσαρτηθεί η μεταλλική δοκός τύπου Ι, για τον σκοπό που αναφέρθηκε παραπάνω, η οποία αφού τοποθετήθηκε παράλληλα με τη μεσαία διατομή, ακούμπησε στο πάνω μέρος της μεσαίας άρθρωσης.



Σχήμα 8: Πειραματική διάταξη των δοκιμίων για εκτός επιπέδου φόρτιση.

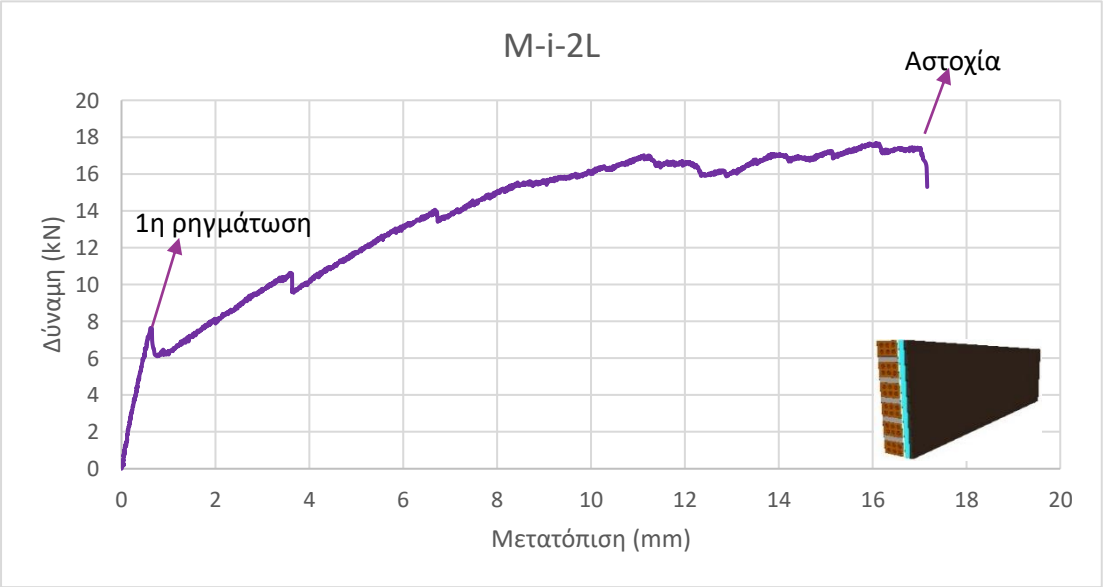
4.1 Συνοπτική Παρουσίαση των Σημείων της 1ης Ρηγμάτωσης, της Αστοχίας και των Δυσκαμψιών όλων των Δοκιμίων

Η δυσκαμψία της κατασκευής δηλώνει το μέγεθος της αντίστασης που παρουσιάζει στην παραμόρφωση της. Δηλαδή, το πόσο εύκολα ή δύσκολα μπορεί η κατασκευή να παραμορφώνεται υπό την άσκηση μιας δράσης (Αθανάσιος Χ. Τριανταφύλλου 2015, "Μηχανική των Υλικών"). Παρακάτω, δίνονται οι τιμές για τη δυσκαμψία κάθε δοκιμίου. Αυτή η δυσκαμψία ορίζεται μέχρι τη 1η ρηγμάτωση του εκάστοτε δοκιμίου και προκύπτει από την κλίση του αρχικού ευθύγραμμου – ελαστικού κλάδου του διαγράμματος δύναμης – μετατόπισης.



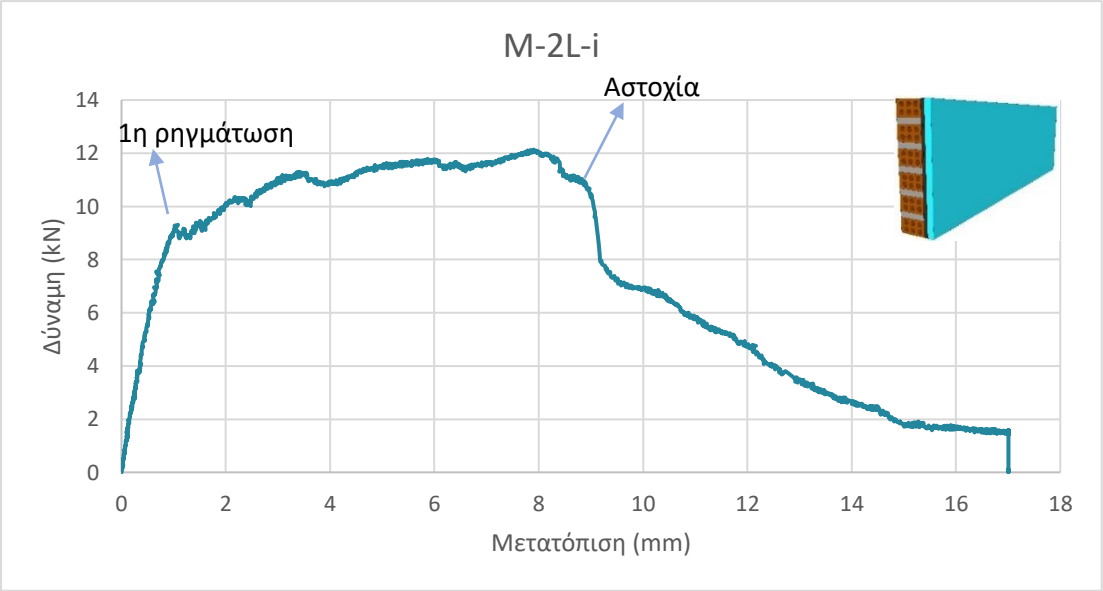
Σχήμα 9: Διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης δοκιμίου ελέγχου σε φόρτιση εκτός επιπέδου.

Στο δοκίμιο αναφοράς, δεν προκύπτει σημείο πρώτης ρηγμάτωσης, καθώς εμφανίζεται απότομη αστοχία. Η αστοχία επήλθε στη μέγιστη τιμή φορτίου, δηλαδή στα 4.79 kN και σε τιμή βύθισης ίση με 0.89 mm. Η δυσκαμψία του, η οποία υπολογίζεται βάσει του πρώτου ευθύγραμμου κλάδου του διαγράμματος, όπου το δοκίμιο συμπεριφέρεται ελαστικά, είναι ίση με 4.9237 kN/mm. Η ροπή αντοχής υπολογίστηκε ίση με 1.39 kNm.



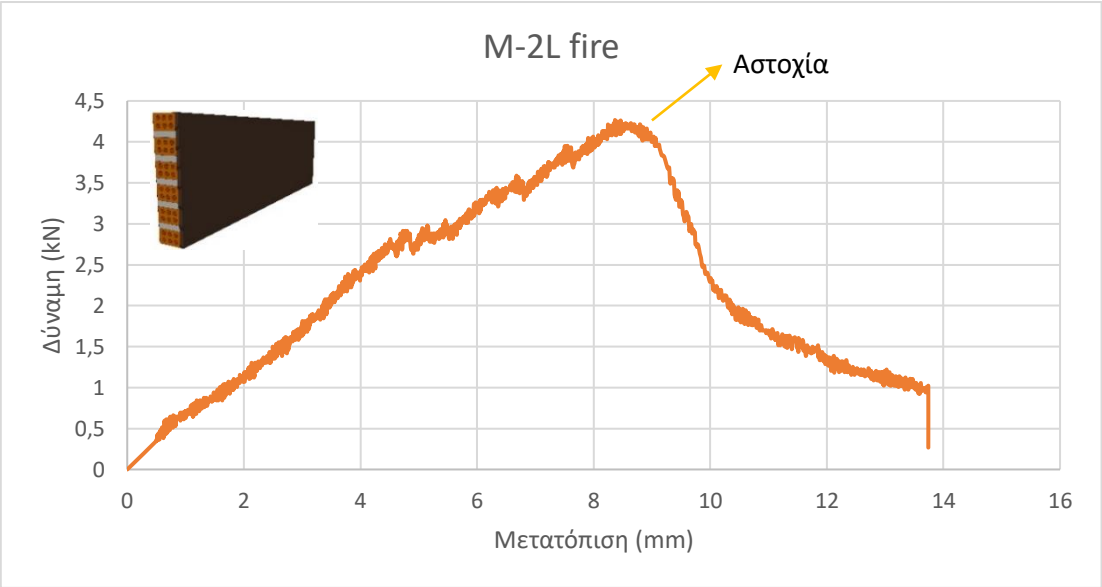
Σχήμα 10: Διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης δοκιμίου M-i-2L σε φόρτιση εκτός επιπέδου.

Στο δοκίμιο σε θερμοκρασία περιβάλλοντος (ambient conditions) με εσωτερική θερμομόνωση και εξωτερικά το ΙΑΜ, η πρώτη ρηγμάτωση επήλθε στα 7.48 kN και με βύθιση ίση με 0.65 mm. Όσον αφορά την αστοχία επήλθε με απότομη πτώση του φορτίου και συγκεκριμένα τη χρονική στιγμή που το φορτίο είχε την τιμή 17.06 kN και βύθιση ίση με την τιμή 17.12 mm. Η δυσκαμψία αυτού του δοκιμίου, η οποία προέρχεται επίσης από τον πρώτο ευθύγραμμο κλάδο, δηλαδή μέχρι την πρώτη ρηγμάτωση, είναι ίση με 12.339 kN/mm. Η ροπή αντοχής υπολογίστηκε ίση με 5.126 kNm.



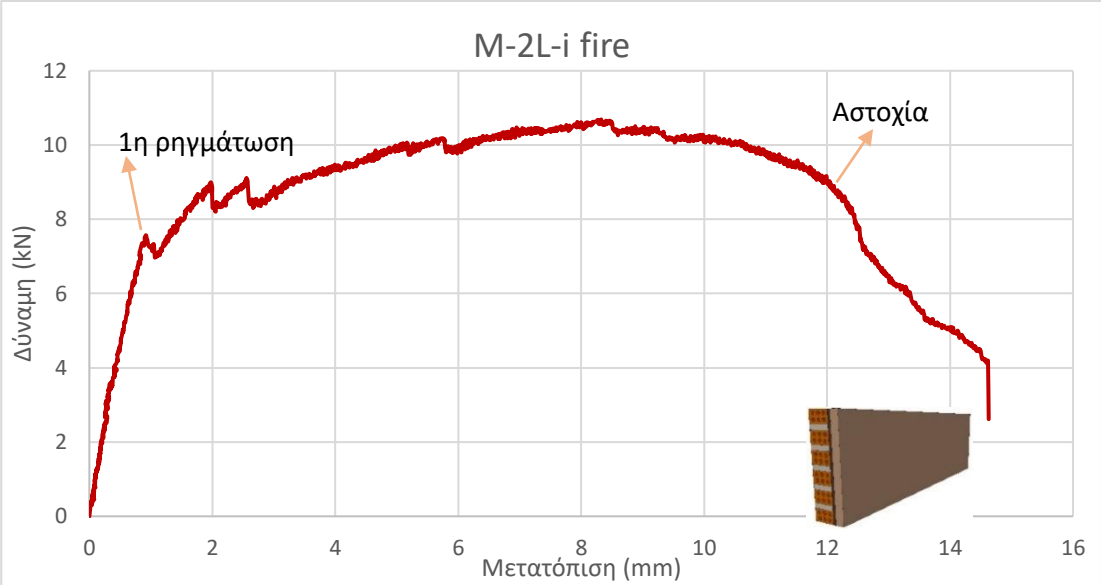
Σχήμα 11: Διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης δοκιμίου M-2L-i σε φόρτιση εκτός επιπέδου.

Στο δοκίμιο σε θερμοκρασία δωματίου (ambient conditions) με τη θερμομόνωση εξωτερικά και εσωτερικά το ΙΑΜ, η πρώτη ρηγμάτωση επήλθε στα 9.24 kN με βύθιση ίση με 1.06 mm. Όσον αφορά την αστοχία επήλθε με την πρώτη εκ των απότομων πτώσεων του φορτίου και συγκεκριμένα τη χρονική στιγμή που το φορτίο είχε την τιμή 10.42 kN και βύθιση ίση με την τιμή 9.06 mm. Η δυσκαμψία του δοκιμίου μέχρι την πρώτη ρηγμάτωση είναι ίση με 10.425 kN/mm. Η ροπή αντοχής υπολογίστηκε ίση με 3.52 kNm.



Σχήμα 12: Διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης δοκιμίου M-2L μετά από έκθεση σε φωτιά σε φόρτιση εκτός επιπέδου.

Στο παρόν δοκίμιο το οποίο μετά την έκθεση σε φωτιά είχε ήδη αρκετές ρηγματώσεις, δεν ορίζεται σημείο και φορτίο πρώτης ρηγμάτωσης (δεν έχει ουσία). Αναφορικά όμως με το σημείο της αστοχίας, αυτό προκύπτει σε τιμή φορτίου ίση με 4.26 kN και βύθιση 3.75 mm (από την οριζόντια θέση). Η συνολική βύθιση είναι 8.4 mm, όπου 4.65 mm είναι η βύθιση λόγω του θερμικού φορτίου (αρνητικό βέλος κάμψης) και 3.75 mm η βύθιση από την οριζόντια θέση (θετικό βέλος κάμψης). Η δυσκαμψία στο παρόν δοκίμιο, που όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, δεν μπορεί να οριστεί σημείο πρώτης ρηγμάτωσης, ορίζεται από το ευθύγραμμο τμήμα του διαγράμματος και είναι ίση με 0.5776 kN/mm. Η ροπή αντοχής υπολογίστηκε ίση με 1.236 kNm.

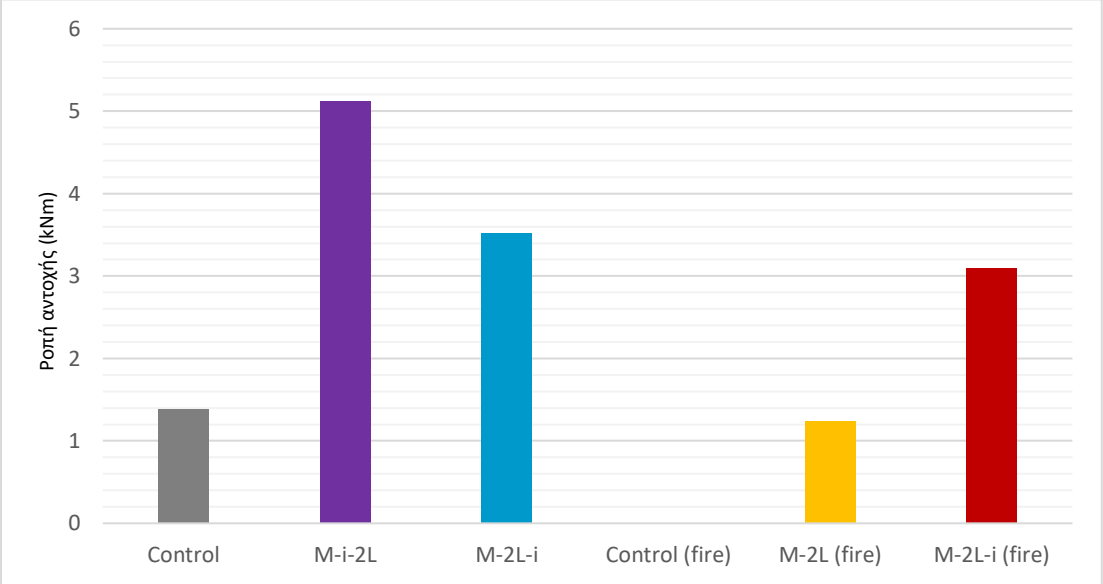


Σχήμα 13: Διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης δοκιμίου M-2L-i μετά από έκθεση σε φωτιά σε φόρτιση εκτός επιπέδου.

Στο δοκίμιο, με την εξωτερική στρώση πετροβάμβακα, που εκτέθηκε σε υψηλές θερμοκρασίες, η πρώτη ρηγμάτωση εμφανίσθηκε στα 7.25 kN με βύθιση ίση με 1.02 mm. Η αστοχία, επήλθε προσεγγιστικά στο σημείο εκείνο που παρατηρήθηκε μείωση του μέγιστου φορτίου στο 80 %, δηλαδή σε φορτίο ίσο με 8.55 kN και τιμή βύθισης εκείνη τη στιγμή ίση με 12.3 mm. Η δυσκαμψία σε αυτό το δοκίμιο, επίσης προσδιορίστηκε μέσω του αρχικού ευθύγραμμου ελαστικού κλάδου του διαγράμματος και υπολογίστηκε ίση με 8.6674 kN/mm. Η ροπή αντοχής υπολογίστηκε ίση με 3.1 kNm.

Να σημειωθεί ότι, αναφορικά με το δοκίμιο ελέγχου μετά την έκθεση σε φωτιά, αν και έχει γίνει η αντίστοιχη αναφορά, καθώς δεν υπεβλήθη το δοκίμιο σε κάποια δοκιμή λόγω του ότι αστόχησε υπό το ίδιο βάρος του, γίνεται η θεώρηση σχεδόν μηδενικής αντοχής και μηδενικής δυσκαμψίας (πολύ μικρές τιμές που προσεγγίζουν το μηδέν).

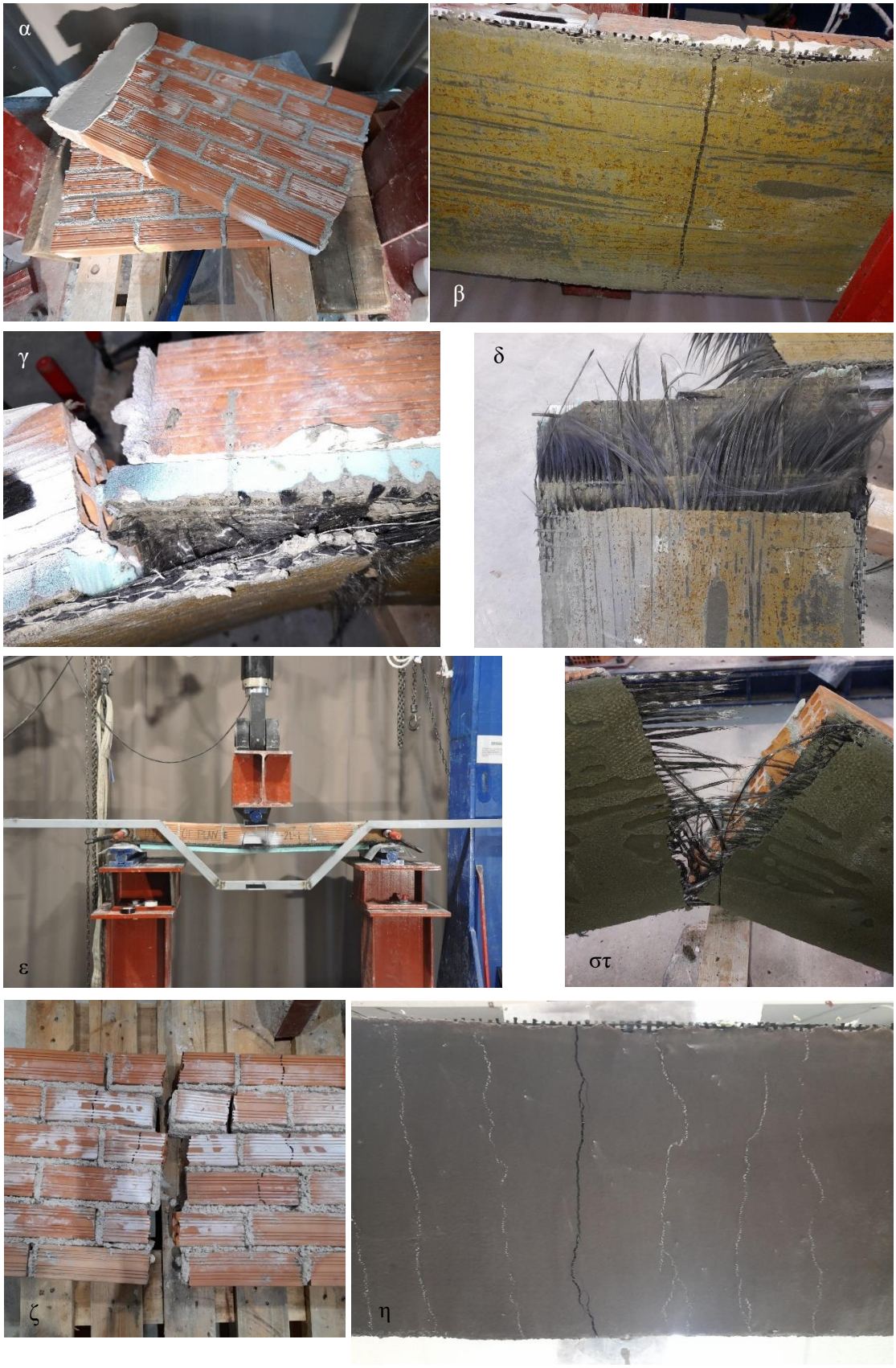
Σε αυτό το σημείο, για να γίνει πιο εποπτική η παρουσίαση των αποτελεσμάτων, θα χρησιμοποιηθούν ραβδόγραμμα που θα παρουσιάζει τις ροπές αντοχής κάθε δοκιμίου και πίνακας που θα έχει συγκεντρωμένες τις τιμές των δυσκαμψιών όλων των δοκιμίων.

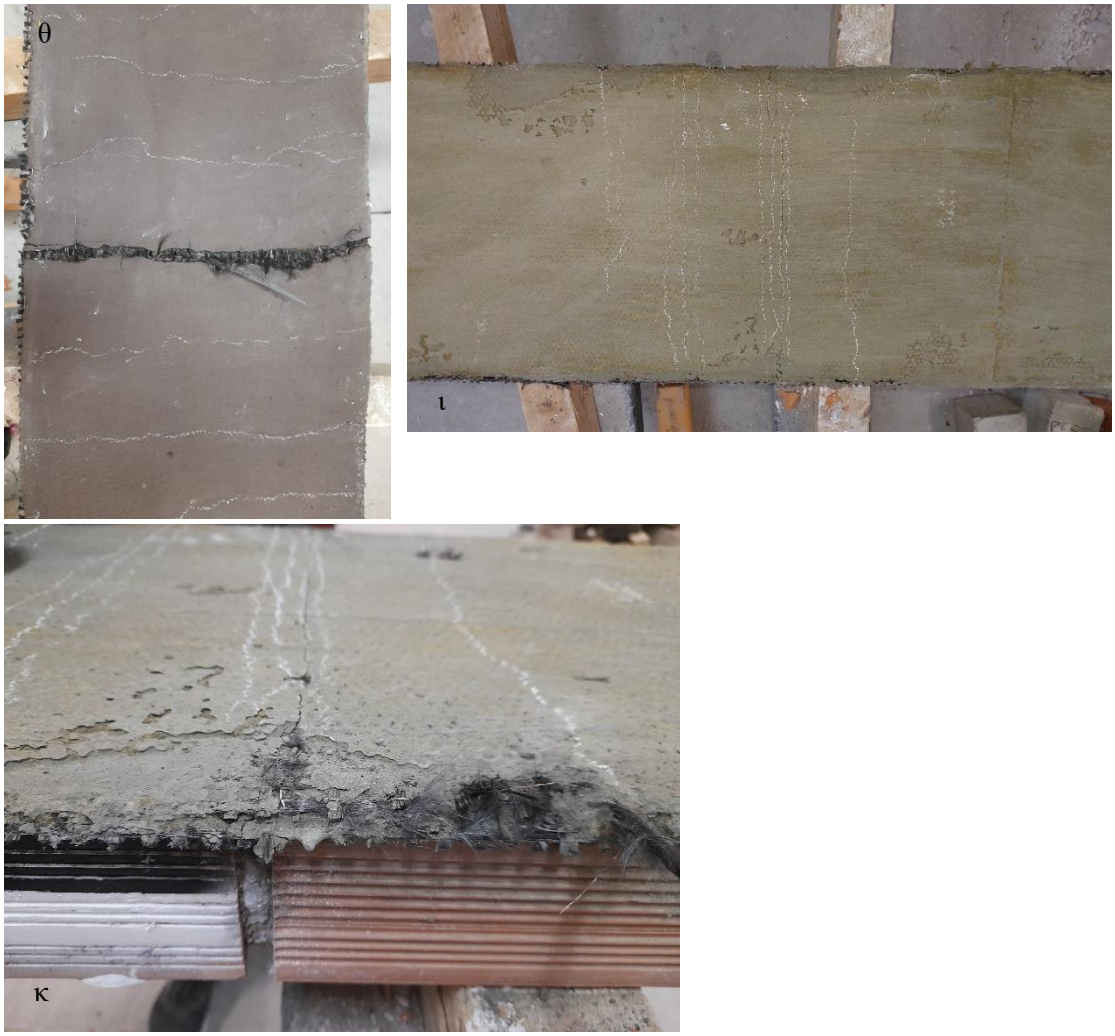


Σχήμα 14: Ραβδόγραμμα με τις τιμές της ροπής αντοχής κάθε δοκιμίου.

Πίνακας 9: Δυσκαμψίες K (kN/mm) των δοκιμίων.

Δοκίμιο	*Δυσκαμψία K (kN/mm)*
Ελέγχου – Control	4.9237
M-i-2L	12.339
M-2L-i	10.425
Ελέγχου (μετά την έκθεση σε φωτιά) – Control (fire)	≃ 0
M-2L (μετά την έκθεση σε φωτιά - fire)	0.5776
M-2L-i (μετά την έκθεση σε φωτιά - fire)	8.6674

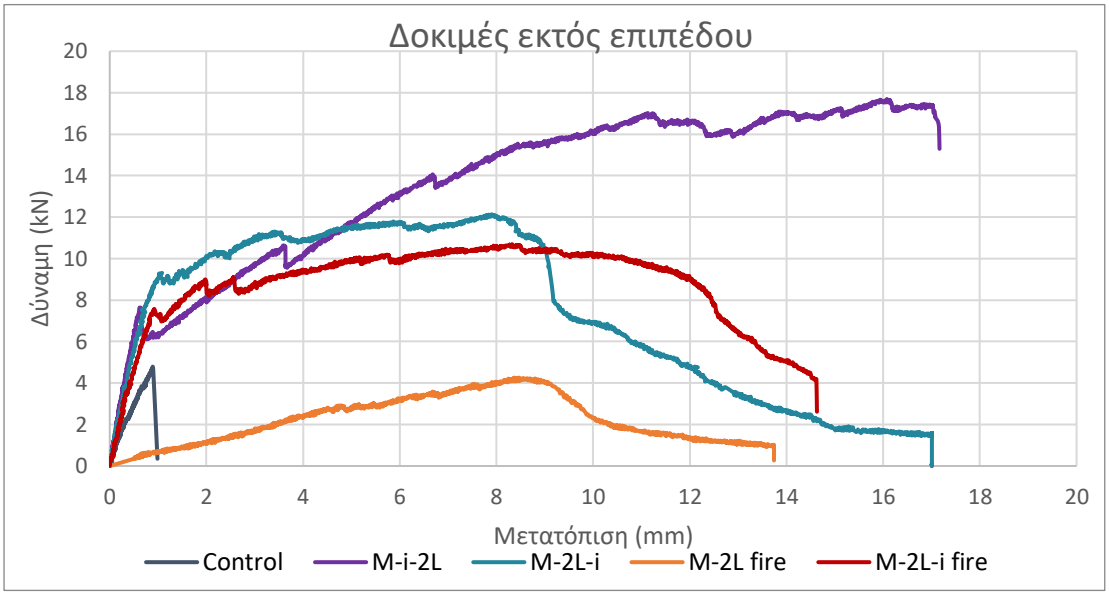

α
β
γ
δ
ε
στ
ζ
η



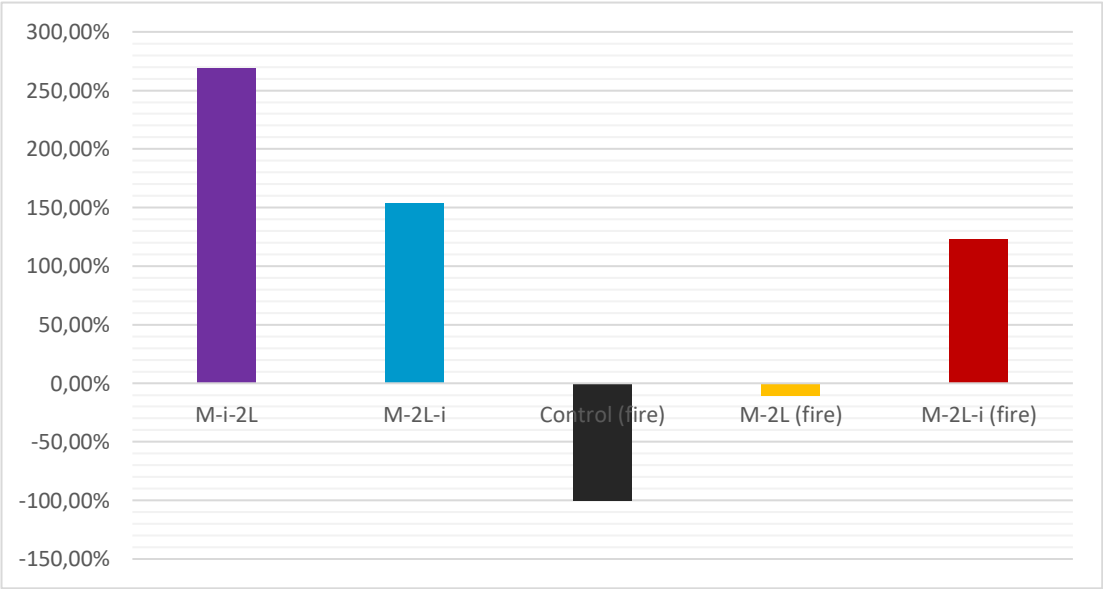
Σχήμα 15: (α) Δοκίμιο ελέγχου μετά την αστοχία. Παρουσιάζεται ο τρόπος αστοχίας. (β) Ρωγμή κατά πλάτος του ΙΑΜ του M-i-2L (στην εφελκυόμενη διατομή του δοκιμίου). (γ) Αστοχία στη διεπιφάνεια των 2 στρώσεων του ΙΑΜ του M-i-2L (εμφάνιση του εσωτερικού). (δ) Συνδυασμένη αστοχία στη διεπιφάνεια των δύο στρώσεων του ΙΑΜ και θραύση ινών στο δοκίμιο M-i-2L. (ε) Μέγιστο βέλος κάμψης του δοκιμίου M-2L-i κατά την αστοχία. (στ) Θραύση ινών στη διατομή της αστοχίας (διατομή με μέγιστο βέλος κάμψης) στο δοκίμιο M-2L-i. (ζ) Πλήρης αστοχία κατά πλάτος των οπτόπλινθων και των αρμών της τοιχοποιίας στο δοκίμιο ελέγχου μετά την έκθεση σε φωτιά. (η) Κύρια ρωγμή και άλλες ρωγμές κατά το πλάτος του ΙΑΜ στο δοκίμιο M-2L μετά την έκθεση σε φωτιά. (θ) Θραύση των ινών στις διατομές των ρωγμών στο δοκίμιο M-2L μετά την έκθεση σε φωτιά. (ι) Ρωγμές κατά πλάτος του ΙΑΜ στο δοκίμιο M-2L-i μετά την έκθεση σε φωτιά. (κ) Αστοχία στη διεπιφάνεια των δύο στρώσεων του ΙΑΜ στο δοκίμιο M-2L-i μετά την έκθεση σε φωτιά.

Ονομαστικά, οι τρόποι αστοχίας για κάθε δοκίμιο χωριστά είναι: για το δοκίμιο ελέγχου επέρχεται ακαριαία αστοχία, για το δοκίμιο M-i-2L εκδηλώνεται αστοχία στη διεπιφάνεια των 2 στρώσεων του ΙΑΜ και θραύση των ινών, για το δοκίμιο M-2L-i προκύπτει ίδιος τρόπος αστοχίας με στοχία στη διεπιφάνεια των 2 στρώσεων του ΙΑΜ και θραύση των ινών, για το δοκίμιο ελέγχου μετά την έκθεση σε φωτιά υπήρξε αστοχία και μόνο υπό την επίδραση του ιδίου βάρους, για το δοκίμιο M-2L μετά την έκθεση σε

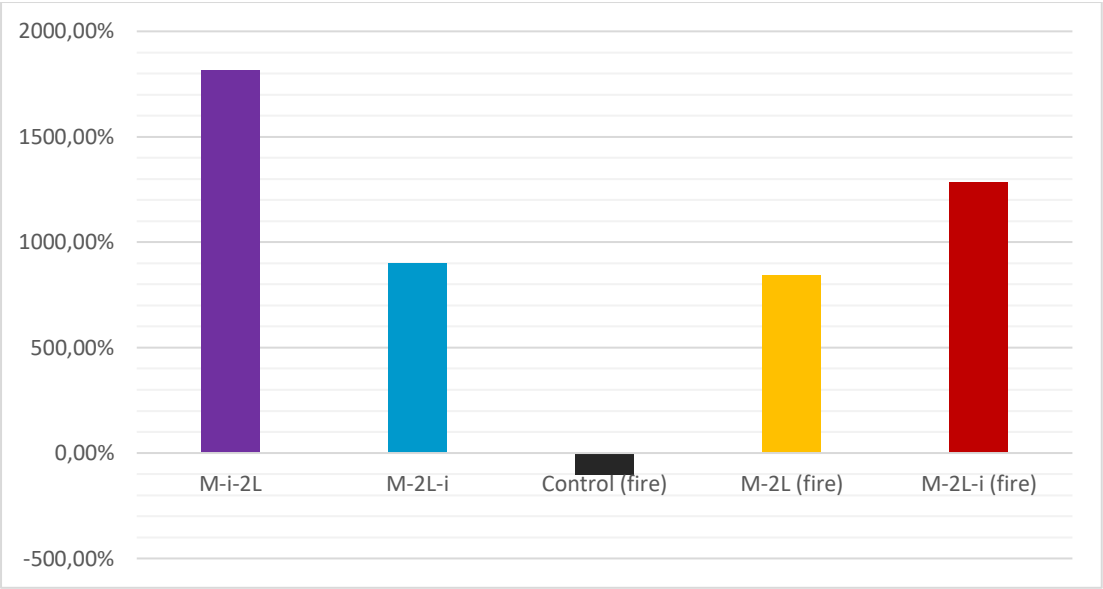
φωτιά ήταν η θραύση ινών του και τέλος για το δοκίμιο M-2L-i ο τρόπος αστοχίας ήταν αστοχία στη διεπιφάνεια των 2 στρώσεων του ΙΑΜ.



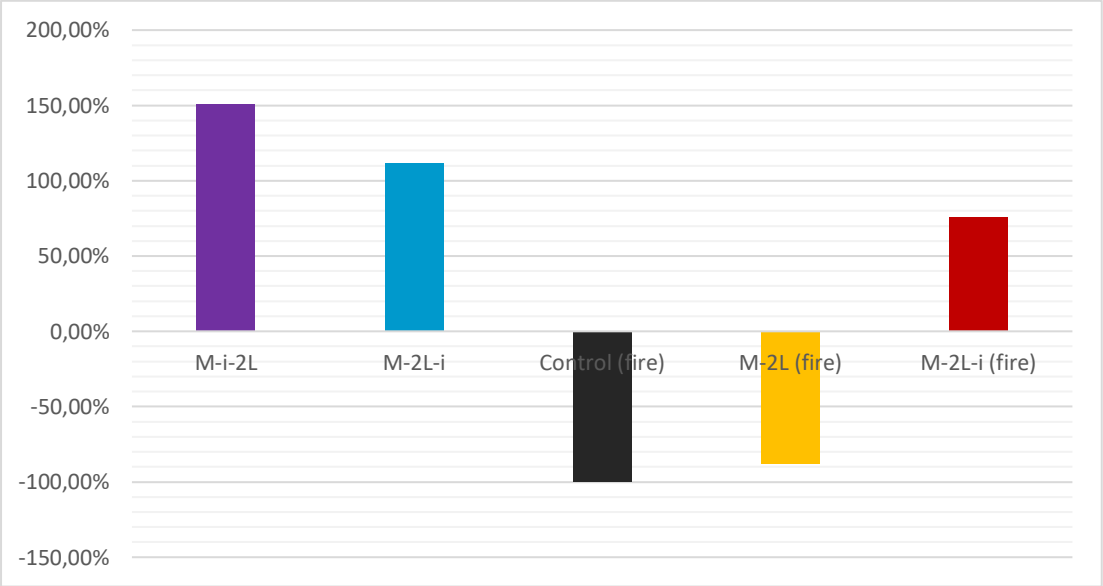
Σχήμα 16: Διάγραμμα με όλες τις καμπύλες των δοκιμίων που προέκυψαν από τις δοκιμές κάμψης εκτός επιπέδου.



Σχήμα 17: Ραβδόγραμμα με την ποσοστιαία αύξηση της ροπής αντοχής συγκριτικά με το δοκίμιο ελέγχου.



Σχήμα 18: Ραβδόγραμμα με την ποσοστιαία αύξηση της μέγιστης βύθισης στο μέσον του δοκιμίου συγκριτικά με το δοκίμιο ελέγχου.



Σχήμα 19: Ραβδόγραμμα με την ποσοστιαία αύξηση της δυσκαμψίας συγκριτικά με το δοκίμιο ελέγχου.

Γενικώς, ευκόλως προκύπτει το συμπέρασμα ότι η ενίσχυση (καμπτική) είναι επαρκείς για το δοκίμιο άοπλης τοιχοποιίας όσον αφορά την συμπεριφορά του σε εκτός επιπέδου φόρτιση και σε θερμοκρασία περιβάλλοντος, καθώς το δοκίμιο αναπτύσσει πάνω από την διπλάσια αρχική αντοχή του. Ωστόσο, παρατηρήθηκε ότι μετά την έκθεση σε φωτιά, η ανταπόκριση της ενισχυμένης τοιχοποιίας με ΙΑΜ με αλκαλοενεργοποιημένο κονίαμα, χωρίς την παρουσία κάποιας θερμομονωτικής προστασίας, δεν ήταν η πλέον επιθυμητή, καθώς η αντοχή μειώθηκε αν και υπήρξε η δυνατότητα για ανάπτυξη μεγαλύτερων βυθίσεων, ωστόσο ανέπτυξε αρχική παραμόρφωση το δοκίμιο και εμφάνισε ρηγματώσεις λόγω της παραμόρφωσης του υλικού ΑΑΜ.

Τέλος, να σημειωθεί πως όλα τα ενισχυμένα δοκίμια παρουσιάζουν καμπτική συμπεριφορά διότι η αστοχία των δοκιμίων οφείλεται στην εφελκυστική αστοχία των ινών (θραύση ινών ή αστοχία στη διεπιφάνεια των δύο στρώσεων του ΙΑΜ) και δεν

ακολουθείται από ψαθυρή – απότομη κατάρρευση του φορτίου μετά την πρώτη (1η) ρηγμάτωση.

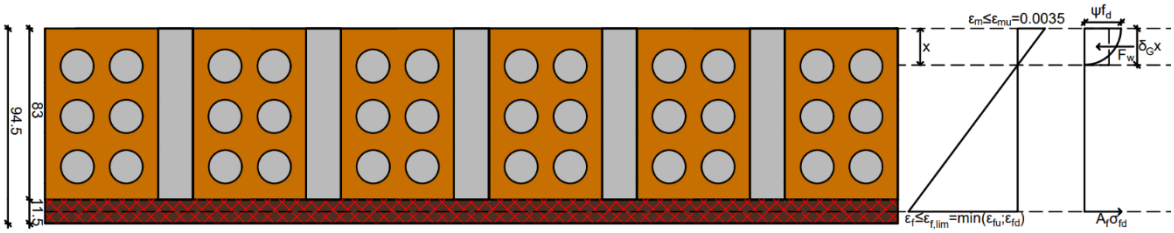
5. ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Γενικώς, στην αναλυτική επίλυση έχει γίνει χρήση του προσομοιώματος που έχει προταθεί από τον Αθανάσιο Χ. Τριανταφύλλου στις αντίστοιχες πανεπιστημιακές σημειώσεις για το μεταπτυχιακό πρόγραμμα σπουδών. Αρχικά, σύμφωνα με το παραπάνω, γίνονται οι εξής θεωρήσεις:

- Θεωρείται ότι στο επίπεδο στοιχείο της τοιχοποιίας, μήκους l και πάχους t, κατά την οριακή κατάσταση αντοχής αναπτύσσεται εκτός επιπέδου ροπή κάμψης M_{Rdo}.
- Ο οπλισμός συνθέτων υλικών θεωρείται ομοιόμορφα κατανεμημένος στην εφελκυόμενη περιοχή, με εμβαδόν Af σε μήκος τοίχου l.
- Πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας θεωρούνται είτε η θραύση της τοιχοποιίας (στη θλιβόμενη ζώνη) είτε η αστοχία των συνθέτων υλικών (συνήθως λόγω αποκόλλησης και σπανιότατα λόγω εφελκυστικής θραύσης).

5.1 Περίπτωση τοιχοποιίας με τη στρώση ΙΑΜ εσωτερικά

Επομένως, λαμβάνοντας υπόψη όλα τα παραπάνω προκύπτουν οι παρακάτω σχέσεις και εξισώσεις, που δίνουν τη θέση του ουδέτερου άξονα και τη ροπή αντοχής στην περίπτωση που το ΙΑΜ βρίσκεται εσωτερικά, δηλαδή σε επαφή με την τοιχοποιία. Να σημειωθεί ότι μελετάται η περίπτωση που υπάρχει και εξωτερική στρώση θερμομόνωσης εξηλασμένης πολυστερίνης (xps) σε θερμοκρασία περιβάλλοντος (ambient conditions), δεδομένου όμως του γεγονότος ότι δε συμβάλει στην ανάπτυξη αντοχής, δεν προσομοιάζεται στο σκαρίφημα.



Σχήμα 20: Ανάλυση τάσεων και παραμορφώσεων σχηματικά στο δοκίμιο M-2L.

Πίνακας 10: Αποτελέσματα αναλυτικής λύσης για το δοκίμιο M-2L.

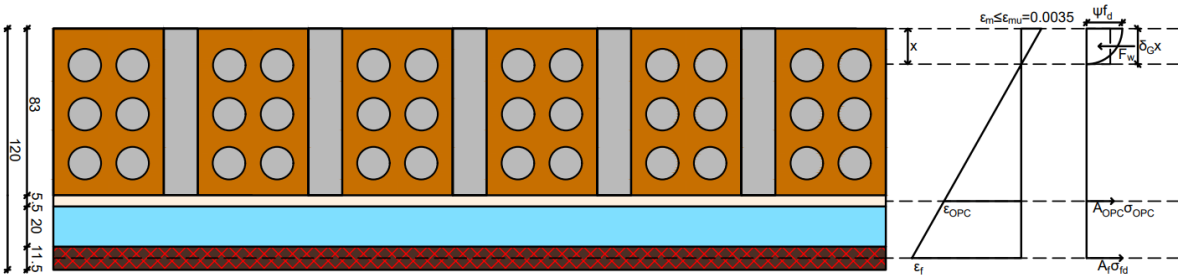
1η περίπτωση αστοχίας: αστοχία της τοιχοποιίας στη θλιβόμενη ζώνη πριν από την αστοχία των συνθέτων υλικών	
ω_f	0.0266
x	14.775 mm
$M_{Rd,o}$	11.824 kNm
F_{max}	40.77 kN
2η περίπτωση αστοχίας: αστοχία (αποκόλληση ή εφελκυστική θραύση) των συνθέτων υλικών πριν από τη θλιπτική αστοχία της τοιχοποιίας	
1ος κλάδος ($\varepsilon_m \leq 0.002$)	
ψ	-0.431 → ε_m < 0 (απορρίπτεται)
	0.405 → ε_m = 0.00096 < 0.002 (ok!)
	0.11 → ε_m = 0.00577 > 0.0035 (απορρίπτεται)
2ος κλάδος ($0.002 \leq \varepsilon_m \leq 0.0035$)	
ψ	0.372 → ε_m = 0.000106 < 0.002 (απορρίπτεται)
$\frac{x}{t}$	0.1257

x	11.16 mm
δ_G	0.349
M_{Rd}	4.45 kNm
F_{max}	15.34 kN

Επομένως, από την αναλυτική λύση προκύπτει ότι ο τρόπος αστοχίας για το δοκίμιο είναι ο δεύτερος, δηλαδή η αστοχία (αποκόλληση ή εφελκυστική θραύση) των συνθέτων υλικών επήλθε πριν από τη θλιπτική αστοχία της τοιχοποιίας, δεδομένου ότι προέκυψε μικρότερη τιμής της ροπής αντοχής και συνεπώς και της μέγιστης δύναμης.

5.1 Περίπτωση με την στρώση ΙΑΜ εξωτερικά (εσωτερική στρώση θερμομόνωσης)

Στην περίπτωση όμως όπου το στρώμα της θερμομόνωσης βρίσκεται εσωτερικά, οι παραπάνω εξισώσεις διαφοροποιούνται καθώς αυξάνεται ο μοχλοβραχίονας λόγω του πάχους της θερμομονωτικής πλάκας ενώ παρεμβάλλεται και μια στρώση (αν και αρκετά μικρή σε πάχος, έχει ληφθεί υπόψη στους υπολογισμούς) κονίας (κόλλας) που συμβάλλει στην παραλαβή φορτίου. Επομένως, για τους λόγους που αναφέρθηκαν παραπάνω, η πορεία επίλυσης που ακολουθήθηκε για την περίπτωση της εσωτερικής θερμομόνωσης σε επαφή με την τοιχοποιία, είναι η παρακάτω.



Σχήμα 21: Ανάλυση τάσεων και παραμορφώσεων σχηματικά στο δοκίμιο M-i-2L.

Πίνακας 11: Αποτελέσματα αναλυτικής λύσης για το δοκίμιο M-i-2L.

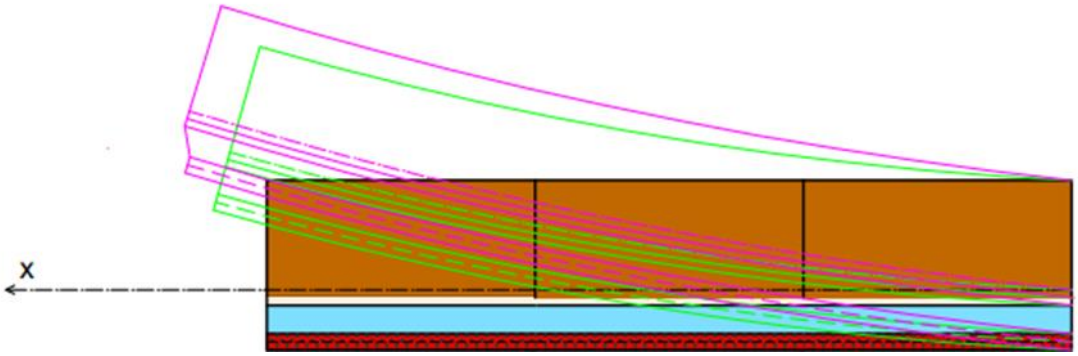
1η περίπτωση αστοχίας: αστοχία της τοιχοποιίας στη θλιβόμενη ζώνη πριν από την αστοχία των συνθέτων υλικών	
x	21.4 mm
$M_{Rd,o}$	20.73 kNm
F_{max}	71.48 kN
2η περίπτωση αστοχίας: αστοχία (αποκόλληση ή εφελκυστική θραύση) των συνθέτων υλικών πριν από τη θλιπτική αστοχία της τοιχοποιίας	
1ος κλάδος ($\varepsilon_m \leq 0.002$)	
ψ	$<< 0 \rightarrow \varepsilon_m = 0.683 > 0.002$ (απορρίπτεται)
	$0.509 \rightarrow \varepsilon_m = 0.0013 < 0.002$ (ok!)
	$< 0 \rightarrow \varepsilon_m < 0$ (απορρίπτεται)
2ος κλάδος ($0.002 \leq \varepsilon_m \leq 0.0035$)	
ψ	$0.0326 \rightarrow \varepsilon_m = 0.000689 < 0.002$ (απορρίπτεται)
$\frac{x}{t}$	0.1257
x	18.9655 mm
δ_G	0.356

M_{Rd}	13.93 kNm
F_{max}	48.03 kN

Επομένως, από την αναλυτική λύση προκύπτει ότι ο τρόπος αστοχίας και για το δοκίμιο με την εσωτερική στρώση θερμομόνωσης είναι ο δεύτερος, δηλαδή η αστοχία επήλθε από αστοχία (αποκόλληση ή εφελκυστική θραύση) των συνθέτων υλικών, δεδομένου ότι προέκυψε μικρότερη τιμής της ροπής αντοχής και συνεπώς και της μέγιστης δύναμης.

5.3 Σχολιασμός και Σύγκριση Τιμών Πειραματικών Αποτελεσμάτων και Αναλυτικής Λύσης

Παραπάνω παρατηρείται πως οι τιμές που υπολογίστηκαν μέσω αναλυτικών σχέσεων είναι πολύ κοντά και προσεγγίζουν ικανοποιητικά τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών στην περίπτωση που δεν υπάρχει το στρώμα της θερμομόνωσης εσωτερικά. Ωστόσο, η διαφορά αυτή που προκύπτει ακόμα και στην παραπάνω περίπτωση, έγκειται στο γεγονός ότι η ανάλυση βασίζεται στο θεώρημα Euler - Bernoulli καθώς γίνεται η θεώρηση επίπεδων διατομών. Όμως, η επιπεδότητα της στρώσης ΙΑΜ δεν υπάρχει, καθώς λαμβάνει χώρα εξόλκευση των ινών και ειδικότερα στην περίπτωση όπου παρεμβάλλεται το θερμομονωτικό υλικό το οποίο παραμορφώνεται. Για ακριβέστερα αποτελέσματα και καλύτερη προσέγγιση θα έπρεπε να θεωρηθούν πολύστρωτες διατομές και να γίνει χρήση της θεωρίας Timoshenko, η οποία λαμβάνει υπόψη τις διατμητικές παραμορφώσεις. Στην περίπτωση που παρεμβάλλεται εσωτερικά το στρώμα της θερμομόνωσης, προκύπτει μεγάλη διαφορά στο αποτέλεσμα καθώς η θερμομονωτική στρώση παραλαμβάνει μεγάλες παραμορφώσεις και άρα και διατμητικές τάσεις, γεγονότα τα οποία δε λαμβάνονται υπόψη στις εξισώσεις της ανάλυσης. Στην Εικ. 5.3, προσομοιάζεται η κάμψη ενός δοκιμίου τοιχοποιίας με εσωτερική στρώση θερμομόνωσης, σύμφωνα με τις δύο διαφορετικές θεωρίες Euler – Bernoulli και Timoshenko.



Σχήμα 22: Προσομοίωση κάμψης δοκιμίου τοιχοποιίας με την εσωτερική στρώση θερμομόνωσης, σύμφωνα με τη θεώρηση Euler – Bernoulli (πράσινο χρώμα) και την θεώρηση Timoshenko (ροζ χρώμα).

Ως δεύτερη και τελευταία αιτία αυτής της διαφοράς που παρατηρείται στο αποτέλεσμα, ειδικότερα στην περίπτωση του δοκιμίου M-i-2L, είναι η θεώρηση που γίνεται στην αναλυτική λύση πλήρους και επαρκούς αγκύρωσης. Αυτό δεν πραγματοποιήθηκε κατά την πειραματική διαδικασία με αποτέλεσμα η ανάλυση να δίνει μεγαλύτερες τιμές για τη ροπή αντοχής σε σχέση με τις πραγματικές. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι με την ανεπαρκή αγκύρωση κατά την πειραματική διαδικασία, παρατηρείται ολίσθηση της στρώσης του ΙΑΜ σε σχέση με το δοκίμιο, οπότε δεν παραλαμβάνει τις παραμορφώσεις που έχει τη δυνατότητα να παραλάβει.

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Γενικώς, στην περίπτωση της έκθεσης σε θερμοκρασία περιβάλλοντος, όλα τα ενισχυμένα δοκίμια είχαν καλή συμπεριφορά. Αυτό αυτομάτως σημαίνει, ότι η

εφαρμογή αυτού του καινοτόμου κονιάματος σε ΙΑΜ είναι αποτελεσματική, αφού οδήγησε σε ικανοποιητικές αυξήσεις τόσο στις δυσκαμψίες των ενισχυμένων δοκιμίων όσο και στις τιμές της καμπτικής αντοχής. Είναι σημαντικό να τονιστεί πως και στην περίπτωση που το ΙΑΜ εφαρμόσθηκε στην επιφάνεια της τοιχοποιίας αλλά και στην περίπτωση όπου παρεμβαλλόταν η πλάκα εξηλασμένης πολυστερίνης, η ενίσχυση με ΙΑΜ είχε καλή απόδοση. Αυτή η κατάσταση, υποδηλώνει καλή συνάφεια επομένως και καλή συνεργασία του μανδύα ενίσχυσης και του υποστρώματος.

Παρ' όλα αυτά, δύο μειονεκτήματα που θα πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή σε περίπτωση εφαρμογής αυτής της μεθόδου ενίσχυσης και ενεργειακής αναβάθμισης, είναι η σύσταση του ΑΑΜ κονιάματος, καθώς δεν έχει την πλέον επιθυμητή εργασιμότητα ούτε ρεολογία, και με μικρές διαφοροποιήσεις στη σύσταση επηρεάζονται και τα μηχανικά χαρακτηριστικά αλλά και οι συνθήκες εργασιμότητας, καθώς επίσης και η μέθοδος εφαρμογής της θερμομονωτικής πλάκας. Η εφαρμογή των θερμοπροσόψεων, ειδικά στην περίπτωση της εξηλασμένης πολυστερίνης (άκαμπτη πλάκα), χρήζει ιδιαίτερης προσοχής, ώστε να υπάρχει καθολική εφαρμογή και να μην εγκλωβιστούν φυσαλίδες αέρα στη διεπιφάνεια. Οι οδοντώσεις, εσφαλμένα στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας έγιναν κατά μήκος των δοκιμίων. Ο ορθότερος τρόπος είναι κατά το πλάτος, ώστε να είναι μικρότερη η απόσταση για τον απεγκλωβισμό του αέρα.

Εν συνεχεία, όσον αφορά τα δοκίμια που εκτέθηκαν σε φωτιά, αποδοτική ήταν μόνο η ενίσχυση με ΙΑΜ με την ύπαρξη θερμομονωτικής προστασίας. Συγκεκριμένα το δοκίμιο που είχε αποκλειστικά και μόνο τις 2 στρώσεις ΙΑΜ απουσία πλάκας πετροβάμβακα, όχι μόνο δεν αύξησε τη δυσκαμψία και τη ροπή αντοχής σε σχέση με το δοκίμιο της άοπλης τοιχοποιίας (σε θερμοκρασία περιβάλλοντος) αλλά τις απομείωσε και σε σημαντικά ποσοστά. Βέβαια, συγκριτικά με το δοκίμιο της άοπλης τοιχοποιίας μετά από έκθεση σε υψηλές θερμοκρασίες, ακόμη και αυτή η μέθοδος ενίσχυσης ήταν αποτελεσματική.

Τέλος, αναφορικά με την αναλυτική επίλυση και τα αποτελέσματα, είναι ικανοποιητικά και με πολύ καλή προσέγγιση στις περιπτώσεις που μελετώνται δοκίμια σε εκτός επιπέδου φόρτιση με την παρουσία ενίσχυσης με ΙΑΜ και πιθανόν εξωτερική στρώση θερμομόνωσης. Δε δίνουν όμως καλή προσέγγιση, στην περίπτωση της εσωτερικής θερμομόνωσης, λόγω μη συνυπολογισμού των διατμητικών παραμορφώσεων του στρώματος της θερμομόνωσης και της μη επιπεδότητας της στρώσης ΙΑΜ μετά την εξόλκευση ινών (θεωρία Timoshenko), καθώς γίνεται χρήση της παραδοχής Euler – Bernoulli.

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Γκουρνέλος Π. (2022), "Experimental and Analytical study on the in – and out-of-plane Interaction of infill walls subject to combined Seismic and Energy Retrofitting using Textile Reinforced Mortar and Thermal insulation", Διδακτορική Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.

[2] Καψάλης Π. (2017), "Συνδυασμένη Αντισεισμική Ενίσχυση και Ενεργειακή Αναβάθμιση Τοιχοποιίας σε εντός επιπέδου καταπόνηση: Πειραματική και Αναλυτική Μελέτη", Διατριβή Διπλώματος Ειδίκευσης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.

[3] Καψάλης Π. (2021), "Residual performance of fire-exposed textile reinforced concrete: experimental investigations and modeling techniques", Διδακτορική Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Vrije Universiteit Brussel, Πάτρα.

[4] Τριανταφύλλου Α. (2017), "Δομικά Υλικά", Εκδόσεις Gotsis, Πάτρα 2017.

[5] Τριανταφύλλου Α. (2006), "Ενισχύσεις Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος και Φέρουσας Τοιχοποιίας με Σύνθετα Υλικά", Πανεπιστημιακές Σημειώσεις, Πάτρα 2006.
[6] Τριανταφύλλου Α. (2015), " Μηχανική των Υλικών (2η έκδοση) ", Πάτρα 2015.
[7] Τριανταφύλλου Α. (2006), " Ενισχύσεις Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος και Φέρουσας Τοιχοποιίας με Σύνθετα Υλικά ", Πάτρα 2006.
[8] Arce A., Komkova A., Van De Sande J., Papanicolaou C.G. and Triantafillou T.C. (2022), "Optimal Design of Ferronickel Slag Alkali-Activated Material for High Thermal Load Applications Developed by Design of Experiment", Materials 2022.
[9] Arce A., Le Galliard C., Komkova A., Papanicolaou C.G., Triantafillou T.C. (2023), "Optimal design of ferronickel slag alkali-activated mortar for repair exposed to high thermal load", Materials and Structures 2023.
[10] Colombo I., Colombo M., Magri A., Zani G. and Di Prisco M. (2011), "Textile Reinforced Mortar at High Temperatures", Department of Structural Engineering, Politecnico di Milano, Milan, Italy.
[11] Estevan L., Varona F.B., Baeza F.J., Torres B., Bru D. (2022), "Textile Reinforced Mortars (TRM) tensile behavior after high temperature exposure", Elsevier Ltd. 2022.
[12] Fang G., Kei Ho W., Tu W., Zhang M. (2018), "Workability and mechanical properties of alkali-activated fly ash-slag concrete cured at ambient temperature", Elsevier Ltd. 2018.
[13] Gkournelos P.D., Azdejkovic L.D. and Triantafillou T.C., M. ASCE (2022), "Innovative and Eco-friendly Solutions for the Seismic Retrofitting of Natural Stone Masonry Walls with Textile Reinforced Mortar: In- and Out-of-Plane Behavior", American Society of Civil Engineers (ASCE) 2021.
[14] Gkournelos P.D., Triantafillou T.C., Bournas D.A. (2022), "Seismic upgrading of existing masonry structures: A state-of-the-art review", Elsevier Ltd. 2022.
[15] Gkournelos P.D., Triantafillou T.C., M. ASCE and Bournas D.A. (2020), "Integrated Structural and Energy Retrofitting of Masonry Walls: Effect of In-Plane Damage on the Out-of-Plane Response", American Society of Civil Engineers (ASCE) 2020.
[16] Kapsalis P., Tysmans T., D. Van Hemelrijck and Triantafillou T. (2021), "State-of-the-Art Review on Experimental Investigations of Textile-Reinforced Concrete Exposed to High Temperatures", Journal of Composites Science 2021.
[17] Karlos K., Tsantilis A. and Triantafillou T. (2020), "Integrated Seismic and Energy Retrofitting System for Masonry Walls Using Textile-Reinforced Mortars Combined with Thermal Insulation: Experimental, Analytical, and Numerical Study", Journal of Composites Science 2020.

8. ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια της Διπλωματικής Εργασίας κατά το τελευταίο ακαδημαϊκό έτος των προπτυχιακών σπουδών μου. Τόσο η κατασκευή των δοκιμίων της τοιχοποιίας, όσο και η εφαρμογή της ενίσχυσης με ΙΑΜ και των υλικών της θερμομόνωσης (εξηλασμένη πολυστερίνη και πετροβάμβακας) έλαβαν χώρα στο Εργαστήριο Μηχανικής και Τεχνολογίας Υλικών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πατρών καθώς και στη Μονάδα Δοκιμών Πυρός του ιδίου Τμήματος. Η πειραματική διάταξη για τη φόρτιση των δοκιμίων υλοποιήθηκε στο Εργαστήριο Μηχανικής και Τεχνολογίας Υλικών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πατρών, ενώ η έκθεση σε υψηλές θερμοκρασίες πραγματοποιήθηκε στη Μονάδα Δοκιμών Πυρός του ιδίου Τμήματος όπου διατίθεται ο κατάλληλος εξοπλισμός.

Η πραγματοποίηση όλων των παραπάνω διεργασιών θα ήταν αδύνατη χωρίς τη σημαντική καθοδήγηση του επιβλέποντα καθηγητή κ. Αθανάσιου Τριανταφύλλου, που με τις γνώσεις του και την πολυετή εμπειρία του πάνω σε αυτό το αντικείμενο, οδήγησε αυτή την πειραματική εργασία στο καλύτερο δυνατό αποτέλεσμα. Επιπλέον, ιδιαιτέρως σημαντική ήταν και η συμβολή του μεταδιδακτορικού ερευνητή κ. Καψάλη Παναγιώτη, ο οποίος με τις θεωρητικές του γνώσεις σε σχέση με την παρούσα ερευνητική εργασία τόσο σε επίπεδο θεωρίας όσο και σε επίπεδο εφαρμογής, σε συνδυασμό με την άψογη συνεργασία μας, βοήθησε στην αποτελεσματική περάτωση ολόκληρης της διαδικασίας, όντας παρών στην πειραματική εργασία από την πρώτη στιγμή. Επίσης, αξίζει να αναφερθεί και η βοήθεια που δόθηκε από τον τεχνικό του Εργαστηρίου κ. Κυριάκο Κάρλο, ο οποίος γνωρίζοντας την ορθή και ασφαλή λειτουργία του εξοπλισμού του Εργαστηρίου, σε συνδυασμό με το θεωρητικό του υπόβαθρο, συνέβαλε ώστε να τελεσφορήσει όλη αυτή η προσπάθεια. Θέλω λοιπόν, σε αυτό το σημείο, να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες προς όλους τους προαναφερθέντες, χάρη στους οποίους καταλήξαμε σε αυτό το σημαντικό και άρτιο αποτέλεσμα.

Τέλος, ευχαριστώ με όλη μου την καρδιά την οικογένειά μου, για την αγάπη, τη στήριξη, τη συμπαράσταση και την κατανόησή τους καθ’ όλη αυτή τη διάρκεια της προσωπικής μου εργασίας.

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΗ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΑΠΟ ΑΛΚΑΛΟ-ΕΝΕΡΓΟΠΟΙΗΜΕΝΑ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ ΤΥΠΟΥ ΙΝΟΠΛΕΓΜΑΤΟΣ –ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΙΑ ΦΟΡΤΙΣΗ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

ΤΟΥΛΙΤΣΗ ΕΥΑΓΓΕΛΙΑ-ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΑ
Μεταπτυχιακή Φοιτήτρια, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, up1068106@ac.upatras.gr

Περίληψη
Η παρούσα πειραματική εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια ολοκλήρωσης του 5ου ακαδημαϊκού προπτυχιακού έτους σπουδών για την απολαβή του διπλώματος Πολιτικού Μηχανικού. Η έρευνα αυτή ασχολείται με το αντικείμενο της κατασκευαστικής ενίσχυσης στοιχείων άοπλης τοιχοποιίας με την ταυτόχρονη ενεργειακή αναβάθμιση αυτών. Προτείνεται η εφαρμογή ενός καινοτόμου σύνθετου υλικού, των Ινοπλεγμάτων σε Ανόργανη Μήτρα (IAM – TRM) για την αύξηση της φέρουσας ικανότητας και παραμορφωσιμότητας της φέρουσας τοιχοποιίας. Το σύνθετο αυτό υλικό στη συγκεκριμένη περίπτωση αποτελείται από ινόπλεγμα άνθρακα και αλκαλικά ενεργοποιημένο κονίαμα στον ρόλο της ανόργανης μήτρας, τα οποία συνδυάζονται για να προσδώσουν στα δοκίμια τοιχοποιίας την αντισεισμική αναβάθμιση. Σε συνδυασμό όμως με την επίτευξη της αντισεισμικής αναβάθμισης, έγινε και μελέτη για την ενεργειακή προστασία τους χρησιμοποιώντας μονόπλευρα εξωτερική θερμομόνωση είτε εξηλασμένης πολυστερίνης είτε πετροβάμβακα. Όσον αφορά την δεύτερη περίπτωση, η πλάκα πετροβάμβακα χρησιμοποιείται σε δοκίμια τα οποία πρόκειται να υποβληθούν σε δοκιμές πυρός και μετέπειτα να ελεγχθούν σε ανακυκλιζόμενη εντός επιπέδου κάμψη, όπως και τα δοκίμια με την πλάκα εξηλασμένης πολυστερίνης. Έτσι, ελέγχονται διάφορες διατάξεις έτσι ώστε να καταλήξουμε σε αυτή με την καλύτερη δυνατή μηχανική συμπεριφορά του συστήματος.

1. Εισαγωγή

Η ενίσχυση με χρήση ινοπλεγμάτων σε ανόργανη μήτρα (TRM) έχει αυξηθεί ραγδαία τα τελευταία χρόνια στον τομέα των ενισχύσεων των κατασκευών τόσο σε γραμμικά όσο και σε επιφανειακά μέλη. Η υλοποίηση της ενίσχυσης με ινόπλεγμα σε σύνθετα αλκαλο-ενεργοποιημένα υλικά, εκτός από την ικανότητα της μήτρας στην αποφυγή διάβρωσης του ινοπλέγματος και της φιλικότητάς της στο περιβάλλον, εξασφαλίζει προστασία σε μέλη με ανεπαρκή αντοχή ή πλαστιμότητα, καθώς επιλύει ζητήματα στοιχείων και κυρίως τοιχοποιιών που είτε έχουν υποστεί ζημιά σε σεισμό είτε ενισχύονται προληπτικά. Η εφαρμογή των ινοπλεγμάτων απαιτεί τη χρήση κάποιου είδους μήτρας η οποία στην παρούσα περίπτωση πρόκειται για μία αλκαλικά ενεργοποιημένη ανόργανη μήτρα. Κύριο γνώρισμά τους είναι η ικανότητα ανάληψης εφελκυστικής δύναμης συνδυαστικά με το χαμηλό βάρος τους και την ανθεκτικότητα σε διάρκεια, φαινόμενα ερπυσμού και πυρκαγιάς, αλλά και το σχετικά οικονομικό κόστος των υλικών. Στα θετικά προσμετράται η ευκολία και η γνώριμη διαδικασία ενίσχυσης με το κονίαμα και το πλέγμα, ενώ δεν παρεμποδίζεται η χρήση τους σε υγρές επιφάνειες και χαμηλές θερμοκρασίες.

2. IAM (TRM) -ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

Η ενίσχυση φέρουσας τοιχοποιίας με ινοπλέγματα σε ανόργανη μήτρα (**T**extile **R**einforced **M**ortars) αποτελεί μια μέθοδο ενίσχυσης με τα περισσότερα πλεονεκτήματα όσον αφορά την αντοχή και πλαστιμότητα της τοιχοποιίας. Τα αλκαλο-ενεργοποιημένα υλικά (**A**lkali-**A**ctivated **M**aterials-AAM) συνθέτουν ένα ανόργανο μίγμα που προέρχεται από την αντίδραση μιας πηγής αλκαλιμετάλλου με μια πυριτική σκόνη, όπως η ιπτάμενη τέφρα και η σκωρία υψικαμίνου. Αυτά τα υλικά διακρίνονται για τα εξαιρετικά μηχανικά χαρακτηριστικά τους, την υψηλή αντοχή τους ειδικότερα όταν σκληραίνουν σε υψηλή θερμοκρασία, αλλά παράλληλα και για τα περιβαλλοντικά οφέλη που εμφανίζουν με τη μείωση των εκπομπών διοξειδίου του άνθρακα. Παράλληλα, βοηθούν και στην αποφυγή της διάβρωσης του ινοπλέγματος από την

ανεπιθύμητη χημική αντίδραση που προκαλείται λόγω της αλκαλικότητας του τσιμεντο-κονιάματος και τέλος διαμορφώνουν με το ινόπλεγμα ικανοποιητική συνάφεια μεταξύ τους. Όσον αφορά την ενεργειακή αναβάθμιση χρησιμοποιούνται πλάκες εξηλασμένης πολυστερίνης και πετροβάμβακα στην περίπτωση έκθεσης σε φωτιά (600°C) και μελετάται η συνδυαστική συμπεριφορά τους με τη στρώση ενίσχυσης για ανακυκλιζόμενη εντός επιπέδου φόρτιση των φερουσών τοιχοποιιών.

2.1 ΙΝΕΣ

Οποιοδήποτε είδος ίνας εμφανίζει εξαιρετική αντοχή και ανθεκτικότητα στον χρόνο λόγω της απουσίας ατελειών σε αντίθεση με τον χάλυβα και αυτό οφείλεται στην εξαιρετικά μικρή διάμετρό της. Όταν ένας μεγάλος αριθμός ινών ενσωματωθεί σε μία παχύτερη λωρίδα ινών (κλώνος ινών) και αυτές οι λωρίδες δημιουργήσουν σε καθορισμένες ίσες αποστάσεις μεταξύ τους ένα πλέγμα, τότε υπάρχει δυνατότητα παραλαβής υψηλής εφελκυστικής τάσης μεγαλύτερης από την εφελκυστική αντοχή του δομικού χάλυβα. Επιπλέον, χαρακτηρίζονται από την ικανότητα μεγάλης παραμορφωσιμότητας στην αστοχία και σε συνεργασία με το κονίαμα επιτυγχάνουν υψηλές τιμές συνάφειας.

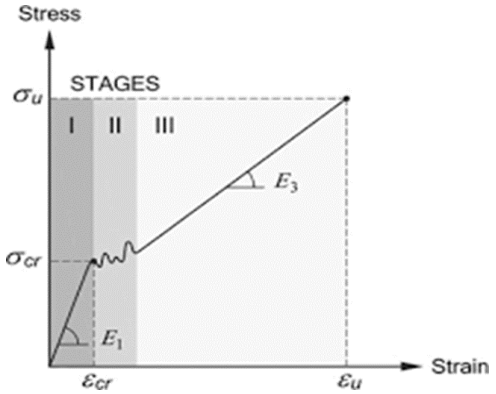
Οι ίνες που χρησιμοποιούνται περισσότερο στις ενισχύσεις των κατασκευών με σύνθετα υλικά είναι οι ίνες άνθρακα και οι ίνες γυαλιού, ενώ σπανιότερα χρησιμοποιούνται ίνες αραμιδίου και βασάλτη. Οι ίνες γυαλιού, αραμιδίου, άνθρακα, χάλυβα και αμιάντου διακρίνονται από την υψηλότερη εφελκυστική αντοχή, δυσθραυστότητα και το αυξημένο μέτρο ελαστικότητας. Όμως, οι ίνες χάλυβα διαβρώνονται ενώ έχουν και μεγαλύτερο κόστος. Αντίθετα, οι ίνες αμιάντου έχουν πολύ καλές μηχανικές ιδιότητες και πυραντίσταση, αν και η χρήση τους απαγορεύτηκε λόγω πρόκλησης σοβαρών προβλημάτων υγείας στον άνθρωπο. Κατά συνέπεια, οι ίνες γυαλιού, άνθρακα [1] και αραμιδίου είναι εκείνες που στη σημερινή εποχή χρησιμοποιούνται περισσότερο. Η επιλογή μεταξύ αυτών εξαρτάται από τους λόγους μέτρου ελαστικότητας/κόστος και εφελκυστικής αντοχής/κόστος.

Σχήμα 2.1: Ίνες υάλου και άνθρακα αντίστοιχα [1]

2.2 ΑΝΟΡΓΑΝΗ ΜΗΤΡΑ-ΚΟΝΙΑΜΑ ΚΑΙ ΙΝΟΠΛΕΓΜΑ

Η αλκαλικά ενεργοποιημένη μήτρα-κονίαμα (Alkali-Activated Mortar-AAM) αποτελεί ένα ανόργανο μίγμα και στη συγκεκριμένη περίπτωση αποτελείται από σκωρία σιδηρονικελίου με μέγιστο κόκκο αδρανών 2mm, λεπτόκοκκο αδρανές σκωρίας, πυριτική παιπάλη (η οποία αυξάνει τη θλιπτική, καμπτική αντοχή και την εργασιμότητα του υλικού ενίσχυσης), αλλά και από έναν χημικό ενεργοποιητή ο οποίος περιέχει νερό, πυριτικό κάλιο και υδροξείδιο καλίου. Διακρίνεται από μικρή εφελκυστική αντοχή (6.5-7.5 MPa) και υψηλή αντίστοιχα θλιπτική (65-75 MPa). Αναλόγως τον στόχο που θέλουμε να επιτύχουμε χρησιμοποιούνται διαφορετικές αναλογίες υλικών. Αυξάνοντας τη σκωρία αυξάνεται η αντοχή του κονιάματος και το μέτρο ελαστικότητας αλλά μειώνεται η ερασμιότητα και ο χρόνος πήξης του, ενώ με την προσθήκη πυριτικής παιπάλης βελτιστοποιείται η εργασιμότητα. Έπειτα από αρκετές δοκιμές μιγμάτων κρίθηκε ως περισσότερο ευεργετική η εξής αναλογία: σκωρία σιδηρονικελίου : λεπτόκοκκο αδρανές σκωρίας : πυριτική παιπάλη : χημικός ενεργοποιητής (που αποτελείται από την

αναλογία νερό : πυριτικό κάλιο : υδροξείδιο καλίου = 1 : 0.95 : 0.18) = 1 : 0.68 : 0.05 : 0.33. Το ινόπλεγμα σε ανόργανη μήτρα καθίσταται υπεύθυνο κυρίως για την απορρόφηση εφελκυστικών τάσεων. Σε θλίψη μπορεί να θεωρηθεί ότι το ινοπλισμένο ανόργανης μήτρας από τη στιγμή επιβολής της έως και το σημείο θραύσης συμπεριφέρεται γραμμικά ελαστικά [2]. Ομοίως, στην περίπτωση του εφελκυσμού και προτού εμφανιστούν οι πρώτες ρωγμές συμπεριφέρεται ακόμη γραμμικά ελαστικά (Στάδιο I – Pre-cracking). Έπειτα, εμφανίζονται οι πρώτες ρωγμές οι οποίες με την πάροδο του χρόνου πληθαίνουν σε αριθμό και μεγαλώνουν σε μέγεθος, οδηγώντας σε μία εξαιρετικά μη γραμμική μηχανική συμπεριφορά (Στάδιο II – Multi-cracking). Έπειτα, ο αριθμός των ρηγματώσεων σταθεροποιείται και όσο αυξάνεται το φορτίο, αυξάνεται η καταπόνηση του ινοπλέγματος έως ότου επέλθει αστοχία ή εξαγωγή των ινών. Η ανόργανη μήτρα δεν μπορεί να παραλάβει περαιτέρω τάσεις αφού ήδη έχει αστοχήσει στην αρχή του Σταδίου II, οπότε το μέτρο ελαστικότητάς του θεωρείται ίσο με αυτό των ινών (Στάδιο III – Post-cracking).



Σχήμα 2.2 Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων ινοπλέγματος σε ανόργανη μήτρα σε εφελκυσμό [2]

2.3 ΠΛΑΚΕΣ ΘΕΡΜΟΜΟΝΩΣΗΣ

Ένα θερμομονωτικό υλικό που χρησιμοποιείται αρκετά στην Ελλάδα είναι η εξηλασμένη πολυστερίνη (XPS) [3] και στις περισσότερες περιπτώσεις τοποθετείται εξωτερικά του τοίχου. Η παραγωγή του αποτελείται από δύο στάδια και η σύνθεσή του είναι τέτοια, έτσι ώστε να χαρακτηρίζεται ως ένα ασφαλές, εύχρηστο και οικονομικό προϊόν θερμομόνωσης. Εκτός από αυτό το είδος υπάρχουν κι άλλα που ωφελούν την κατασκευή και χρησιμοποιούνται αναλόγως τον στόχο της εφαρμογής, όπως ο πετροβάμβακας [4] σε συνθήκες πυρκαγιάς. Μερικά από τα χαρακτηριστικά των υλικών αυτών φαίνονται παρακάτω:

Τεχνικά Χαρακτηριστικά	Μονάδα Μέτρησης	Εξηλασμένη Πολυστερίνη FIBRANxps ETICS GF	Πρότυπο Ελέγχου
		Τιμή	
Συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας λ (10ºC)	W/(m*K)	0.033	EN 13164
Ονομαστικό πάχος	mm	20	EN 823
Μέγιστο φορτίο αντοχής	kN/m^2	<130	EN 13164
Θερμοκρασία λειτουργίας	ºC	Από -50 έως +75	EN13501

Πίνακας 2.1 Χαρακτηριστικά εξηλασμένης πολυστερίνης FIBRANxps ETICS GF [3]

Τεχνικά Χαρακτηριστικά	Μονάδα Μέτρησης	Πετροβάμβακας FIBRANgeoBP-ETICS	Πρότυπο Ελέγχου
		Τιμή	
Συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας λ (10ºC)	W/(m*K)	0.035	EN 13162
			EN 12667
			EN 12939
Ονομαστικό πάχος	mm	30 - 300	EN 823
Μέγιστο φορτίο αντοχής	kN/m^2	<130	EN 13164
Σταθμισμένος συντελεστής ηχοαπορρόφησης σε πάχος πλακών 50mm, αw		0,95 Κατηγορία A 0,9	ENISO11654
			EN ISO 354
Αντίσταση στη φωτιά		Κατηγορία A1 (Άκαυστο)	DIN 4102

Πίνακας 2.2 Τεχνικά χαρακτηριστικά πετροβάμβακα FIBRANgeoBP-ETICS [4]

2.4 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΜΕ ΙΝΟΠΛΕΓΜΑΤΑ ΣΕ ΑΝΟΡΓΑΝΗ ΜΗΤΡΑ (TRM) ΣΕ ΦΩΤΙΑ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑ ΘΕΡΜΟΜΟΝΩΣΗΣ

Ένα βασικό χαρακτηριστικό του επικαλυμμένου ινοπλέγματος στην ανόργανη μήτρα είναι η ακαυστότητά του, αλλά και η εξηλασμένη πολυστερίνη (XPS) χρησιμοποιούμενη ως θερμομονωτικό υλικό χαρακτηρίζεται από υψηλή αντίσταση στη φωτιά. Βέβαια, το ίδιο συμβαίνει και με τον σκελετό της φέρουσας τοιχοποιίας, δηλαδή οι οπτόπλινθοι από τους οποίους αποτελείται συνήθως παρουσιάζουν εξίσου υψηλή πυραντίσταση. Οπότε, η θερμική ικανότητα της ενισχυμένης τοιχοποιίας με μανδύες τύπου ινοπλέγματος και θερμομονωτικά υλικά είναι αρκετά μεγάλη και εξαρτάται από το πάχος και τις ιδιότητες των υλικών. Τα τρία αυτά ξεχωριστά υλικά και κυρίως το νερό που υπάρχει σε μεγαλύτερη περιεκτικότητα στο κονίαμα συμβάλλουν ανασταλτικά στη διείσδυση της φωτιάς στο εσωτερικό της τοιχοποιίας.

Η απόκριση του σύνθετου κονιάματος κατά την έκθεση σε φωτιά δεν αναμένεται να διαφέρει δραματικά από την απόκριση του κονιάματος που είναι ενισχυμένο με ινόπλεγμα. Η θερμική αγωγιμότητα και θερμοχωρητικότητα δε διακυμαίνονται τόσο από την ύπαρξη των ινών, αφού το συνολικό ογκομετρικό ποσοστό τους στο σύνθετο υλικό είναι αρκετά μικρό σε σχέση με το αντίστοιχο ποσοστό της ανόργανης μήτρας. Επιπλέον, η σύνθεση ινοπλεγμάτων σε ανόργανη μήτρα θεωρείται μη εύφλεκτη χωρίς ακόμη να προκαλούνται εκπομπές επιβλαβών αερίων. Όμως, η παρουσία των ινών καθιστούν εφικτή την πιθανότητα θρυμματισμού τους. Η ακαυστότητα που χαρακτηρίζει τα κονιάματα τους προσφέρει την ικανότητα να αντέχουν δίχως να χρειάζονται κάποιου είδους προστασία, σε αντίθεση με τις εποξειδικές ρητίνες που είναι αρκετά ευαίσθητες στη φωτιά.

Έπειτα από πειραματικές έρευνες και χωρίς την παρουσία κάποιας επίσημης βιβλιογραφίας, έχουν προκύψει ορισμένα συμπεράσματα που προσπαθούν να προσεγγίσουν σε ικανοποιητικό βαθμό την πραγματικότητα. Έχει προκύψει ότι η μηχανική απόκριση της σύνθεσης ινοπλέγματος-ανόργανης μήτρας σε χαμηλά επίπεδα θερμοκρασίας (μικρότερα των 200ºC) εξαρτάται από τον τύπο του ινοπλέγματος και του κονιάματος, καθώς οι θερμικές ιδιότητες του κονιάματος επηρεάζονται αρκετά από την εξάτμιση του νερού στους 100ºC.

Όσον αφορά τις ίνες άνθρακα, οι οποίες θα χρησιμοποιηθούν στην παρούσα μελέτη, αυτές δεν υφίστανται γενικά οξείδωση και επακόλουθη αποδόμηση ακόμη και σε υψηλές θερμοκρασίες. Από μελέτη των Παπακωνσταντίνου (2001) και Long (1996) αποδείχθηκε μία επαρκής οξείδωση των ινών άνθρακα στους 500ºC, βέβαια αργότερα ο Tran (2018) απέδειξε ότι η οξείδωση αυτή μπορεί να ξεκινήσει από τους 400ºC. Παρ' όλ' αυτά, αυτό μπορεί να αντιμετωπιστεί με τη χρήση μονοξειδίου του άνθρακα στις ίνες. Επίσης, σε ινοπλέγματα από

άνθρακα ή βασάλτη παρατηρείται μία διγραμμική απόκριση και ένα καθορισμένο σημείο θραύσης λόγω της αστοχίας των ινών.

Όμως, θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι ιδιότητες των ινών αυτών θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψιν πολύ προσεκτικά κατά τη μελέτη της απόδοσης του σύνθετου υλικού. Αφού οι συνθήκες δοκιμής, το φινίρισμα του ινοπλέγματος και η απόδοση του δεσμού ινοπλέγματος - μήτρας είναι αυτές που τελικά καθορίζουν την απόδοση του σύνθετου αυτού υλικού σε αυξημένες θερμοκρασίες.

Σχετικά με τη συμπεριφορά της ανόργανης μήτρας του σύνθετου αυτού υλικού σε υψηλές θερμοκρασίες και πιο συγκεκριμένα με το αλκαλικά ενεργοποιημένο κονίαμα AAM, παρόλο που υπάρχουν αρκετές διαθέσιμες έρευνες καθίσταται σχεδόν αδύνατον να προβεί κανείς σε καθολικά συμπεράσματα. Η μελέτη ‘‘Textile Reinforced Mortars (TRM) tensile behavior after high temperature exposure‘‘ των Luis Estevan, Francisco B., Varona, F. Javier Baeza, Benjamín Torres, David Bru φέρει παρόμοια αποτελέσματα με τις υπόλοιπες μελέτες και συμπεραίνει ότι σε μέτρια επίπεδα θερμοκρασιών (θερμοκρασίες χαμηλότερες από 200ºC) τα υλικά διατηρούν τις μηχανικές και θερμικές τους ιδιότητες σχεδόν αναλλοίωτες. Όμως, στην πραγματικότητα έχουν υπάρξει ακόμα και βελτιώσεις στην ικανότητα αντοχής του σύνθετου υλικού ινοπλέγματος-κονιάματος σε αυτές τις θερμοκρασίες. Αυτές οι βελτιώσεις οφείλονται κυρίως σε δύο παράγοντες. Ο ένας από αυτούς είναι η συρρίκνωση του κονιάματος κατά τη ψύξη ισχυροποιώντας το δέσιμό του με το ινόπλεγμα. Από την άλλη μεριά, οι βελτιώσεις αυτές παρατηρούνται σε πλέγματα με πολυμερή, στα οποία η πρόσφυση κονιάματος-ινοπλέγματος αυξάνεται όσο αλλοιώνεται η επικάλυψη της επιφάνειας λόγω της υψηλής θερμοκρασίας.

Αντίθετα, στους 400ºC το σύνθετο υλικό TRM χάνει ένα μεγάλο κομμάτι της αντοχής του, με εξαίρεση το ενισχυμένο κονίαμα με ίνες άνθρακα όπου συγκρατεί κάποιο ικανοποιητικό ποσοστό της αντοχής του. Έτσι, η σύνθεση μεταξύ κονιάματος-ινοπλέγματος με βάση τον άνθρακα κρίνεται ως η μοναδική λύση, ώστε να διατηρηθεί σε επαρκή βαθμό η μηχανική ικανότητα του υλικού. Τέλος, στους 600ºC το υλικό εμφανίζει πλέον ισχυρές βλάβες ανεξαρτήτως του τύπου ινών, διακυβεύονται σοβαρά οι μηχανικές ιδιότητες της τοιχοποιίας και υποβαθμίζονται τα χαρακτηριστικά της. Αρχικά, τα πλέγματα καταλήγουν εντελώς υποβαθμισμένα και η πρόσφυση στη μήτρα του κονιάματος εξαφανίζεται. Οπότε, το σύνθετο υλικό καθίσταται πλέον σχεδόν άχρηστο ως προς την αντίστασή του στη φωτιά αλλά και τη λειτουργικότητά του.

Τέλος, σύμφωνα με τη μελέτη ‘’Textile Fibre Composites in Civil Engineering’’ του Τριανταφύλλου (2016), όλα τα τσιμεντοειδή υλικά ανόργανης μήτρας σε υψηλές θερμοκρασίες υπόκεινται σε αποφλοίωση της στρώσης τους από την κατασκευή. Αυτό οφείλεται στον συνδυασμό διαφορικών θερμικών τάσεων σε βάθος εντός του κονιάματος κατά την διάρκεια της πυρκαγιάς σε συνδυασμό με τη συσσωρευμένη πίεση των πόρων που σχετίζεται με τη μαζική μεταφορά των υδρατμών μέσα στο κονίαμα.

3. ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΠΕΙΡΑΜΑΤΩΝ

Έπειτα από δοκιμές, που εξήχθησαν στο Εργαστήριο Μηχανικής και Τεχνολογίας των Υλικών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πατρών, μέσω της υδραυλικής μηχανής ‘’MTS’’ για την εύρεση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών της σεισμικής ενίσχυσης που χρησιμοποιήθηκαν προέκυψαν τα παρακάτω αποτελέσματα για το κονίαμα δόμησης, την τοιχοποιία, το αλκαλικά ενεργοποιημένο κονίαμα και το ινόπλεγμα άνθρακα:

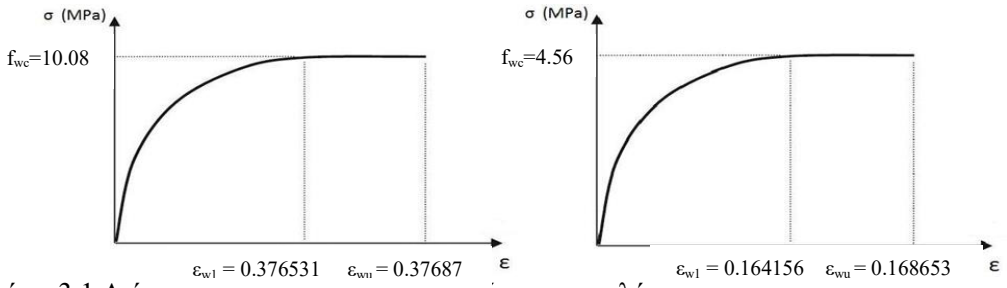
3.1 Κονίαμα δόμησης

Το κονίαμα δόμησης ελέγχθηκε μέσω πρισμάτων διαστάσεων 40x40x160mm για τον προσδιορισμό της θλιπτικής και εφελκυστικής αντοχής από κάμψη και διεξήχθησαν τα εξής:

Μέση εφελκυστική και θλιπτική αντοχή κονιάματος:	3.12 MPa	10.27 MPa

3.2 Τοιχοποιία

Επίσης, έγινε έρευνα για την τιμή της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας κάθετα και παράλληλα στους αρμούς σε δοκίμια διαστάσεων 40x40x8.5cm με τελικά διαγράμματα τάσης-παραμόρφωσης τοιχοποιίας για κάθε περίπτωση τα παρακάτω:



Σχήμα 3.1 Διάγραμμα τασεων – παραμορφώσεων ινοπλέγματος σε ανοργανη μητρα σε εφελκυσμό

Έπειτα, πραγματοποιήθηκαν δοκιμές άμεσης διάτμησης σε μικρά δοκίμια τύπου τριπλέτες (από 3 στρώσεις οπτόπλινθων) βάσει του προτύπου EN 1052-3 (2002) με επιβολές θλιπτικών τάσεων με τιμές σ=0.15 MPa και σ=0.30 MPa.

Δοκίμιο	Θλιπτική τάση σ (MPa)	Μέγιστο διατμητικό φορτίο Vmax (kN)	Διατμητική αντοχή (MPa)
Μέσος όρος	0.15	14.15	0.45
Μέσος όρος	0.30	21.96	0.70

Πίνακας 3.1 Πειραματικά αποτελέσματα διατμητικής αντοχής άοπλης τοιχοποιίας

3.3 Ινόπλεγμα και αλκαλικά ενεργοποιημένο κονίαμα

Στη συγκεκριμένη έρευνα, για την ενίσχυση των δοκιμίων εφαρμόσθηκε πλέγμα ινών Mapeigrid C 170 της εταιρίας Mapei Hellas με τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

Χαρακτηριστικά παραγωγής	
Τύπος ινών	υψηλής αντοχής ίνες άνθρακα
Βάρος (g/m²)	>170
Μέγεθος τετραγωνικής διάταξης (mm)	10 x 10
Πυκνότητα (g/cm³)	1.83
Μηχανικά χαρακτηριστικά εταιρίας	
Εφελκυστική αντοχή (kN/m)	>240
Μέτρο ελαστικότητας (GPa)	252 ± 2%
Περιοχή αντοχής ανάμ μέτρο πλάτους (mm²/m)	48.00
Ισοδύναμο πάχος ξηρού πάχους (mm)	0.048
Παραμόρφωση αστοχίας (%)	2

Πίνακας 3.2 Χαρακτηριστικά ανθρακο-πλέγματος Mapeigrid C 170

Το ινόπλεγμα υποβλήθηκε σε δοκιμή άμεσου εφελκυσμού προέκυψαν τα εξής:

Μηχανικά χαρακτηριστικά δοκιμής εφελκυσμού	
Μέση εφελκυστική αντοχή (MPa)	2230.9
Μέσο μέτρο ελαστικότητας (GPa)	212.5
Μέση παραμόρφωση αστοχίας (%)	1.05

Πίνακας 3.3 Χαρακτηριστικά ανθρακο-πλέγματος Mapeigrid C 170 από δοκιμή εφελκυσμού

Για την εύρεση της εφελκυστικής αντοχής από κάμψη και της θλιπτικής αντοχής του αλκαλικά ενεργοποιημένου κονιάματος, έγινε λήψη δειγμάτων σε μήτρες διαστάσεων 40x40x160 mm τα οποία ελήφθησαν κατά τη διάρκεια παρασκευής του κονιάματος και συντηρήθηκαν για 28 ημέρες και υπολογίσθηκαν οι τιμές αντοχών:

Μέση εφελκυστική αντοχή κονιάματος:	7.44 MPa
Μέση θλιπτική αντοχή κονιάματος:	72.30 MPa

3.4 Ινόπλεγμα σε ανόργανη μήτρα

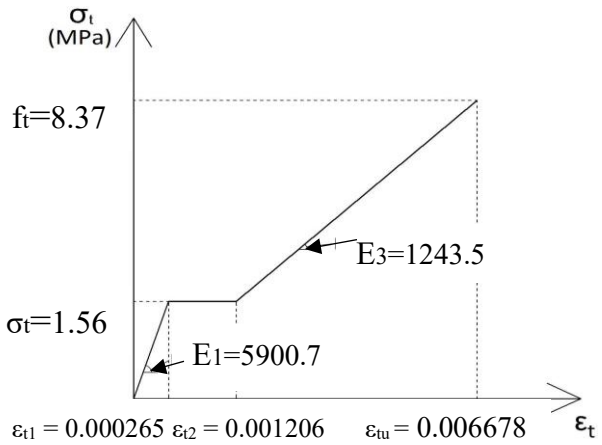
Αφού πλέον είναι γνωστά τα μηχανικά χαρακτηριστικά των επιμέρους υλικών του ινοπλέγματος σε ανόργανη μήτρα είναι δυνατόν να προσδιορισθούν θεωρητικά οι ιδιότητες ολόκληρου του υλικού ως σύνολο. Αυτό επιτυγχάνεται με τη βοήθεια του <<κανόνα ανάμιξης>> όπως ορίσθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο και απαιτείται ο υπολογισμός των ογκομετρικών ποσοστών των δύο επιμέρους υλικών. Ισχύουν:

$$E = Ef*Vf + Em*Vm \quad (3.1)$$

$$f_{t,TRM}=f_{t,f}*Vf+f_{m,t}*(1-Vf) \quad (3.2)$$

Όπου: Ef το μέτρο ελαστικότητας των ινών
Em το μέτρο ελαστικότητας της μήτρας
Vf ο λόγος όγκου των ινών
Vm ο λόγος όγκου της μήτρας
$f_{t,TRM}$ η εφελκυστική αντοχή του σύνθετου υλικού TRM
$f_{t,f}$ η εφελκυστική αντοχή της ίνας
$f_{m,t}$ η εφελκυστική τάση της μήτρας κατά την αστοχία της ίνας

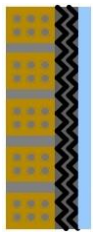
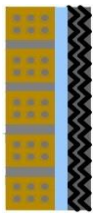
Ο <<κανόνας ανάμιξης>>, όμως, προϋποθέτει μία σχεδόν ουτοπική τέλεια πρόσφυση μεταξύ των ινών και του κονιάματος η οποία δεν υφίσταται. Το ογκομετρικό ποσοστό των ινών δεν έχει στο σύνολό του άμεση επαφή με το κονίαμα αλλά μόνο με την εξωτερική επιφάνεια. Στην πραγματικότητα η συμπεριφορά του σύνθετου αυτού υλικού κατά την αστοχία χαρακτηρίζεται από μία προοδευτική θραύση του συνόλου των ινών σε κάθε κλώνο, οπότε οι μηχανικές ιδιότητες του ινοπλέγματος σε ανόργανη μήτρα χαρακτηρίζονται πειραματικά με δοκιμές άμεσου εφελκυσμού σε δοκίμια. Ο προσανατολισμός του πλέγματος στο δοκίμιο ήταν τέτοιος ώστε να προσδιοριστεί η εφελκυστική αντοχή του υλικού θέτοντας σε εφελκυσμό τις ίνες κατά τη διεύθυνση του πλέγματος όπου το μήκος του είναι μεγαλύτερο. Το τελικό διάγραμμα τάσης-παραμόρφωσης του σύνθετου υλικού απλοποιείται σε μία καμπύλη που αποτελείται από τρεις γραμμικούς κλάδους:



Σχήμα 3.2 Απλοποιημένη καμπύλη τάσης – παραμόρφωσης TRM

3.5 ΤΥΠΟΣ ΔΟΚΙΜΙΩΝ – ΟΝΟΜΑΤΟΔΟΣΙΑ

Στην προκειμένη δημοσίευση θα μελετηθούν ορισμένες διαφορετικές μεταξύ τους διατάξεις τοποθέτησης του υλικού ενίσχυσης μαζί με το υλικό θερμομόνωσης, έτσι ώστε να κριθεί η ευμενέστερη όσον αφορά την αποδοτικότητα της ενίσχυσης. Κατασκευάζονται δοκίμια με μονόπλευρη τοποθέτηση των υλικών για τη σεισμική και ενεργειακή αναβάθμιση των φερουσών τοιχοποιιών με τις παρακάτω διατάξεις:

Χαρακτηρισμός δοκιμίων		
Ονοματοδοσία Δοκιμίου	**Περιγραφή Υλικού**	**Σχηματική Απεικόνιση Υλικού**
C (ή Control)	Το δοκίμιο **C** ή αλλιώς **Control** ή **Masonry** αποτελεί το δοκίμιο αναφοράς ή ελέγχου. Δηλαδή, είναι αυτό που δεν έχει υποστεί καμία επέμβαση.	
M_2L_f	Το δοκίμιο **M_2L_f** αποτελείται από δύο στρώσεις πλέγματος ινών άνθρακα με αλκαλο-ενεργοποιημένο κονίαμα που έχουν τοποθετηθεί μονόπλευρα του τοίχου και πρόκειται να υποστεί δοκιμή φωτιάς (**f**).	
M_2L_iX	Το δοκίμιο **M_2L_iX** αποτελείται από δύο στρώσεις πλέγματος ινών άνθρακα με αλκαλο-ενεργοποιημένο κονίαμα που έχουν τοποθετηθεί μονόπλευρα του τοίχου και εξωτερικά μία στρώση θερμομονωτικού υλικού εξηλασμένης πολυστερίνης XPS (2cm).	
M_ iX_2L	Το δοκίμιο **M_ iX_2L** αποτελείται από τις ίδιες στρώσεις όπως το δοκίμιο **M_2L_iX**, αλλά με την αντίστροφη σειρά του σύνθετου υλικού και της θερμομόνωσης (2cm).	
M_2L_iR_f	Το δοκίμιο **M_2L_iR_f** αποτελείται από δύο στρώσεις πλέγματος ινών άνθρακα με αλκαλο-ενεργοποιημένο κονίαμα που έχουν τοποθετηθεί μονόπλευρα του τοίχου και εξωτερικά μία στρώση θερμομονωτικού υλικού πετροβάμβακα Rockwool (3cm),ενώ πρόκειται να υποστεί δοκιμή φωτιάς (**f**).	

Πίνακας 3.3 Ονοματολογία και περιγραφή των υλικών των δοκιμίων

4. ΠΡΟΕΤΟΙΜΑΣΙΑ ΠΕΙΡΑΜΑΤΩΝ

Παρακάτω παρατίθεται η κατασκευή και ενίσχυση των δοκιμίων φέρουσας τοιχοποιίας που θα υποβληθούν σε εντός επιπέδου ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

4.1 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΔΟΚΙΜΙΩΝ

Η κατασκευή των τοίχων τύπου υπερθύρων [5] πραγματοποιήθηκε εντός του χώρου του εργαστηρίου σε διαστάσεις 1300×400×85 mm. Η κατασκευή τους έγινε με τις οπτόπλινθους και το τσιμεντοκονίαμα δόμησης με πάχος αρμών ήταν 10 mm και ακολούθησε η συντήρησή τους.

Σχήμα 4.1 Κατασκευή δοκιμίων-υπερθύρων [5]

4.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΟΚΙΜΙΩΝ

Αρχικά, παρήχθη το αλκαλικά ενεργοποιημένο κονίαμα για τον εμποτισμό του ανθρακο-πλέγματος και έπειτα το οργανικό Portland τσιμεντοκονίαμα thermocoat για την περίπτωση συγκόλλησης της θερμομονωτικής πλάκας XPS πάνω στην επιφάνεια του τοίχου. Αφού ζυγίστηκαν τα απαιτούμενα υλικά, αναμίχθηκαν με τη χρήση ηλεκτρικού αναδευτήρα.
Αφότου ομογενοποιήθηκε επαρκώς το μίγμα, προηγείται ρητά ο καθαρισμός της επιφάνειάς τους από σαθρά υλικά και το υπόστρωμα πρέπει να είναι σταθερό. Έπειτα, ακολουθεί η εφαρμογή του αλκαλικά ενεργοποιημένου κονιάματος στην επιφάνεια του τοίχου με τη χρήση μεταλλικής σπάτουλας με σκοπό την εξομάλυνσή του και τη συγκόλληση του ανθρακο-πλέγματος. Για την τοποθέτηση του ινοπλέγματος στην ανόργανη μήτρα δημιουργούνται οδοντώσεις στο αλκαλικά ενεργοποιημένο κονίαμα για τον καλύτερο εμποτισμό του πλέγματος με το κονίαμα. Αφού τοποθετείται το ανθρακό-πλεγμα, με τη λεία πλευρά της σπάτουλας και ασκώντας μικρή πίεση σε αυτό, η επιφάνεια λειαίνεται ενώ το πλέγμα εισχωρεί στη στρώση του κονιάματος. Η τελική αυτή επιφάνεια μπορεί να αποτελέσει την υπόβαση είτε για δεύτερη στρώση σύνθετου υλικού ινοπλέγματος σε ανόργανη μήτρα (TRM), είτε για εφαρμογή θερμομονωτικής πλάκας, είτε να χαρακτηριστεί ως η τελική επιφάνεια του δοκιμίου. Η ίδια διαδικασία ακολουθείται και στην περίπτωση που το σύνθετο αυτό υλικό (TRM) εφαρμόζεται πάνω στην επιφάνεια της θερμομονωτικής πλάκας αντί του τοίχου.

Σχήμα 4.2 Διαδικασία τοποθέτηση της στρώσης ανθρακο-πλέγματος

Όσον αφορά την επικόλληση των θερμομονωτικών πλακών (είτε εξηλασμένης πολυστερίνης, είτε πετροβάμβακα) ως εξωτερικό στρώμα της ενίσχυσης, πριν την τοποθέτησή τους στην επιφάνεια του σεισμικά ενισχυμένου τοίχου προηγήθηκε η κοπή τους σε τμήματα όπως και το ινόπλεγμα σε διαστάσεις 1.3×0.4 m. Με δεδομένη τη λεία υπόβαση του αλκαλο-ενεργοποιημένου κονιάματος τοποθετείται επιπλέον κονίαμα στη θερμομονωτική πλάκα που αυλακώνεται και τοποθετείται στην επιφάνεια του σεισμικά ενισχυμένου τοίχου πιέζοντας ελαφρά με το χέρι, έτσι ώστε να εξασφαλιστεί η αποφυγή δημιουργίας κενών αέρα στο κονίαμα και έτσι ώστε να γίνει όσο το δυνατόν πιο επίπεδη η στρώση της.

Σχήμα 4.3 Τοποθέτηση θερμομονωτικών πλακών εξηλασμένης πολυστερίνης/πετροβάμβακα

Στην περίπτωση όπου η θερμομονωτική πλάκα εξηλασμένης πολυστερίνης (XPS) τοποθετείται ως ενδιάμεση στρώση σε επαφή με την τοιχοποιία, χρησιμοποιείται ως συγκολλητική κόλλα το οργανικό Portland τσιμεντο-κονίαμα λόγω της καλύτερης συγκολλητικής ιδιότητας που διαθέτει.

Σχήμα 4.4 Εφαρμογή στρώσης κονιάματος OPC στην τοιχοποιία πριν την τοποθέτηση πλάκας εξηλασμένης πολυστερίνης και εφαρμογή στρώσης κονιάματος AAM μετά την τοποθέτησή της

5. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΩΤΙΑΣ-ΔΟΚΙΜΗ ΠΥΡΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ

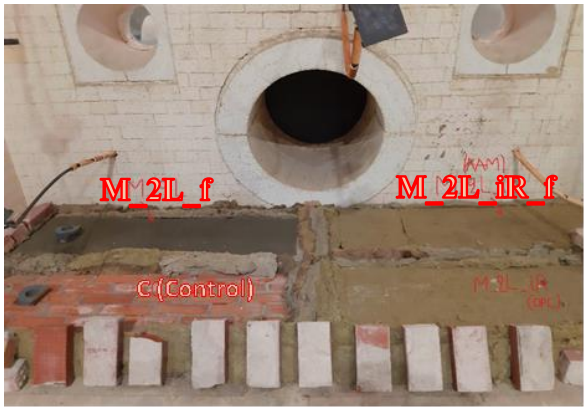
5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΟΚΙΜΙΩΝ ΣΕ ΚΛΙΒΑΝΟ

Οι δοκιμές πυρός έλαβαν χώρα στην Εργαστηριακή Μονάδα Δοκιμών Πυρός του Πανεπιστημίου Πατρών με τη μοναδική εργαστηριακή υποδομή πανελλαδικά, που μπορεί να παρέχει υποστήριξη σε θέματα έρευνας και παροχής υπηρεσιών στο πεδίο της πυραντίστασης στοιχείων. Βασικός εξοπλισμός αποτελεί ένας κατακόρυφος κλίβανος διαστάσεων 3×3×1.2 m, (ύψος×μήκος×βάθος) διεξαγωγής δοκιμών πυραντίστασης δίνοντας μέσω υπολογιστή καμπύλες θερμοκρασίας – χρόνου που του ορίζονται.

Τα δοκίμια που εκτέθηκαν σε συνθήκες πυρκαγιάς ήταν τρία. Αυτά είναι τα C (Control), M_2L_f και M_2L_iR_f, τα οποία τοποθετήθηκαν παράλληλα στη θερμομονωτική βάση, ώστε η ενισχυμένη πλευρά της τοιχοποιίας να έρχεται σε επαφή με τη φωτιά, ενώ οι υπόλοιπες πλευρές παρέμειναν πολύ καλά μονωμένες.

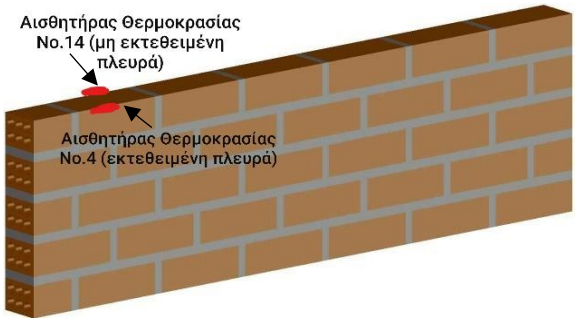
Εκτός από τους αισθητήρες θερμοκρασίας αέρα που είναι τοποθετημένοι καθ' ύψος του κλιβάνου, τοποθετήθηκαν πέντε ακόμη αισθητήρες στο ενισχυμένο δοκίμιο M_2L_f,

τέσσερις στο ενισχυμένο πάλι δοκίμιο M_2L_iR_f και άλλοι δύο στο δοκίμιο ελέγχου C (Control) στην εκτεθειμένη και μη επιφάνεια κάθε δοκιμίου και στις διεπιφάνειες TRM-τοιχοποιίας, TRM-θερμομόνωσης. Τοποθετήθηκαν έτσι προκειμένου να διαπιστωθεί πόσο το μονωτικό υλικό προστάτεψε το πλέγμα ινών άνθρακα και ολόκληρο το δοκίμιο, ενώ θα παρατηρηθεί η απομένουσα αντοχή του σύνθετου υλικού, όταν αυτό έχει εκτεθεί σε συγκεκριμένες υψηλές θερμοκρασίες.

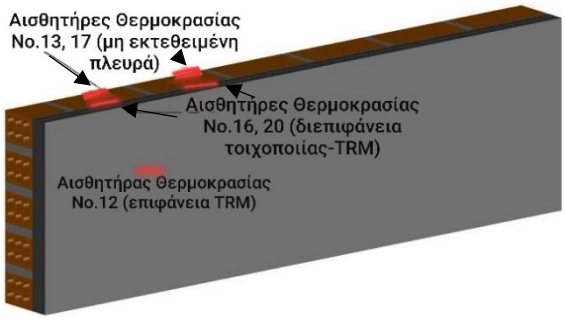


Σχήμα 5.1 Διάταξη δοκιμίων στον κλίβανο

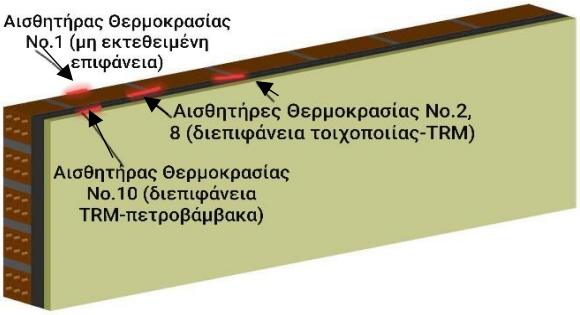
--*Δοκίμιο ελέγχου **C** (ή **Control**)*



--*Ενισχυμένο δοκίμιο **M_2L_f***



--*Ενισχυμένο δοκίμιο **M_2L_iR_f***



Σχήμα 5.2 Σχηματική απεικόνιση δοκιμίων που υποβάλλονται σε δοκιμή πυρός

Η δοκιμή πυρός διαρκεί 90 λεπτά και φτάνει ως μέγιστη θερμοκρασία τους 600°C. Η μέση θερμοκρασία που πρέπει να έχει ο κλίβανος συναρτήσει του χρόνου προκύπτει από την ακόλουθη σχέση:

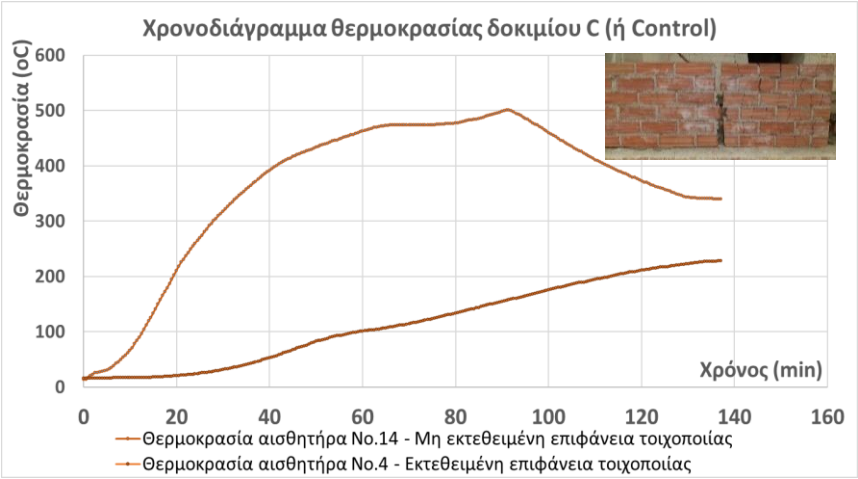
$$T = 20 * t \ , \quad 0 \leq t \leq 30 \text{ min} \tag{5.1}$$

$$T = 600 \ , \quad 30 \leq t \leq 90 \text{ min} \tag{5.2}$$

όπου, T : μέση θερμοκρασία κλιβάνου (°C)

t : χρονική στιγμή (min)

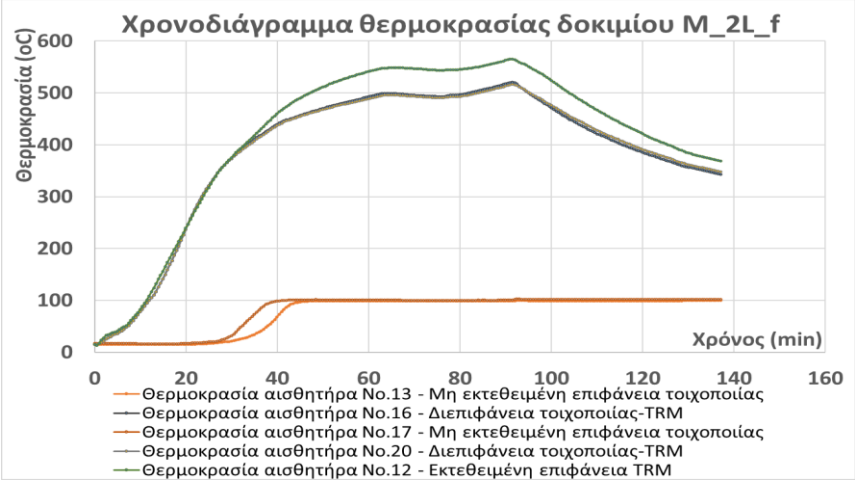
- <u>Δοκίμιο ελέγχου **C** (ή Control)</u>



Σχήμα 5.3 Καμπύλη θερμοκρασίας δοκιμίου C συναρτήσει του χρόνου

Η εκτεθειμένη επιφάνεια του δοκιμίου φτάνει τους 501°C, οπότε η τοιχοποιία απορρόφησε ένα μεγάλο ποσοστό της θερμοκρασίας του κλιβάνου, όπου αυτή κυμαίνεται στους 600°C. Μετά το πέρας των 90 λεπτών, η θερμοκρασία του δοκιμίου εμφανίζει σταδιακή πτώση έως το τέλος της καταμέτρησης. Ενώ, η μη εκτεθειμένη επιφάνεια φτάνει έως τους 229°C (λιγότερο από τη μισή θερμοκρασία της εκτεθειμένης επιφάνειας) χωρίς να εμφανίζεται πτώση της θερμοκρασίας. Κατά την εξαγωγή του δοκιμίου, αυτό αστόχησε και διαχωρίστηκε σε δύο μέλη υποδεικνύοντας τη μηδενική πλέον παραμένουσα αντοχή του.

- <u>Ενισχυμένο δοκίμιο **M_2L_f**</u>

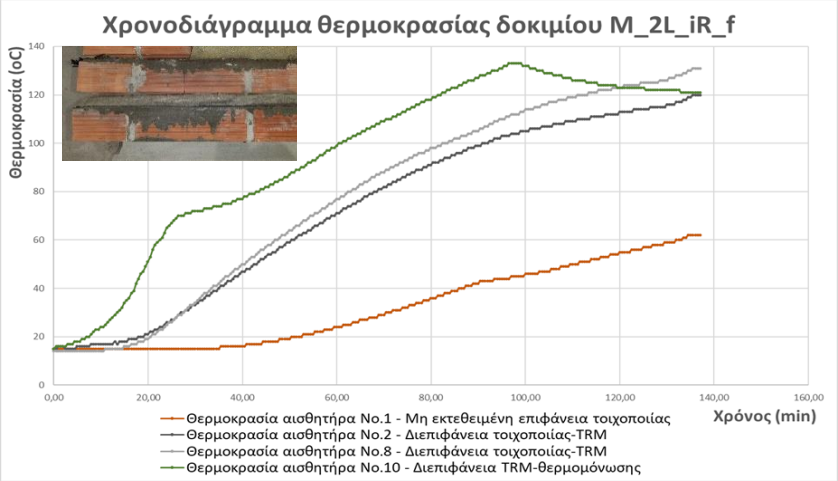


Σχήμα 5.4 Καμπύλη θερμοκρασίας δοκιμίου M_2L_f συναρτήσει του χρόνου

Η εκτεθειμένη επιφάνεια σύνθετου υλικού TRM φτάνει τους 565°C, οπότε η επιφάνεια αυτή απορροφά σχεδόν όλη τη θερμοκρασία που αναπτύσσεται στον κλίβανο έχοντας εκμεταλλευτεί πλήρως την υγρασία του υλικού. Έπειτα, η θερμοκρασία της διεπιφάνειας τοιχοποιίας - TRM εμφανίζει θερμοκρασίες έως 521°C, πολύ κοντά στις θερμοκρασίες που έχει η επιφάνεια TRM. Έτσι, σχεδόν όση θερμοκρασία εμφανίζεται στην επιφάνεια αυτή διαπερνάται και στη διεπιφάνεια τοιχοποιίας – TRM, χάνεται η υγρασία του σύνθετου υλικού και υποβαθμίζονται οι μηχανικές του ιδιότητες. Τέλος, η μη εκτεθειμένη επιφάνεια φτάνει έως τους 103°C παρουσιάζοντας ένα αρκετά μεγάλο πλατώ με σταθερή τιμή θερμοκρασίας στους 102°C σε ολόκληρο το δεύτερο μισό της δοκιμής πυρός, καθώς εξατμίζεται όση υγρασία υπάρχει στο δοκίμιο. Σημειώνεται διαφορετική συμπεριφορά της μη εκτεθειμένη

επιφάνειας του M_2L_f από αυτή του δοκιμίου C με πιθανή αιτία τη μεγαλύτερη ποσότητα υγρασίας. Παρατηρήθηκαν εμφανείς ρηγματώσεις όσες και στο δοκίμιο ελέγχου και η ενισχυμένη πλευρά του δοκιμίου συρρικνώθηκε λόγω του αρνητικού συντελεστή θερμικής διαστολής α του άνθρακα.

- Ενισχυμένο δοκίμιο **M_2L_iR_f**



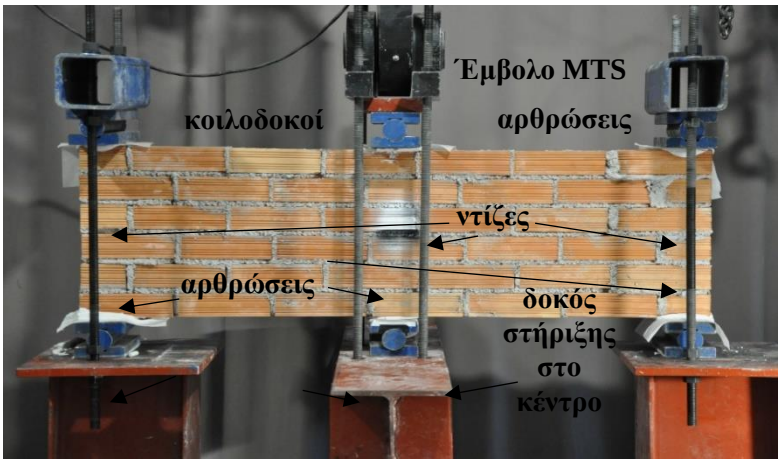
Σχήμα 5.5 Καμπύλη θερμοκρασίας δοκιμίου M_2L_iR_f συναρτήσει του χρόνου

Η μέγιστη τιμή θερμοκρασίας των 133°C εμφανίζεται στη διεπιφάνεια θερμομόνωσης –TRM και άρα διαπιστώνουμε ότι η θερμομόνωση πετροβάμβακα απορροφά ένα πολύ μεγάλο κομμάτι (σχεδόν το 80%) από τη θερμοκρασία των 600°C που αναπτύσσεται στον κλίβανο. Έπειτα, η θερμοκρασία της διεπιφάνειας τοιχοποιίας - TRM εμφανίζει θερμοκρασίες έως 131°C, αρκετά κοντά στις θερμοκρασίες που έχει η διεπιφάνεια θερμομόνωσης –TRM., χάνεται μεγάλο μέρος της υγρασίας του σύνθετου υλικού. Τέλος, η μη εκτεθειμένη επιφάνεια τοιχοποιίας φτάνει τους 62°C χωρίς να εμφανίζεται κάποια πτώση της θερμοκρασίας, οπότε διατηρεί σε ένα καλό επίπεδο τα μηχανικά χαρακτηριστικά του. Το δοκίμιο δεν εμφάνισε ρηγματώσεις στη μη εκτεθειμένη του πλευρά, οπότε λόγω του πετροβάμβακα άντεξε στις υψηλές θερμοκρασίες χωρίς να επηρεασθεί τόσο η εικόνα του, αλλά και η αντοχή του. Σε κάποια ελάχιστα σημεία παρατηρήθηκε επίσης η αποκόλληση της θερμομόνωσης.

6. ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΕΙΡΑΜΑΤΟΣ

6.1 ΔΙΑΤΑΞΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΟΣ

Τα δοκίμια υποβάλλονται σε ανακυκλιζόμενη εντός επιπέδου κάμψη τριών σημείων. Οι δοκιμές αυτές προσομοιώνουν τη συμπεριφορά των υπερθύρων της τοιχοποιίας μίας κατασκευής όταν αυτά υποβάλλονται σε ανακυκλιζόμενη εντός επιπέδου κάμψη. Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε άκαμπτο μεταλλικό πλαίσιο στο οποίο συνδέθηκε κατακόρυφο υδραυλικό έμβολο ‘’MTS’’ με ρυθμό επιβολής μετακίνησης 0.05 mm/sec για τον 1^{ο} κύκλο, οι κύκλοι 3 έως 5 είχαν ρυθμό 0.1 mm/sec ενώ στους υπόλοιπους κύκλους ο ρυθμός ήταν ίσος με 0.5 mm/sec.

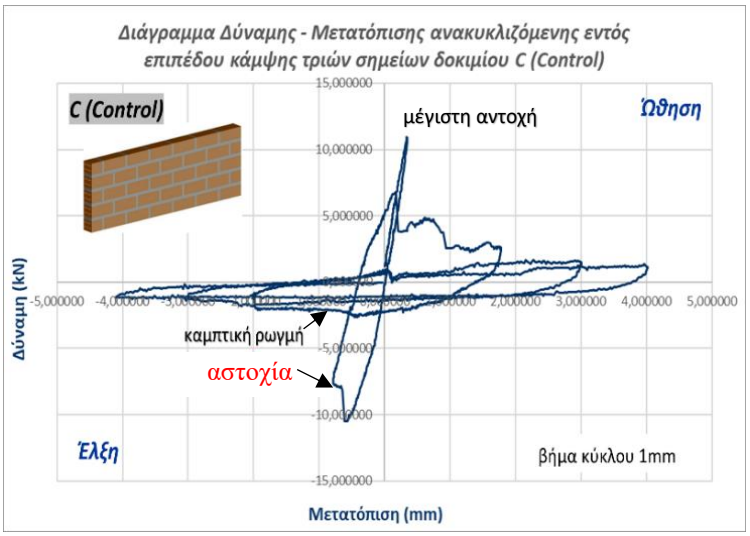


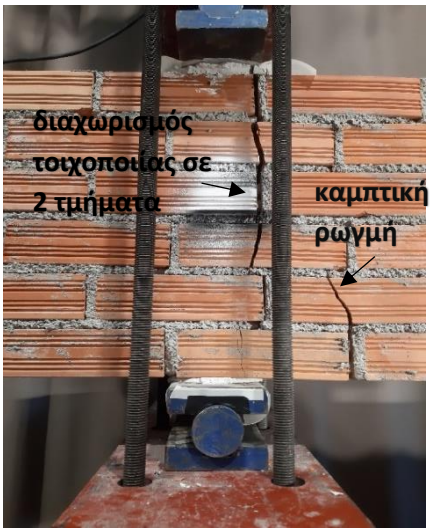
Σχήμα 6.1 Πειραματική διάταξη για την προσομοίωση ανακυκλιζόμενης φόρτισης εντός επιπέδου κάμψης τριών σημείων σε δοκίμια τύπου υπερθύρου

6.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΔΟΚΙΜΙΩΝ

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα καταγραφών δύναμης (kN)-μετακίνησης (mm).

- *Δοκίμιο ελέγχου **C** (ή **Control**)*

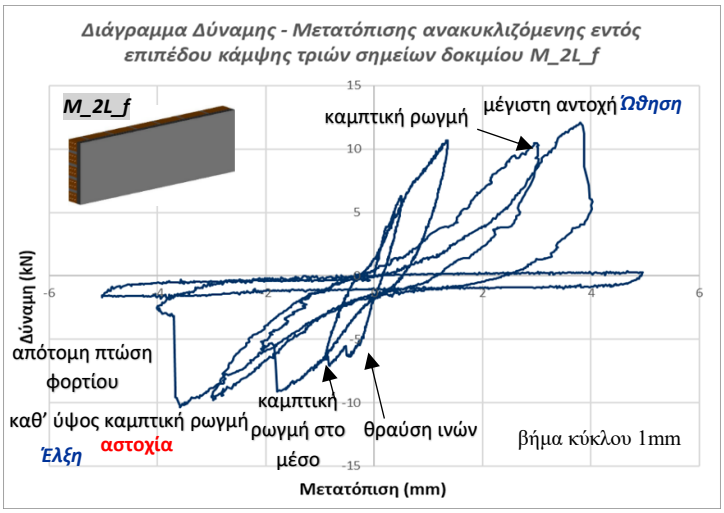




Σχήμα 6.2 Το δοκίμιο ελέγχου C το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενη εντός επιπέδου κάμψη τριών σημείων και οι αστοχίες του

Η εμφάνιση της πρώτης ρωγμής έγινε τη χρονική στιγμή της μέγιστης έλξης της τοιχοποιίας κατά τον 1^{ο} κύκλο της ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Εκείνη τη στιγμή συνέβη και η αστοχία αφού ακολούθησε πτώση του φορτίου άνω του 20%. Η κατακόρυφη δύναμη του εμβόλου ήταν -10.52 kN στο σημείο μέγιστης έλξης με μετατόπιση προς την αρνητική φορά -0.58 mm. Παρατηρήθηκε η επέκταση των ρωγμών και η εμφάνιση νέων μικρο-ρωγμών στους οπτόπλινθους και στο κονίαμα δόμησης στους επόμενους κύκλους, ενώ στο τέλος το δοκίμιο διαχωρίστηκε στα δύο και δεν ήταν δυνατόν να παραλάβει επιπλέον φορτίο.

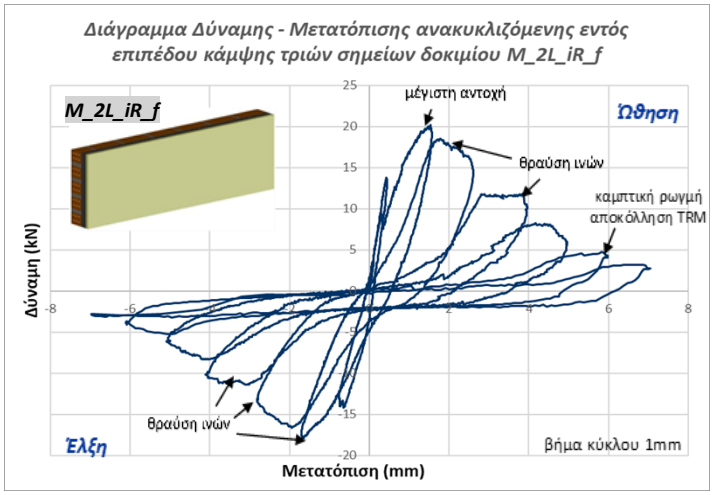
- *Δοκίμιο **M_2L_f***



Σχήμα 6.2 Το δοκίμιο M_2L_fto οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενη εντός επιπέδου κάμψη τριών σημείων και οι αστοχίες του

Η απότομη πτώση του φορτίου τη χρονική στιγμή της μέγιστης έλξης του 4^{ου} κύκλου ήταν αυτή που σηματοδότησε και την αστοχία του δοκιμίου σε φορτίο -10.34 kN και μετατόπιση -3.58 mm, αφού είχαν ήδη προκληθεί καμπτικές ρωγμές, θραύση ινών και η διάνοιξη των ρωγμών από τους προηγούμενους κύκλους. Ενώ, το μέγιστο φορτίο στο οποίο άντεξε η τοιχοποιία ήταν 12.07 kN με αντίστοιχη θετική μετατόπιση 3.80 mm.
Κατά τη μεταφορά του δοκιμίου εκτός της διάταξης παρατηρήθηκε ότι η τοιχοποιία είχε διαχωριστεί στο σημείο καμπτικής ρωγμής, αλλά τη συγκρατούσε ο μανδύας TRM. Επίσης, σημειώνεται ότι οι ίνες εκμεταλλεύθηκαν σε ικανοποιητικό βαθμό καθώς στη μεγάλη καμπτική ρωγμή του δοκιμίου είχαν θραυτεί καθ' ύψος.

- *Δοκίμιο **M_2L_iR_f***

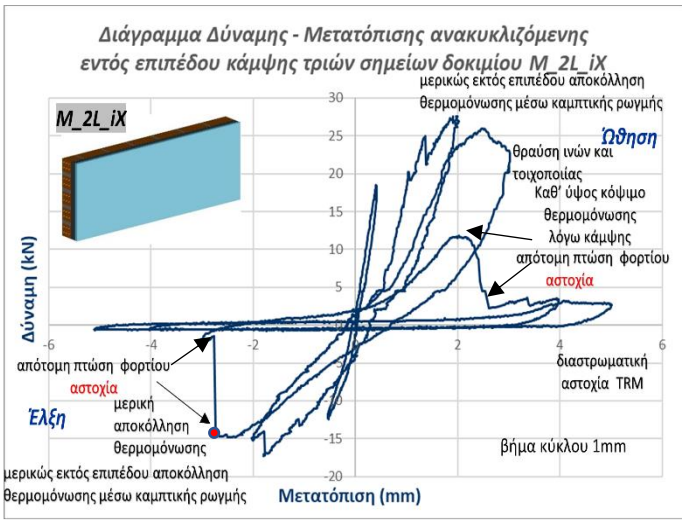


Σχήμα 6.3 Το δοκίμιο M_2L_iR_f το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενη εντός επιπέδου κάμψη τριών σημείων και οι αστοχίες του

Το δοκίμιο M_2L_iR_f εμφάνισε τη μέγιστη αντοχή του στο σημείο μέγιστης ώθησης του 2^{ου} κύκλου με μέγιστη κατακόρυφη δύναμη 20.22 kN και θετική μετατόπιση 1.53 mm. Στη συνέχεια μέχρι τον 5^{ο} κύκλο πραγματοποιείται θραύση ινών και στον 6^{ο} εμφανίζεται μία καθ' ύψος καμπτική ρωγμή στο μέσο. Συμπεραίνεται ότι η αστοχία μέσω της θραύσης των ινών ήταν σταδιακή κατά την διάρκεια του 3^{ου} κύκλου φόρτισης όπου και ξεκίνησε. Όμως, μπορεί

να θεωρηθεί ως στιγμή αστοχίας εκείνη όπου το φορτίο θα έχει μειωθεί κατά 20% συγκριτικά με τη μέγιστη τιμή αντοχής του. Αφού, το μέγιστο φορτίο είναι 20.22 kN, η αστοχία προσδιορίζεται περίπου στα 16.20 kN με μετακίνηση 2.45 mm.
Τέλος, κατά τη μεταφορά του δοκιμίου εκτός της διάταξης παρατηρήθηκε ότι η τοιχοποιία είχε ρηγματωθεί διαμπερώς, ενώ υπήρξε και εκτός επιπέδου κάμψη με μετατόπιση της τάξεως 0.7 mm και ρωγμές ποικίλλων ανοιγμάτων, ενώ ο διαχωρισμός της τοιχοποιίας συγκρατούνταν από τον μανδύα ενίσχυσης. Επίσης, παρατηρήθηκε ότι οι ίνες εκμεταλλεύθηκαν κατά 100% καθώς στη μεγάλη καμπτική ρωγμή του δοκιμίου είχαν θραυτεί καθ' ύψος εντελώς.

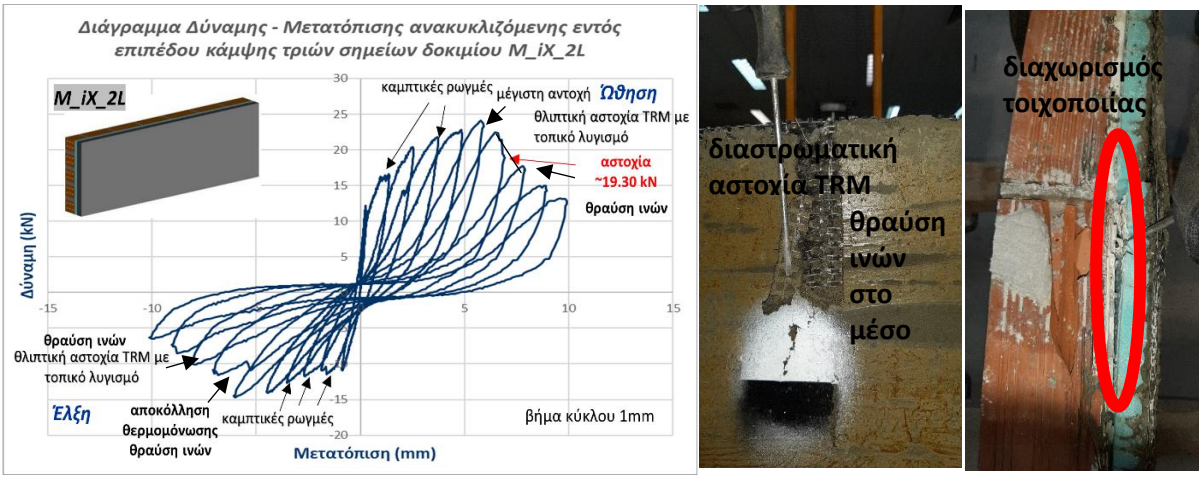
- ***<u>Δοκίμιο M_2L_iX</u>***



Σχήμα 6.4 Το δοκίμιο M_2L_iX το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενη εντός επιπέδου κάμψη τριών σημείων και οι αστοχίες του

Ως αστοχία της τοιχοποιίας θεωρείται η εντός επιπέδου αστοχία μέσω καμπτικής ρωγμής που δημιουργείται από τον 3^{ο} κιόλας κύκλο φόρτισης μέσω του κατακόρυφου κοψίματος της θερμομόνωσης XPS, της θραύσης ινών λόγω κάμψης αλλά και της θλιπτικής αστοχίας του TRM. Υπήρξαν, όμως, και εκτός επιπέδου αστοχίες, όπως η μερική αποκόλληση της θερμομόνωσης σχεδόν κεντρικά της τοιχοποιίας λόγω της καμπτικής ρωγμής, που συνέβη αφού φτάνει τη μέγιστη αντοχή του κατά τον 2^{ο} κύκλο αλλά και στον 3^{ο}, η θραύση των οπτόπλινθων και του κονιάματος δόμησης της τοιχοποιίας, αλλά και η θλιπτική αστοχία του TRM κατά τον 3^{ο} κύκλο φόρτισης. Επίσης, η εξωτερική στρώση αλκαλοενεργοποιημένου κονιάματος-πλέγματος με τις επόμενες δύο στρώσεις αλκαλοενεργοποιημένου κονιάματος και πλέγματος-αλκαλοενεργοποιημένου κονιάματος διαχωρίστηκαν (διαστρωματική αστοχία).
Η απότομη πτώση του φορτίου κατά τον 3^{ο} κύκλο έγινε σε φορτίο -14.47 kN όπου και επήλθε η αστοχία. Ενώ, το μέγιστο φορτίο στο οποίο άντεξε η τοιχοποιία ήταν στη θέση της μέγιστης ώθησης του 2^{ου} κύκλου με μέγιστη κατακόρυφη δύναμη 27.60 kN και αντίστοιχη θετική μετατόπιση 1.90 mm. Μετά το πέρας της δοκιμής παρατηρήθηκε ότι ολόκληρη η ενισχυμένη τοιχοποιία είχε διαχωριστεί σε δύο τμήματα.

- *Δοκίμιο **M_iX_2L***



Σχήμα 6.5 Το δοκίμιο M_iX_2L το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενη εντός επιπέδου κάμψη τριών σημείων και οι αστοχίες του

Το δοκίμιο M_iX_2L εμφάνισε καμπτικές ρωγμές έως κσι τον 5^{ο} κύκλο φόρτισης Συμπεραίνεται ότι η αστοχία των ινών ήταν σταδιακή μετά τον 6^{ο} κύκλο φόρτισης όπου έκανε την εμφάνισή της μέσω της αποκόλλησης της θερμομόνωσης και της θραύσης ινών. Οπότε, θεωρείται ως στιγμή αστοχίας εκείνη όπου το φορτίο θα έχει μειωθεί κατά 20% από τη μέγιστη τιμή αντοχής του. Το μέγιστο φορτίο που εμφανίσθηκε στον 6^{ο} κύκλο είναι 24.10 kN, οπότε η αστοχία προσδιορίζεται περίπου στα 19.30 kN μετατόπισης 6.80 mm. Στους επόμενους κύκλους παρατηρήθηκε μία εκτός επιπέδου αστοχία μέσω της θλιπτικής αστοχίας του TRM μετά από τοπικό λυγισμό και θραύση ινών.
Όσον αφορά τη θλιπτική αστοχία του TRM, παρατηρήθηκε ότι είχαν αποκολληθεί κομμάτια από την εσωτερική αλλά και την εξωτερική διεπιφάνεια του αλκαλικά ενεργοποιημένου κονιάματος με το ανθρακόπλεγμα. Αυτό συνέβη λόγω της θλίψης της εσωτερικής και εξωτερικής στρώσης που διαχωρίστηκαν από τον μανδύα και αφορά τη διαστρωματική αστοχία, ενώ η μη ενισχυμένη πλευρά της τοιχοποιίας είχε διαμπερείς καθ' ύψος ρωγμές.

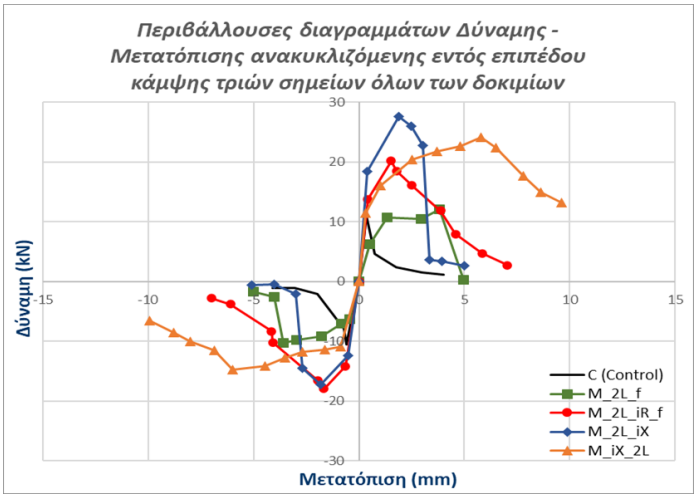
6.4 ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Δοκίμιο	Μέγιστη αντοχή					ΑΣΤΟΧΙΑ				
	Pmax (kN)		u (mm)	MR (kNm)	Τρόπος αστοχίας	Φορά	Pf (kN)	uf (mm)	Κύκλος αστοχίας	Ενέργεια αστοχίας (kNmm)
C	10.97	1ος	0.34	3.15	Καμπτική ρωγμή	Έλξη	-10.52	-0.58	1ος	5.77
M_2L_f	12.07	4ος	3.80	3.47	Θραύση ινών	Έλξη	-10.34	-3.58	4ος	74.13
M_2L_iR_f	20.22	2ος	1.53	5.81	Θραύση ινών	Ώθηση	16.20	2.45	3ος	78.05
M_2L_iX	27.60	2ος	1.90	7.94	Εκτός επιπέδου κάμψη	Έλξη	-17.25	-1.80	3ος	86.42
M_iX_2L	24.10	6ος	5.80	6.93	Θλιπτική αστοχία TRM	Ώθηση	19.30	6.80	7ος-8ος	324.42

Πίνακας 6.1 Συγκεντρωτική παρουσίαση αποτελεσμάτων

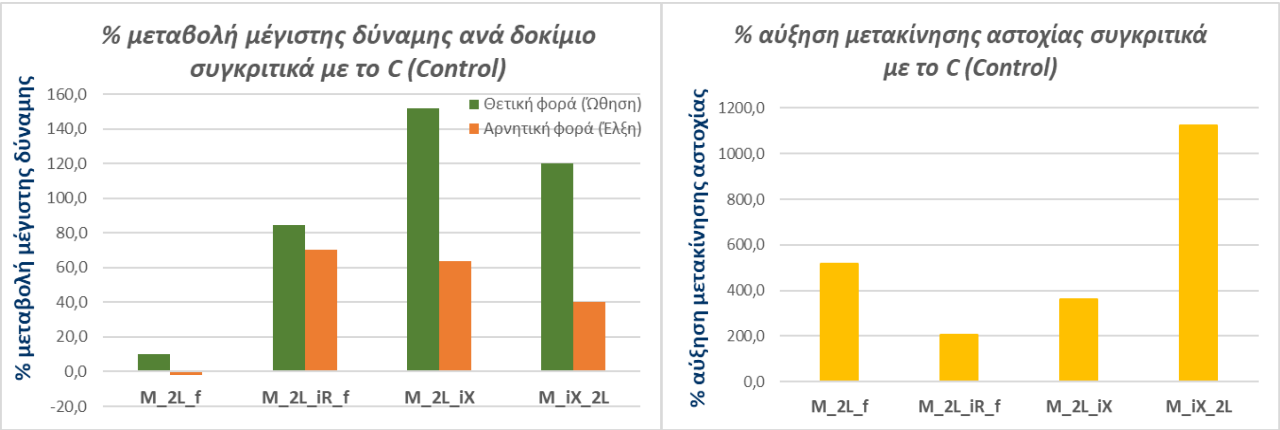
7. ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Στο διάγραμμα που ακολουθεί φαίνονται συνολικά όλες οι περιβάλλουσες των κύκλων φόρτισης των διαγραμμάτων δύναμης – μετατόπισης που παρουσιάσθηκαν για όλα τα δοκίμια. Γίνεται αντιληπτό ότι τα ενισχυμένα δοκίμια είχαν όλα μεγαλύτερο φορτίο αντοχής αλλά και παραμόρφωση αστοχίας από το δοκίμιο αναφοράς. Επίσης, παρατίθενται επιπλέον διαγράμματα που απεικονίζουν την ποσοστιαία μεταβολή της μέγιστης δύναμης που λαμβάνει κάθε δοκίμιο αλλά και της αντίστοιχης μεταβολής της μετακίνησης αστοχίας.



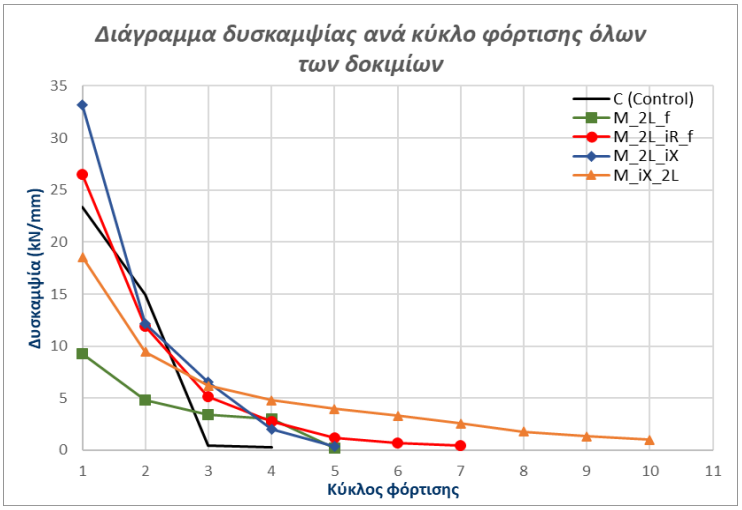
Σχήμα 7.1 Συγκριτικό διάγραμμα περιβάλλουσων καμπυλών όλων των δοκιμίων

Η μέγιστη ποσοστιαία μεταβολή της μέγιστης δύναμης των δοκιμίων μετά την ενίσχυση για τη θετική φορά του εμβόλου φαίνεται να είναι αυτή του ενισχυμένου τοίχου M_2L_iX με αύξηση ίση με 151.73%. Ενώ, η αντίστοιχη αύξηση για την αρνητική φορά του εμβόλου ισούται με 70.48% και αντιστοιχεί σε αυτή του δοκιμίου M_2L_iR_f σε σύγκριση με το δοκίμιο αναφοράς C (Control). Επίσης, αξίζει να σχολιασθεί ότι η αύξηση της μέγιστης δύναμης στην ώθηση του δοκιμίου M_2L_f συγκριτικά με το δοκίμιο αναφοράς αλλά και με την αντίστοιχη αύξηση των υπόλοιπων δοκιμίων ήταν αρκετά μικρή (10.05%). Ενώ, κατά την αρνητική φορά του εμβόλου η μέγιστη δύναμη όχι μόνο δεν αυξάνεται, αλλά μειώνεται κατά ένα μικρό ποσοστό του 1.71%. Ενώ, μεγαλύτερη ποσοστιαία αύξηση που υπήρξε όσον αφορά τη μετακίνηση αστοχίας εμφανίσθηκε στο δοκίμιο M_iX_2L, το οποίο είχε αύξηση 1124.14%.



Σχήμα 7.2 Συγκριτικά ραβδογράμματα που δείχνουν την ποσοστιαία μεταβολή της μέγιστης δύναμης και της μετακίνησης αστοχίας κάθε δοκιμίου από τις αντίστοιχες του δοκιμίου ελέγχου

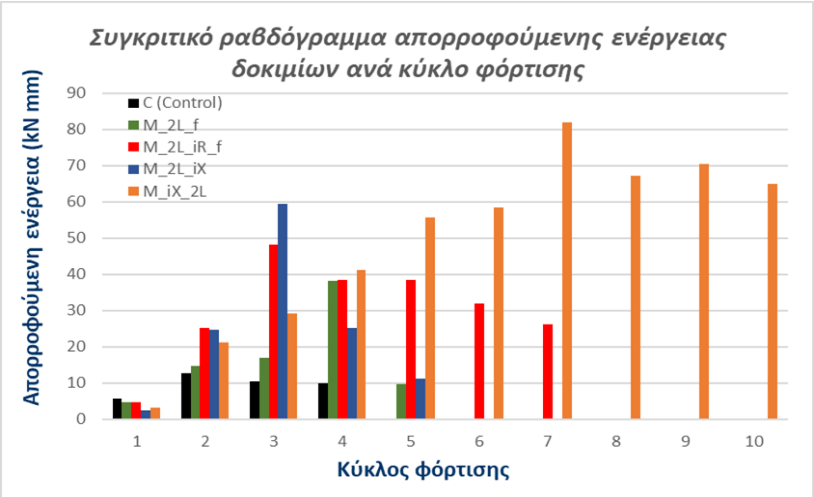
Παρακάτω παραδίδεται συγκριτικό διάγραμμα δυσκαμψίας όλων των δοκιμίων ανά κύκλο φόρτισης:



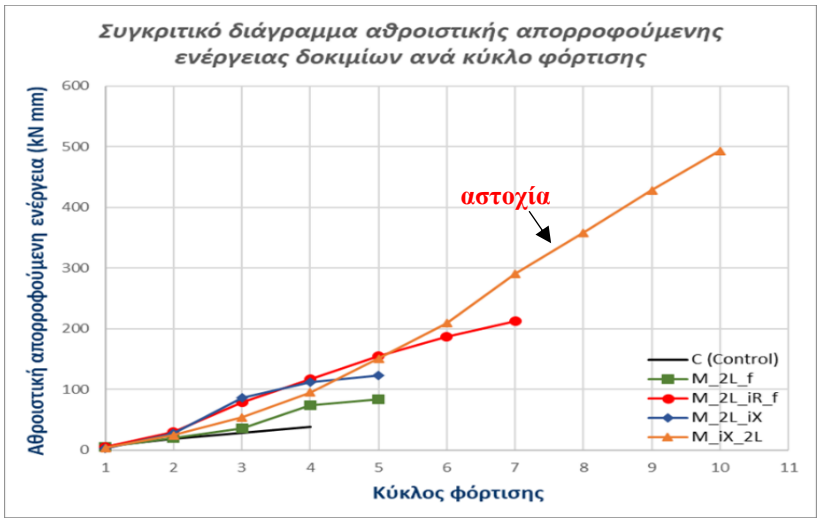
Σχήμα 7.3 Συγκριτικό διάγραμμα δυσκαμψίας όλων των δοκιμίων ανά κύκλο φόρτισης

Συγκριτικά με το δοκίμιο C, φαίνεται ότι η μέγιστη αύξηση στη δυσκαμψία δίνεται από το ενισχυμένο δοκίμιο M_2L_iX και αμέσως μετά από το M_2L_iR_f, ενώ τη μικρότερη δυσκαμψία την προσέφερε το δοκίμιο M_2L_f. Επιπλέον, οι αρχικές δυσκαμψίες των δοκιμίων M_2L_f και M_iX_2L έως και τον 2^{ο} κύκλο είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες του δοκιμίου αναφοράς C παρόλο που αυτό αστόχησε από τον 1^{ο} κιόλας κύκλο φόρτισης. Αυτό το γεγονός αποδεικνύει την καταστροφική επίδραση της φωτιάς τέτοιου βεληνεκούς στη μηχανική ακεραιότητα μίας σεισμικά ή/και ενεργειακά ενισχυμένης τοιχοποιίας. Ενώ, κατά τον 2^{ο} κύκλο η δυσκαμψία του δοκιμίου ελέγχου C ξεπερνά τις δυσκαμψίες όλων των ενισχυμένων δοκιμίων, ακόμα και αυτών που δεν υποβλήθηκαν σε συνθήκες πυρκαγιάς. Παρ' όλ' αυτά, από τον 3^{ο} κύκλο φόρτισης και έπειτα οι δυσκαμψίες των παραπάνω δοκιμίων ανά κύκλο είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες του C. Όμως, τα συγκεκριμένα δοκίμια χάνουν σταδιακά και πιο ομαλά τη δυσκαμψία τους ανά κύκλο φόρτισης σε αντίθεση με τα δοκίμια M_2L_iX και M_2L_iR_f.

Παρακάτω, παρατίθενται συγκριτικό ραβδόγραμμα με την απορροφούμενη ενέργεια που δίδεται σε κάθε δοκίμιο ξεχωριστά για κάθε κύκλο ανακυκλιζόμενης φόρτισης καθώς και αντίστοιχο ραβδόγραμμα με την αθροιστική απορροφούμενη ενέργεια.



Σχήμα 7.4 Συγκριτικό ραβδόγραμμα απορροφούμενης ενέργειας όλων των δοκιμίων ανά κύκλο φόρτισης



Σχήμα 7.5 Συγκριτικό ραβδόγραμμα αθροιστικής απορροφούμενης ενέργειας όλων των δοκιμίων ανά κύκλο φόρτισης

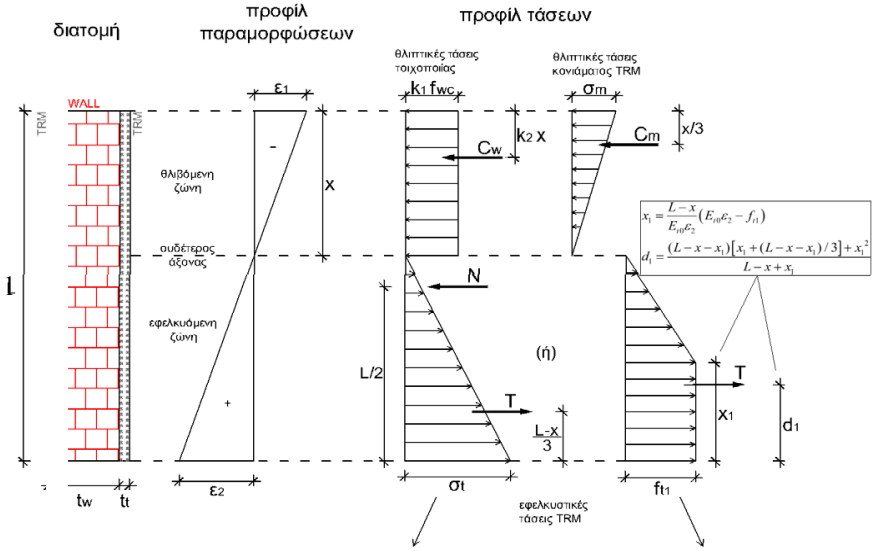
Παρατηρείται ότι η απορροφούμενη ενέργεια των δοκιμίων φαίνεται να είναι παραπλήσια για όλα μόνο κατά τον 1^{ο} και οριακά για τον 2^{ο} κύκλο φόρτισης, ενώ η μη ενισχυμένη τοιχοποιία έχει τη μικρότερη απορροφούμενη ενέργεια. Εμφανώς στον 3^{ο} κύκλο φόρτισης οι τιμές απορροφούμενης ενέργειας των δοκιμίων διαφέρουν και η υψηλότερη είναι αυτή του δοκιμίου M_2L_iX και έπεται το δοκίμιο M_2L_iR_f. Αξίζει να σχολιασθεί ότι στον 2^{ο}, 3^{ο} και 4^{ο} κύκλο το δοκίμιο αναφοράς C (Control) ανέδειξε σχεδόν ίδιες τιμές και στο τέλος του 4^{ου} αυτού κύκλου η δοκιμή του έλαβε τέλος.

Στον 5^{ο} κύκλο φόρτισης τα δοκίμια M_2L_f και M_2L_iX απορροφούν αρκετά λιγότερη ενέργεια συγκριτικά με τα υπόλοιπα δοκίμια. Αυτό συνέβη γιατί έχει επέλθει η αστοχία τους προηγουμένως και ο 5^{ος} κύκλος αποτελεί τον τελευταίο κύκλο της δοκιμής τους. Οπότε, συνεχίζοντας στον 6^{ο} κύκλο φόρτισης πλέον μόνο με τα δοκίμια M_2L_iR_f και M_iX_2L, περισσότερη ενέργεια απορροφήθηκε από τον ενισχυμένο τοίχο M_iX_2L. Αντίθετα, το δοκίμιο M_2L_iR_f παρουσίασε σχεδόν τη μισή τιμή από αυτή που απορρόφησε ο τοίχος M_iX_2L. Στον 7^{ο} κύκλο φόρτισης παρατηρήθηκε αύξηση της απορροφούμενης ενέργειας του δοκιμίου M_iX_2L και μείωση της αντίστοιχης τιμής του δοκιμίου M_2L_iR_f. Τέλος, κατά τον 8^{ο}, 9^{ο} και 10^{ο} κύκλο φόρτισης το μοναδικό δοκίμιο που ήταν ικανό να συνεχίσει στην ανακυκλιζόμενη φόρτιση ήταν το M_iX_2L και οι τιμές της απορροφούμενης ενέργειας κατά τους τρεις αυτούς κύκλους ήταν αρκετά κοντά μεταξύ τους.

Όπως προαναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο, η αστοχία του δοκιμίου M_iX_2L εκδηλώθηκε σε φορτίο περίπου 19.30 kN μεταξύ του 7ου και 8ου κύκλου φόρτισης. Όμως, παρατηρείται από το διάγραμμα της αθροιστικής απορροφούμενης ενέργειας ότι παρά την αστοχία του δοκιμίου σε ενδιάμεσο σημείο των παραπάνω κύκλων το δοκίμιο συνέχισε να απορροφά ενέργεια με τον ίδιο αυξανόμενο ρυθμό όπως πριν την αστοχία. Αντίθετα, τα υπόλοιπα ενισχυμένα δοκίμια μετά την αντίστοιχη αστοχία τους συνέχισαν να απορροφούν ενέργεια αλλά σε μικρότερη ποσότητα, οπότε η αθροιστική απορροφούμενη ενέργεια αυξανόταν αλλά με μικρότερο πλέον ρυθμό.

8.ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟ ΜΟΝΤΕΛΟ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΩΝ - ΘΕΩΡΗΤΙΚΩΝ ΤΙΜΩΝ ΡΟΠΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ

Στον πίνακα που ακολουθεί συγκρίνονται οι θεωρητικές τιμές των ροπών αντοχής σύμφωνα με τις σχέσεις ισορροπίας της ενισχυμένης τοιχοποιίας για αστοχία TRM:



Σχήμα 8.1 Ανάλυση διατομής ενισχυμένης τοιχοποιίας με μία στρώση TRM (n = 1)

Για κάθε περίπτωση ισχύει η εξίσωση ισορροπίας:

$$C_w+C_m-T=N \tag{8.1}$$

,όπου N=0 για δοκίμια τύπου υπερθύρου.

$$\frac{\varepsilon_1}{x}=\frac{\varepsilon_2}{l-x} \tag{8.2}$$

Για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής εξετάζονται ως γνωστόν οι εξής περιπτώσεις:

- **<u>1η Περίπτωση</u>: Εφελκυστική αστοχία TRM λόγω θραύσης ινών**

Σε αυτή την περίπτωση ισχύει για το TRM: $\varepsilon_2 = \varepsilon_{tu} > \varepsilon_{t2}$ (8.3)

$$\sigma_t = f_t \tag{8.4}$$

και για τη τοιχοποιία: $\varepsilon_1 < \varepsilon_{wu}$ (8.5)

Άρα, έχουμε τριγωνικό προφίλ τάσεων στο TRM και από την εξίσωση (8.19) προκυπτει:

$$\varepsilon_1=\frac{\varepsilon_2}{l-x}x=\frac{x}{l-x}\varepsilon_{tu} \tag{8.6}$$

Από τις εξισώσεις (8.11) και (8.12) βρίσκονται οι συντελεστές k_1 και k_2 υποθέτοντας ότι ισχύει $\varepsilon_w \leq \varepsilon_{w1}$ κι αν απορριφθεί εν τέλει υπολογίζονται οι συντελεστές μέσω των σχέσεων που ισχύουν για την περίπτωση που $\varepsilon_{w1} \leq \varepsilon_w \leq \varepsilon_{wu}$.

Οι τάσεις και οι δυνάμεις κάθε υλικού δίνονται από τις σχέσεις:

$$\sigma_w = k_1 f_{wc} \tag{8.7}$$

$$C_w = \sigma_w \text{ x } t_w \tag{8.8}$$

$$\sigma_m = \varepsilon_1 E_m \tag{8.9}$$

$$C_m = 0.5\sigma_m \text{ x } nt_m \tag{8.10}$$

$$\sigma_t = f_t \tag{8.11}$$

$$T = 0.5\sigma_t\,(l-x)\,nt_t \tag{8.12}$$

Από την εξίσωση (8.18) βρίσκεται η τιμή του ύψους της θλιβόμενης ζώνης.

Γίνεται έλεγχος των υποθέσεων για τις παραμορφώσεις και αφού επαληθεύονται, υπολογίζονται οι μοχλοβραχίονες ‘d’ των εσωτερικών δυνάμεων C_w, C_m και T ως προς το μέσο της διατομής.

$$dw = l/2 - k2\ x \tag{8.13}$$

$$dm = l/2 - x/3 \tag{8.14}$$

$$dt = l/2 - (l - x)/3 \tag{8.15}$$

Η ροπή αντοχής δίνεται τελικά από τη σχέση:

$$M_R = C_w d_w + C_m d_m + T d_t \tag{8.16}$$

- **<u>2η Περίπτωση</u>: Θλιπτική αστοχία τοιχοποιίας**

Σε αυτή την περίπτωση ισχύει για την τοιχοποιία: $\varepsilon_1 = \varepsilon_{wu}$ (8.17)

Από την εξίσωση (8.19) προκύπτει:

$$\varepsilon_2=\varepsilon_1(l-x)/x \quad (8.18)$$

Ομοίως και σε αυτή την περίπτωση, από τις εξισώσεις (8.11) και (8.12) βρίσκονται οι συντελεστές k_1 και k_2.

Οι θλιπτικές τάσεις και οι δυνάμεις της τοιχοποιίας και του κονιάματος ενίσχυσης δίνονται από τις σχέσεις (8.7)-(8.10), ενώ για την κατανομή των εφελκυστικών τάσεων του σύνθετου υλικού TRM υφίστανται οι εξής περιπτώσεις:

$\varepsilon_2 \leq \varepsilon t_1$: τριγωνική κατανομή των τάσεων, μέτρο ελαστικότητας E_1

$$\sigma_t = E_1\varepsilon_2 \quad (8.19)$$

$$T = 0.5\sigma_t\,(l-x)\,nt_t \quad (8.20)$$

$\varepsilon t_1 \leq \varepsilon_2 \leq \varepsilon t_2$: τραπεζοειδής κατανομή των τάσεων

$$T = \frac{l-x+x_1}{2} f_{t1} ntt \quad (8.21)$$

$\varepsilon_2 \geq \varepsilon t_2$: τριγωνική κατανομή των τάσεων, μέτρο ελαστικότητας E_3

$$\sigma_t = E_3\,\varepsilon_2 \quad (8.22)$$

$$T = 0.5\sigma_t\,(l-x)nt_t \quad (8.23)$$

Οπότε τώρα από την εξίσωση (8.18) υπολογίζεται το ύψος της θλιβόμενης ζώνης, αφού υποτεθεί μία από τις παραπάνω κατανομές και επαληθευτεί ότι αυτή ισχύει.

Από την εξίσωση (8.34) υπολογίζεται η παραμόρφωση της ακραίας εφελκυόμενης ίνας, ε_2. Ελέγχεται αν επαληθεύεται η υπόθεση που έγινε για το ε_2. Εφόσον βρεθεί λύση, υπολογίζονται οι μοχλοβραχίονες των εσωτερικών δυνάμεων από τις σχέσεις (8.13)-(8.14) και για τριγωνική κατανομή τάσεων: $d_t = l/2 - (l - x)/3$ (8.24)

,ενώ για τραπεζοειδή κατανομή τάσεων: $d_t = l/2 - d1$ (8.25)

Η ροπή αντοχής θα δίνεται πάλι από τη σχέση (8.16).

- **<u>Διατμητική αστοχία</u>**

Η μέγιστη δύναμη που παραλαμβάνεται από την ενισχυμένη τοιχοποιία είναι:

$$V_R = min\left(V_{R,w} + V_{R,t}\,, V_{R,max}\right) \quad (8.26)$$

$$V_{R,w} = \tau_u tl \quad (8.27)$$

$$V_{R,t} = 0.9l(nt_t)f_t \quad (8.28)$$

$$\frac{V_{R,max}}{tl} = 2 \quad (8.29)$$

ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΟΚΙΜΙΩΝ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ				
Δοκίμιο	Μέγιστη διατμητική δύναμη **$V_{R,max}$ (kN)**	Διατμητική δύναμη που παραλαμβάνει η τοιχοποιία **$V_{R,w}$ (kN)**	Διατμητική δύναμη που παραλαμβάνει το TRM **$V_{R,t}$ (kN)**	Διατμητική αντοχή **V_R (kN)**
M_2L_iX **M_iX_2L**	68	32.4	39.2	68

Πίνακας 8.1 Αποτελέσματα θεωρητικού ελέγχου διάτμησης δοκιμίων σε συνθήκες περιβάλλοντος

Οι παραδοχές στις οποίες στηρίζεται το τροποποιημένο προσομοίωμα που περιγράφει τη συμπεριφορά των ενισχυμένων δοκιμίων της παρούσας εργασίας σε εντός επιπέδου κάμψη εμπεριέχουν τις παρακάτω παραδοχές:

- Επιπεδότητα διατομών
- Συμβιβαστό των παραμορφώσεων

- Μηδενική εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας και του κονιάματος ενίσχυσης
- Ομοιόμορφη κατανομή του οπλισμού (ίνες) στο μήκος της διατομής
- Πλήρης συνεργασία ινών και κονιάματος ενίσχυσης
- Αγνόηση των θερμομονωτικών πλακών και του κονιάματος επικόλλησής τους
- Δεν λαμβάνεται υπόψιν αν ο μανδύας του ΙΑΜ είναι η εσωτερική ή η εξωτερική στρώση ενίσχυσης της τοιχοποιίας, καθώς θεωρείται πλήρης μεταφορά των τάσεων από την τοιχοποιία στον μανδύα ενίσχυσης δια μέσου του θερμομονωτικού υλικού
- Αγνόηση της εκκεντρότητας των ινών για τη μονόπλευρη ενίσχυση
- Ανάληψη ορθών τάσεων λόγω κάμψης μόνο από τις ίνες στην κατακόρυφη διεύθυνση
- Ανάληψη διατμητικών τάσεων μόνο από τις ίνες στην οριζόντια διεύθυνση
- Πιθανές μορφές αστοχίας: (α) Θλιπτική αστοχία τοιχοποιίας ή (β) εφελκυστική αστοχία TRM ή (γ) διατμητική αστοχία
- Για τον έλεγχο κάμψης γίνεται υπόθεση καθαρά καμπτικής συμπεριφοράς του στοιχείου, ενώ για τον έλεγχο σε διάτμηση γίνεται αντίστοιχα υπόθεση ύπαρξης καθαρά διατμητικής συμπεριφοράς. Με αυτό τον τρόπο αγνοούνται φαινόμενα όπως η λειτουργία θόλου ή διαγώνιου θλιπτήρα, καθώς και η αλληλεπίδραση των ορθών και διατμητικών τάσεων στην τελική αντοχή του στοιχείου.

Για κάθε ενισχυμένο δοκίμιο και εξάγονται τα εξής αποτελέσματα για την καμπτική αντοχή τους:

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΡΟΠΩΝ ΑΝΤΟΧΗΣ ΔΟΚΙΜΙΩΝ					
Δοκίμιο	**Ροπές αντοχής (kNm)**				**Σύγκριση τιμών**
	Πείραμα		**Θεωρία**		**Διαφορά θεωρητικής τιμής από την πειραματική (%)**
	max τιμή	μορφή αστοχίας	τιμή	μορφή αστοχίας	
M_2L_iX	7.94	Θλιπτική αστοχία τοιχοποιίας	1.71	Εφελκυστική αστοχία TRM	364%
M_iX_2L	6.93	Εφελκυστική αστοχία TRM			305%

Πίνακας 8.2 Σύγκριση θεωρητικής και πειραματικής αστοχίας σε κάμψη

Η θεωρητική ροπή αντοχής τους προκύπτει πολύ μικρότερη συγκριτικά με τις πειραματικές. Η μεγάλη αυτή απόκλιση υπάρχει εξαιτίας όλων των απλοποιητικών παραδοχών που έγιναν εξαρχής, της αβεβαιότητας της μηχανικής συμπεριφοράς των υλικών και της στατικής συμπεριφοράς των δοκιμίων, αλλά και των ατελειών της προσομοίωσης στήριξης των δοκιμίων.
Όμως, ο σημαντικότερος λόγος αυτής της διαφοράς των ροπών αντοχής οφείλεται στην παραδοχή της καθαρής κάμψης των δοκιμίων βάσει της οποίας γίνεται ο αναλυτικός έλεγχος κάμψης. Για δοκίμια τύπου υπερθύρου παρουσιάζεται το φαινόμενο της λειτουργίας θόλου. Όμως, τα πειραματικά δοκίμια αναμένεται να συμπεριφερθούν έτσι ώστε να έχουν αποτελέσματα που καθιστούν καμπτική αλλά και διατμητική τη συμπεριφορά τους αφού προκύπτει $1<\alpha s=M/Vh=L/2h=1.43<2$ και διαφέρει από την καθαρά καμπτική συμπεριφορά. Το μεγάλο ύψος του συντελεί στη μεταφορά τάσεων από το σημείο όπου ασκείται το φορτίο P απευθείας προς τις στηρίξεις της δοκού. Το γεγονός αυτό μετατρέπει τη συμπεριφορά του στοιχείου αυτού ευμενέστερη συγκριτικά με μία δοκό μικρότερου ύψους με καθαρά καμπτική συμπεριφορά. Αρκεί μόνο η διατμητική αντοχή του να είναι επαρκής ώστε να μην αστοχήσει λόγω τέμνουσας.

9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Όσον αφορά όλα τα δοκίμια που ενισχύθηκαν σεισμικά με μανδύα αλκαλο-ενεργοποιημένων σύνθετων υλικών και ανθρακο-πλέγματος (TRM), παρατηρείται ότι **σε όλα τα δοκίμια, εκτός του M_2L_f** που ενισχύθηκε μόνο σεισμικά και υποβλήθηκε σε συνθήκες φωτιάς, **αυξήθηκε κατά μεγάλο ποσοστό η αντοχή τους**. Τη μεγαλύτερη αύξηση εμφάνισε το δοκίμιο M_2L_iX κατά ποσοστό 151.73% και ακολούθησε το δοκίμιο M_iX_2L με 119.79% αύξηση. Δηλαδή, οι ενισχυμένοι τοίχοι που βρίσκονταν σε συνθήκες περιβάλλοντος παρουσίασαν αύξηση της αντοχής τους σε σχέση με το δοκίμιο ελέγχου πάνω από 100%. Αντίθετα, το δοκίμιο M_2L_f εμφάνισε αύξηση μόνο κατά 10.05% και παράλληλα μία μικρή μείωση της αντοχής κατά την έλξη του τοίχου από το έμβολο. Αυτό σημαίνει ότι ένας σεισμικά ενισχυμένος τοίχος με αλκαλικά ενεργοποιημένα σύνθετα υλικά ο οποίος έχει εκτεθεί σε πυρκαγιά θερμοκρασίας της τάξεως 600ºC έχει την ίδια σχεδόν μηχανική αντοχή με έναν άοπλο τοίχο. Ενώ, το δοκίμιο M_2L_iR_f, που επίσης υποβλήθηκε σε συνθήκες φωτιάς, εμφάνισε αύξηση 84.41%, η οποία είναι αρκετή αλλά μικρότερη του 100%.
- Σχετικά με την **πλαστιμότητα όλων των ενισχυμένων τοίχων, αυτή αυξάνεται σε ποσοστά άνω των 200% και φτάνει σε ποσοστό αύξησης άνω των 1000%**. Τη μεγαλύτερη αύξηση εμφάνισε το δοκίμιο M_iX_2L κατά ποσοστό 1124.14% και ακολούθησε το δοκίμιο M_2L_f με 517.24% αύξηση. Οπότε, ο ρυθμός αύξησης της αντοχής των δοκιμίων δεν συμβαδίζει και με τον ρυθμό αύξησης της πλαστιμότητας. Παρόλο που το δοκίμιο M_2L_f δεν αύξησε τόσο την αντοχή του μετά την ενίσχυση και τη δοκιμή πυρός, εμφάνισε αρκετά μεγάλο ποσοστό αύξησης της πλαστιμότητάς του καθώς άντεξε σε μεγάλες παραμορφώσεις μέχρι τη χρονική στιγμή της αστοχίας του. Αντίθετα, η πλαστιμότητα των δοκιμίων M_2L_iR_f και M_2L_iX με την εξωτερική τοποθέτηση της θερμομόνωσης δεν αυξήθηκε όσο τα παραπάνω δοκίμια αλλά κατά 209.90% και 362.07% αντίστοιχα.
- Επίσης, ένα **μεγάλο πλεονέκτημα που φέρει η τοποθέτηση της εξηλασμένης πολυστερίνης μεταξύ της τοιχοποιίας και του αλκαλικά ενεργοποιημένου μανδύα TRM είναι η τεράστια αύξηση της πλαστιμότητάς του αλλά και της αντοχής του**. Επιπλέον, **απορροφάει μεγαλύτερη ποσότητα ενέργειας** από όλα τα υπόλοιπα δοκίμια κατά τη διάρκεια των κύκλων φόρτισης. Η εξηλασμένη πολυστερίνη που είναι σε επαφή με την τοιχοποιία παραμορφώνεται μαζί με αυτήν, οπότε απορροφάει ενέργεια και το δοκίμιο καταλήγει να έχει ακόμα μεγαλύτερες παραμορφώσεις. Οπότε, συμπεραίνεται ότι η τοποθέτηση της εξηλασμένης πολυστερίνης ως ενδιάμεση στρώση είναι ευνοϊκή και αρκετά αποτελεσματική όσον αφορά τόσο την αντοχή του δοκιμίου όσο και την πλαστιμότητα και την ποσότητα απορροφούμενης ενέργειας που εμφανίζει.
- **Όσο μεγαλύτερη ενέργεια παραμόρφωσης έχει το δοκίμιο, τόσο μεγαλύτερη είναι η πλαστιμότητά του**. Αυτό φαίνεται από το δοκίμιο M_iX_2L, το οποίο προσφέρει τη μεγαλύτερη αύξηση πλαστιμότητας σε σχέση με το δοκίμιο αναφοράς και συνδυαστικά εμφανίζει τη μεγαλύτερη ποσότητα απορροφούμενης ενέργειας τη στιγμή της αστοχίας.
- Ο **τρόπος αστοχίας είναι επιθυμητό να επέρχεται μέσω μίας ομαλής πτώσης του φορτίου** και συγκεκριμένα με τη **σταδιακή θραύση ινών** ώστε να εκμεταλλεύονται 100% αφού τοποθετούνται για αυτόν τον λόγο. Αντίθετα, η αποκόλληση του μανδύα ενίσχυσης, αλλά και η θλιπτική αστοχία της τοιχοποιίας αποτελούν ανεπιθύμητες αστοχίες, καθώς με αυτούς τους τρόπους αστοχούν ψαθυρά.
- **Η χρήση του αλκαλικά ενεργοποιημένου κονιάματος ως ανόργανη μήτρα των ινοπλεγμάτων άνθρακα** είναι σε γενικές γραμμές **ευεργετική**, όπως **και η χρήση της πλάκας πετροβάμβακα** έναντι συνθηκών φωτιάς. Η αντοχή του κονιάματος αυτού είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη αντοχή ενός συνήθους κονιάματος τύπου Portland, αλλά η εργασιμότητά του και η συνοχή του ινοπλέγματος άνθρακα με το κονίαμα ενίσχυσης δεν ήταν αυτές που αναμένονταν. Ενώ, η χρήση της πλάκας πετροβάμβακα προσέφερε τη διπλάσια αντοχή στο πυρακτωμένο και σεισμικά ενισχυμένο δοκίμιο συγκριτικά με το δοκίμιο χωρίς τον πετροβάμβακα που επίσης πυρακτώθηκε.

• Τέλος, **η αναλυτική προσέγγιση των αποτελεσμάτων** για τους ελέγχους κάμψης και διάτμησης **δεν είναι έγκυρη** όταν γίνεται χρήση απλοποιημένων παραδοχών. Παρ' όλ' αυτά είναι υπέρ της ασφάλειας αφού η αντοχή των δοκιμίων υποτιμήθηκε στο θεωρητικό πλαίσιο καθώς δε λαμβάνεται υπόψιν η λειτουργία θόλου του υπερθύρου.

10. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1]http://www.boutosd.gr/images/DomikaYlika/keramopoiha/Toybla/Toybla_kokkinogenis/toybla_kokkinogenis.jpg
[2]http://www.carbontrim.com/carbon-fiber-fabric-plain-weave-100m-roll-1-54m-60-in-roll.html#
[3]http://compositesdirect.com/3k-carbon-fiber-fabric-twill-weave-100m-roll-1-54m-60-in-roll.html
[4]http://jxsuretex.en.alibaba.com/product/470393976-212187035/carbon_fiber_cloth_unidirectional_plain_twill_biaxial_.html
[5]http://www.made-in-china.com/showroom/fiberglass-wujiang/productdetailVbenTrKOZUcq/China-Fiberglass-Filament-Winding-Roving.html
[6] Hendry W., «Structural Masonry». Mac Millan
[7] Optimal design of ferronickel slag alkali-activated mortar for repair exposed to high thermal load (Andres Arce, Cassandre Le Galliard , Anastasija Komkova , Catherine G. Papanicolaou, Thanasis C. Triantafillou)
[8] Optimal design of ferronickel slag alkali-activated material for high thermal load applications developed by design of experiment (Andres Arce, Jorn Van De Sande , Anastasija Komkova, Catherine G. Papanicolaou, Thanasis C. Triantafillou)
[9] Overview of combined seismic and energy upgrading technologies for existing buildings (Pohoryles, DA • Bournas, DA • Da Porto, F • Santarsiero, G • Triantafillou)
[10] Papanicolaou, C.G., Triantafillou T.C., Karlos K. and Papathanasiou M., (2006), "Textile- reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: in-plane cyclic loading", Department of civil Engineering, University of Patras, p.p 1
[11] Papanicolaou, C.G., Triantafillou T.C., (2006), "Shear strengthening of reinforced concrete members with textile reinforced mortar (TRM) jackets", Department of civil Engineering, University of Patras
[12] Pellegrino C., Jose Sena-Cruz, "Design Procedures for the Use of Composites in Strengthening of Reinforced Concrete Structures", RILEM 2016
[13] Residual performance of fire-exposed textile reinforced concrete: experimental investigations and modeling techniques
[14] State-of-the-Art Review on Experimental Investigations of Textile-Reinforced Concrete Exposed to High Temperatures (Panagiotis Kapsalis, Tine Tysmans, Danny Van Hemelrijck and Thanasis Triantafillou)
[15] STRENGTHENING AND SEISMIC RETROFITTING OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES WITH COMPOSITES (Thanasis Triantafillou), Πάτρα 2006, Πανεπιστημιακές σημειώσεις, Πανεπιστήμιο Πατρών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών
[16] Textile Fibre Composites in Civil Engineering (L. Bisby, D. Bournas, W. Brameshuber, R. Chudoba, M. Curbach, T. Gries, J. Hegger, V. Mechtcherine, E. Mu¨ller, B. Mobasher, C. Morales Cruz, A.E. Naaman, C.G. Papanicolaou, I.C. Papantoniou, A. Peled, T. Quadflieg, M. Raina, M. Raupach, S. Scheerer, K. Schneider, A. Scholzen, O. Stolyaro, T. Triantafillou, N. Will)
[17] Textile Reinforced Mortars (TRM) tensile behavior after high temperature exposure (Luis Estevan , Francisco B. Varona , F. Javier Baeza, Benjamín Torres , David Bru)
[18] Tomazevic M. (2004), «Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων από τοιχοποιία», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
[19] Wiberg A."Strengthening of Concrete Beams Using Cementitious Carbon Fiber

Composites ’’ , Doctoral Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, 2003, pp. 21-22
[20] Θεοδοσίου Θ., “Τεχνικές Βελτίωσης Ενεργειακής Συμπεριφοράς Υφιστάμενων Κτιρίων -Επεμβάσεις ενεργειακής αναβάθμισης κτιρίων στο κέλυφός τους”, Πανεπιστήμιο Δυτικής Μακεδονίας, Τμήμα Μηχανολόγων Μηχανικών, Εργαστήριο Έρευνας και Μελέτης του Θερμικού Περιβάλλοντος
[21] Καραντώνη Φ.Β. (2012), "Κατασκευές από Τοιχοποιία – Σχεδιασμός και Επισκευές (2ηέκδοση)",Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα 2012, Πρόλογος 1ηςέκδοσης, σελ. 21-22, 150-151, 59, 104-107
[22] Κάρλος Κ., «Ενίσχυση Φέρουσα Τοιχοποιίας για Εντός Επιπέδου Φόρτιση με Σύνθετα Υλικά Ανόργανης Μήτρας και με Ράβδους Σύνθετων Υλικών σε Εγκοπές», Πάτρα 2005, Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης, Πανεπιστήμιο Πατρών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών
[23] Μακαρώνας Στ.-Σ. (2012), "Μηχανική Συμπεριφορά Πλακών από Παραμένοντες Τύπους Ινοπλεγμάτων σε Ανόργανες Μήτρες και Οπλισμένο Σκυρόδεμα", Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα
[24] Μπουρνάς Δ. (2008), "Ενίσχυση Υποστυλωμάτων Οπλισμένου Σκυροδέματος με Νέα Υλικά: Ινοπλέγματα Ανόργανης Μήτρας, Οπλισμοί Σύνθετων Υλικών ή Ανοξείδωτου Χάλυβα σε Εγκοπές", Διδακτορική Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα
[25] Οδηγός θερμομόνωσης κτιρίων, 2η έκδοση, Σεπτέμβριος 2010, Υπηρεσία ενέργειας, Υπουργείο Εμπορίου, Βιομηχανίας και Τουρισμού
[26] Παπαντωνίου Ι. (2007), "Πειραματική Διερεύνηση Στοιχείων Σκυροδέματος επί/εντός Προκατασκευασμένων Τύπων από Ινοπλέγματα Ανόργανης Μήτρας", Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα
[27] Σκεύη Κ., «Εισαγωγή "Εσωτερικής Θερμοκρασίας Ηλίου-Αέρος" κατ’ αναλογίαν της εξωτερικής για τον προσεγγιστικό προσδιορισμό της απόδοσης των υλικών αλλαγής φάσης (PCM) σε εσωτερικούς τοίχους κτιρίων», Αθήνα 2014, Διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Τμήμα Μηχανολόγων Μηχανικών, Τομέας θερμότητας
[28] Τριανταφύλλου Α., “Δομικά Υλικά”, Πάτρα 2008, Πανεπιστήμιο Πατρών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών
[29] Χατζηκωνσταντίνου Α., «Σύγκριση μεθόδων αποτίμησης σεισμικής επάρκειας κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία», Πάτρα 2014, Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης, Πανεπιστήμιο Πατρών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

11. ΕΠΙΒΛΕΨΗ-ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια ολοκλήρωσης του 5ου ακαδημαϊκού προπτυχιακού έτους σπουδών για την απολαβή του διπλώματος Πολιτικού Μηχανικού υπό την επίβλεψη του Καθηγητή Τριανταφύλλου Αθανάσιου.
Ευχαριστίες απευθύνονται στον επιβλέποντα Καθηγητή μου Αθανάσιο Τριανταφύλλου για την καθοδήγηση που μου προσέφερε, στον μεταδιδάκτορα Καψάλη Παναγιώτη για την πολύτιμη βοήθειά του αλλά και στους φοιτητές που συνεργάστηκα και συμμετείχαν στην πειραματική αυτή διαδικασία.

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΤΩΝ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ ΣΤΗΝ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΑΣΤΟΧΙΑ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

ΖΑΜΠΟΓΙΑΝΝΗΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ
Προπτυχιακός Φοιτητής Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, Σχολής Μηχανικών, Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής,
azampog@gmail.com

Περίληψη
Βασική αιτία σοβαρών βλαβών σε κτήρια από φέρουσα τοιχοποιία (Φ.Τ.) υπό σεισμική δράση αποτελεί η εκτός επιπέδου αστοχία τοίχων. Η παρούσα εργασία έχει στόχο την διερεύνηση της επιρροής των ανοιγμάτων στην εκτός επίπεδου αστοχία κάθετα προς τους οριζόντιους αρμούς της Φ.Τ., με σκοπό τον ακριβέστερο προσδιορισμό του Δείκτη ανοιγμάτων φερόντων τοίχων (R_2) καθώς και του Δείκτη καταπόνησης περιμετρικών τοίχων εκτός επιπέδου (R_8) στα πλαίσια του Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου κτηρίων από Φ.Τ.
Το ζητούμενο είναι ο καθορισμός μιας απλοποιημένης μεθόδου υπολογισμού της δρώσας ροπής περί τον κατακόρυφο άξονα τοίχου με ανοίγματα (M_{op}) όταν υποβάλλεται σε σεισμικό φορτίο, ως συνάρτηση της ροπής του αντίστοιχου ολόσωμου τοίχου (M) . Η ροπή του ολόσωμου τοίχου μπορεί να υπολογιστεί με εφαρμογή τυποποιημένων πινάκων πλακών.
Για τον σκοπό αυτό έγιναν αναλύσεις με χρήση πεπερασμένων στοιχείων, για μονώροφο και διώροφο τοίχο αρθρωμένο περιμετρικά και ελεύθερο άνω, με ένα άνοιγμα (πόρτα ή παράθυρο) σε διάφορα πλάτη και θέσεις καθώς και τοίχων με δυο ή τρία ανοίγματα.
Μετά την ανάλυση και επεξεργασία των αποτελεσμάτων προτείνονται διαγράμματα και πίνακες υπολογισμού του λόγου (M_{op}/M) ως συνάρτηση του ποσοστού (A_{op}/A) ανοίγματος και της θέσης (x/l) του τόσο για μονώροφο όσο και για διώροφο τοίχο, διορθωτικοί συντελεστές και κανόνες που σχετίζονται με ιδιαίτερες διατάξεις (δυο ή τρία ανοίγματα), την ύπαρξη παραθύρων, καθώς και το ύψος του υπερθύρου.

1. ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ
1.1. ΓΕΝΙΚΑ
Σημαντικό ποσοστό των υφιστάμενων κατασκευών στη χώρα μας είναι κτήρια από Φ.Τ. πολλά από τα οποία είναι ιδιαίτερης ιστορικής ή καλλιτεχνικής αξίας και έχουν κηρυχθεί διατηρητέα. Τα κτήρια αυτά μέχρι τις αρχές του προηγουμένου αιώνα ήταν κατασκευασμένα μετά από σχεδόν εμπειρικό σχεδιασμό χωρίς κάποια στατική μελέτη. Η σεισμική δράση αποτελεί την κύρια φόρτιση κατά την αποτίμησή τους. Η σεισμική αποτίμηση κατασκευών από Φ.Τ. είναι ιδιαιτέρως πολύπλοκη λόγω της φύσεως της τοιχοποιίας η οποία είναι υλικό πολυφασικό, πολύμορφο και "απείθαρχο". [1]

1.2. ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ
1.2.1. ΓΕΝΙΚΑ
Σκοπός του δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου είναι η ιεράρχηση της διακινδύνευσης μεταξύ κτηρίων. Η βαθμονόμηση βασίζεται στην ορθολογική σύγκριση ($H \ngtr R$) μεταξύ της Σεισμικής Επιβάρυνσης (H) και της Σεισμικής Αντίστασης (R). Η μέθοδος δεν εξασφαλίζει με ακριβή τρόπο την τιμή του λόγου (H/R) ούτε το ενδεχόμενο $H/R<1$.

1.2.2. ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ ΚΤΗΡΙΟΥ (HAZARD) “H”
Η σεισμική επιβάρυνση του κτηρίου εκφράζει την πιθανολογούμενη σεισμική δράση. Η δράση αυτή αποτιμάται ως συνάρτηση της σεισμικής δράσης (H_1) (ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας, τοπικής γεωμορφολογίας, κατηγορίας εδάφους) και της επιρροής γειτονικών κτηρίων (H_2) (ενδεχόμενο κρούσης του εξεταζόμενου κτηρίου με τα γειτονικά του).

Η συνολική σεισμική επιβάρυνση υπολογίζεται από την σχέση:H=0.75·H_1+0.25·H_2

1.2.3. ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ ΚΤΗΡΙΟΥ (RESISTANCE) "R"

Στη σεισμική αντίσταση του κτηρίου συντελούν διάφοροι παράγοντες που κατηγοριοποιούνται σε δύο ομάδες. Στην πρώτη ομάδα ανήκουν οι παράμετροι που αφορούν την αντοχή των τοίχων (υλικό, πάχη, ποσοστά και θέσεις ανοιγμάτων, διαθέσιμα διαζώματα, υφιστάμενες βλάβες). Στη δεύτερη ομάδα υπάγονται οι παράμετροι που σχετίζονται με την συνεργασία των μερών του κτηρίου (σύνδεση τοίχων, αποστάσεις εγκάρσιων τοίχων, διαθέσιμα διαφράγματα, κανονικότητα του κτηρίου σε κάτοψη και καθ' ύψος).
Ο υπολογισμός της τιμής "R", περιλαμβάνει για κάθε επιμέρους παράμετρο συμβατικούς συντελεστές βαρύτητας "r_i", οι όποιοι εκφράζουν την συνέργεια των παραμέτρων αντίστασης.
Στον Πίνακα 1φαίνονται οι Δείκτες Αντίστασης (R_i) και οι αντίστοιχοι Συντελεστές Βαρύτητας (r_i)

Πίνακας 1: Δείκτες Αντίστασης (R_i) και Συντελεστές Βαρύτητας (r_i)

ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ (R_i)	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ (r_i)
R_1	Δείκτης διατμητικής αντίστασης ισογείου	0.20
R_2	Δείκτης ανοιγμάτων φερόντων τοίχων	0.05
R_3	Δείκτης διαζωμάτων	0.15
R_4	Δείκτης διαφραγμάτων	0.10
R_5	Δείκτης ανοιγμάτων κοντά σε γωνίες	0.15
R_6	Δείκτης παθολογίας φερουσών τοιχοποιιών	0.05
R_7	Δείκτης σύνδεσης μεταξύ εγκάρσιων τοίχων	0.10
R_8	Δείκτης καταπόνησης περιμετρικών τοίχων εκτός επιπέδου	0.10
R_9	Δείκτης κανονικότητας της κάτοψης ισογείου	0.05
R_{10}	Δείκτης κανονικότητας καθ' ύψος	0.05

Η συνολική σεισμική αντίσταση του κτηρίου προκύπτει από την σχέση: $R = \sum ri \cdot Ri$
Σε εργασίες που συγκρίνουν τον βαθμό ανεπάρκειας ο οποίος προκύπτει από την προσεγγιστική μέθοδο ΟΑΣΠ (Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτηρίων από Φ.Τ.) και τον EC8 έχει διαφανεί η ανάγκη αναδιαμόρφωσης των σχέσεων υπολογισμού των δεικτών (R_1), (R_2), και (R_5) καθώς και του προτεινόμενου πίνακα τιμών του δείκτη (R_4). [2] [3] [4]

1.2.4. ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΡΟΤΕΡΑΙΟΤΗΤΑΣ ΕΛΕΓΧΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ (λ)

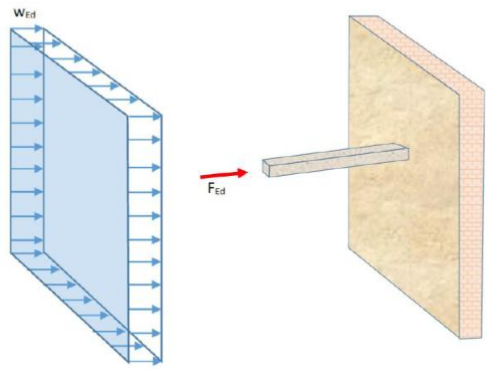
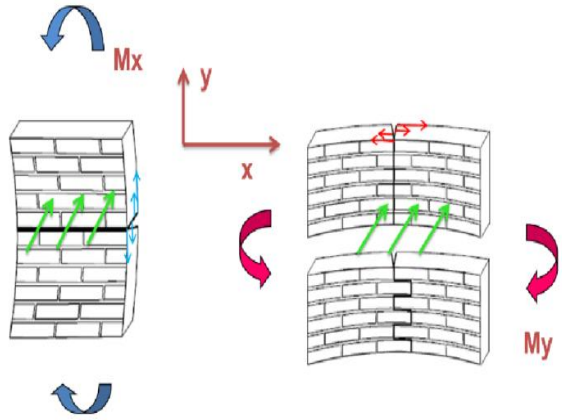
Με την χρήση των παραπάνω δεικτών (H) και (R)προκύπτει ο Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου Κτηρίου (λ) από την σχέση: λ=100(H/R).

1.3. ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΦΟΡΤΙΑ ΕΚΤΟΣ ΤΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ (ΚΑΔΕΤ)

Σύμφωνα με το Παράρτημα 5-Β του ΚΑΔΕΤ Οι εγκάρσιοι τοίχοι ελέγχονται σε εκτός επιπέδου κάμψη υπό ομοιόμορφα κατανεμημένο οριζόντιο φορτίο (Σχ. 1)w_{Ed}:
$w_{Ed}= S_e(T_C)\cdot B\cdot C_m/g$

όπου,
$S_e(T_C)$: η φασματική επιτάχυνση (από την § 3.2.2.2 του ΕΚ 8-1).
B: το ίδιο βάρος ανά μονάδα επιφάνειας του τοίχου (σε kN/m^2)
Ο συντελεστής δρώσας μάζας, C_m, ορίζεται στην § 5.4.4 ΚΑΔΕΤ

Επιπρόσθετα θα πρέπει να συνεκτιμώνται και οι τυχούσες αδρανειακές δυνάμεις που μεταφέρονται από τα πατώματα στους τοίχους μέσω δοκών εμπηγμένων στους εν λόγω τοίχους. Οι δυνάμεις αυτές ασκούνται κάθετα προς τον τοίχο στην στάθμη του πατώματος και το μέγεθός τους είναι:
$F_{ed}=S_e(T_C)\cdot C_m\cdot M_{dia}$
όπου M_{dia} είναι η επιμεριζόμενη μάζα του οριζοντίου διαφράγματος που στηρίζεται από τον υπό μελέτη τοίχο.

	(α) κάμψεως περί οριζόντιο άξονα	(β) κάμψεως περί κατακόρυφο άξονα
 **Σχ. 1: Δυνάμεις που ασκούνται στον εγκάρσιο τοίχο [5]**	 **Σχ. 2: Εκτός επιπέδου κάμψη τοίχου [5]**	

Για τον έλεγχο επάρκειας μιας διατομής άοπλης τοιχοποιίας έναντι εκτός επιπέδου κάμψεως, διακρίνονται δυο περιπτώσεις (Σχ. 2):
(α) Εκτός επιπέδου ροπή κάμψεως περί οριζόντιο άξονα.
Η ροπή κάμψεως την οποία μπορεί να αναλάβει η διατομή ελέγχου εξαρτάται από την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας και από την τιμή του (ευμενούς) αξονικού φορτίου, κατά την ακόλουθη σχέση:

$$M_R = \frac{1}{2} l t_w^2 \sigma_o \left(1 - \frac{\sigma_o}{f_{wc}}\right)$$

όπου,
σ_o ($=N/\ l\cdot t_w$) η μέση θλιπτική τάση λόγω αξονικής δράσεως στην διατομή ελέγχου,
l και t_w το μήκος και το πάχος της διατομής και
f_{wc} η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

(β) Εκτός επιπέδου ροπή κάμψεως περί κατακόρυφο άξονα:
Σ' αυτήν την περίπτωση, ο έλεγχος της κρίσιμης διατομής γίνεται μέσω σύγκρισης της αναπτυσσόμενης εφελκυστικής τάσης στην ακραία εφελκυόμενη ίνα, με την αντίστοιχη εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας:

$$\sigma_{wt} = \frac{6\ M_s}{l\ t_w^2} < f_{wt}$$

όπου,
σ_{wt} η τάση στην ακραία εφελκυόμενη ίνα, οφειλόμενη σε ροπή M_S
l και t_w το μήκος και το πάχος του στοιχείου αντιστοίχως
f_{wt} η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας

2. ΤΟΙΧΟΙ ΠΡΟΣ ΕΞΕΤΑΣΗ

2.1. ΓΕΝΙΚΑ

Για να διερευνηθεί η σχέση της δρώσας ροπής περί τον κατακόρυφο άξονα τοίχου με ανοίγματα (M_{op}) όταν υποβάλλεται σε σεισμικό φορτίο, και της ροπής του αντίστοιχου ολόσωμου τοίχου (M) εξετάστηκαν οι εξής παράμετροι:

1. Ποσοστό ανοίγματος (A_{op}/A), όπου (A_{op}) το εμβαδό του ανοίγματος και (A) το εμβαδό του ολόσωμου τοίχου.
2. Θέση ανοίγματος (x/l), όπου(x) η θέση από το άκρο του τοίχου μέχρι το κέντρο του ανοίγματος και (l) το μήκος του τοίχου.
3. Ποσοστό ύψους ανοίγματος (H_{op}/H) όπου (H_{op}) το ύψος του ανοίγματος και (H) το συνολικό ύψος του τοίχου.

Οι διατάξεις που διερευνήθηκαν είναι:

- Μονώροφος τοίχος με άνοιγμα σε μορφή πόρτας.
- Μονώροφος τοίχος με άνοιγμα σε μορφή παραθύρου.
- Μονώροφος τοίχος με αυξομείωση του ύψους υπερθύρου.
- Μονώροφος τοίχος με διάφορα μήκη.
- Μονώροφος τοίχος με δυο ή τρία ανοίγματα.
- Διώροφος τοίχος με άνοιγμα σε μορφή πόρτας.
- Διώροφος τοίχος μα άνοιγμα σε μορφή παραθύρου.

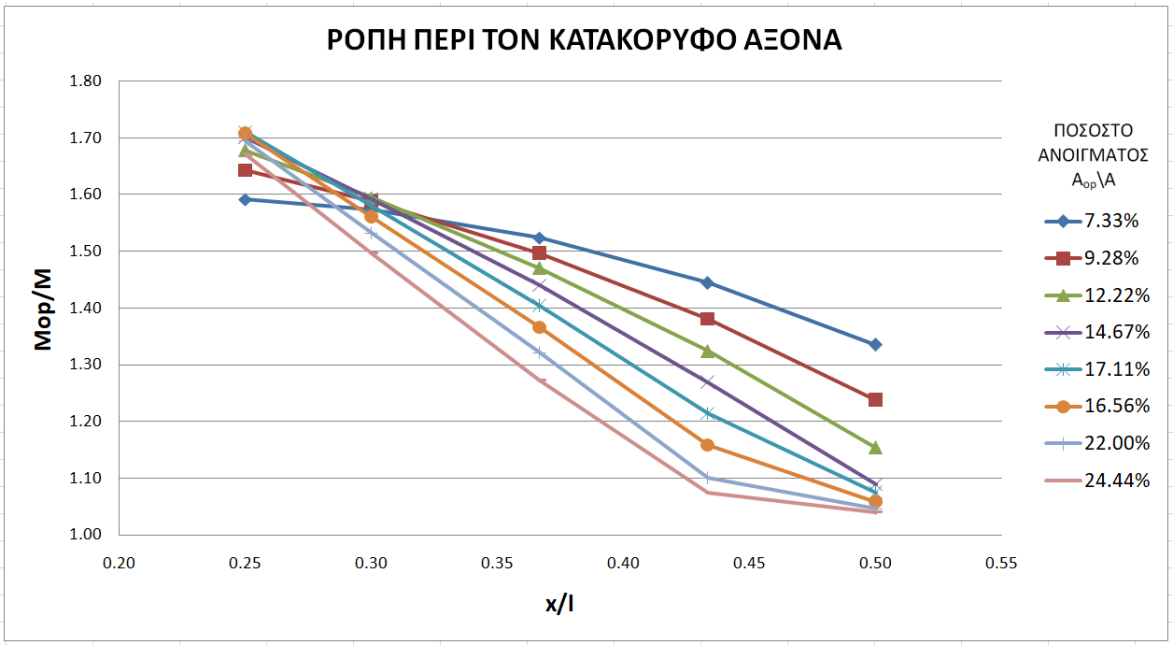
Οι αναλύσεις έγιναν με χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων διαστάσεων 10x10cm. Οι σχετικές ροπές υπολογίστηκαν ως η μέση τιμή σε επιφάνεια διαστάσεων 20x20cm.

2.2. ΜΟΝΩΡΟΦΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΜΕ ΑΝΟΙΓΜΑ ΠΟΡΤΑ

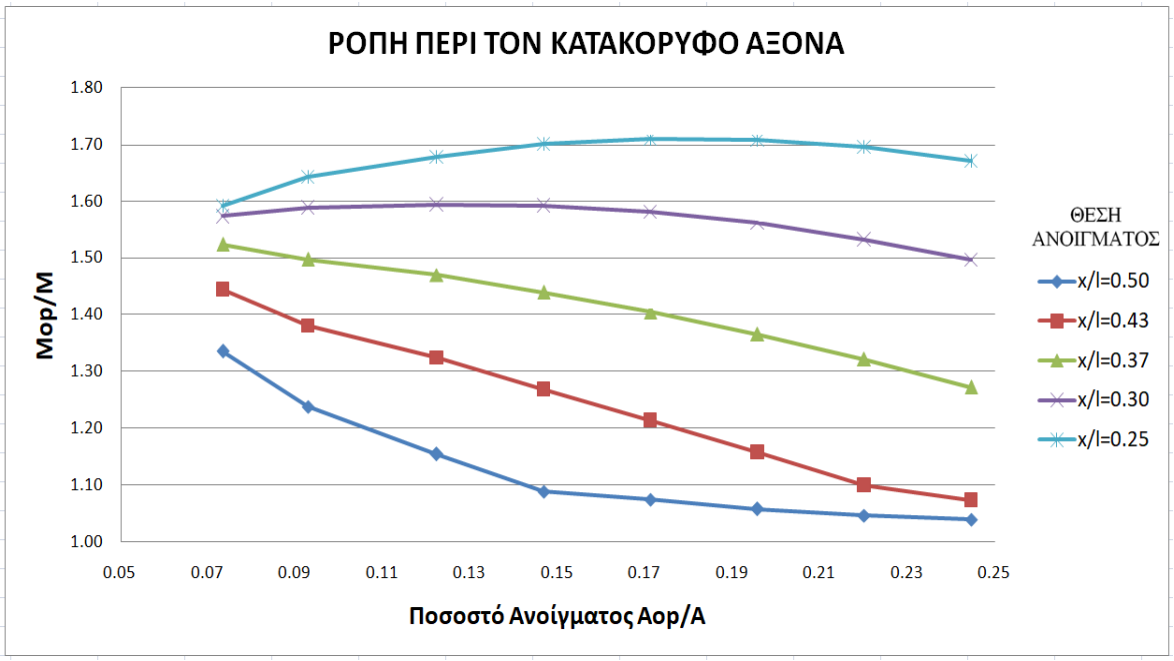
Επιλέχθηκε τυπικός τοίχος μονώροφου κτηρίου με επικάλυψη ξύλινης στέγης (ασθενές διάφραγμα). Τα χαρακτηριστικά του τοίχου, τα στοιχεία φόρτισης καθώς και ο τρόπος στήριξης έχουν ως εξής:
ΤΟΙΧΟΣ (10W 50 6 3)
Μήκος τοίχου: 6.00m, Ύψος τοίχου: 3.00m, πάχος τοίχου: 0.50m
Ειδικό βάρος: γ=20kN/m^3 Μετρό Ελαστικότητας: 2GPa
Ζώνη ΙΙ, Έδαφος Β, γ_I= 1.00, $S_e(T)$= 0.720g (πλατό), w_{Ed}= 7.20kN/m^2
Επιφάνεια επιρροής στέγης :10.64 m^2, φορτίο στέγη: 1.2kN/m^2
Οριζόντιο φορτίο λόγω στέγης: 1.53kN/m
Τρόπος στήριξης τοίχου: περιμετρικά αρθρωμένος, άνω ελεύθερος
Εξεταστήκαν διατάξεις με άνοιγμα σε μορφή πόρτας ύψους 2.20. Το πλάτος της πόρτας κυμαίνεται από 0.60m έως 2.00m με βήμα 0.20m και σε θέσεις με x/l= (0.50, 0.43, 0.37, 0.30, 0.25). Τα αποτελέσματα φαίνονται στον Πίνακα 2 και στα Σχ. 3 και Σχ.4
Σε ότι αφορά τον μονώροφο τοίχο με άνοιγμα πόρτα, παρατηρούμε (σε σχέση με την ροπή ολόσωμου (M)) αύξηση της ροπής (M_{op}) από 4% για τον τοίχο OP D 200 0 (A_{op}/A=24% στο μέσον του τοίχου x/l=0.50) έως 71% για τους τοίχους “OPD 140 4” (A_{op}/A=17% στη θέση x/l=0.25)και “OP D 160 4” (A_{op}/A=20% στη θέση x/l=0.25)

Πίνακας 2: Αποτελέσματα ανάλυσης για μονώροφο τοίχο με άνοιγμα πόρτα

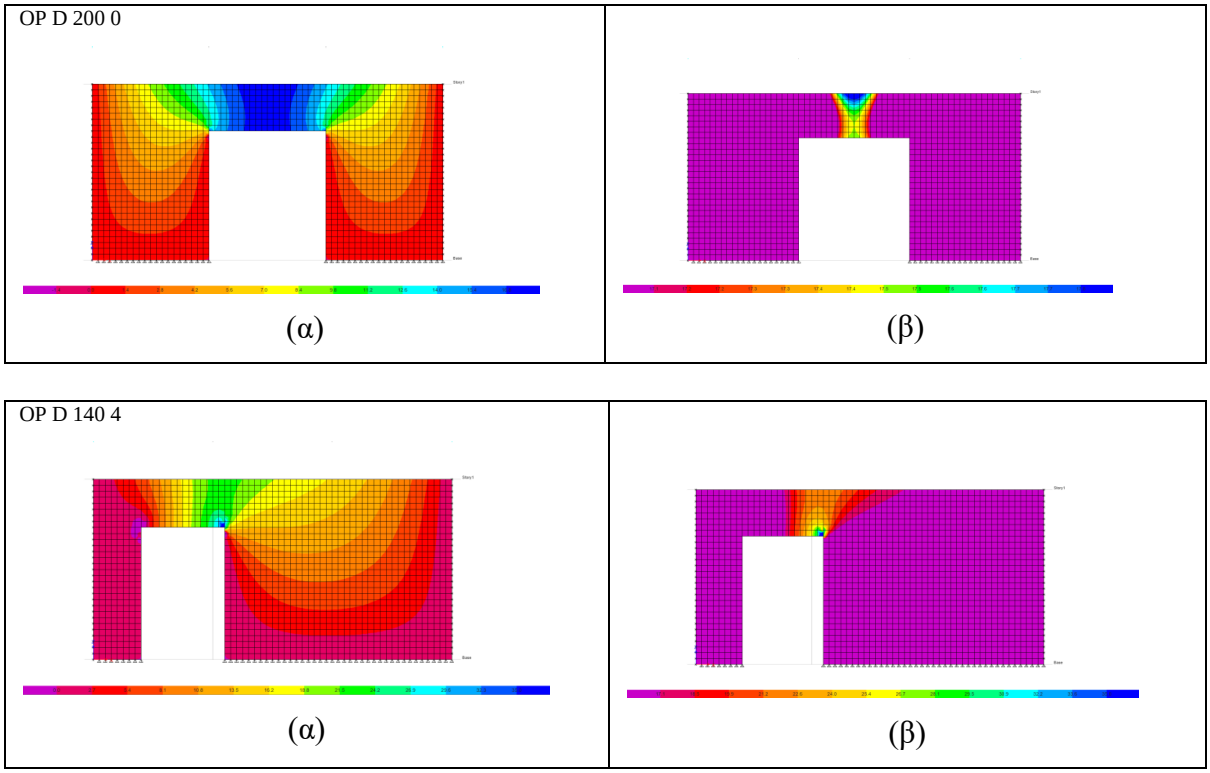
ΤΟΙΧΟΣ 10 W 6 3	M_{op} kNm/m	x/l	A_{op}/A	M_{op}/M	ΤΟΙΧΟΣ 10 W 6 3	M_{op} kNm/m	x/l	A_{op}/A	M_{op}/M
OP D 60 0	22.86	0.50	0.07	1.34	OP D 140 0	18.4	0.50	0.17	1.07
OP D 60 1	24.73	0.43	0.07	1.44	OP D 140 1	20.79	0.43	0.17	1.21
OP D 60 2	26.09	0.37	0.07	1.52	OP D 140 2	24.05	0.37	0.17	1.40
OP D 60 3	26.94	0.30	0.07	1.57	OP D 140 3	27.07	0.30	0.17	1.58
OP D 60 4	27.25	0.25	0.07	1.59	OP D 140 4	29.28	0.25	0.17	1.71
OP D 80 0	21.19	0.50	0.09	1.24	OP D 160 0	18.11	0.50	0.20	1.06
OP D 80 1	23.64	0.43	0.09	1.38	OP D 160 1	19.83	0.43	0.20	1.16
OP D 80 2	25.63	0.37	0.09	1.50	OP D 160 2	23.38	0.37	0.20	1.37
OP D 80 3	27.20	0.30	0.09	1.59	OP D 160 3	26.73	0.30	0.20	1.56
OP D 80 4	28.12	0.25	0.09	1.64	OP D 160 4	29.24	0.25	0.20	1.71
OP D 100 0	19.76	0.50	0.12	1.15	OP D 180 0	17.91	0.50	0.22	1.05
OP D 100 1	22.67	0.43	0.12	1.32	OP D 180 1	18.84	0.43	0.22	1.10
OP D 100 2	25.17	0.37	0.12	1.47	OP D 180 2	22.62	0.37	0.22	1.32
OP D 100 3	27.30	0.30	0.12	1.59	OP D 180 3	26.24	0.30	0.22	1.53
OP D 100 4	28.73	0.25	0.12	1.68	OP D 180 4	29.02	0.25	0.22	1.70
OP D 120 0	18.64	0.50	0.15	1.09	OP D 200 0	17.8	0.50	0.24	1.04
OP D 120 1	21.73	0.43	0.15	1.27	OP D 200 1	18.38	0.43	0.24	1.07
OP D 120 2	24.65	0.37	0.15	1.44	OP D 200 2	21.78	0.37	0.24	1.27
OP D 120 3	27.26	0.30	0.15	1.59	OP D 200 3	25.62	0.30	0.24	1.50
OP D 120 4	29.11	0.25	0.15	1.70	OP D 200 4	28.61	0.25	0.24	1.67
ΟΛΟΣΩΜΟ	17.12								



Σχ. 3:Τιμές του λόγου (M_{op}/M) για μονώροφο τοίχο με άνοιγμα πόρτα συναρτήσει της θέσης του (x/l) και του ποσοστού ανοίγματος (A_{op}/A)



Σχ. 4:Τιμές του λόγου (M_{op}/M) για μονώροφο τοίχο με άνοιγμα πόρτα συναρτήσει του ποσοστού ανοίγματος (A_{op}/A) και της θέσης του (x/l)



Σχ. 5: Ενδεικτικές διατάξεις τοίχου με πόρτα. (α) Διάγραμμα ροπών (β) Περιοχή υπέρβασης της ροπής του ολόσωμου τοίχου

Σε συμμετρικές διατάξεις με το άνοιγμα κεντρικό η μέγιστη ροπή εμφανίζεται στο πάνω μέρος του υπερθύρου στη στέψη του τοίχου, ενώ σε έκκεντρες διατάξεις η μέγιστη ροπή εμφανίζεται στο κάτω μέρος του υπερθύρου στη γωνία του ανοίγματος προς την πλευρά του πεσσού με το μεγαλύτερο μήκος (Σχ. 5).

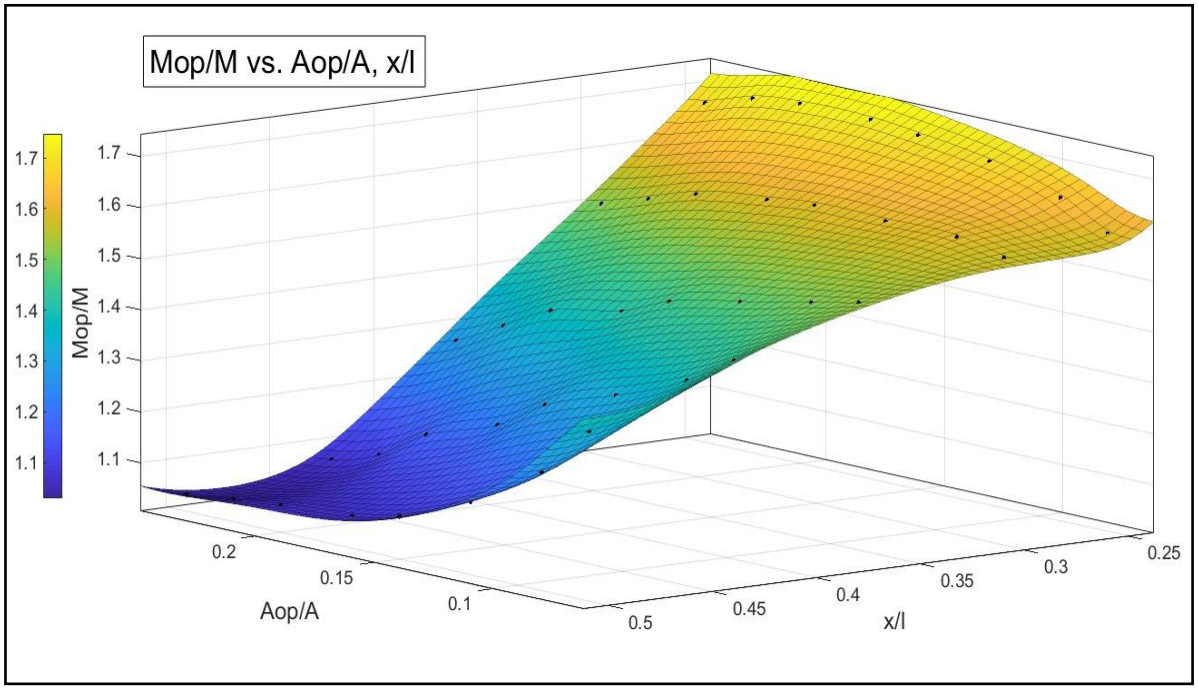
Στις έκκεντρες διατάξεις ανοιγμάτων (x/l>0.5) οι ροπές είναι μεγαλύτερες έναντι των κεντρικών συμμετρικών διατάξεων (x/l=0.5)
Στον Πίνακα 3 φαίνεται απλοποιημένη πινακίδα προσδιορισμού των τιμών του λόγου των ροπών (M_{op}/M) για μονώροφο τοίχο με άνοιγμα πόρτα συναρτήσει της θέσης (x/l) και του ποσοστού ανοίγματος (A_{op}/A).

Πίνακας 3: Απλοποιημένος Πίνακας τιμών του λόγου (M_{op}/M) για μονώροφο τοίχο με άνοιγμα πόρτα συναρτήσει της θέσης (x/l) και του ποσοστού ανοίγματος (A_{op}/A)

M_{op}/M	(x/l)						
A_{op}/A	0.20	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5
0.05	1.76	1.59	1.57	1.56	1.52	1.47	1.43
0.07	1.75	1.59	1.57	1.53	1.48	1.41	1.34
0.15	1.83	1.70	1.59	1.48	1.36	1.22	1.09
0.25	1.87	1.67	1.50	1.33	1.17	1.06	1.04
0.30	1.91	1.69	1.49	1.32	1.18	1.10	1.11

	Τιμές εντός ορίων των αναλύσεων
	Επέκταση τιμών με προσέγγιση

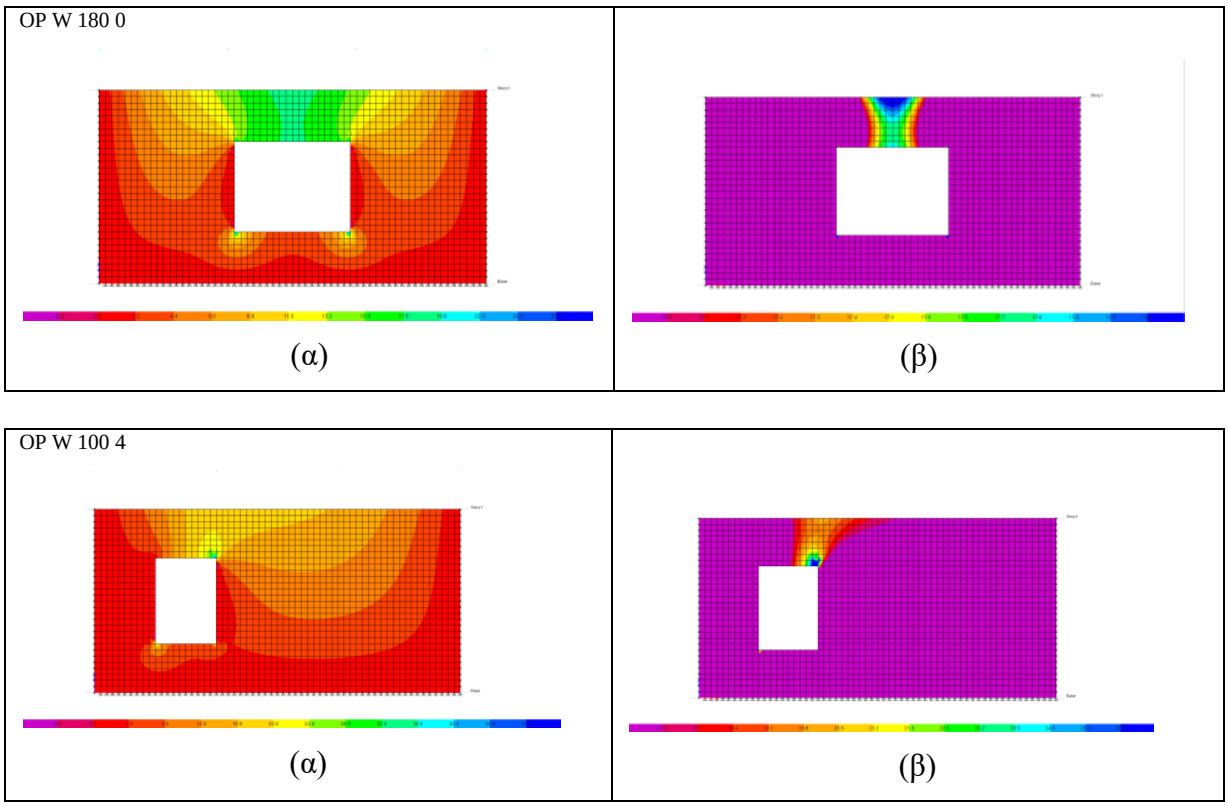
Η επέκταση των τιμών του Πίνακα 3 έγινε με προσέγγιση της συνάρτησης $\frac{M_{op}}{M} = f\left(\frac{A_{op}}{A}, \frac{x}{l}\right)$ μέσω διαρμονικής παρεμβολής (Σχ. 6), με την χρήση της εφαρμογής «CURVE FITTER» της MATLAB.
Η ορθότητα των τιμών επέκτασης είναι υπό εξέταση καθώς βρίσκονται σε εξέλιξη πρόσθετες αναλύσεις με ακραίες διατάξεις ανοιγμάτων.



Σχ. 6: Επιφάνεια προσέγγισης της συνάρτησης $\frac{M_{op}}{M} = f\left(\frac{A_{op}}{A}, \frac{x}{l}\right)$

2.3. ΜΟΝΩΡΟΦΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΜΕ ΑΝΟΙΓΜΑ ΠΑΡΑΘΥΡΟ

Αναλύθηκαν διατάξεις με άνοιγμα σε μορφή παραθύρου ύψους 1.40 (ποδιά 0.80m, πρέκι 2.20m). Το πλάτος του παραθύρου κυμαίνεται από 0.60m έως 2.00m με βήμα 0.20m και σε θέσεις με x/l= (0.50,0.37, 0.25).



Σχ. 7: Ενδεικτικές διατάξεις τοίχου με παράθυρο. (α) διάγραμμα ροπών (β) περιοχή υπέρβασης της ροπής του ολόσωμου τοίχου

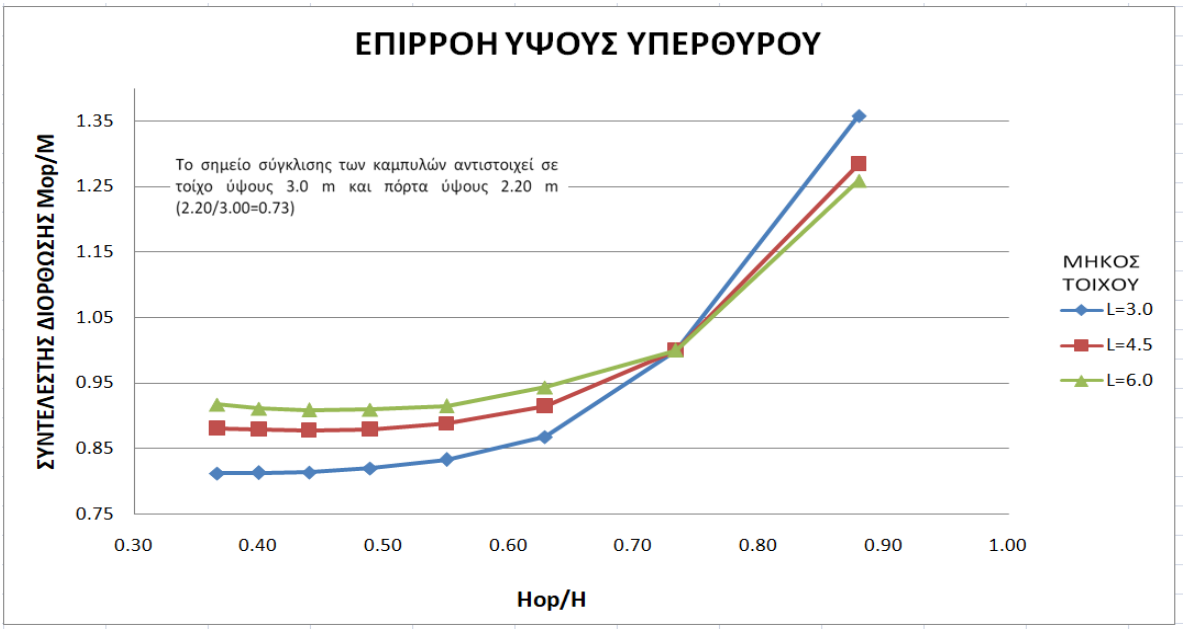
Πίνακας 4: Σύγκριση ροπής διατάξεων με παράθυρο και διατάξεων με πόρτα

ΤΟΙΧΟΣ 10 W 6 3	ΠΑΡΑΘΥΡΟ $M_{op(W)}$ kNm/m	ΠΟΡΤΑ $M_{op(D)}$ kNm/m	ΛΟΓΟΣ $M_{op(w)}/M_{op(D)}$	ΤΟΙΧΟΣ 10 W 6 3	ΠΑΡΑΘΥΡΟ $M_{op(W)}$ kNm/m	ΠΟΡΤΑ $M_{op(D)}$ kNm/m	ΛΟΓΟΣ $M_{op(w)}/M_{op(D)}$
OP W 60 0	21.49	22.86	0.94	OP W 140 0	18.20	18.40	0.99
OP W 60 2	24.96	26.09	0.96	OP W 140 2	22.04	24.05	0.92
OP W 60 4	24.91	27.25	0.91	OP W 140 4	25.14	29.28	0.86
OP W 80 0	20.11	21.19	0.95	OP W 160 0	17.92	18.11	0.99
OP W 80 2	24.07	25.63	0.94	OP W 160 2	21.28	23.38	0.91
OP W 80 4	25.25	28.12	0.90	OP W 160 4	24.81	29.24	0.85
OP W 100 0	19.22	19.76	0.97	OP W 180 0	17.75	17.91	0.99
OP W 100 2	23.43	25.17	0.93	OP W 180 2	20.47	22.62	0.90
OP W 100 4	25.37	28.73	0.88	OP W 180 4	24.37	29.02	0.84
OP W 120 0	18.61	18.64	1.00	OP W 200 0	17.97	17.80	1.01
OP W 120 2	22.76	24.65	0.92	OP W 200 2	19.60	21.78	0.90
OP W 120 4	25.33	29.11	0.87	OP W 200 4	23.80	28.61	0.83
ΜΕΣΗ ΤΙΜΗ ΛΟΓΟΥ ($M_{op(w)}/M_{op(D)}$)=0.92				ΤΥΠΙΚΗ ΑΠΟΚΛΙΣΗ ΛΟΓΟΥ ($M_{op(w)}/M_{op(D)}$)=0.05			

Η μέγιστη ροπή εμφανίζεται στα ίδια σημεία με τις διατάξεις τοίχων με ανοίγματα σε μορφή πόρτας (Σχ. 7). Όπως και στις διατάξεις με πόρτα οι μεγαλύτερες ροπές παρατηρούνται στις έκκεντρες διατάξεις (x/l>0.5).
Από την σύγκριση (Πίνακας 4) της ροπής των διατάξεων με άνοιγμα σε μορφή παραθύρου με τη ροπή των διατάξεων με άνοιγμα σε μορφή πόρτας , προκύπτει μείωση των ροπών στις διατάξεις με παράθυρο κατά μέσο όρο 8% έναντι των ροπών της αντίστοιχης διάταξης με πόρτα.

2.4. ΥΨΟΣ ΥΠΕΡΘΥΡΟΥ

Διερευνήθηκε η επίδραση του ύψους του υπέρθυρου (λόγος H_{op}/H). Έγιναν αναλύσεις για τοίχους μήκους 3.00m, 4.50m και 6.00mκαι ύψους από 2.50m έως 6.00μ με βήμα 0.5m και για άνοιγμα πόρτα στο μέσον του τοίχου με ποσοστό ανοίγματος 17% (A_{op}/A= 0.17).



Σχ. 8: Συντελεστής διόρθωσης ροπής συναρτήσει του λόγου (H_{op}/H) και του μήκους του τοίχου

Σχετικά με την επιρροή του ύψους του υπέρθυρου, για λόγο $H_{op}/H < 0.73$ έχουμε μείωση της ροπής (M_{op}) έως 20%, ενώ για $H_{op}/H > 0.73$ έχουμε αύξηση της ροπής (M_{op}) έως 36% σε σχέση με την ροπή του αντίστοιχου τοίχου με λόγο $H_{op}/H = 0.73$ (Πίνακας 5 και Σχ. 8).
Οι τιμές του λόγου $H_{op}/H < 0.73$ αντιστοιχούν σε ύψος τοίχου μεγαλύτερο των 3.0 mή ύψος ανοίγματος μικρότερο των 2.20m,

Πίνακας 5: Τιμές του συντελεστή διόρθωσης ροπής

H_{op}/H	L=3.0m	L=4.5m	L=6.0m
0.88	1.36	1.28	1.26
0.73	1.00	1.00	1.00
0.63	0.87	0.92	0.94
0.55	0.83	0.89	0.92
0.49	0.82	0.88	0.91
0.44	0.81	0.88	0.91
0.40	0.81	0.88	0.91
0.37	0.81	0.88	0.92

2.5. ΤΟΙΧΟΙ ΜΕ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΑ ΜΗΚΗ

Προκειμένου να διαπιστωθεί η δυνατότητα εφαρμογής του απλοποιημένου Πίνακα 3 για διατάξεις με τοίχους μήκους μικρότερου των 6.00m έγιναν κάποιες ενδεικτικές αναλύσεις για τοίχους μήκους 4.00m και 5.00m, ύψους 3.0 m, με άνοιγμα πόρτα πλάτους 1.00m και 1.40m σε θέσεις με x/l= (0.50,0.36, 0.25).

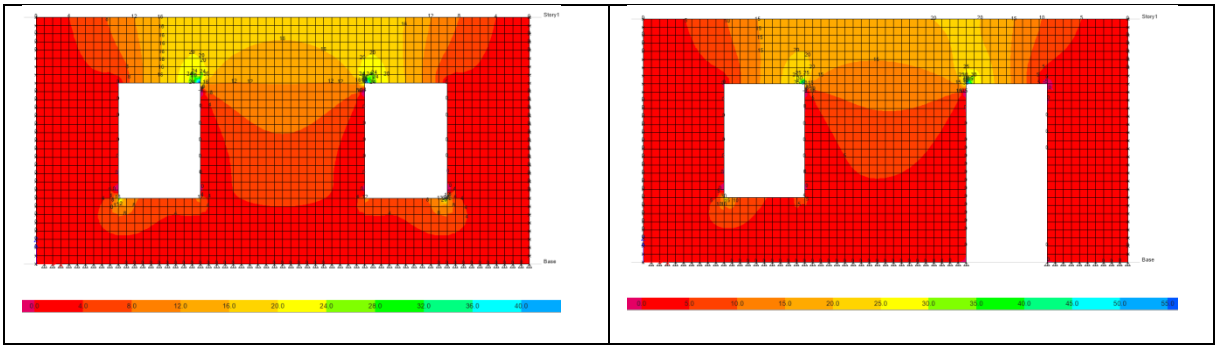
Ο υπολογιζόμενος λόγος M_{op}/M με την εφαρμογή του Πίνακα 3 αποκλίνει του αναλυτικού υπολογισμού κατά ±5% (Πίνακας 6)

Πίνακας 6:Αποκλίσειςλόγου (M_{op}/M)

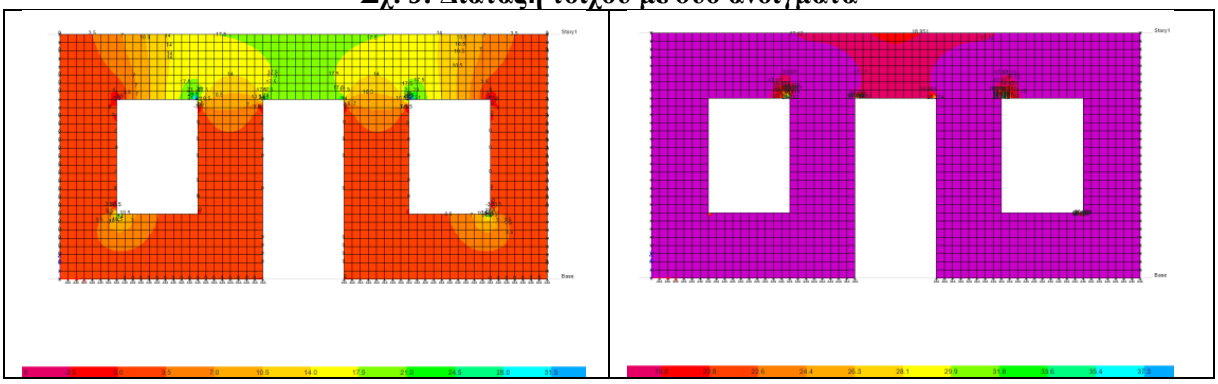
10 W4 3					10 W5 3				
	M_{op} kNm/m	ΑΝΑΛΥΤΙΚΟ M_{op}/M	ΑΠΟ ΠΙΝΑΚΑ 3 M_{op}/M	ΑΠΟΚΛΙΣΗ (%)		M_{op} kNm/m	ΑΝΑΛΥΤΙΚΟ M_{op}/M	ΑΠΟ ΠΙΝΑΚΑ 3 M_{op}/M	ΑΠΟΚΛΙΣΗ (%)
ΟΛΟΣΩΜΟ	11.92				ΟΛΟΣΩΜΟ	14.88			
D 100 0	13.33	1.12	1.07	-4.32	D 100 0	16.98	1.14	1.09	-4.48
D 100 2	17.27	1.45	1.42	-1.99	D 100 2	21.64	1.45	1.46	0.39
D 100 4	19.22	1.61	1.70	5.43	D 100 4	24.13	1.62	1.70	4.83
D 140 0	12.65	1.06	1.03	-2.94	D 140 0	15.89	1.07	1.06	-0.74
D 140 2	16.16	1.36	1.31	-3.37	D 140 2	20.5	1.38	1.38	0.17
D 140 4	19.18	1.61	1.69	5.03	D 140 4	24.23	1.63	1.71	5.01

2.6. ΜΟΝΩΡΟΦΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΜΕ ΔΥΟ Ή ΤΡΙΑ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

Εξετάστηκαν ενδεικτικές περιπτώσεις τοίχων με δυο ανοίγματα (δυο παράθυρα ή πόρτα παράθυρο) καθώς και τοίχου με τρία ανοίγματα (παράθυρο πόρτα παράθυρο) (Σχ. 9, Σχ. 10).



Σχ. 9: Διάταξη τοίχου με δυο ανοίγματα



Σχ. 10: Διάταξη τοίχου με τρία ανοίγματα

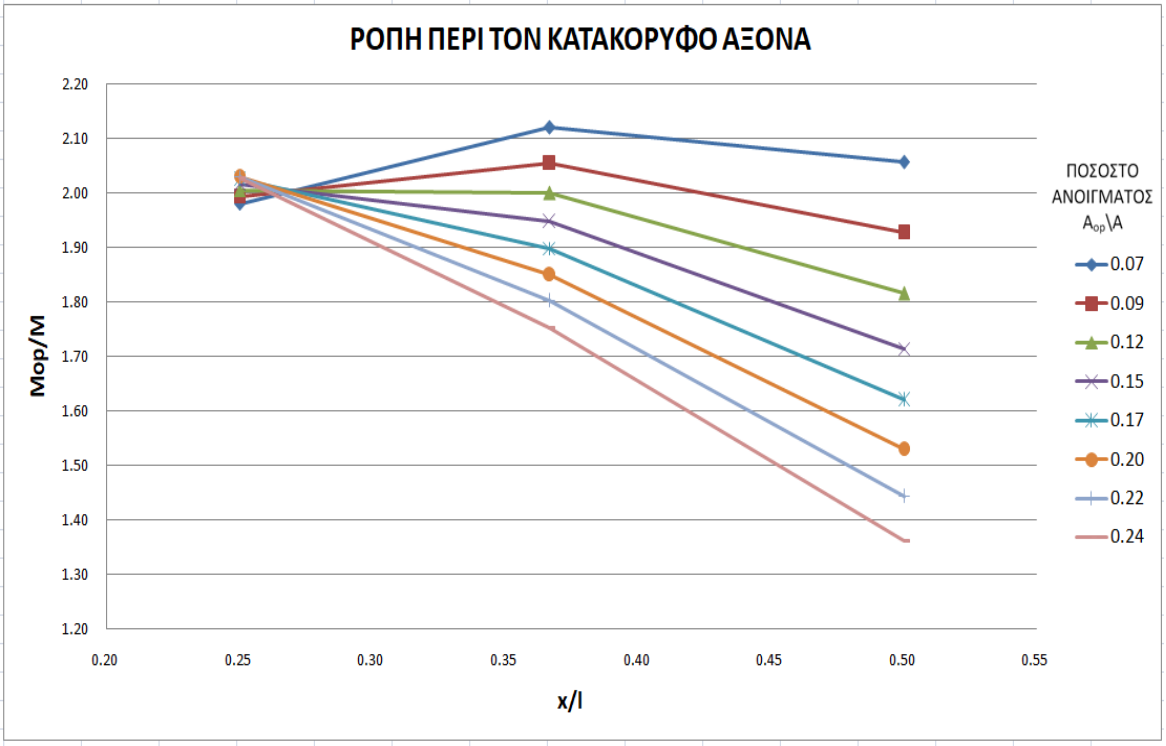
Σε τοίχο με δυο παράθυρα καθοριστική είναι η διάταξη του ενός παραθύρου, αυτού με την μεγαλύτερη εκκεντρότητα ως προς την θέση του (x/l), επομένως μπορούμε να υπολογίσουμε τον λόγο (M_{op}/M) κάνοντας χρήση του Πίνακα 3 και του μειωτικού συντελεστή 0.92 για διατάξεις με παράθυρο (§2.3). Η μέγιστη ροπή εμφανίζεται σε δύο σημεία, στο κάτω μέρος των υπερθύρων στην γωνία των παραθύρων προς την πλευρά του κεντρικού πεσσού.
Σε τοίχο με παράθυρο και πόρτα καθοριστική είναι η διάταξη της πόρτας και μπορούμε να υπολογίσουμε τον λόγο (M_{op}/M) κάνοντας χρήση του Πίνακα 3 , λαμβάνοντας υπόψη μόνο την πόρτα. Η μέγιστη ροπή εμφανίζεται σε δύο σημεία του τοίχου, στο κάτω μέρος των υπερθύρων στην γωνία των ανοιγμάτων προς τον κεντρικό πεσσό.
Σε τοίχο με τρία ανοίγματα η μέγιστη ροπή μπορεί να προκύψει υπολογίζοντας τον λόγο (M_{op}/M) από την διάταξη της πόρτας κάνοντας χρήση του Πίνακα 3, λαμβάνοντας υπόψη μόνο την πόρτα και αγνοώντας τα παράθυρα. Το σημείο όμως εμφάνισης της μέγιστης ροπής είναι οι γωνίες των παραθύρων, ενώ στο υπέρθυρο της πόρτας η ροπή είναι λίγο μικρότερη.

2.7. ΔΙΩΡΟΦΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΜΕ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ ΠΟΡΤΑ

Επιλέχθηκε τυπικός τοίχος διωρόφου κτηρίου με ξύλινο δάπεδο ορόφου και επικάλυψη ξύλινης στέγης (αμφότερα ασθενή διαφράγματα). Τα χαρακτηριστικά του τοίχου, τα στοιχεία φόρτισης καθώς και ο τρόπος στήριξης έχουν ως εξής:
ΤΟΙΧΟΣ (10W 50 6 6)
Μήκος τοίχου: 6.00m, Ύψος τοίχου: 6.00m, πάχος τοίχου: 0.50m
Ειδικό βάρος: γ=20kN/m^3 Μετρό Ελαστικότητας: 2GPa
Ζώνη ΙΙ, Έδαφος Β, γ_I= 1.00, $S_e(T)$= 0.720g (πλατό), w_{Ed}= 7.20kN/m^2
Επιφάνεια επιρροής στέγης :10.64 m^2, φορτίο στέγη: 1.2kN/m^2
Οριζόντιο φορτίο λόγω στέγης: 1.53kN/m
Οριζόντιο φορτίο λόγω δαπέδου ορόφου: 3.32kN/m
Τρόπος στήριξης τοίχου: περιμετρικά αρθρωμένος, άνω ελεύθερος
Αναλύθηκαν διατάξεις διωρόφου τοίχου με ένα άνοιγμα ανά όροφο στην ίδια κατακόρυφο σε μορφή πόρτας ύψους 2.20. Το πλάτος της πόρτας κυμαίνεται από 0.60m έως 2.00m με βήμα 0.20m και σε θέσεις με x/l= (0.50, 0.37, 0.25).

Πίνακας7: Αποτελέσματα ανάλυσης για διώροφο τοίχο με άνοιγμα πόρτα

ΤΟΙΧΟΣ 10 W 6 6	M_{op} kNm/m	x/l	A_{op}/A	M_{op}/M	ΤΟΙΧΟΣ 10 W 6 3	M_{op} kNm/m	x/l	A_{op}/A	M_{op}/M
OP D 60 0	67.71	0.50	0.07	2.06	OP D 140 0	53.33	0.50	0.17	1.62
OP D 60 2	69.81	0.37	0.07	2.12	OP D 140 2	62.51	0.37	0.17	1.90
OP D 60 4	65.20	0.25	0.07	1.98	OP D 140 4	66.66	0.25	0.17	2.02
OP D 80 0	63.42	0.50	0.09	1.93	OP D 160 0	50.37	0.50	0.20	1.53
OP D 80 2	67.64	0.37	0.09	2.05	OP D 160 2	60.90	0.37	0.20	1.85
OP D 80 4	65.60	0.25	0.09	1.99	OP D 160 4	66.81	0.25	0.20	2.03
OP D 100 0	59.78	0.50	0.12	1.81	OP D 180 0	47.52	0.50	0.22	1.44
OP D 100 2	65.82	0.37	0.12	2.00	OP D 180 2	59.31	0.37	0.22	1.80
OP D 100 4	66.03	0.25	0.12	2.00	OP D 180 4	66.85	0.25	0.22	2.03
OP D 120 0	56.46	0.50	0.15	1.71	OP D 200 0	44.79	0.50	0.24	1.36
OP D 120 2	64.13	0.37	0.15	1.95	OP D 200 2	57.71	0.37	0.24	1.75
OP D 120 4	66.39	0.25	0.15	2.02	OP D 200 4	66.75	0.25	0.24	2.03
ΟΛΟΣΩΜΟ	32.94								

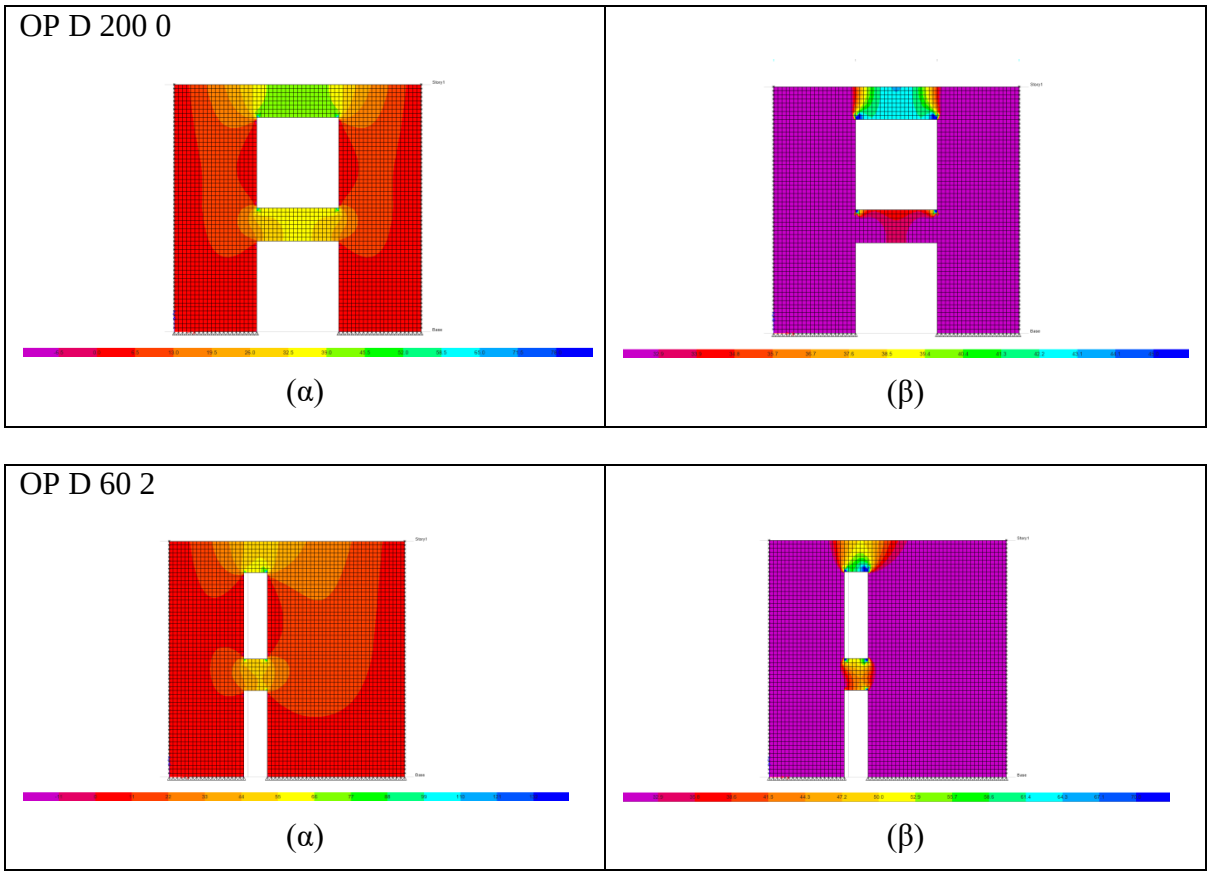


Σχ. 11: Τιμές του λόγου (M_{op}/M) για διώροφο τοίχο με άνοιγμα πόρτα συναρτήσει της θέσης(x/l) και του ποσοστού ανοίγματος (A_{op}/A)

Στον Πίνακα 7 και στο Σχ. 11 φαίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων.
Σε διώροφο τοίχο με άνοιγμα πόρτα διακρίνουμε (σε σχέση με την ροπή ολόσωμου (M)) αύξηση της ροπής (M_{op}) από 36% για τον τοίχο OP D 200 0 (A_{op}/A=24% στο μέσον του τοίχου x/l=0.50) έως 113% για τον τοίχο OP D 60 2 (A_{op}/A=7% στη θέση x/l=0.40).
Σε συμμετρικές διατάξεις με το άνοιγμα κεντρικό η μέγιστη ροπή εμφανίζεται στο κάτω μέρος του υπερθύρου στις δυο γωνίες του ανοίγματος, ενώ σε έκκεντρες διατάξεις η μέγιστη ροπή εμφανίζεται στο κάτω μέρος του υπερθύρου στη γωνία του ανοίγματος προς την πλευρά του πεσσού με το μεγαλύτερο μήκος (Σχ. 12).
Στον Πίνακα 8 φαίνεται απλοποιημένη πινακίδα προσδιορισμού των τιμών του λόγου των ροπών (M_{op}/M) για διώροφο τοίχο με άνοιγμα πόρτα συναρτήσει της θέσης (x/l) και του ποσοστού ανοίγματος (A_{op}/A).

Πίνακας 8: Απλοποιημένος Πίνακας τιμών του λόγου (M_{op}/M) για διώροφο τοίχο με άνοιγμα πόρτα συναρτήσει της θέσης (x/l) και του ποσοστού ανοίγματος (A_{op}/A)

M_{op}/M	x/l					
A_{op}/A	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5
0.07	1.98	2.04	2.10	2.11	2.08	2.06
0.15	2.02	1.99	1.96	1.89	1.80	1.71
0.25	2.03	1.91	1.80	1.66	1.51	1.36



Σχ. 12: Ενδεικτικές διατάξεις διώροφου τοίχου. (α) διάγραμμα ροπών (β) περιοχή υπέρβασης της ροπής του ολόσωμου τοίχου

2.8. ΔΙΩΡΟΦΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΜΕ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ ΠΑΡΑΘΥΡΟ

Έγιναν κάποιες ενδεικτικές αναλύσεις για διώροφο τοίχο με ένα παράθυρο ανά όροφο.
Από την σύγκριση (Πίνακας 9) της μέγιστης ροπής για τοίχο με άνοιγμα παράθυρο ($M_{op(w)}$) με την αντίστοιχη για τοίχο με άνοιγμα πόρτα($M_{op(D)}$) προκύπτει μείωση της ροπής κατά μέσο όρο 16%.

Πίνακας 9: Σύγκριση ροπής διατάξεων με παράθυρο και διατάξεων με πόρτα

ΤΟΙΧΟΣ 10 W 6 6	ΠΑΡΑΘΥΡΟ $M_{op(W)}$ kNm/m	ΠΟΡΤΑ $M_{op(D)}$ kNm/m	ΛΟΓΟΣ $M_{op(w)}/M_{op(D)}$
OP W 100 0	51.21	59.78	0.86
OP W 100 4	53.68	66.03	0.81
OP W 140 0	46.63	53.33	0.87
OP W 140 4	54.18	66.66	0.81
ΜΕΣΗ ΤΙΜΗ ΛΟΓΟΥ ($M_{op(w)}/M_{op(D)}$)=0.84			

3. ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

3.1. ΓΕΝΙΚΑ

Η προτεινόμενη απλοποιημένη διαδικασία υπολογισμού της δρώσας ροπής περί κατακόρυφο άξονα τοίχου με ανοίγματα υπό σεισμικό φορτίο βασίζεται στα αναφερόμενα στις παραγράφους 2.2 έως 2.7.

Για τοίχο με περισσότερα από ένα ανοίγματα γίνεται εφαρμογή των διαπιστώσεων της παραγράφου 2.6 σύμφωνα με τις οποίες:

- Σε τοίχο με δυο παράθυρα καθοριστική είναι η διάταξη του ενός παραθύρου.
- Σε τοίχο με παράθυρο και πόρτα καθοριστική είναι η διάταξη της πόρτας.
- Σε τοίχο με τρία ανοίγματα καθοριστική είναι η διάταξη της πόρτας.

Από τον Πίνακα 3 για μονώροφο τοίχο και τον Πίνακα 8 για διώροφο τοίχο, βάσει των παραμέτρων(x/l) και (A_{op}/A), προκύπτει ο αρχικός συντελεστής (M_{op}/M).

Στη συνέχεια ανάλογα με την περίπτωση επί του αρχικού συντελεστή (M_{op}/M) εφαρμόζονται διορθωτικοί συντελεστές οι οποίοι σχετίζονται με:

- την περίπτωση διάταξης με άνοιγμα σε μορφή παραθύρου (συντελεστής 0.92) και
- την παράμετρο (H_{op}/H) (συντελεστής του Πίνακα 5).

Ενδιάμεσες τιμές από τους Πίνακες 3, 5 και 8 λαμβάνονται με γραμμική παρεμβολή.

Ο τελικός συντελεστής (M_{op}/M) προκύπτει από το γινόμενο του αρχικού επί όλους τους διορθωτικούς συντελεστές.

Τέλος η ροπή του αντίστοιχου ολόσωμου τοίχου μπορεί να υπολογιστεί με την χρήση τυποποιημένων πινάκων για τριέρειστες πλάκες με απλή στήριξη στις τρεις πλευρές.[6]

Ακολουθούν παραδείγματα εφαρμογής της μεθόδου.

3.2. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 1

ΤΟΙΧΟΣ 10 W 50 4_8 3_5 OP D 140 29

Μήκος τοίχου: 4.80m, Ύψος τοίχου: 3.50m, πάχος τοίχου: 0.50m

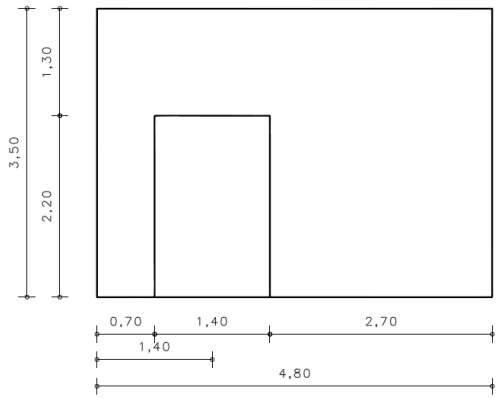
Ειδικό βάρος: γ=20kN/m^3 Μετρό Ελαστικότητας: 2GPa

Ζώνη ΙΙ, Έδαφος Β, γ_I= 1.00, S_e(T)= 0.720g (πλατό), w_{Ed}= 7.20kN/m^2

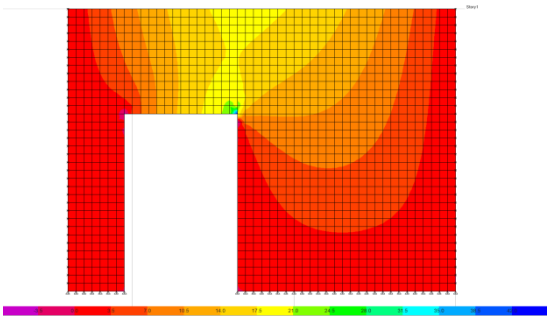
Οριζόντιο φορτίο λόγω στέγης: 1.60kN/m

Τρόπος στήριξης τοίχου: περιμετρικά αρθρωμένος, άνω ελεύθερος

10 W 50 4_8 3_5 OP D 140 29



Σχ. 13: Γεωμετρικά στοιχεία τοίχου 1



Σχ. 14: Διάγραμμα ροπών (επίλυση με πεπερασμένα στοιχεία) M_{max}= 22.49kNm/m

Ροπή ολόσωμου τοίχου
Ομοιόμορφο φορτίο
Από σχετικούς πίνακες πλακών:$m_x = 6.63$

$$M_1 = \frac{p \cdot l_y^2}{m_x} = \frac{7.20 \cdot 3.50^2}{6.63} = 13.30kNm/m$$

Γραμμικό φορτίο
Από σχετικούς πίνακες πλακών:$mx = 3.14$

$$M_2 = \frac{p \cdot l_y}{m_x} = \frac{1.60 \cdot 3.50}{3.14} = 1.78kNm/m$$

$M_{tot} = M_1 + M_2 = 13.30 + 1.78 = 15.08kNm/m$

$A = 4.80 \cdot 3.50 = 16.80m^2$, $A_{op} = 1.40 \cdot 2.20 = 3.08m^2$, $\frac{A_{op}}{A} = 0.18$, $\frac{x}{l} = \frac{1.40}{4.80} = 0.29$

Από Πίνακα 3 για ($\frac{A_{op}}{A} = 0.18$, $\frac{x}{l} = 0.29$) έχουμε$\frac{M_{op}}{M} = 1.56$

$$\frac{H_{op}}{H} = \frac{2.20}{3.50} = 0.63$$

Από Πίνακα 5 για$\frac{H_{op}}{H} = 0.63$ συντελεστής διόρθωσης= 0.92

$$\left(\frac{M_{op}}{M}\right)^{final} = 1.56 \cdot 0.92 = 1.46$$

$M_{op} = 15.08 \cdot 1.46 = 22.02kNm/m$

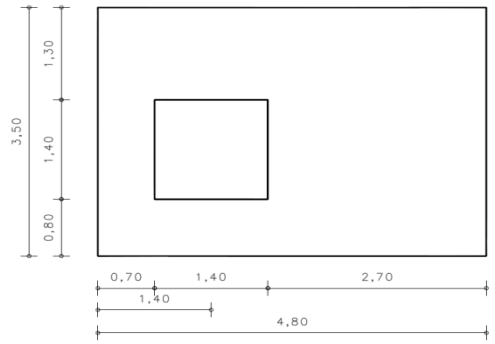
Από ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων $M_{op} = 22.49kNm/m$

Το μέγεθος της έμμεσα υπολογιζόμενης ροπής υποεκτιμάται κατά 2.10% έναντι της ροπής που προκύπτει αναλυτικά.

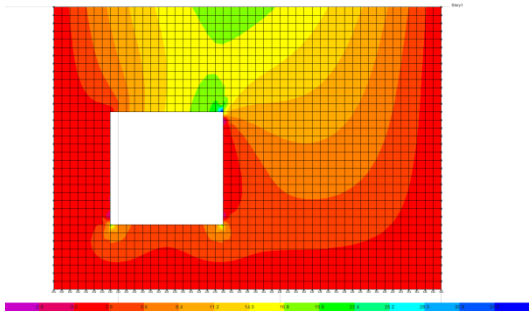
3.3. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 2

ΤΟΙΧΟΣ 10 W 50 4_8 3_5 OP W 140 29
Μήκος τοίχου: 4.80m, Ύψος τοίχου: 3.50m, πάχος τοίχου: 0.50m
Ειδικό βάρος: γ=20kN/m^3 Μετρό Ελαστικότητας: 2GPa
Ζώνη ΙΙ, Έδαφος Β, γ_I= 1.00, $S_e(T)$= 0.720g (πλατό), w_{Ed}= 7.20kN/m^2
Οριζόντιο φορτίο λόγω στέγης: 1.60kN/m
Τρόπος στήριξης τοίχου: περιμετρικά αρθρωμένος, άνω ελεύθερος

10 W 50 4_8 3_5 OP W 140 29



Σχ. 15: Γεωμετρικά στοιχεία τοίχου 2



Σχ. 16: Διάγραμμα ροπών (επίλυση με πεπερασμένα στοιχεία) M_{max}= 20.15kNm/m

Ροπή ολόσωμου τοίχου
Όπως Παράδειγμα 1
$M_{tot} = 15.08kNm/m$

$A = 4.80 \cdot 3.50 = 16.80m^2$, $A_{op} = 1.40 \cdot 1.40 = 1.96m^2$, $\frac{A_{op}}{A} = 0.12$, $\frac{x}{l} = \frac{1.40}{4.80} = 0.29$

Από Πίνακα 3 για ($\frac{A_{op}}{A} = 0.12, \frac{x}{l} = 0.29$) έχουμε $\frac{M_{op}}{M} = 1.60$

$$\frac{H_{op}}{H} = \frac{1.40}{3.50} = 0.40$$

Από Πίνακα 5 για $\frac{H_{op}}{H} = 0.40$ συντελεστής διόρθωσης= 0.88

Συντελεστής λόγω παραθύρου= 0.92

$$\left(\frac{M_{op}}{M}\right)^{final} = 1.60 \cdot 0.88 \cdot 0.92 = 1.30$$

$M_{op} = 15.08 \cdot 1.30 = 19.60 kNm/m$

Από ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων $M_{op} = 20.15 kNm/m$

Το μέγεθος της έμμεσα υπολογιζόμενης ροπής υποεκτιμάται κατά 2.8% έναντι της ροπής που προκύπτει αναλυτικά.

3.4. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 3

ΤΟΙΧΟΣ 10 W 50 5_5 3_5 OP DW100 140 18 25

Μήκος τοίχου: 5.50m, Ύψος τοίχου: 3.50m, πάχος τοίχου: 0.50m

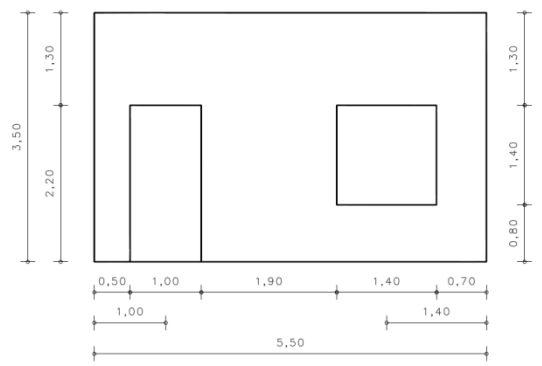
Ειδικό βάρος: γ=20kN/m^3 Μετρό Ελαστικότητας: 2GPa

Ζώνη ΙΙ, Έδαφος Β, γ_I= 1.00, $S_e(T)$= 0.720g (πλατό), w_{Ed}= 7.20kN/m^2

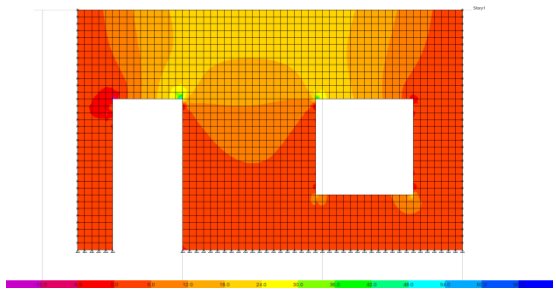
Οριζόντιο φορτίο λόγω στέγης: 1.60kN/m

Τρόπος στήριξης τοίχου: περιμετρικά αρθρωμένος, άνω ελεύθερος

10 W 50 5_5 3_5 OP DW 100 140 18 25



Σχ. 17: Γεωμετρικά στοιχεία τοίχου 3



Σχ. 18: Διάγραμμα ροπών (επίλυση με πεπερασμένα στοιχεία) M_{max}= 27.68kNm/m

Ροπή ολόσωμου τοίχου

Ομοιόμορφο φορτίο

Από σχετικούς πίνακες πλακών: $m_x = 5.85$

$$M_1 = \frac{p \cdot l_y^2}{m_x} = \frac{7.20 \cdot 3.50^2}{5.86} = 15.08 kNm/m$$

Γραμμικό φορτίο

Από σχετικούς πίνακες πλακών: $m_x = 2.85$

$$M_2 = \frac{p \cdot l_y}{m_x} = \frac{1.60 \cdot 3.50}{2.85} = 1.96 kNm/m$$

$M_{tot} = M_1 + M_2 = 15.08 + 1.96 = 17.04 kNm/m$

Καθοριστική η διάταξη της πόρτας

$A = 5.50 \cdot 3.50 = 19.25 m^2$, $A_{op} = 1.00 \cdot 2.20 = 2.20 m^2$, $\frac{A_{op}}{A} = 0.11$, $\frac{x}{l} = \frac{1.00}{5.50} = 0.18$

Από Πίνακα 3 για ($\frac{A_{op}}{A} = 0.11, \frac{x}{l} = 0.18$) έχουμε $\frac{M_{op}}{M} = 1.79$ (για $\frac{x}{l} = 0.20$ λόγω ορίου πίνακα)

$$\frac{H_{op}}{H} = \frac{2.20}{3.50} = 0.63$$

Από Πίνακα 5 για $\frac{H_{op}}{H} = 0.63$ συντελεστής διόρθωσης= 0.94

$$\left(\frac{M_{op}}{M}\right)^{final} = 1.79 \cdot 0.94 = 1.68$$

$M_{op} = 17.04 \cdot 1.68 = 28.63 kNm/m$

Από ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων $M_{op} = 27.68 kNm/m$

Το μέγεθος της έμμεσα υπολογιζόμενης ροπής υπερεκτιμάται κατά 3.4% έναντι της ροπής που προκύπτει αναλυτικά.

3.5. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 4

ΤΟΙΧΟΣ 10 W 50 5_5 6 OP W 140 27

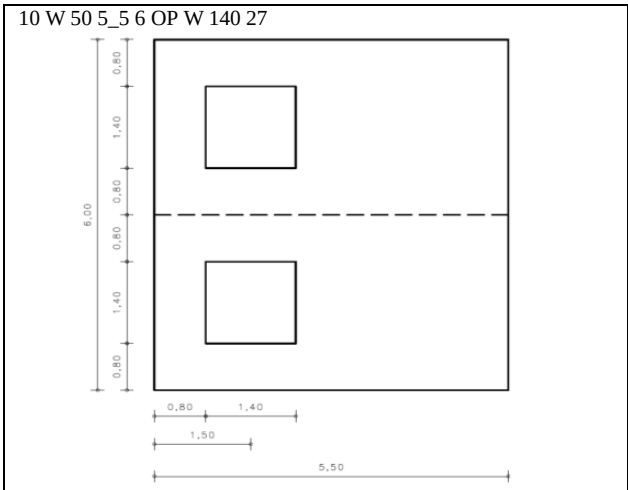
Μήκος τοίχου: 5.50m, Ύψος τοίχου: 6.00m, πάχος τοίχου: 0.50m

Ειδικό βάρος: γ=20kN/m^3 Μετρό Ελαστικότητας: 2GPa

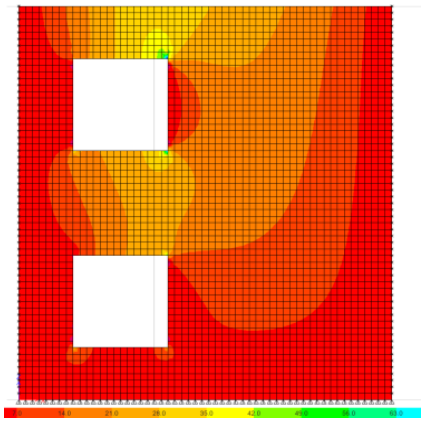
Ζώνη ΙΙ, Έδαφος Β, γ_I= 1.00, $S_e(T)$= 0.720g (πλατό), w_{Ed}= 7.20kN/m^2

Οριζόντιο φορτίο λόγω στέγης: 1.60kN/m

Τρόπος στήριξης τοίχου: περιμετρικά αρθρωμένος, άνω ελεύθερος



Σχ. 19: Γεωμετρικά στοιχεία τοίχου 4



Σχ. 20: Διάγραμμα ροπών (επίλυση με πεπερασμένα στοιχεία) M_{max}= 44.15kNm/m

Ροπή ολόσωμου τοίχου

Ομοιόμορφο φορτίο

Από σχετικούς πίνακες πλακών: $m_x = 11.10$

$$M_1 = \frac{p \cdot l_y^2}{m_x} = \frac{7.20 \cdot 6.00^2}{11.10} = 23.35 kNm/m$$

Γραμμικό φορτίο

Από σχετικούς πίνακες πλακών: $m_x = 4.48$

$$M_2 = \frac{p \cdot l_y}{m_x} = \frac{1.60 \cdot 6.00}{4.48} = 2.14 kNm/m$$

$M_{tot} = M_1 + M_2 = 23.35 + 2.14 = 25.49 kNm/m$

$A = 5.50 \cdot 6.00 = 33.00 m^2$, $A_{op} = 2 \cdot 1.40 \cdot 1.40 = 3.92 m^2$, $\frac{A_{op}}{A} = 0.12$, $\frac{x}{l} = \frac{1.40}{5.50} = 0.27$

Από Πίνακα 8 για ($\frac{A_{op}}{A} = 0.12$, $\frac{x}{l} = 0.27$) έχουμε $\frac{M_{op}}{M} = 2.01$

Συντελεστής λόγω παραθύρου= 0.84

$$\left(\frac{M_{op}}{M}\right)^{final} = 2.01 \cdot 0.84 = 1.69$$

$M_{op} = 25.49 \cdot 1.69 = 43.08 kNm/m$

Από ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων $M_{op} = 44.15 kNm/m$

Το μέγεθος της έμμεσα υπολογιζόμενης ροπής υποεκτιμάται κατά 2.5% έναντι της ροπής που προκύπτει αναλυτικά.

4. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στα πλαίσια του Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου κτηρίων από Φ.Τ. θα ήταν χρήσιμη μια απλοποιημένη μέθοδος υπολογισμού της δρώσας ροπής περί τον κατακόρυφο άξονα τοίχου με ανοίγματα (M_{op}) όταν υποβάλλεται σε σεισμικό φορτίο, ως συνάρτηση της ροπής του αντίστοιχου ολόσωμου τοίχου (M). Με την εφαρμογή μιας τέτοιας διαδικασίας δεν υπάρχει ανάγκη για χρήση εξειδικευμένου λογισμικού. Η δρώσα ροπή του ολόσωμου τοίχου μπορεί να υπολογιστεί με την εφαρμογή τυποποιημένων πινάκων πλακών.[6]

Από την εφαρμογή της προτεινόμενης μεθοδολογίας προκύπτει ότι ο έμμεσος υπολογισμός της ροπής τοίχου με ανοίγματα (M_{op}) είναι εφικτός.

Η απόκλιση μεταξύ της έμμεσα υπολογιζόμενης τιμής της ροπής και αυτής που προκύπτει αναλυτικά (Παράδειγμα 1,2,3,4 και διατάξεις της παραγράφου 2.5) είναι έως ±5%.

Ωστόσο θα πρέπει να γίνουν επιπλέον αναλύσεις προκειμένου να:

- διευρυνθούν τα όρια των προτεινόμενων Πινάκων 3 και 8 ως προς τις παραμέτρους (θέση ανοίγματος (x/l)) και (ποσοστό ανοίγματος (A_{op}/A))
- καλυφθούν ακραίες διατάξεις ανοιγμάτων τόσο σε μονώροφο όσο κυρίως σε διώροφο τοίχο.

Τέλος θα πρέπει να ελεγχθεί η προτεινόμενη διαδικασία με επιπρόσθετα παραδείγματα εφαρμοσιμότητας τόσο σε τυπικές όσο και σε ακραίες διατάξεις ανοιγμάτων.

5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Ο.Α.Σ.Π. (Σ. Δρίτσος, Ιγνατάκης Χ., Παναγιωτοπούλου Δ., Σπηλιόπουλος Α.) Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων από Φέρουσα Τοιχοποιία, Νοέμβριος 2018

[2] Παπαλυμπέρη Κ. Αργυρή, "Επιρροή δομικών χαρακτηριστικών κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία στο βαθμό της σεισμικούς τους επάρκειας συμφώνα με τον EC8 και την προσεγγιστική μέθοδο του ΟΑΣΠ", Διατριβή μεταπτυχιακού διπλώματος ειδίκευσης, Πάτρα Μάρτιος 2015.

[3] Σταυρέλη Ν. Δήμητρα, "Σύγκριση μεθόδων σεισμικές αποτίμησης κτηρίου από φέρουσα τοιχοποιία με EC6, EC8 & Προσεγγιστική μέθοδο ΟΑΣΠ", Διατριβή διπλώματος ειδίκευσης, Πάτρα, Φεβρουάριος 2014.

[4] Χατζηκωνσταντίνου Αλεξάνδρα, "Σύγκριση μεθόδων αποτίμησης σεισμικής επάρκειας κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία", Μεταπτυχιακή Διατριβή, Πάτρα Φεβρουάριος 2014.

[5] Κανονισμός για την Αποτίμηση Δομητικών Επεμβάσεων σε κτίρια από Τοιχοποιία (Κ.Α.Δ.Ε.Τ.), Σεπτέμβριος 2022.

[6] Beton Kalender 1983, Τόμος 1, Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα 1985

6. ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια εκπόνησης της Διπλωματικής Εργασίας για την ολοκλήρωσης του προγράμματος προπτυχιακών σπουδών στο τμήμα Πολιτικών Μηχανών της Σχόλης Μηχανικών του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής υπό την επίβλεψη του Αναπ. Καθηγητή κ. Ρεπαπή Κωνσταντίνου.

Ευχαριστίες απευθύνονται στον επιβλέποντα Καθηγητή κ. Ρεπαπή Κωνσταντίνο καθώς και στον Ομοτ. Καθηγητή κ. Δρίτσο Στέφανο για την πολύτιμη καθοδήγησή τους.

ΜΕΛΕΤΗ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΙΕΡΟΥ ΜΗΤΡΟΠΟΛΙΤΙΚΟΥ ΝΑΟΥ ΤΙΜΙΟΥ ΠΡΟΔΡΟΜΟΥ ΚΑΒΑΛΑΣ

ΕΛΕΝΗ ΑΡΑΚΑΔΑΚΗ
Αρχιτέκτων Μηχανικός, Μεταπτυχιακή Φοιτήτρια Δ.Π.Μ.Σ. Προστασία, Συντήρηση και Αποκατάσταση Μνημείων Πολιτισμού, Πολυτεχνικής Σχολής Α.Π.Θ., earakadaki@gmail.com
ΣΟΦΙΑ ΒΑΛΣΑΜΙΔΟΥ
Αρχιτέκτων Μηχανικός, Απόφοιτη Δ.Π.Μ.Σ. Προστασία, Συντήρηση και Αποκατάσταση Μνημείων Πολιτισμού, Πολυτεχνικής Σχολής Α.Π.Θ., sofiavals95@gmail.com
ΕΛΕΝΗ ΠΕΤΟΥΡΗ
Αρχιτέκτων Μηχανικός, Απόφοιτη Δ.Π.Μ.Σ. Προστασία, Συντήρηση και Αποκατάσταση Μνημείων Πολιτισμού, Πολυτεχνικής Σχολής Α.Π.Θ., petouri.eleni@gmail.com
ΧΑΡΑΛΑΜΠΙΑ ΠΗΝΙΩΤΗ
Πολιτικός Μηχανικός Έργων Υποδομής, Μεταπτυχιακή Φοιτήτρια Δ.Π.Μ.Σ. Προστασία, Συντήρηση και Αποκατάσταση Μνημείων Πολιτισμού, Πολυτεχνικής Σχολής Α.Π.Θ., x_pinioti@yahoo.gr
ΒΑΣΙΛΙΚΗ ΣΦΟΥΓΓΑΤΟΥ
Πολιτικός Δομικών Έργων, Μεταπτυχιακή Φοιτήτρια Δ.Π.Μ.Σ. Προστασία, Συντήρηση και Αποκατάσταση Μνημείων Πολιτισμού, Πολυτεχνικής Σχολής Α.Π.Θ., sfoungatouv@gmail.com

Περίληψη
Η παρούσα εργασία έχει στόχο την αναλυτική παρουσίαση της κατασκευαστικής δομής και την πρόταση των επεμβάσεων αποκατάστασης του Ιερού Μητροπολιτικού Ναού Τιμίου Προδρόμου Καβάλας, μιας πεντάκλιτης βασιλικής με νάρθηκα και τρουλίσκο, και έτος ανέγερσης το 1867. Η εργασία περιλαμβάνει ιστορικά στοιχεία, περιγραφή της κατασκευής αλλά και τη δομοστατική ανάλυση της υφιστάμενης κατασκευής, περιγραφή της παθολογίας του κτιρίου και τέλος τις προτεινόμενες επεμβάσεις ενίσχυσης του στατικού φορέα.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ - ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Ο Ιερός Ναός Τιμίου Προδρόμου αποτελεί το ένα από τα έξι βασικά κτίρια που συνθέτουν το συγκρότημα του Αγίου Ιωάννη Προδρόμου το οποίο βρίσκεται στην Καβάλα. Πιο συγκεκριμένα, συναντάται σχετικά κεντρικά της πόλης, σε μικρή απόσταση από την παλιά πόλη και αρκετά κοντά στον παραλιακό δρόμο και τη θάλασσα. Η συνοικία του Αγίου Ιωάννη άρχισε να διαμορφώνεται το 1864, με κέντρο της τον ομώνυμο ναό, μετά από αίτηση της Ελληνικής Ορθόδοξης Κοινότητας της Καβάλας για έγκριση της μετεγκατάστασης τους έξω από το φρούριο με επιστολή τους στην οθωμανική κυβέρνηση. Το μοναδικό οικοδόμημα που υπήρχε τότε εκεί ήταν το προσκύνημα της Ζωοδόχου Πηγής, που παραμένει μέχρι και σήμερα [1]. Ο ναός σήμερα ανήκει στον τύπο της πεντάκλιτης χριστιανικής βασιλικής με τρουλίσκο που σύμφωνα με επιγραφή ανεγέρθη το 1867 (ως τρίκλιτη). Κάτω από το ναό (νοτιοανατολικά, με πρόσβαση από τη νότια όψη) βρίσκεται μικρό κτίσμα αγιάσματος, της Ζωοδόχου Πηγής, ενσωματωμένο στη δομή του ναού. Καταλαμβάνει μαζί με το κωδωνοστάσιο περίπου 480 τετραγωνικά μέτρα ενώ το ψηλότερό του άκρο είναι η κορυφή της στέγης του κωδωνοστασίου με ύψος περίπου 23 μέτρα. Η προσέλευση στο ναό γίνεται από τις δύο εξωτερικές πύλες, από τις οποίες γίνεται και η είσοδος στο συγκρότημα, που βρίσκονται στη βόρεια και στη νότια πλευρά του συγκροτήματος αντίστοιχα.

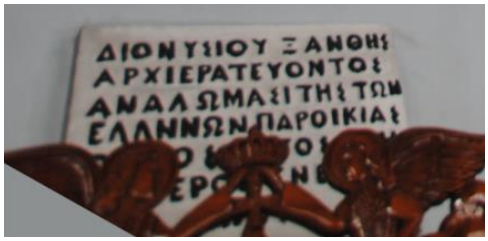
Σχήμα 1: Η θέση του συγκροτήματος του Αγίου Ιωάννη στην Καβάλα. [2]

Σχήμα 2: Άποψη του ναού από ψηλά από και το κωδωνοστάσιο.

Ο ναός θεμελιώθηκε το 1865 και εγκαινιάστηκε δύο χρόνια αργότερα. Ανεγέρθηκε στον τύπο της τρίκλιτης βασιλικής με περιμετρική στοά και στη βόρεια πλευρά του κατασκευάστηκε το κωδωνοστάσιο. Στο αρχικό κτίριο η στέγη είχε μια μικρή απότμηση στη δυτική πλευρά. Όλες οι εικόνες του τέμπλου είναι αγιογραφίες του 1867, εκτός από την εικόνα του Αγίου Ιωάννου δεξιά του Δεσπότου Χριστού που είναι του 1921 [3]. Η εντοιχισμένη μαρμάρινη πλάκα στο νάρθηκα, φέρει επιγραφή με χρονολογία, που αναφέρει: Διονυσίου Ξάνθης/ Αρχιερατεύοντος/ αναλώμασι της των/ Ελλήνων παροικίας/ ο ναός ούτος ανηγέρθη εν έτει / ΑΩΞς (1866)

Επίσης, στη νότια όψη του ναού υπάρχει η επιγραφή: ΚΤΙΤΟΡΟΣ ΔΙΟΝΣΙΟΥ ΞΑ (ΞΑΝΘΗΣ)

Γύρω στα 1890, σημειώθηκε η πρώτη μεγάλη επέμβαση. Ο ναός επεκτάθηκε, καθώς ο κύριος χώρος του δεν επαρκούσε [4]. Η τρίκλιτη βασιλική έγινε πεντάκλιτη, κλείνοντας την περιμετρική στοά. Σύμφωνα με φωτογραφικό υλικό εκείνης της εποχής, τα ανοίγματα της στοάς έλεισαν με υαλοστάσια και κατασκευάστηκε ο τρουλίσκος στον θόλο του μεσαίου κλίτους. Επίσης, όπως είναι φανερό, στα ανοίγματα του υπερώου στη δυτική όψη υπήρχαν πληρώσεις στα αψιδώματα, δημιουργώντας ορθογωνικά παράθυρα. Η ίδια φωτογραφία δίνει, επιπλέον, στοιχεία για τον χρωματισμό τη δυτικής όψης, καθώς και για την επιχρισμένη επιφάνεια του πάνω τμήματος της νότιας όψης.



Σχήμα 3: Επιγραφή που φέρει η μαρμάρινη πλάκα στο νάρθηκα.

Σχήμα 4: Επιγραφή στη νότια όψη του ναού.

Σχήμα 5: Φωτογραφία από τα τέλη 19 ου. αι. [5]

Σχήμα 6: Φωτογραφία της πρώτης δεκαετίας του 1900. [6]

Το 1905, το κωδωνοστάσιο κρίθηκε ότι είναι χαμηλό και δεν σηματοδοτούσε το μέγεθος και τη σημασία του ναού. Για το λόγο αυτό, έγινε ψηλότερο και απέκτησε τη σημερινή μορφή, έχοντας πέντε στάθμες. Επίσης, διακρίνεται ότι υπήρχε απότμηση, εκτός από τη δυτική πλευρά της δίρριχτης στέγης, και στη ανατολική, η οποία εξακολουθεί να υφίσταται μέχρι και σήμερα. Πιθανότατα, την ίδια χρονική περίοδο, να γίνονται μικρότερα τα ανοίγματα της βόρειας και νότιας όψης. Το 1924 ο ναός κατέστη μητροπολιτικός και παραμένει μέχρι σήμερα. Το 1969, υπό την επίβλεψη του Μητροπολίτη Αλεξάνδρου, η πρόσοψη του ναού άλλαξε μορφή [7], προσθέτοντας ορθομαρμάρωση σε όλο το ύψος του ισογείου και στις παραστάδες του ορόφου - γυναικωνίτη, ενώ το 1994 αποκαθίσταται η στέγη του λόγω καθίζησης [8]. Η απότμηση που δημιουργούνταν στη δυτική πλευρά της στέγης του ναού, δεν υπάρχει πια διαμορφώνοντας ένα τριγωνικό αέτωμα. Σήμερα, αποτελεί κηρυχθέν ιστορικό διατηρητέο μνημείο. Η ονομασία του μνημείου «Συγκρότημα Ι. Ναού Τιμίου Προδρόμου», συμπεριλαμβανομένου του ναού, των λοιπών κτισμάτων και του δημόσιου χώρου του συγκροτήματος (μεταξύ των οδών Φιλίππου και Βενιζέλου) αναφέρεται σε τέσσερις κηρύξεις προστασίας [9], με πρώτη εμφάνιση το 1970 και υπάγεται σε δύο φορείς προστασίας σε συναρμοδιότητα [10].

Σχήμα 7: Φωτογραφία της δεκαετίας του 1990. [11]

Σχήμα 8: Η σημερινή πρόσοψη του ναού.

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το κτίριο του Ιερού Ναού Τιμίου Προδόμου αποτελείται από δυο επιμέρους κατασκευές, τον κυρίως ναό και το κωδωνοστάσιο που συνδέονται οργανικά μεταξύ τους. Το κτίριο του κυρίως ναού αναπτύσσεται καθ' ύψος σε τέσσερα επίπεδα: υπόγειο (αγίασμα), ισόγειο, όροφο (γυναικωνίτη) και στέγη, όπως επίσης και το κωδωνοστάσιο, το οποίο αναπτύσσεται και εκείνο σε τέσσερα επίπεδα.

Ο ναός έχει ορθογωνική κάτοψη γενικών διαστάσεων 24,5 x 19,20 μ. με μέγιστο ύψος 11.35 μ.. Στην ανατολική του πλευρά βρίσκεται η κόγχη του ιερού και στη βορειοδυτική γωνία του, δεσπόζει το κωδωνοστάσιο με τετραγωνική κάτοψη γενικών διαστάσεων 4,30 x 4,80 μ. και μέγιστο ύψος 23.15μ. Στη νοτιοανατολική γωνία του ναού, σε υπόγειο χώρο εντοπίζεται το αγίασμα -ορθογωνικής κάτοψης (8.45Χ4.30μ)- το οποίο έχει κατασκευαστεί προγενέστερα.

Ιδιαιτερότητα του ναού αποτελεί η κατασκευή του πάνω σε ανισόπεδο βραχώδες έδαφος, γεγονός που επηρεάζει τη θεμελίωση των επιμέρους δομικών του στοιχείων. Παρόλο που δεν κατέστη δυνατή η πραγματοποίηση διερευνητικών τομών στο επίπεδο της θεμελίωσης, μπορεί να γίνει η παραδοχή ότι έχει τη μορφή θεμελιολωρίδων, οι οποίες διαμορφώνονται κλιμακωτά από βορρά προς νότο λόγω του ανάγλυφου.

Ο φέρων οργανισμός τόσο του κυρίως ναού όσο και του κωδωνοστασίου συντίθενται από μικτό σύστημα δόμησης. Ειδικότερα, από: εξωτερικές περιμετρικές φέρουσες λιθοδομές και λιθοδομές πλήρωσης, εσωτερικές φέρουσες λιθοδομές, οπτοπλινθοδομές, ξύλινα φέροντα στοιχεία (υποστυλώματα, πάτωμα ορόφου και στέγη), μπαγδατότοιχους, θολίσκους (από μεταλλικά στοιχεία και πλίνθους), μεταλλικούς ελκυστήρες, σιδηροδοκούς, προκατασκευασμένα στοιχεία και οπλισμένο σκυρόδεμα. Η μίξη όλων των παραπάνω στοιχείων δικαιολογείται τόσο από την περίοδο κατασκευής του (τέλη 19ου αιώνα) όσο και από την αδιάλειπτη χρήση του ναού και τις τακτικές επισκευές που έχει υποστεί.

Πιο αναλυτικά, το επίπεδο του αγιάσματος, είναι κατασκευασμένο από εμφανείς φέρουσες τοιχοποιίες (αργολιθοδομή, πάχους 1.45μ) αρμολογημένες σε μεταγενέστερο χρόνο με τσιμεντοκονίαμα και θολωτή επιστέγαση. Στη στάθμη του ισογείου οι τρεις από τις τέσσερις εξωτερικές όψεις του ναού (βόρεια, δυτική και νότια οργανώνονται υπό μορφή κλειστού περιστώου, όπως προέκυψε μετά από επεμβάσεις που πραγματοποιήθηκαν στο ναό στο παρελθόν. Έτσι, οι τοιχοποιίες του συνίσταται από λιθόκτιστους πεσσούς που γεφυρώνονται με λιθόκτιστα τόξα. Η ανατολική όψη δομείται εξ' ολοκλήρου από φέρουσα τοιχοποιία. Η στάθμη του ορόφου - γυναικωνίτη περιμετρικά αποτελείται και αυτή από φέρουσα τοιχοποιία (πάχους 0.75μ), η οποία στη δυτική και ανατολική πλευρά συνεχίζει σε ύψος με μικρή απομείωση στο πάχος της (0,35μ.) και ακολουθεί το περίγραμμα της στέγης. Σημαντικό ρόλο στη δομή των παραπάνω τοιχοποιών αποτελούν οι ξύλινες ενισχύσεις (ξυλοδεσιές) που φαίνεται να υπάρχουν στο εσωτερικό της λιθοδομής. Επιπλέον υπάρχουν μεταλλικοί ελκυστήρες, ανενεργοί σήμερα, που συνέδεαν τους πεσσούς μεταξύ τους και αγκυρώνονταν στις γωνίες του κτιρίου με μεταλλικά «κλειδιά».

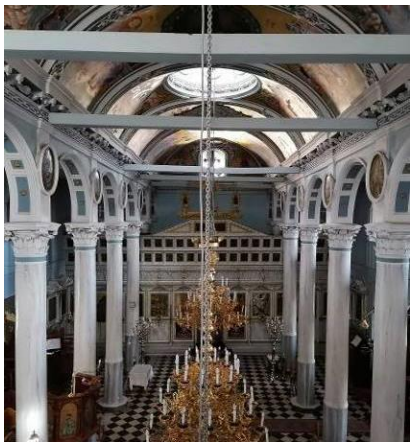
Στο κωδωνοστάσιο, οι τοιχοποιίες των δυο χαμηλότερων επιπέδων είναι κατασκευασμένες από φέρουσα λιθόκτιστη τοιχοποιία πάχους 0.67μ., ενώ στα δύο επόμενα επίπεδα οι τοιχοποιίες (πάχους 0.48μ) εμφανίζουν μικτό σύστημα δόμησης από αργολιθοδομή και οπτο-πλινθοδομή, προκειμένου να επιτευχθεί η ελάφρυνση της κατασκευής. Η τελική στάθμη του κωδωνοστασίου που αποτελεί και την επιφάνεια έδρασης της στέγασης του κωδωνοστασίου, είναι κατασκευασμένη από οπλισμένο σκυρόδεμα (πάχους 0.35, C12/15).

Σχήμα 9: Φέρουσα τοιχοποιία (ανατολική όψη).

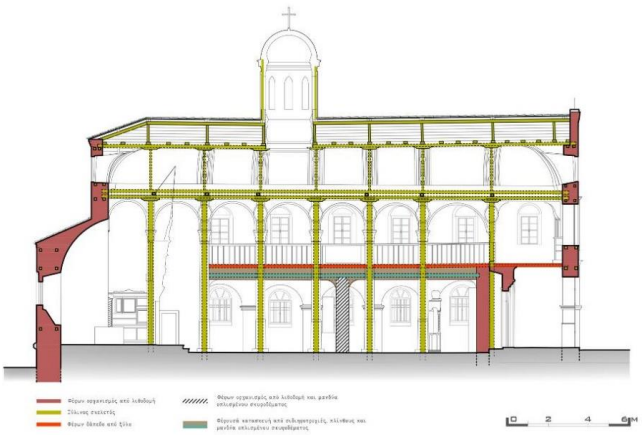
Σχήμα 10: Πεσσοί με τοξωτά ανοίγματα και πλήρωση από αργολιθοδομή (νότια όψη).

Όσον αφορά τις εσωτερικές τοιχοποιίες, από την πρώτη φάση του ναού διατηρείται ακέραιη μόνο η τοιχοποιία μεταξύ νάρθηκα και κυρίως ναού, πάχους 1,00μ. και είναι κατασκευασμένος από αργολιθοδομή. Από τις άλλες δύο εσωτερικές τοιχοποιίες στη διεύθυνση ανατολής-δύσης (που χώριζαν το περίστωο με το ναό) διατηρούνται δυο μικρά τμήματα τοίχου στα ανατολικά και δυο πεσσοί στα δυτικά, στα βόρεια και νότια του ναού αντίστοιχα. Οι διαμήκεις αυτές φέρουσες τοιχοποιίες του βόρειου και νότιου κλίτους καθαιρέθηκαν σε μεταγενέστερη οικοδομική φάση και αντικαταστάθηκαν, η κάθε μια, από δυο δοκάρια. Τα ανοίγματα γεφυρώθηκαν με την τοποθέτηση δύο παράλληλων σιδηροδοκών που το μεταξύ τους κενό πληρώθηκε από συμπαγείς οπτόπλινθους και σκυρόδεμα.

Κατακόρυφα ξύλινα φέροντα στοιχεία εντοπίζονται, τόσο στη στάθμη του ισογείου όσο και του γυναικωνίτη. Είναι τοποθετημένες δύο σειρές κιόνων που καταλαμβάνουν όλο το ύψος του ναού και διαχωρίζουν τα κλίτη. Οι κίονες διαμορφώνονται από ξύλινα υποστυλώματα που φέρουν μαρμάρινη εξωτερική επένδυση και εδράζονται πάνω σε λίθινες βάσεις. Αντίστοιχα στον όροφο κατακόρυφα ξύλινα στοιχεία είναι όλοι οι κιονίσκοι που αναπτύσσονται στην εσωτερική περίμετρο του γυναικωνίτη. Στην απόληξη όλων των κατακόρυφων ξύλινων στοιχείων εδράζονται οι κύριες δοκοί στήριξης της στέγης και της θολωτής κατασκευής, η οποία είναι αναρτημένη από πειόσχημα πλαίσια.



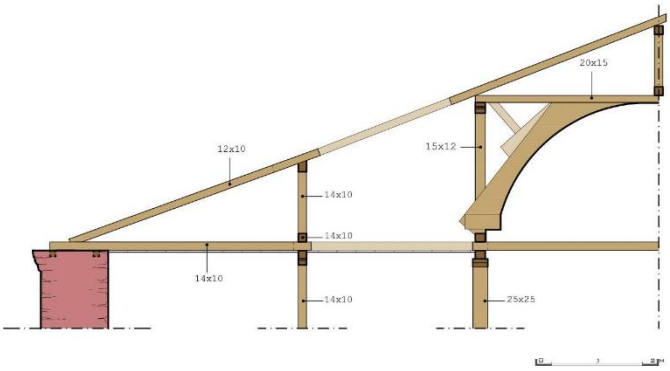
Σχήμα 11: Κιονοστοιχίες κεντρικού κλίτους.



Σχήμα 12: Διάγραμμα υλικών και κατασκευαστικής δομής του ναού

Ο ναός στεγάζεται με ξύλινη δίρριχτη στέγη, μέγιστου ύψους 11.55μ, με μικρή απότμηση στην ανατολική της πλευρά και τρουλίσκο. Σε ότι αφορά τον στατικό φορέα της ξύλινης στέγης, ακολουθεί το δομικό σύστημα «δοκού επί στύλου» σε συνεχεία του υποκείμενου ξύλινου χωρικού σκελετού. Είναι κατασκευασμένη από επικλινείς ξύλινους αμοίβοντες, που εδράζονται στην περιμετρική τοιχοποιία και στην διαμήκη κορυφομηκίδα. Η κεντρική αυτή δοκός εδράζεται ανά τακτά διαστήματα σε κεντρικούς ορθοστάτες, οι οποίοι στηρίζονται σε κεντρικά τοποθετημένα πιόσχημα πλαίσια πάνω από τη θολωτή κατασκευή - οροφή του κεντρικού κλίτους. Ολοκληρώνεται με πέτσωμα από σανίδες και τελική επικάλυψη κεραμίδια γαλλικού τύπου. Ο τρουλίσκος, που βρίσκεται στο μέσον περίπου της στέγης, είναι κατασκευασμένος από ξύλινα στοιχεία και εδράζεται πάνω στην κυρίως κατασκευή της στέγης μέσω οκταγωνικά διαμορφωμένης βάσης από ξύλινες δοκούς. Τέλος, το κωδωνοστάσιο έχει θολωτή επιστέγαση από οπλισμένο σκυρόδεμα στηριζόμενο σε οκταγωνικό τύμπανο.

Σχήμα 13: Κεντρικοί ορθοστώτες - Θολωτή κατασκευή.



Σχήμα 14: Κατασκευαστική λεπτομέρεια στέγης.

Σχετικά με τα δάπεδα του ναού, εκείνο που αναπτύσσεται στη στάθμη του ισογείου έχει δεχτεί επέμβαση σε όλη του την έκταση, κατά την οποία διαστρώθηκε με νεότερα τσιμεντοπλακίδια. Λόγω αδυναμίας πραγματοποίησης δοκιμαστικών τομών δεν μπόρεσε να διερευνηθεί το υπόστρωμα των πλακιδίων. Ως εκ τούτου, ως υπόστρωμα τοποθέτησης των πλακιδίων θεωρήθηκε μια στρώση σκυροδέματος καθαριότητας πάχους 0.10μ., που εδράζεται στο φυσικό βράχο ή σε τεχνητά διαμορφωμένη με χώμα και πέτρες επιφάνεια. Το δάπεδο του γυναικωνίτη είναι ξύλινη κατασκευή και αποτελείται από σανίδωμα σε απλή παράθεση επί ισχυρών ξύλινων δοκών. Οι δοκοί που ακολουθούν τη διάταξη του γυναικωνίτη σχήματος Π στηρίζονται στις εξωτερικές περιμετρικές φέρουσες τοιχοποιίες, στις εσωτερικές τοιχοποιίες και στο νεότερο πλαίσιο (σύγχρονη επέμβαση) από σιδηροδοκούς και οπλισμένο σκυρόδεμα. Κάτω από το δάπεδο, αναρτημένο από αυτό, εντοπίζεται ελαφρό ταβάνωμα (λεπτό μη φέρον σανίδωμα από καλαμωτή). Στο κωδωνοστάσιο απαντώνται δυο διαφορετική τύποι δαπέδων. Στην α’ στάθμη συναντάμε ημικυκλικής κάτοψης πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος (πάχους 0.12μ) με πλέγμα οπλισμού Φ18/10 χωρίς κάποια ιδιαίτερη επίστρωση. Στη β’ και γ’ στάθμη τα πατώματα είναι κατασκευασμένα επί σιδηροδοκών με πλινθοπλήρωση. Αποτελούνται από φέρουσες σιδηροδοκούς, διατομής διπλού Τ (IPE 120) ανά 0.50εκ με καμαρωτή πλινθοδόμηση από συμπαγείς πλίνθους (βαρέως τύπου) και κάλυψη από τσιμεντοκονία. Η διαφορά των δυο αυτών δαπέδων έγκειται στην κατεύθυνση τοποθέτησης των φερουσών σιδηροδοκών.

Σχήμα 15, 16: Δάπεδο β΄ στάθμης (γυναικωνίτης)

Άμεσα συνδεδεμένα με την κτιριολογική σύνθεση και τον φέροντα οργανισμό ενός δομήματος είναι και τα μέσα εκείνα που επιτρέπουν την κατακόρυφη επικοινωνία μεταξύ των επιπέδων διαφορετικής στάθμης. Κατά την επιτόπια έρευνα διαπιστώθηκε ότι από την πρώτη φάση κατασκευής του ναού διατηρείται μια ευθύγραμμη κλίμακα που ένωνε τη στάθμη του αγιάσματος με το ανοιχτό αρχικά περίστωο του ναού. Είναι κατασκευασμένη από ογκώδεις λίθους και έχει πλάτος 1.00μ. Στη β’ οικοδομική φάση προστέθηκαν στο ναό δυο κλιμακοστάσια, ένα στη ΒΑ γωνία και ένα στη ΝΑ γωνία του. Πρόκειται για συμπαγείς ευθύγραμμες κλίμακες (πλάτους 1.20μ) με ενδιάμεσο ευθύγραμμο πλατύσκαλο (πλάτους 1.18μ) και με φανάρι. Το υλικό κατασκευής είναι συμπαγές (μασίφ) μωσαϊκό που η στήριξή του γίνεται από σιδηροδοκούς διατομής διπλού Τ (IPE 120), όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω. Στο κωδωνοστάσιο υπάρχουν τρεις διαφορετικοί τύποι κλιμάκων. Η στάθμη του ισογείου συνδέεται με την α’ στάθμη
με συμπαγή ημικυκλική σκάλα. Είναι λιθόκτιστη και ως σημείο στήριξης έχει την ίδια την κατασκευή της και τις περιμετρικές φέρουσες τοιχοποιίες. Η ανάβαση στο επόμενο επίπεδο γίνεται με δυο διαφορετικές κλίμακες, μια ξύλινη ημικυκλική και στη συνέχεια με μια ευθύγραμμη ξύλινη σκάλα. Ενδιάμεσα από τις δύο κλίμακες μεσολαβεί ξύλινο πλατύσκαλο. Η β’ στάθμη με τη γ’ στάθμη του καμπαναριού επικοινωνούν με μια μεταλλική κυκλική κλίμακα. Η σκάλα αυτή στηρίζεται σε κεντρικό μεταλλικό υποστύλωμα το οποίο και είναι στερεωμένο στα δάπεδα της β’ και γ’ στάθμης αντίστοιχα.

Τέλος, όσον αφορά τα ανοίγματα, εκείνα συνήθως διαμορφώνονται από ανακουφιστικό τόξο ή ξυλοδεσιές. Τα τοξωτά ανοίγματα στις περιμετρικές φέρουσες τοιχοποιίες, τόσο στην α’ όσο και στη β’ στάθμη του ναού φέρουν μεταλλικά κουφώματα. Εσωτερικά του ναού, κυριαρχούν οι θύρες, ενώ υπάρχουν και δυο τοξωτά παράθυρα με ξύλινο κούφωμα από την α’ οικοδομική φάση στην δυτική εσωτερική πλέον, φέρουσα τοιχοποιία. Οι τρεις δίφυλλες θύρες της τοιχοποιίας αυτής είναι εξ’ ολοκλήρου μεταλλικές, ενώ οι θύρες που βρίσκονται στα κλιμακοστάσια είναι ξύλινες και έχουν υαλοπίνακες σε μορφή κανάβου. Η είσοδο του κωδωνοστασίου φέρει δίφυλλη μεταλλική θύρα χωρίς υαλοπίνακες. Η καθ’ ύψος διάρθρωση των ανοιγμάτων του κωδωναστασίου ξεκινά από την α’ στάθμη όπου αναπτύσσονται δυο τοξωτά παράθυρα, ένα στη δυτική και ένα στην ανατολική όψη του, με μεταλλικά κουφώματα και υαλοπίνακες σε κάναβο.

Σχήμα 17: Παράθυρο β΄στάθμης (δυτικής όψης)

Σχήμα 18: Εσωτερική ξύλινη θύρα α΄στάθμης

3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ (ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΦΑΣΗ)

Ο ναός και το κωδωνοστάσιο προσομοιώθηκαν με τη χρήση του προγράμματος στατικής επίλυσης SAP2000. Τα στοιχεία φέρουσας τοιχοποιίας προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (shell elements) και λήφθηκε το 80% των διατομών τους, ενώ η προσομοίωση τόσο των ξύλινων όσο και των μεταλλικών στοιχείων έγινε με γραμμικά στοιχεία (frame). Στην προσομοίωση δεν συμπεριλήφθηκαν α) οι ελκυστήρες αφού σε διάφορα σημεία από τον επί τόπου έλεγχο είχαν διαρρηχθεί και β) η επικάλυψη της στέγασης του ναού (γαλλικά κεραμίδια). Η σχεδίαση ήταν ακριβής προσομοιώνοντας ακόμα και τα θολωτά υπέρθυρα των ανοιγμάτων τα οποία βοηθούν στην καλύτερη κατανομή των τάσεων. Η θεμελίωση, η οποία θεωρείται επιφανειακή λόγω του καλού της υπόβαθρου, προσομοιώθηκε προς τη μεριά της ασφάλειας με αρθρώσεις. Ως αρχή του συστήματος συντεταγμένων (z=0) θεωρήθηκε το νοτιοδυτικό άκρο του ναού και του κωδωνοστασίου στο επίπεδο του δαπέδου του ισογείου. Οι μονάδες που χρησιμοποιήθηκαν είναι kN, m, sec (σύστημα S.I.)

Αρχικά δημιουργήθηκε ένα ενιαίο επιφανειακό στοιχείο για κάθε όψη. Εν συνεχεία δημιουργήθηκαν στο πρόγραμμα στοιχεία τύπου τρίκομβα ή ορθογωνικά τετράκομβα σε πυκνό κάνναβο με τις διαστάσεις τους να μη ξεπερνούν τα 50εκ. Τα στοιχεία ομαδοποιήθηκαν κατά την εικόνα της υφιστάμενης κατασκευής, δίνοντάς τους ξεχωριστά χαρακτηριστικά. Η διαφοροποίησή τους στην προκειμένη περίπτωση έγκειται στο διαφορετικό πάχος κάθε διατομής αλλά και στα φορτία που της επιβάλλονται. Έπειτα, ελέγχθηκαν ως προς τον προσανατολισμό του τοπικού συστήματος συντεταγμένων τους, αφού αυτό το χαρακτηριστικό είναι καθοριστικό για τη σωστή ερμηνεία των αποτελεσμάτων. Όλα τα στοιχεία συνδέονται μεταξύ τους σε κοινούς κόμβους.

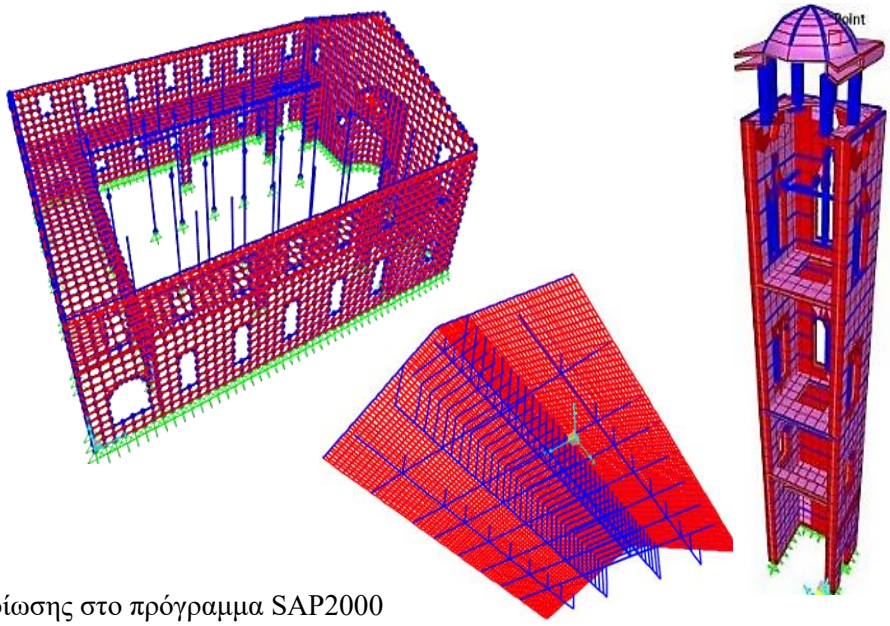
Ως μόνιμα φορτία στη συγκεκριμένη κατασκευή ορίζονται α)το ίδιο βάρος των στοιχείων και β)το φορτίο που παραλαμβάνει η στέγη του ναού από τον ξύλινο τρουλίσκο. Το ίδιο βάρος λαμβάνεται αυτόματα από το πρόγραμμα βάσει τη διατομή και των χαρακτηριστικών του κάθε στοιχείου.

Ως κινητά φορτία στη συγκεκριμένη κατασκευή ορίζονται α) 5.00 kN/m^2 για τον όροφο του γυναικωνίτη στον ναό και β) φορτία χιονιού.

Επιλέχθηκε να γίνει δυναμική φασματική ανάλυση. Ο Ευρωκώδικας 8, ο οποίος ασχολείται με τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κτιρίων, καθορίζει το φάσμα σχεδιασμού Sd(T) για την ελαστική ανάλυση των συνιστωσών του σεισμού Όλα τα χαρακτηριστικά εισήχθησαν στο πρόγραμμα μέσω της εντολής DEFINE>FUNCTIONS>RESPONSE

SPECTRUM όπου προστέθηκε το φάσμα του Ευρωκώδικα. Στη συνέχεια καθορίστηκε ο συνδυασμός φόρτισης για τη σεισμική δράση μέσω της εντολής LOAD CASES και για τις τρεις διευθύνσεις του σεισμού, πολλαπλασιασμένη με 9,81. Έγινε συνδυασμός για τη λειτουργία σεισμού μέσω της εντολής LOAD COMBINATION: G+0.3Q±Ex±Ey±Ez

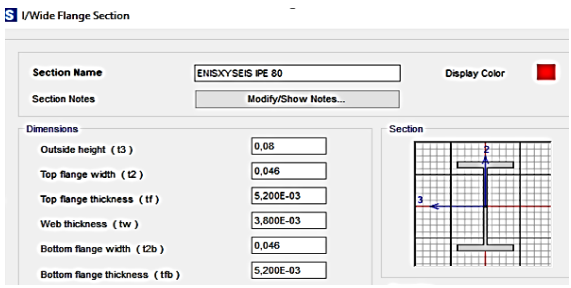
Παραδοχές φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών	
Ειδικό Βάρος	
Δίστρωτη αργολιθοδομή με διάτονους λίθους από γρανίτη	γ_{wall} =27 kN/m^3
Για το κονίαμα,	γs=18KN/m^3
Για τα ξύλινα στοιχεία (καστανιά):	0.58 g/cm^3
Για τα μεταλλικά στοιχεία:	78.5 KN/m^3
Σκυρόδεμα (B160) της επικάλυψης της θολωτής επίστεψης κωδωνοστασίου	γ_{con} = 24 kN/m^3
Θλιπτική Αντοχή	
Αργολιθοδομή	fb1 = 30,00 Mpa
Κονίαμα	f_m= 2 MPa
Ξύλινα στοιχεία (καστανιά)	fc=35 Mpa
Μεταλλικά στοιχεία (όριο διαρροής)	fc=300 Mpa
Σκυρόδεμα B160 :	fck = 12 Mpa
Μέτρο ελαστικότητας (E)	
Αργολιθοδομή	3.6 Gpa
Ξύλινα στοιχεία (καστανιά):	8,2 Gpa
Μεταλλικά στοιχεία,	210 Gpa
Σκυρόδεμα B160 :	27,5 Gpa
Λόγος του Poisson	ν= 0.15



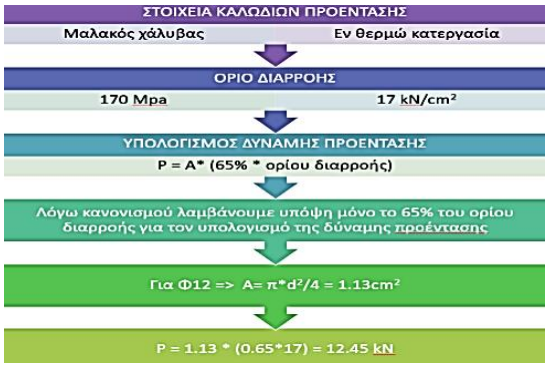
Σχήμα 19: Μοντέλα προσομοίωσης στο πρόγραμμα SAP2000

Σε ότι αφορά στην προσομοίωση των επεμβάσεων στο SAP2000, η προσομοίωση του φορέα ολοκληρώθηκε με την εισαγωγή: των ελκυστήρων διατομής IPE80 υπό τη μορφή γραμμικών στοιχείων frames, εισάγοντας στο πρόγραμμα τόσο τα χαρακτηριστικά της διατομής τους όσο και τον αντίστοιχο τύπου χάλυβα (ευρωπαϊκόςS235 ή st37) και των καλωδίων προέντασης Φ12 προσομοιώνοντας τα με συγκεντρωμένη δύναμη στις τέσσερις ακμές των φορέων κατά τους άξονες x και ψ, οι οποίες και αποτελούν τις συνιστώσες μια κύριας δύναμης (P) και στην αετωματική τοιχοποιία της ανατολικής και δυτικής όψης σε δύο σημεία κατά τον άξονα x-x'. Οι δυνάμεις εφαρμόσθηκαν βάσει της αρχικής ιδιομορφικής ανάλυσης των φορέων.

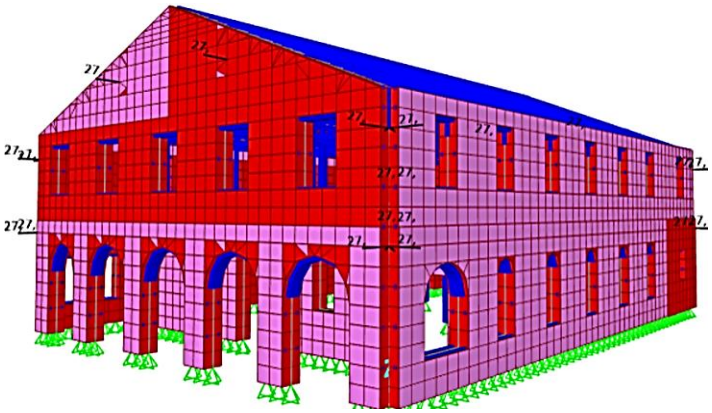
Τα επιφανειακά στοιχεία καθώς και οι αντοχές τους, παραμείναν ίδια, όπως υπολογίσθηκαν στην υφιστάμενη φάση, παρά τα αρμολογήματα και τα ενέματα που θα εφαρμοσθούν. Για να προσομοιωθεί καλύτερα η σύνδεση των στοιχείων με τις τοιχοποιίες, αφού ενώθηκαν σε κοινό κόμβο, τα στοιχεία προεκτάθηκαν κατά μερικά (3-4) πεπερασμένα στοιχεία κατακόρυφα στο σώμα της τοιχοποιίας.

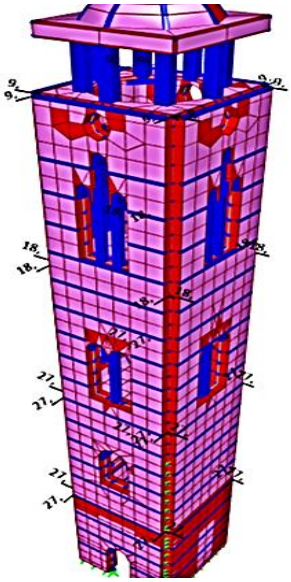


Σχήμα 20: Διατομή IPE 80 (Sap2000)



Σχήμα 21: Υπολογισμός δύναμης προέντασης καλωδίων



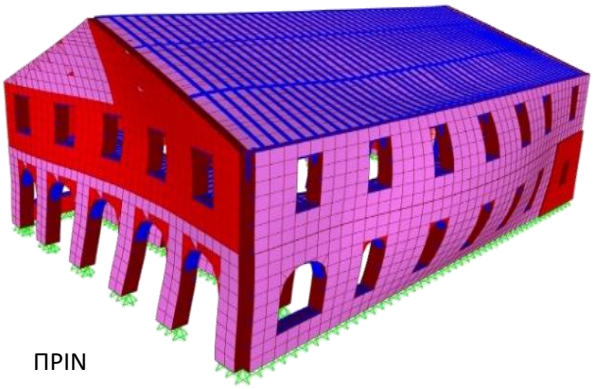


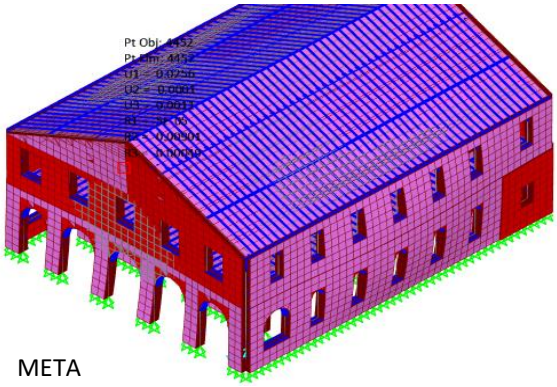
Σχήμα 22: Εφαρμογή δύναμης προέντασης (Sap2000)

Από την ιδιομορφική ανάλυση παίρνουμε μια γενική εικόνα της συμπεριφοράς των υφιστάμενων κατασκευών υπό τη σεισμική καταπόνηση. Χρησιμοποιήθηκαν διανύσματα Eigen vectors. Ο Ευρωκώδικας 8 θέτει κριτήριο για την ανάλυση, αφού αναφέρει πως πρέπει να ενεργοποιηθεί κατά την ανάλυση το 90% της μάζας. Για την ενεργοποίηση της αντίστοιχης μάζας ορίστηκαν στο μοντέλο 100 ιδιομορφές. όπου και έδωσαν ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας για το ναό κατά χ-χ' 88.2% και κατά y-y' 89,1% και αντίστοιχα για το κωδωνοστάσιο 88,3% και 98,1%. Και στα δυο προσομοιώματα παρατηρείται εκτός επιπέδου έντονη ταλάντωση.

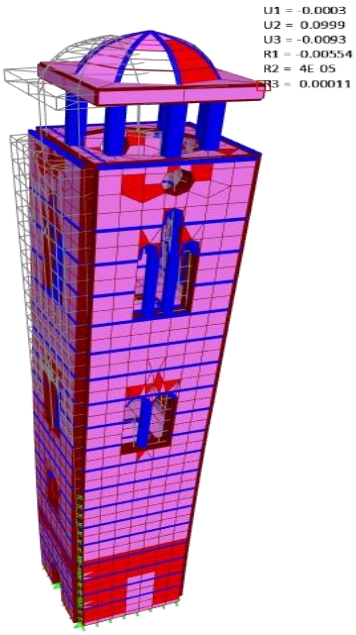
Στο ενισχυμένο μοντέλο του ναού παρατηρείται σημαντική μείωση στις ιδιοπεριόδους. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος για τη διεύθυνση Y-Y' ενεργοποιεί το 43 % της μάζας και έχει τιμή Ty=0,20s. Παρατηρείται μείωση της ιδιοπεριόδου γεγονός που φανερώνει την αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής προς αυτή τη διεύθυνση ενώ η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος για τη μεταφορική κίνηση κατά χ-χ' ενεργοποιεί το 31% της μάζας και έχει τιμή Tx=0,21s, το οποίο είναι λογικό αφού οι επεμβάσεις στόχευαν στην αλλαγή της δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις. της κατακόρυφης διεύθυνσης.

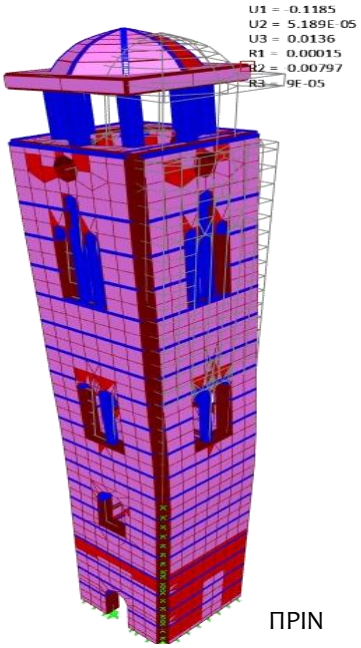
Στο ενισχυμένο μοντέλο του κωδωνοστασίου παρά τα μέτρα επεμβάσεις που εφαρμόσθηκαν (καλώδια προέντασης) δε παρατηρήθηκαν αλλαγές στα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης. Η ενεργοποίηση των μαζών γίνεται σε ιδιοπεριόδους εκτός οριζόντιου ελαστικού φάσματος του ΕΚ8 για κατηγορία εδάφους Α οπότε και δεν εντοπίζεται φαινόμενο συντονισμού και κατάρρευσης



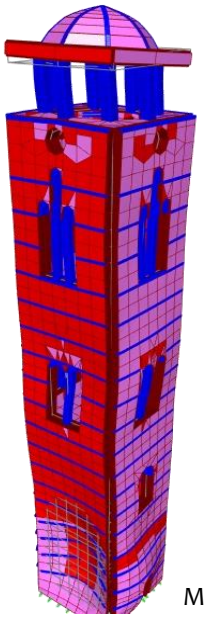


Σχήμα 23: 2η Ιδιομορφή κατά y-y'





ΠΡΙΝ



ΜΕΤΑ

1η Ιδιομορφή κατά y-y’

2η Ιδιομορφή κατά x-x’

Σχήμα 24: 1η και 2η Ιδιομορφή κατά x-x’

Παρουσιάζεται ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης τύπου ENVELOPE, ο οποίος περιέχει τα κατακόρυφα φορτία υπό τον συνδυασμό 1,35G+1,5Q , καθώς και τους συνδυασμούς σεισμικής φόρτισης της κατασκευής. Από την ανάλυση προκύπτει μία περιβάλλουσα μέγιστων και ελάχιστων, δυνάμεων, ροπών και παραμορφώσεων. Οι ελάχιστες τιμές της περιβάλλουσας τάσεων αντιστοιχούν στις μέγιστες θλιπτικές, ενώ οι μέγιστες τιμές στις μέγιστες εφελκυστικές. Οι ορθές τάσεις s11 και s22 δηλώνουν την εντατική κατάσταση προς την οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση.

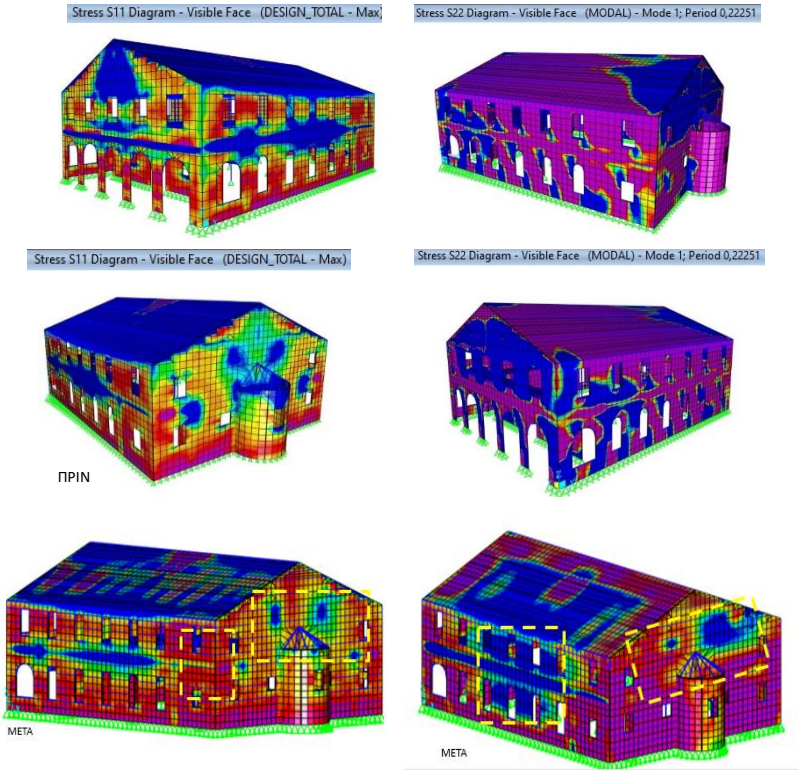
Για να γίνουν πιο εύκολα αντιληπτά τα αποτελέσματα των τάσεων επιλέχθηκε να παρουσιαστούν σε ένα εύρος 0 έως 300 KN/m^2 αφού η τοιχοποιία κινδυνεύει περισσότερο από εφελκυσμό καθώς η αντοχή της σε θλίψη κρίνεται ικανοποιητική.

Ακόμα και υπό τη στατική ανάλυση 1,35G+1,5Q, παρατηρούνται τεράστιες αστοχίες. Οι ωθήσεις που προκαλούνται από τα κατακόρυφα φορτία οδηγούν τις φέρουσες τοιχοποιίες ναού και κωδωνοστασίου σε μεγάλη εκτός επιπέδου καταπόνηση με συγκέντρωση ,στην εξωτερική της παρειά, εφελκυστικών τάσεων τόσο s11 αλλά κυρίως S22, οι οποίες υπερβαίνουν κατά πολύ τις τιμές σχεδιασμού. Η κατανομή των τάσεων όπως προέκυψε από την επίλυση ταυτίζεται με την υπάρχουσα παθολογία που έχει ήδη καταγραφεί.

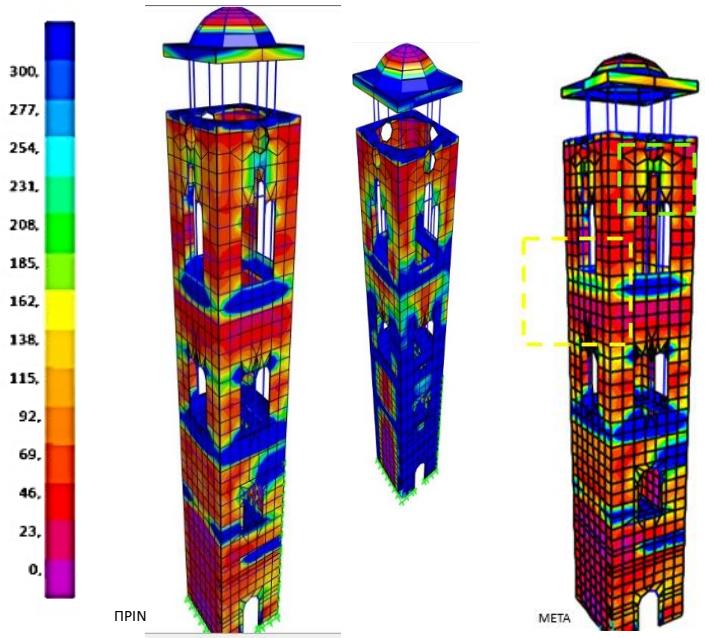
Εντοπίζονται αφενός για το ναό στην αλλαγή στάθμης δαπέδου, στη στέψη των φερουσών τοιχοποιιών και στη αετωματική απόληξη της ανατολικής και δυτικής τοιχοποιίας, αφετέρου στο κωδωνοστάσιο εκτός από τις έντονες τάσεις που παρουσιάζονται στις στάθμες των δαπέδων και στην έδραση του θόλου παρατηρούνται κατά την S22 αυξημένες τάσεις στη δυτική φέρουσα τοιχοποιία μέχρι την άνω στάθμη των δίλοβων τόξων. Οι τιμές αυτές μεγαλώνουν ακόμα περισσότερο όταν στην ανάλυση συμπεριληφθούν και τα σεισμικά φορτία. Αστοχίες παρατηρούνται από την ανάλυση ακόμα και υπό το ίδιο βάρος και μόνο.

Στα ενισχυμένα μοντέλα παρατηρείται βελτίωση στη συμπεριφορά των φορέων, με τις εφελκυστικές τάσεις να έχουν μειωθεί σημαντικά. Παρ’ όλα αυτά και πάλι ξεπερνούν της υπολογισμένες τιμές σχεδιασμού. Στον ναό πλέον η υπέρβαση των εφελκυστικών αντοχών

εντοπίζεται μετά τις επεμβάσεις στους πεσσούς της βόρειας και νότιας φέρουσας τοιχοποιίας, γεγονός αναμενόμενο, αφού με τη συγκράτηση μέσω των καλωδίων προέντασης των τοιχοποιιών πάνω από τους πεσσούς στο ύψος αλλαγής στάθμης, η ταλάντωση των πεσσών είναι εντονότερη. Στο φορέα του κωδωνοστασίου παρατηρήθηκε ελάχιστη μείωση των εφελκυστικών τάσεων στις στάθμες των πατωμάτων και στα τόξα των δίλοβων και τρίλοβων ανοιγμάτων.



Σχήμα 25: Ναός, Δυναμική φασματική ανάλυση φορέων (STRESS S11/ STRESS S22)



Σχήμα 26: Κωδωνοστάσιο, Δυναμική φασματική ανάλυση φορέων (STRESS S11/ STRESS S22)

4. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑΣ

Η υφιστάμενη παθολογία που παρουσιάζει τόσο ο ναός όσο και το κωδωνοστάσιο είναι αποτέλεσμα είτε αρχικών κατασκευαστικών κακοτεχνιών είτε μεταγενέστερων επεμβάσεων. Σε ότι αφορά στο εξωτερικό του ναού, οι περιμετρικές τοιχοποιίες δεν παρουσιάζουν έντονες ρηγματώσεις ούτε αστοχίες στις αλληλοσυνδέσεις τους ώστε να προβληματίζουν για τη φέρουσα ικανότητα τους. Κάποιες ρηγματώσεις που έχουν καταγραφεί εντοπίζονται κυρίως στην δυτική όψη ως τριχοειδείς και αφορούν στη διακοσμητική ορθομαρμάρωση της α' στάθμης. Επίσης, παρατηρήθηκαν ρηγματώσεις πάνω από κάθε παράθυρο της β' στάθμης, στην επιχρισμένη επιφάνεια που όμως είναι ήδη επισκευασμένες. Στη βάση της βόρεια και νότιας εξωτερικής τοιχοποιίας παρατηρείται έντονη ανερχόμενη υγρασία λόγω άμεσης επαφής με το έδαφος. Ειδικότερα, στη βόρεια όψη όπου ο περιβάλλων χώρος έχει διαμορφωθεί με διαστρωμένο σκυρόδεμα το οποίο εφάπτεται στην τοιχοποιία η υγρασία είναι ακόμη εντονότερη.

Σχετικά με τους μεταλλικούς ελκυστήρες, εκτός από την απουσία τους λόγω της αφαίρεσής τους στο παρελθόν, παρατηρήθηκε σημειακή φθορά στα μεταλλικά στοιχεία, της γένεσης των τόξων, όπου είτε λείπουν τα κλειδιά είτε βρίσκονται στη θέση τους κατά το ήμισυ. Το πρόβλημα είναι εντονότερο στη νότια όψη του μνημείου. Τέλος, μικρής έκτασης φθορές έχουν δημιουργήσει στις εξωτερικές επιφάνειες του ναού οι εγκαταστάσεις του σύγχρονου ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού (βόρεια, ανατολική και νότια όψη). Συγκεκριμένα, έχουν τοποθετηθεί εξωτερικές μονάδες συστημάτων ψύξης - θέρμανσης σε διάφορα σημεία, καθώς και μεταλλικοί αεραγωγοί στη βόρεια και νότια όψη της β' στάθμης.

Σχήμα 27: Παθολογία δυτικής όψης

Σχήμα 28: Παθολογία νότιας όψης

Σχήμα 29: Ρηγματώσεις ορθομαρμάρωσης στη δυτική όψη

Σχήμα 30: Επισκευασμένες τριχοειδείς ρηγματώσεις στη δυτική όψη

Σχήμα 31: Τοποθέτηση Η/Μ εξοπλισμού στη νότια όψη

Στους εσωτερικούς χώρους του ναού, η γενική εικόνα είναι σχετικά καλή μιας και ο ναός έχει υποστεί κατά καιρούς διάφορες επισκευές. Έτσι, τα επιχρίσματα βρίσκονται σε καλή κατάσταση, παρουσιάζοντας σημειακά μέτρια αποσάθρωση ή και αποκόλληση λόγω της ανερχόμενης και κατερχόμενης υγρασίας. Σημαντική ωστόσο φθορά παρατηρήθηκε στον οπλισμό του μανδύα στη βάση του δομικού πλαισίου στο νότιο κλίτος λόγω υγρασίας. Φθορές διαπιστώθηκαν και στα μεταλλικά στοιχεία - ελκυστήρες (λάμες), επί της γενέσεως των τόξων και προς τις δυο κατευθύνσεις, καθώς όπως προαναφέρθηκε έχουν κοπεί και πλέον δεν επιτελούν τον κατασκευαστικό τους ρόλο. Στην β' στάθμη παρατηρούνται τριχοειδείς ρηγματώσεις στα τόξα όλων των παραθύρων εκτός από αυτά που βρίσκονται στη ΒΑ και ΝΑ γωνία του ναού. Οι ρωγμές εκεί έχουν μεγαλύτερο εύρος και διατρέχουν όλη την τοξωτή διατομή των παραθύρων.

Σε ότι αφορά στον ξύλινο σκελετό, βάσει οπτικής παρατήρησης διαπιστώθηκαν μικρής έκτασης ρηγματώσεις στην επένδυση των ξύλινων δομικών στοιχείων του ναού, τόσο στην α' όσο και στη β' στάθμη. Σε ένα μόνο κίονα εντοπίστηκαν ίχνη αποσάθρωσης της επένδυσης από κονίαμα καθώς και δείγμα υγρασίας (οσμή μούχλας).

Σχήμα 32: Αποσάθρωση ξύλινης επένδυσης κιόνων

Σχήμα 33: Τριχοειδείς ρηγματώσεις στην ξύλινη επένδυση

Σχήμα 34: Κοπή μεταλλικών λαμών - ελκυστήρων (βόρειο, νότιο κλίτος)

Οι περιμετρικές τοιχοποιίες του κωδωνοστασίου από τη βάση του μέχρι και το ύψος των 10,10μ (α' στάθμη) δεν παρουσιάζουν ρηγματώσεις ούτε αστοχίες στη συναρμογή τους. Εντούτοις, εξαιτίας της ανερχόμενης υγρασίας, εντοπίζεται μικρής έκτασης αποσάθρωση επιχρισμάτων περιμετρικά στη βάση του καμπαναριού. Στα επόμενα επίπεδα η αποσάθρωση των επιχρισμάτων διαπιστώνεται στις εσωτερικές κυρίως παρειές των τοιχοποιιών λόγω έκθεσης στα καιρικά φαινόμενα.

Έντονες ρηγματώσεις καταγράφονται στη β' και γ' στάθμη του κτιρίου, περιμετρικά και πάνω από τα δίλοβα και τρίλοβα τόξα αντίστοιχα. Οριζόντιες ρηγματώσεις παρατηρήθηκαν στην πάνω πλευρά του οκταγωνικού τυμπάνου από οπλισμένο σκυρόδεμα που αποτελεί και τη βάση της θολωτής επιστέγασης από σκυρόδεμα. Όσον αφορά στα μεταλλικά στοιχεία του κωδωνοστασίου παρατηρείται οξείδωση των μεταλλικών σιδηροδοκών διατομής διπλού Τ τόσο στα δάπεδα της β' και γ΄ στάθμης όσο και στη στάθμη ανάρτησης των καμπανών (ύψος 18,00μ.) που λειτουργούν ως ελκυστήρες.

Σχήμα 35: Ανερχόμενη υγρασία δυτική όψη κωδωνοστασίου

Σχήμα 36: Οριζόντιες ρηγματώσεις στη βάση της θολωτής επιστέγασης

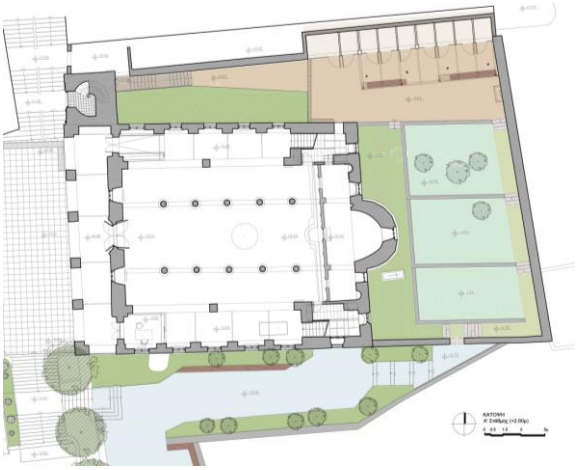
Σχήμα 37: Αποσάθρωση επιχρισμάτων &Οξείδωση σιδηροδοκών

5.ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ

Πριν από την διατύπωση των προτεινόμενων επεμβάσεων για την ενίσχυση του στατικού φορέα του ναού και του κωδωνοστασίου, αξίζει να επισημανθούν ορισμένα κριτήρια και βασικές αρχές που διέπουν τις επεμβάσεις σε όλους τους τύπους των φερόντων οργανισμών. Εκτός από τα αμιγώς τεχνικά (στατική ανεπάρκεια του φορέα, ένταση και έκταση των βλαβών) και τα βασικά κριτήρια επιλογής του τύπου και της έκτασης της επέμβασης (επισκευή, ενίσχυση, μερική ή ολική καθαίρεση και ανακατασκευή), κριτήρια αποτελούν και η διατήρηση της μορφής και της ιστορικότητας του κτιρίου, η προτεραιότητα των επεμβάσεων έναντι σεισμικού συνδυασμού, οι συγκεκριμένες απαιτήσεις ανάλογα με την χρήση του κτιρίου, το οικονομικό κόστος επέμβασης και μελλοντικής συντήρησης, ο χρόνος εκτέλεσης των εργασιών και η δυνατότητα επαρκούς και ευσταθούς υποστύλωσης κατά την διάρκεια των εργασιών επισκευής.

Οι εργασίες αποκατάστασης και ανάδειξης του μνημείου στοχεύουν αφενός τη δομοστατική αποκατάσταση και αφετέρου την ανάδειξη της τυπολογίας και της μορφολογίας του. Με βάση τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν σχετικά με την επάρκεια του φορέα προέκυψε ότι το μνημείο δεν παρουσιάζει ιδιαίτερα προβλήματα στον φέροντα οργανισμό του. Αν και η εμφάνιση υπερβάσεων των εφελκυστικών τάσεων ήταν αναμενόμενη σε ορισμένες περιοχές, οι φορείς δεν απειλούνται με κατάρρευση οπότε αποφασίστηκε να εφαρμοσθούν ήπιες επεμβάσεις και συμβατά υλικά με κύριο γνώμονα την αντιστρεψιμότητα των επεμβάσεων.

Βασική αρχή στις επεμβάσεις στερέωσης του φέροντος οργανισμού μιας κατασκευής είναι η διατήρηση του υπάρχοντος στατικού συστήματος και του τρόπου μεταβίβασης των φορτίων της ανωδομής παράλληλα με την ενίσχυσή του σε θέσεις όπου παρουσιάζει βλάβες ή υπάρχει ενδεχόμενο να εμφανισθούν. Το σχέδιο ενίσχυσης των δομημάτων περιλαμβάνει επεμβάσεις (ενεμάτωση, αρμολογήματα, επισκευή ρηγματώσεων, τοποθέτηση προεντεταμένων καλωδίων) με στόχο τη βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών κυρίως των φερουσών τοιχοποιιών.



Σχήμα 38: Διαμόρφωση περιβάλλοντος χώρου ναού

Σχήμα 39: Αναπαράσταση πρότασης για τη δυτική όψη

Τα θεμέλια του ναού και του κωδωνοστασίου δε φαίνεται να έχουν υποστεί καθίζηση ή να έχουν κάποιο σοβαρό πρόβλημα. Ωστόσο θα ήταν απαραίτητο να γίνουν κάποιες διερευνητικές τομές τόσο εξωτερικά αυτών όσο και στο εσωτερικό του ναού ώστε να διαπιστωθεί με ακρίβεια το είδος του εδάφους, η ακριβής μορφή των θεμελίων καθώς και η αιτία της υγρασίας που παρατηρείται στα σημεία όπου οι τοιχοποιίες έρχονται σε επαφή με το έδαφος. Ανάλογα με την κατάστασή τους πιθανόν να απαιτείται καλός καθαρισμός, στερέωση/ενίσχυση και για την υγρασία τοποθέτηση εξωτερικής υγρομονωτικής στρώσης (ασφαλτικές επαλείψεις, στεγανωτικά φύλλα) ή και δημιουργία υπόγειου συστήματος περιμετρικής αποστράγγισης σε κάποια απόσταση από τις τοιχοποιίες.

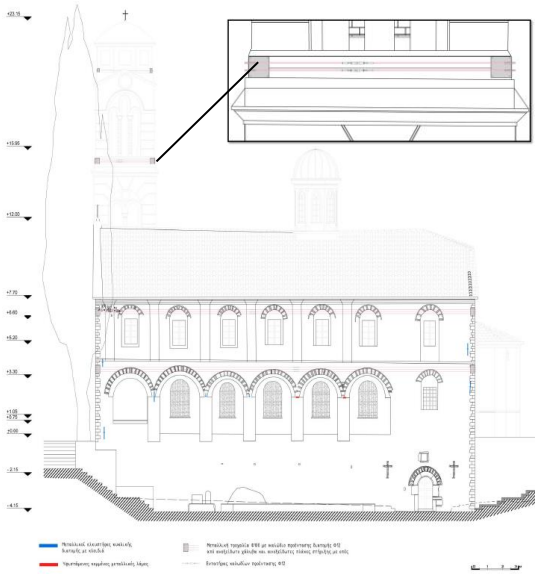
Σχήμα 40: Διερευνητικές τομές - ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ

Στόχος των εργασιών στον κατακόρυφο οργανισμό του ναού είναι η αποκατάσταση της φέρουσας ικανότητας των περιμετρικών τοιχοποιιών του ναού και του κωδωνοστασίου. Αρχικά θα πρέπει να ληφθούν δείγματα τόσο από τα παλιά επιχρίσματα όσο και από τις νέες επεμβάσεις ώστε κατόπιν εργαστηριακών δοκιμών να δημιουργηθούν νέα συμβατά υλικά

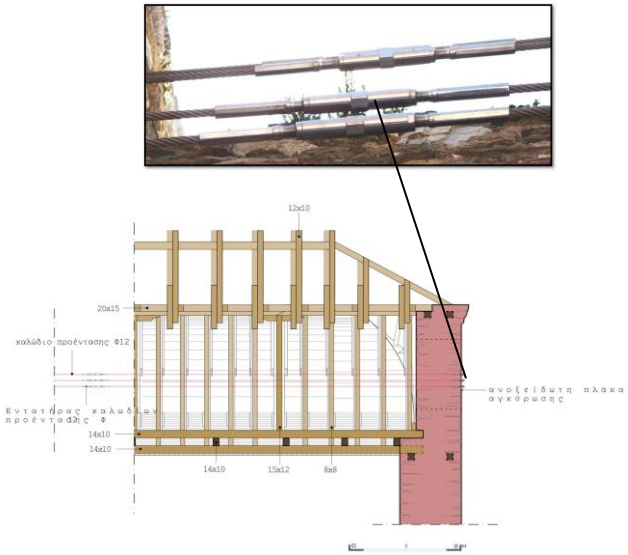
(κονιάματα/ενέματα) που να πληρούν τις προϋποθέσεις των μηχανικών ιδιοτήτων αλλά και αισθητικής.

Στην έξω παρειά των φερουσών τοιχοποιιών του ναού θα γίνει καθολική καθαίρεση της νεότερης επίστρωσης του αρμολογήματος τσιμεντοκονίας και στις τρεις όψεις του ναού, ενώ παράλληλα στην έσω παρειά αυτών του ναού αλλά και στις δύο παρειές του κωδωνοστασίου θα καθαιρεθούν τα παλιά αποσαθρωμένα επιχρίσματα Εν συνεχεία θα γίνει διάγνωση της κατάστασης στην οποία βρίσκονται οι τοιχοποιίες (για πιθανή αποσταθεροποίηση τους) και θα εφαρμοσθεί νέο αρμολόγημα με το συμβατό πλέον κονίαμα σε μέγιστο βάθος 5cm. Όσον αφορά τα αυθεντικά κονιάματα δόμησης θα γίνει μια προσπάθεια συντήρησης, στερέωσης και ενίσχυσής τους ανάλογα με το βαθμό αποσάθρωσης.

Σε περιοχές όπου εμφανίζεται ελαφρά ρηγμάτωση θα γίνει επισκευή αυτών και χρήση ενεμάτων. Η εφαρμογή ενεμάτων θεωρείται επιβεβλημένη για την αποκατάσταση της συνέχειας του πυρήνα της τοιχοποιίας. Για την αντιμετώπιση έντονων κατακόρυφων ρωγμών προτείνεται η τεχνική της λιθοσυρραφής. Για τη δομική τους ενίσχυση και προκειμένου να αντιμετωπισθεί η εκτός επιπέδου ταλάντωση και η ανακούφιση των τάσεων προτείνεται αρχικά η περίδεσή τους με προεντεταμένα χαλύβδινα καλώδια (3Φ12) υψηλής αντοχής, σε τρία σημεία καθ' ύψος του ναού. Πρώτον στη στάθμη όπου απαντάται το πάτωμα του γυναικωνίτη, δεύτερον λίγο πριν την απόληξη της φέρουσας τοιχοποιίας και τρίτον στη στάθμη της ένωσης της λίθινης τοιχοποιίας με την ξύλινης στέγη.

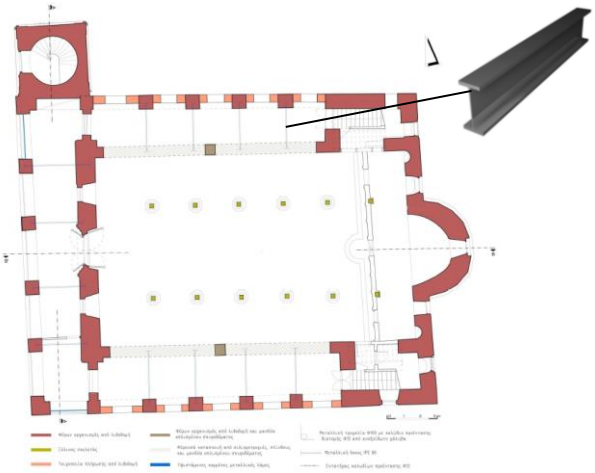


Σχήμα 41: Τοποθέτηση ανοξείδωτων καλωδίων προέντασης Φ12 με τροχαλία



Σχήμα 42: κατασκευαστική λεπτομέρεια με τα καλώδια προέντασης και ο εντατήρας καλωδίων για τη σύνδεση των καλωδίων

Επιπλέον τοποθετούνται μεταλλικοί ελκυστήρες (διατομής IPE80) στο νάρθηκα (δυτική όψη) κατά τη διαμήκη φορά και στο βόρειο και νότιο κλίτος κατά την εγκάρσια διεύθυνση. Στα εσωτερικά δομικά πλαίσια του ναού, αποτελούμενα από δύο σιδηροδοκούς και μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος -που εφαρμόσθηκε ενδεχομένως σε μεταγενέστερη φάση- θα γίνει καθαίρεσή του επιχρίσματος ώστε να διαπιστωθεί ο βαθμός και τα σημεία διάβρωσης του οπλισμού αλλά και η ενανθράκωση του σκυροδέματος. Στα διαβρωμένα σημεία θα εφαρμοσθεί καθαρισμός της σκουριάς, επάλειψη του σιδηρού οπλισμού με αντιδιαβρωτικό επαλειφόμενο υλικό, επιδιόρθωση του τυχόν αποσαθρωμένου σκυροδέματος και ως τελική επίστρωση θα εφαρμοσθεί νέο επίχρισμα.



Σχήμα 43: Τοποθέτηση μεταλλικών δοκών IPE 80 στο Νάρθηκα και στο Ν. & Β. Κλίτος

Σχήμα 44: Διάβρωση οπλισμού εσωτερικού πλαισίου

Ο ξύλινος φέρων σκελετός του ναού διατηρείται σε πολύ καλή κατάσταση. Λόγω σημειακής ύπαρξης αποσαθρωμένης ξύλινης επένδυσης και μικροοργανισμών σε ένα από του κίονες του ναού θα πρέπει να γίνουν διερευνητικές εργασίες (τομές) τουλάχιστον στους δυο ακριανούς βόρειους κίονες ή εφαρμογή μη καταστροφικών μεθόδων (*Ενόργανη μέτρηση: Drillresistance, stresswave, ultrasound, pilodynmethod, X-raytechnique, Acousticemmisson - acousticultrasonic*), ώστε να διαπιστωθεί η κατάσταση τους και έπειτα να συνταχθεί μελέτη συντήρησης και αποκατάστασης.

Σχήμα 45: Αποσάθρωση ξύλινης επένδυσης

Ως προς τον οριζόντιο φορέα του ναού, λαμβάνοντας υπ’ όψιν την άριστη κατάσταση της στέγης και εφόσον ενισχύονται οι φέρουσες τοιχοποιίες αποφασίστηκε να μην εφαρμοσθεί κάποιου είδους επέμβαση ενίσχυσής της παρά μόνο να καθαιρεθεί η μικρή στέγη στη βόρεια πλευρά και να επισκευαστεί/ συμπληρωθεί αυτό το τμήμα.

Εξαιτίας της αδυναμίας πρόσβασης στη στέγη του κωδωνοστασίου, θα πρέπει να γίνει εκ νέου ενδελεχής επιτόπια παρατήρηση λαμβάνοντας όλα τα μέτρα προστασίας και ασφάλειας ώστε να διαπιστωθεί η τυχόν ύπαρξη διαβρωμένου οπλισμού και αποσαθρωμένου σκυροδέματος και εν συνεχεία να προταθεί η αρμόζουσα επέμβαση κατά περίπτωση. Επιπλέον, με δεδομένο τη διάβρωση των σιδηροδοκών τα πατώματα του κωδωνοστασίου προτείνεται να γίνουν διερευνητικές τομές και στις δύο στάθμες ώστε αρχικά να διαπιστωθεί

ο βαθμός της και εν συνεχεία τα διαβρωμένα σημεία να καθαρισθούν, να επαλειφθούν με αντιδιαβρωτικό υλικό και να επιχρισθούν από την κάτω πλευρά.

Σχήμα 46: Δικλινής στέγη Ναού

Σχήμα 47: Αποσάθρωση πατωμάτων κωδωνοστασίου

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Ο Ι. Ν. Τιμίου Προδρόμου, τυπικό παράδειγμα τρίκλιτης βασιλικής του 19^{ου} αι. (σήμερα πεντάκλιτης), αποτελεί κηρυγμένο ιστορικό - διατηρητέο μνημείο με την ονομασία «Συγκρότημα Ι. Ναού Τιμίου Προδρόμου» του Ν. Καβάλας. Στα πλαίσια του ΔΠΜΣ « Προστασία, Συντήρηση και Αποκατάσταση Μνημείων Πολιτισμού» του ΑΠΘ η παρούσα εργασία εκπονήθηκε υπό το πρίσμα των βασικών αρχών που διέπουν τις επεμβάσεις σε όλους τους τύπους φερόντων οργανισμών, της άρρηκτης διεπιστημονικής συνεργασίας των μελών της καθώς και των σύγχρονων αναγκών που εξυπηρετεί η αδιάκοπη χρήση του μνημείου, ως μητροπολιτικού ναού [12] (αυξημένο εκκλησίασμα κλπ). Η ολιστική προσέγγιση του μνημείου με την αναλυτική περιγραφή της μορφολογίας - τυπολογίας του, την πλήρη αποτύπωση αρχιτεκτονικών - κατασκευαστικών σχεδίων, την στατική προσομοίωση του φορέα στο SAP και την απόδοση του ενεργειακού του αποτυπώματος του δύναται να αποτελέσει σημαντικό οδηγό κατά τη μελλοντική φάση των εργασιών ενίσχυσης και αποκατάστασης τόσο του ιδίου μνημείου όσο και άλλων ναών παραπλήσιου αρχιτεκτονικού και ιστορικού ενδιαφέροντος. Οφείλουμε, η κάθε επέμβαση να αναδεικνύει την αυθεντικότητα κα την αισθητική του εκάστοτε μνημείου προκειμένου ο επισκέπτης να μπορεί να αντιληφθεί την αξία του και να συνδιαλλαγεί μαζί του.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1]http://www.im-philippon.gr/index.php/mitropoli/topiki-agiologia/ieroi-naoi/102-timiou-prodromou?fbclid=IwAR0fp238vDcVSpv0nLqcMAvRc_SjSChf4wRoL2c0Hkwdad9crGFwyAkG76E
[2]http://www.im-philippon.gr/index.php/mitropoli/topiki-agiologia/ieroi-naoi/102-timiou-prodromou?fbclid=IwAR0fp238vDcVSpv0nLqcMAvRc_SjSChf4wRoL2c0Hkwdad9crGFwyAkG76E
[3] https://www.facebook.com/Kavala.gov.gr/posts/532430303561350/
[4]http://www.neapolisnews.gr/%CE%B9%CE%B5%CF%81%CF%8C%CF%82-%CE%BD%CE%B1%CF%8C%CF%82-%CE%B1%CE%B3%CE%AF%CE%BF%CF%85-%CE%B9%CF%89%CE%AC%CE%BD%CE%BD%CE%B7-%CF%83%CF%84%CE%B7%CE%BD-%CE%BA%CE%B1%CE%B2%CE%AC%CE%BB%CE%B1-%CE%AD%CF%84/ (12/12/2020)
[5] Αρχείο ναού Ιερού Ναού Τιμίου Προδρόμου Καβάλας

[6] ΥΑ 773/8-4-1970, ΦΕΚ 280/Β/20-4-1970
ΥΑ 23145/101/22-11-1971, ΦΕΚ 969/Β/3-12-1971
ΥΑ Φ31/27174/2521/10-8-1974, ΦΕΚ 822/Β/22-8-1974
ΥΑ ΥΠΠΕ/2224/29367/21-6-1982, ΦΕΚ 713/Β/27-9-1982
[7] 12η ΕΒΑ και ΥΝΜΤΕ Ανατολικής Μακεδονίας και Θράκης
[1] http://www.im-philippon.gr/index.php/mitropoli/topiki-agiologia/ieroi-naoi/102-timiou-prodromou?fbclid=IwAR0fp238vDcVSpv0nLqcMAvRc_SjSChf4wRoL2c0Hkwdad9crGFwyAkG76E
[2] Ντόγας, Μ., Τζώτζη, Δ., 2021, Τεύχος Εργαστηρίου Δ.Σ., Δ.Π.Μ.Σ. Προστασία Συντήρηση και Αποκατάσταση Μνημείων Πολιτισμού ΑΠΘ
[3] http://www.im-philippon.gr/index.php/mitropoli/topiki-agiologia/ieroi-naoi/102-timiou-prodromou?fbclid=IwAR0fp238vDcVSpv0nLqcMAvRc_SjSChf4wRoL2c0Hkwdad9crGFwyAkG76E
[4] https://www.facebook.com/Kavala.gov.gr/posts/532430303561350/
[5] Αγγελούδη, Σ., 1986, “Η Καβάλα ως Καπνούπολη.” Αρχαιολογία 18., σελ. 5
[6]Πανόραμα της Καβάλας από τον 19ο έως τον 20ο αιώνα. Ι.Λ.Α.Κ (Ιστορικό και Λογοτεχνικό Αρχείο Καβάλας)
[7]http://www.neapolisnews.gr/%CE%B9%CE%B5%CF%81%CF%8C%CF%82-%CE%BD%CE%B1%CF%8C%CF%82-%CE%B1%CE%B3%CE%AF%CE%BF%CF%85-%CE%B9%CF%89%CE%AC%CE%BD%CE%BD%CE%B7-%CF%83%CF%84%CE%B7%CE%BD-%CE%BA%CE%B1%CE%B2%CE%AC%CE%BB%CE%B1-%CE%AD%CF%84/ (12/12/2020)
[8] Αρχείο ναού Ιερού Ναού Τιμίου Προδρόμου Καβάλας
[9] ΥΑ 773/8-4-1970, ΦΕΚ 280/Β/20-4-1970
ΥΑ 23145/101/22-11-1971, ΦΕΚ 969/Β/3-12-1971
ΥΑ Φ31/27174/2521/10-8-1974, ΦΕΚ 822/Β/22-8-1974
ΥΑ ΥΠΠΕ/2224/29367/21-6-1982, ΦΕΚ 713/Β/27-9-1982
[10] 12η ΕΒΑ και ΥΝΜΤΕ Ανατολικής Μακεδονίας και Θράκης
[11] Αρχείο της ΥΝΜΤΕ Αν. Μακεδονίας και Θράκης του ΥΠΠΟΑ
[12] Από το 1924 και μετά λειτουργεί ως ο κύριος μητροπολιτικός ναός της Ιεράς Μητρόπολης Φιλίππων Νεαπόλεως & Θάσου.

7. ΕΠΙΒΛΕΨΗ - ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η μελέτη πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια του Εργαστηρίου Διεπιστημονικής Συνεργασίας του Διατμηματικού Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών «Προστασία, Συντήρηση και Αποκατάσταση Μνημείων Πολιτισμού» στο Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης κατά το ακαδημαϊκό έτος 2020-2021, υπό την επίβλεψη των καθηγητών κ.Τρ. Μακάριου και Στ. Λεφάκη. Ευχαριστίες απεύθυνονται στους υπεύθυνους του εργαστηρίου κ. Μ. Δούση και Μ.-Κ. Νομικό για την εποπτεία κατά τη διάρκεια του μαθήματος και των επιτόπιων αποτυπώσεων στο πεδίο, καθώς επίσης και στον υποψήφιο διδάκτορα Γ. Μούρτο για την εκ του σύνεγγυς επιστημονική συνδρομή του.

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΣΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΤΗΣ ΣΥΝΔΥΑΣΤΙΚΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΗΣ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΠΑΠΑΘΑΝΑΣΗΣ
Διπλ. Πολ. Μηχανικός Παν. Πατρών, (2021), Μηχ. Κατασκευής ΤΕΡΝΑ, kostaspapathanasis097@gmail.com
https://www.linkedin.com/in/konstantinos-papathanasis-8a8b17236
ΜΙΧΑΗΛ ΔΗΜΗΤΡΙΑΔΗΣ
Διπλ. Πολ. Μηχανικός Παν. Πατρών, (2020), Μετ. Φοιτητής ΔΠΜΣ ΕΜΠ, dmdimitriadismichalis@gmail.com
https://www.linkedin.com/in/michalis-dimitriadis-60b504287,

Περίληψη
Η παρούσα εργασία αναλογιζόμενη αφενός τη σεισμική τρωτότητα της μεγάλης πλειονότητας των υφιστάμενων κατασκευών σε χώρες της Νότιας Ευρώπης και αφετέρου τη φτωχή ενεργειακή αποδοτικότητα του κτιριακού αποθέματος διερευνά την έως τώρα συσσωρευμένη επιστημονική γνώση για την επίτευξη ταυτόχρονης σεισμικής και ενεργειακής αναβάθμισης. Αρχικά, εξετάζονται οι λόγοι και ο βαθμός επιτακτικότητας των επεμβάσεων προς τις δύο κατευθύνσεις βελτίωσης της κτιριακής συμπεριφοράς. Αυτός κυρίως απορρέει τόσο από την εικόνα παλαιότητας του δομικού πλούτου της χώρας μας που δεν συμπλέει με τις σύγχρονες αντισεισμικές και ενεργειακές διατάξεις, όσο και από την επιδίωξη της μετάβασης των κατασκευών σε βέλτιστα επίπεδα βιωσιμότητας (sustainability), περιβαντολλογικού αποτυπώματος και ανθεκτικότητας (resilience) ελέω της κλιματικής κρίσης (Green Deals). Η έως τώρα κοινή πρακτική και γνώση συνιστά η δομική και ενεργειακή βελτίωση να υλοποιούνται χωριστά και ανεξάρτητα όντας έτσι οικονομικά επιβαρής. Προς αυτή τη κατεύθυνση, παρουσιάζεται ένα πανόραμα τεχνικών λύσεων, ως η τελευταία λέξη της τεχνολογίας, που επιτυγχάνονται με την ίδια και μοναδική παρέμβαση και αποδεικνύεται ότι επιφέρουν οικονομική αποδοτικότητα, βιοκλιματική συνεισφορά, αρχιτεκτονική ανανέωση και υπεραξία ακινήτου ενώ η δομοστατική και ενεργειακή τους συμβολή είναι αντίστοιχη με τον αν συνέβαιναν ανεξάρτητα. Αυτές αφορούν τόσο κτίρια Ο/Σ, σύμμικτες κατασκευές όσο και κτίρια φέρουσας τοιχοποιίας (ενδεχομένως και ιστορικής αξίας) ενώ γενικώς κατηγοριοποιούνται ως εξής: 1) έξυπνα υλικά υψηλής επιτελεστικότητας (τύπου TRM) εφαρμοσμένα σε τσιμεντοειδές κονίαμα με υψηλές θερμοδυναμικές και υγρομονωτικές ιδιότητες 2) δομικά πλαίσια, συνήθως μεταλλικά, τα οποία κατασκευάζονται εξωτερικά του περιμετρικού φορέα του κτιρίου (exoskeletons) και φέρουν δευτερεύοντα δομικά στοιχεία (τύπου περσίδες) για τη θερμική κάλυψη του κτιρίου και τη βελτίωση της βιοκλιματικής του συμπεριφοράς 3) οικολογικά φυσικά προϊόντα (π.χ. xlam panels, panels από μπαμπού) που συνδυάζουν υψηλή αντισεισμική αντοχή και ηλεκτρική αγωγιμότητα. Για κάθε τεχνική λύση, πραγματοποιείται βιβλιογραφική ανασκόπηση εξαργυρώνοντας όλες τις διαθέσιμες πηγές και αναλύεται η κατασκευασιμότητά της, η ευκολία ή τα εμπόδια και ο χρόνος τοποθέτησης, το κόστος, η όχληση των ενοίκων, η απόσβεση της αρχικής επένδυσης, η περιβαντολλογική επιβάρυνση σε όρους αειφορίας και η σεισμική – ενεργειακή αποδοτικότητα.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ - ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Ο σεισμογενής χαρακτήρας της χώρας μας είναι αδιαμφισβήτητος, με τον ΟΑΣΠ να την κατατάσσει ως 6η παγκοσμίως σχετικά με τη συχνότητα σεισμικών διεγέρσεων. Η βλαπτική φύση τέτοιων φυσικών δράσεων είναι εντονότερη για τις υφιστάμενες κατασκευές οι οποίες δεν συμπλέουν γεωμετρικά, μηχανικά και κατασκευαστικά με τις σύγχρονες αντισεισμικές διατάξεις παρουσιάζοντας αυξημένη σεισμική τρωτότητα και λόγω παλαιότητας (το 75% προ του 1985). Παρόλη τη σπουδαία ερευνητική δραστηριότητα που έχει καταβληθεί τα τελευταία χρόνια προς τη κατεύθυνση της αντισειμικής τους θωράκισης και ανθεκτικότητας με την θεσμοθέτηση κανονιστικών πλαισίων (ΚΑΝΕΠΕ, ΚΑΔΕΤ) και την ανάπτυξη τεχνικών λύσεων επισκευής και ενίσχυσης, στη πράξη ο μεγαλύτερος δομικός πλούτος παραμένει σεισμικά ευάλωτος με τους ετήσιους ρυθμούς επεμβάσεων να διατηρούνται σε πολύ χαμηλά επίπεδα (<1%) εκθέτοντας το κοινωνικοοικονομικό αντίκτυπο των σεισμικών γεγονότων σε δυσμενή μεγέθη.

Ταυτοχρόνως της ανάγκης για ενίσχυση σε όρους δομοστατικούς, η ενεργειακή φτώχεια και η κλιματική κρίση του πλανήτη επιτάσσει τη πράσινη μετάβαση σε πιο βιώσιμες κατασκευές. Με αειφόρο οδηγό τα Green Deals της European Commission και στόχο την κατά 55% μείωση των ρύπων έως το 2030 και την κλιματική ουδετερότητα το 2050, απαιτείται ο ενεργειακός ανασχεδιασμός και αναβάθμιση του κτιριακού αποθέματος, καθώς αυτός ευθύνεται για το 40% κατανάλωσης ενέργειας και για το 36% παραγωγής CO_2.

Ο συλλογισμός των παραπάνω στοιχείων οδηγούν στο συμπέρασμα ότι ο υφιστάμενος δομικός πλούτος χρήζει άμεσης δομοστατικής ενίσχυσης έναντι δυναμικών φορτίσεων αλλά και ενεργειακής βελτίωσης μειώνοντας το περιβαλλοντικό του αποτύπωμα. Συνήθως αυτά τα δύο είδη επεμβάσεων επιλέγονται χωριστά, όντας έτσι ιδιαίτερα οικονομικά επιβαρής. Για το λόγο αυτό η παρούσα εργασία εξετάζει την περίπτωση της συνδυαστικής τους εφαρμογής, αποφέροντας οικονομική αποδοτικότητα, βιοκλιματική συνεισφορά, αρχιτεκτονική ανανέωση και υπεραξία ακινήτου ενώ η δομοστατική και ενεργειακή τους συμβολή είναι αντίστοιχη με τον αν συνέβαιναν ανεξάρτητα.

Η γήρανση του κτιριακού αποθέματος επηρεάζει πολλές περιοχές ανά τον κόσμο, όπου μεγάλο ποσοστό των υφιστάμενων κτιρίων κρίνεται ενεργειακά αναποτελεσματικό (απαιτείται πολύ ενέργεια για ψύξη και θέρμανση) ενώ η διαστασιολόγηση ο οπλισμός προέκυψαν σύμφωνα με παλαιότερους κανονισμούς (οι σεισμικές απαιτήσεις πλέον είναι άλλες). Μέσω συνδυαστικής αναβάθμισης είναι δυνατόν να βελτιωθεί η ενεργειακή τους απόδοση μειώνοντας τον αντίκτυπο τους στο φαινόμενο του θερμοκηπίου. Ειδικότερα η ταυτόχρονη αναβάθμιση της σεισμικής και της ενεργειακής απόδοσης επιτυγχάνει την καλύτερη αναλογία μεταξύ κόστους και αποτελεσματικότητας (ασφάλειας & οικονομικής λειτουργίας). Το σύνολο των μεθόδων δύναται να κατηγοριοποιηθεί στις εξής κατηγορίες: i) ενσωματωμένα πλησίον της κατασκευής συστήματα «exoskeleton», ii) ενσωματωμένες λύσεις-επικολλητές ή εντός του σώματος των μελών (ενίσχυση ανοιγμάτων των τοιχωδομών), iii) αντικατάσταση υλικών με άλλα διαφορετικών χαρακτηριστικών, iv) διαφραγματικές επεμβάσεις σε δάπεδα και οροφές.

2. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΛΥΣΕΩΝ EXOSKELETON

Ως «exoskeleton» ορίζουμε μεταλλικές ή προκατασκευασμένες (RC) κατασκευές που πλαισιώνουν εξωτερικά ένα κτίριο υποβαστάζοντας το, βελτιώνοντας την συμπεριφορά του σε πλευρικές φορτίσεις. Οι κατασκευές αυτές φέρουν δική τους θεμελίωση και συνδέονται με άκαμπτες συνδέσεις σε κατάλληλα σημεία ευάλωτων κτιρίων σε σεισμικές δράσεις.

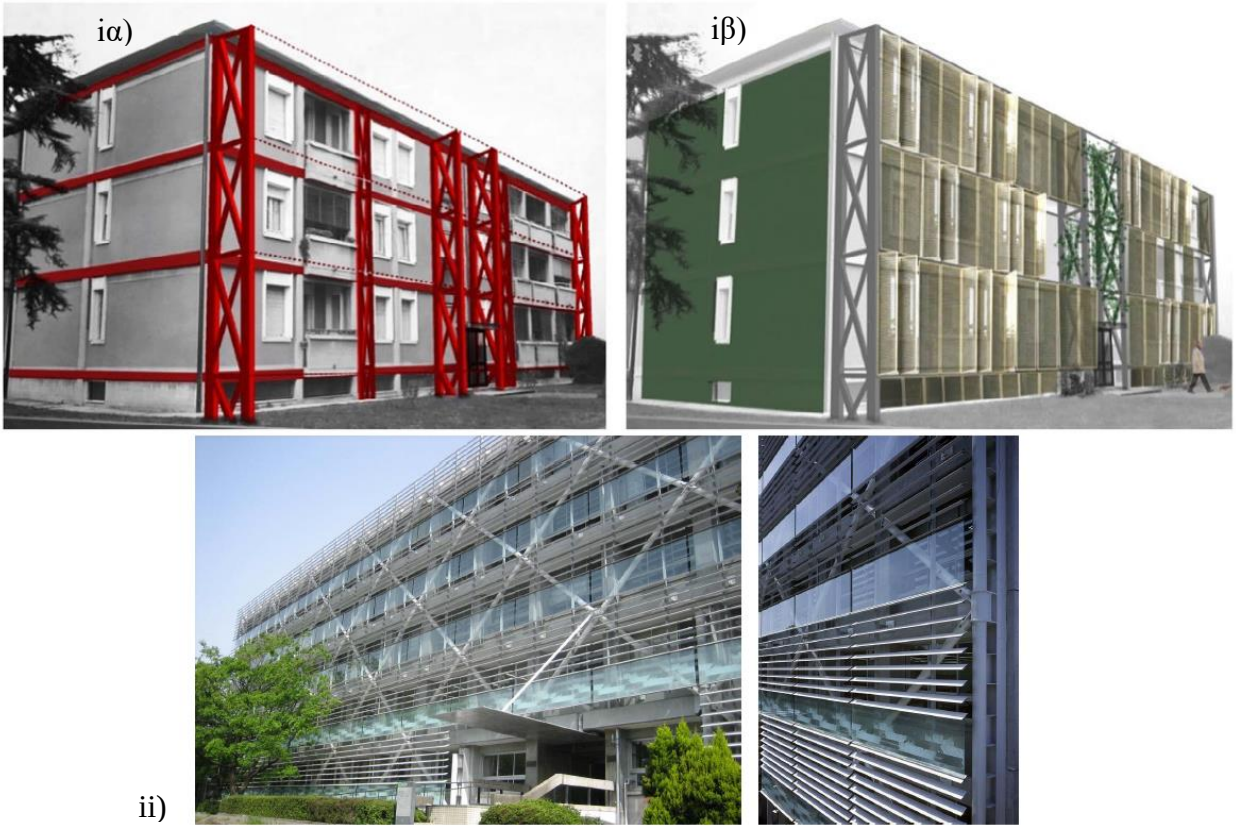
Με την συγκεκριμένη τεχνολογία προσφέρεται πέρα της σεισμικής και ενεργειακής αναβάθμισης των δομών πυρασφάλεια, χώρος για τεχνολογικές εγκαταστάσεις, καλωδιώσεις καθώς και επιπλέον χώροι αναψυχής με μεγάλη ποικιλία ως προς τη «νέα» αισθητική όψη των κτιρίων. Δύναται να αλλάξει ριζικά την εμφάνιση του κτιρίου προσφέροντας ενεργειακές ζώνες διαθέσιμες προς αξιοποίηση (μείωση της ακτινοβολίας, παροχή ηλιακής θέρμανσης τον χειμώνα) καθώς και τις ανάγκες των χρηστών (επιπλέον χώροι, δωμάτια, μπαλκόνια, ηλιόλουστοι χώροι, πράσινοι χώροι). Τα παραπάνω ασφαλώς και προμηνύουν μια αύξηση της ακίνητης αξίας, με την προσφορά επιπλέον ανέσεων, ακόμη και σε άτομα της τρίτης ηλικίες που έχουν την επιθυμία της αποκέντρωσης. Η εφαρμογή της μεθόδου λαμβάνει χώρα εξωτερικά έτσι δεν διαταράσσει την λειτουργία του κτιρίου όπως άλλες διαδικασίες (π.χ. προσθήκη κατασκευών-χύτευση σκυροδέματος εντός του κτιρίου) που χαρακτηρίζονται περιπλοκότερες.

Η επιλογή αυτή αν και περιορίζεται σε κτίρια των οποίων τα όρια δύνανται να διευρυνθούν ξεπερνάνε πλήθος άλλων περιορισμών όπως [1]:

- Συνδυασμός πολλών επεμβάσεων σε ένα μόλις στάδιο.
- Διατήρηση της λειτουργίας του κτιρίου ως είχε (π.χ. οι ένοικοι δεν χρειάζεται να εγκαταλείψουν το κτίριο).

- Σύντομο χρονικό διάστημα και χαμηλό κόστος.
- Δυνατότητα προσθήκης νέου ορόφου.
- Αλλαγή εξωτερικής εμφάνισης του κτιρίου.
- Αύξηση αντικειμενικής αξίας.

Η πρώτη συνδυασμένη εφαρμογή έγινε στο κτίριο Midorigaoka-1 του Ινστιτούτου του Τόκιο, όπου διήρκησε 9 μήνες χωρίς την ανάγκη μετεγκατάστασης των ενοικιαστών. Περιλάμβανε έναν εξωσκελετό σε συνδυασμό με μεταλλικά στοιχεία που προσφέρουν δυσκαμψία (Buckling-Restrained Bracing frame - BRB) για πρόσθετη ικανότητα ανάληψης σεισμικής ενέργειας και περσίδες για βελτιωμένη σκίαση, μειώνοντας έτσι τις επιρροές της ηλιακής ακτινοβολίας. Ακόμη δυνατή είναι η διάκριση των «exoskeleton» σε δύο κύριες κατηγορίες: (i) συστήματα που μοιάζουν με τοίχους και (ii) συστήματα που είναι όμοια με κελύφη.



Εικόνα 1: iα) Συστήμα exoskeleton με την λειτουργία τοίχου [2] iβ) Συστήμα exoskeleton με την λειτουργία τοίχου και προσθήκη ενεργειακών τεχνολογιών [2] ii) Συστήματα expskeleton όμοια με κελύφη – Κτίριο Midorigaoka-1 [3]

Ωστόσο, οι λύσεις εξωσκελετού δεν είναι πάντα εφαρμόσιμες λόγω της ανάγκης διαθέσιμου χώρου γύρω από τη δομή καθώς και της ανάγκης για ένα πρόσθετο σύστημα θεμελίωσης (μη εφικτό σε πυκνά δομημένες περιοχές) ενώ επιφέρουν σημαντική αλλαγή της εξωτερικής εμφάνισης της δομής, η οποία μπορεί να μην είναι επιθυμητή ή επιτρεπτή σε ορισμένες περιπτώσεις. Επιπλέον, συνήθως οι δυνάμεις μεταφέρονται από το υπάρχον κτίριο στον εξωσκελετό μέσω συνδέσεων στο επίπεδο του δαπέδου, εάν το οριζόντιο διάφραγμα δεν είναι αρκετά άκαμπτο και ανθεκτικό, η παρέμβαση μπορεί να μην είναι αποτελεσματική.

Στην έρευνα των [4] προέκυψε ότι αυτή η μορφή επέμβασης αποτρέπει την ψαθυρή μορφή διατμητικής αστοχίας ακόμα και για 2% μετατόπιση μεταξύ των ορόφων, δίχως την

εμφάνιση βλαβών στο μεταλλικό πλαίσιο. Στην μελέτη των [4] παρατηρήθηκε μείωση της ηλιακής ακτινοβολίας έως και 66% με την χρήση περσίδων και μείωση της ετήσιας κατανάλωσης έως και 8%. Η ενσωμάτωση θερμομονωτικών (EPS), νέων παράθυρων και περσίδων που εξετάστηκε από τους [5] σε μετέπειτα έρευνες του Ιταλικού κώδικα αποδείχθηκε ότι συμβάλει στην μείωση κατά 70% της καταναλισκόμενης ενέργειας.

Στην ευρωπαϊκή έρευνα Pro-GET-onE [6] ερευνήθηκε η προσθήκη μεταλλικών στοιχείων περιμετρικά του κτιρίου αλλά και η σύνδεση αυτών (η ένωση πραγματοποιείτε πάνω του κτιρίου) σε σχέση με το κτίριο αναφοράς (άοπλο). Σύμφωνα με τις κατευθυντήριες γραμμές του Ιταλικού κώδικα NTC 2008 που αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 8 πραγματοποιήθηκε γραμμική δυναμική ανάλυση με βάση τα χαρακτηριστικά της περιοχής (α_g=0.116g, F_0=2.398, Tc=0.310). Υπογραμμίζεται ότι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος αποτελεί βασικό χαρακτηριστικό για την αξιολόγηση των τάσεων της σεισμικής φόρτισης. Η μεταλλική κατασκευή που είναι συνδεδεμένη με τον υφιστάμενο φορέα προσδίδει αύξηση της ακαμψίας του δομήματος με ελάχιστη αύξηση της συνολικής μάζας, μειώνοντας την περίοδο του μοντέλου. Όσον αφορά τα αποτελέσματα του πειράματος αναφέρεται ότι η ενίσχυση με την χρήση χαλύβδινων στοιχείων σε συνεργασία με πλάκες XLAM επέφερε μείωση στις προκαλούμενες μετατοπίσεις όπως και στις εσωτερικές δυνάμεις με τα αποτελέσματα να είναι εντονότερα όταν πραγματοποιείται και σύνδεση αυτών στην κορυφή του κτιρίου.

Η αύξηση του πάχους του «exoskeleton» συμβάλει στην μείωση των μετατοπίσεων, αυξάνοντας την περίοδο εξαιτίας της αύξησης της μάζας (ενδέχεται να αποβεί αρνητικό) δίχως αξιοσημείωτη επίδραση στην ακαμψία. Μέσω προσομοιώσεων αναφέρεται ότι με την χρήση ηλιακών εγκαταστάσεων που θα λειτουργούν την καλοκαιρινή περίοδο ενδέχεται να παρουσιαστεί μια μείωση της ενέργειας έως 75% την χειμερινή περίοδο [6] (οι προσομοιώσεις περιλάμβαναν και στοιχεία-μετρήσεις από την χώρα μας). Ως προς το κόστος υλοποίησης αναφέρεται ότι είναι υψηλό δεδομένου ότι πραγματοποιείται και ενεργειακή αναβάθμιση το οποίο όμως κρίνεται λογικό από τα αποτελέσματα και την μη ανάγκη απομάκρυνσης των ενοίκων η οποία θα ισοδυναμούσε με περαιτέρω έξοδα. Συγκεκριμένα είναι περίπου 16.5% μειωμένο από αυτό σεισμικής και ενεργειακής αναβάθμισης.

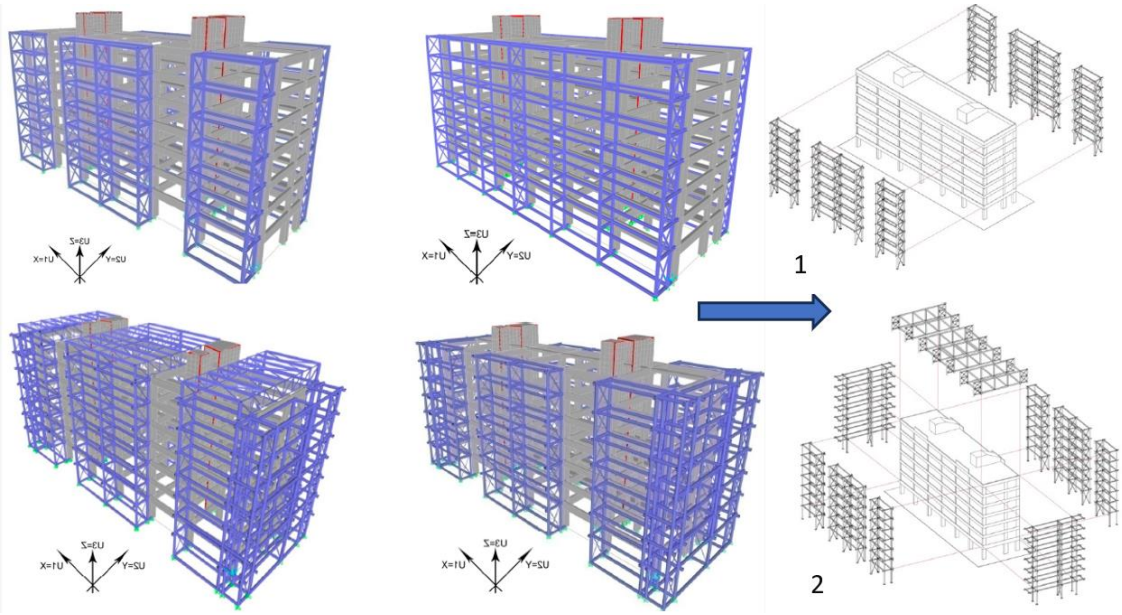
Μελετώντας ένα κτίριο στο Περιστέρι (seismic zone II, στοιχεία τις ανάλυσης a_g= 0.259g, F_0 = 2.363, T_C = 0.342) προτάσσονται 4 λύσεις με επικρατούσες τις 2 εξ' αυτών με μικρές παραμετροποιήσεις [βλ. Σχήμα 1]. Οι δύο λύσεις εγγυώνται καλές επιδόσεις από πλευράς εγκάρσιων μετατοπίσεων (16-17% βελτίωση) ενώ είναι το ίδιο κοστοβόρες. Η ανύψωση της δομής κατά έναν όροφο επιτρέπει την μεγαλύτερη συμβολή επιφάνειας, με σχετικά υψηλότερο κόστος αλλά ίσο όφελος στις μετατοπίσεις. Επομένως η εκμετάλλευση του επιπλέον χώρου διατηρώντας την ίδια απόδοση της κατασκευής στις μετατοπίσεις αποτελεί αναντίρρητα πλεονέκτημα.

Στα αποτελέσματα της συνολικής μελέτης (λαμβάνοντας στοιχεία από την Ιταλία την Ελλάδα και την Ρουμανία) αναφέρεται ότι η μετατόπιση στον σεισμό σχεδιασμού μειώθηκε κατά 16-26% η ενεργειακή κατανάλωση την χειμερινή περίοδο μειώθηκε κατά 75% με την συνολική να μειώνεται κατά 35%.

Η ενσωμάτωση του προτεινόμενου συστήματος καλείται να επικεντρωθεί στη διεπαφή μεταξύ των διαφορετικών υλικών και στην λειτουργία των εξαρτημάτων με στόχο την παροχή της σωστής απόδοσης σχετικά με τις απαιτήσεις του έργου. Ως στόχος αναφέρεται η εξασφάλιση, η καλή ευελιξία του συστήματος, να είναι αντιστρέψιμο και προσαρμόσιμο ανάλογα με τις διαφορετικές κλιματικές συνθήκες, το αστικό περιβάλλον και τις επιλογές του κύριου του έργου. [7]

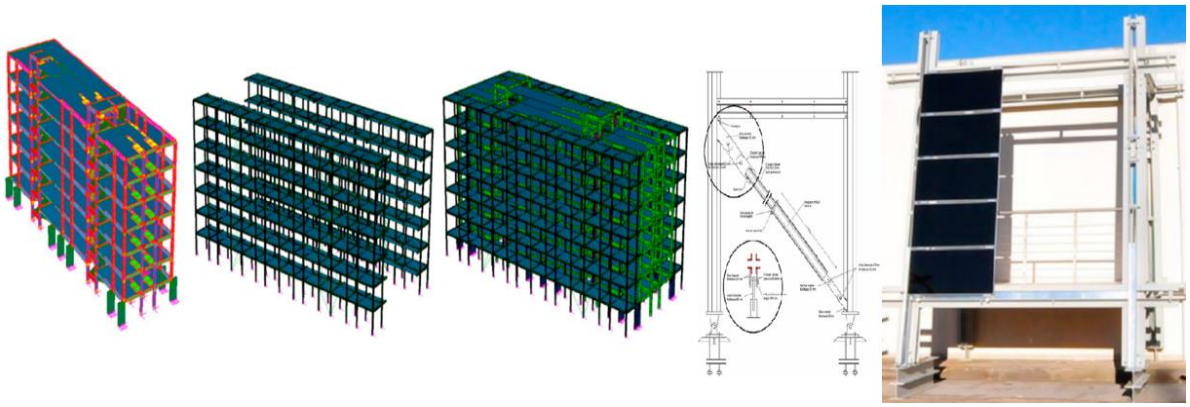
Εξαιτίας της μη εκμετάλλευσης των δυνατοτήτων απόσβεσης του εξωσκελετού προτείνεται η χρήση braces πιθανόν με την χρήση μοχλοβραχιόνων που επιτρέπουν μικρές μετατοπίσεις. Στην περίπτωση που ο φορέας του κτιρίου είναι κατασκευασμένος από

οπλισμένο σκυρόδεμα δεν παρουσιάζει μεγάλη βελτίωση η εφαρμογή, ενώ η μεγάλη διαφορά των δυσκαμψιών (σκελετού κτιρίου & πρόσθετου μεταλλικού) ελλοχεύει κινδύνους. [7]



Σχήμα 1: Παρουσίαση των 4 προτεινόμενων λύσεων και των 2 εξ αυτών που επικράτησαν [6]

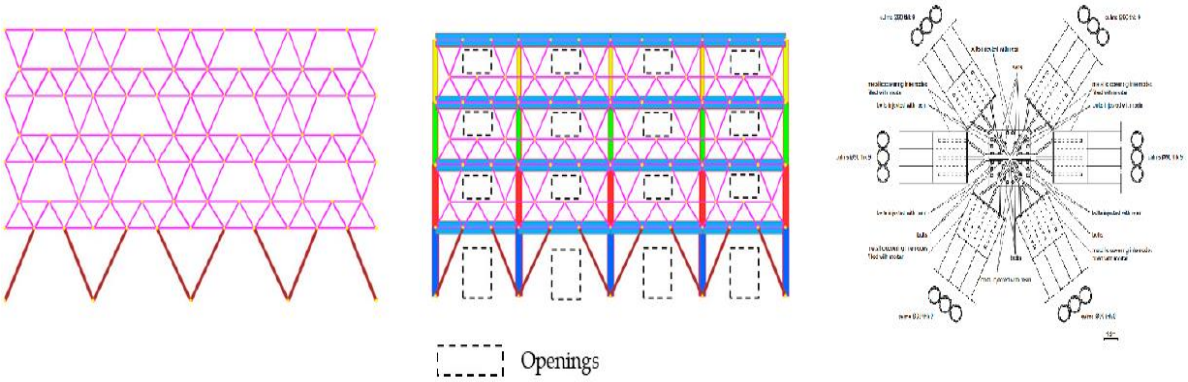
Πρόσφατες έρευνες στοχεύουν και προτείνουν την προσάρτηση φωτοβολταϊκών στις μεταλλικές κατασκευές τύπου «exoskeleton». Στην διερεύνηση των [8] πραγματοποιήθηκε συνδυαστική αναβάθμιση χρησιμοποιώντας μεταλλικό σκελετό με αποσβεστήρες και διογκωμένη πολυστερίνη. Οι ανάγκες για θέρμανση μειώθηκαν περίπου κατά 25%. Σε σεισμικούς όρους προέκυψε μείωση της μετατόπισης της κορυφής του κτιρίου προς την κατεύθυνση Y κατά περίπου 41.3%, στην κατεύθυνση X κατά περίπου 36.8%, στη τέμνουσα βάσης του κτιρίου κατά την κατεύθυνση Y κατά περίπου 5.1%, και στην κατεύθυνση X κατά περίπου 9.1%. Σχετικά με την ενεργειακή απόδοση με την προσθήκη φωτοβολταϊκών δύναται να καλυφθεί το 100% της ενέργειας της αντλίας για την ψύξη και θέρμανση. Η τεχνική αυτή έχει πληθώρα παραμετροποιήσεων έτσι είναι προσαρμόσιμη σε κάθε αρχιτεκτονική και ενεργειακή απαίτηση ενώ είναι εφαρμόσιμη σε σύντομο χρόνο (απαίτηση μικρού αριθμού συγκολλήσεων).



Σχήμα 2: Παρουσίαση φορέα «exoskeleton» με ποσάρτηση σε αυτόν φωτοβολταϊκών [8]

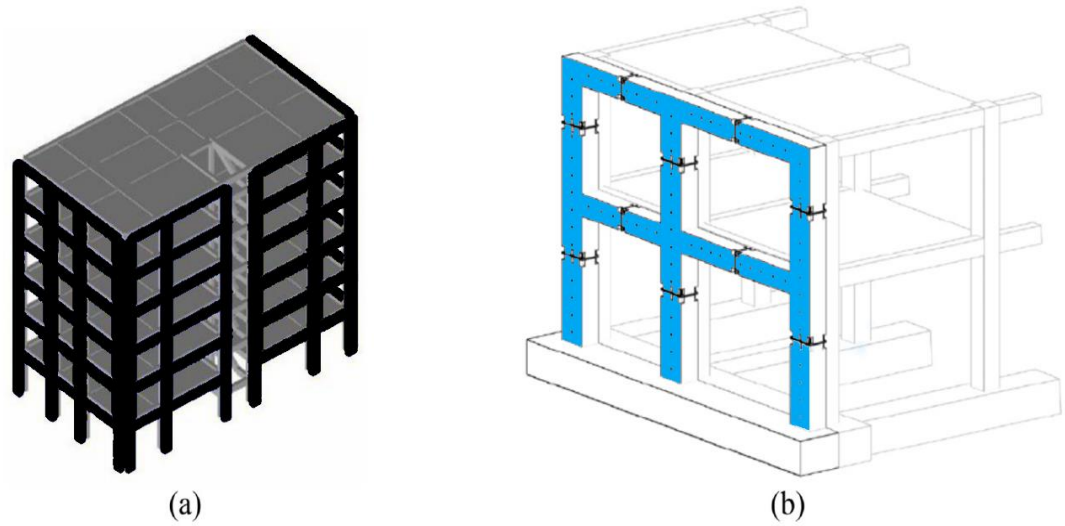
Η ερευνητική εργασία των [9] μελετά την χρήση υβριδικών «exoskeleton» από χάλυβα στον πρώτο όροφο και μπαμπού στους υπόλοιπους. Τονίζεται ότι η αντικατάσταση υλικών με υψηλή εκπομπή CO_2 όπως μετάλλων, πλαστικών ή σκυρόδεματος με μπαμπού οδηγεί σε υψηλή μείωση του CO_2, καθιστώντας την ιδιαίτερα φιλική προς το περιβάλλον.

Πραγματοποιήθηκε μια διερεύνηση ως προς τις μεταβλητές του μεγέθους και του αριθμού των κορμών ανά ράβδο. Η μείωση που επιτεύχθηκε ως προς τη δύναμη διάτμησης στη βάση ήταν 46% σε διαμήκη κατεύθυνση για DLS και 47% για LLS. Η μέθοδος αυτή μπορεί να χρησιμοποιηθεί κατά την συντήρηση και την αντικατάσταση μελών επίσης του εξωσκελετού.



Σχήμα 3: Παρουσίαση Υβίδιου «exoskeleton» από χάλυβα & μπαμού - σύνδεσης ράβδων μπαμπού [9]

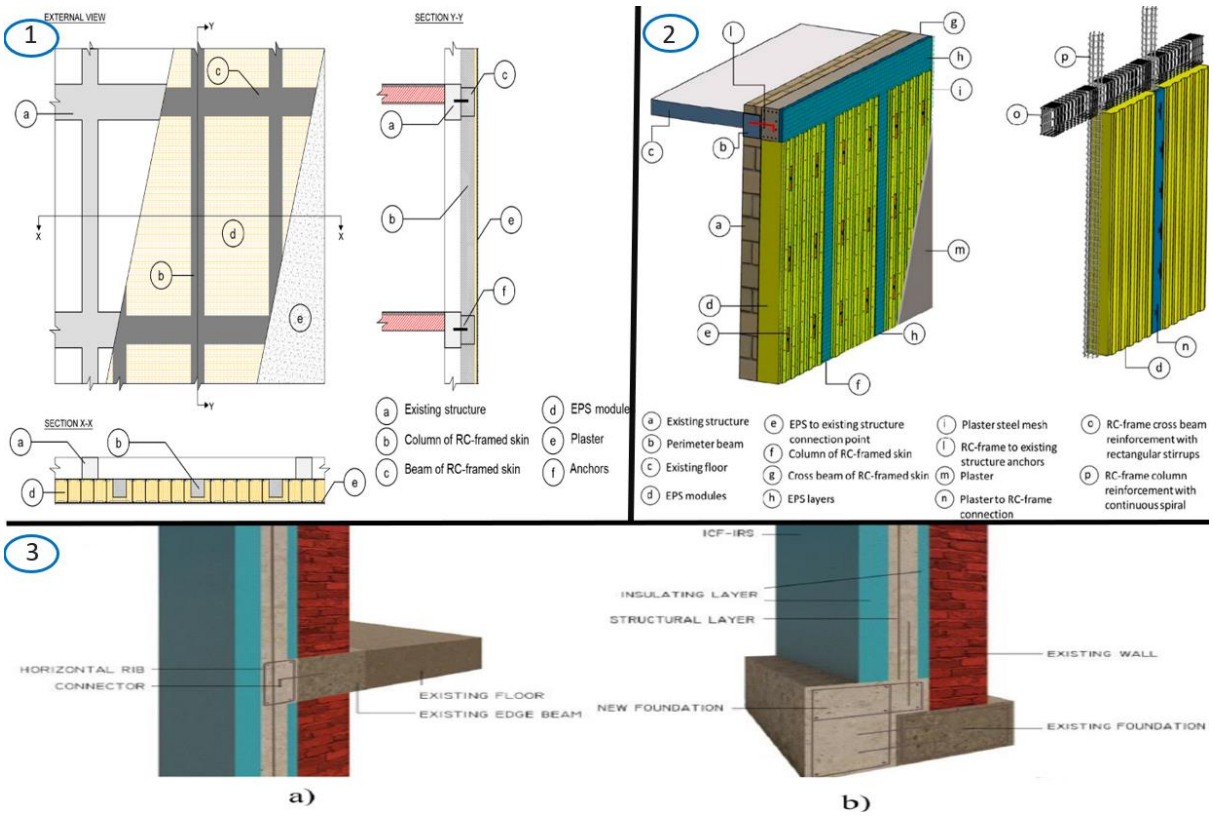
Ακόμη μια μορφή τέτοιων δομών πραγματοποιείται μορφώνοντας τον φορέα του εξωσκελετού με την χρήση τμημάτων προκατασκευασμένου σκυροδέματος. Τα εξωτερικά μέλη RC μπορούν να σχεδιαστούν σύμφωνα με την τοπική σεισμικότητα, ενώ πρόσθετοι τοίχοι πλήρωσης τοιχοποιίας εξασφαλίζουν βελτιωμένη θερμομόνωση του κτιρίου. Σε περιοχή της Ιταλίας [10] που εξετάστηκε η εφαρμογή της μεθόδου υπολογίστηκε ότι η ζήτηση ενέργειας μειώθηκε από 74 kWh/έτος ανά μονάδα επιφάνειας (κατηγορία ενεργειακής απόδοσης F), σε περίπου 43 kWh/έτος (κατηγορία D), ενώ ο λόγος της σεισμικής ικανότητας προς τη ζήτηση θα μπορούσε να βελτιωθεί από 0.38 σε 1.38 (+263%) για μια τοποθεσία υψηλής σεισμικότητας.



Σχήμα 4: Παρουσίαση «exoskeleton» από προκατασκευασμένα στοιχεία οπλισμένου σκυροφέματος [10]

Στην πειραματική εργασία των [11-12] η χρήση προκατασκευασμένων στοιχείων σκυροδέματος χρησιμοποιώντας συνδυαστικά διογκωμένη πολυστερίνη οδήγησε σε διπλασιασμό της δύναμης διαρροής καθώς και στον τριπλασιασμό της ικανότητας μετατόπισης [βλ. Σχλημα 5 (1) και (2)]. Μια τέτοια κατασκευή όπως και άλλες παρόμοιας

φιλοσοφίας που περιγράφονται στο [13] προσφέρουν μόνιμους ξυλότυπους μη αναστρέψιμους μη ανακυκλώσιμους και μάλιστα όχι τόσο περιβαλλοντικά φιλικούς [βλ. Σχήμα 5 (3)].



Σχήμα 5: Παρουσίαση «exoskeleton» συνδυαστικά με διογκομώνη πολυστερίνη (1) & (2) - Παρουσίαση «exoskeleton» και διαμόρφωση σύνδεση (χυτής) με α) πλάκα & β) θεμέλιο [11-13]

3. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΝΣΩΜΑΤΩΜΕΝΩΝ-ΕΠΙΚΟΛΛΗΤΩΝ ΤΕΧΝΟΤΡΟΠΙΩΝ

3.1 TRM – FRP

Εδώ και πολλές δεκαετίες έχουν αναπτυχθεί ποικίλες τεχνικές αναβάθμισης της σεισμικής αντίστασης ενός κτιρίου έναντι ανακυκλιζόμενων δυναμικών φορτίσεων. Όσον αφορά κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος, η κοινή πρακτική στην Ελλάδα ακολουθεί την ενίσχυση με μεταλλικό κλωβό (παλαιότερα) ή την επένδυση με μανδύα των κατακόρυφων μελών του κτιρίου με χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Σε υψηλότερα κτίρια επιλέγεται συχνά και η τοιχωματοποίηση των υποστυλωμάτων. Αυτές οι συμβατικές τεχνικές ενίσχυσης πέραν του μεγάλου ενεργειακού τους βάρους (λόγω προϊόντων καθαίρεσης ή/και ενσωματωμένων εκπομπών CO_2 κατά τη βιομηχανοποίηση των υλικών επέμβασης), κρίνονται μάλλον ξεπερασμένες, ιδίως σε κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας ή και αξίας.

Τα τελευταία χρόνια, η σεισμική τεχνολογία στεκόμενη αρωγός στην γρήγορη κατασκευασιμότητα των τεχνικών επεμβάσεων δημιούργησε σύνθετα υλικά χαμηλού βάρους, εύκολης τοποθέτησης, υψηλών μηχανικών ιδιοτήτων, λογικού κόστους και μικρής εργοταξιακής προετοιμασίας. Δημοφιλέστερα είναι τα ινοπλισμένα πολυμερή (FRP) όπου πρόκειται για μανδύες υφάσματος από ίνες (υλικών όπως γυαλιού, άνθρακα κ.α) το οποίο επικολλάται με ρητίνη στα δομικά στοιχεία. Εξέλιξη των παραπάνω αποτελούν τα ινοπλέγματα σε ανόργανη μήτρα (TRM). Πρόκειται κατά βάση για ινοπλισμένα κονιάματα που χρησιμοποιούν για συγκολλητικό υλικό κάποια ανόργανη μήτρα, συνήθως κονίαμα με βάση το τσιμέντο.

Πλέον γίνεται εκτεταμένη προσπάθεια από την ακαδημαϊκή, ερευνητική και κατασκευαστική κοινότητα να αποτελέσουν τα TRM τόσο για κτίρια φέρουσας τοιχοποιϊας που ενδείκνυνται για την εφαρμογή τους όσο και για κτίρια Ο/Σ (μετατρέποντας μη φέροντα δομικά στοιχεία σε φέροντα) μέσο για ταυτόχρονη σεισμική και ενεργειακή αναβάθμιση. Αυτό γιατί η χρήση κονιάματος που αποτελεί υπόστρωμα θα μπορούσε να τροποποιηθεί καταλλήλως αν προσδίδεται σε αυτό θερμομονωτικές και υγρομονωτικές ιδιότητες με χρήση χημικών πρόσμικτων ή ορυκτών πρόσθετων ή ακόμη καταφέρνοντας να συνδυαστεί με συμβατικά υλικά θερμοκάλυψης.

Με βάση τη παραπάνω συλλογιστική πορεία, στην διατβιβή του [14] προτείνει την εφαρμογή τέτοιων θερμομονωτικών πλακιδίων και συγκεκριμένα διογκωμένης πολυστερίνης πάχους 2 cm, επικολλημένων σε δομικό κονίαμα ενδεδειγμένο για εξωτερική θερμομόνωση (THC 405 Plus εταιρείας Thrakon) οπλισμένο με ασύμμετρο πλέγμα TRM ινών γυαλιού εφελκυστικής αντοχής 2600Mpa και E=80GPa (SikaWrap 350G Grid εταιρείας Sika Hellas). Για την εφαρμογή αυτή εξετάζει πειραματικά τρία είδη τοιχοποιίας με οπτοπλίνθους (διατμητικό τοίχωμα, πεσσό, υπέρθυρο) σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση μεταβαλλόμενου ρυθμού από 0.05 - 0.5 mm/s και αύξηση εύρους 0.5 mm στον πρώτο και 1 mm σε κάθε επόμενο κύκλο φόρτισης, παραμετροποιώντας τον αριθμό στρώσεων των υλικών ενίσχυσης (1 ή 2), τη πλευρά τοποθέτησής τους (μονόπλευρα ή αμφίπλευρα) και τη διάταξή τους (σε επαφή με την τοιχοποιία ή όχι) με σκοπό την εύρεση της βέλτιστης εκδοχής.

Γενικώς η μονόπλευρη τοποθέτηση μανδύα ενίσχυσης των στοιχείων, παρότι οδηγεί σε καλύτερη εποπτεία των ρωγμών στο υπόστρωμα, επιφέρει μικρότερη αύξηση αντοχής και παραμορφωσιμότητας (εκτός της περίπτωσης υπέρθυρου) παρά το ενδεχομένως ίδιο γεωμετρικό ποσοστό ινών με την αμφίπλευρη εκδοχή και τον κίνδυνο της εκτός επιπέδου αστοχίας της τοιχοποιίας χάριν σύνθλιψης λόγω της εκκεντρότητας της μορφής επέμβασης, ιδίως όταν το ΙΑΜ τοποθετείται στην εξωτερική παρειά. Η τοποθέτηση αυτού εσωτερικά του μονωτικού υλικού παρέχει μικρότερη αύξηση αντοχής και παραμόρφωσης αστοχίας, με εξαίρεση τα δοκίμια τύπου πεσσού.

Ειδικότερα, για την περίπτωση διατμητικού τοίχου το σύστημα εγγυάται εξ'ολοκλήρου καμπτική συμπεριφορά χωρίς ψαθυρή κατάρρευση με αύξηση αντοχής από 76.3-105.8% σε σχέση με άοπλη τοιχοποιία και μέγιστη σχετική μετακίνηση κυμάνσεως του 1%. Η αστοχία επέρχεται λόγω εφελκυστικής αντοχής ινών για αμφίπλευρο μανδύα, συνοδευόμενη από καταγραφή στενών βρόγχων υστέρησης και αργό μα διαδοχικό τρόπο εξέλιξης ρωγμών έναντι σύνθλιψης τοιχοποιίας για μονόπλευρο με μεγάλη μεταβολή δυσκαμψίας, εκτενέστερες βλαμμένες περιοχές, έντονη πλάτυνση βρόγχων και σημαντική απορρόφηση ενέργειας από το ίδιο το δοκίμιο. Σε κάθε περίπτωση άξια προσοχής η επιρροή αξονικού φορτίου που αυξάνει την καμπτική αντοχή. Αντιθέτως, για τους πεσσούς παρατηρήθηκε έντονη διαπλάτυνση βρόγχων ανεξαρτήτου διάταξης και μορφή αστοχίας, ασήμαντη επιρροή αξονικού φορτίου και κυρίως αξιόπιστη καμπτική συμπεριφορά όλων των δομικών στοιχείων με τα ποσοστά αύξησης κυμαινόμενα από 51.4 - 85.5% και 25.5 - 83.3% για αντοχή και ανηγμένη παραμόρφωση αντίστοιχα. Τέλος, τα ενισχυμένα υπέρθυρα εκδήλωσαν ασυμμετρίες στα διαγράμματα δύναμης – μετατόπισης, αύξηση αντοχής 44.3 – 112.3% κατά περίπτωση με την μονόπλευρη τοποθέτηση ΙΑΜ στην εξωτερική παρειά να σημειώνει τις καλύτερες επιδόσεις αλλά με μεγάλη επικινδυνότητα λόγω εκκεντρότητας και επιθυμητή καμπτική συμπεριφορά με την αστοχία να επιφέρει ξαφνική πλάτυνση βρόγχου υστέρησης και μεταβολή δυσκαμψίας.

Η εργασία των [15] επικεντρώθηκε στη μελέτη επιρροής του ύψους και της μη κανονικότητας καθ' ύψος εξετάζοντας 3 case studies κτιρίων Ο/Σ με τοιχοπληρώσεις (2-όροφο, 5-όροφο, 5-όροφο με πιλωτή), κανονικά σε κάτοψη με δύο πλαισιακά ανοίγματα στην εγκάρσια διεύθυνση και τέσσερα στη διαμήκη, σχεδιασμένα μόνο για φορτία βαρύτητας (προ 1985) και χωρίς πρόβλεψη για ενεργειακό σχεδιασμό. Η στατική ενίσχυση έγκειται σε εφαρμογή πλέγματος TRM E-glass διαστάσεων 25×25mm, εφελκυστικής αντοχής ινών 115

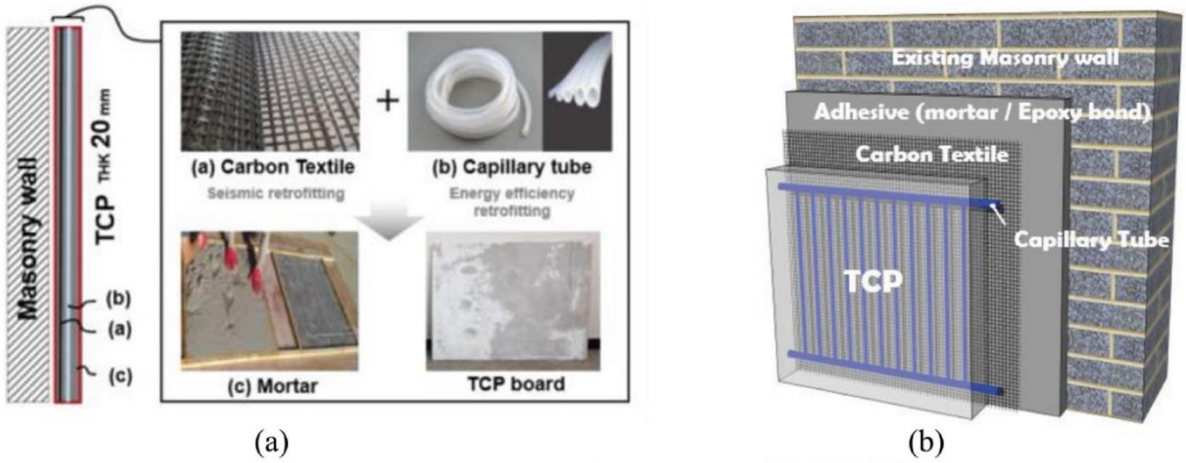
KN/m^2 και E = 73 GPa στις τοιχοποιίες, τη στιγμή που αυτό συνδυάζεται με μονωτικό υλικό πολυστερίνης πάχους 40 mm και θερμικής αγωγιμότητας 0.03 W/m/k. Για την εξέταση της σεισμικής συμπεριφοράς επιχειρήθηκαν μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας (παράλληλα με Pushover αναλύσεις με τριγωνική κατανομή πλευρικού φορτίου) σε ένα μεγάλο εύρος κλιμάκωσης εδαφικών επιταχύνσεων (PGA = 0.001g – 1.0g) για 11 φυσικές σεισμικές καταγραφές.

Η οικονομική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων επιχειρήθηκε διαμέσου της Εκτιμώμενης Ετήσιας Απώλειας EAL. Βάσει της παραπάνω ανάλυσης προέκυψε ότι το κτίριο τύπου pilotis παρουσιάζει εξαιρετικά υψηλότερες τιμές EAL, τη στιγμή που το TRM χαίρει εξαιρετικής σεισμικής απόδοσης αντιμετωπίζοντας επιτυχώς τον κίνδυνο ανάπτυξης μαλακού ορόφου, πιθανότητες οι οποίες εκμηδενίζονται συνδυάζοντας TRM με τοιχοπλήρωση. Τα επιλεγμένα σχήματα ενίσχυσης μειώνουν την κατανάλωση ενέργειας 30-46% (ακόμη περισσότερα με πιο συντηρητικά πάχη στρώσεων μονωτικών υλικών), κρίνονται ευνοϊκότερα για ψυχρά κλίματα ενώ από τεχνικής απόψεως χαίρουν καλύτερης απόδοσης όσο αυξάνεται η σεισμικότητα της περιοχής. Επιστεγασματικά και σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα, η συνδυαστική σεισμική και ενεργειακή αναβάθμιση προτείνεται για PGA>0.1 ενώ παρουσιάζει χρόνο αποπληρωμής επένδυσης πολύ μικρότερο απ΄ότι αν συνέβαιναν ανεξάρτητες επεμβάσεις.

Αναβάθμιση	Μπέργκαμο			Φλωρεντία			Ρώμη			Κατάνια		
	2ο	5ο	5οπ	2ο	5ο	5οπ	2ο	5ο	5οπ	2ο	5ο	5οπ
Ενεργειακή	5.9	8.5	7.7	7.5	11.0	10.1	9.0	13.8	12.7	11.9	19.7	18.0
Σεισμική	30.1	34.2	12.4	17.2	18.3	4.1	18.2	19.8	3.8	33.8	43.1	3.0
Συνδυασμένη	6.8	9.3	7.0	7.4	10.1	5.1	8.6	12.2	5.3	12.4	19.4	4.9

Πίνακας 1: Τιμών EAL [15]

3.2 TCP



Σχήμα 6: (a) Σύνθεση TCP (b) Εφαρμογή TCP [16]

Η άνω τεχνολογία όπου η ενίσχυση επιτυχνάνεται με την χρήση ινών χρησιμοποιήθηκε με διαφορετικό τρόπο από τους [16] προσαρτώντας στο πλέγμα άνθρακα έναν τριχοειδή σωλήνα. Η φιλοσοφία αυτής της τεχνοτροπίας έγκειται στην προσθήκη των ενεγειακών ιδιοτήτων στο σύστημα μέσω του σωληνα ο οποίος επιτρέπει την ροή κατάλληλων ρευστών σε ορισμένες θεμροκρασίες. Μέσα από την πειραματική έρευνα [16] τοιχοδομές ενισχυμένες

με TCP παρουσίασαν αύξηση 42% της αντοχής και 40% της παραμόρφωσης. Σχετικά με την θερμική απόδοση της μεθόδου εξελλίσονται περαιτέρω δοκιμές ενώ

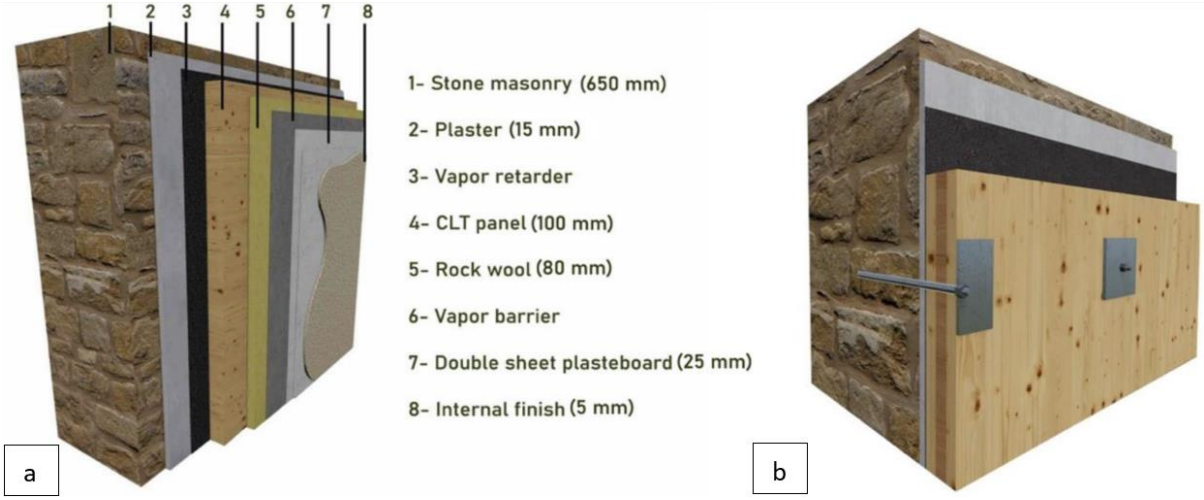
3.3 CLT

Εφαρμογή λύσεων με την φιλοσοφία των Nested Buildings αποτελούν μια ολοκληρωμένη προσέγγιση που διατηρεί την υπάρχουσα εξωτερική δομή (εφαρμογή εξωτερικά) και παρέχει ένα νέο δομικό σύστημα στο εσωτερικό με στόχο την βελτίωση τον δομικών και ενεργειακών επιδόσεων. Υπάρχουν διάφορες επιλογές όσων αφορά την μόρφωση τέτοιων δομών όπως οπλισμένο σκυρόδεμα (ΟΠ), πλαίσια χάλυβα (ΠΧ), ξύλινα πλαίσια (ΞΠ) και τα πάνελ CLT. Κάνοντας μια σύντομη περιγραφή ορισμένων χαρακτηριστικών αυτών αναφέρεται ότι το ΟΠ προσφέρει υψηλή ακαμψία, αποτελεσματική σύνδεση με την υπάρχουσα κατασκευή μέσω ράβδων, ωστόσο το σκυρόδεμα έχει υψηλή θερμική διαπερατότητα που σε ορισμένες περιπτώσεις παρουσιάζει θερμογέφυρες.

Επιπρόσθετα ο σχεδιασμός, η εγκατάσταση και η χύτευση αποτελούν περίπλοκες διαδικασίες ειδικότερα σε αυτές τις περιπτώσεις που η εφαρμογή γίνεται στην εσωτερική επιφάνεια. Τα χαλύβδινα πλαίσια λόγω της λεπτότητας τους αναπτύσσουν μεγάλες μετατοπίσεις κυρίως στην περίπτωση παχιάς τοιχοποιίας, ενώ για λόγους εξισορρόπησής δυσκαμψίας (παλιάς και νέας δομής απαιτείται προένταση). Το πλήθος προκατασκευασμένων μεταλλικών κατασκευών επιτρέπει ευκολότερες εγκαταστάσεις, μειώνοντας έτσι και τον χρόνο κατασκευής, το ανθρώπινο δυναμικό, αν και οι διαστάσεις των δομικών στοιχείων επηρεάζουν έντονα τον χειρισμό και το ίδιο το εργοτάξιο. Στα μειονεκτήματα αναφέρονται το υψηλό κόστος, οι υγροθερμικές ιδιότητες του χάλυβα, καθώς και ότι η πολύ υψηλή του θερμική αγωγιμότητα μπορεί να δημιουργήσει σημαντικές διακυμάνσεις στη θερμική ροή.

Οι λύσεις ξυλείας παρουσιάζουν τα πλεονεκτήματα των ελαφριών και καλών θερμικών ιδιοτήτων. Τα ξύλινα πλαίσια παρουσιάζουν χαμηλή ακαμψία, καθιστώντας τα κατάλληλα για την ενίσχυση της λεπτής τοιχοποιίας αλλά ενδέχεται να είναι ανεπαρκή για την ενίσχυση χονδρών τοίχων από τοιχοποιία. Αντίθετα, τα πάνελ CLT, χάρη στην αυξημένη ακαμψία τους, επιτρέπουν τον συνδυασμό των πλεονεκτημάτων της εγκατάστασης προκατασκευασμένων στοιχείων τόσο δομικής όσο και ενεργειακής απόδοσης, κάνοντας την παρέμβαση πολύ ανταγωνιστική. Επιπλέον, η δυνατότητα ανακύκλωσης των CLT εγγυάται καλή βιωσιμότητα του κύκλου ζωής της παρέμβασης τόσο από περιβαλλοντικής όσο και από οικονομικής απόψεως.

Στο σημείο αυτό παρουσιάζεται μια έρευνα [17] που επικεντρώθηκε στην ενίσχυση άοπλης τοιχοποιίας με πάνελ χιαστί συγκολλήσεων (διασταυρωμένων) πάνελ ξύλου (CLT). Η επιλογή του ξύλου ως υλικού είναι δικαιολογημένη καθώς κρίνεται ως ελαφρύ υλικό, υψηλής δυσκαμψίας με ικανοποιητικότατα υγροθερμικά χαρακτηριστικά. Τα αποτελέσματα της εφαρμογής πιστοποιούν την συνεισφορά αυτής της τεχνολογίας σε φορτίσεις εντός επιπέδου, ενώ η αποτροπή μηχανισμών ανατροπής απαιτεί επαρκείς κατασκευαστικές λεπτομέρειας και την προσφορά συγκεκριμένων λύσεων.



Σχήμα 7: Παράδειγματα (a) Στρωμάτων εφαρμογής αναβάθμισης CLT (b) Συνδέσεις αυτών [17]

Τα πάνελ CLT εξαιτίας της ικανότητας τους να λαμβάνουν φορτία σε εντός και εκτός επιπέδου προτιμώνται να χρησιμοποιούνται σε επίπεδα στοιχεία (πλάκες και τοίχους). Μάλιστα τα δάπεδα CLT μειώνουν την μάζα παρέχοντας έτσι σημαντικό πλεονέκτημα απέναντι σε σεισμικές δράσεις. Αχίλλειο πτέρνα της μεθόδου αποτελεί η ύπαρξη υγρασίας που επιφέρει την ανάπτυξη μούχλας. Επίσης σαν μειονέκτημα αναφέρεται ο κίνδυνος υπερθέρμανσης του υλικού (ξύλου) κατά την θερμή περίοδο λόγω έλλειψης θερμικής μάζας και θερμικής διαπερατότητας. Στα αποτελέσματα αναφέρεται για την περίπτωση πέτρινου τοίχου (α) και κοίλου πήλινου τοίχου (β):
α) Η θερμική χρονική υστέρηση τετραπλασιάστηκε φτάνοντας την τιμή των 12.43 h ενώ οι μέγιστες μετατοπίσεις μειώθηκαν κατά 30%. Με ενέσεις κονιάματος πριν την εφαρμογή μάλιστα αυτή η μείωση ενδέχεται να φτάνει και το 50% αν και παρατηρήθηκαν προβλήματα εκτός επιπέδου ακόμα με την ελάχιστη απόσταση μεταξύ των συνδέσμων των 2 επιφανειών.
Β) Η θερμική χρονική υστέρηση τετραπλασιάστηκε φτάνοντας την τιμή των 13.90 h ενώ οι μέγιστες μετατοπίσεις μειώθηκαν κατά 25% ενώ δεν παρατηρήθηκαν προβλήματα εκτός επιπέδου.

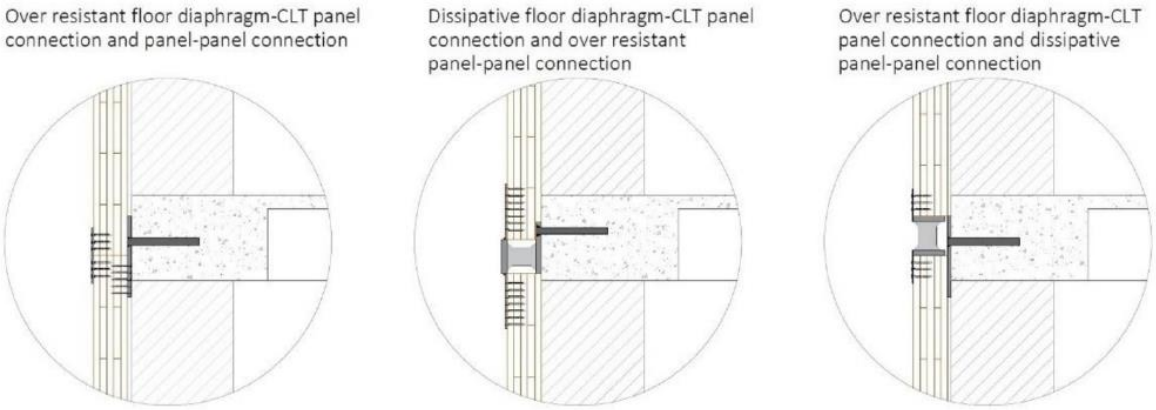
Σε ακουλουθία των άνω παρουσιάζεται μια πρόταση γνωστή ως AdESA (Adeguamento Energetico Sismico ed Architettonico) που μεταφράζεται ως Energy Seismic and Architectural Retrofit [18]. Το σύστημα AdESA συνεπάγεται με τη χρήση καινοτόμων τεχνολογιών και συστημάτων εικονικού σχεδιασμού (BIM), βασίζεται στην εφαρμογή στρωμένου κελύφους στο υπάρχον κτίριο, που περιλαμβάνει: (1) δομικό στρώμα, που αποτελείται ένα αντισεισμικό κέλυφος κατασκευασμένο από προκατασκευασμένα πάνελ διασταυρούμενης ξυλείας (CLT) και ένα στρώμα πυροπροστασίας, εάν είναι απαραίτητο, (2) ένα ενεργειακό στρώμα, που αποτελείται από ένα θερμικό μονωτική (σε πάνελ ή επίστρωση) και (3) ένα αρχιτεκτονικό στρώμα, που περικλείει τα προηγούμενα στρώματα με εξαιρετικά προσαρμόσιμα φινιρίσματα, που κυμαίνονται από το απλό skimming, για τη διατήρηση της εμφάνισης από παραδοσιακό σοβά, μέχρι επιχρίσματα με υψηλή αρχιτεκτονική και τεχνολογική απήχηση.

Τέτοια συστήματα τοποθετούνται εύκολα και αποσυναρμολογούνται σε περίπτωση επαναχρησιμοποίησης ή αλλαγής των αναγκών, ενώ τα θυσιαστικά αντικαταστάσιμα στοιχεία ανακυκλώνονται εύκολα. Με βάση το Life Cycle Thinking λαμβάνονται υπόψη περιβαλλοντικές, κοινωνικές και οικονομικές επιπτώσεις ενός προϊόντος σε όλο τον κύκλο ζωής (από την εξόρυξη των πρώτων υλών, κατασκευή, λειτουργία, επισκευή-συντήρηση, ανακύκλωση-χρήση προϊόντων μετά το τέλος ζωής του κτιρίου). [18]

Το AdESA αποτελείται από ένα κέλυφος εξωσκελετού που εφαρμόζεται στο υπάρχον κτίριο, εμπεριέχει 1-3 στρώσεις ανάλογα τις απαιτούμενες ανάγκες και τον στόχο την αναβάθμισης, βελτιώνοντας την ενεργειακή και την σεισμική απόδοση, εξασφαλίζοντας την αρχιτεκτονική αναδιαμόρφωση και την προσαρμοστικότητα σε διάφορες περιβαλλοντικές συνθήκες. Ο εξωσκελετός είναι σχεδιασμένος ως αρθρωτός έτσι ώστε να προσαρμόζεται σε διάφορες γεωμετρίες και να είναι αρκετά ευέλικτος σε μελλοντικές κτιριακές ανάγκες. Οι συνδέσεις είναι επίσης προκατασκευασμένες στο εργοστάσιο και τυποποιημένες για την εξασφάλιση της εύκολης εγκατάστασης, καθώς και για να καταστεί δυνατή η αφαίρεση και η επαναχρησιμοποίηση τους στο τέλος της ζωής τους. Τονίζεται επίσης ότι για τα πάνελ CLT, μπορεί να ληφθεί υπόψη ένα ποσοστό επαναχρησιμοποίησης περίπου 85–90%.

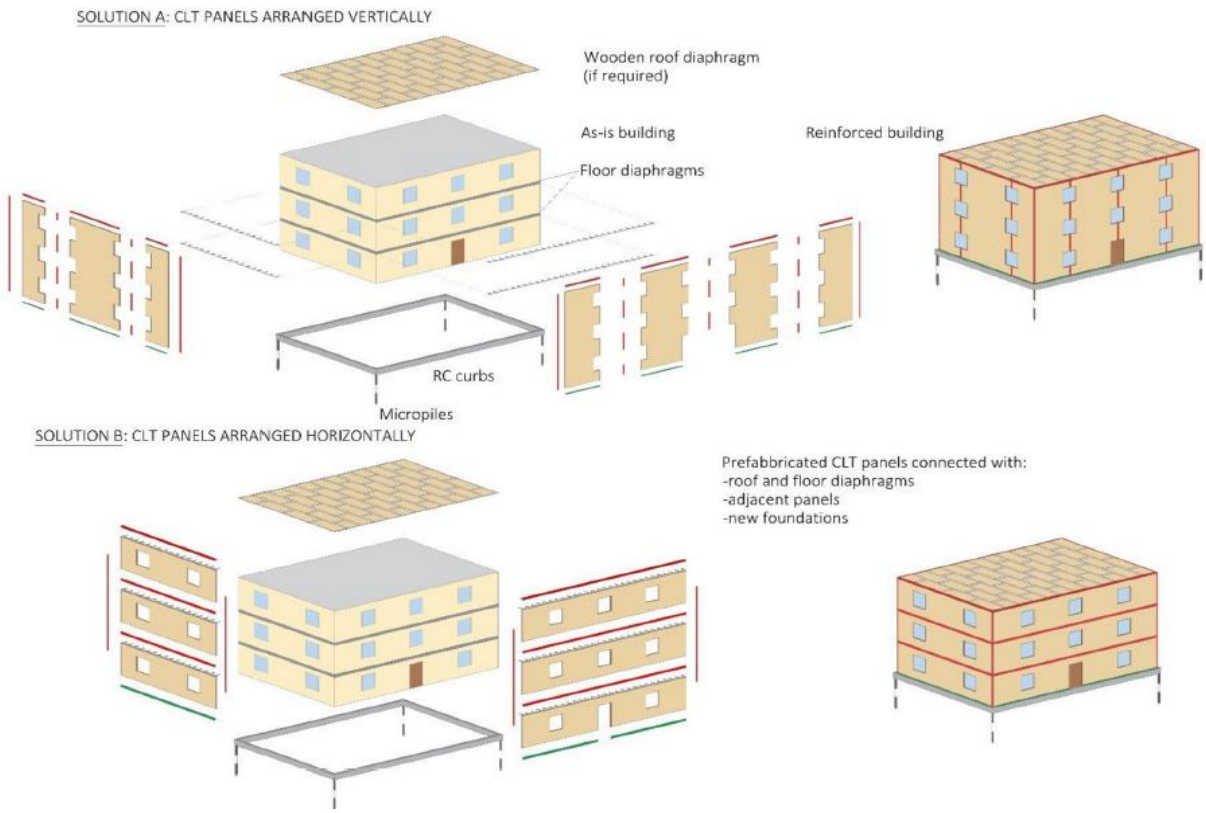
Επιπλέον, το σύστημα κρίνεται ως υψηλά βιομηχανοποιημένο τόσο ως προς την παραγωγική διαδικασία όσο και για την εγκατάσταση εξαρτημάτων, εξασφάλιση χρόνου κατασκευής, διαχείρισης εργοταξίου και κόστους συγκρίσιμα με αυτά του ενεργειακές και αρχιτεκτονικές παρεμβάσεις, αλλά με επιπλέον οφέλη όσον αφορά την ασφάλεια του κτιρίου και των κατοίκων. Για να μην αυξηθεί ο χρόνος και ο βαθμός των επεμβάσεων η λύση αυτή γίνεται εξωτερικά, σε κτίρια π.χ. του 2^{ου} παγκοσμίου πολέμου που βρίσκονται σε μεγάλους αριθμούς εντός των οικιστικών κέντρων χωρίς να υπόκεινται σε περιορισμούς διατήρησης. Η τεχνολογία εφαρμόζεται σε ένα γυμναστήριο στην πόλη Μπρέσια της Ιταλίας (a_g = 0.168).

Στην πρώτη περίπτωση [βλ. Σχήμα 8] το κάτω πάνελ συνδέεται πρώτα με καρφιά στη δοκό δακτυλίου RC του δαπέδου το επάνω, μέρος του πάνελ στη συνέχεια συνδέεται με το κάτω μέσω καρφωμένων χαλύβδινων λωρίδων. Στα επόμενα δύο μια σειρά από κάθετες χαλύβδινες πλάκες παρεμβάλλεται στο επίπεδο σύνδεσης. Ανάλογα με τη διάταξη των χαλύβδινων πλακών, η διάχυση μπορεί να συμβεί είτε στο κέλυφος εξωσκελετό.



Σχήμα 8: Πιθανές τεχνολογίες σύνδεσης CLT πάνελ [18]

Οι θερμικές ιδιότητες του ξύλου αξιοποιούνται στην προσθήκη θερμομονωτικών υλικών ελαχιστοποιώντας την απαιτούμενη στρώση και συνεπώς τις περιβαλλοντικές συνέπειες. Η συναρμολόγηση και η σύνδεση του CLT διήρκησαν περίπου 2 ημέρες, υποθέτοντας μια ομάδα 4 ατόμων και ένα ελαφρύ γερανό. Η συναρμολόγηση ολόκληρου του συστήματος AdESA απαιτούσε 4-5 μήνες. Το συνολικό κόστος (συμπεριλαμβανομένου του πολυεπίπεδου ενεργειακού και δομικού κελύφους, των αρχιτεκτονικών τελειωμάτων, της κατασκευής κόστη εργοταξίου, προκαταρκτικές εργασίες, απρόβλεπτα, ΦΠΑ, αλλά εξαιρουμένων των τεχνικών εξόδων) ήταν περίπου 390 EUR/m^2. Ως προς την κατανομή του κόστους: Το 30% του συνολικού κόστους σχετίζεται με τη δομική μετασκευή, το 30% με την ενεργειακή βελτίωση μέτρα και 40% σε άλλα κατασκευαστικά έξοδα.



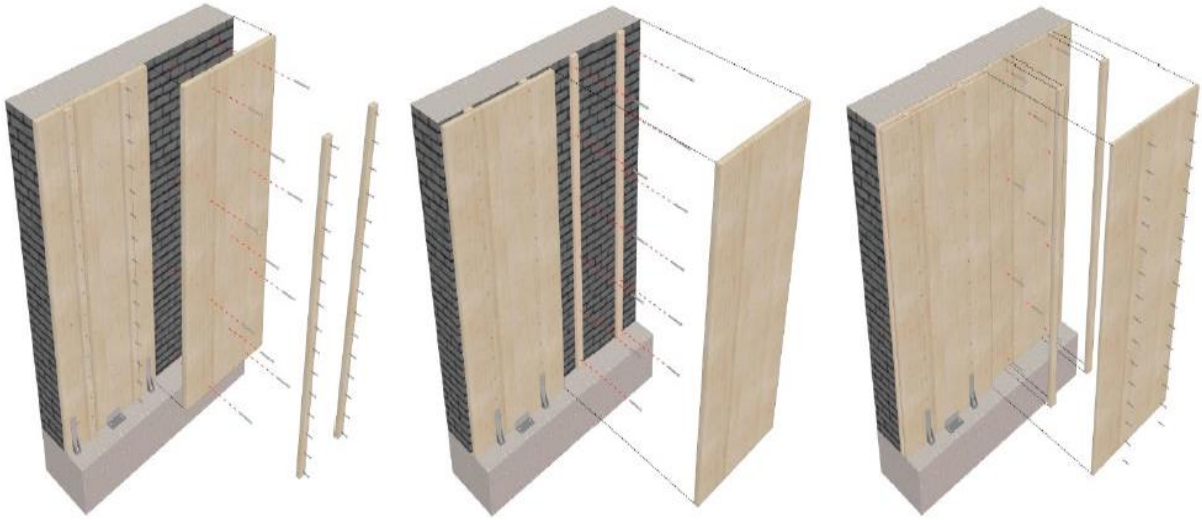
Σχήμα 9: Το αντισεισμικό στρώμα AdESA αποτελείται από πάνελ CLT κατά μήκος των περιμετρικών προσόψεων (διατεταγμένα είτε οριζόντια ή κατακόρυφα, σε όλο το ύψος), διαφραγματική λειτουργία στέγης με την προσθήκη κόντρα πλακέ πάνελ (χρήση χαλύβδινων φλαντζών).[18]

Η εφαρμογή του συστήματος AdESA στο γυμναστήριο επέτρεψε τη μετατόπιση της δομής από ένα εξαιρετικά σεισμικά ευάλωτο κτίριο σε ένα κτίριο που συμμορφώνεται με τον κώδικα (δηλ. σεισμική κλάση F έως σεισμική κατηγορία κτήριο A, με αναφορά στα ιταλικά πρότυπα), επίλυση όλα τα μεγάλα σεισμικά τρωτά σημεία του κτιρίου. Από ενεργειακής άποψης, το χειμώνα το ετήσιο θερμικό φορτίο μειώθηκε από 63.338 kWh σε 31.343 kWh, ενώ σε καλοκαιρινές συνθήκες, μειώθηκε από 21.137 kWh σε 8851 kWh, με ετήσια ενέργεια εξοικονόμηση ίση με 50.51% και 58.12% αντίστοιχα (δηλαδή, μετάβαση από ενεργειακή κλάση E σε κατηγορίας B, με αναφορά στα ιταλικά πρότυπα).

Οι [19] πραγματοποίησαν πειράματα πάνω σε δύο διαφορετικά προϊόντα ξυλείας γνωστά ως CLT (cross laminated timber) και LVL (laminated veneer lumber). Τα ξύλινα στοιχεία που ερευνήθηκαν είχαν την μορφή πάνελ, την μορφή ορθοστατών καθώς και συνδυασμό αυτών. Σχετικά με τα μονωτικά πάνελ το πάχος τους περιορίστηκε στα 30 mm εξετάζοντας 4 επιλογές (ίνες ξύλου, διογκωμένη πολυστερίνη- EPS 80, EPS 100 γραφίτη, aeropan-προϊόν με βάση το aerogel). Σε όλες τις εσωτερικές εφαρμογές τοποθετήθηκε μια αδιάβροχη μεμβράνη (ανάμεσα στο υπάρχον υπόστρωμα και τα πρόσθετα ξύλινα μέλη) με σκοπό να μην πραγματοποιηθεί εμποτισμός των ξύλινων στοιχείων καθώς και φράγμα υδρατμών στην θερμή πλευρά για την εγγύηση της υγροθερμομονωτικής απόδοσης.

Στις εξωτερικές εφαρμογές η μεμβράνη τοποθετήθηκε στην εξωτερική επιφάνεια για την αντιμετώπιση των ηλιακών ακτινών. Όσον αφορά το φινίρισμα της επιφάνειας, όταν γίνεται η επέμβαση εσωτερικά, μπορεί να γίνει με γυψοσανίδες ή φύλλα ινοτσιμέντου. Διαφορετικά, όταν γίνεται επέμβαση στις εξωτερικές επιφάνειες, το φινίρισμα γίνεται με χρήση ινοτσιμεντοσανίδων και επιπλέον επίστρωσης skim coat για εγγυημένη ανθεκτικότητα.

Συνολικά μελετήθηκαν 35 εφαρμογές 18 εσωτερικές και 17 εξωτερικές. Στα αποτελέσματα αναφέρεται η μείωση της θερμικής μετάδοσης περίπου κατά 78%, ενώ η προσθήκη ξύλινων ορθοστατών οδήγησε σε καλύτερη απόδοση. Τέλος η λύση με τα LVL (με ορθοστάτες) είχε την καλύτερη απόδοση από άποψη μηχανικής.



Σχήμα 10: Διάφοροι σχηματισμοί ξύλινων ενισχύσεων [19]

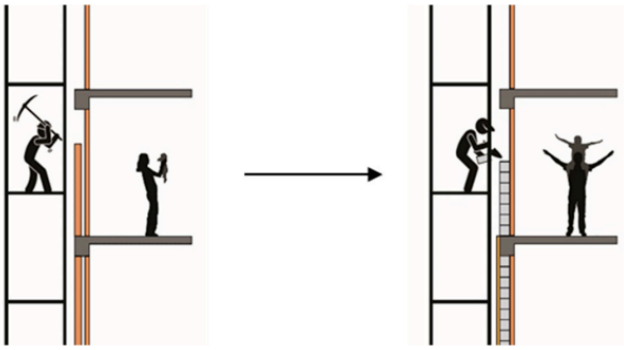
3.4 Xlam Panels

Οι [20] συνέβαλαν στην ανάπτυξη της τεχνολογίας των xlam panels, σύστημα με βάση τη χρήση φυσικών και περιβαλλοντικά βιώσιμων υλικών και συγκεκριμένα του ξύλου, με αποδεδειγμένη αντισεισμική ικανότητα και εξαιρετική αναλογία αντοχής και ειδικού βάρους καθώς επίσης και θερμικής αγωγιμότητας λόγω πορώδους και κατεύθυνσης ινών. Η εφαρμογή έγκειται μέσω μεταλλικής κατασκευής στερεωμένης στο επίπεδο της πλάκας για περισσότερη καμπτική δυσκαμψία και διασύνδεση αυτού με τα ξύλινα πάνελς μέσω ξύλινων αγκυρίων για μεταφορά διατμητικών τάσεων. Στη παρούσα έρευνα γίνεται συνδυασμός των πάνελς με διάφορους τύπους θερμομονωτικών υλικών παραμετροποιώντας τη διάταξη και τη θέση τους καθώς και το είδος της τοιχοποιίας.

4. ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΔΟΜΙΚΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΜΕ ΑΛΛΑ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΩΝ ΙΔΙΟΤΗΤΩΝ

Για την επάνοδο της αειφορίας και της ανθεκτικότητας των υφιστάμενων κατασκευών, έχει προταθεί για πλαισιακές κατασκευές Ο/Σ η στρατηγική της αντικατάστασης της εξωτερικής στρώσης της περιμετρικής τοιχοποιΐας με διπλόφυλλες τοιχοπληρώσεις κατασκευασμένες με κοίλα τούβλα από AAC blocks υψηλής απόδοσης. Τα συγκεκριμένα δομικά στοιχεία πρόκειται για προκατασκευασμένα οικολογικά και φιλικά στο περιβάλλον μπλόκια, με εξαιρετική θερμική αγωγιμότητα (λ = 0,008 – 0,16 W/mk), ισχυρή θλιπτική αντοχή, χαμηλού βάρους και υψηλών πυρόμαχων ιδιοτήτων. Χαίρει ευρείας εμπορείας στον κατασκευαστικό κλάδο (ευκολία προμήθειας), ενώ το γεγονός της προκατασκευής του διευκολύνει την τοποθέτηση και μειώνει τα κόστη και τους χρόνους κατασκευής.

Προς αυτή τη κατεύθυνση, οι [21], εξέτασαν τη χρήση τέτοιον blocks μέσω case-study μίας 4-όροφης πολυκατοικίας, αντιπροσωπευτικής υφιστάμενου κτιρίου των δεκαετιών 1950-1980 κάνοντας ενεργειακές και σεισμικές προσωμοιώσεις.



Σχήμα 11: Παράδειγμα εφαρμογής της επάμβασης AAC Blocks [21]

Mechanical Characteristics of Masonry Infill	Current State (Clay Hollow Bricks)	Design State (AAC blocks)
Young Modulus E [MPa]	1200	3000
Shear Modulus G [MPa]	700	1200
Compressive stress f_m [MPa]	1.2	5.35
Shear stress τ_0 [MPa]	0.07	0.38
Specific weight w [kN m^{-3}]	8	6.6

Πίνακας 2: Μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας πριν και μετά την εφαρμογή [21]

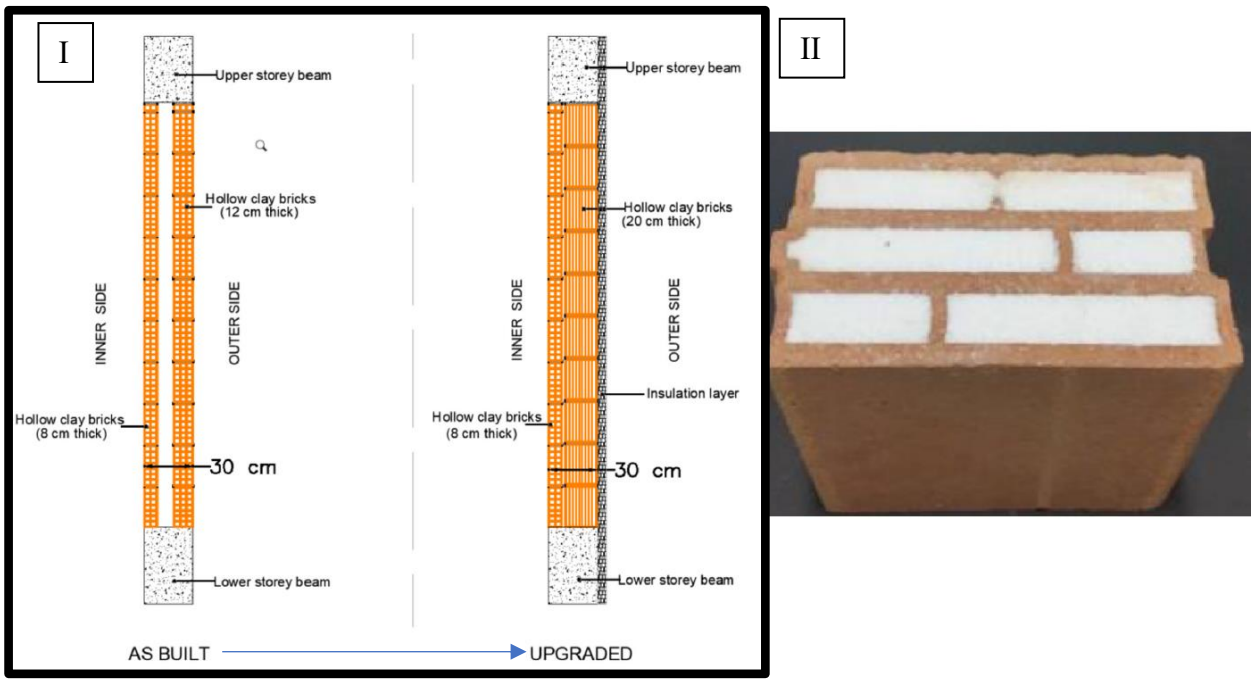
Με την προτεινόμενη τεχνική, σεισμική συμπεριφορά αλλάζει καθώς τα νέας πάνελς επιτρέπουν μεγαλύτερη δυσκαμψία και αντίσταση. Αυτή βελτιώνεται κατά 120,8% στην SLD (damage limitation) στάθμη, 57% για την SLV (life safety) και κατά 43.2% για την SLC (near collapse). Δηλαδή, η δομική βελτίωση είναι ανώτερη για την limit state, ενώ από κει και ύστερα έχει μειωτική τάση, πράγμα που σημαίνει καλύτερη απόδοση έως ότου φτάσει σε βλάβη το κτίριο. Ως προς το ενεργειακό ζήτημα, η χρονική υστέρηση αυξάνει κατά 4 ώρες και οι ενεργειακές ανάγκες μειώνονται κατά 38% και 27% σε θέρμανση και ψύξη αντίστοιχα. Προς την κατασκευασιμότητα της τεχνικής, αποτελεί σημαντικό πλεονέκτημα η γρήγορη εφαρμογή, η ικανότητα πολλών συνεργείων για την επέμβαση (δεν απαιτείται εξειδικευμένο συνεργείο) ενώ δεδομένου της εργασίας εκ των έξω, δεν προκαλείται καμία όχληση ή προσωρινή μετεγκατάσταση των ενοίκων. Τα όποια προϊόντα καθαίρεσης και αποδόμησης θα μπορούν να ανακυκλωθούν και να επαναχρησιμοποιηθούν στο πνεύμα της κυκλικής οικονομίας.

Όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό η ενίσχυση δομικών στοιχείων μπορεί συχνά να μην είναι εφικτή ή οικονομικά βιώσιμη λόγω πολύ κακής ποιότητας ή βλάβης του υπάρχοντας περιβλήματος. Σε τέτοιες περιπτώσεις η αντικατάσταση στοιχείων (π.χ. τοιχοδομών) μπορεί να αποτελεί μια συμφέρουσα λύση σαφώς όμως αρκετά πιο παρεμβατική.

Στην ερευνητική εργασία του [22] προτάθηκε η αντικατάσταση της εξωτερικής στρώσης τούβλων τοιχοποιίας (αποτελούμενης από 2 στρώσεις με εσωτερικό κενό) με ένα παχύτερο ανθεκτικότερο τούβλο από πηλό, με χαμηλή διαπερατότητα προσθέτοντας επίσης εξωτερικά από αυτό μονωτικό στρώμα. Αυτή η τεχνοτροπία χρησιμοποιήθηκε σε κτίρια της δεκαετίας του 1970 στην περιοχή της Ιταλίας (γνωστή έρευνα ως DPC-ReLUIS).

Στα αποτελέσματα της μελέτης αποδείχθηκε μείωση της κατανάλωσης ενέργειας κατά 40%, (ενεργειακή κλάση βελτίωση από F σε D). Επιπλέον, η χρήση ανθεκτικότερων τούβλων οδήγησε σε αύξηση της διατμητικής ικανότητας βάσης (+25%) και της ακαμψίας (+58%). Τούβλα γεμάτα με προηγμένα υλικά έχουν επίσης προταθεί, όπως υλικά αλλαγής φάσης (PCM) που οδηγούν σε μειώσεις της ροής θερμότητας έως και 10% επιτυγχάνοντας πολύ

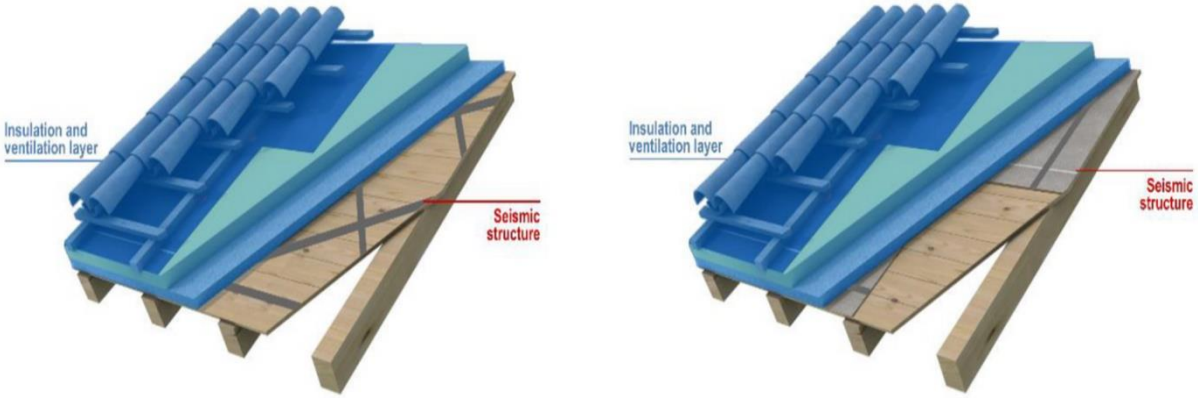
χαμηλή τιμή U 0,157 W/(m2K) για τοίχο, αλλά με σχετικά μεγάλο πρόσθετο κόστος 1000 €/m^2 .



Σχήμα 12: I) Αντικατάσταση υλικών τοιχοδομής με αποδοτικότερα [22] II)Τούβλα με γέμιση προηγμέννω υλικών [23]

5. ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΕΣ ΕΜΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΕ ΔΑΠΕΔΑ ΚΑΙ ΟΡΟΦΕΣ

Στα κτίρια τοιχοποιίας το δάπεδο και η στέγη κατασκευάζεται συνήθως από ξύλινες δοκούς ή σανίδες είτε από μεταλλικές δοκούς με ικανότητα μεγάλης καμπτικής παραμόρφωσης (χαμηλή δυσκαμψία σε εντός επιπέδου φορτίσεις). Σε περιπτώσεις που η ακαμψία εντός επιπέδου δεν είναι εξασφαλισμένη (π.χ. σε πρώιμα κτίρια με ξύλινες δοκούς) απαιτούνται διεργασίες εξασφάλισης ή επάκτησης της. Μια μέθοδος θα μπορούσε να είναι αυτή των CLT σε δάπεδα μειώντας το βάρος της κατασκευής, προσδίδοντας παράλληλα θερμομόνωση. Κατά αναλογία με τα δάπεδα έτσι και οι στέγες μπορούν να γκρεμιστούν μερικώς και να ενισχυθούν με εσωτερικό στρώμα CLT και θερμομόνωση. Οι [24] πρότειναν μια τενική για την αναβλαθμιση ιστορικών στεγών κατασκευάζοντας ένα λεπτό κέλυφος που επικάλυπτε δοκάρια, σανίδες και την οροφή επιτυγχάνοντας διαφραγματική λειτουργία.



Σχήμα 13: Σχηματική απεικόνιση της αναβάθμισης στις στέγες [25]

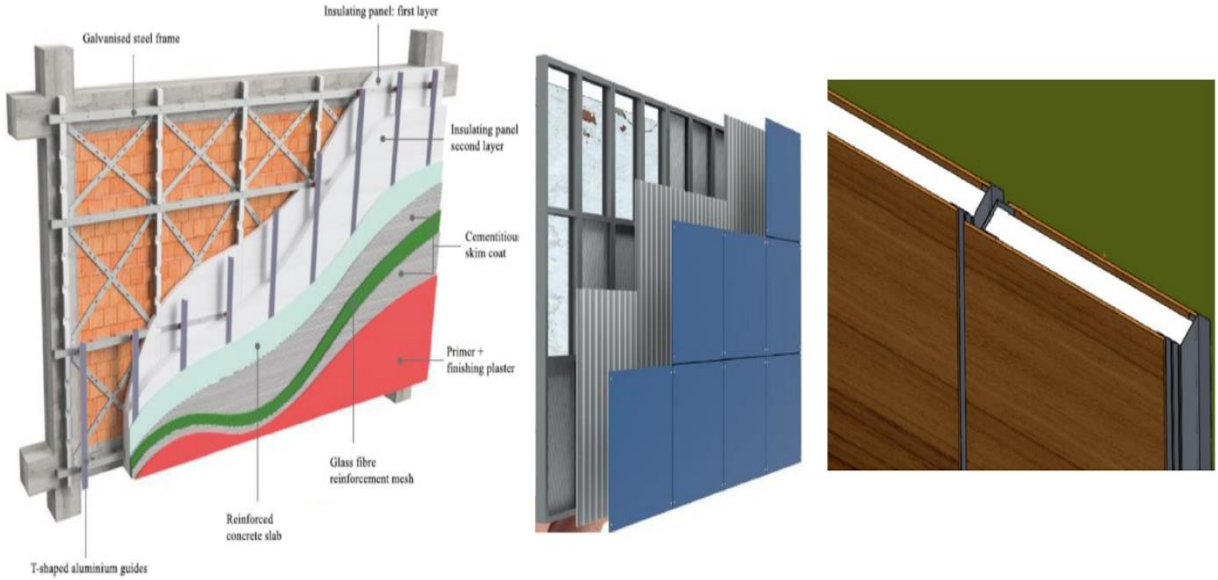
6. ΙΔΙΑΙΤΕΡΕΣ ΤΕΧΝΟΤΡΟΠΙΕΣ ΕΤΑΙΡΕΙΩΝ ΤΟΥ ΚΛΑΔΟΥ

Στην ερευνητική εργασία των [26] εξετάστηκαν 3 διαφορετικές μορφές ενίσχυσης ονομαζόμενες ως Resisto 5.9, Duo System και MIL 15 αντίστοιχα. Κοινό όλων των μεθόδων που χαρακτηρίζονται ως seismic-energy coats αποτελεί η χρήση μεταλλικών εξωσκελετών και θερμομονωτικών πάνελ εντός του μεταλλικού σκελετού αυξάνοντας την σεισμική και ενεργειακή απόκριση της κατασκευής. Το υπό μελέτη κτίριο είναι ένα σχολείο που βρίσκεται στην περιοχή της Νάπολης. Η y ήταν η διεύθυνση με την μεγαλύτερη ευπάθεια. Σύμφωνα με τον κώδικα απαιτείται ελάχιστο επίπεδο ασφάλειας 0.60.

Το Resisto 5.9 αποτελούταν από ένα μεταλλικό πλαίσιο στο οποίο είχαν εφαρμοστεί χιαστί μεταλλικά στοιχεία που συνεισφέρουν σεισμικά και εντός των κενών θερμομονωτικά πάνελ. Το Duo System αποτελούταν κι αυτό από ένα μεταλλικό πλαίσιο ένα χαλύβδινο φύλλο μορφής C που λειτουργεί ως σεισμικό στοιχείο όπου σε αυτό προσαρτιόντουσαν τα μονωτικά πάνελ. Το MIL 5 αποτελούταν από πλαίσιο και μονωτικά πάνελ μεταξύ δύο στρωμάτων πάνελ OSB (Oriented Strand Boards) πάχους 9 mm που χρησιμοποιούνται για την απορρόφηση σεισμικών δράσεων. Μετά από αναλύσεις push over ο δείκτης ασφάλειας δεν ξεπερνούσε σε καμία περίπτωση την ζητούμενη τιμή με την χρήση των τριών μεθόδων αποκλειστικά έτσι έπρεπε να ενισχυθούν και ορισμένα υποστυλώματα.

Η μέθοδος Resisto 5.9 αποδείχθηκε η πιο αποδοτική ενώ επιπλέον ικανοποίης τους ελέγχους με λιγότερες παρεμβάσεις σε υποστυλώματα (6 για το Resisto 5.9, 26 για το DUO System και 30 για MIL 15). Τα φαινομενικά αρνητικά αποτελέσματα της έρευνας οφείλονται στην υψηλή ευπάθεια της υπάρχουσας δομής και στην παρουσία πολλών μεγάλα ανοίγματα στη μελέτη περίπτωσης που δεν επέτρεψαν την επέκταση των εξωσκελετών σε ολόκληρο το υψόμετρο της δομής. Ωστόσο, ακόμη και σε αυτό περίπτωση, δύο στις τρεις σεισμικές επιστρώσεις επέτρεψαν να φτάσουν σε αύξηση του επιπέδου ασφαλείας 0,10, που είναι το ελάχιστο ποσοστό που απαιτείται από τον ιταλικό κώδικα για την απόκτηση της σεισμικής αναβάθμισης συνηθισμένων κτιρίων**.** Αυτό σημαίνει ότι οι εξωσκελετοί από ελαφρύ μέταλλο είναι σίγουρα αποτελεσματικοί συστήματα μετασκευής για κτίρια κατοικιών ή ακόμα και για σχολικά κτίρια με κανονικές προσόψεις και διατάξεις σχεδίων.

1 2 3



Σχήμα 14: Παρουσίαση των συστημάτων 1) Resisto 5.9 2) Duo System και 3) MIL 15 [26]

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο σημείο αυτό θα πρέπει να τονιστεί ότι η κάθε μέθοδος από αυτές που παρουσιάστηκαν έχει τις δικές τις αδυναμίες. Το υπάρχον υπόβαθρο σχετικά με την ταυτόχρονη αναβάθμιση (ενεργειακή και σεισμική) είναι σε πολύ χαμηλά επίπεδα. Αναγκαία κρίνεται η ενασχόληση μέσω από ερευνητικά προγράμματα ώστε να προκύψουν ποιοτικότερα συμπεράσματα. Η αποδοτικότητα με την χρήση όλων των τεχνολογιών ήταν έκδηλη ωστόσο η δυνατότητα σύγκρισης τους ως προς την απόδοση καθίσταται ιδιαίτερα δυσχερής. Τονίζεται ότι η εκλογή μιας εκ αυτών εξαρτάται από ορισμένους παράγοντες οι οποίοι σταχυολογούνται παρακάτω:

- Περιορισμοί σχετικοί με την επιφάνεια εφαρμογής (εξωτερική ή εσωτερική ανάλογα με την επιθυμία διατήρησης της όψης του κτιρίου ή μη).
- Διαθέσιμη τεχνολογία-κατάρτιση του εργατικού δυναμικού.
- Ανάγκη εξασφάλισης της μη διακοπής της λειτουργίας του κτιρίου.
- Ο αριθμός των δομικών στοιχείων και οι ανάγκες αυτών σε αναβάθμιση (μπορεί σεισμική να έχουν ανάγκη λιγότερα μέλη από αυτά που θέλουν ενεργειακή) .
- Η συμβατότητα μεταξύ των υλικών.
- Ο βαθμός της απαιτούμενης απόδοσης στο τέλος των εργασιών.
- Η αλληλεπίδραση που ενδεχομένως έχουν και δεν επιτρέπει την εφαρμογή ή την λειτουργία μιας εκ των δύο (χωρικοί περιορισμοί).
- Κόστος.
- Χρόνος.

Ανακεφαλαιώντας αναφέρεται ότι με την ταυτόχρονη αναβάθμιση τα οφέλη της ενεργειακής επαναφέρουν μέρος του κεφαλαίου πίσω ενώ εκείνη είναι σεισμικά ασφαλής.

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Sebastiano D'Urso 1,* and Bruno Cicero 2, From the Efficiency of Nature to Parametric Design. A Holistic Approach for Sustainable Building Renovation in Seismic Regions, February 2019, https://www.mdpi.com/2071-1050/11/5/122

[2] O. Bellini, A. Marini, C. Passoni, Adaptive Exoskeleton Systems for the Resilience of the Built Environment, March 2, TECHNE - Journal of Technology forArchitecture and Environment, 2018, pp. 71–80, https://doi.org/10.13128/Techne-22120.

[3] T. Takeuchi, K. Yasuda, M. Iwata, 'Seismic Retrofitting Using Energy Dissipation Façades', *Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers, San Francisco, California, United States, 2009, ISBN 978-0-7844-1084-4, pp. 1000–1009, https://doi.org/10.1061/41084(364)91.

[4] Y. Misawa, K. Azuma, W. Cho, S. Iwamoto, M. Iwata, Simulation study on energy conservation performance for integrated external louver facades, June 23, J. Facade Des. Eng. 3 (3–4) (2016) 237–252, https://doi.org/10.3233/FDE-160043.

[5] A. Marini, C. Passoni, A. Belleri, F. Feroldi, M. Preti, G. Metelli, P. Riva, E. Giuriani, G. Plizzari, Combining seismic retrofit with energy refurbishment for the sustainable renovation of RC buildings: a proof of concept, September 3, Eur. J. Environ. Civ. Eng. (2017) 1–21, https://doi.org/10.1080/

[6] Ferrante, A., Mochi, G., Predari, G., Badini, L., Fotopoulou, A., Gulli, R., & Semprini, G. (2018). A European Project for Safer and Energy Efficient Buildings: Pro-GET-onE (Proactive Synergy of inteGrated Efficient Technologies on Buildings' *Envelopes). Sustainability, 10(3), 812.* doi:10.3390/su10030812, https://www.mdpi.com/2071-1050/10/3/812

[7] Anastasia Fotopoulou*, An integrated system for façade additions combining safe, 2019, energy efficient and userorientated solutions, https://rivistatema.com/sito/wp-content/uploads/2021/10/216-1-562-1-10-20190617.pdf

[8] Foti, D., Ruggiero, F., Sabbà, M. F., & Lerna, M. (2020). A Dissipating Frames for Seismic Retrofitting and Building Energy-Efficiency. Infrastructures, *5(9), 74.* doi:10.3390/infrastructures5090074, https://www.mdpi.com/2412-3811/5/9/74

[9] Vittoria F. Parrella and Luisa Molari *, Building Retrofitting System Based on Bamboo-Steel Hybrid Exoskeleton Structures: A Case Study, 2021, https://www.mdpi.com/2071-1050/13/11/5984

[10] Manfredi, V., Santarsiero, G., Masi, A., & Ventura, G. (2021). The High-Performance Dissipating Frame (HPDF) System for the Seismic Strengthening of RC Existing Buildings. Sustainability, *13(4), 1864.* doi:10.3390/su13041864

[11]Talledo, D.A., Rocca, I. Pozza, L. Savoia, M. Saetta, 2021, A Numerical Assessment of an Innovative RC-Framed Skin for Seismic Retrofit Intervention on Existing Buildings**,** https://www.mdpi.com/2076-3417/11/21/9835

[12] L. Pozza , A. Degli Esposti, Semprini, G., Savoia, M. Multidisciplinary Performance Assessment of an Eco-Sustainable RC-Framed Skin for the Integrated Upgrading of Existing Buildings. Sustainability 2021, 13, 9225. https://doi.org/10.3390/su13169225

[13] V. Pertile, A. Stella, L. De Stefani, R. Scotta, Experimental tests on full-scale specimens for the characterization of an integrated retrofitting system for existing buildings, in: Proc. 18th ANIDIS Conference, 2019. ANIDIS, Ascoli Piceno (Italy).

[14] Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης, Καψάλη Λ. Παναγίωτη, Συνδυασμένη Αντισεισμική Ενίσχυση και Ενεργειακή Αναβάθμιση Τοιχοποιίας σε Εντός Επιπέδου Καταπόνηση: Πειραματική και Αναλυτική Μελέτη, Πάτρα (2017)

[15] T. Triantafilou, D. Bournas, P. Gournelos, Combined seismic and energy upgrading of existing buildings using advanced materials: Case studies on Reinforced Concrete Buildings in South Europe, (2019), https://www.researchgate.net/publication/330400086_Combined_seismic_and_energy_upgra

ding_of_existing_buildings_using_advanced_materials_Case_studies_on_Reinforced_Concrete_Buildings_in_South_Europe
[16]H.-W. Choi, S.-H. Lee, H.-S. Choi, T.-H. Kim, E.-R. Baek, Static cyclic loading test of the seismic and energy simultaneous retrofit panel for existing unreinforced
masonry buildings, J. Kor. Inst. Struct. Maintain. Inspect. 24 (4) (2020) 81–90, https://doi.org/10.11112/jksmi.2020.24.4.81.
[17] Valluzzi, M. R., Saler, E., Vignato, A., Salvalaggio, M., Croatto, G., Dorigatti, G., & Turrini, U. (2021). *Nested Buildings: An Innovative Strategy for the Integrated Seismic and Energy Retrofit of Existing Masonry Buildings with CLT Panels. Sustainability, 13(3), 1188. https://doi.org/10.3390/su13031188, https://www.mdpi.com/2071-1050/13/3/1188*
[18] Jacopo Zanni , Stefano Cademartori , Alessandra Marini , Integrated Deep Renovation of Existing Buildings with Prefabricated Shell Exoskeleton. Sustainability 2021, 13, 11287. https://doi.org/10.3390/su132011287
[19] Matteo Busselli, Davide Cassol,2021, Timber Based Integrated Techniques to Improve Energy Efficiency and Seismic Behaviour of Existing Masonry Buildings, https://www.mdpi.com/2071-1050/13/18/10379
[20] Mora, T. D., Righi, A., Peron, F., & Romagnoni, P. (2015). *Functional, Energy and Seismic Retrofitting in Existing Building: An Innovative System Based on xlam Technology. Energy Procedia, 82, 486–492.* doi:10.1016/j.egypro.2015.11.851, https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1876610215026119
[21] Artino, A., Evola, G., Margani, G., & Marino, E. M. (2019). *Seismic and Energy Retrofit of Apartment Buildings through Autoclaved Aerated Concrete (AAC) Blocks Infill Walls. Sustainability, 11(14), 3939.* doi:10.3390/su11143939 10.3390/su11143939, https://www.mdpi.com/2071-1050/11/14/3939
[22] A. Masi, G. Santarsiero, G. Ventura, Strategie per la riduzione del rischio sismico applicate agli edifici scolastici: un caso studio, XVII Convegno ANIDIS L'ingegneria Sismica in Italia, Pistoia, 2017, pp. 17–21.
[23] J. Wernery, A. Ben-Ishai, B. Binder, S. Brunner, Aerobrick — an aerogel-filled insulating brick, October 1, Energy Proc. 134 (2017) 490–498, https://doi.org/10.1016/j.egypro.2017.09.607. Sustainability in Energy and Buildings 2017: Proceedings of the Ninth KES International Conference, Chania, Greece, 5-7 *July 2017*.
[24] E.P. Giuriani, A. Marini, M. Preti, Thin-folded shell for the renewal of existing wooden roofs, August 17, Int. J. Architect. Herit. 10 (6) (2016) 797–816, https://
doi.org/10.1080/15583058.2015.1075626.
[25] https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352710222012803
[26] Emilia Meglio, Giovanna Longobardi, Antonio Formisano, *Integrated seismic-energy retrofit systems for preventing failure of a historical RC school building: Comparison among metal lightweight exoskeleton solutions*, December 2023, https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1350630723006179

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ ΣΥΣΚΕΥΕΣ ΑΥΤΟΜΑΤΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ

ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ ΙΩΑΝΝΗΣ ΔΑΚΤΥΛΙΔΗΣ
Προπτυχιακός Φοιτητής Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής,
civ232017053@uniwa.gr

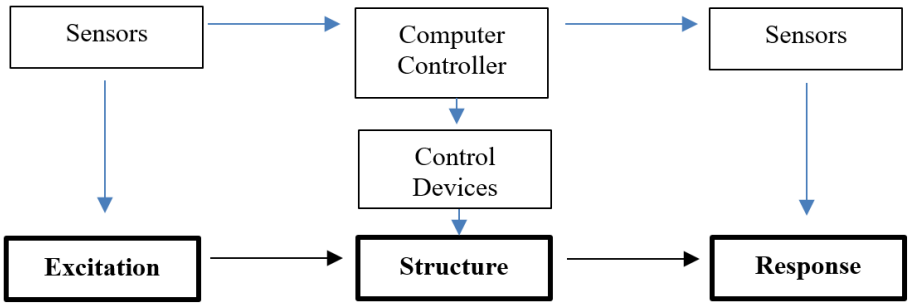
Περίληψη
Στην εργασία αυτή διερευνάται η επιρροή του ελέγχου στην απόκριση μεταλλικών κατασκευών που υπόκεινται σε σεισμική διέγερση. Η δυναμική φασματική ανάλυση είναι μία περίπτωση ανάλυσης κατασκευών που υπόκεινται σε σεισμό. Σε περιπτώσεις όμως που ο σεισμός υπερβαίνει το φάσμα σχεδιασμού η μόνη γραμμή άμυνας που διαθέτει η κατασκευή είναι η δυσκαμψία και η πλαστιμότητά της. Το αποτέλεσμα σε πολλές περιπτώσεις είναι σοβαρές υλικές ζημιές που καθιστούν το κόστος επαναλειτουργίας του κτηρίου μη βιώσιμο. Η λύση που προτείνεται σε αυτή την εργασία είναι η προσθήκη συσκευών αυτομάτου ελέγχου για την μείωση της απόκρισης της κατασκευής στα σημεία όπου αυτή υπερβαίνει το φάσμα σχεδιασμού. Η συσκευή ελέγχου που χρησιμοποιείται στην κατασκευή είναι ο ενεργός αποσβεστήρας μάζας (Active Mass Damper,AMD). Πραγματοποιούνται παραμετρικές αναλύσεις και διερευνάται η επιρροή της συσκευής ελέγχου τόσο σε συμμετρικές όσο και σε μη συμμετρικές μεταλλικές κατασκευές. Επιπλέον διερευνάται και η διαφορετική προσέγγιση της τοποθέτησης των συσκευών ελέγχου καθ' ύψος της κατασκευής σε διαφορετικούς προσανατολισμούς.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ
Το παρών άρθρο πραγματεύεται την εφαρμογή συσκευών αυτομάτου ελέγχου σε μεταλλικές κατασκευές. Στις εφαρμογές του πολιτικού μηχανικού, η θεωρία ελέγχου εφαρμόζεται κυρίως μέσω συσκευών οι οποίες ενισχύουν την κατασκευή έναντι δυναμικών φορτίσεων και σεισμικών ερεθισμάτων. Ο στόχος αυτών των συσκευών, δεν είναι άλλος από την μείωση των μεγεθών της απόκρισης και πιο συγκεκριμένα των σχετικών μετακινήσεων, ταχυτήτων και επιταχύνσεων [1]. Οι συσκευές που μπορούν να εφαρμοστούν δύναται να ασκήσουν ενεργό και παθητικό έλεγχο. Ως συσκευές παθητικού ελέγχου, ορίζουμε τις συσκευές οι οποίες δεν απαιτούν παροχή ενέργειας για να λειτουργήσουν. Στην περίπτωση αυτή, η συσκευή και η κατασκευή χρησιμοποιούν αμφότερες τα ίδια δυναμικά τους χαρακτηριστικά με σκοπό να αντισταθούν στο δυναμικό ερέθισμα. Κάποια χαρακτηριστικά παραδείγματα παθητικού ελέγχου είναι η εφαρμογή σεισμικής μόνωσης, οι tuned liquid dampers (TLDs), οι tuned mass dampers (TMDs), οι metallic yield dampers, οι viscous fluid dampers και οι friction dampers. Ως συσκευές ενεργού ελέγχου, ορίζουμε τις συσκευές οι οποίες υιοθετούν ένα σύστημα αποσβεστήρα μάζας-ελατηρίου ενισχυόμενο μηχανικά, μέσω υδραυλικών εμβόλων ή ηλεκτρομαγνητών. Η πιο κοινή συσκευή ενεργού ελέγχου είναι ο ενεργός αποσβεστήρας μάζας (Active Mass Damper, AMD). Ο ίδιος αποτελείται από έναν επενεργητή ο οποίος κινεί μία μάζα με σκοπό να αυξήσει την απόσβεση και το συχνοτικό εύρος επέμβασης της συσκευής κατά το δοκούν. Σε αυτό το άρθρο, εφαρμόζονται αλγόριθμοι ελέγχου σε μοντέλα μεταλλικών κατασκευών μέσω του λογισμικού AMDesign το οποίο αναπτύχθηκε από την ιταλική εταιρία τεχνοβλαστό ISAAC. Το θεωρητικό υπόβαθρο και η εφαρμογή τέτοιων αλγορίθμων περιγράφεται καλύτερα από τους Πνευματικό [2].

2. ΕΝΕΡΓΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Οι αλγόριθμοι ενεργού ελέγχου αναπτύχθηκαν την δεκαετία του 1990 από τους Soong [3], Housner [4], Kobori [5] και Spencer [6]. Κάποιοι άλλοι καλά καθιερωμένοι αλγόρθιμοι οεριγράφονται από τους Yang [7], [8] και Abdel-Rohman [9], όπως και από τους Kose [10] και Ζαχαρενάκη [11].

Στην εκάστοτε κατασκευή, εφαρμόζονται επιταχυνσιογράφοι στο κατώτερο και ανώτερο επίπεδο. Αυτοί οι αισθητήρες λαμβάνουν το σεισμικό ερέθισμα και με την σειρά τους το διοχετεύουν σε μία κεντρική μονάδα επεξεργασίας. Σε αυτή τη φάση, ο υπολογιστής με την χρήση αλγορίθμων ελέγχου υπολογίζει την δύναμη που απαιτείται για να μειωθεί η απόκριση της κατασκευής, η δύναμη εφαρμόζεται μέσω των επενεργητών στην κατασκευή και η ίδια αποκρίνεται. Τα νέα μεγέθη της απόκρισης μετρώνται από τους ίδιους αισθητήρες οι οποίοι επαναλαμβάνουν την διαδικασία μέχρι το πέρας του σεισμικού φαινομένου. Η όλη διαδικασία απεικονίζεται σχηματικά παρακάτω στο Σχ.1.



Σχήμα 1. Κατασκευή εξοπλισμένη με συστήματα ενεργού αυτομάτου ελέγχου

Η θεωρία ελέγχου στις κατασκευές εφαρμόζεται με μετασχηματισμό της διαφορικής εξίσωσης κίνησης. Η ίδια με σκοπό να μπορεί να εισαχθεί και να επιλυθεί με την βοήθεια των αλγορίθμων ελέγχου μετασχηματίζεται στον αποκαλούμενο «χώρο κατάστασης». Η μετασχηματισμένη εξίσωση κίνησης στον χώρο κατάστασης έχει ως εξής :

$$\dot{\mathbf{X}} = \mathbf{AX} + \mathbf{B}_g a_g + \mathbf{B}_f \mathbf{F} \tag{1}$$

Τα μητρώα X, A, Bg και Bf δίνονται από :

$$\mathbf{B}_g = \begin{bmatrix} \mathbf{O} \\ -\mathbf{E} \end{bmatrix}_{2nx1}, \mathbf{B}_f = \begin{bmatrix} \mathbf{O} \\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{E}_f \end{bmatrix}_{2nx1}$$
$$\mathbf{X} = \begin{bmatrix} \mathbf{U} \\ \dot{\mathbf{U}} \end{bmatrix}_{2nx1}, \ \mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{O} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix}_{2nx2n} \tag{2}$$

Τα μητρώα M, C, K, είναι τα μητρώα μάζας, απόσβεσης και δυσκαμψίας αντίστοιχα. Το μητρώο F είναι το μητρώο των ζητούμενων δυνάμεων ελέγχου. Τα μητρώα E, Ef είναι τα μητρώα θέσης, τα οποία δείχνουν σε ποιους βαθμούς ελευθερίας επιβάλλεται ο σεισμός και οι δυνάμεις ελέγχου στην κατασκευή αντίστοιχα. Η υπολογιζόμενη δύναμη ελέγχου μπορεί να είναι μεγαλύτερη από αυτή που η εκάστοτε συσκευή μπορεί να δώσει, Fallowable. Σε αυτή την περίπτωση στην εξίσωση κίνησης με έλεγχο θα πρέπει να επιβάλλεται στο σύστημα η μέγιστη δυνατή δύναμη ελέγχου Fallowable. Το φαινόμενο αυτό λέγεται κορεσμός της συσκευής και κατ' επέκταση έχουμε κορεσμένο έλεγχο. Σε αυτή την περίπτωση η δύναμη ελέγχου επιλέγεται βάσει των κριτηρίων της (3).

$$sat\mathbf{F}(t-td) = \begin{cases} \mathbf{F}(t-t_d) & \left|\mathbf{F}(t-t_d)\right| < \mathbf{F}_{allowable} \\ \mathbf{F}_{allowable} & \left|\mathbf{F}(t-t)\right| > \mathbf{F}_{allowable} \end{cases} \tag{3}$$

Στα συστήματα αυτομάτου ενεργού ελέγχου στις κατασκευές, ένα από τα σημαντικότερα ζητήματα που εγείρονται είναι αυτό της χρονικής καθυστέρησης. Ως χρονική καθυστέρηση ορίζουμε τον χρόνο που μεσολαβεί μεταξύ δύο διαδοχικών υπολογισμών της δύναμης ελέγχου από τον αλγόριθμο ελέγχου. Η ίδια δεν αποτελεί πρόβλημα κάτω από ένα όριο, παρόλα αυτά σε περιπτώσεις που το ξεπερνάει μπορεί να επιφέρει εντελώς διαφορετικά αποτελέσματα από τα αναμενόμενα. Περισσότερα για αυτή καθώς και καλύτερη προσέγγιση του προβλήματος με τρόπους αντιμετώπισης έχουν προτείνει οι Πνευματικός και Γαντές [12].

Από αυτό το σημείο και έπειτα εισάγεται η έννοια των αλγορίθμων ελέγχου. Επομένως ως αλγόριθμο ελέγχου ορίζουμε την αλληλουχία των ενεργειών, χρησιμοποιώντας τα άνωθεν μητρώα, που θα ακολουθηθεί με σκοπό να βρεθεί το μητρώο ανάδρασης ή μητρώο της δύναμης ελέγχου F. Κάποιοι από τους πιο γνωστούς αλγορίθμους ελέγχου είναι οι :

- Αλγόριθμος εύρεσης πόλων (Pole Placement)
- Αλγόριθμος γραμμικώς τετραγωνικού ρυθμιστή (Linear Quadratic Regulator)
- Αλγόριθμος Fuzzy Logic
- Αλγόριθμος H2/H∞

Με την έννοια εύρεση πόλων αναφερόμαστε στην τοποθέτηση των ιδιοτιμών του πίνακα A της εξίσωσης (1) σε επιθυμητές θέσεις σε ένα επίπεδο πραγματικών και μιγαδικών αριθμών. Για αυτόν τον αλγόριθμο, πρέπει να υπολογιστούν οι ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι του μη ελεγχόμενου συστήματος και να λυθεί το ακόλουθο πρόβλημα ιδιοτιμών:

$$\left[\mathbf{K}-\boldsymbol{\omega}^2\mathbf{M}\right]_{nxn}\boldsymbol{\Phi}=0\,,\quad \mathbf{T_i}=\frac{2\pi}{\boldsymbol{\omega}_i},\ \mathbf{f_i}=\frac{\boldsymbol{\omega}_i}{2\pi},\ \mathbf{i=0,\ldots,n-1}\,,\quad \begin{aligned}\mathbf{C}_n&=\boldsymbol{\Phi}_n^T\mathbf{C}\boldsymbol{\Phi}_n\\ \mathbf{M}_n&=\boldsymbol{\Phi}_n^T\mathbf{M}\boldsymbol{\Phi}_n\\ \xi_i&=2\mathbf{C}_n\mathbf{M}_n\omega_n\end{aligned} \tag{4}$$

Οι ιδιοτιμές του συστήματος προκύπτουν κατευθείαν από τις ιδιοτιμές του μητρώου A, όπως φαίνεται στις παρακάτω σχέσεις :

$$\det\left[\lambda\mathbf{I}-\mathbf{A}\right]=0\rightarrow\lambda_i\,,\qquad \lambda_i=-2\pi f_i\xi_i\pm j2\pi f_i\sqrt{1-\xi_i^2} \tag{5}$$

Το μητρώο της δύναμης ελέγχου εκφράζεται στον χώρο κατάστασης ως το γινόμενο του μητρώου G που προκύπτει από τις υπολογισμένες ιδιοτιμές, του μητρώου των μετατοπίσεων και των ταχυτήτων :

$$\mathbf{F}=-\mathbf{G}_1\mathbf{U}-\mathbf{G}_2\dot{\mathbf{U}}=-\mathbf{G}\mathbf{X} \tag{6}$$

Αντικαθιστώντας το μητρώο της δύναμης F στην εξίσωση (1) προκύπτει το νέο μητρώο στον χώρο κατάστασης :

$$\dot{\mathbf{X}}=\left(\mathbf{A}-\mathbf{B}_f\mathbf{G}\right)\mathbf{X}+\mathbf{B}_g a_g \tag{7}$$

Οι νέες ιδιοτιμές λic του ελεγχόμενου συστήματος ικανοποιούν την παρακάτω σχέση :

$$\det\left[\lambda\mathbf{I}+\mathbf{B}_{\mathrm{f}}\mathbf{G}-\mathbf{A}\right]=0 \tag{8}$$

Έτσι μορφώνεται το μητρώο G έτσι ώστε οι ρίζες (ιδιοτιμές) της εξίσωσης (10) να βρίσκονται στις επιθυμητές θέσεις. Οι επιθυμητές ιδιοτιμές λ_ic του ελεγχόμενου συστήματος ικανοποιούν επίσης την εξίσωση:

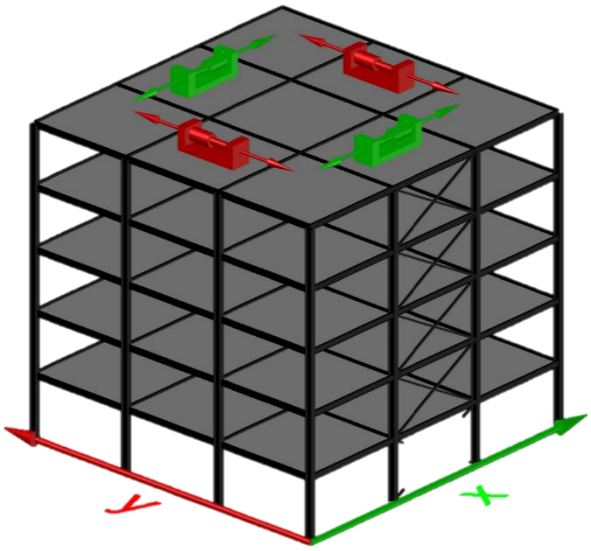
$$\left(\lambda\text{-}\lambda_{1c}\right)\left(\lambda\text{-}\lambda_{2c}\right)\ldots\left(\lambda\text{-}\lambda_{nc}\right)=0 \tag{9}$$

Μορφώνοντας το μητρώο G με τέτοιον τρόπο ώστε η εξίσωση (9) να ισούται με την εξίσωση (110) επιβάλλεται στο σύστημα να έχει τις επιθυμητές ιδιοτιμές. Αυτή η διαδικασία δεν είναι εφαρμόσιμη σε συστήματα με παραπάνω βαθμούς ελευθερίας, όπου άλλες προτάσεις και τεχνικές έχουν αναφερθεί από τους Kautsky και Nichols N.K. [13], Laub και Wette [14].

3. ΜΕΛΕΤΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ

Ο παραπάνω αλγόριθμος ελέγχου εφαρμόστηκε σε δύο βασικές μελέτες περίπτωσης. Για την πρώτη περίπτωση δημιουργήθηκε ένα μοντέλο πενταώροφου διπλά συμμετρικού μεταλλικού κτιρίου με πλάκες σκυροδέματος. Για την δεύτερη περίπτωση, δημιουργήθηκε ομοίως ένα μοντέλο πενταώροφου μη συμμετρικού κτιρίου με πλάκες σκυροδέματος, με οκτώ υποπεριπτώσεις.

Για την πρώτη περίπτωση μετά από μια σειρά παραμετρικών αναλύσεων, η τοποθέτηση δύο αποσβεστήρων ενεργής μάζας (AMDs) στην κορυφή του κτιρίου έδωσε τα καλύτερα αποτελέσματα. Η ιδανική περίπτωση θα ήταν να τοποθετηθεί μια συσκευή ελέγχου σε κάθε όροφο, ωστόσο αυτό θα προκαλούσε πιθανώς εργονομικά προβλήματα όσον αφορά την καθημερινή χρήση του κτιρίου. Η μάζα του μη ελεγχόμενου κτιρίου είναι 232 τόνοι και ο περίοδος του μονοβάθμιου ταλαντωτή είναι 0.55 δευτερόλεπτα. Ο αλγόριθμος ελέγχου εφαρμόστηκε μέσω λογισμικού ανάλυσης που αναπτύχθηκε από την ιταλική εταιρεία ISAAC. Η συσκευή ελέγχου που εφαρμόστηκε στα μοντέλα είναι το ISAAC I-Pro 1 v1.0 με δυνατότητα άσκησης δύναμης 50 kN, πράγμα που σημαίνει ότι εάν η δύναμη ελέγχου F υπερβεί αυτό το όριο, η συσκευή δεν είναι ικανή να το εφαρμόσει στο κτίριο. Έτσι η ελεγχόμενη απόκριση αναμένεται μικρότερη. Το επιταχυνσιογράφημα που χρησιμοποιήθηκε ως ερέθισμα στα μοντέλα είναι αυτό του σεισμού του El-Centro της Καλιφόρνια, 1940 σε κλίμακα 1:1. Η διάρκεια του σήματος είναι 53,76 δευτερόλεπτα και η μέγιστη επιτάχυνση PGA=0.348g.



Σχήμα 2. Μελέτη περίπτωσης No 1.

	Sections	**Material**
Columns	HEB 400	S235
Beams	HEA 300	S235
Slabs	20cm thickness	C30/37
Wind beams	TUBO 180X180X10	S235

Πίνακας 1. Υλικά και διατομές

Η απόκριση του μοντέλου έδειξε σημαντική μείωση στα όλα τα μεγέθη. Η ποσοστιαία μείωση για κάθε όροφο, για τις διευθύνσεις x και y φαίνεται παρακάτω στους πίνακες 2, 3 :

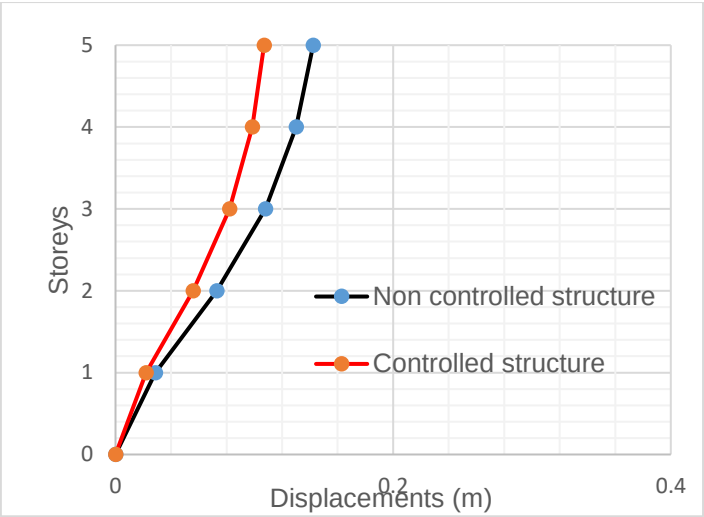
Floor Level	Displacements	Velocities	Accelerations
0	0%	0%	0%
1	22%	28%	1%
2	23%	26%	2%
3	26%	22%	5%
4	28%	17%	9%
5	29%	15%	17%

Πίνακας 2. Ποσοστιαία μείωση των μεγεθών απόκρισης κατά μήκος του άξονα χ

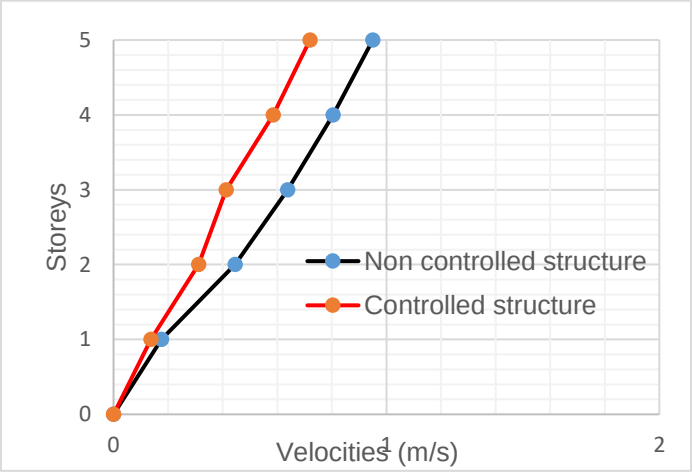
Floor Level	Displacements	Velocities	Accelerations
0	0%	0%	0%
1	30%	28%	7%
2	31%	43%	10%
3	31%	55%	14%
4	32%	38%	29%
5	33%	32%	29%

Πίνακας 3. Ποσοστιαία μείωση των μεγεθών απόκρισης κατά μήκος του άξονα y

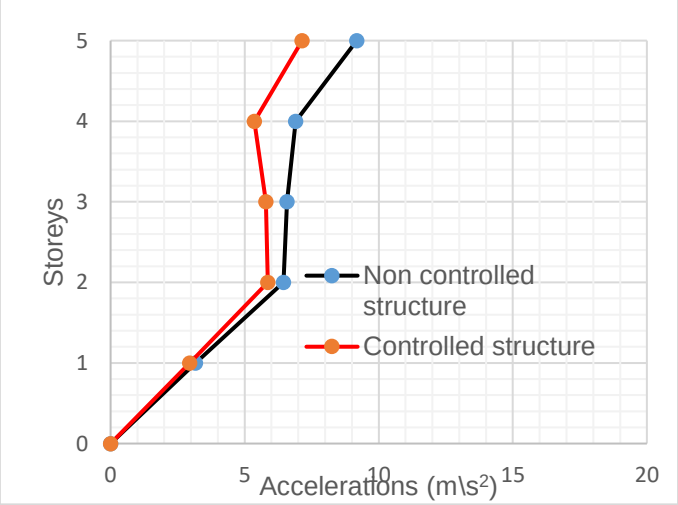
Τα μεγέθη απόκρισης καθ'ύψος της κατασκευής για το ελεγχόμενο και το μη ελεγχόμενο κτίριο φαίνονται παρακάτω στα σχήματα 3, 4 :



Σχήμα 3. Σχετικές μετακινήσεις καθ'ύψος για σεισμικό ερέθισμα στη διεύθυνση χ

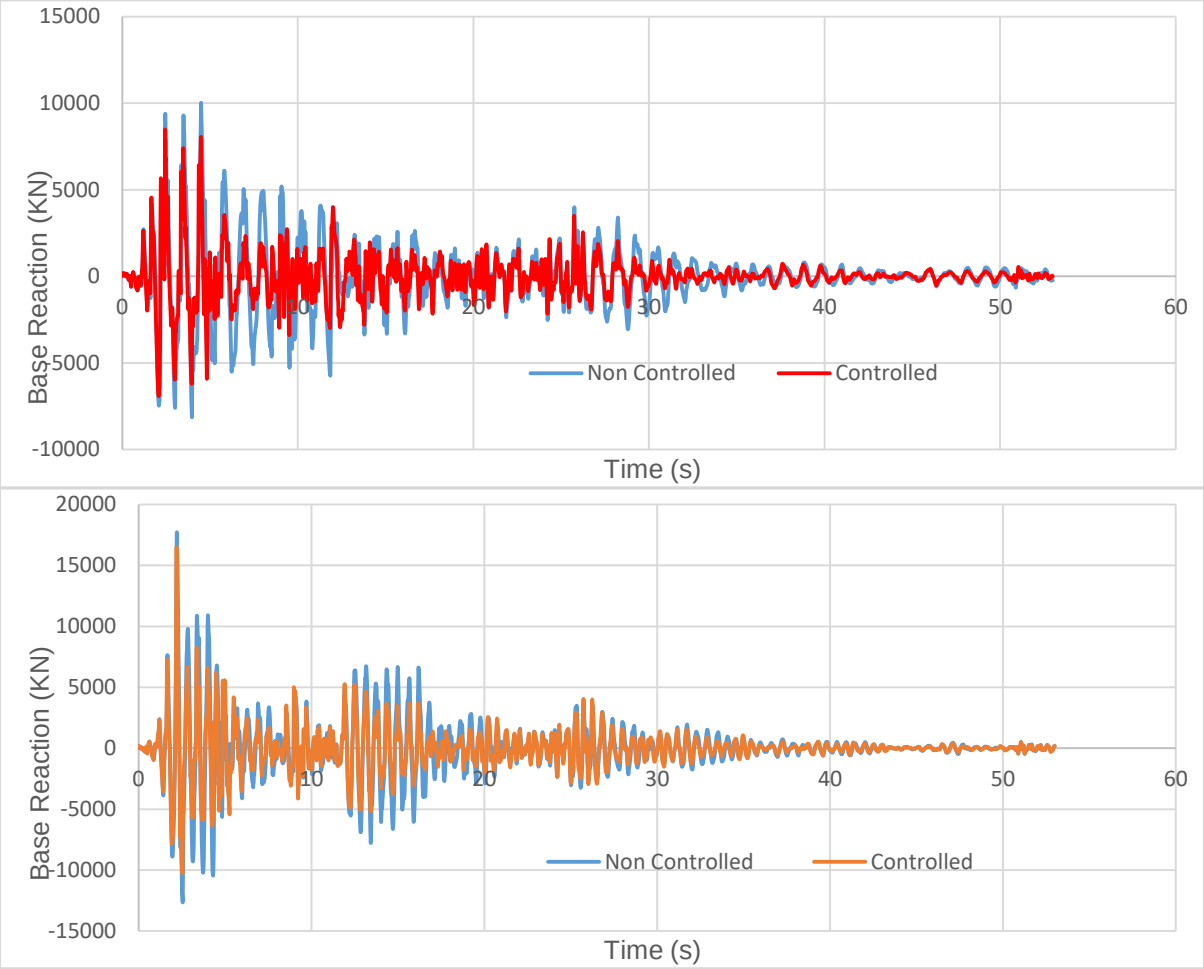


Σχήμα 4. Σχετικές ταχύτητες καθ'ύψος για σεισμικό ερέθισμα στη διεύθυνση χ



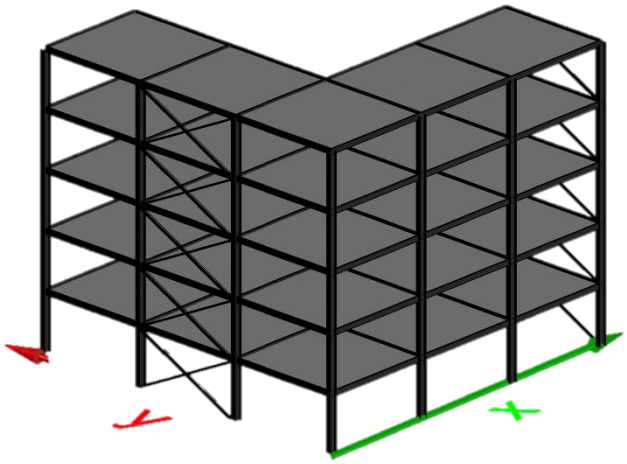
Σχήμα 5. Σχετικές επιταχύνσεις καθ'ύψος για σεισμικό ερέθισμα στη διέθυνση χ

Η τέμνουσα βάσης μειώθηκε κατά 15% κατά μήκος του y άξονα και 7% κατά μήκος του χ άξονα. Τα διαγράμματα χρονοϊστορίας για την τέμνουσα βάσης κατά μήκος των δύο αξόνων φαίνονται στο σχήμα 6.



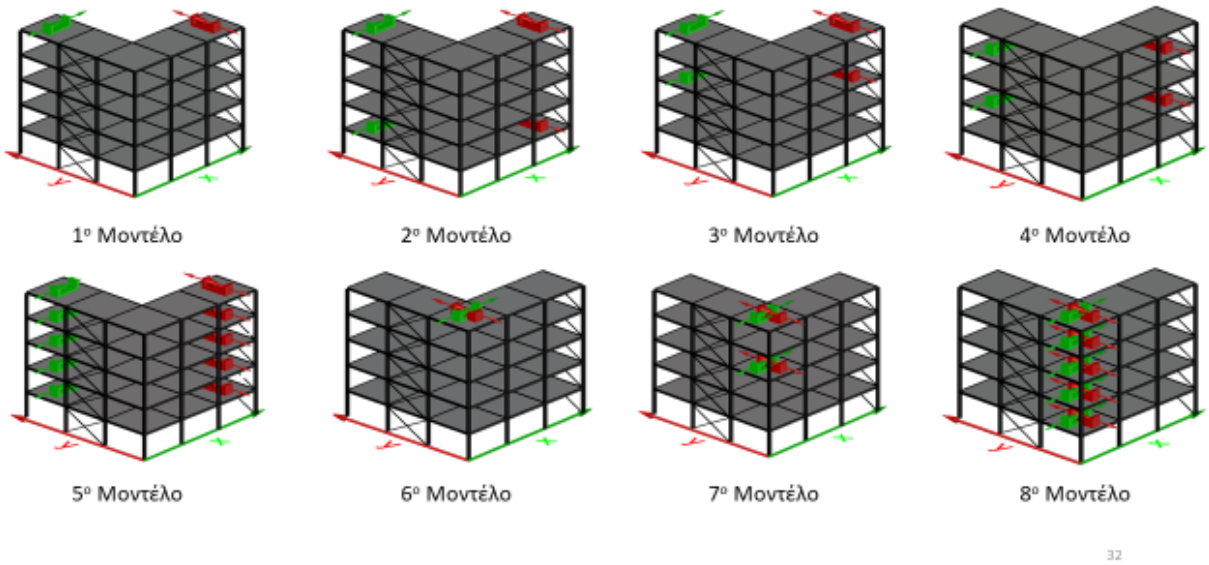
Σχήμα 6. Διαγράμματα χρονοϊστορίας της τέμνουσας βάσης κατά μήκος των αξόνων y και χ αντίστοιχα.

Η δεύτερη μελέτη περίπτωσης περιλάμβάνει την διερεύνηση της εφαμοργής των συσκευών σε μη κανονικό μεταλλικό κτίριο. Διενεργήθησαν παραμετρικές αναλύσεις με ενδιαφέροντα αποτελέσματα αναφορικά με την αποδοτικότητα των διαφορετικών συνδυασμών.



Σχήμα 7. Μελέτη περίπτωσης Νο 2

Η μάζα του μη ελεγχόμενου κτιρίου είναι 129 τόνοι και η ιδιοπερίοδος του μονοβαθμίου ταλαντωτή είναι 0,53 δευτερόλεπτα. Διενεργήθηκαν αναλύσεις σε οκτώ διαφορετικά μοντέλα αναφορικά με συνδυασμούς και προσανατολισμούς τοποθέτησης καθώς και διαφορετικές φιλοσοφίες ελέγχου.



Σχήμα 8. Συνδυασμοί τοποθέτησης συσκευών ελέγχου για την μελέτη περίπτωσης Νο 2.

Για το πρώτο μοντέλο, δύο συσκευές τοποθετήθηκαν στον πέμπτο όροφο με προσανατολισμό ο οποίος βοηθά στην αντιμετώπιση και των δύο συνιστωσών του σεισμικού φαινομένου. Τα σημεία ελέγχου σε αυτό το μοντέλο επιλέχθηκαν με τη φιλοσοφία του ελέγχου των σημείων του κτιρίου με τη μικρότερη δυσκαμψία λόγω της μη κανονικότητάς του.

Για το δεύτερο μοντέλο, οι συσκευές τοποθετήθηκαν στους πέμπτο και πρώτο όροφο. Με αυτόν τον τρόπο εξετάζεται εάν ο έλεγχος των κόμβων που έρχονται σε επαφή πρώτοι και τελευταίοι με το δυναμικό ερέθισμα έχει καλύτερο αποτέλεσμα.

Το τρίτο μοντέλο, αποτελεί επέκταση του δευτέρου. Οι συσκευές τοποθετήθηκαν στους τρίτο και πέμπτο όροφο. Ως αποτέλεσμα η απόκριση έδειξε σημαντική μείωση σχετικά με το πρώτο και το δεύτερο μοντέλο πράγμα που υποδεικνύει ότι ο έλεγχος των κόμβων που συναντώνται τα μεγαλύτερα μεγέθη απόκρισης είναι πιο αποτελεσματικός.

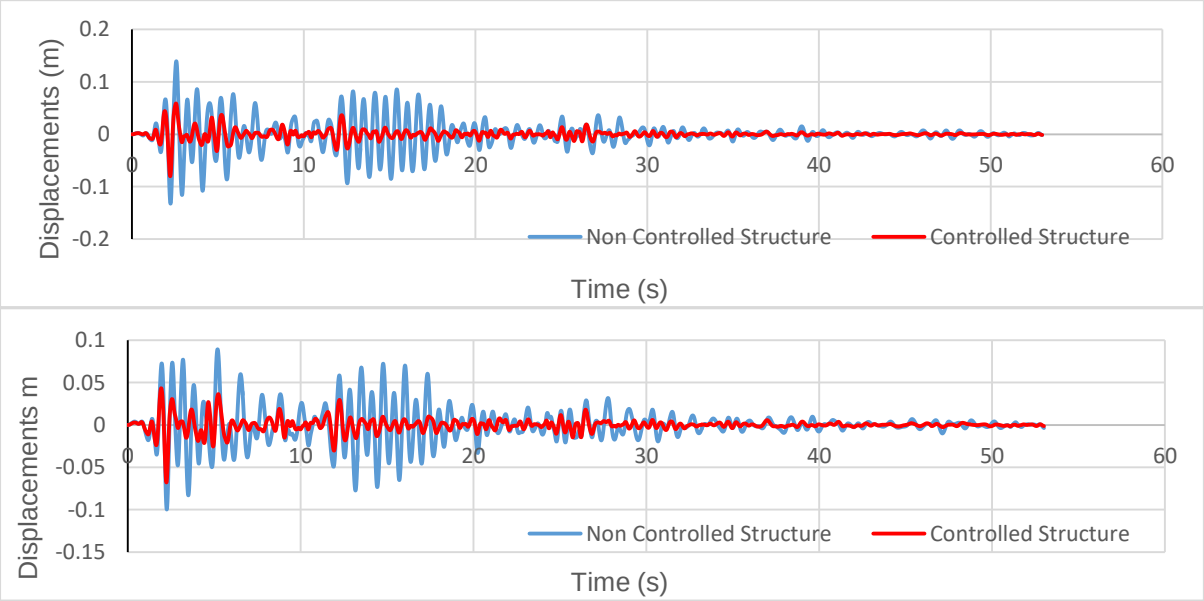
Στην περίπτωση του τέταρτου μοντέλου, επιχειρήθηκε να εξεταστεί ο έλεγχος των μεσαίων ορόφων. Τα αποτελέσματα έδειξαν καλύτερη απόδοση από τα προηγούμενα μοντέλα, γεγονός από το οποίο μπορούμε να συμπεράνουμε ότι ο έλεγχος των μεσαίων κόμβων ίσως αποτελεί καλύτερη λύση.

Στο πέμπτο μοντέλο, επιχειρήθηκε να εξομοιωθεί ο πλήρης έλεγχος όλων των ορόφων τοποθετώντας συσκευές σε όλους τους ορόφους και στις δύο διευθύνσεις. Ως ήταν αναμενόμενο, η απόδοση είναι η καλύτερη όλων αποδεικνύοντας έτσι την έννοια της ελεγξιμότητας , στην θεωρία ελέγχου, σύμφωνα με την οποία όσα περισσότερα σημεία, σε σχέση με τους βαθμούς ελευθερίας, ελέγχονται τόσο αποδοτικότερο είναι το σύστημα.

Το έκτο μοντέλο περιλαμβάνει τη δοκιμή του ελέγχου στα σημεία που συναντάται η αλλαγή συμμετρίας η οποία χαρακτηρίζει το κτίριο ως μη κανονικό. Τα αποτελέσματα δείχνουν μικρότερη απόδοση σε σχέση με τον έλεγχο των πιο εύκαμπτων φατνωμάτων της κατασκευής.

Στο έβδομο μοντέλο δοκιμάζεται η συστοιχία τεσσάρων συσκευών με διάταξη «σταυρού» σε πέμπτο και τρίτο όροφο. Με αυτό τον τρόπο η προσομοίωση πιστεύεται ότι θα πετύχει τα αντίστοιχα καλύτερα αποτελέσματα του δευτέρου μοντέλου από το πρώτο. Στην πραγματικότητα όμως, το κτίριο δεν συμπερφέρεται κατά αυτόν τον τρόπο.

Τέλος, στο πνεύμα της μέγιστης ελεγξιμότητας δοκιμάζεται ο έλεγχος όλων των ορόφων χρησιμοποιώντας την προαναφερθείσα διάταξη του «σταυρού». Τα αποτελέσματα είναι καλύτερα από τις δύο περιπτώσεις παρόλα αυτά ο έλεγχος των πιο εύκαμπτων φατνωμάτων των μοντέλων ένα έως πέντε φαίνεται πιο αποδοτικός.



Σχήμα 9. Διαγράμματα χρονοϊστορίας των σχετικών μετακινήσεων για το όγδοο μοντέλο κατά μήκος των αξόνων y και χ αντίστοιχα.

Συγκρίνοντας τις ποσοστιαίες μειώσεις των αποκρίσεων των μοντέλων 5 και 8 παρατηρήθηκε ότι περί των ισχυρό άξονα των μεταλλικών διατομών, ο έλεγχος των τμημάτων της κατασκευής με τη μικρότερη δυσκαμψία είναι πιο αποδοτικός, ενώ για τον μη ισχυρό άξονα ο έλεγχος των τμημάτων της κατασκευής με τη μεγαλύτερη δυσκαμψία είναι πιο

αποδοτικός. Αυτό παρατηρείται στους παρακάτω πίνακες όπου αφαιρώντας την απόκριση του μοντέλου 5 από το μοντέλο 8 τα ποσοστά είναι αρνητικά για τον έλεγχο κατά μήκος του άξονα x και ως επί το πλείστον θετικά για τον έλεγχο κατά μήκος του άξονα y.

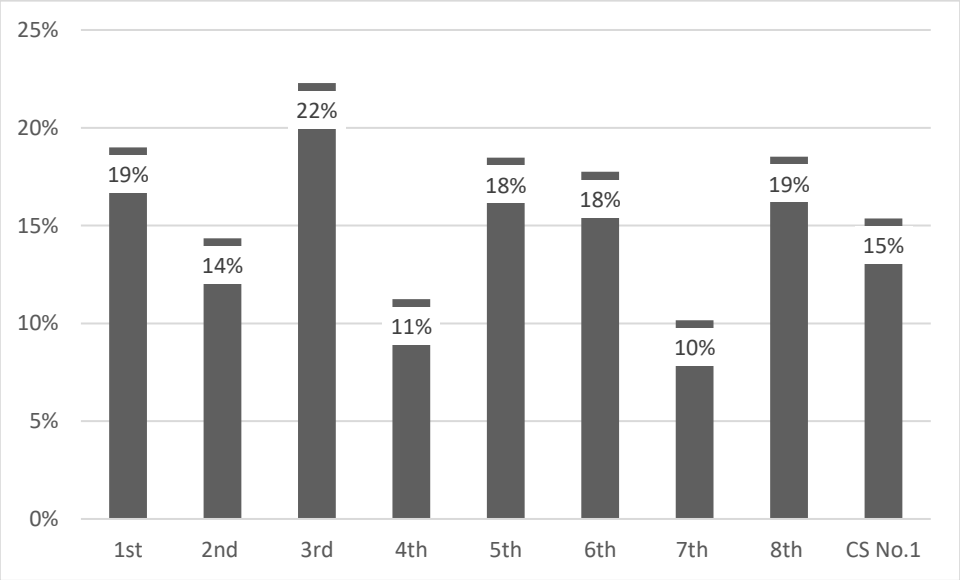
Floor Level	Displacements	Velocities	Accelerations
0	0%	0%	0%
1	26%	24%	-1%
2	26%	21%	-2%
3	26%	16%	-5%
4	25%	18%	-2%
5	23%	13%	6%

Πίνακας 4. Διαφορά στην ποσοστιαία μείωση των αποκρίσεων αφαιρώντας το πέμπτο από το όγδοο μοντέλο για τον άξονα y.

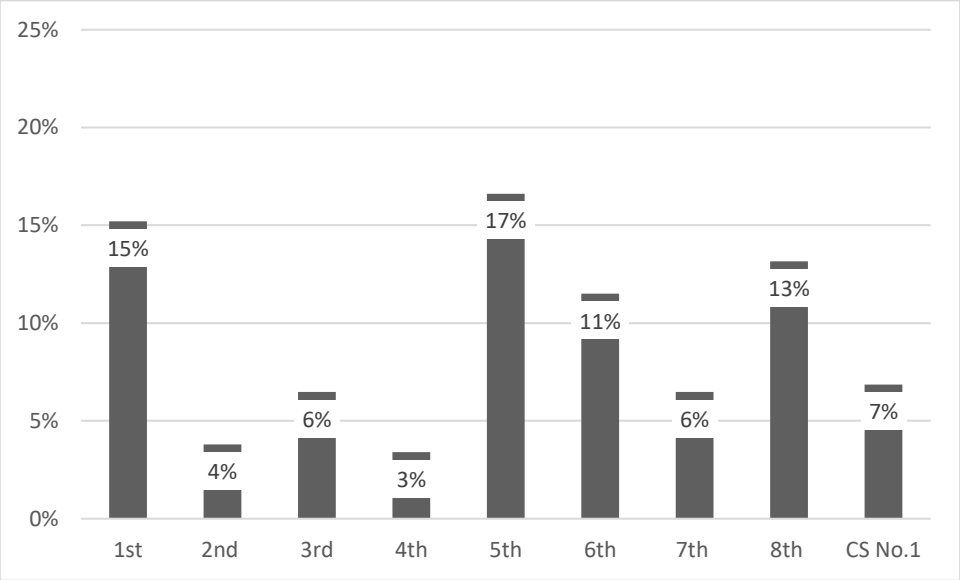
Floor Level	Displacements	Velocities	Accelerations
0	0%	0%	0%
1	-16%	-1%	-3%
2	-12%	-1%	-3%
3	-8%	-4%	-9%
4	-3%	-11%	-13%
5	0%	-13%	-26%

Πίνακας 5. Διαφορά στην ποσοστιαία μείωση των αποκρίσεων αφαιρώντας το πέμπτο από το όγδοο μοντέλο για τον άξονα x.

Ο κύριος στόχος της τοποθέτησης συσκευών ενεργού ελέγχου στις κατασκευές είναι η τέμνουσα βάσης. Σε κατασκευές όπου η μείωση αυτής είναι αμελητέα η τοποθέτηση των συσκευών δεν έχει νόημα. Παρακάτω βλέπουμε τη ποσοστιαία μείωση των μέγιστων τεμνουσών βάσης για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις για τους άξονες x και y.



Σχήμα 10. Ποσοστιαία μείωση των μέγιστων τεμνουσών βάσης για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις για τον άξονα χ.



Σχήμα 11. Ποσοστιαία μείωση των μέγιστων τεμνουσών βάσης για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις για τον άξονα y.

4. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1. Παρουσιάστηκαν οι στρατηγικές ελέγχου για μεταλλικές κατασκευές που υπόκεινται σε δυναμικά ερεθίσματα.
2. Διεξήχθησαν παραμετρικές αναλύσεις αναφορικά με την βέλτιστη διάταξη και προσανατολισμό τοποθέτησης των αποσβεστήρων ενεργής μάζας (AMDs).
3. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι τα μεγέθη απόκρισης και η τέμνουσα βάσης μειώνονται σημαντικά και ότι ο έλεγχος των κόμβων που συναντώνται τα μεγαλύτερα μεγέθη απόκρισης είναι πιο αποτελεσματικός.
4. Χρειάζεται περαιτέρω διερεύνηση αναφορικά με την εγκατάσταση των συσκευών σε μη συμμετρικά κτίρια. Πιο συγκεκριμένα παρατηρήθηκε ότι με σκοπό τη βέλτιστη μείωση της τέμνουσας βάσης οι συσκευές θα πρέπει να τοποθετούνται συνδυαστικά στις πιο εύκαμπτες και δύσκαμπτες περιοχές της κατασκευής.
5. Πρέπει να μελετηθεί και να συγκριθεί από οικονομοτεχνικής πλευράς το κόστος εγκατάστασης συσκευών ελέγχου με το κόστος επισκευής και ενίσχυσης.

5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Abdel-Rohman M., Quintana V.H., Leipholz H. 1980. «Optimal control of civil engineering structures.» Journal of Engineering Mechanics Division ASCE 57-73.
[2] Emmanouil Ioannis Daktylidis, Aikaterini Koursari, Constantinos Repapis, Nikolaos Pnevmatikos. 2023. «Active mass damper application in steel structures.» 10th National Conference on Steel Structures. Athens: Steel Structures Research Society.
[3] Housner G. W., Marsi S.F., Chassiakos A.G. 1997. «Structural Control: Past, Present, and Future.» 1st World Conference on Structural Control. California.
[4] Kautsky, J., και Nichols N.K. 1985. «Robust Pole Assignment in Linear State Feedback.» International Journal of Control (41): 1129-1155.
[5] Kobori T., Inoue Y., Seto K., Iemura H. Nishitani A. 1998. 2nd World Conference on Structural Control. New York.
[6] Kose I.E., Chmitendorf W.E., Yang J.N. 1995. «H control for seismic-excited building with acceleration feedback.» Journal of Engineering Mechanics ASCE 994-1002.
[7] Laub, A.J., και M. Wette. 1984. «Algorithms and Software for Pole Assignment and Observers.» Στο UCRL-15646 Rev.1, μοντάζ: EE Dept. California: University of California Santa Barbara.
[8] Nikos G. Pnevmatikos, George A. Papagiannopoulos, George Hatzigeorgiou. 2016. «Control of structures subjected to earthquake excitation based on non resonance theory.» Sheffield: 6th European Conference of Structural Control.
[9] Nikos Pnevmatikos, Charis Gantes. 2014. «Actively and Semi-actively Controlled Structures Under Seismic Actions - Modeling and Analysis.» Springer Encyclopedia of Earthquake Engineering.
[10] Ogata, K. 1997. Modern Control Engineering. 3rd. Prentice Hall International Inc.
[11] Pnevmatikos N, Gantes C. 2011. «Influence of time delay and saturation capacity to the response of.» Smart Struct Syst Int J 449–470.
[12] Pnevmatikos, Nikos. 2016. « Control of structures subjected to earthquake excitation based on non resonance theory.» 6th European Conference of Structural Control. Sheffield.
[13] Pnevmatikos, Nikos G. 2007. Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών με μεθόδους αυτομάτου ελέγχου. PhD Thesis, Athens: National Technical University of Athens.
[14] Soong, T.T. 1990. Active structural control: Theory and practice. London/New York: Longman Scientific&Technical Wiley.
[15] Spencer B.F., Dyke S.J., Sain M.K., Carlson J.D. 1997. «Phenomenological model for megnetorheological dampers.» Journal of engineering mechanics 230-238.
[16] Tasarv, Mustafa. 2019. «Solving Equation of Motion using Newmark Methods.» Response of a Linear SDOF to an Earthquake Ground Motion, June.
[17] Yang J.N., Wu J.C., Agrawal A.K., Hsu S.Y. 1995. «Sliding mode control of seismically excited linear structures.» Journal of Engineering Mechanics ASCE 1386-1390.
[18] Yang, J.N. 1975. «Application of optimal control theory to civil engineering structures.» Journal of Engineering Mechanics Division ASCE 819-838.
[19] Zacharenakis E.C., Arvanitis K.G., Soldatos A.G., Stavroulakis G.E. 2001. «LQR, and H2 optimal structural control in antiseismic design.» Thessaloniki: National Mechanics Congress.

6. ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας, υπό την επίβλεψη του Καθηγητή κ. Πνευματικού Νικολάου. Ευχαριστίες απεύθυνονται επίσης στον Αναπληρωτή Καθηγητή κ. Ρεπαπή Κωνσταντίνο για την πολύτιμη βοηθειά του.

ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ, ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΤΕΜΕΝΟΥΣ ΜΟΥΡΑΤ ΡΕΪΣ ΣΤΗ ΡΟΔΟ.

ΑΝΝΑ ΧΡΥΣΙΔΗ
Αρχιτέκτονας Μηχανικός, Απόφοιτος ΔΠΜΣ «Προστασία Μνημείων», Σχολή Αρχιτεκτόνων Μηχανικών ΕΜΠ, a.arch.chr@gmail.com

Περίληψη
Στο βόρειο άκρο της νέας πόλης της Ρόδου, λίγο έξω από τη μεσαιωνική πόλη, βρίσκεται μια «νεκρή ζώνη» 8 στρεμμάτων που περιλαμβάνει το νεκροταφείο και το συγκρότημα «Μουράτ Ρεΐς». Ο Μουράτ Ρεΐς ο Πρεσβύτερος, από τον οποίο πήρε το όνομά του το συγκρότημα, ήταν ένας από τους σημαντικούς κουρσάρους που υπηρέτησαν το Οθωμανικό Ναυτικό την περίοδο του Σουλεϊμάν. Λίγο μετά το θάνατο του το 1609 μ.Χ., ο Μουράτ Ρεΐς απέκτησε την ιερότητα του Αγίου και έτσι δημιουργήθηκε ένα συγκρότημα κτιρίων γύρω από το μαυσωλείο του, το οποίο περιλαμβάνει το τέμενος, την κρήνη καθαρμών και τα κτίρια καταλυμάτων τεκέ.
Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί ανάλυση, η τεκμηρίωση και πρόταση αποκατάστασης του τεμένους Μουράτ Ρεΐς. Η αποκατάσταση του θεωρείται επιβεβλημένη, καθώς αποτελεί μια από τις ελάχιστες περιπτώσεις τεμενών που υφίστανται ακόμη εκτός των ορίων της μεσαιωνικής πόλης της Ρόδου και ταυτόχρονα αποτελεί ένα ιδιαίτερο δείγμα με χαρακτηριστικά της εποχής του οθωμανικού μπαρόκ με εισαγωγή νεοκλασικών στοιχείων. Επιπλέον, ξεχωρίζει για την μορφολογία του μιναρέ του, που δεν συναντάται σε κανένα από τα υπόλοιπα τεμένη της Ρόδου.
Αρχίζοντας από την ιστορική εξέλιξη της πόλης και των προαστίων της Ρόδου και τις χωροταξικές ανακατατάξεις που πραγματοποιήθηκαν κατά την οθωμανική περίοδο, η εργασία εστιάζει στη διαχρονική ανάπτυξη της περιοχής που βρίσκεται το συγκρότημα Μουράτ Ρεΐς, καθώς επίσης στην καταγραφή και αξιολόγηση των σημερινών χαρακτηριστικών της. Έπειτα, πραγματοποιείται η σχεδιαστική αποτύπωση και φωτογραφική τεκμηρίωση του τεμένους για τη διάσωση όλων των μορφολογικών και κατασκευαστικών στοιχείων. Στην συνέχεια παρουσιάζεται η ιστορική, αρχιτεκτονική και δομική τεκμηρίωση του, η ανάλυση της παθολογίας του και η ποιοτική διάγνωση των βασικών αιτιών της βλάβης. Στη βάση αυτή συντάχθηκε πρόταση παρέμβασης με στόχο την αρχιτεκτονική και δομική αποκατάσταση του τεμένους, καθώς και την ανάδειξη της ιστορίας, της λειτουργίας και της αξίας του συγκροτήματος Μουράτ Ρεΐς ως ενιαίας οντότητας.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ
Το συγκρότημα Μουράτ Ρεΐς αποτελεί ένα μνημειακό σύνολο που καταλαμβάνει μια έκταση 8 στρεμμάτων στο βόρειο άκρο της νέας πόλης της Ρόδου (Σχήμα 1). Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στο πλαίσιο του Δ.Π.Μ.Σ. «Προστασία Μνημείων» του Ε.Μ.Π. και επιχειρεί να αναδείξει τις μεθόδους ανάλυσης, τεκμηρίωσης και αποκατάστασης του τεμένους Μουράτ Ρεΐς, ως μέρος μιας ευρύτερης περιοχής που χρήζει διατήρησης και ανάδειξης. [1] Η έρευνα δημοσιεύτηκε επίσης στο Διεθνές επιστημονικό περιοδικό Technical Annals στο ειδικό τεύχος Transdisciplinary Multispectral Modelling and Cooperation for the Preservation of Cultural Heritage. [2] Η παρούσα δημοσίευση εστιάζει στην ανάλυση της παθολογίας του τεμένους, την διερεύνηση των αρχιτεκτονικών φάσεων κατασκευής και στην διατύπωση πρότασης αποκατάστασης, η οποία ακολουθεί τις γενικές αρχές και τους στόχους που υιοθετήθηκαν και τέλος, στην λεπτομερή περιγραφή των απαιτούμενων εργασιών.

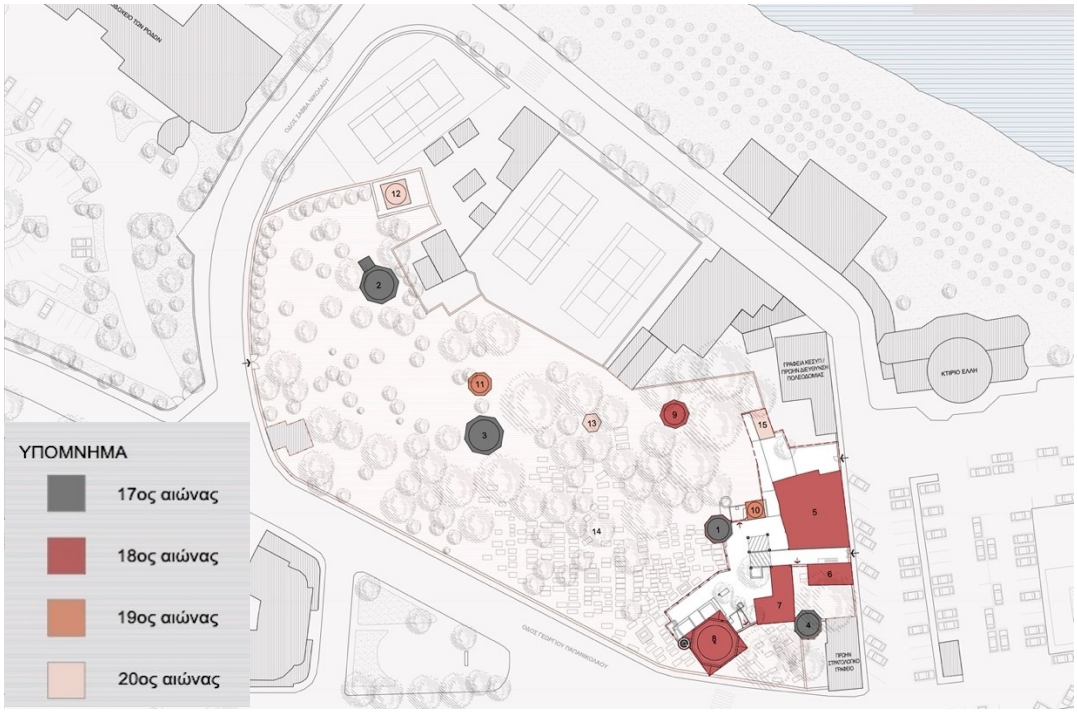
2. ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ
Κατά την διάρκεια της μακραίωνης Οθωμανικής κυριαρχίας στο νησί της Ρόδου (1522-1912μ.Χ), το οχυρωματικό πρανές περιμετρικά των τειχών της μεσαιωνικής πόλης, μετατρέπεται σε εκτεταμένο μουσουλμανικό νεκροταφείο, το οποίο επεκτεινόταν συνεχώς, καθώς σύμφωνα με τα ισλαμικά έθιμα δεν γινόταν εκταφή των νεκρών. [3]

Λίγους αιώνες αργότερα, στα πλαίσια των γενικότερων πολεοδομικών παρεμβάσεων που έγιναν στο νησί της Ρόδου επί Ιταλοκρατίας, η έκταση που καταλάμβαναν τα νεκροταφεία περιμετρικά της μεσαιωνικής πόλης μετατράπηκε σε χώρο πρασίνου. [4] Το μοναδικό που διατηρήθηκε ήταν το Μουράτ Ρεΐς, καθώς εκεί ήταν θαμμένες σημαντικές προσωπικότητες της Οθωμανικής περιόδου. [3]

Ο Μουράτ Ρεΐς ο Πρεσβύτερος, από τον οποίο πήρε το όνομά του το συγκρότημα, ήταν ένας από τους σημαντικούς κουρσάρους που υπηρέτησαν το Οθωμανικό Ναυτικό την περίοδο του Σουλεϊμάν. Λίγο μετά το θάνατό του το 1609, ο Μουράτ Ρεΐς απέκτησε την ιερότητα του Αγίου με τον τάφο του να αποτελεί αντικείμενο λατρείας των μουσουλμάνων μέχρι και σήμερα. Τα χρόνια που ακολούθησαν τον θάνατό του, οι Οθωμανοί ακολουθώντας το πρότυπο των μεγάλων πόλεων της οθωμανικής επικράτειας, θέλησαν να προσαρτήσουν τους τάφους τους σε φιλανθρωπικές και θρησκευτικές εγκαταστάσεις με τη μορφή συγκροτήματος. Έτσι, δημιουργήθηκε ένα συγκρότημα κτιρίων γύρω από το μαυσωλείο του Μουράτ Ρεΐς, το οποίο περιλαμβάνει: (Σχήμα 1)

- Το Τέμενος, το οποίο αρχικά κατασκευάστηκε το 1636 από τον Ebu Bekr Pasha, όμως με το πέρασμα του χρόνου καταστράφηκε και ανοικοδομήθηκε το 1797 από τον Μουραμπίντ Χασάν Μπέη στην μορφή που το ξέρουμε. [5].
- Την κρήνη καθαρμών
- Τα κτίρια καταλυμάτων του τεκέ
- Την Κατοικία του φύλακα
- Τα μαυσωλεία (τουρμπέδες)

Τέλος, στον περίβολο του κοιμητηρίου εμπεριέχεται σήμερα μια μικρή μερίδα, περίπου 237 επιτύμβιων στηλών που φανερώνουν ότι το Μουράτ Ρεΐς ήταν τόπος ταφής των Οθωμανών αξιωματούχων και Χαν της Κριμαίας καθώς επίσης και των οικογενειών τους. [6], [7] Περισσότερα ιστορικά στοιχεία για το συγκρότημα Μουράτ Ρεΐς αναφέρονται στην δημοσίευση “Murat Reis complex: Survey, Documentation and Restoration of the Mosque” [2], καθώς και στην διπλωματική εργασία [1].

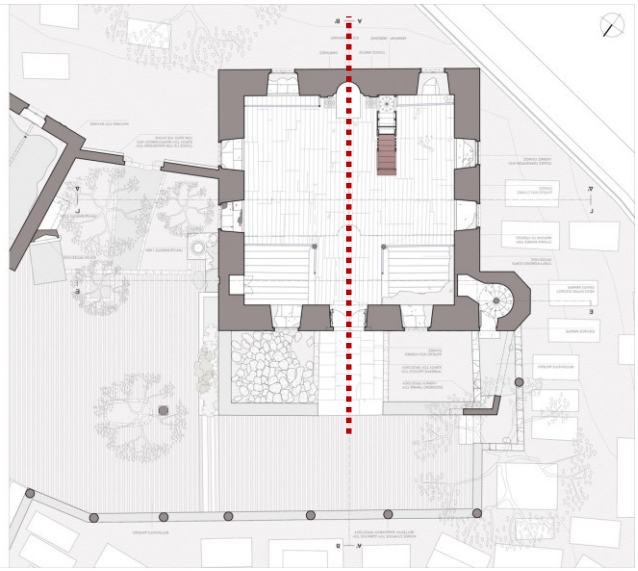


Σχήμα 1: Ιστορική εξέλιξη του συγκροτήματος

3. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ ΤΟΥ ΤΕΜΕΝΟΥΣ

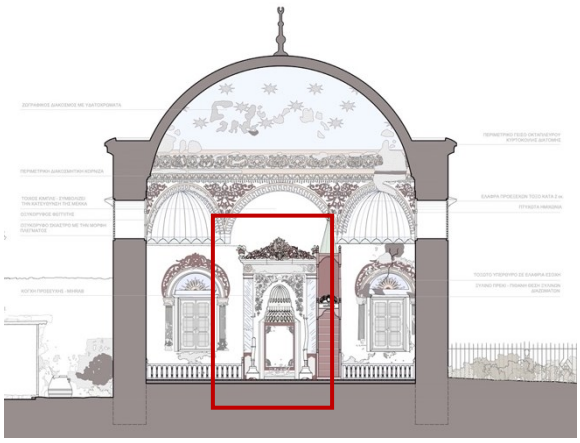
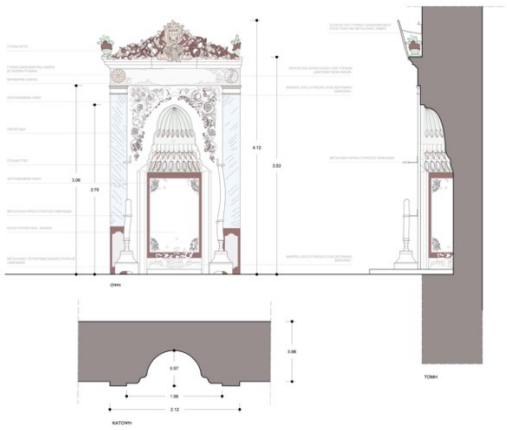
3.1 Αρχιτεκτονική ανάλυση

Το τέμενος κατασκευάστηκε για να εξυπηρετήσει μια μικρή κοινότητα δερβίσηδων, καθώς και τους πιστούς που επισκέπτονταν τον τάφο του Μουράτ Ρεΐς. Ακολουθώντας την τυπολογία της Προύσας στην απλή της μορφή, αποτελείται από μια σάλα προσευχής με τετράγωνη κάτοψη (Σχήμα 2) εσωτερικών διαστάσεων 7.80 x 7.80m και ύψους 9.00m. Η αίθουσα καλύπτεται με ημισφαιρικό τρούλο που στηρίζεται σε ελαφρά προεξέχοντα τόξα και σε πτυχωτά ημιχώνια που σχηματίζουν ένα οκτάγωνο.



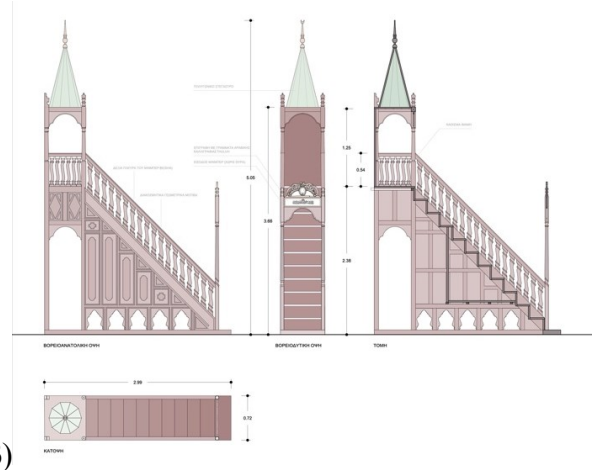
Σχήμα 2: Κάτοψη τεμένους Μουράτ Ρεΐς

Η ανάπτυξη του εσωτερικού χώρου του χαρέμ βασίζεται στην επανάληψη στοιχείων και την συμμετρία που καθορίζεται από τον άξονα ΒΔ-ΝΑ. Ο νοτιοανατολικός τοίχος της σάλας ονομάζεται «κίμπλε» και συμβολίζει την κατεύθυνση προς τη Μέκκα (Σχήμα 3α). Στο κέντρο του βρίσκεται το μιχράμπ, δηλαδή η κόγχη προσευχής προς την οποία πρέπει να είναι στραμμένοι οι πιστοί όταν προσεύχονται (Σχήμα 3β). Το μιχράμπ είναι στο σύνολό του επιζωγραφισμένο, ενώ εντύπωση προκαλεί το γεγονός ότι απουσιάζουν στίχοι από το κοράνι. Είναι πιθανόν να υπήρχαν παλαιότερα και να καταστράφηκαν κατά τις διαδικασίες ανακαίνισης που έχει υποστεί το τέμενος.

α)  β) 

Σχήμα 3: **(α)** Τομή του τεμένους προς τα ΝΑ, διακρίνεται η κόγχη προσευχής και ο άμβωνας **(β)** Σχέδια αποτύπωσης της κόγχης προσευχής (μιχράμπ)

Δεξιά της κόγχης τοποθετείται το μινμπέρ, ο άμβωνας όπου ανεβαίνει ο ιμάμης για το κήρυγμα. Πρόκειται για μια ξύλινη κατασκευή με βαθμίδες που καταλήγουν στο κάθισμα, το οποίο καλύπτεται με ένα πολυγωνικό στέγαστρο (Σχήμα 4). Ο συγκεκριμένος είναι ένας από τους μεγάλους άμβωνες που συναντάμε στα τεμένη της Ρόδου. Το μήκος του είναι 3.00 μ και το ύψος του φτάνει τα 5.00m. Η είσοδος του διαμορφώνεται με δυο περίτεχνους στύλους που φέρουν μια επιζωγραφισμένη πινακίδα και δεν διαθέτει θύρα, όπως συνηθίζεται στους ξύλινους άμβωνες.

α) β) 

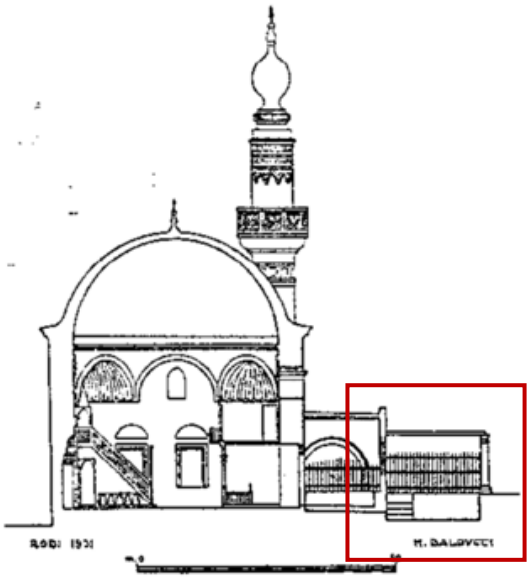
Σχήμα 4: **(α)** Φωτογραφία του ΝΑ τοίχου (κίμπλε), **(β)** Σχέδια αποτύπωσης του άμβωνα (μινμπέρ)

Το μήκος του βορειοδυτικού τοίχου της σάλας (7.83μ.) καταλαμβάνει το ξύλινο υπερώο με το πλάτος του να φτάνει τα 2.50μ.. Χαρακτηρίζεται από ιδιωτικότητα καθώς το διαχωριστικό τέμπλο, είναι τόσο ψηλό ώστε να μην μπορεί να δει κανείς τους πιστούς που προσεύχονται. Μάλιστα, η πρόσβαση στο υπερώο γίνεται μέσω της κλίμακας του μιναρέ, χωρίς οι πιστοί να εισέλθουν στο τέμενος. Συνεπώς, η πρόθεση ιδιωτικότητας και διαχωρισμού των πιστών του υπερώου από την σάλα προσευχής στο τέμενος Μουράτ Ρεΐς είναι φανερή. Αν και δεν υπάρχει κάποιο έγγραφο που να υποδεικνύει ότι ο εξώστης χρησιμοποιείται ως χώρος προσευχής αποκλειστικά για τις γυναίκες, το υπερώο του Μουράτ Ρεΐς παρουσιάζει μεγάλη ομοιότητα με το υπερώο του τεμένους Σουλεϊμάν, το οποίο αποτελούσε επίσημα χώρο προσευχής για τις γυναίκες [5]. Στο ισόγειο, ο χώρος κάτω από το υπερώο είναι χωρισμένος σε τρία μέρη. Εκατέρωθεν της εισόδου οι δυο χώροι περιβάλλονται με ξύλινο κιγκλίδωμα, ώστε να διαχωρίζονται από τον υπόλοιπο χώρο της σάλας προσευχής.

Ο ζωγραφικός διάκοσμος του τεμένους αποτελεί χαρακτηριστικό παράδειγμα της τάσης που εμφανίστηκε τον 18ο αιώνα στα οθωμανικά κτίσματα, γνωστή ως Τουρκομπαρόκ. Η εισροή μορφών της δυτικής αρχιτεκτονικής οδήγησε στην αντικατάσταση του παραδοσιακού αραβικού ή περσικού θεματολογίου με διακοσμητικά ανάγλυφα και δυτικά μοτίβα. Όλες αυτές οι διακοσμήσεις εκτελέστηκαν με υδατοχρώματα πάνω στην πρώτη στρώση του επιχρίσματος.

Στην είσοδο υπήρχε ένα λίθινο τοξωτό προστώο, ο ρεβάκ, που θεωρείται η εξωτερική προέκταση της αίθουσας προσευχής. Από το τμήμα που σώζεται στα δυτικά του τεμένους, καθώς και από τη γένεση του τόξου στα ανατολικά, φαίνεται ότι η όψη του διαρθρωνόταν σε τρία μέρη με τρία αλλεπάλληλα τόξα. Το σενάριο αυτό επιβεβαιώνεται και από φωτογραφίες της εποχής (Σχήμα 5β). Το προστώο στεγαζόταν με επίπεδο δώμα, πράγμα που επιβεβαιώνουν οι δοκοθήκες στην βορειοδυτική όψη του τεμένους και στο σωζόμενο τμήμα του προστώου. [1],[2]

Σε αποτύπωση του Balducci (1931) (Σχήμα 5α), απεικονίζεται και ένα δεύτερο προστώο - πιθανότατα ξύλινο -, το οποίο εδραζόταν στην κιονοστοιχία της αυλής [8]. Η ύπαρξή του επιβεβαιώνεται και από φωτογραφίες του Ιταλικού αρχείου (Σχήμα 5β).

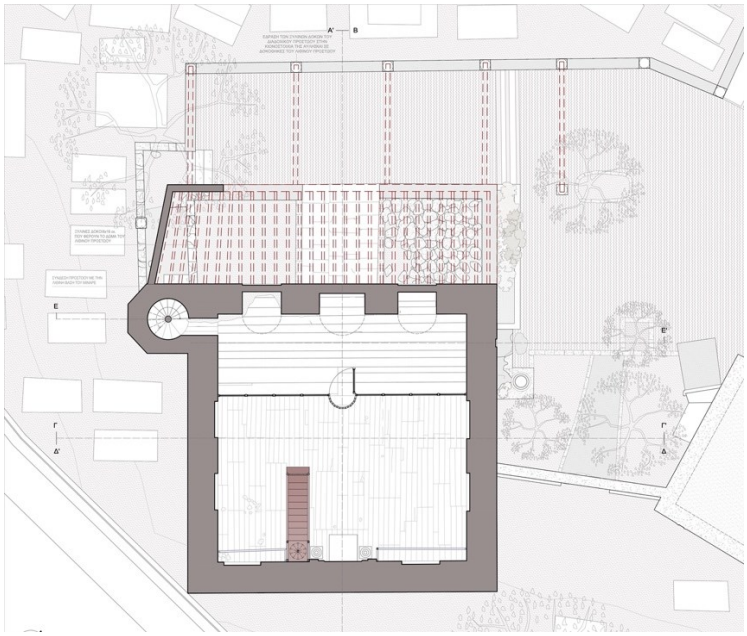


α)

β)

Σχήμα 5: **(α)** Αποτύπωση του Balducci (1931) στην οποία απεικονίζονται τα διαδοχικά προστώα [8].
(β) Φωτογραφία του τεμένους το 1929. Διακρίνονται τα δυο διαδοχικά προστώα
[Φωτογραφικό αρχείο Σταύρου Γεωργαλλίδη]

Επιπλέον, μια οπή διαστάσεων 15 x 17 εκ. που διακρίνεται στο σωζόμενο τμήμα του λίθινου προστώου ακριβώς απέναντι από τον γωνιακό κίονα της αυλής, φανερώνει ότι πιθανότατα υπήρχαν δοκοθήκες στις οποίες τοποθετούνταν εγκάρσια οι δοκοί του ξύλινου προστώου. [2] Η οπή που σώζεται φαίνεται ότι αποτελεί διάνοιξη, γεγονός που επιβεβαιώνει το σενάριο ότι το ξύλινο προστώο κατασκευάστηκε αργότερα για να καλύψει τις ανάγκες προσευχής των πιστών. Με βάση την κιονοστοιχία της αυλής και την θέση της υφιστάμενης οπής, φαίνεται να υπήρχαν συνολικά 4 δοκοθήκες οι οποίες βρίσκονταν ανάμεσα στα τόξα. (Σχήμα 6). Πιθανό είναι να υπήρχαν και δευτερεύοντα δοκάρια που τοποθετούνταν κάθετα στα κύρια ώστε να φέρουν το επίπεδο δώμα του ξύλινου προστώου. Περισσότερα στοιχεία και σχέδια για την τεκμηρίωση των δύο προστώων αναφέρονται στην δημοσίευση “Murat Reis complex: Survey, Documentation and Restoration of the Mosque” [2], καθώς και στην διπλωματική εργασία [1].



Σχήμα 6: Αναπαράσταση των δοκών των δύο διαδοχικών προστώων.

Εξωτερικά το μνημείο αποκαλύπτει μέχρι ένα βαθμό, την αυστηρή εσωτερική του δομή. Ο κεντρικός ορθογώνιος χώρος υψώνεται μέχρι την στάθμη όπου ένα οκτάπλευρο ψευδοτύμπανο οδηγεί στην μετάβαση του ημισφαιρικού σχήματος του τρούλου.

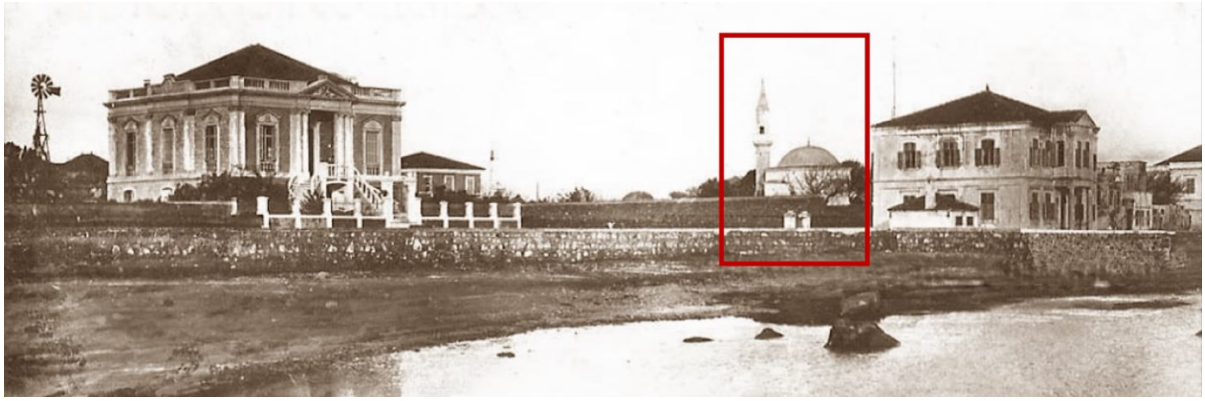
Τα ανοίγματα του τεμένους οργανώνονται σε δύο επίπεδα. Η κάθε όψη έχει στην κατώτερη στάθμη 2 μεγάλα ανοίγματα και σε ψηλότερη στάθμη υπάρχει ένας οξυκόρυφος φεγγίτης (Σχήμα 7α). Η προστασία των εξωτερικών παραθύρων με μεταλλικά κιγκλιδώματα αναδεικνύει επίσης τα νεοκλασικά στοιχεία του Μουράτ Ρεΐς.

Στο ανεπίχριστο κομμάτι της πρόσοψης μπορούμε να διακρίνουμε τα μαρμάρινα πλαίσια των παραθύρων και τα τοξωτά υπέρθυρα (Σχήμα 7β), τα οποία στις υπόλοιπες όψεις έχουν καλυφθεί με το επίχρισμα. Αυτό μας επιβεβαιώνει την υποψία ότι το τέμενος αρχικά κατασκευάστηκε για να παραμείνει ανεπίχριστο και το επίχρισμα αποτελεί μεταγενέστερη επέμβαση, κατά πάσα πιθανότητα του 19^{ου} αιώνα.

α) β)

Σχήμα 7: **(α)** Οργάνωση των ανοιγμάτων της πρόσοψης του τεμένους (ΒΔ όψη)
(β) Παράθυρο ΒΔ όψης με μαρμάρινο πλαίσιο και τοξωτό υπέρθυρο

Στην νοτιοδυτική πλευρά του τεμένους, ορθώνεται ο μιναρές ύψους 19 μ.. Ο αρχικός μιναρές που είχε κωνική απόληξη (Σχήμα 8) όπως συνηθιζόταν στα μουσουλμανικά τεμένη της Ρόδου, υπέστη σοβαρές βλάβες από βομβαρδισμούς και ανακατασκευάστηκε κατά την διάρκεια της Ιταλοκρατίας στην μορφή που τον ξέρουμε σήμερα. Εκείνη την περίοδο τα στοιχεία οριενταλισμού χρησιμοποιήθηκαν άφθονα, λόγω του ενδιαφέροντος των Ιταλών για τη Μέση Ανατολή και την Αφρική. Η πρόσβαση στον αρχικό μιναρέ γινόταν μέσα από το τέμενος μέσω τοξωτού ανοίγματος, το οποίο μετέπειτα έκλεισε και η πρόσβαση μεταφέρθηκε εξωτερικά. Το ανώτερο τμήμα του μιναρέ που περιλαμβάνει τον εξώστη φέρει γύψινες διακοσμήσεις με γεωμετρικά και φυτικά μοτίβα.



Σχήμα 8: Ο μικρός λιμένας το 1900. Στο βάθος το τέμενος Μουράτ Ρεΐς με τον παλιό μιναρέ.
[Φωτογραφικό αρχείο Νίκου Κολλίγρη]

3.2 Κατασκευαστική ανάλυση

Το τέμενος Μουράτ Ρεΐς φαίνεται να είναι κατασκευασμένο από τρίστρωτη τοιχοποιία[1] σταθερού πάχους 0.95m. Η λιθοδομή όπως φαίνεται από το ανεπίχριστο τμήμα της πρόσοψης, αποτελείται από ορθογωνισμένους λαξευτούς πωρόλιθους σε δόμους ύψους 0.20 εκ. και διαφόρων μεγεθών με καλή εφαρμογή των αρμών μεταξύ τους. Πρόκειται για ψαμμίτικο βιοκλαστικό ασβεστόλιθο που αποτελείται κατά κύριο λόγο από αποστογγυλωμένα ανόργανα θραύσματα (απολιθώματα) και λιγότερα ημιαποστογγυλωμένα ανόργανα θραύσματα (τεμάχια πετρωμάτων), τα οποία είναι ενωμένα με λίγο, ανθρακικής σύστασης συγκολλητικό υλικό. Η συγκολλητική ύλη που ενώνει τα διάφορα θραύσματα είναι σχετικά λίγη και έχει ως αποτέλεσμα την ύπαρξη κενών μεταξύ θραυσμάτων. Εσωτερικά, από τις τμηματικές αποκολλήσεις επιχρισμάτων φαίνεται ότι να χρησιμοποιούνταν λαξευμένοι πωρόλιθοι για την διαμόρφωση των ακμών και η υπόλοιπη παρειά της τοιχοποιίας να χτιζόταν με αργούς λίθους. Σύμφωνα με καταγραφές που έχουν γίνει σε παρόμοια τεμένη στην Ρόδο [9], το εσωτερικό της τρίστρωτης λιθοδομής πιθανότατα γεμίζεται με καλής ποιότητας υλικά πλήρωσης που αποτελούνται από μεγάλα κομμάτια αργών λίθων και κονίαμα.

Η λιθοδομή φαίνεται να ενισχύεται με οριζόντιο σύστημα ξύλινων διαζωμάτων (ξυλοδεσιές). Συγκεκριμένα, στον χώρο του υπερώου εντοπίστηκαν 3 ξύλινες διατομές 11x9 εκ. πάνω από το πρέκι των ανοιγμάτων, οι οποίες κατά πάσα πιθανότητα ταυτίζονται με ένα σύστημα ξυλοδεσιών. Λόγω του επιχρίσματος δεν ήταν εφικτό να διαπιστωθεί η ύπαρξη τους σε άλλες στάθμες. Όπως τεκμηριώνεται σε άλλες παρόμοιες κατασκευές, οι πιθανές θέσεις των ξύλινων διαζωμάτων πέραν των πρεκιών των ανοιγμάτων είναι στην έδραση της λιθοδομής καθώς και στη βάση και την κορυφή ων τόξων που στηρίζουν τον ημισφαιρικό θόλο. Μια καλύτερη αναπαράσταση των πιθανών θέσεων τους στη κατασκευή του τεμένους Μουράτ Ρεΐς δίνεται στο σχέδιο (Σχήμα 9).

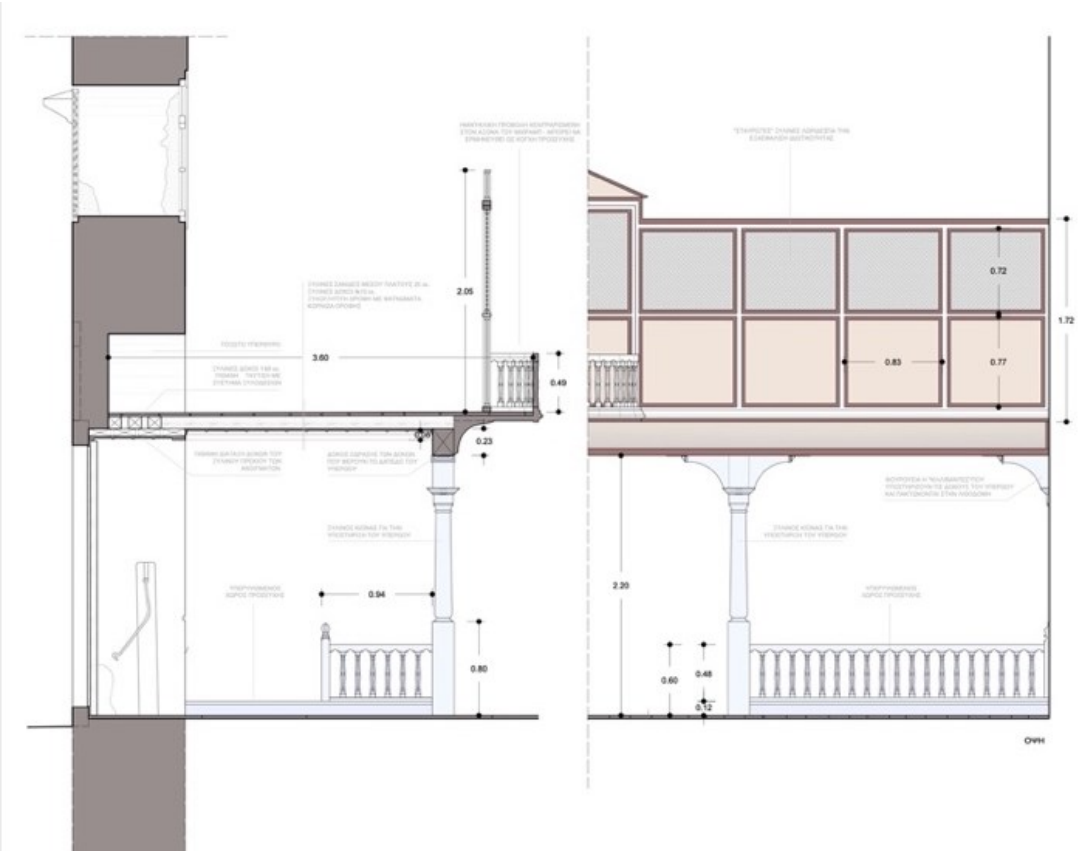
Σχήμα 9: Οι πιθανές θέσεις των οριζόντιων ξύλινων ενισχύσεων με βάση αντίστοιχες κατασκευές της Οθωμανικής περιόδου στη Ρόδο[12]

[1] Αυτό δεν ήταν δυνατό να τεκμηριωθεί in situ, αλλά μπορεί να υποτεθεί με βάση το πάχος της λιθοδομής και των κατασκευαστικών τεχνικών που εφαρμόστηκαν σε παρόμοιες κατασκευές στην Ρόδο, όπως για παράδειγμα το τέμενος Ρετζέπ Πασά [9].

Ο ημισφαιρικός τρούλος στηρίζεται σε ελαφρά προεξέχοντα τόξα και σε πτυχωτά ημιχώνια, μέσω των οποίων μεταβιβάζονται τα φορτία στους περιμετρικούς τοίχους. Είναι κατασκευασμένα από λαξευμένο πωρόλιθο και το τελικό φινίρισμα των ακμών γίνεται με το επίχρισμα. Ο τρούλος είναι κατασκευασμένος από τοπικό πωρόλιθο και είναι επιχρισμένος εξωτερικά με κουρασάνι (υδραυλικό κονίαμα αποτελούμενο από ασβέστη, ποζολάνη και κεραμικά θραύσματα).

Το δάπεδο του χαρέμ είναι ξύλινο, χωρίς καμία κανονικότητα στην τοποθέτηση των σανίδων, οι οποίες διαφέρουν μεταξύ τους σε μέγεθος. Οι ξύλινες σανίδες καρφώνονται πάνω σε τεγίδες μέσης διατομής 9x9 εκ. και το κενό ανάμεσα γεμίζεται με βότσαλα και λάσπη.

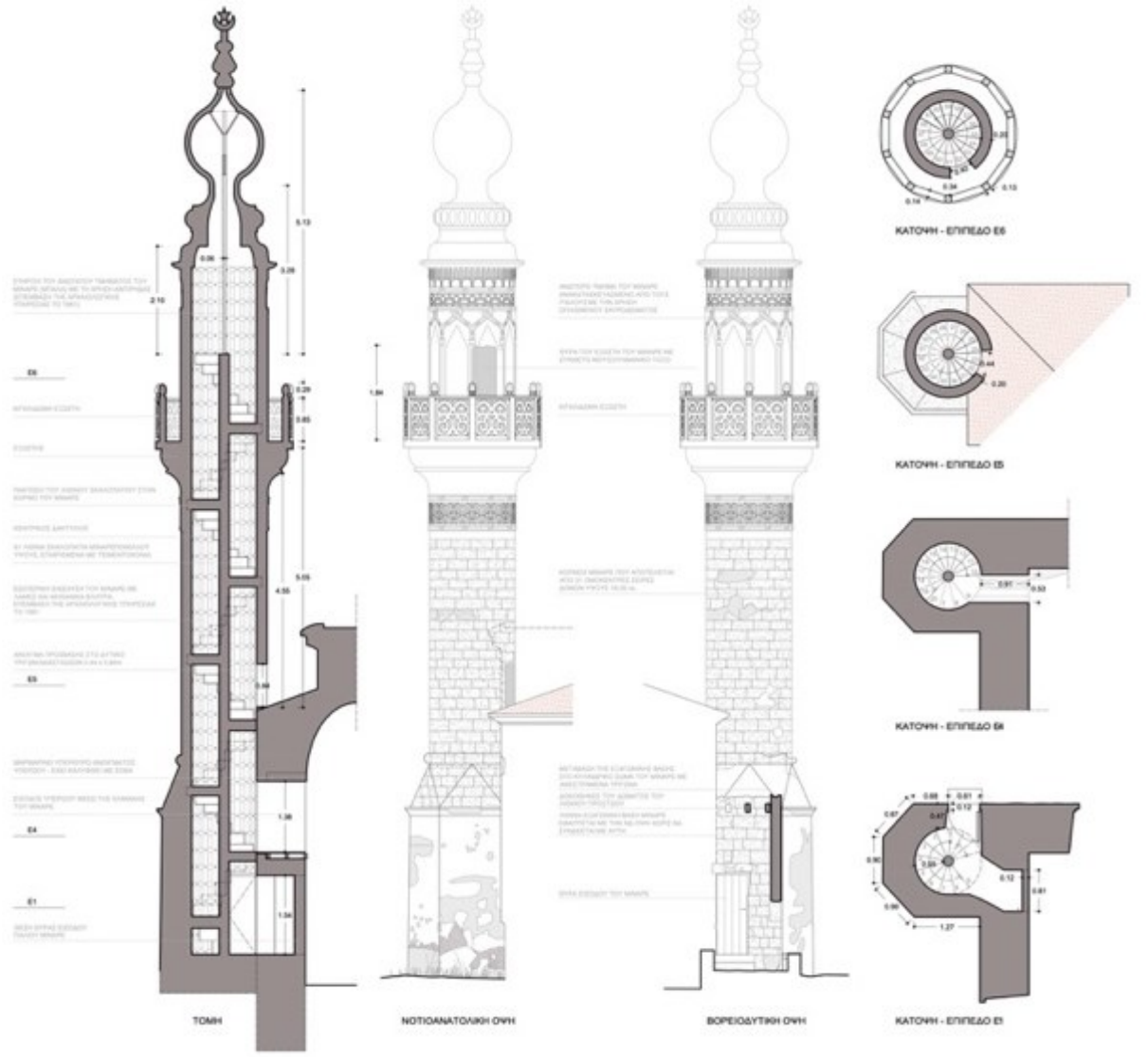
Ο φέρων οργανισμός του υπερώου (Σχήμα 10), αποτελείται από 25 ξύλινες δοκούς μέσης διατομής 8 x 10 εκ., οι οποίες είναι τοποθετημένες ανά ίσες αποστάσεις παράλληλα στην μικρή πλευρά. Οι δοκοί εδράζονται κατά το ένα άκρο τους στον ΒΔ τοίχο του τεμένους και κατά το άλλο άκρο τους σε μια μεγάλη δοκό διαστάσεων 18 x 23 εκ., η οποία πακτώνεται στην λιθοδομή. Η μεγάλη δοκός υποβαστάζεται από δυο ξύλινους κίονες εκατέρωθεν της κεντρικής ζώνης εισόδου και δυο φουρούσια ή κιλλίβαντες σε επαφή με την λιθοδομή.



Σχήμα 10: Κατασκευαστικές λεπτομέρειες του υπερώου

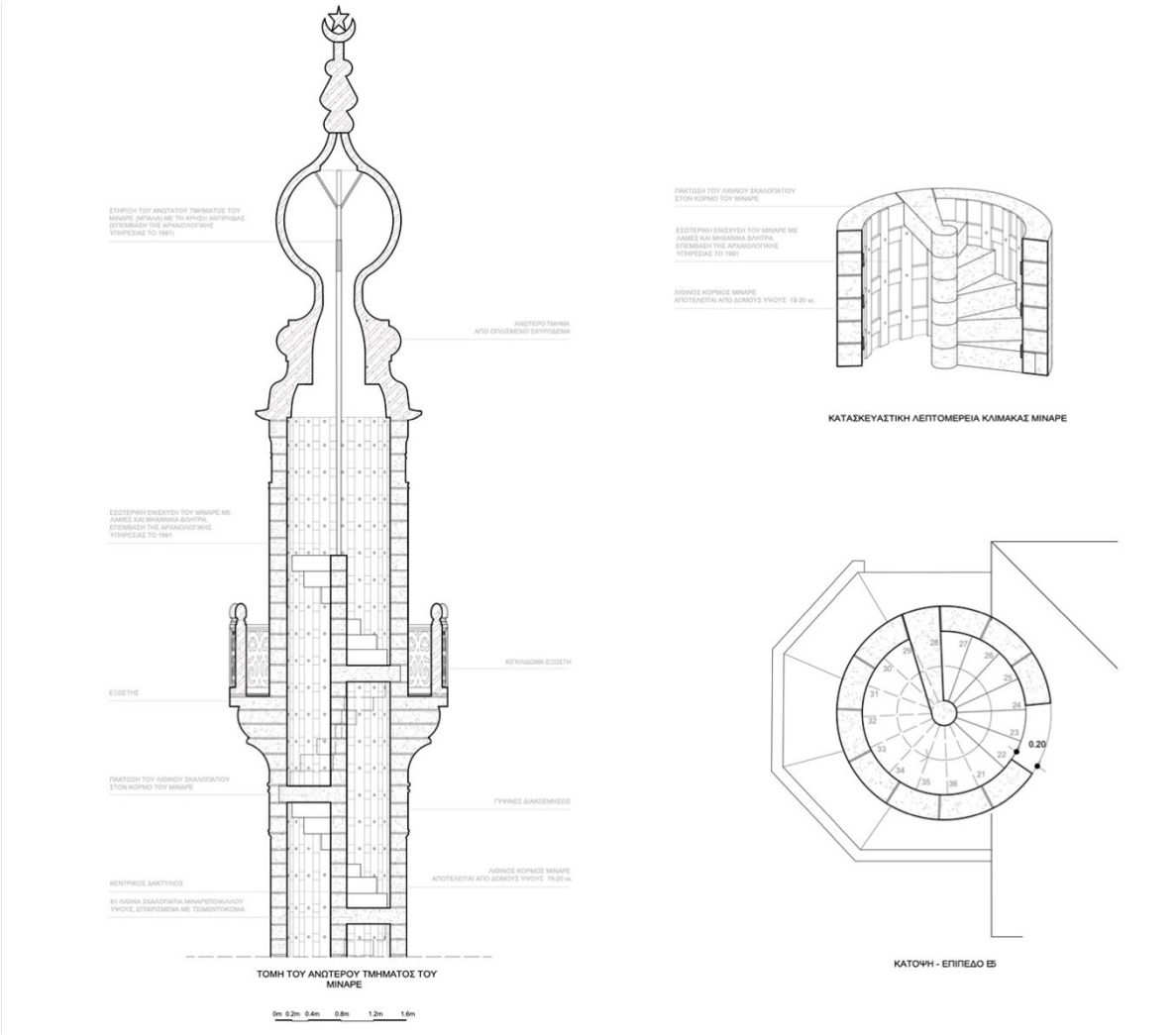
Από το τμήμα του λίθινου τοξωτού προστώου που σώζεται, φαίνεται ότι ήταν κατασκευασμένο από μονή σειρά δόμων λαξευμένου πωρόλιθου. Τα τόξα συνδέονταν στην ΒΑ όψη με την φέρουσα λιθοδομή του τεμένους και στην ΝΔ όψη με την βάση του μιναρέ. Το επίπεδο δώμα του ήταν κατασκευασμένο από 29 ξύλινα δοκάρια μέσων διαστάσεων 8x16 εκ. που εδράζονταν στις δοκοθήκες της ΒΔ όψης του τεμένους και στις δοκοθήκες του προστώου. Για την εξασφάλιση από την εισροή των υδάτων, γινόταν χρήση τελικής επίστρωσης με υλικό υψηλής συνεκτικότητας, που ονομάζεται στην τοπική διάλεκτο πατελιά. Πρόκειται για αργιλώδες χώμα, που αναμειγνύεται συνήθως με φύκια, βούρλα ή πικροδάφνες και δίνει στεγανότητα για ορισμένο χρόνο [3].

Ο μιναρές έχει εξαγωνική βάση η οποία εφάπτεται στην ΝΔ όψη του τεμένους χωρίς να συνδέεται με αυτήν. Ο κορμός του αποτελείται από 21 ομόκεντρες σειρές δόμων, ύψους 19-20 εκ.. Είναι πιθανόν να υπάρχουν μεταλλικοί σύνδεσμοι που να συγκρατούν τους λίθους μεταξύ τους, όπως συνηθιζόταν σε άλλα τεμένη. Την συνοχή της κατασκευής ενισχύει η χρήση κονιάματος μεταξύ των αρμών των λίθων (Σχήμα 11).



Σχήμα 11: Κατασκευαστικές λεπτομέρειες μιναρέ

Η κλίμακα του μιναρέ διαμορφώνεται από 61 λίθινα σκαλοπάτια. Κάθε πάτημα αποτελείται από ένα λίθο, ο οποίος έχει σχήμα ‘τραπεζίου’. Το ‘τραπέζιο’ αυτό μετατοπίζεται κυκλικά κατά ένα πάτημα ανά μια στάθμη. Ο τρόπος πάκτωσης των σκαλιών στον μιναρέ δεν ήταν δυνατόν να διαπιστωθεί με ακρίβεια, ωστόσο, ο συνηθέστερος τρόπος είναι το σκαλοπάτι να "πατάει" σε δόμο του κορμού ή ακόμα και να αποτελεί δόμο του κορμού. Η κλίμακα είναι πολύ σημαντικό δομικό στοιχείο για την ευστάθεια του μιναρέ λόγω του σημαντικού βάρους που προσθέτει στο κέντρο βάρους της κατασκευής, όσο και του καθ’ ύψους δεσίματος της λιθοδομής που πραγματοποιεί (Σχήμα 12)



Σχήμα 12: Κατασκευαστική λεπτομέρεια της κλίμακας του μιναρέ. Διακρίνεται η επέμβαση με τις κάθετες και οριζόντιες μεταλλικές ενισχύσεις.

Το 1991 το Υπουργείο Πολιτισμού προχώρησε σε εσωτερική του ενίσχυση του μιναρέ με λάμες, μηχανικά βλήτρα και ειδική τσιμεντοκονία καθώς και στην επισκευή και επανατοποθέτηση του ανώτερου τμήματος (μπάλα). Παράλληλα, στο τελευταίο σκαλοπάτι της κλίμακας πακτώθηκε μεταλλικός σωλήνας από ανοξείδωτο χάλυβα, προκειμένου να ενισχυθεί η ευστάθεια του ανώτερου τμήματος (Σχήμα 13).

α) β)

Σχήμα 13: (α) Φωτογραφία από την επισκευή του κορμού του μιναρέ στο ύψος του εξώστη (β) Επισκευή και επανατοποθέτηση του ανώτερου τμήματος του μιναρέ (1991-1993) [Επισκευή - Ενίσχυση μιναρέ Μουράτ Ρεΐς, Ρόδος, Τεχνική εταιρία ΕΤΑΝΕ ΑΤΕ]

4. ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΕΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΦΑΣΕΙΣ

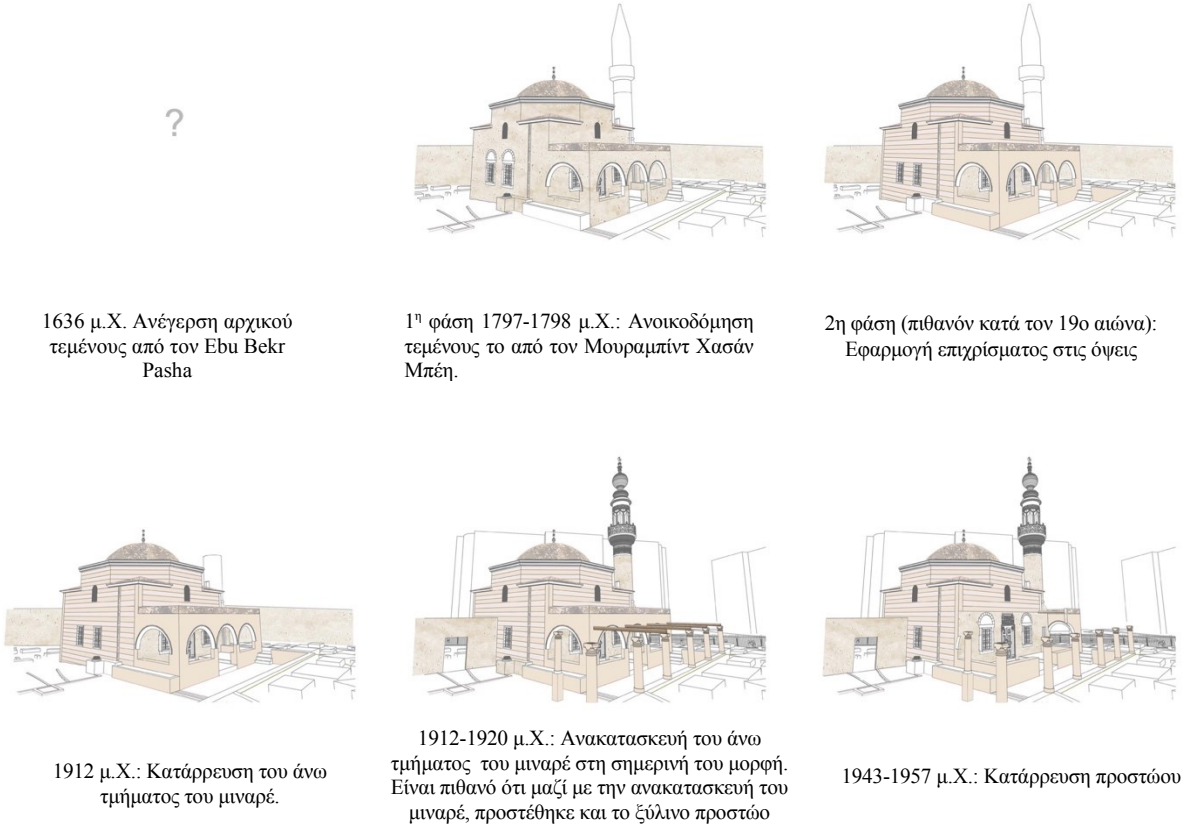
Σύμφωνα με την ιστορική, αρχιτεκτονική και κατασκευαστική ανάλυση που προηγήθηκε επιχειρείται να αποσαφηνιστούν αντίστοιχα οι αρχιτεκτονικές και κατασκευαστικές φάσεις του τεμένους, καθώς και οι σημαντικότερες επεμβάσεις και τροποποιήσεις λόγω των φθορών που προκλήθηκαν στο πέρασμα των χρόνων (Σχήμα 14).

Έπειτα από την ανέγερση αρχικού τεμένους από τον Ebu Bekr Pasha το 1636 μ.Χ., (του οποίου η μορφή παραμένει άγνωστη) διακρίνονται δύο φάσεις κατασκευής:

- 1η φάση 1797-1798 μ.Χ.: Ανοικοδόμηση τεμένους το από τον Μουραμπίντ Χασάν Μπέη στην σημερινή μορφή που το ξέρουμε. [5]
- 2η φάση (πιθανόν κατά τον 19ο αιώνα): Εφαρμογή επιχρίσματος στις όψεις του τεμένους.

Επιπλέον, πρέπει να αναφερθούν οι ακόλουθες σημαντικές καταρρεύσεις, ανακατασκευές και τροποποιήσεις:

- 1912 μ.Χ.: Κατάρρευση του άνω τμήματος του μιναρέ από τους βομβαρδισμούς των ιταλικών στρατευμάτων.
- 1912-1920 μ.Χ.: Ανακατασκευή του άνω τμήματος του μιναρέ από τους Ιταλούς στη σημερινή του μορφή. Είναι πιθανό ότι μαζί με την ανακατασκευή του μιναρέ, προστέθηκε και το ξύλινο προστώο
- 1943-1957 μ.Χ.: Κατάρρευση προστώου πιθανόν εξαιτίας των βομβαρδισμών ή του σεισμού του 1957.



Σχήμα 14: Αναπαράσταση φάσεων κατασκευής και τροποποιήσεων του τεμένους στο πέρασμα των αιώνων.

5. ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΑΙ ΠΟΙΟΤΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΩΝ ΚΥΡΙΩΝ ΑΙΤΙΩΝ ΒΛΑΒΗΣ

Η επισφαλής κατάσταση του τεμένους επέβαλλε την διακοπή λειτουργίας του. Έτσι, το τέμενος είναι κλειστό για λατρεία από το 2000 μέχρι και σήμερα με αποτέλεσμα οι φθορές λόγω της έλλειψης χρήσης και συντήρησης να αυξάνονται. Η σάλα προσευχής δεν αντιμετωπίζει σοβαρά προβλήματα δομικού χαρακτήρα που να απειλούν άμεσα την ευστάθεια της κατασκευής. Συγκεκριμένα, παρατηρούνται κάθετες ρωγμές μικρού εύρους στις κορυφές των τόξων των ημιχώνιων. Οι ρωγμές αυτές συνδέονται με τη λειτουργία του ημισφαιρικού τρούλου καθ' εαυτή, ο οποίος ασκεί ομοιόμορφα οριζόντιες ωθήσεις στη βάση του. Επιπλέον, εμφανίζονται κάθετες ρωγμές μεταξύ των ανοιγμάτων των παραθύρων και των τοξωτών υπέρθυρων, λόγω της μεταφοράς φορτίων από το τόξο στην υπερκείμενη τοιχοποιία.

Τα κυριότερα προβλήματα που αντιμετωπίζει η σάλα προσευχής σχετίζονται με τη γήρανση των υλικών, την ανερχόμενη υγρασία από το έδαφος στην τοιχοποιία, αλλά και κατερχόμενη από την ανωδομή με αποτέλεσμα τμηματικές καταρρεύσεις επιχρισμάτων και κονιαμάτων δομής και του ζωγραφικού διάκοσμου του θόλου. Επιπλέον, η συσσώρευση υγρασίας στις λιθοδομές είχε ως αποτέλεσμα την σήψη των ξύλινων ενισχύσεων, με αμφίβολη πλέον την λειτουργία τους.

Ως προς τα ξύλινα φέροντα στοιχεία του υπερώου, η κατάσταση διατήρησης είναι καλή χωρίς στατικά προβλήματα, ενώ δεν φαίνεται να έχει προσβληθεί από βιολογικούς παράγοντες (έντομα, μύκητες). Επίσης δεν φέρει ίχνη μηχανικής καταπόνησης και φθοράς. Το ξύλινο δάπεδο φέρει ίχνη φθοράς από τη χρήση, η οποία δεν καθιστά την κατάσταση διατήρησης ανησυχητική.

Οι εξωτερικές επιφάνειες των όψεων παρουσιάζουν γενικευμένη προσβολή από οργανικές επικαθίσεις και μαύρες κρούστες με τις ακόλουθες μορφές:

- Λεπτές κρούστες στις επιφάνειες που ήταν εκτεθειμένες στη βροχή
- Κρούστες που σχηματίζονται σε επιφάνειες προφυλαγμένες από την συνεχή ροή του νερού της βροχής (πχ. κάτω από τα γείσα), οι οποίες δημιουργούνται από αιωρούμενα σωματίδια που παράγονται από ανθρώπινες δραστηριότητες και εγκλείονται στις επιφάνειες του μνημείου.
- Επεμβάσεις χρωματισμού της τοιχοποιίας με ασβεστοχρώματα.

Τα σημαντικότερα προβλήματα δομικού χαρακτήρα που αντιμετωπίζει το τέμενος εντοπίζονται στον χώρο του προστώου, το οποίο έχει καταρρεύσει και έχει υποστυλωθεί προσωρινά με ξύλινα στοιχεία. Από τη φύση του το προστώο είναι μια κατασκευή ευπαθής σε σύγκριση με το τέμενος και υπόκειται στη φθορά του χρόνου με ταχύτερους ρυθμούς. Τα λιθοσώματα της βάσης του προστώου, με την απώλεια του επιχρίσματος, υφίστανται λόγω κατερχόμενης υγρασίας και μεταφοράς διαλυτών αλάτων από τη θάλασσα, επιφανειακή διάβρωση υπό τη μορφή της ομοιόμορφης αμμοποίησης, η οποία εξελίσσεται από την εξωτερική επιφάνεια προς το εσωτερικό φθάνοντας σε μεγάλο βάθος. Αποτέλεσμα είναι, πέρα από την αποδυνάμωση της μηχανικής αντοχής των λίθων, να αναπτύσσεται ανομοιόμορφα η φθορά μεταξύ γειτονικών λίθων.

Ο μιναρές λόγω του ύψους του και των ραδινών αναλογιών αποτελεί την πιο ευπαθή κατασκευή του τεμένους. Στον κυλινδρικό κορμό του μιναρέ παρατηρείται αποσάθρωση των λίθων και σε ορισμένα σημεία απομείωση του κονιάματος δόμησης. Παράλληλα παρατηρούνται κάθετες ρωγμές, κάποιες από τις οποίες έχουν τσιμεντωθεί πρόχειρα. Επιπλέον, η είσοδος του νερού της βροχής στο εσωτερικό του μιναρέ μέσω του εξώστη και των ανοιγμάτων, καθώς και η ελεύθερη κίνηση του αέρα και ο στροβιλισμός του οδήγησαν στην οξείδωση και την αποσάθρωση του μεταλλικού νάρθηκα, η οποία είναι πιθανόν να προκαλέσει θραύση των λίθων του κορμού μέσω των βλήτρων που αγκυρώνονται στην λιθοδομή.

6. ΠΡΟΤΑΣΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΤΕΜΕΝΟΥΣ

Βασική αρχή για τις προτάσεις αποκατάστασης είναι αφενός να μην αλλοιώνουν τη δομή και το χαρακτήρα του κτιρίου, αφετέρου να υπακούν στον κριτήριο της αντιστρεψιμότητας/επανεπεμβασιμότητας και να υποδηλώνουν την εποχή τους. Δηλαδή, όταν υπάρχει ανάγκη εφαρμογής μη αναστρέψιμων επεμβάσεων, θα πρέπει να λαμβάνονται όλα τα κατάλληλα μέτρα (συμβατότητα υλικών, κ.λπ.) που θα επιτρέπουν στις επόμενες γενεές να επέμβουν εκ νέου για την επισκευή και ενίσχυση της κατασκευής. Στόχος είναι να αναδειχθούν οι αρχιτεκτονικές και μορφολογικές αξίες του κτιρίου, καθώς και τα στοιχεία που υποδηλώνουν τις σημαντικότερες φάσεις και την εξέλιξη τους στο χρόνο.

Ακολουθώντας αυτές τις αρχές, οι κύριες αναστηλωτικές επιλογές της πρότασης αποκατάστασης του τεμένους ήταν:

- Η διατήρηση του επιχρίσματος με τις οριζόντιες διαγραμμίσεις και η αποκάλυψη των μορφολογικών στοιχείων των ανοιγμάτων στις όψεις που έχουν καλυφθεί με το επίχρισμα. (Σχήμα 15α)
- Η διάνοιξη της εσωτερικής πρόσβασης του αρχικού μιναρέ στον νοτιοδυτικό τοίχο της σάλας και η προσθήκη σταθερού πλαισίου με τζάμι στο σχήμα του τοξωτού ανοίγματος.
- Η ανακατασκευή του λίθινου προστώου σύμφωνα με την αρχική του μορφή που έχει τεκμηριωθεί.(Σχήμα 15β)
- Η ανακατασκευή του ξύλινου διαδοχικού προστώου με την μορφή πέργκολας, καθώς δεν μπορούσε να τεκμηριωθεί πλήρως η αρχική του μορφή.

α) β)

Σχήμα 15: **(α)** Πρόταση αποκατάστασης της ΒΑ όψης **(β)** Πρόταση αποκατάστασης της ΒΔ όψης

Πρώτο στάδιο της επέμβασης πρέπει να είναι η διενέργεια προκαταρκτικών εργασιών (προσεκτικές αποξηλώσεις νεώτερων επιχρισμάτων, εκσκαφές στην περίμετρο του μνημείου, απομάκρυνση όλων των αντικειμένων και των οικοδομικών υλικών κ.λπ.) με στόχο τη διάγνωση της κατάστασης διατήρησης του και των φθορών που παρουσιάζει αλλά και την περεταίρω διερεύνηση στοιχείων που δεν είναι εμφανή.

Θεωρείται απαραίτητο να γίνουν διερευνητικές τομές:

α) Για την διερεύνηση του βάθους, του είδους του υπεδάφους (βράχος, χαλικόστρωση ή φυσικό έδαφος) και της αξιοπιστίας της θεμελίωσης.

β) Για την πιθανή ταύτιση της θεμελίωσης με το αρχικό τέμενος του 1636 μ.Χ.

γ) Για τη διερεύνηση της στάθμης και του υλικού τυχόν αρχικού δαπέδου.

δ) Για τον εντοπισμό των ακριβών θέσεων και της κατάστασης των ξύλινων ενισχύσεων της τοιχοποιίας

ε) Για τον εντοπισμό παλαιότερου στρώματος του ζωγραφικού διάκοσμου

Σε περίπτωση που δεν προκύψει μέσω των διερευνητικών τομών κάποιο παλαιότερο στρώμα ζωγραφικού διάκοσμου στην σάλας προσευχής, είναι απαραίτητο προτού ξεκινήσουν οι εκτεταμένες εργασίες αποκατάστασης να στερεωθεί η υφιστάμενη ζωγραφική επιφάνεια και ιδιαίτερα τα σημεία που παρουσιάζουν έντονη αποκόλληση του υποστρώματος από την τοιχοποιία.

Στη συνέχεια θα πρέπει να ακολουθήσει η εκπόνηση στατικής μελέτης προκειμένου να επιτευχθεί μια αξιόπιστη διάγνωση των αιτίων των βλαβών, εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του τεμένους στη σημερινή του κατάσταση και τεκμηρίωση των προτάσεων επέμβασης για τη δομική του αποκατάσταση. Με βάση την ποιοτική αξιολόγηση που πραγματοποιήθηκε στο πλαίσιο της παρούσας έρευνας, δίνονται παρακάτω κάποιες προτάσεις για την αποκατάσταση του τεμένους:

Στην τοιχοποιία προτείνεται αρχικά η απομάκρυνση του επιχρίσματος των όψεων προκειμένου να αποκαλυφθούν τα πλαίσια των παραθύρων. Έπειτα, απαιτείται έλεγχος του υφιστάμενου κονιάματος μεταξύ των λίθων, η απομάκρυνση τυχών μεταγενέστερων αρμολογημάτων από τσιμεντοκονία και η εκ νέου τοπική αρμολόγηση με ασβεστοκονιάματα των οποίων η σύνθεση θα προσδιοριστεί με βάση την ανάλυση των χημικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των υφιστάμενων λίθων και κονιαμάτων. Στόχος του αρμολογήματος είναι η επισκευή της τοιχοποιίας ώστε να είναι ικανή να αντιμετωπίσει τις δράσεις του περιβάλλοντος.

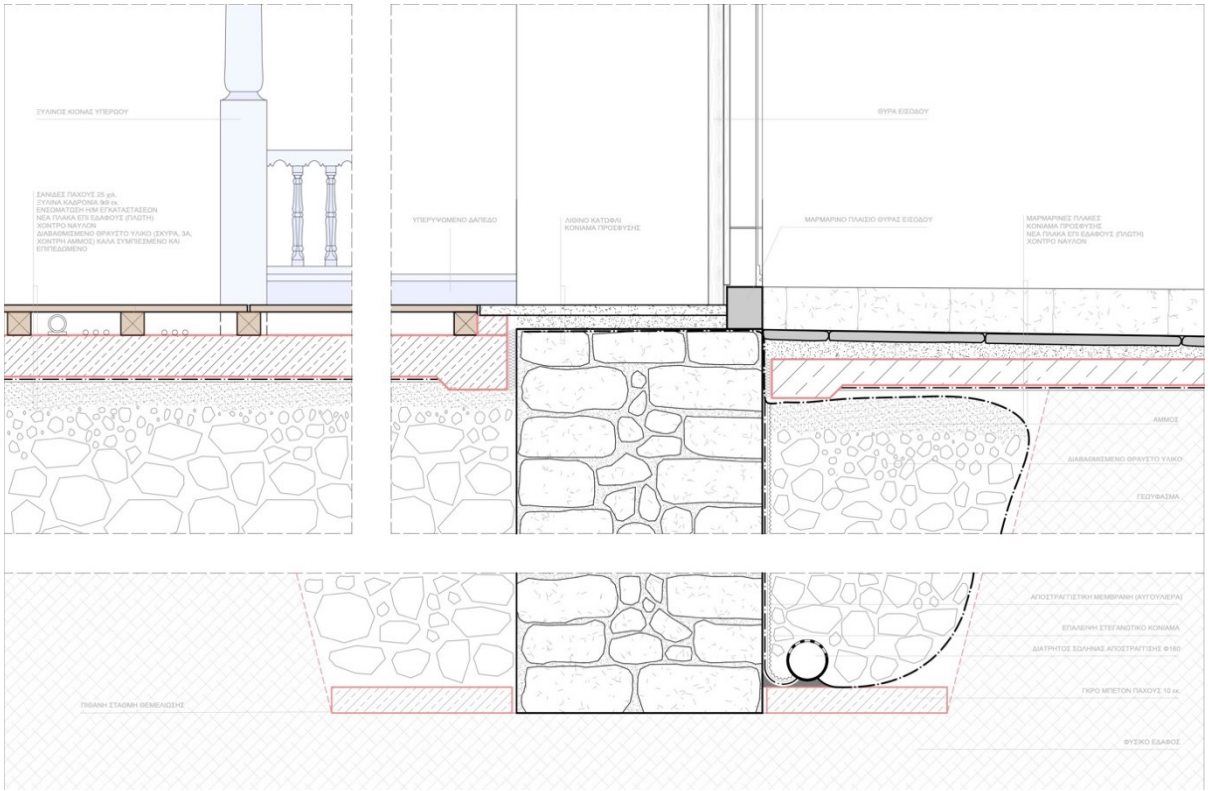
Οι λίθοι που παρουσιάζουν μεγάλη φθορά θα αντικατασταθούν με νέους ίδιας ποιότητας και σύστασης. Με βάση τα στοιχεία που έχουμε μέχρι στιγμής δεν προκύπτει ανάγκη ενίσχυσης του συνόλου της τοιχοποιίας με ενέματα, παρά μόνο σε επιλεγμένες θέσεις όπου παρουσιάζονται μικρορηγματώσεις, καθώς μακροσκοπικά δεν παρατηρείται η ύπαρξη δομικών προβλημάτων. Για το λόγο αυτό, η απόφαση για την εφαρμογή ενεμάτων στο σύνολο της τοιχοποιίας θα εξεταστεί στο πλαίσιο της στατικής μελέτης που θα πραγματοποιηθεί για το σύνολο του μνημείου και αφού γίνουν οι απαραίτητες ερευνητικές εργασίες τεκμηρίωσης, των υλικών, του τρόπου δομήσεως και της παθολογίας.

Στην περίπτωση σήψης των ξυλοδεσιών προτείνεται - όπου είναι εφικτό -να επανατοποθετηθούν ξύλινα δοκάρια, τα οποία θα συνδέονται μεταξύ τους με εντορμίες και ανοξείδωτους συνδέσμους. Οι νέες δοκοί θα επανατοποθετηθούν από τις γωνίες του τεμένους έπειτα από τη σποραδική αφαίρεση των πωρόλιθων, ώστε να διευκολυνθεί η διείσδυσή τους στην οπή που αφήνει η ξυλοδεσιά μετά τη σήψη της (Σχήμα 16). Μετά την ολοκλήρωση της διαδικασίας, το μεγαλύτερο μέρος των κενών που απομένουν γεμίζει με μολώματα και κονίαμα και επανατοποθετούνται οι πωρόλιθοι.[2] Σε περίπτωση που δεν εντοπιστούν ξύλινες ενισχύσεις στις ανώτερες στάθμες, ή που δεν είναι τεχνικά εφικτή η προηγούμενη λύση, θα εφαρμοστεί εξωτερική περίδεση των λιθοδομών.

Σχήμα 16: Διαδικασία τοποθέτησης νέων ξυλοδεσιών κατά την αποκατάσταση του τεμένους Χαμζά Μπέη στην Μεσαιωνική πόλη της Ρόδου. [10]

[2] Η λύση αυτή εφαρμόστηκε από την αρχαιολογική υπηρεσία στην αποκατάσταση του τεμένους Χαμζά Μπέη.

Όσον αφορά τα θεμέλια, από την ποιοτική αξιολόγηση που εκπονήθηκε δεν υπάρχει καμία ένδειξη για την ανάγκη εκτεταμένων ενισχυτικών επεμβάσεων. Θα πρέπει να προηγηθεί έλεγχος της επάρκειας της θεμελίωσης με διερευνητικές τομές για τυχόν ανάγκη εξυγίανσης τοπικά με την εφαρμογή ενεμάτων ομογενοποίησης και βαθιών αρμολογημάτων. Για την αντιμετώπιση της ανιούσας υγρασίας στους περιμετρικούς τοίχους προτείνεται η κατασκευή αποστραγγιστικής τάφρου (drainage) ως εξής: η λιθοδομή δέχεται ενισχυμένο πατητό επίχρισμα υδραυλικής άσβεστου, στεγανωτική επάλειψη σε δύο χέρια (το πρώτο αραιωμένο και το δεύτερο παχύρευστο) και αποστραγγιστική / προστατευτική μεμβράνη («αυγουλιέρα»). Κατόπιν διαστρώνεται στον πυθμένα του ορύγματος άοπλο σκυρόδεμα, και στη συνέχεια διαστρώνεται στο εσωτερικό του ορύγματος γεωϋφασμα. Στον πυθμένα του ορύγματος τοποθετείται σύστημα αποστραγγίσεως από διάτρητους σωλήνες PVC ή τσιμεντοσωλήνες διαμέτρου 16 εκ. Οι σωλήνες τοποθετούνται σε στάθμη ψηλότερα από την κατώτατη στάθμη της θεμελιώσεως, με σύγκλιση των ρύσεων των στραγγιστηρίων και ελεύθερη εξωτερική απορροή νοτιοδυτικά (φυσικό ανάγλυφο). Ακολουθεί η πλήρωση του ορύγματος σε τρείς διαδοχικές στρώσεις με κροκάλα, χαλίκι και άμμο. Η επίχωση καλύπτεται με το γεωϋφασμα, επάνω από το οποίο τοποθετείται χώμα (Σχήμα 17).

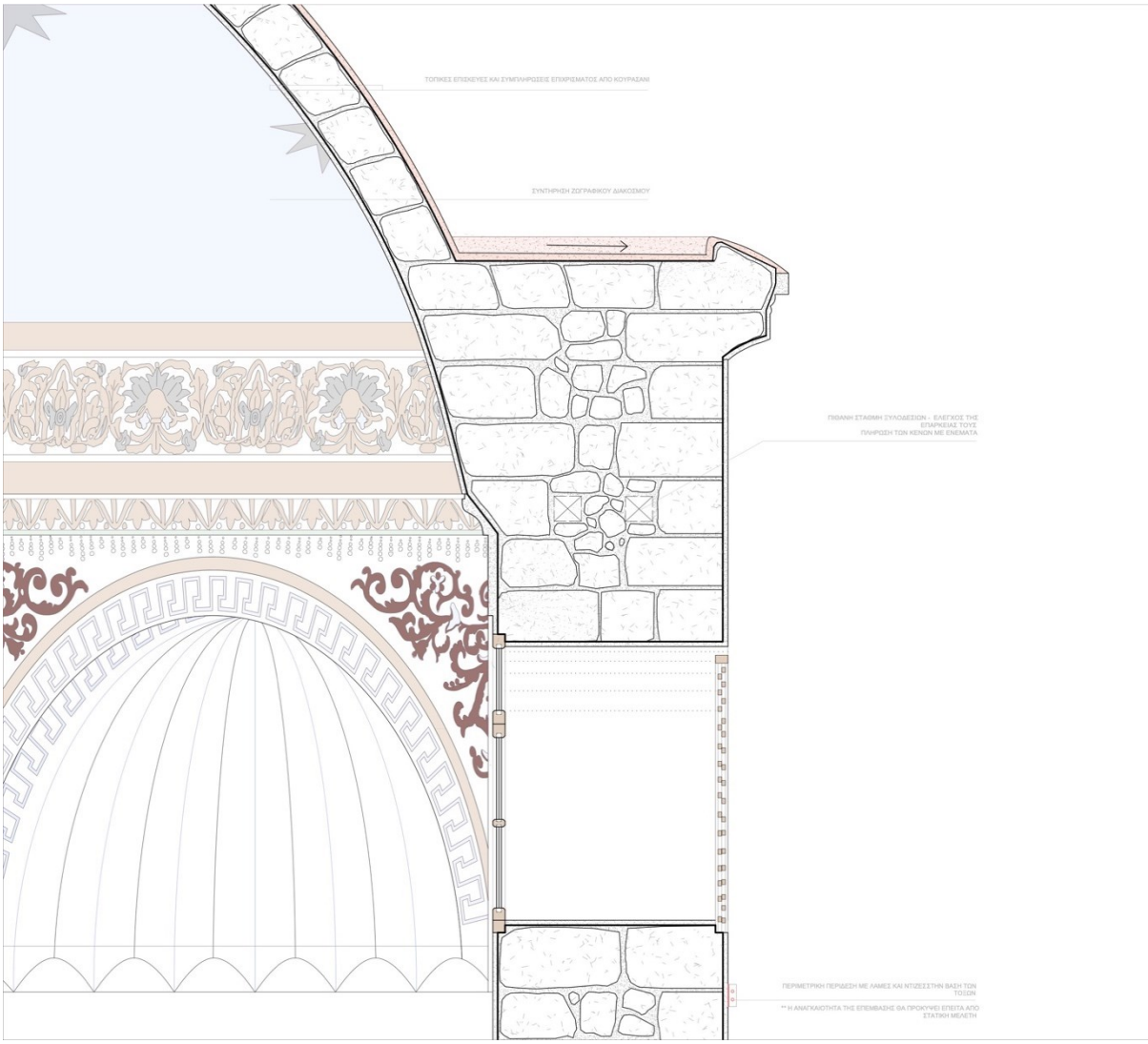


Σχήμα 17: Κατασκευαστική λεπτομέρεια προτεινόμενων επεμβάσεων στην θεμελίωση του τεμένους

Στην εσωτερική παρειά προτείνεται αρχικά η αποδιοργάνωση του ξύλινου δαπέδου και η εφαρμογή διερευνητικών τομών προκειμένου να προσδιοριστεί τυχόν παλαιότερη φάση στο δάπεδο του τεμένους. Στην συνέχεια προτείνεται η κατασκευή αποστραγγιστικής τάφρου και στο εσωτερικό του μνημείου ώστε να αντιμετωπιστεί η εκτεταμένη ανιούσα υγρασία στις λιθοδομές. Έπειτα, προτείνεται η κατασκευή νέας πλάκας επί εδάφους (πλωτής) και η δημιουργία υγρομονωτικής στρώσης με λιθορριπή και μονωτικές μεμβράνες. (Σχήμα 17) Οι ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις θα τοποθετηθούν υποδαπέδια χωρίς να τραυματίσουν τις επιφάνειες του τεμένους. Απαιτείται σύνταξη σχετικής μελέτης, η οποία θα προβλέπει εγκατάσταση φωτισμού και λοιπά δίκτυα ισχυρών και ασθενών ρευμάτων για την κάλυψη των αναγκών επανάχρησης του χώρου.

Η κατερχόμενη υγρασία που συσσωρεύεται στο εσωράχιο του θόλου οφείλεται στην φθορά και στις τοπικές αστοχίες του κονιάματος από κουρασάνι. Δεδομένου ότι το κουρασάνι έχει αποδεδειγμένη υψηλή αντοχή στην υγρασία και στις δύσκολες καιρικές συνθήκες, προτείνεται η συντήρηση και τοπική επισκευή των φθαρμένων τμημάτων του υφιστάμενου κονιάματος. Η ακριβής σύσταση των κονιαμάτων συμπλήρωσης θα προκύψει έπειτα από εργαστηριακή ανάλυση των δειγμάτων του υφιστάμενου για τη παρασκευή νέου συμβατού με το παλιό. (Σχήμα 18)

Ο θόλος δεν παρουσιάζει σημαντικές ρηγματώσεις. Συνεπώς, κατά την αποκατάσταση του κονιάματος θα γίνει τοπική επισκευή ρηγματωμένων περιοχών με λεπτόρρευστα υδραυλικά ενέματα των οποίων η σύνθεση θα αποφασιστεί έπειτα από αναλύσεις και δοκιμαστικές εφαρμογές.



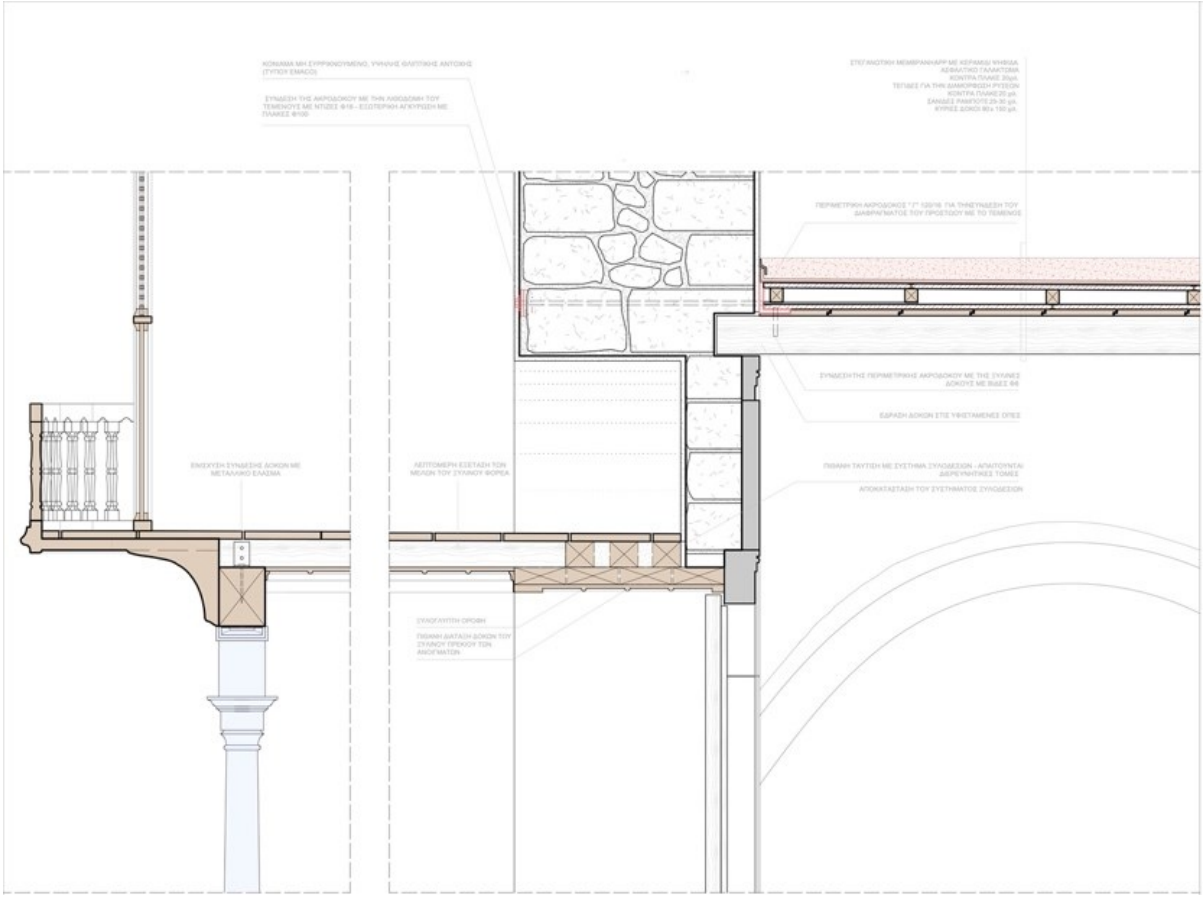
Σχήμα 18: Κατασκευαστική λεπτομέρεια προτεινόμενων επεμβάσεων στην ανωδομή του τεμένους

Στο υπερώο είναι απαραίτητη η λεπτομερής εξέταση της κατάστασης του ξύλινου φορέα. Σε περίπτωση φθοράς των ξύλινων δοκών προτείνεται η συντήρηση των υγιών τμημάτων τους, με τοπικές αντικαταστάσεις των σαθρών περιοχών. Προτείνεται επίσης η ενίσχυση των συνδέσεων των δοκών του υπερώου με την κύρια δοκό με μεταλλικές λάμες.

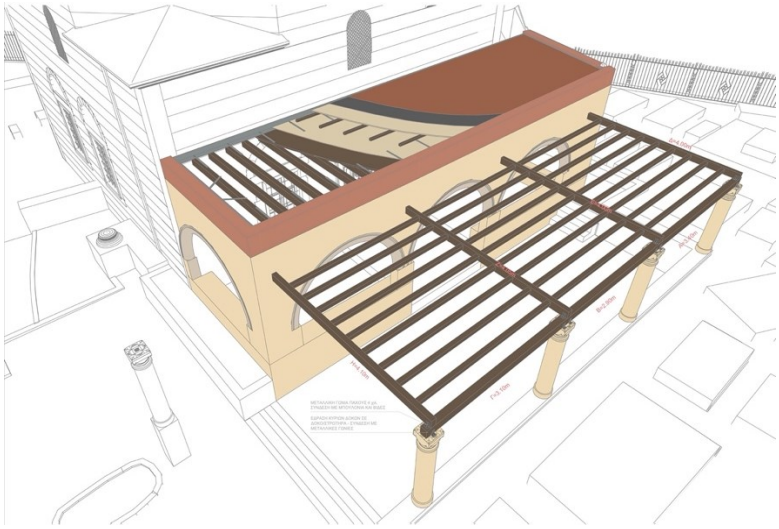
Τη σημαντικότερη επέμβαση αποτελεί η ανακατασκευή του λίθινου προστώου. Λόγω του μεγάλου ποσοστού φθαρμένων λίθων και απώλειας υλικού, το σωζόμενο τμήμα θα καθαιρεθεί και θα ανακατασκευαστεί από νέο λαξευμένο πωρόλιθο. Σε πρώτη φάση θα γίνει η κατασκευή των πεσσών που αποτελούν την βάση των τόξων. Στην συνέχεια θα κατασκευαστούν τα τόξα με λίθους εκφορικά τοποθετημένους και με λίθο - κλειδί.

Μετά την κατασκευή των τόξων θα ακολουθήσει η κατασκευή του επίπεδου δώματος του προστώου. Οι νέες ξύλινες δοκοί του επίπεδου δώματος θα επανατοποθετηθούν στις υφιστάμενες φωλιές της ΒΔ όψης. Πάνω στις δοκούς καρφώνεται το ξύλινο πέτσωμα που αποτελείται από σανίδες ραμποτέ και μια στρώση κόντρα πλακέ θαλάσσης για την ενίσχυση της διαφραγματοποίησης. Για την σύνδεση του διαφράγματος με τον ΒΔ τοίχο του τεμένους τοποθετείται πάνω από το επίπεδο των ξύλινων δοκών περιμετρικά και σε επαφή με την λιθοδομή, ειδική μεταλλική γωνιά («ακροδοκός») διατομής Γ 120/120 ή ανισοσκελής κατά περίπτωση. Η σύνδεση γίνεται με διαμπερείς ράβδους που αγκυρώνονται στην εσωτερική παρειά της τοιχοποιίας του τεμένους με πλάκες Φ100 inox. Μεταξύ των πλακών και των λίθων παρεμβάλλεται κονίαμα υψηλής θλιπτικής αντοχής, τύπου master Emaco, με βάση την υδραυλική άσβεστο, ενώ οι ράβδοι ασφαλίζουν με παξιμάδια και ροδέλες. Η επέμβαση τοποθετείται εσωτερικά κάτω από το πάχος του επιχρίσματος. Όμοιες ράβδοι/λάμες χρησιμοποιούνται για τη σύνδεση των ξύλινων φερουσών δοκών με το διάφραγμα και την τοιχοποιία. του ΒΔ τοίχου του τεμένους.

Οι ρύσεις του δώματος διαμορφώνονται με ξύλινα καδρόνια ποικίλλου ύψους πάνω στα οποία καρφώνεται μια δεύτερη στρώση από κόντρα πλακέ θαλάσσης. Η επιφάνεια αλείφεται με ασφαλτικό γαλάκτωμα και η τελική επίστρωση γίνεται με στεγανωτική μεμβράνη με κεραμιδί ψηφίδες. Στο τέλος εφαρμόζεται επίχρισμα από κουρασάνι στο στηθαίο του δώματος του λίθινου προστώου (Σχήμα 19).

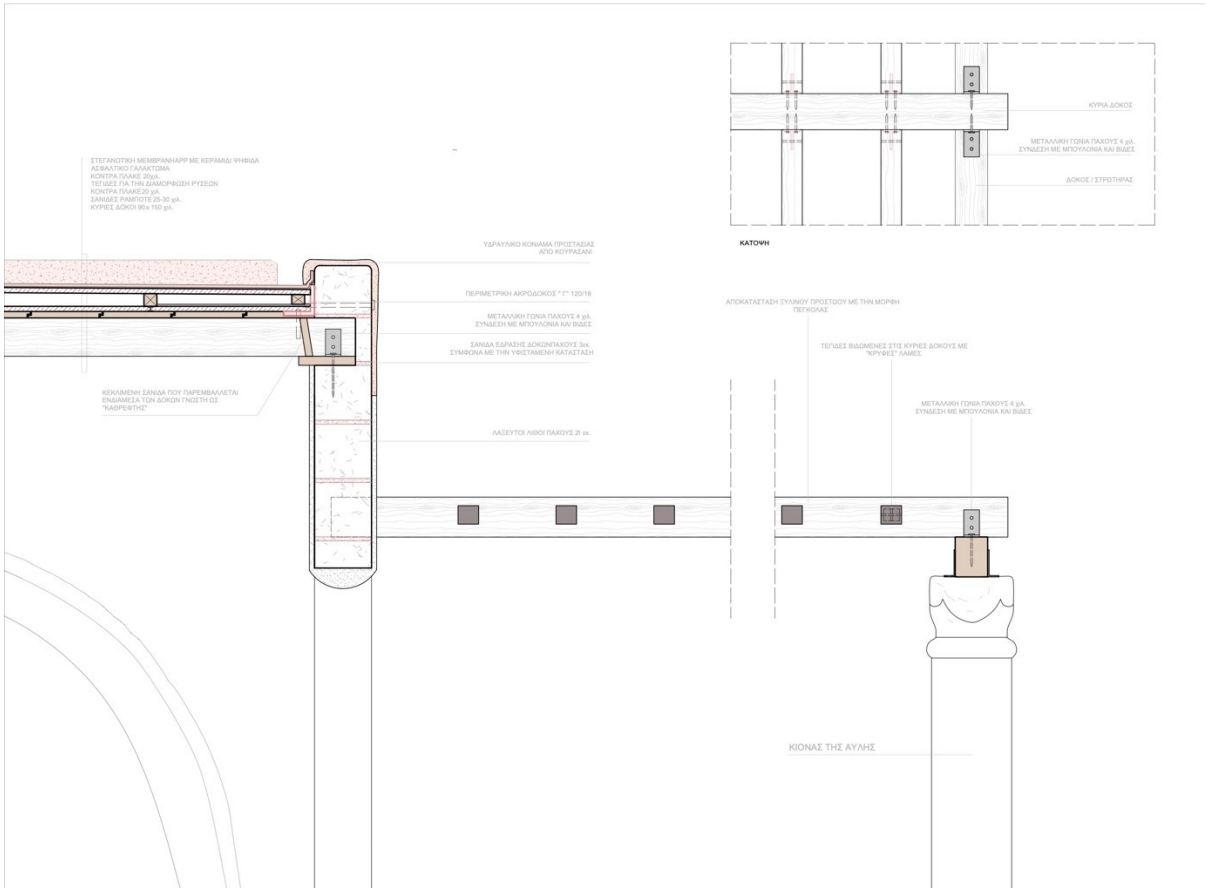


Σχήμα 19: Κατασκευαστική λεπτομέρεια της πρότασης αποκατάστασης του προστώου.



Σχήμα 20: Πρόταση αποκατάστασης του ξύλινου προστώου με την μορφή πέργκολας

Το ξύλινο προστώο καθώς δεν υπάρχει επαρκής τεκμηρίωση, επιλέχτηκε να κατασκευαστεί αφαιρετικά με την μορφή πέργκολας (Σχήμα 20). Για την κατασκευή του θα χρησιμοποιηθούν 4 ξύλινες δοκοί διατομής 15x17 εκ., οι οποίες θα εδράζονται σε έναν στρωτήρα στην κιονοστοιχία της αυλής. Η σύνδεση με τόσο με τον στρωτήρα όσο και με τους κίονες θα ενισχυθεί με μεταλλικές λάμες σε σχήμα L. Κατά την άλλη διεύθυνση οι δοκοί τοποθετούνται στις δοκοθήκες του λίθινου προστώου. Εγκάρσια στις κύριες δοκούς καρφώνονται ανά 30 εκ. ξύλινες τεγίδες διατομής 9x8 εκ. (Σχήμα 21) Η σκίαση της πέργκολας θα ολοκληρωθεί με κληματαριές.



Σχήμα 21: Κατασκευαστική λεπτομέρεια της πρότασης του ξύλινου προστώου.

Για τον μιναρέ θα πρέπει πρώτα να γίνει η επιτόπια τεκμηρίωση της γεωμετρίας και της ποιότητας της κατασκευής (λίθοι, κονιάματα, πιθανά εσωτερικά μεταλλικά συνδετικά στοιχεία κ.λπ.) καθώς επίσης και των επεμβάσεων, συμπεριλαμβανομένων των συνδέσεων του ανακατασκευασμένου άνω τμήματος με την υποκείμενη τοιχοποιία και της εσωτερικής μεταλλικής ενίσχυσης με την περιμετρική τοιχοποιία. Στη συνέχεια θα πρέπει να αναλυθεί η στατική και δυναμική συμπεριφορά πριν και μετά τις επεμβάσεις του 1991, προκειμένου να εντοπιστούν τα κύρια αίτια των ζημιών και των καταρρεύσεων του παρελθόντος, να εκτιμηθεί η στατική συμπεριφορά του μιναρέ στη σημερινή του κατάσταση (με το ανακατασκευασμένο άνω μέρος και ενίσχυση με τις χαλύβδινους λάμες) και να επαληθευτεί η φέρουσα ικανότητά του υπό κάθετες και οριζόντιες δυνάμεις. Με βάση μια τέτοια μελέτη, θα ληφθεί η απόφαση για τη διατήρηση των προηγούμενων επεμβάσεων ή για την απομάκρυνση και αντικατάστασή τους με νέες επεμβάσεις που θα υποδειχθούν από την προαναφερθείσα μελέτη. Στο πλαίσιο αυτό, θα πρέπει επίσης να εξεταστούν εναλλακτικές λύσεις, προκειμένου να βελτιωθεί η σημερινή κατάσταση του μιναρέ, καθώς η αποδόμηση και η ανακατασκευή του μπορεί να είναι αρκετά επιζήμιες για τα γειτονικά τμήματα της κατασκευής. Πιθανώς εξωτερικές περιδέσεις σε διάφορα επίπεδα ή άλλα συμπληρωματικά μέτρα μπορεί να είναι απαραίτητα.

Στον κορμό του μιναρέ προτείνεται η αρμολόγηση σε βάθος μετά από καθαρισμό των σαθρών κονιαμάτων με ειδικά διαμορφωμένη λάμα, αλλά αυτό πρέπει επίσης να αποφασιστεί με βάση τα πορίσματα των επιτόπιων ερευνών.

Σε περίπτωση που η επέμβαση του μεταλλικού νάρθηκα αποδειχθεί αποτελεσματική από τη στατική μελέτη, προτείνεται η εξυγίανση του μεταλλικού νάρθηκα μέσω της επάλειψής του με αντισκωριακά και αντιδιαβρωτικά υλικά. Στην συνέχεια θα ασταρωθεί και θα ξαναβαφτεί.

Τέλος, για να αντιμετωπιστεί η ελεύθερη κίνηση του αέρα και ο στροβιλισμός καθώς και η εισροή του νερού της βροχής στο εσωτερικό του μιναρέ, προτείνεται να τοποθετηθούν γυάλινα θυρόφυλλα με μεταλλικό σκελετό σε όλα τα ανοίγματα, ώστε να εξασφαλίζεται παράλληλα ο φωτισμός του μιναρέ.

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η οθωμανική αρχιτεκτονική που αναπτύχθηκε στην πόλη της Ρόδου εφάρμοζε μορφές σύμφωνα με τους κανόνες της πρωτεύουσας της οθωμανικής αυτοκρατορίας. Τα τεμένη της Ρόδου ως επί το πλείστον ακολουθούσαν την τυπολογία της Προύσας προσαρμοσμένη στις παραδοσιακές τεχνικές, τον εργαλειακό εξοπλισμό, τα διαθέσιμα υλικά και τις κλιματολογικές συνθήκες του νησιού. Οι μορφολογικές παραλλαγές τους σχετίζονται με τις αρχιτεκτονικές τάσεις της εποχής ανέγερσης του κάθε τεμένους ή με τις κατά καιρούς ανακατασκευές των μιναρέδων, τόσο στην οθωμανική όσο και στην ιταλική περίοδο.

Το υπό εξέταση μνημείο ανήκει στον τύπο της τετράγωνης αίθουσας με τρούλο χωρίς ανοίγματα. Συγκριτικά με τα άλλα τζαμιά της πόλης, το Μουράτ Ρεΐς αποτελεί ένα ιδιαίτερο δείγμα με χαρακτηριστικά της εποχής του οθωμανικού μπαρόκ με εισαγωγή νεοκλασικών στοιχείων. Επιπλέον, το τέμενος ξεχωρίζει για την μορφολογία του μιναρέ του, που δεν συναντάται σε κανένα από τα υπόλοιπα τεμένη της Ρόδου. Η αποκατάσταση του θεωρείται επιβεβλημένη, καθώς αποτελεί μια από τις ελάχιστες περιπτώσεις τεμενών που υφίστανται ακόμη εκτός των ορίων της μεσαιωνικής πόλης.

Καθότι το τέμενος αποτελεί μονάχα ένα μέρος του συνόλου του συγκροτήματος Μουράτ Ρεΐς, είναι σημαντικό να γίνει μια προσπάθεια προσέγγισης και αντιμετώπισης της συνολικής έκτασης του νεκροταφείου και του τεκέ. Λαμβάνοντας υπόψη τον ιδιαίτερο χαρακτήρα του και την ανάγκη ένταξης στη σύγχρονη ζωή της πόλης, πρέπει να διασφαλιστεί η προσβασιμότητα σε όλες τις κοινωνικές ομάδες. Προς αυτή την κατεύθυνση, η παρούσα έρευνα στοχεύει να συμβάλει ως αφετηρία, στην προστασία και ανάδειξη ενός σημαντικού μνημειακού συνόλου της Ρόδου, του συγκροτήματος Μουράτ Ρεΐς.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Χρυσίδη Άννα, Συγκρότημα Μουράτ Ρεΐς: Αποκατάσταση και επανάχρηση του τεμένους και της κατοικίας του φύλακα, Διπλωματική εργασία Δ.Π.Μ.Σ. Προστασίας Μνημείων, Σχολή Αρχιτεκτόνων Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα, σ. 240, (2022).
[2] Chrysidi Anna, Konstantinidou Elena, Miltiadou – Fezans Androniki, Tsakanika Eleftheria, Murat Reis complex: Survey, Documentation and Restoration of the Mosque, Technical Annals: Transdisciplinary Multispectral Modelling and Cooperation for the Preservation of Cultural Heritage, Athens, (2023)
[3] Παπαχριστοδούλου Ιωάννης, Ιστορία της Ρόδου από τους προϊστορικούς χρόνους έως την ενσωμάτωση της Δωδεκανήσου, Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών του Ιδρύματος Ωνάση, Αθήνα, (1972).
[4] Βενέρης Παναγιώτης, Ρόδος: Η πόλη εκτός των τειχών 1522-1947, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος &; Υπηρεσία νεότερων μνημείων και τεχνικών έργων της Δωδεκανήσου, Ρόδος, σ. 30, (2005).
[5] Mohamed Abd el-wadood Abd el-azim Abd el-wahab, The Ottoman Mosques in the Old Town of Rhodes Island, National and Kapodistrian university of Athens – Department of archaeology and the history of art, Athens, σ.62 (2010)
[6] Barnes John Robert, Some Cases of Mistaken Identity in the Ottoman Epigraphy of Murad Reis on Rhodes, (2014).
[7] Rodoslu Celalettin, Rodos ve İstanköy Adalarında Gömülü Tarihi Simalar (Ιστορικά πρόσωπα θαμμένα στη Ρόδο και την Κω), Biyografi Net Yayınları İkinci Baskı, Ankara, (2015).
[8] Balducci Hermes, Architettura turca in Rodi, Milano Bergamo, Ulrico Hoepli, (1933).
[9] Μάγος Κυριάκος, Παρασκευοπούλου Άννα, Η συντήρηση και αποκατάσταση των οθωμανικών μνημείων στην Ελλάδα: Μελέτη για την αποκατάσταση του τζαμιού του Ρετζέπ Πασά στην πόλη της Ρόδου, University studio press, Θεσσαλονίκη, σ. 175 (2009).
[10] Ζερλέντης Μιχάλης - Στεφανής Αλέξης, [2009], Η συντήρηση και η αποκατάσταση των οθωμανικών μνημείων στην Ελλάδα: Επεμβάσεις αποκατάστασης του τεμένους Χαμζά μπέη στη μεσαιωνική πόλη της Ρόδου, University studio press, Θεσσαλονίκη, σελ.280

7. ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια του Διατμηματικού προγράμματος μεταπτυχιακών σπουδών «Προστασία Μνημείων» της Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών του ΕΜΠ. Οφείλω να ευχαριστήσω θερμά τις επιβλέπουσες της παρούσας διπλωματικής και πιο συγκεκριμένα την Ανδρονίκη Μιλτιάδου - Fezans, την Ελευθερία Τσακανίκα και την Έλενα Κωνσταντινίδου, Αναπληρώτριες καθηγήτριες της Σχολή Αρχιτεκτόνων Μηχανικών ΕΜΠ.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω επίσης τον σύμβουλο της παρούσας διπλωματικής Ιωάννη Κίζη, Ομότιμο Καθηγητή της Σχολής Αρχιτεκτόνων του ΕΜΠ, για τις συμβουλές και την καθοδήγησή του κατά την εκπόνηση της έρευνας.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλονται στην Εφορεία Αρχαιοτήτων Δωδεκανήσου του Υπουργείου Πολιτισμού, για παραχώρηση άδειας για την εκπόνηση αυτής της έρευνας καθώς και για την παροχή πρόσβασης στο τέμενος και σε όλα τα σχετικά αρχεία.

Σημαντική ήταν επίσης η συμβολή του Μιχάλη Ζερλέντη, Αρχιτέκτονα Μηχανικό εργαζόμενο στην 4η Εφορεία Βυζαντινών Αρχαιοτήτων, με την παροχή πληροφοριών και γραπτών αρχείων και την καθοδήγησή του καθ' όλη τη διάρκεια της έρευνας.

ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΚΑΙ ΟΙΚΟΔΟΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΠΥΡΓΩΝ ΤΗΣ ΙΑΛΥΣΟΥ ΡΟΔΟΥ - ΠΡΟΤΑΣΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΠΥΡΓΟΥ ΚΑΠΕΤΑΝΑΚΗ

ΑΝΝΑ ΧΡΥΣΙΔΗ
Αρχιτέκτονας Μηχανικός, Απόφοιτος ΔΠΜΣ «Προστασία Μνημείων», Σχολή Αρχιτεκτόνων Μηχανικών ΕΜΠ, a.arch.chr@gmail.com

Περίληψη

Οι πύργοι της Ιαλυσού γνωστοί και ως Τριαντενοί πύργοι, αποτελούν τοπόσημα τόσο για την πόλη της Ιαλυσού όσο και για το νησί της Ρόδου. Η ύπαρξη τους είναι ευρέως γνωστή, ωστόσο οι αναφορές περιορίζονται εκεί. Αποτελούν αντικείμενο που παρόλο που αναφέρεται σε πολλές βιβλιογραφικές πηγές δεν έχει διερευνηθεί.

Η εμφάνιση τους ξεκίνησε την Ιπποτική περίοδο και επικράτησε στην πόλη της Ιαλυσού για αιώνες. Σήμερα, όμως, τα δείγματα που σώζονται φέρουν περισσότερο χαρακτηριστικά Οθωμανικής περιόδου. Οι πύργοι της Ιαλυσού αποτελούν από τις ελάχιστες περιπτώσεις της αρχιτεκτονικής αυτής που σώζονται εκτός των τειχών της μεσαιωνικής πόλης της Ρόδου. Αποτελούν κτίσματα που αντικατοπτρίζουν την ιστορία του τόπου καθώς συγκεντρώνουν αρχιτεκτονικά στοιχεία από διαφορετικές εποχές και πολιτισμούς. Ως κατοικίες εύπορων οικογενειών στην διάρκεια των χρόνων γνώρισαν ημέρες δόξας. Παρόλο που σήμερα έχουν εγκαταλειφθεί και παρακμάζουν, διατηρούν την μεγαλοπρέπεια τους και αποτελούν σημεία αναφοράς τόσο για την πόλη της Ιαλυσού όσο και για το νησί της Ρόδου.

Η παρούσα διπλωματική εργασία αποτελεί μια πρώτη προσπάθεια αρχιτεκτονικής και οικοδομικής προσέγγισης των κτισμάτων αυτών. Το πρώτο στάδιο της εργασίας περιλαμβάνει την καταγραφή, την αποτύπωση και την τεκμηρίωση των πιο αντιπροσωπευτικών περιπτώσεων που διατηρούν τα μορφολογικά τους χαρακτηριστικά. Ακολούθησε η αρχιτεκτονική και οικοδομική ανάλυση του κάθε πύργου, καθώς και η διερεύνηση των αρχιτεκτονικών οικοδομικών φάσεων και της παθολογίας τους. Μετά την ανάλυση της κάθε περίπτωσης διεξήχθη συγκριτική εξέταση των μορφολογικών και κατασκευαστικών τους στοιχειών.

Στην συνέχεια, η εργασία εστιάζει στην πρόταση αποκατάστασης του Πύργου Καπετανάκη, Πρόκειται για ένα πυργόσπιτο με ιδιαίτερο μορφολογικό ενδιαφέρον, καθώς διαθέτει πολλά στοιχεία της οθωμανικής αρχιτεκτονικής που του προσέδωσαν μια μοναδική ταυτότητα, ιδιαιτέρα ενδιαφέρουσα για την αρχιτεκτονική της υπαίθρου.

Βασική αρχή της μελέτης της αποκατάστασης ήταν:

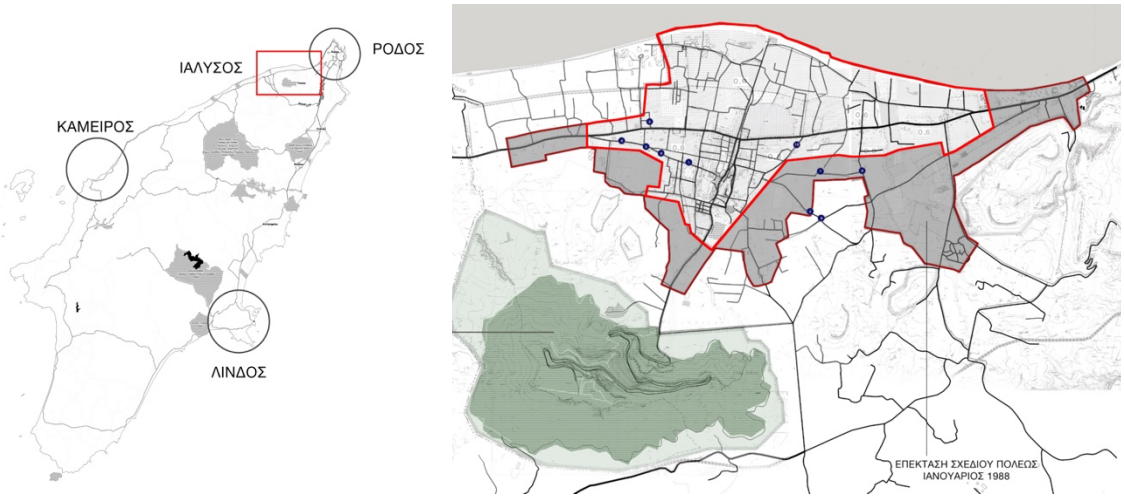
α) Η ανάδειξη της αρχικής αρχιτεκτονικής φάσης με παράλληλη διατήρηση των σημαντικότερων αρχιτεκτονικών στοιχείων των επόμενων, οι οποίες μαρτυρούν την ιστορική εξέλιξη του κτιρίου.

β) Η διατήρηση με συστηματική εξυγίανση και βελτίωση του αρχικού δομικού συστήματος του κτιρίου.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ - ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Η περιοχή της Ιαλυσού γνωστή και ως “Τριάντα”, καταλαμβάνει το βορειοδυτικό άκρο του νησιού και αποτελεί το δεύτερο αστικό κέντρο μετά την πόλη της Ρόδου (Σχήμα 1). Η Ιαλυσός αποτελούσε τόπο διακοπών των εύπορων κατοίκων της Ρόδου, ήδη από την περίοδο της Ιπποτοκρατίας. Έτσι, εκτός από τα διάφορα αστικά κτήρια που συναντάμε στη μεσαιωνική πόλη της Ρόδου, υπάρχει και μια σειρά κτισμάτων με τα χαρακτηριστικά της μεσαιωνικής αρχιτεκτονικής στην ύπαιθρο. Τις λεγόμενες οχυρές κατοικίες ή πύργους που συναντάμε στην περιοχή των Τριαντών αποτελούν ψηλά οχυρά οικοδομήματα που βρίσκονταν συνήθως απομονωμένα. Η μορφή τους επικράτησε για αρκετούς αιώνες στην Ιαλυσό με μικρές παραλλαγές, αλλά και σημαντικές σύγχρονες επισκευές και παρεμβάσεις που αλλοιώνουν την μορφή τους.[3]

Εξαιτίας των πολιορκιών που υπέστη το νησί της Ρόδου στο πέρασμα των αιώνων θεωρείται ότι οι πύργοι αρχικά κατασκευάστηκαν ως αμυντικές κατασκευές, ενώ στην πορεία χρησίμευαν ως θερινή διαμονή των αξιωματούχων. Η θέση τους επιλεγόταν πάντα γύρω από υγρό στοιχείο, όπως πηγές, ποτάμια κ.α. και συνήθως συνοδεύονταν από μεγάλες γεωργικές εκτάσεις.



Σχήμα 1: Σχέδιο πόλεως της Ιαλυσού

Ορισμένες φυσικές καταστροφές που έγιναν κατά την διάρκεια του 15ου αιώνα προκάλεσαν μεγάλες ζημιές στην περιοχή με αποτέλεσμα να καταστραφούν αρκετοί πύργοι. Κάποιοι από αυτούς επιδιορθώθηκαν, ενώ άλλοι άφησαν το οικοδομικό τους υλικό για δεύτερη χρήση. Ο ρυθμός οικοδόμησης συνεχίζεται και την περίοδο της Οθωμανικής κυριαρχίας όπου ορθώνονται νέοι πύργοι βάσει των παλαιών μεσαιωνικών προτύπων. Τον 19ο αιώνα, με την εμφάνιση των νεοκλασικών επαύλεων στην περιοχή, οι πύργοι γκρεμίζονται ασύδοτα. [4] Τα πυργόσπιτα που συναντάμε στην περιοχή της Ιαλυσού σήμερα είτε είναι ερειπωμένα, είτε έχουν υποστεί παρεμβάσεις που αλλοιώνουν πλήρως την πρωταρχική τους μορφή, ενώ οι περισσότεροι πύργοι, ιδίως οι καθαρά ιπποτικοί έχουν γκρεμιστεί. Από την διερεύνηση της νομοθετικής τους προστασίας προέκυψε ότι ελάχιστες από τις περιπτώσεις που μελετήθηκαν, έχουν κηρυχθεί ως ιστορικά διατηρητέα μνημεία. Οι περιπτώσεις που σώζονται σήμερα βρίσκονται σε βασικούς οδικούς άξονες, που διασχίζουν τον οικισμό των Τριαντών (Σχήμα 1, Σχήμα 2). [1,2]

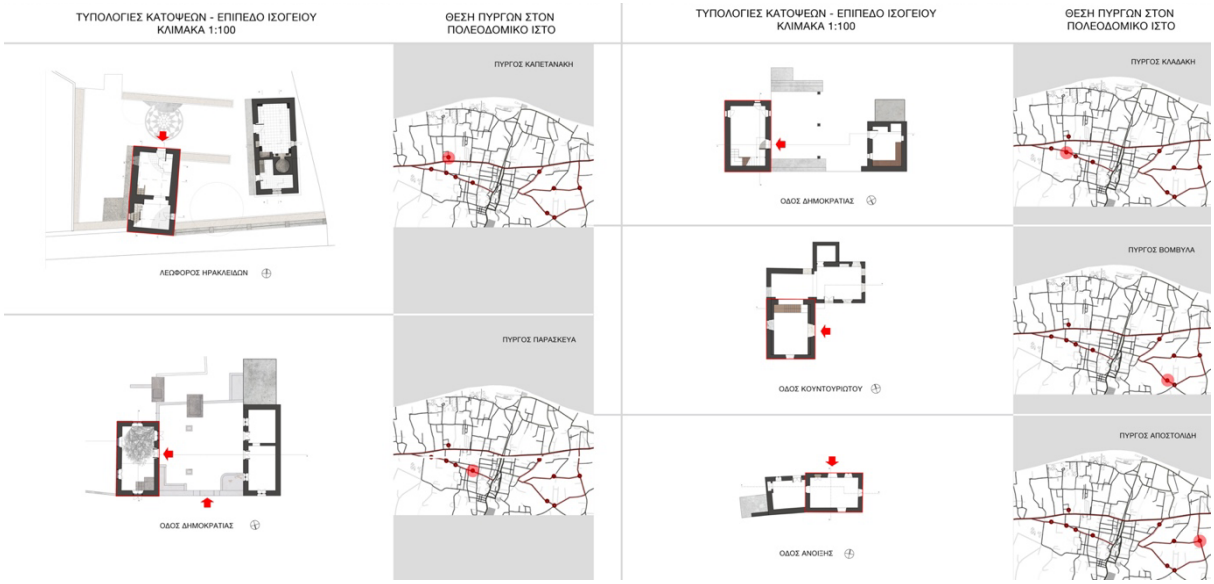
Σχήμα 2: Πύργοι που εντοπίζονται στην περιοχή της Ιαλυσού

2. ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΥΡΓΩΝ

Για την πλήρη κατανόηση του δομικού συστήματος και των αρχιτεκτονικών και μορφολογικών χαρακτηριστικών που διέπουν τα πυργόσπιτα της Ιαλυσού, αποτυπώθηκαν 5 χαρακτηριστικές περιπτώσεις στις οποίες ήταν εφικτή η πρόσβαση [1,2].

Σε επίπεδο κάτοψης, οι πύργοι ήταν στενόμακρα ορθογωνικά κτίσματα (Σχήμα 3). Ένα χαρακτηριστικό που διέπει τα πυργόσπιτα είναι ότι, η είσοδός τους βρισκόταν πάντα σε όψη, που να μην επιβάλλεται και να μην προκαλεί. Η πρόσβαση σε αυτά γινόταν σε όλες τις περιπτώσεις μέσω του αύλιου χώρου τους, από την πλατυμέτωπη πλευρά του κτίσματος, με εξαίρεση τον πύργο Καπετανάκη, όπου συναντάμε την είσοδο στην στενή πλευρά.

Ακολουθούν τον τύπο του μονόσπιτου ως "ανωγοκάτωγου" που είναι γνωστός από τα βυζαντινά χρόνια. Συγκεκριμένα, "κατώι" αποκαλείται το μονόχωρο ισόγειο και "ανώι" ο επάνω χώρος. Στο λεγόμενο "κατώι", γίνονταν όλες οι εργασίες του σπιτιού που αφορούσαν το μαγείρεμα, αλλά και την καλλιέργεια της γης. Το "ανώι", δηλαδή ο πάνω όροφος, προοριζόταν για ύπνο. Η πρόσβαση σε αυτό σύμφωνα με πληροφορίες, γινόταν με μια φορητή ξύλινη σκάλα, μέσω καταπακτής, που ονομαζόταν "εγράππα". Αργότερα, ως εξέλιξη προσάρμοζαν μια σταθερή υπερβολικά απότομη ξύλινη σκάλα που βρισκόταν στις περισσότερες περιπτώσεις σε μία από τις δύο γωνίες του ισογείου.



Σχήμα 3: Τυπολογίες κατόψεων των πύργων που αποτυπώθηκαν στην παρούσα έρευνα

Παρατηρούμε ότι οι πύργοι συνοδεύονται από ένα δεύτερο βοηθητικό κτίσμα -συνήθως μεταγενέστερο- που βρίσκεται είτε εντός του αύλιου χώρου τους, είτε είναι προσαρτημένο στην μία πλευρά τους. Σε αυτές τις περιπτώσεις αλλοιώνεται η αρχική τους μορφή και συναντάμε ιδιόμορφες κατόψεις. Στα νεότερα αυτά κτίσματα χωροθετούνται δευτερεύουσες λειτουργίες, όπως φούρνος ή τζάκι, θολωτό στις περισσότερες περιπτώσεις. Παρόλα αυτά, το αρχικό τμήμα της κατασκευής είναι διακριτό, καθώς οι νεότερες κατασκευές σε όλες τις περιπτώσεις διατηρούν χαμηλότερο ύψος.

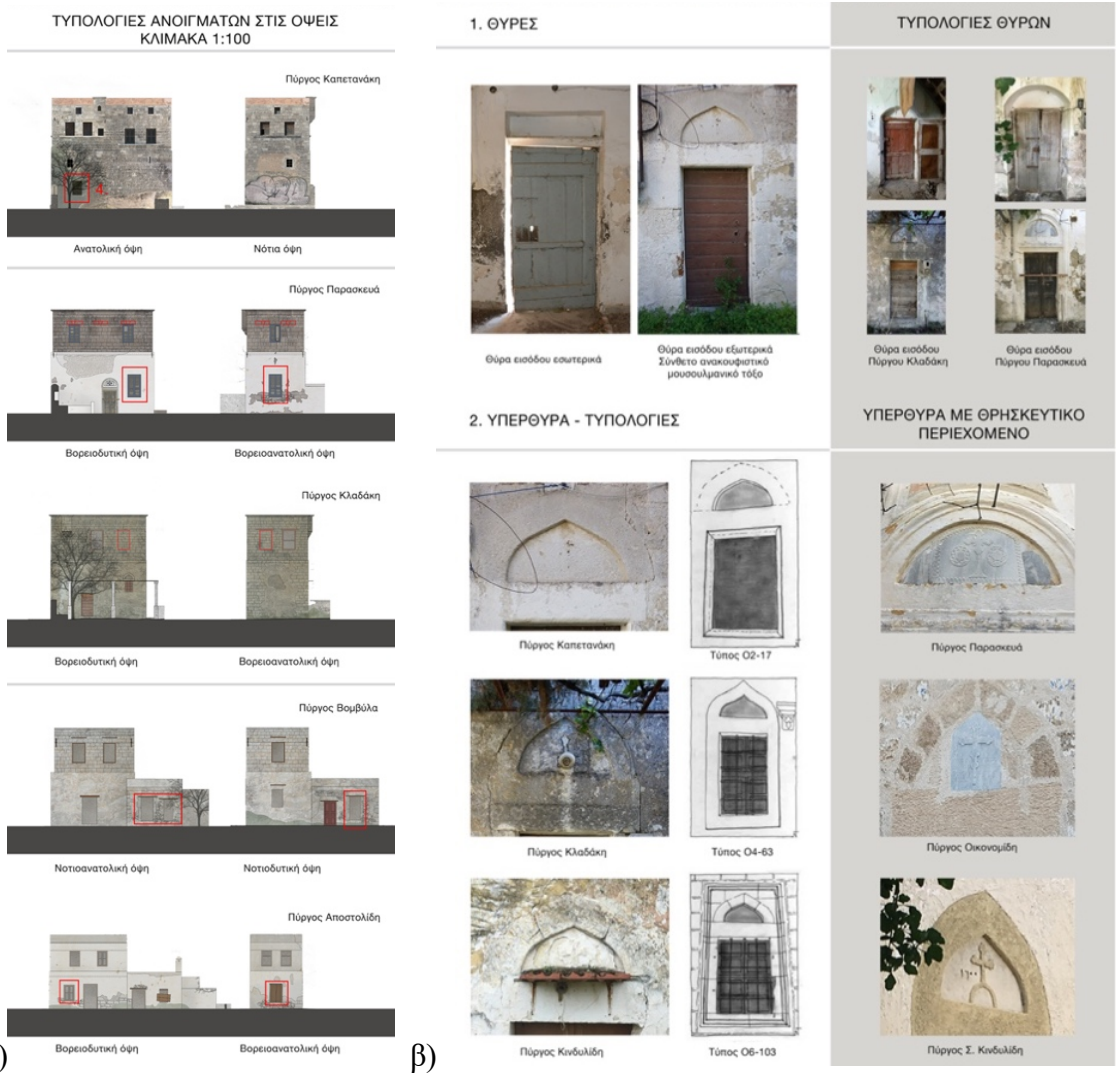
Ο Πύργος Καπετανάκη σε επίπεδο κάτοψης, αποτελεί την μοναδική περίπτωση δίχωρου που συναντάμε τόσο στο επίπεδο ισογείου όσο και στο επίπεδο ορόφου. Το επίπεδο του ορόφου χωρίζεται σε δύο τμήματα μέσω ξύλινων ταμπλαδωτών πανέλων, που φέρουν χαρακτηριστικά οθωμανικής μουσάντρας. Οι δύο χώροι ονομάζονταν, κατά την οθωμανική περίοδο, selamlik και haremlik (Σχήμα 4α). Το selamlik αποτελούσε τον χώρο -ή αλλιώς οντά όπως ονομάζεται στην οθωμανική αρχιτεκτονική- που χρησιμοποιούταν μόνο από άντρες σύμφωνα με την ισλαμική κοινωνία. Αντίθετα, το haremlik ήταν ο οντάς που προοριζόταν για τον ύπνο των γυναικών, αλλά χρησιμοποιούταν κατά την διάρκεια της μέρας από όλα τα μέλη της οικογένειας. [5]

Συνήθως, στο εσωτερικό της μουσάντρας υπήρχε διάδρομος που ένωνε τα δύο τμήματα σύμφωνα με την Οθωμανική αρχιτεκτονική. Στην συγκεκριμένη περίπτωση φαίνεται αντί για διάδρομος να υπήρχε κλίμακα, που οδηγεί στην πολεμίστρα, μέσω της οποίας γινόταν και η πρόσβαση στο δώμα. Στον πύργο Καπετανάκη παρατηρούμε ότι το επίπεδο ορόφου χωρίζεται σε πολλαπλά επίπεδα, στοιχείο που δεν συναντάμε σε καμία άλλη περίπτωση. Συγκεκριμένα, το τμήμα του γυναικείου οντά βρισκόταν σε υψηλότερη στάθμη από τον αντρικό οντά, ενώ το τμήμα του αντρικού οντά, διατηρεί μία υποβαθμισμένη ζώνη μπροστά από την μουσάντρα, στοιχείο, το οποίο είναι αρκετά σύνηθες στην οθωμανική αρχιτεκτονική (Σχήμα 4β).

α) β)

Σχήμα 4: **(α)** Κάτοψη ορόφου όπου επισημαίνονται το Selamlik και το Haremlik. Τομές στις οποίες απεικονίζονται οι όψεις της Μουσάντρας
(β) Φωτογραφίες της Μουσάντρας από την επιτόπια έρευνα (Μάρτιος 2018)

Λόγω του οχυρωματικού χαρακτήρα των κατασκευών αυτών, στους πύργους της Ιαλυσού δεν συνηθίζεται να υπάρχουν ανοίγματα στο επίπεδο του ισογείου. Συνεπώς, τα περισσότερα ανοίγματα που συναντάμε σήμερα αποτελούν μεταγενέστερες διανοίξεις που έγιναν για να καλυφθούν οι ανάγκες της εποχής. Στις περισσότερες περιπτώσεις, όμως, οι προσθήκες είναι διακριτές, καθώς δεν ακολουθούν κάποια χάραξη στην όψη και τυπολογικά δεν συμφωνούν με τα υπόλοιπα ανοίγματα (Σχήμα 5α). Αντίθετα, το επίπεδο του ορόφου διατηρείται διαμπερές. Τα ανοίγματα τοποθετούνται περιμετρικά του ορόφου, σε όλες τις πλευρές που κατανέμονται ανάλογα με το μέγεθος του πύργου. Πέρα από τα βασικά ανοίγματα στην περίπτωση του πύργου Καπετανάκη εντοπίζουμε τετραγωνικούς φεγγίτες περιμετρικά των όψεων, λίγο πιο κάτω από το στηθαίο του δώματος, τυπολογία που συναντάμε σε αρκετά αρχοντικά της Οθωμανικής περιόδου.



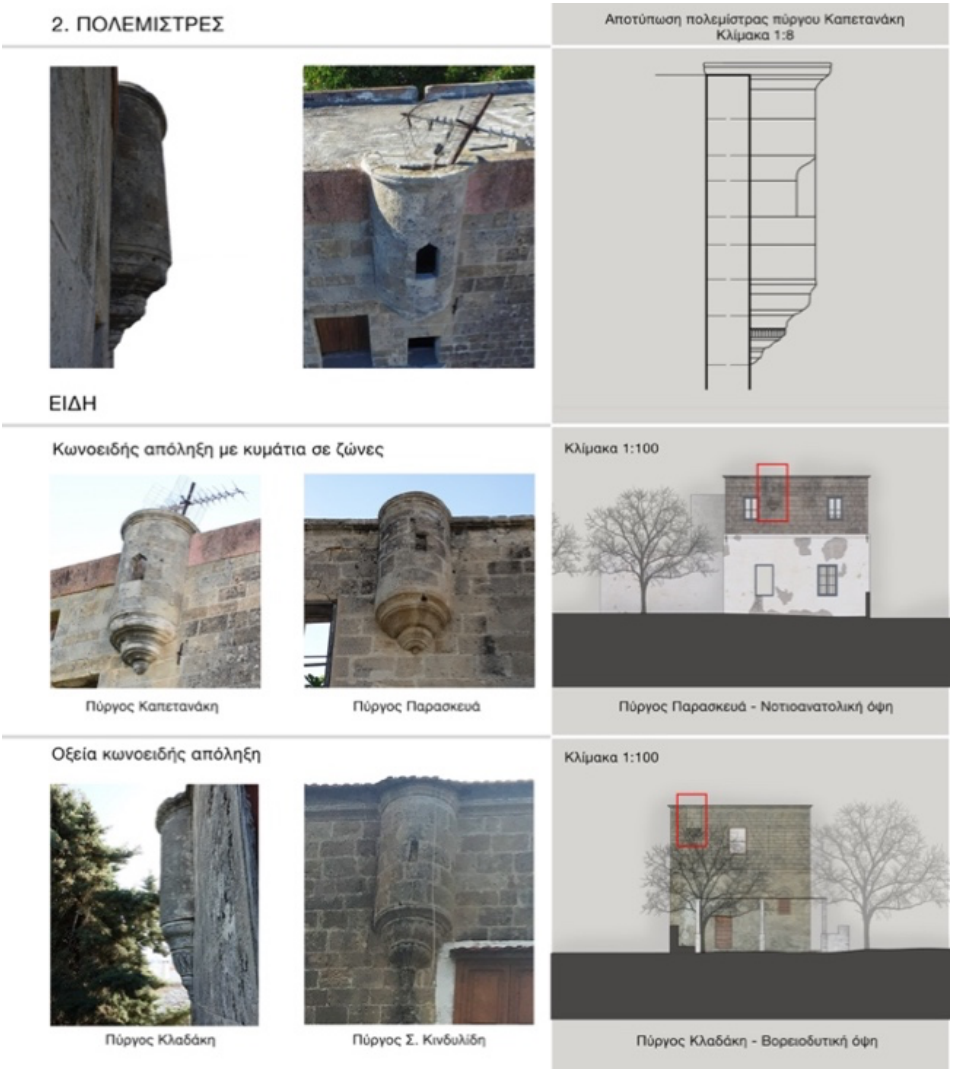
α) β)

Σχήμα 5: **(α)** Θέσεις ανοιγμάτων στις όψεις **(β)** Τυπολογίες θυρών & υπέρθυρων

Οι θύρες εισόδου ήταν ξύλινες, μονόφυλλες και αρκετές φορές διαθέτουν εξωτερικά μονολιθικό υπέρθυρο με ανακουφιστικό σύνθετο τόξο οθωμανικής τεχνοτροπίας [7]. Συχνά, παρατηρούμε στις θύρες εισόδου, αλλά και σε ορισμένα ανοίγματα στο επίπεδο του ισογείου, υπέρθυρα που μας δίνουν στοιχεία για την εποχή των πύργων. Αρκετές φορές στα υπέρθυρα συναντάμε επιγραφές, συνήθως μαρμάρινες με θρησκευτικό περιεχόμενο. Στις επιγραφές αυτές συνήθως αναγράφονται αρχικά και χρονολογίες (Σχήμα 5β).

Στα μορφολογικά στοιχεία που διέπουν τις όψεις, εκτός από τα τυπικά ανοίγματα με την μορφή κουφώματος, που χρησίμευαν για αερισμό και ηλιασμό, συναντάμε και άλλα είδη ανοιγμάτων σε διάφορες θέσεις. Σε αρκετές περιπτώσεις, παρατηρούμε στις όψεις σε σχετικά παράταιρη θέση μία στενόμακρη σχισμή που καλείται φραγκοθυρίδα. Οι φραγκοθυρίδες χρησίμευαν για την εποπτεία των εξωτερικών χώρων και αποτελούν στοιχείο των αμυντικών κατασκευών της αρχιτεκτονικής αυτής.[4]

Βασικό μορφολογικό στοιχείο που διέπει τους πύργους, αποτελεί μια κυλινδρική προεξοχή σε κάποια θέση του δώματος η λεγόμενη "πολεμίστρα" ή "ζεματίστρα", που αποτελούσε θέση άμυνας για να ρίχνουν πέτρες, καυτό λάδι ή πυρά στους πολιορκητές (Σχήμα 6). Οι πολεμίστρες είναι κατασκευασμένες από πωρόλιθο σε προέκταση της λιθοδομής και διατηρούν το τμήμα που βρίσκεται στο επίπεδο του δώματος ανοιχτό, ενώ συχνά έχουν περί το μέσον του ύψους τους ένα στενό άνοιγμα για εποπτεία. Αποτελούνται από περιμετρική τοιχοποιία ημικυλινδρικής κάτοψης σε ενιαίο κτίσιμο με τους τοίχους του πύργου, η οποία στηρίζεται σε λίθους εν προβόλω που τοποθετούνται έτσι ώστε να δημιουργούν μορφή μισού ανεστραμμένου κώνου, συχνά δε φέρουν περίτεχνες οδοντώσεις. Εάν ο πύργος διέθετε πολεμίστρα, τότε η πρόσβαση σε αυτή γινόταν εσωτερικά, μέσω σφηνωτών σκαλοπατιών. Εκτενέστερη περιγραφή για την αρχιτεκτονική ανάλυση των πύργων της Ιαλυσού περιλαμβάνεται στην ερευνητική εργασία «Οι πύργοι της Ιαλυσού Ρόδου: Αρχιτεκτονική και οικοδομική ανάλυση»[1].



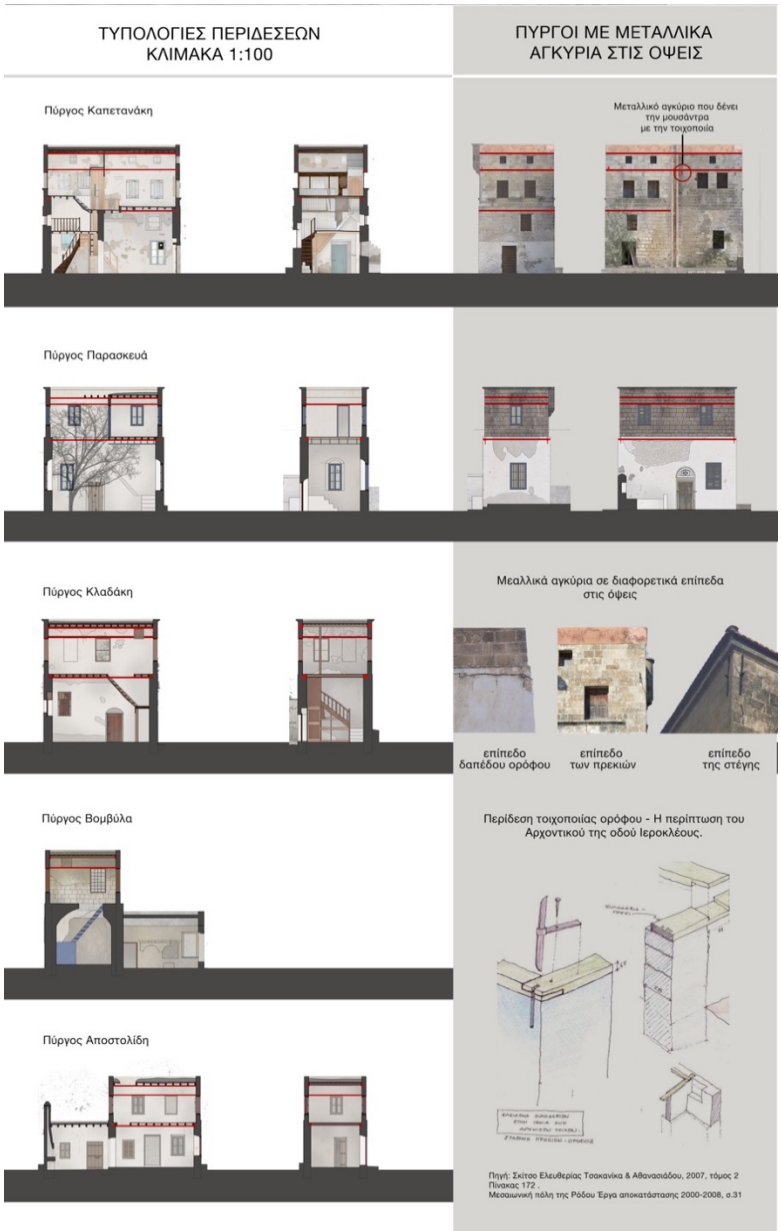
Σχήμα 6: Τυπολογίες και πολεμίστρων

3. ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΥΡΓΩΝ

Σε όλες τις περιπτώσεις που συναντάμε, το κατακόρυφο φέρον δομικό σύστημα των πύργων αποτελείται από τοιχοποιίες κατασκευασμένες από λαξευτούς πωρόλιθους. Πρόκειται για ψαμμιτικό ασβεστόλιθο, η ακριβής σύσταση του οποίου ποικίλει , καθώς εξαρτάται από παραμέτρους, όπως τα περιβάλλοντα φυσικά στοιχεία και ο τόπος εξόρυξης.

Στο επίπεδο του ορόφου οι τοίχοι είναι δρομικοί με εμφανή αρμολόγηση εξωτερικά, όπου δεν υφίστανται μεθύστερες παρεμβάσεις. Έχουν πάχος 25 εκατοστά και ενισχύονται περιμετρικά με ξυλοδεσιές σε 3 επίπεδα, στο μεσοπάτωμα, στα πρέκια και στην στέψη των τοίχων Αντίθετα, στο επίπεδο του ισογείου η τοιχοποιία έχει μεγαλύτερο πάχος, που ποικίλλει από 45-55 εκατοστά ανάλογα την περίπτωση. Σε μία μόνο περίπτωση συναντάμε θολωτή κατασκευή στο επίπεδο του ισογείου και η τοιχοποιία έχει πάχος 70 εκατοστά.

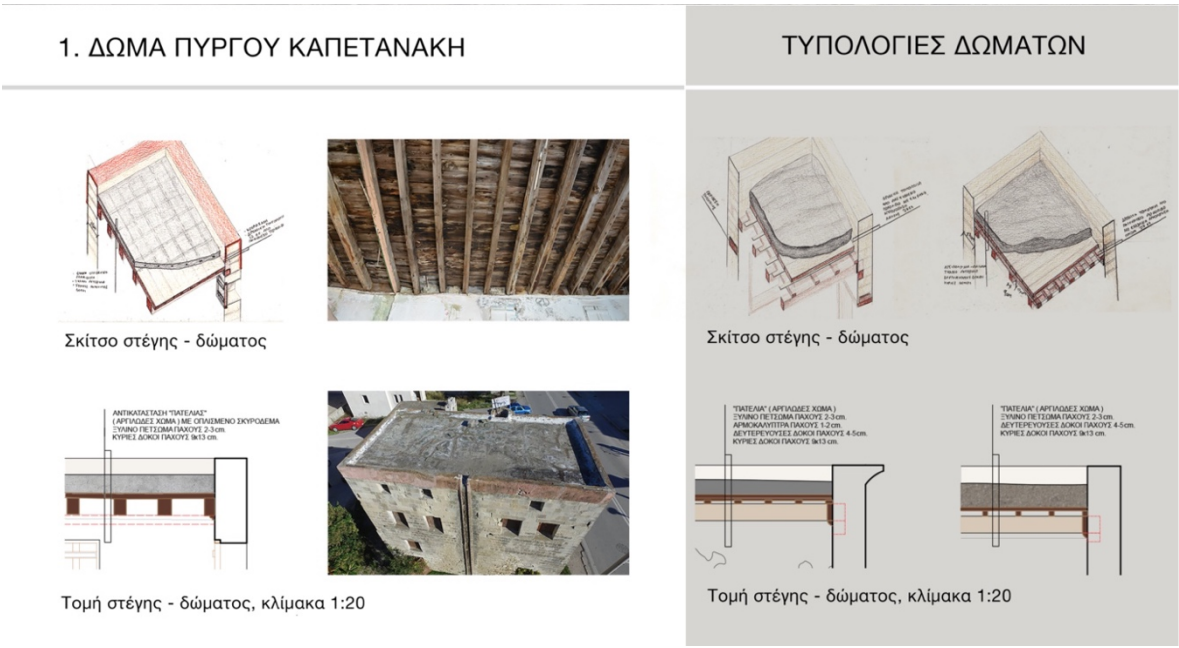
Συχνά, παρατηρούμε στις όψεις μεταλλικά αγκύρια στις γωνίες είτε στο επίπεδο του πρεκιού είτε στο μεσοπάτωμα, που δένουν τις ξυλοδεσιές μεταξύ τους, αλλά και με τους εξωτερικούς τοίχους (Σχήμα 7). Τα στοιχεία αυτά σε συνδυασμό με τον τρόπο δόμησης της τοιχοποιίας αποτελούν χαρακτηριστικά της οθωμανικής περιόδου. [6]



Σχήμα 7: Θέσεις των ξυλοδεσιών που εντοπίστηκαν

Η πιο συνηθισμένη περίπτωση στέγασης, αποτελείται από ξύλινες πελεκητές δοκούς, που είτε φέρουν πυκνές τεγίδες είτε τοποθετείται απευθείας πάνω τους το ξύλινο πέτσωμα. Είναι τοποθετημένες ανά 50-70 εκατοστά σε παράλληλη διάταξη προς την στενή πλευρά της κάτοψης. Οι δοκοί έχουν περίπου το ίδιο μέγεθος διατομής, που εκτιμάται να είναι γύρω στα 8x15 εκατοστά (Σχήμα 8).

Πάνω από τις ξύλινες σανίδες, το δώμα διαμορφωνόταν επίπεδο με ρύση προς τις υδρορροές. Για την εξασφάλιση από την εισροή των υδάτων, γινόταν χρήση τελικής επίστρωσης με υλικό υψηλής συνεκτικότητας, που ονομάζεται στην τοπική διάλεκτο πατελιά. Πρόκειται για αργιλώδες χώμα, που αναμειγνύεται συνήθως με φύκια, βούρλα ή πικροδάφνες και δίνει στεγανότητα για ορισμένο χρόνο. Συνεπώς, κάθε χρόνο υπήρχε φροντίδα προκειμένου να αφαιρεθούν οι σβόλοι και να επιστρωθεί ξανά. Μετά το στρώσιμο του νέου υλικού, ακολουθούσε η συμπίεση με ένα ξύλινο τάκο, το λεγόμενο πατούρι. Σε κάποια πυργόσπιτα συναντάμε σκεπές από κεραμίδια, στοιχείο που προστέθηκε σε μεταγενέστερους χρόνος κάτω από την επίδραση του νεοκλασικισμού.



Σχήμα 8: Τυπολογίες δωμάτων

Τα δάπεδα στο επίπεδο του ισογείου συνήθως ήταν βοτσαλωτά. Με την σημερινή κατάσταση των πύργων όμως, έχουν αντικατασταθεί σχεδόν σε όλες τις περιπτώσεις από πλακίδια (Σχήμα 9). Βοτσαλόστρωτα δάπεδα συναντάμε και στους αύλιους χώρους των πύργων.

Στο επίπεδο του ορόφου, ο φέρων οργανισμός των δαπέδων αποτελείται από ξύλινα δοκάρια περίπου αντίστοιχων διαστάσεων με τα δοκάρια της στέγης, στα οποία καρφώνονται απευθείας ξύλινες σανίδες. Τα δοκάρια εδράζονται στην τοιχοποιία του ισογείου που έχει μεγαλύτερο πάχος από την τοιχοποιία του ορόφου. Εσωτερικά της τοιχοποιίας, κατά μήκος της μεγάλης πλευράς, συνήθως υπάρχει ένα ξύλινο δοκάρι πάνω στο οποίο εδράζονται οι δοκοί των δαπέδων. Δεν ήταν εφικτό να διερευνηθεί αν αυτό το δοκάρι συνεχίζει περιμετρικά της τοιχοποιίας, μπορούμε να υποθέσουμε όμως, με βάση τη βιβλιογραφία, ότι συνεχίζει και εξασφαλίζει την περίδεση της τοιχοποιίας.

Στην περίπτωση του Πύργου Καπετανάκη παρατηρούμε την ύπαρξη ξύλινων στοιχείων μικρού μήκους που διήκουν παράλληλα με τα δοκάρια του πατώματος, γεγονός που παραπέμπει στη λεπτομέρεια κατασκευής του δώματος του αρχοντικού της οδού Ιεροκλέους, όπου παρόμοια στοιχεία χρησιμοποιήθηκαν για να συνδέσουν τα δοκάρια του πατώματος με τις δύο ξυλοδεσιές (Σχήμα 9). [6]

Σχήμα 9: Τυπολογίες δαπέδων

Οι πύργοι στην αρχική τους μορφή αποτελούνταν από λαξευμένες πέτρες με εμφανή αρμολόγηση εξωτερικά. Συνεπώς, τα σοβατισμένα τμήματα αποτελούν νεότερες επεμβάσεις που οφείλονται είτε σε ανάγκες προστασίας είτε σε ανακαινίσεις.

Ως κονίαμα επίχρισης της λιθοδομής χρησιμοποιούσαν κοκκινόχωμα, ασβεστολιθικά τρίμματα ή τα απομεινάρια από την λάξευση της πέτρας αναμιγμένα με νερό. Συχνή είναι και η χρήση της οστρακιάς ως συνδετικό υλικό, η οποία αποτελούταν από αλεσμένα όστρακα θάλασσας, ασβέστη και νερό. Σε ορισμένες περιπτώσεις, χρησιμοποιούσαν το κουρασάνι για μεγαλύτερη συνεκτικότητα, γνωστό από τους βυζαντινούς χρόνους, ενώ με την πάροδο του χρόνου χρησιμοποιήθηκε και ο ασβέστης που μπορούσε να βρεθεί είτε σε μικρά ασβεστοκάμινα της περιοχής, είτε στο χωριό Κοσκινού που αποτελούσε το μεγάλο κέντρο κατεργασίας και προμήθειας υδράσβεστου. [4]

Σήμερα, συναντάμε επίσης, συμπληρώσεις στην τοιχοδομία με χρήση κονιάματος ενισχυμένου με θραυστά κεραμικά ή άλλα λίθινα τεμάχια, τεχνική που ανάγεται στα χρόνια της τουρκοκρατίας [5]. Σε κάποιες περιπτώσεις συναντάμε και άτεχνες επιδιορθώσεις ρωγμών από σκυρόδεμα που έγιναν τα πιο πρόσφατα χρόνια.

4. ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΠΥΡΓΩΝ

Η παθολογία των πύργων που εξετάστηκαν παρουσιάζει σημαντικές ομοιότητες [1]. Συγκεκριμένα, στις τοιχοποιίες του ορόφου παρατηρούμε (Σχήμα 10):

- Κάθετες ή λοξές ρωγμές που ξεκινούν από τις γωνίες των ανοιγμάτων και φθάνουν μέχρι το στηθαίο του δώματος.
- Αντίστοιχες κάθετες ή λοξές ρωγμές μεταξύ της ποδιάς των ανοιγμάτων του ορόφου και των πρεκιών των παραθύρων του ισογείου.
- Ρωγμές στα λίθινα ή ξύλινα πρέκια των παραθύρων.
- Τοπική ρηγμάτωση λίθων στις θέσεις αγκύρωσης των κλειδιών των ξυλοδεσιών.

Σχήμα 10: Σχέδια παθολογίας των όψεων του πύργου Καπετανάκη

Εξαιτίας της εγκατάλειψης και της έλλειψης συντήρησης, η ανεξέλεγκτη είσοδος του νερού της βροχής οδήγησε αφενός στην βλάβη και απώλεια των ξύλινων στοιχείων των πατωμάτων και δωμάτων, αφετέρου στη δημιουργία συνθηκών αυξημένης υγρασίας μέσα στις τοιχοποιίες με συνέπεια την διάβρωση και σήψη των ξυλοδεσιών.

Συνεπώς, η απώλεια διαφραγματικής λειτουργίας των οριζόντιων στοιχείων σε συνδυασμό με την φυσική γήρανση των υλικών των τοιχοποιιών αύξησε την ήδη υψηλή τρωτότητα των μικρού πάχους (27 εκ.) διάτρητων (λόγω των πολλών ανοιγμάτων) τοιχοποιιών του ορόφου. Λόγω και των συχνών σεισμικών δονήσεων, αυτό είχε ως αποτέλεσμα τη δημιουργία ρηγματώσεων στις πιο αδύναμες θέσεις, που είναι συνήθως αυτή της στέψης των τοιχοποιιών και η ζώνη ανάμεσα στα ανοίγματα του ισογείου και του ορόφου.

Συγχρόνως, η προσθήκη οπλισμένου σκυροδέματος στο δώμα, επιβάρυνε την κατασκευή με αποτέλεσμα την σταδιακή κατάρρευση τμημάτων της στέγης που έγινε μετά το στάδιο της αποτύπωσης.

Τοπικές βλάβες παρουσιάστηκαν και στις γωνίες του κτιρίου, στις θέσεις των μεταλλικών κλειδιών των ξυλοδεσιών, τα οποία στις περισσότερες περιπτώσεις έχουν οξειδωθεί εξαιτίας των καιρικών συνθηκών. Αυτό προκαλεί τη διόγκωση τους και τη θραύση των λίθων, αλλά και των αποκόλληση των γωνιών της λιθοδομής σε εκείνες τις περιπτώσεις, όπου η σύνδεση των τοίχων δεν είναι πλέον εξασφαλισμένη.

Επιπλέον, η διαβροχή των τοίχων και η κατερχόμενη υγρασία προκαλεί μεγάλες φθορές στα επιχρίσματα και κονιάματα δόμησης. Παρουσιάζεται επομένως αποσάθρωση, ρωγμές και πτώση των επιχρισμάτων στο εσωτερικό.

Θα πρέπει όμως να σημειωθεί ότι, παρά τις βλάβες, τα κτίσματα δεν έχουν καταρρεύσει, ούτε παρουσιάζουν αποκλίσεις. Αυτό καταδεικνύει ότι το δομικό σύστημα των κτισμάτων έχει πολύ καλή συμπεριφορά. Ο συνδυασμός επομένως, των ενισχυμένων με ξυλοδεσιές λιθοδομών με τα ξύλινα πατώματα και δώματα, που είναι επίσης συνδεδεμένα μέσω των ξυλοδεσιών και αγκυρίων με τους τοίχους, επέτρεψε τη μέχρι σήμερα διατήρηση των κατακόρυφων τοιχοποιιών στη θέση τους, χωρίς καταρρεύσεις, παρά την απώλεια δωμάτων και δαπέδων λόγω σήψης των ξύλινων στοιχείων.

5. ΠΡΟΤΑΣΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΠΥΡΓΟΥ ΚΑΠΕΤΑΝΑΚΗ

Ο πύργος Καπετανάκη αποτελεί αντιπροσωπευτικό δείγμα της αρχιτεκτονικής της πυργοδομίας, με αρκετά στοιχεία της Τουρκοκρατίας που του προσέδωσαν μια μοναδική ταυτότητα, ιδιαίτερα ενδιαφέρουσα για την αρχιτεκτονική της υπαίθρου, η οποία πρέπει να προστατευθεί. Το κτίριο αντιμετωπίζει ποικίλα προβλήματα, που συμβάλλουν στην σταδιακή αποδόμηση και καταστροφή του. Η αποκατάσταση του κρίνεται απαραίτητη όχι μόνο για τη διάσωση της ιστορικής, αρχιτεκτονικής και οικοδομικής του αξίας αλλά και για την επανεξοικείωση των πολιτών με την συγκεκριμένη αρχιτεκτονική, η οποία εικονογραφούσε κάποτε την πόλη της Ιαλυσού. Στα πλαίσια της διπλωματικής εργασίας εκπονήθηκε η πρόταση αποκατάστασης και επανάχρησης του ως μουσείο για την ανάδειξη της ιστορίας και της αρχιτεκτονικής των πύργων που επικράτησαν στην πόλη της Ιαλυσού για αιώνες (Σχήμα 11α).

Βασική αρχή της πρότασης αποκατάστασης του ήταν:

α) η ανάδειξη της αρχικής αρχιτεκτονικής φάσης με παράλληλη διατήρηση των σημαντικότερων αρχιτεκτονικών στοιχείων των επόμενων, οι οποίες μαρτυρούν την ιστορική εξέλιξη του κτιρίου (Σχήμα 11β).

Β) η διατήρηση με συστηματική εξυγίανση και βελτίωση του αρχικού δομικού συστήματος του κτιρίου. [1]

Σημαντικά βήματα που πρέπει να ακολουθηθούν για την ενίσχυση του δομικού συστήματος της κατασκευής αποτελούν:

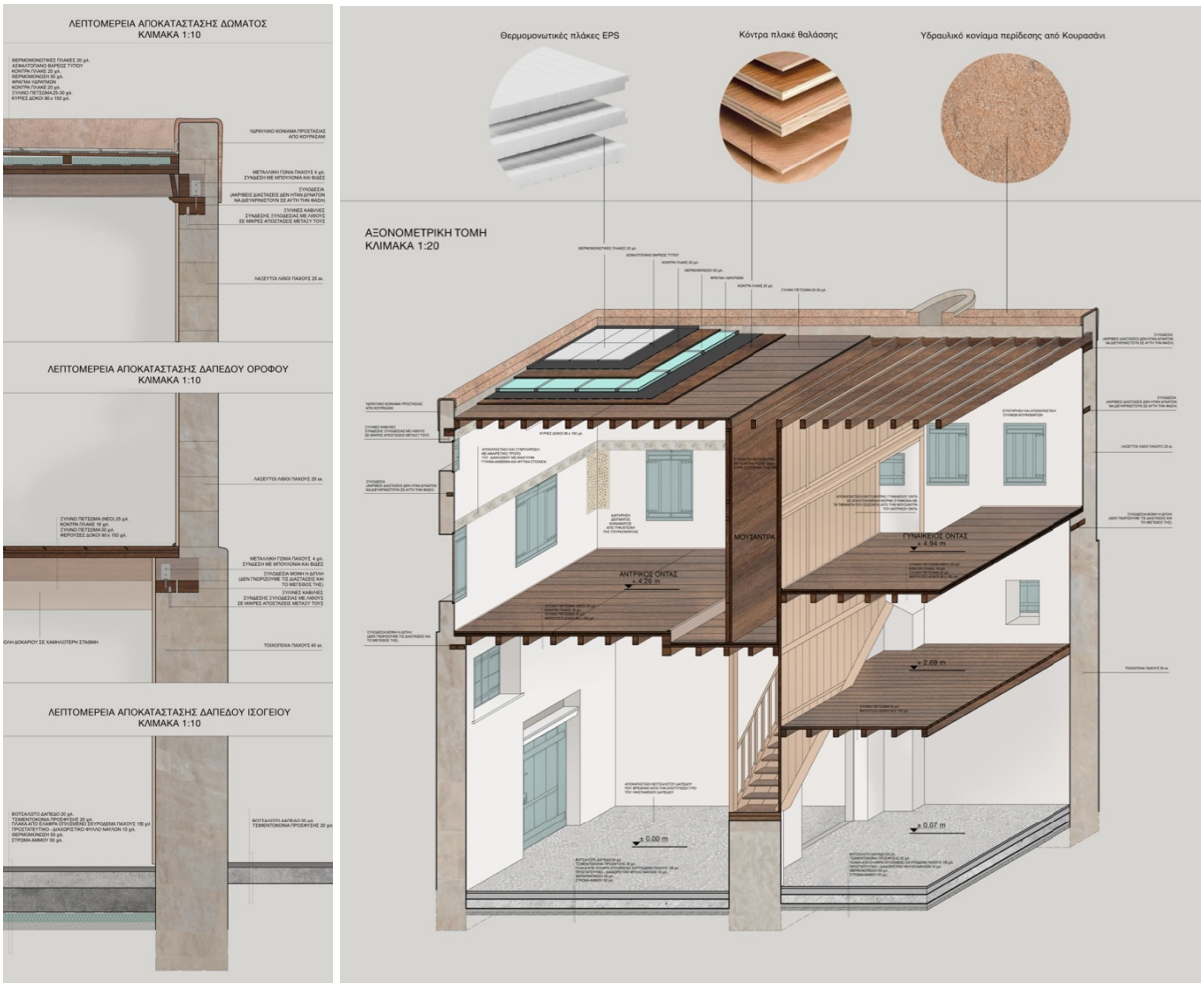
- Η αντικατάσταση των σαθρών λίθων και λιθοσυρραφές
- Το καθάρισμα επιφανειών λιθοδομών από υπολείμματα σαθρών επιχρισμάτων και νεότερων τσιμεντοκονιαμάτων
- Το καθάρισμα αρμών σε βάθος και αρμολόγηση βαθιά με ειδικό ασβεστοκονίαμα με κοκκοδιαβαθμισμένη χαλαζιακή άμμο.
- Οι επιφάνειες λιθοδομών θα επιχριστούν εσωτερικά με συμβατά κονιάματα σε τρείς στρώσεις και τα επιχρίσματα για την καλύτερη συντήρηση θα επαλειφθούν με ειδικά ασβεστοχρώματα.

α) β)

Σχήμα 11: **(α)** Κατόψεις της πρότασης αποκατάστασης του πύργου Καπετανάκη και του βοηθητικού κτίσματος. **(β)** Πρόταση αποκατάστασης της ανατολικής και δυτικής όψης του πύργου Καπετανάκη.

Κυρίαρχο ρόλο στην κατασκευή έχουν τα ξύλινα στοιχεία, των οποίων η κατάσταση είναι κακή λόγω της υγρασίας και της εγκατάλειψης. Είναι απαραίτητη η συντήρηση των ξύλινων φερόντων και δευτερευόντων στοιχείων και πιο συγκεκριμένα των πατωμάτων και δωμάτων, των ξύλινων πρεκιών και ξυλοδεσιών, αλλά και των παραθύρων. Όσον αφορά το μεσοπάτωμα και δώμα, είναι απαραίτητη η χρήση νέων ξύλινων δοκαριών σε κάποια σημεία, ενώ όπου είναι δυνατόν προτείνεται η επαναχρησιμοποίηση των παλαιών. Η διαφραγματική λειτουργία του μεσοπατώματος θα επιτευχθεί με την χρήση δύο στρώσεων σανίδων και μία στρώση κόντρα πλακέ, ενώ στο δώμα με δύο στρώσεις κόντρα πλακέ. Οι ξυλοδεσιές τόσο στο μεσοπάτωμα όσο και στο δώμα, θα συνδεθούν με την λιθοδομή με ξύλινες καβίλιες σε μικρές αποστάσεις μεταξύ τους, καθώς επίσης και με τα δοκάρια με μεταλλικές γωνίες. Η μόνωση του δώματος με διπλά ασφαλτόπανα πάνω σε διαμορφωμένες επιφάνειες ρύσεων από κόντρα πλακέ θαλάσσης και θερμομονωτικές πλάκες EPS. Η τελική επικάλυψη της λιθοδομής στο στηθαίο του δώματος γίνεται με το ήδη υπάρχον υδραυλικό κονίαμα, το κουρασάνι (Σχήμα 12).

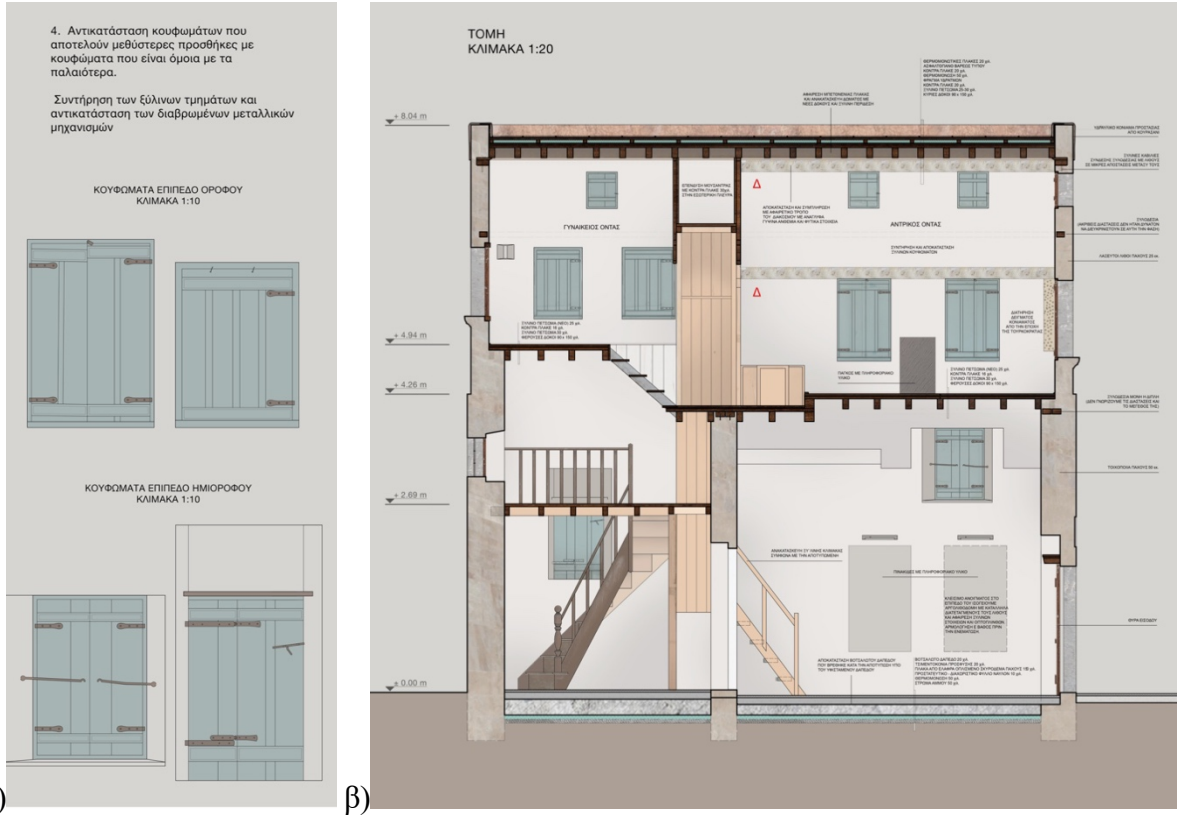
Τέλος, προτείνεται η αποκατάσταση των δαπέδων ισογείου και η διαμόρφωσή του από λεπτά βοτσαλωτά, καθώς και ο καθαρισμός και η συντήρηση του βοτσαλωτού δαπέδου της αυλής. Γίνονται τοπικές συμπληρώσεις στο υφιστάμενο δάπεδο και συμπληρώνεται το υπόλοιπο τμήμα με νέο, με παραδοσιακή μέθοδο χωρίς τη χρήση τσιμεντοκονιάματος (χώμα ή άμμο θαλάσσης για οριζοντίωση επιφάνειας, κονίαμα από ασβέστη και άμμο για την τοποθέτηση των βότσαλων). Το νέο τμήμα θα αποκαλύψει την αρχική μορφή και διακόσμηση του δαπέδου.



Σχήμα 12: Συντετμημένη τομή και αξονομετρική τομή πρότασης αποκατάστασης του πύργου Καπετανάκη

Σχήμα 13: Τομή πύργου προς τα ανατολικά. Επισημαίνονται τα ανοίγματα στο επίπεδο του ορόφου, τα οποία θα αντικατασταθούν με παλαιότερου τύπου σε απομίμηση των σωζόμενων.

Όσον αφορά τα κουφώματα, είναι απαραίτητη η αντικατάσταση των διαβρωμένων μεταλλικών μηχανισμών. Προτείνεται, επίσης, η αντικατάσταση των ταμπλαδωτών κουφωμάτων του ορόφου που αποτελούν μεθύστερες επεμβάσεις (Σχήμα 13), με κουφώματα που είναι όμοια με τα παλαιότερα (Σχήμα 14α). Τα πλαίσια των ανοιγμάτων θα ενισχυθούν με σιδηρές λάμες.

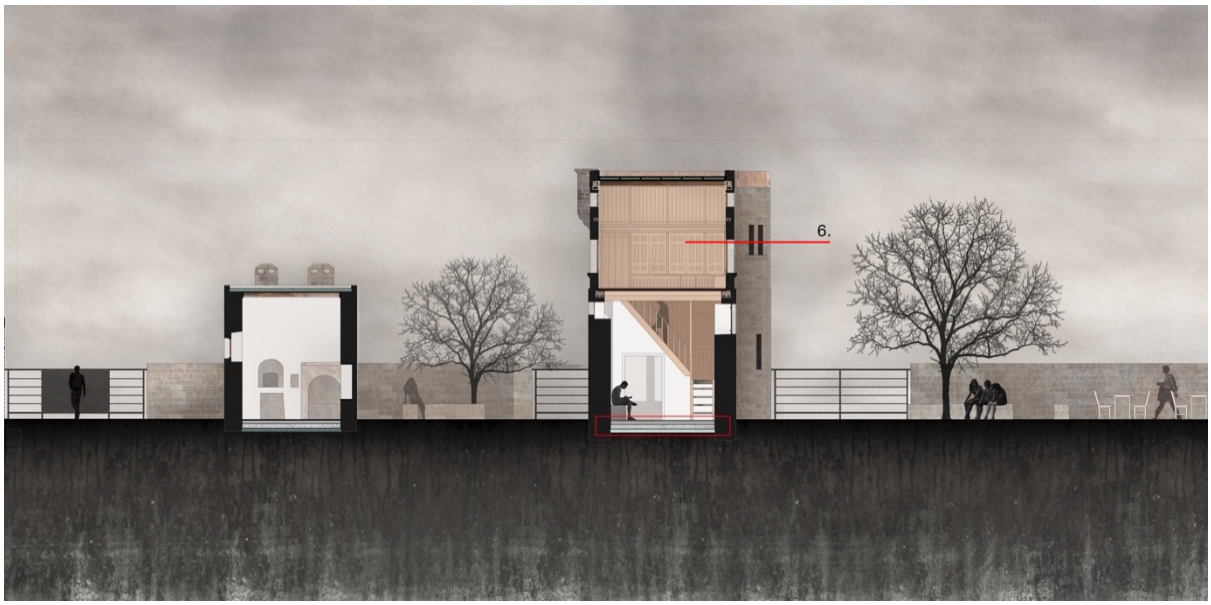


α) β)

Σχήμα 14: **(α)** Αποτύπωση κουφωμάτων που επιλέχθηκαν να διατηρηθούν
(β) Τομή πρότασης αποκατάστασης του πύργου Καπετανάκη

Το σημαντικότερο μορφολογικό στοιχείο του πύργου, όμως, αποτελεί η ξύλινη μουσάντρα στον όροφο. Προτείνεται λοιπόν η αποκατάσταση της μουσάντρας του αντρικού οντά με την επανατοποθέτηση των σωζόμενων αυθεντικών τμημάτων μετά από την συντήρηση τους και συμπλήρωση των τμημάτων που έλειπαν (Σχήμα 15). Με αφαιρετικό τρόπο θα ανακατασκευαστούν τα τμήματα της μουσάντρας που δεν σώζεται στον γυναικείο οντά (Σχήμα 16). Για την ενίσχυσή και την σταθεροποίησή της, θα κατασκευαστεί ξύλινος που θα συνδέεται με τις ξυλοδεσιές των τοίχων και τις δοκούς του πατώματος. Επάνω σε αυτό το σκελετό θα στηριχθεί ο σκελετός της μουσάντρας και κυρίως οι οριζόντιες δοκοί, που σήμερα είναι ενσωματωμένες στις πλευρικές τοιχοποιίες. Τα φύλλα της μουσάντρας θα ενισχυθούν με φύλλα από κόντρα πλακέ.

Τέλος, είναι σημαντική για την συντήρηση, η επάλειψη όλων των ξύλινων στοιχείων που προαναφέρθηκαν, με ειδικά προστατευτικά υλικά, όπως μυκητοκτόνα, αλλά και με βερνίκια εμποτισμού με την χρήση ενεμάτων στις οπές.



Σχήμα 15: Τομή πρότασης αποκατάστασης στον χώρο του ανδρικού οντά

Σχήμα 16: Τομή πρότασης αποκατάστασης στον χώρο του γυναικείου οντά

Η αποκατάσταση του βοηθητικού κτίσματος που βρίσκεται στον αύλιο χώρο του πύργου Καπετανάκη, έχει γνώμονα την ανάδειξη του θολωτού φούρνου και του τζακιού που χαρακτηρίζουν την κατασκευή αυτή. Προτείνεται, λοιπόν, η αφαίρεση του χώρου υγιεινής που αποτέλεσε μεθύστερη προσθήκη και η διατήρηση του κτίσματος στην αρχική του φάση. Επιπροσθέτως, κρίνεται απαραίτητη η αφαίρεση των υποστυλωμάτων και της πλάκας σκυροδέματος που αποτέλεσαν επίσης μεθύστερες προσθήκες που συνέβαλαν στην επιβάρυνση και αποσταθεροποίηση της κατασκευής (Σχήμα 17α).

Έπειτα γίνεται αποτοίχιση όλων των επιχρισμάτων και καθαρισμός των λίθων σε βάθος με αέρα υπό πίεση για την απομάκρυνση των υπολειμμάτων και ενδεχόμενων βιολογικών επικαθήσεων. Στη συνέχεια, εφαρμόζεται βαθύ αρμολόγημα μετά από την αντικατάσταση των λίθων που παρουσιάζουν μεγάλη αποσάθρωση. Στόχος είναι να επιτευχθεί κατά το δυνατόν η συνεργασία πέτρας – κονιάματος στη φέρουσα λειτουργία της λιθοδομής, η κυκλοφορία της υγρασίας και η αναπνοή της λιθοδομής. Το αρμολόγημα των εμφανών λιθοδομών του βοηθητικού κτίσματος πρέπει να είναι ανάλογο με εκείνο της παλιάς κατασκευής όσον αφορά την σύνθεση και το χρώμα του κονιάματος, και σε ελαφριά εσοχή, ώστε να εξασφαλίζεται η απορροή των νερών της βροχής από την επιφάνεια της λιθοδομής. Η σημερινή εικόνα του βοηθητικού κτίσματος του πύργου Καπετανάκη δεν δικαιολογεί την εφαρμογή ενεμάτων ομογενοποίησης στο σύνολο της τοιχοποιίας. Έτσι, προτείνεται να εφαρμοστούν τοπικά για την επισκευή των ρωγμών.

Όσον αφορά το δάπεδο, προτείνεται να αντικατασταθεί από βοτσαλωτό, ενώ η οροφή θα ακολουθήσει τον τύπο στέγασης του πύργου, καθώς στις περισσότερες περιπτώσεις που μελετήθηκαν τα βοηθητικά κτίσματα ακολουθούσαν τον τύπο στέγασης των πυργόσπιτων (Σχήμα 17β).

α) β)

Σχήμα 17: **(α)** Στόχοι και αρχές της πρότασης αποκατάστασης του βοηθητικού κτίσματος
(β) Κατασκευαστική λεπτομέρεια αποκατάστασης του δώματος του βοηθητικού κτίσματος

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Οι αμέτρητες επιδρομές που δέχτηκε το νησί της Ρόδου ήταν αδύνατο να μην αφήσουν τα σημάδια τους. Οι πύργοι της Ιαλυσού αποτελούν κτίσματα που αντικατοπτρίζουν την ιστορία του τόπου καθώς συγκεντρώνουν αρχιτεκτονικά στοιχεία από διαφορετικές εποχές και πολιτισμούς. Η τυπολογία τους βλέπουμε να επαναλαμβάνεται και η μορφή τους να επικρατεί για αρκετούς αιώνες, γεγονός που έπαιξε σημαντικό ρόλο και στην εξέλιξη της αρχιτεκτονικής της πόλης της Ιαλυσού.

Ως κατοικίες εύπορων οικογενειών στην διάρκεια των χρόνων γνώρισαν ημέρες δόξας. Παρόλο που σήμερα έχουν εγκαταλειφθεί και παρακμάζουν, διατηρούν την μεγαλοπρέπειά τους και αποτελούν σημεία αναφοράς τόσο για την πόλη της Ιαλυσού όσο και για το νησί της Ρόδου.

Η παρούσα έρευνα αποτελεί μια προσπάθεια ανάδειξης της ιστορικής εξέλιξης και της σημασίας αυτών των διάσπαρτων μνημείων της αρχιτεκτονικής μας κληρονομιάς, στοιχεία που είναι σημαντικό να γίνουν κτήμα όχι μόνο των ειδικών, αλλά κυρίως των απλών κατοίκων της περιοχής, προκειμένου ο σεβασμός και η προστασία τους να γίνει πρωταρχικός στόχος όλων.

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Χρυσίδη Άννα, Οι πύργοι της Ιαλυσού Ρόδου: Αρχιτεκτονική και οικοδομική ανάλυση, Ερευνητική εργασία, Σχολή Αρχιτεκτόνων μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα, (2018)

[2] Χρυσίδη Άννα, Ο πύργος Καπετανάκη ως κέντρο ανάδειξης των πύργων της Ιαλυσού, Διπλωματική εργασία, Σχολή Αρχιτεκτόνων μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα, (2018)

[3] Μουτσοπούλου Αναστασία, Ελληνική παραδοσιακή αρχιτεκτονική: Ρόδος, πύργοι, εκδόσεις Μέλισσα, (1984)

[4] Αρφαράς Μιχαήλ Εμμανουήλ, Ιπποτικοί και νεοκλασικοί πύργοι Ιαλυσού Ρόδου, εκδόσεις Κάμειρος, Αθήνα, (2004)

[5] Καραγεώργη Χρυσοβαλάντου – Ειρήνη, Αρχοντικό Μπόνη Οθωμανικής περιόδου στο μαράσι Αγίου Γεωργίου της Ρόδου, Διπλωματική εργασία στο πλαίσιο του διατμηματικού μεταπτυχιακού προγράμματος "Προστασία Μνημείων" ΕΜΠ, (2014)

[6] Τσακανίκα Ελευθερία, Μεθοδολογία αποκατάστασης ιστορικών κτηρίων - Εφαρμογές στο Τούρκικο αρχοντικό και στο τέμενος Hagi Mehmet Αγά στην Μεσαιωνική πόλη της Ρόδου, Πρακτικά συνεδρίου 14-16 Οκτωβρίου 2004 στη Θεσσαλονίκη: Ήπιες επεμβάσεις για την προστασία ιστορικών κατασκευών, ΥΠΠΟ - 4η Εφορεία Νεωτέρων Μνημείων - ΤΕΕ Τμ. Κεντρικής Μακεδονίας, τ.2, Θεσσαλονίκη, (2004)

[7] Ντέλλας Γεώργιος, Διδακτορική διατριβή – Οι σταυρολιθικές εκκλησίες της Δωδεκανήσου (1750 – 1924), ΕΜΠ, (2012).

7. ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια της Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών του Ε.Μ.Π.. Οφείλω να ευχαριστήσω θερμά τους επιβλέποντες της παρούσας διπλωματικής και πιο συγκεκριμένα τον Αναστάσιο Παπαιωάννου, Ομότιμο καθηγητή της Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών του ΕΜΠ και τις Ανδρονίκη Μιλτιάδου - Fezans και Ελευθερία Τσακανίκα , Αναπληρώτριες καθηγήτριες της Σχολή Αρχιτεκτόνων Μηχανικών ΕΜΠ.

Σημαντική ήταν επίσης η συμβολή του Γιώργου Ντέλλα, Δρ. Αρχιτέκτονα Μηχανικό, Προϊστάμενο του Τμήματος Μελετών και Αναστηλωτικών Έργων Βυζαντινών και Μεταβυζαντινών Μνημείων της Εφορείας Νεωτέρων Μνημείων και Τεχνικών Έργων Δωδεκανήσου, με την παροχή πληροφοριών και γραπτών αρχείων και την καθοδήγησή του καθ' όλη τη διάρκεια της έρευνας.

ΚΤΗΡΙΟ ΠΑΛΑΙΟΥ ΚΑΦΕΝΕΙΟΥ ΣΤΗΝ ΒΙΝΙΑΝΗ ΕΥΡΥΤΑΝΙΑΣ, ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗ

ΚΑΡΑΓΙΑΝΝΑΚΙΔΟΥ ΚΑΤΕΡΙΝΑ
Αρχιτέκτων Μηχανικός ΑΠΘ (2018), φοιτήτρια ΔΠΜΣ Προστασίας Μνημείων, ΕΜΠ karagiannakidou.k@gmail.com
ΚΡΕΚΟΥΚΙΑ ΝΙΚΟΛΑΪΑ
Αρχαιολόγος ΕΚΠΑ (2018), φοιτήτρια ΔΠΜΣ Προστασίας Μνημείων, ΕΜΠ, nikolaia.kre@gmail.com
ΜΕΡΟΥ ΜΑΡΙΝΑ
Αρχιτέκτων Μηχανικός ΕΜΠ (2021), φοιτήτρια ΔΠΜΣ Προστασίας Μνημείων, ΕΜΠ marin.merou@gmail.com

Περίληψη

Η Παλαιά Βίνιανη ανήκει στον νομό Ευρυτανίας και εγκαταλείφθηκε μετά τον καταστροφικό σεισμό, τον Φεβρουάριο του 1966. Το κτήριο του παλαιού καφενείου βρίσκεται σε κομβικό σημείο, κεντρικά στο χωριό και απέναντι από τον ενοριακό ναό των Δώδεκα Αποστόλων. Δυστυχώς, πληροφορίες σχετικά με την χρονολογία ανέγερσης του κτηρίου ή άλλες πληροφορίες, που να ξεπερνούν στο χρόνο τις τρεις γενιές, δεν υπάρχουν. Το κτήριο είναι διώροφο, ορθογωνικής κάτοψης, με μικρή ισόγεια προσθήκη ακανόνιστου σχήματος στη νότια πλευρά του. Μεταξύ τους συνδέονται μετά την διάνοιξη πόρτας στον νότιο τοίχο.

Η γενικότερη παρατήρηση για τους παράγοντες, που οδήγησαν το κτήριο στη σημερινή του εικόνα είναι μια σειρά προβλημάτων και γεγονότων, που λειτούργησαν συνδυαστικά σε βάθος χρόνου και όχι απαραίτητα ταυτόχρονα. Στους καταστρεπτικούς παράγοντες συγκαταλέγονται το έδαφος, τα ίδια τα υλικά και ο τρόπος δόμησης, οι σεισμοί, το υγρό περιβάλλον και οι πλημμύρες, οι νεώτερες προσθήκες και η εγκατάλειψη. Το επικλινές έδαφος και η έδραση του κτηρίου εν μέρει επάνω στο φυσικό βράχο, συνέβαλαν στην κίνηση της κατασκευής σε συμφωνία με τις κινήσεις του εδάφους κατά το σεισμό. Δύο φαίνεται να είναι τα βασικά προβλήματά του. Αρχικά οι μεγάλες ρωγμές της τοιχοποιίας, ορισμένες από τις οποίες την τέμνουν κάθετα. Μάλιστα, σε επίπεδο κάτοψης φαίνεται το εμπρόσθιο μέρος της ανατολικής πλευράς να έχει αποκολληθεί. Δεύτερο, η διαμήκης ρωγμή, που σχηματίζεται σε όλο το μήκος του δαπέδου του ισογείου.

Για την αντιμετώπιση του βασικού προβλήματος, της επαφής του κτηρίου με το έδαφος προτείνεται ένα σύστημα αποστράγγισης υδάτων (drainage), το οποίο θα λειτουργήσει συνδυαστικά για την αντιμετώπιση της ανερχόμενης υγρασίας και ως αρμός διακοπής από το έδαφος. Για την ενίσχυση της φέρουσας τοιχοποιίας προτείνεται περιμετρική περίδεση. Οι ρωγμές μεγάλου εύρους και μήκους, θα αντιμετωπιστούν με την μέθοδο της λιθοσυρραφής. Τέλος, για το δάπεδο του ισογείου προτείνεται η δημιουργία ενός περιμετρικού πλαισίου - τελάρου, το οποίο θα συγκρατεί το σχήμα και την έδραση του νέου πατώματος και το οποία θα συμπληρωθεί με χώμα ή/και διαβαθμισμένα αδρανή.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ - ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Η Παλαιά Βίνιανη διοικητικά ανήκει στον Καλλικράτειο δήμο Αγράφων, της Περιφερειακής ενότητας Ευρυτανίας, της περιφέρειας Στερεάς Ελλάδας. Είναι ένα μικρό χωριό, που σήμερα αριθμεί μόνο τρεις κατοίκους [1]. Η ιστορία της χάνεται στο χρόνο, με πρώτη ένδειξη κατοίκησης κατά τους ελληνιστικούς χρόνους [2]. Το όνομα Βίνιανη είναι σλαβικής προέλευσης και σχετίζεται με την αμπελοκαλλιέργεια [3]. Περισσότερο γνωστό είναι το χωριό κατά την νεότερη ιστορία. Κατά τη διάρκεια της κατοχής και της αντίστασης υπήρξε έντονη δραστηριότητα των ανταρτών στα βουνά των Αγράφων [4], ενώ στην Βίνιανη συναντώνται οι συντελεστές και οργανώνεται θρυλική επιχείρηση, της ανατίναξης της Σιδηροδρομικής Γέφυρας του Γοργοπόταμου το1942 [5]. Το τέλος του οικισμού της Παλιάς Βίνιανης επήλθε μετά τον καταστροφικό

σεισμό, τον Φεβρουάριο του 1966, οπότε και ξεκίνησε να εγκαταλείπεται [6], ενώ η οριστική μετακίνηση των κατοίκων στο χωριό της Νέας Βίνιανης ολοκληρώθηκε το 1968, μετά την εφαρμογή στεγαστικού προγράμματος λαϊκής κατοικίας [7].

Τα κτήρια του οικισμού είναι ελεύθερα διατεταγμένα στο χώρο, ακολουθώντας κλιμακωτά τις υψομετρικές καμπύλες και στρέφοντας την πρόσοψη τους προς τη θέα. Η μορφολογία των σπιτιών στον Αγραφιώτικο χώρο έχουν όλα τα χαρακτηριστικά της λεγόμενης ηπειρωτικής λαϊκής αρχιτεκτονικής και ιδιαίτερα της βορειοελλαδίτικης [8]. Κατά τα τέλη του 19ου αιώνα και τις αρχές του 20ου, σημειώνεται μια οικοδομική έξαρση στην Βίνιανη, που δικαιολογείται εν μέρει από τα εμβάσματα των μεταναστών της Αμερικής, οι οποίοι έστελναν χρήματα για να φτιάξουν τα σπίτια τους.

Σχήμα 01: Άποψη του οικισμού, επισημαίνεται η θέση του κτηρίου μελέτης.

Το κτήριο μελέτης ανήκει σε αυτή την χρονολογική περίοδο, αν και περισσότερες πληροφορίες για την ακριβή ημερομηνία ανέγερσης δεν είναι γνωστές. Ως και τα μέσα του προηγούμενου αιώνα, ο όροφος χρησιμοποιούταν ως οικία των ιδιοκτητών, ενώ ο ισόγειος χώρος του κτηρίου, λειτουργούσε ως κατάστημα με την επωνυμία ΚΑΦΕ - ΠΑΝΤΟΠΩΛΕΙΟ, Αθ. Αλατάρης. “ΕΛΒΕΤΙΑ”. Κατά την διάρκεια της κατοχής και της αντίστασης λειτούργησε ως μαγειρείο για τους αντάρτες [9]. Το κτήριο εγκαταλείφθηκε στα 1968 , αφού είχε προηγηθεί ο καταστρεπτικός σεισμός του 1966 και η θεώρηση του χωριού ως μη κατάλληλο για την διαμονή των κατοίκων [10].

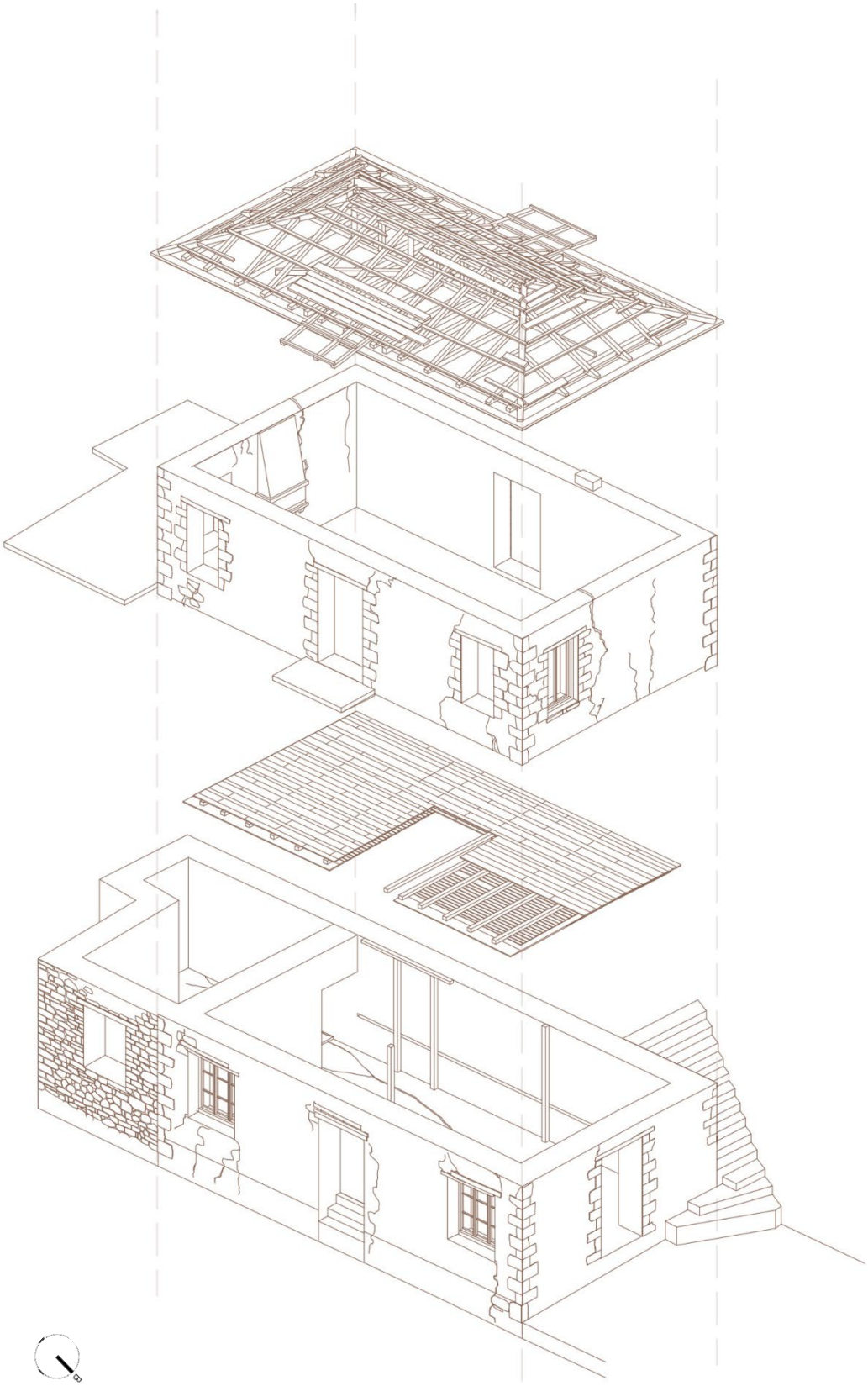
Έκτοτε, χρησιμοποιούταν μόνο στη γιορτή των Δώδεκα Αποστόλων, που άνοιγαν ξανά το καφενείο και συνέβαλαν στον εορτασμό του πανηγυριού. Σήμερα, η οικογένεια χρησιμοποιεί μόνο τον ισόγειο χώρο, ως αποθήκη.

2. ΚΤΗΡΙΟΛΟΓΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

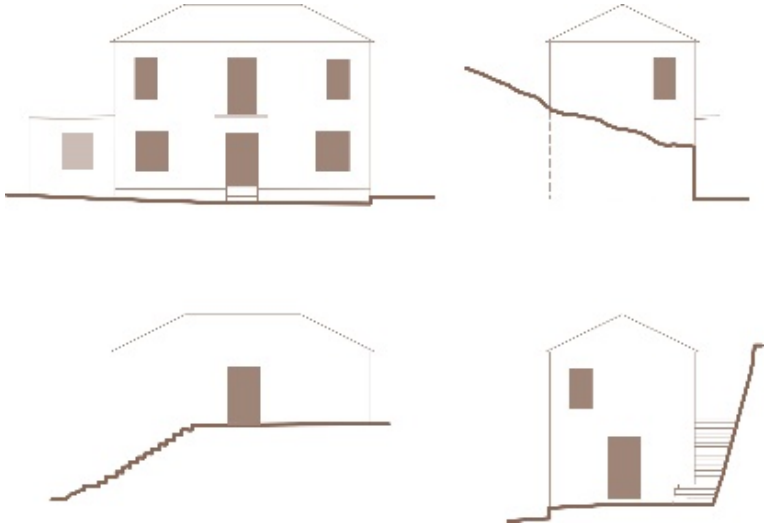
Το κτήριο είναι διώροφο, ορθογωνικής κάτοψης (εξωτερικών διαστάσεων 10,10 x 5,70μ.), με μικρή ισόγεια προσθήκη ακανόνιστου σχήματος στη νότια πλευρά του (περίπου 20τ.μ.). Μεταξύ τους συνδέονται μετά την διάνοιξη πόρτας στον νότιο τοίχο. Το ύψος του κτηρίου είναι περίπου 7μ. με επίστεψη τετράριχτης στέγης με κορφιά. Στο ισόγειο έχει την κύρια και μια πλάγια όψη εμφανείς. Κύρια είσοδος του ισογείου είναι η ανατολική, που ανοίγει προς το δρόμο και το ρέμα. Η βόρεια είσοδος, θα έπαιξε και αυτή σημαντικό ρόλο, αν λάβουμε υπ' όψιν τη χρήση του ισογείου ως χώρο εστίασης αλλά και την αξιοποίηση της βόρειας αυλής για τραπεζοκαθίσματα. Στο ισόγειο έχει συνολικά τρία παράθυρα, όλα στην ανατολική όψη, δύο στο κυρίως ορθογώνιο κτίσμα, και ένα στην προσθήκη. Η στέγαση του βοηθητικού κτίσματος γίνεται με μπετονένια πλάκα.

Σχήμα 02: Το κτήριο μελέτης (δυτική όψη) και ο περιβάλλων χώρος αυτού.

Η πρόσβαση στον όροφο, γίνεται από εξωτερική σκάλα, που είναι εφαπτόμενη στον δυτικό εξωτερικό τοίχο, όπου στην ίδια όψη βρίσκεται και η κύρια είσοδος. Απέναντι της εισόδου υπάρχει μπαλκονόπορτα με εξώστη, εκατέρωθεν της οποίας διαμορφώνονται δύο παράθυρα. Δύο ακόμη παράθυρα υπάρχουν στους πλευρικούς τοίχους, ένα στο βόρειο και ένα στο νότιο και απέναντι μεταξύ τους. Ο όροφος κατά τη διάρκεια της ζωής του σπιτιού ήταν τρίχωρος, καθώς ίχνη των μπαγδατότοιχων προδίδουν αυτή τη διάταξη. Στο κτήριο αναγνωρίζονται διάφορες προσθήκες κατά τη διάρκεια χρήσης του. Ο βοηθητικός χώρος στα νότια και το τσιμεντένιο δάπεδο εξωτερικά της δυτικής όψης, κατασκευάστηκαν στις αρχές της δεκαετίας του 1950. Ο εξώστης του ορόφου, έχει επίσης αντικατασταθεί με μπαλκόνι από μπετόν. Υποθέτουμε, πως στην αρχική του μορφή αυτό θα ήταν ξύλινο. Η στέγη έχει μερικώς αποκατασταθεί με ευτελή υλικά και με σκοπό την προστασία του συνόλου του κτηρίου από τα καιρικά φαινόμενα, στις αρχές της δεκαετίας του '90 [11].



Σχήμα 03: Σχεδιαστική απεικόνιση του κτηρίου μελέτης



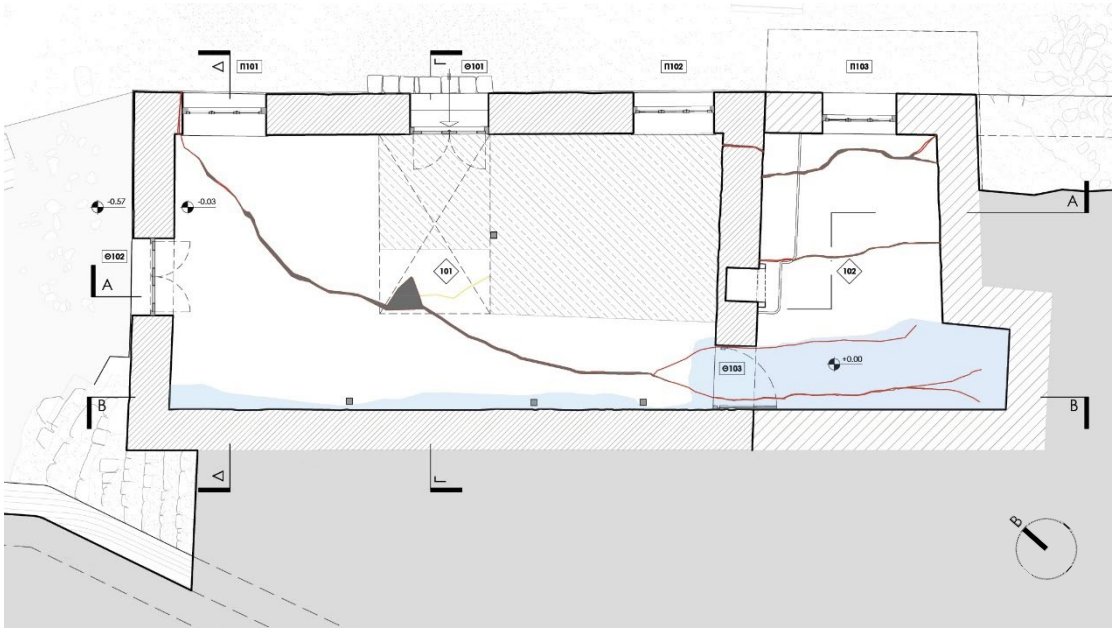
Σχήμα 04: Ανατολική, νότια, δυτική και βόρεια όψη του κτηρίου μελέτης

3. ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ

Η γενικότερη παρατήρηση για τους παράγοντες, που οδήγησαν το κτήριο στη σημερινή του εικόνα είναι μια σειρά προβλημάτων και γεγονότων, που λειτούργησαν συνδυαστικά σε βάθος χρόνου και όχι απαραίτητα ταυτόχρονα. Στους καταστρεπτικούς παράγοντες συγκαταλέγονται το έδαφος, τα ίδια τα υλικά και ο τρόπος δόμησης, οι σεισμοί, το υγρό περιβάλλον και οι πλημμύρες, οι νεώτερες προσθήκες και η εγκατάλειψη.

Σχήμα 05: Το κτήριο στο κάτω μέρος της φωτογραφίας. Διακρίνεται η σχέση του με το βουνό και το ρέμα

Η τοιχοποιία έχει υποστεί σοβαρές βλάβες τόσο λόγω του σεισμού, όσο και των λοιπών παραγόντων που αναφέρθηκαν. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται αδρανειακές δυνάμεις [12]. Το κτήριο εδώ, θα πρέπει να υποθέσουμε ότι κατά την στιγμή της μεγάλης σεισμικής δόνησης χαρακτηριζόταν ήδη από μειωμένη αντίσταση, που οφειλόταν σε προηγούμενους φθοροποιούς παράγοντες, αλλά και από το επιπρόσθετο βάρος που του προσέδιδαν οι μεταγενέστερες ασύμβατες ως προς τα υλικά προσθήκες.



Σχήμα 06: Κάτοψη ισογείου.

Το επικλινές έδαφος και η έδραση του κτηρίου εν μέρει στο φυσικό βράχο, συνέβαλαν στην κίνηση της κατασκευής σε συμφωνία με τις κινήσεις της φυσικής διαμόρφωσης. Ο ανατολικός τοίχος, του βασικού ορθογώνιου κιβωτίου, αποτελεί την μεγαλύτερη ελεύθερη πλευρά και άρα περισσότερο εκτεθειμένη και ευάλωτη. Στο άνω μέρος της έχει δημιουργηθεί βέλος από τις κινήσεις του σεισμού, παραμόρφωση, που αναμένεται σε υψηλότερα επίπεδα, καθώς το κατώτερο τμήμα συγκρατείται από τα εγκάρσια ξύλα του πατώματος. Παρουσιάζει καθίζηση στο κέντρο, η οποία οφείλεται στο σεισμό και που συμπαρασύρθηκε από τις κινήσεις του εδάφους κατά τη διάρκεια αυτού. Η ίδια καθίζηση, που προκλήθηκε κατά την διάρκεια του σεισμού, είναι υπεύθυνη και για την ρωγμή που διαγράφεται διαγωνίως σε ολόκληρο το δάπεδο του ισογείου. Το ασύμβατο μεταγενέστερο τσιμεντένιο δάπεδο έχει υποστεί σημαντικές βλάβες καθώς εκτός της μεγάλης ρωγμής με τις πολλές διακλαδώσεις έχει αποκολληθεί σε πολλά σημεία από το επίπεδό του ανασηκωθεί σε απόσταση που φτάνει έως και τα 4εκ.

Σχήμα 07: Η ρωγμή στο δάπεδο του ισογείου.

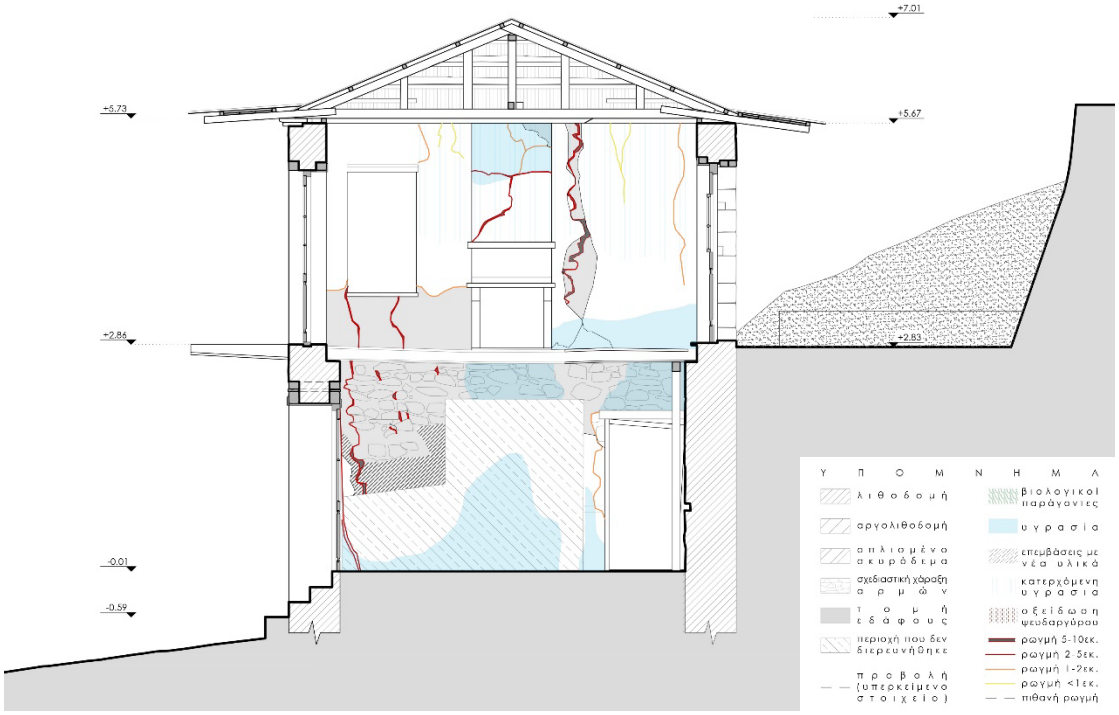
Παρατηρήθηκαν δύο καίρια σημεία στα οποία η τοιχοποιία έχει αποκοπεί εντελώς, μειώνοντας την στατική επάρκεια και καθιστώντας το κτήριο άκρως επικίνδυνο. Πρόκειται για δύο διαμπερείς ρωγμές στις στενές πλευρές, που διαγράφονται ξεκάθαρα και στο εσωτερικό. Η πίεση, που ασκήθηκε από σεισμική δόνηση, τις ελευθέρωσε από τις μακρές πλευρές και δημιούργησε στο μέσον τους αυτές τις ρωγμές (περίπου 4εκ. μέγιστη διάνοιξη για τη βόρεια όψη - περίπου 10εκ. μέγιστη διάνοιξη για την νότια όψη).

Σχήμα 08: Η βόρεια και νότια όψη του κτηρίου μελέτης.

Διαγώνιου τύπου ρωγμές επισημαίνονται σε όλα τα ανοίγματα και πρόκειται για εντός επιπέδου αστοχίες, που προκαλούνται υπό σεισμική καταπόνηση.

Τα υλικά δομής, είναι υλικά που προσφέρονται στην περιοχή, ενώ ο τρόπος δόμησης, τόσο του βασικού ορθογώνιου κτηρίου, όσο περισσότερο της νότιας προσθήκης δεν χαρακτηρίζονται από ιδιαίτερη επιμέλεια. Ως συνέπεια αυτού παρατηρούνται αστοχίες σε δύο γωνιακές συνδέσεις του κτηρίου στην ανατολική με την νότια και την ανατολική με την βόρεια που εκδηλώνονται με κάθετες ρωγμές μεγάλους πάχους (έως και 7εκ. στην πρώτη - έως και 3εκ. στην δεύτερη). Η κρισιμότητα της δεύτερης έγκειται και στο

γεγονός ότι συνδέεται με την μεγάλη ρωγμή του δαπέδου, αλλά και στο ότι έχει ή τοιχοποιία στο σημείο αυτό έχει μετατοπιστεί από το επίπεδό της κατά 3εκ.

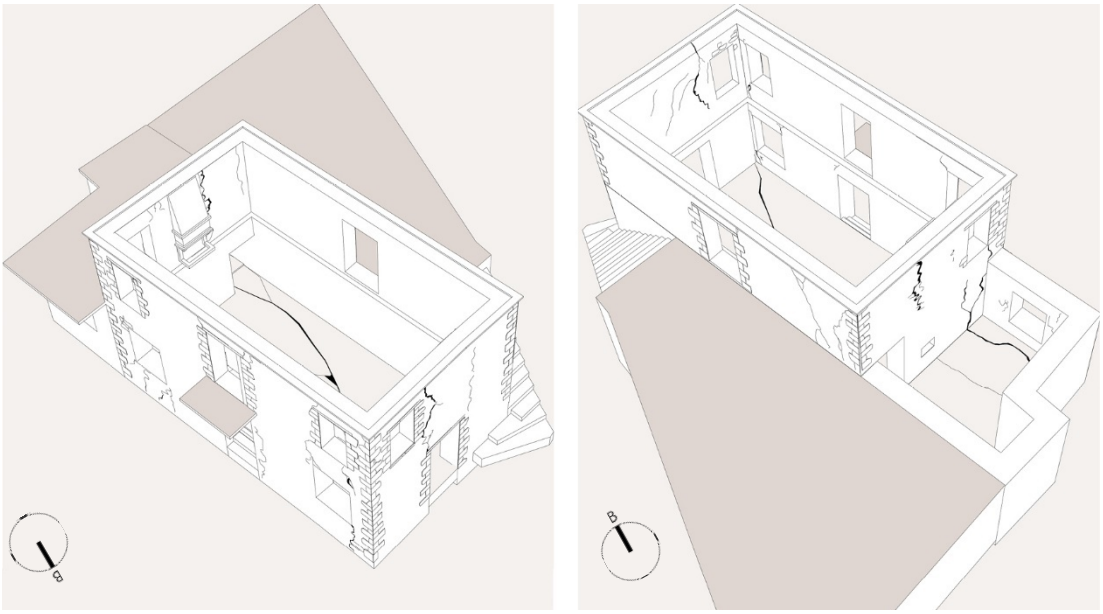


Σχήμα 09: Εγκάρσια τομή, νότιος εσωτερικός τοίχος (διαμπερής ρωγμή).

Σχήμα 09: Ανατολική όψη.

Υγρασία εντοπίζεται σε πολλά σημεία του κτηρίου ως ανερχόμενη και ως κατερχόμενη. Ο δυτικός τοίχος, αποτελεί τρόπον τινά, μέρος του φυσικού βράχου και συνεπώς αποτελεί την κυριότερη πηγή υγρασίας στο κτήριο. Στην διαμόρφωση έξω από την δυτική όψη του ορόφου, τα λιμνάζοντα ύδατα αλλά και η ασυμβατότητα των υλικών του κτηρίου με το μπετονένιο δάπεδο, που έχει στρωθεί μπροστά από την θύρα της, συντελούν στην συγκράτηση υγρασίας και την συνακόλουθη αναρρίχησή της στο επάνω μέρος σε ύψος έως περίπου 65εκ., αλλά και την καταρίχησή της στον εσωτερικό δυτικό τοίχο του ισογείου. Η σχέση του κτηρίου με το φυσικό βράχο αλλά και η μπετονένια πλάκα, που στεγάζει την νότια προσθήκη έχουν με τον ίδιο τρόπο συμβάλει στην ανάπτυξη της υγρασίας του νότιου τοίχου και του εσωτερικού της προσθήκης. Η υγρασία εκδηλώνεται είτε με την ανάπτυξη κίτρινων λεκέδων στα εσωτερικά κονιάματα, είτε με την αποκόλλησή τους, ενώ ευνοεί την ανάπτυξη χλωρίδας, επίσης καταστροφικής για τα κονιάματα και τα αρμολογήματα. Η υγρασία είναι, επίσης, βασική υπεύθυνη για την παθολογία των οριζόντιων στοιχείων, τα οποία στην πλειονότητά τους είναι ξύλινα. Το πάτωμα του ορόφου, οι δοκοί πατώματος, η οροφή του ισογείου, οι ξυλοδεσιές και ο σκελετός της στέγης, έχουν προσβληθεί από την υγρασία και από ξυλοβόρρα έντομα. Τα περισσότερα ξύλα είναι αποσαθρωμένα, ενώ ορισμένα από αυτά βρίσκονται σε πλήρη αποσύνθεση.

Τέλος, πλήθος ανθρώπινων παρεμβάσεων, ανάμεσά τους η διάνοιξη ανοιγμάτων, οι ασύμβατες επισκευές και η χρήση του κτηρίου επί σειρά ετών, αλλά και η μετέπειτα εγκατάλειψή του αποτελούν συμπληρωματικές αιτίες φθοράς, που συμβάλουν στην εικόνα του όπως την παραλαμβάνουμε σήμερα.



Σχήμα 10: Τρισδιάστατη απεικόνιση της τοιχοποιίας του κτηρίου μελέτης με επισήμανση των ρωγμών.

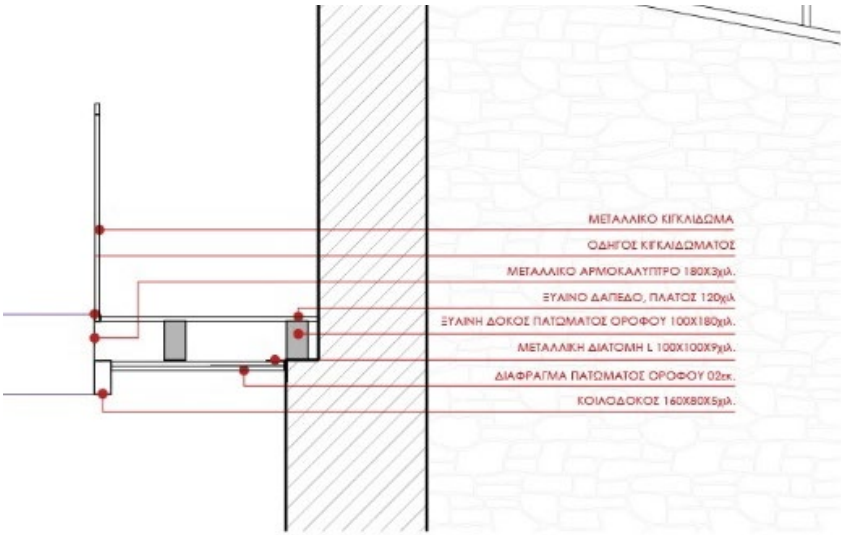
4. ΕΠΙΛΥΣΗ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ - ΣΤΕΡΕΩΣΗ

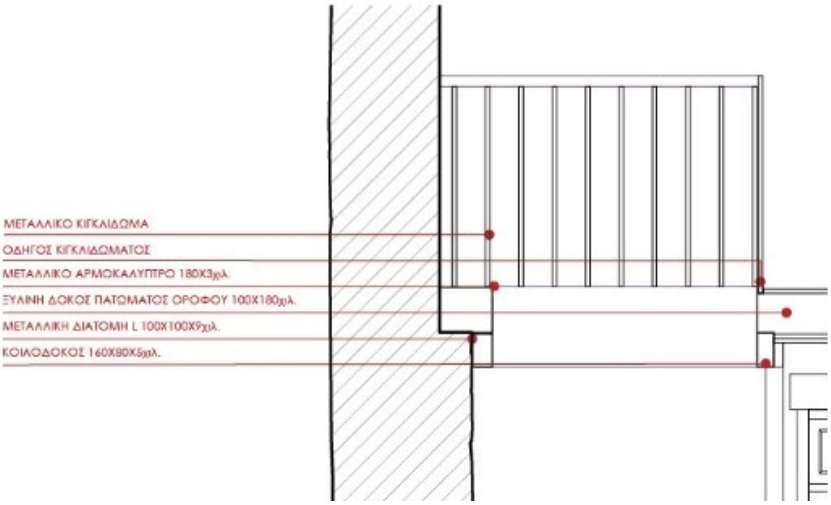
Οι επεμβάσεις στερέωσης και συντήρησης στοχεύουν στην άρση των αιτιών, που προκαλούν καταπονήσεις και βλάβες στο κτήριο, στην επισκευή των φθαρμένων δομικών και μορφολογικών στοιχείων και την αντικατάσταση των ασύμβατων νεότερων στοιχείων - επεμβάσεων και υλικών με νέα συμβατά υλικά. Στόχος, των δομικών επεμβάσεων είναι η ασφαλής ανάληψη των στατικών φορτίων, που

επιβάλλονται από τη νέα χρήση και τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό, καθώς και η βελτίωση της επιτελεστικότητας.

Το βασικό πρόβλημα, της επαφής του κτηρίου με το έδαφος, προτείνεται να επιλυθεί με την αποκοπή του αναλληματικού τοίχου και της εξωτερικής κλίμακας από το κτήριο στην δυτική πλευρά. Αυτό θα επιτευχθεί με ένα σύστημα αποστράγγισης υδάτων (σύστημα drainage) πλάτους 50εκ. και βάθους, όσο απαιτηθεί, το οποίο θα λειτουργήσει συνδυαστικά και ως αρμός διακοπής. Το κενό αυτό θα πληρωθεί με διαβαθμισμένο υλικό, αντιμετωπίζοντας επιπλέον και το πρόβλημα της ανερχόμενης υγρασίας σε όλη την δυτική πλευρά.

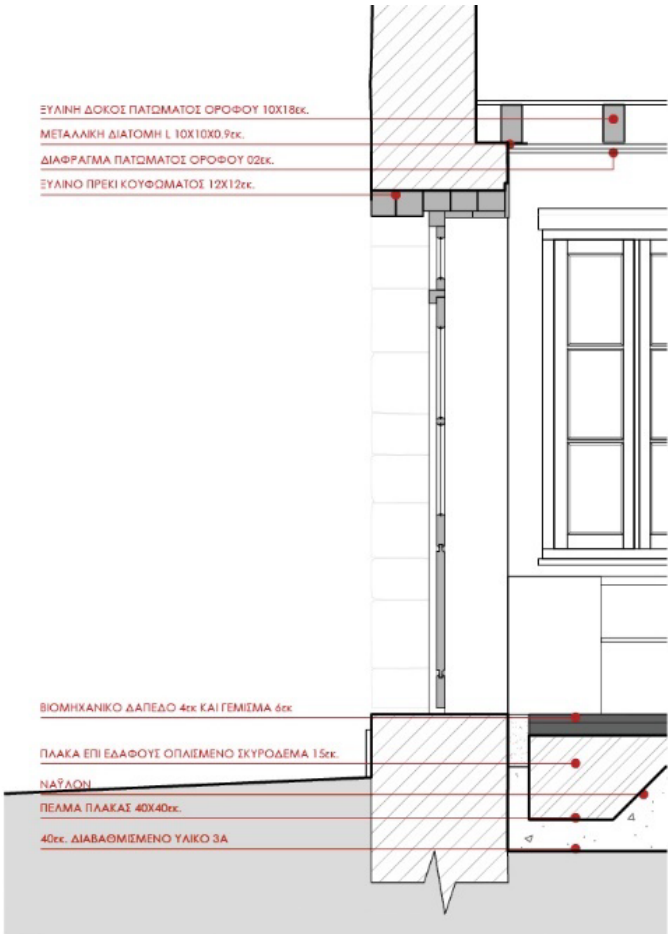
Τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία του κτιρίου θα συνδεθούν μέσω των ξυλοδεσιών, οι οποίες θα αντικατασταθούν. Επιπλέον, θα ενισχυθεί το επίπεδο του πατώματος του ορόφου με περιμετρική περίδεση, με μεταλλικές διατομές σχήματος L (διατομής 100x100x9χιλ.), που στοχεύουν στη διατήρηση του κιβωτίου του κελύφους, αλλά και την ενοποίηση των εσωτερικών και εξωτερικών παρειών της εκάστοτε όψης. Οι ρωγμές μεγάλου εύρους και μήκους, θα αντιμετωπιστούν με την μέθοδο της λιθοσυρραφής (κυρίως αυτές της Βόρειας και Νότιας όψης). Η μέθοδος προϋποθέτει την προσεκτική αφαίρεση ικανοποιητικού τμήματος λιθοδομής γύρω από τη ρωγμή και την επαναδόμηση του σημείου. Η επαναδόμηση θα γίνει με επιλεκτική αντικατάσταση μόνο των σπασμένων ή των μικρών λίθων, οι οποίοι θα αντικατασταθούν με νέους υγιείς, ίδιας ή παρόμοιας υφής με τους υπάρχοντες. Τέλος, θα γίνει πλήρωση όλου του μήκους της ρωγμής με ένεμα. Για περισσότερη ενίσχυση των σημείων, και με την καθοδήγηση αρμόδιου πολιτικού μηχανικού, θα γίνει ενίσχυση με μεταλλικές λάμες.





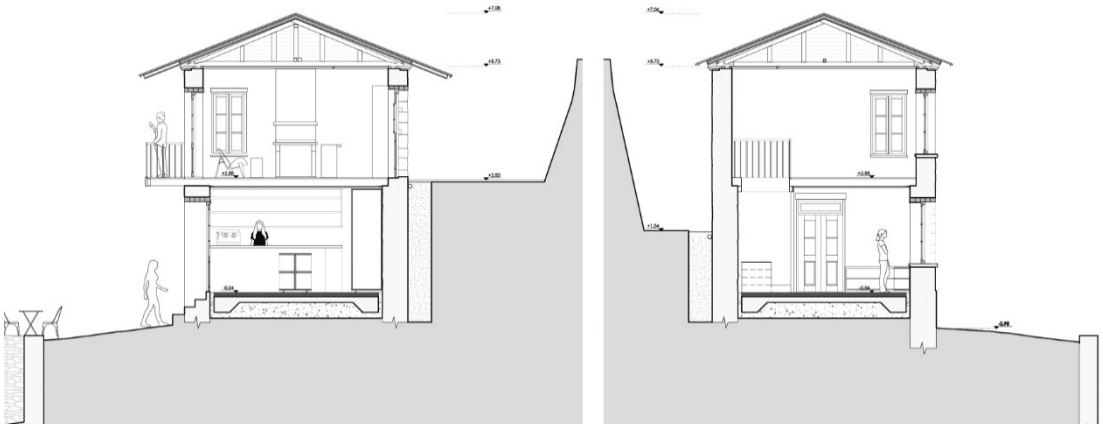
Σχήμα 11: Κατασκευαστικές λεπτομέρειες των νέων δαπέδων στο υφιστάμενο κέλυφος.

Τα επιχρίσματα του υφιστάμενου κτηρίου, είτε έχουν αποκολληθεί εντελώς, είτε παραμένουν σαθρά στην τοιχοποιία. Επιπλέον, τα αρμολογήματα έχουν με τη σειρά τους αποπλυθεί σε μεγάλο μέρος της τοιχοποιίας. Προτείνεται καθαίρεση επιχρισμάτων των όψεων της εσωτερικής και εξωτερικής τοιχοποιίας. Η ενίσχυση αρμολογημάτων θα γίνει με ενεμάτωση. Πρόκειται για την διοχέτευση ρευστού υλικού στο σώμα της τοιχοποιίας, αφού προηγηθεί ο καθαρισμός της. Προτείνεται η ενεμάτωση να γίνει με το υπάρχον υλικό, δηλαδή με πηλοκονίαμα με προσθήκη, όμως, κατάλληλης ποσότητας ασβέστη, για να επιτευχθεί η σταθεροποίηση. Η τεχνική αυτή αν και απαιτεί περισσότερο χρόνο σκλήρυνσης, καθώς το υψηλό ποσοστό γης οδηγεί σε σημαντικά μεγαλύτερο χρόνο σκλήρυνσης του ενέματος, αποτελεί την περισσότερο συμβατή επιλογή. Το υλικό θα εισέλθει στην τοιχοποιία με σωληνάκια, που θα διαταχθούν σε κάναβο σε όλο το ύψος του τοίχου. επειδή το ενδιάμεσο κονίαμα της τρίστρωτης τοιχοποιίας είναι από πηλό, γίνεται πρώτα ένα αρμολόγημα που θα σφραγίσει τους μεγάλους αρμούς, αποτρέποντας το ένεμα να εξέλθει. Ύστερα από αυτό γίνεται η ενεμάτωση με το επιλεχθέν υλικό. Επειδή η εξωτερική τοιχοποιία στην τελική μορφή του κτηρίου προτείνεται να παραμείνει ανεπίχριστη, οι αρμοί θα πρέπει να σφραγιστούν. Η σφράγιση θα γίνει με μαλακό ασβεστοκονίαμα με προσθήκη λίγου λευκού τσιμέντου, ενώ για την αισθητική αποκατάσταση θα προστεθεί ξερή, λεπτόκοκκη σκόνη πηλού, για την επίτευξη του κατάλληλου χρώματος. Η επίχριση εσωτερικής τοιχοποιίας θα γίνει με συμβατό υλικό (ασβεστιτικό), αφού προηγηθεί στεγανοποίηση, ιδιαιτέρως του δυτικού εσωτερικού τοίχου.



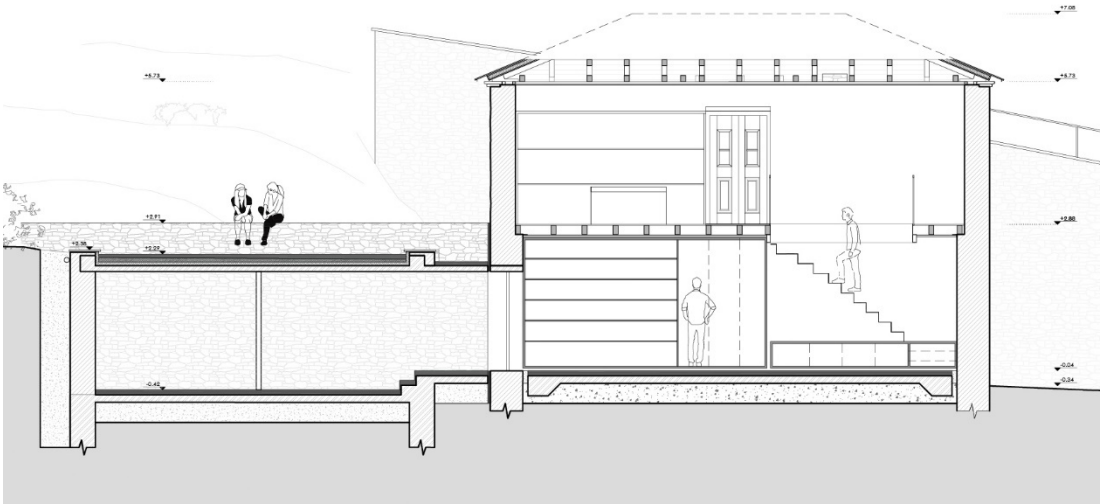
Σχήμα 12: Κατασκευαστικές λεπτομέρειες των νέων δαπέδων στο υφιστάμενο κέλυφος.

Το υφιστάμενο δάπεδο του ισογείου αποτελείται από το διαμορφωμένο χώμα και επίστρωση αυτού σε μεταγενέστερο στάδιο, με τσιμέντο. Καθώς το έδαφος έχει υποχωρήσει τοπικά, προτείνεται αρχικά η απομάκρυνση του υφιστάμενου τελικού δαπέδου και ο καθαρισμός και εξυγίανση του εδάφους κάτω από την σπασμένη πλάκα του ισογείου. Για την δημιουργία ενός νέου δαπέδου απαιτείται ειδική προετοιμασία, με τη δημιουργία ενός περιμετρικού πλαισίου-τελάρου, εσωτερικά και εξωτερικά της λίθινης τοιχοποιίας, το οποίο θα συγκρατεί το σχήμα και την έδραση του νέου πατώματος. Μέσα σε αυτό θα συμπληρωθεί χώμα ή/και διαβαθμισμένα αδρανή με στόχο ένα τελικό οριζόντιο δάπεδο (υλικό) στη στάθμη, που υπάρχει σήμερα. Ύστερα προτείνεται η τοποθέτηση πλάκας από οπλισμένο σκυρόδεμα πάχους 15 εκ. (Slab on grade) η οποία θα τοποθετηθεί και αγκυρωθεί, επάνω στο διαμορφωμένο υπόστρωμα και θα οριοθετηθεί σε απόσταση 10εκ. από την λίθινη τοιχοποιία περιμετρικά. Το κενό αυτό θα πληρωθεί με διαβαθμισμένο υλικό με αδρανή. Με αυτό τον τρόπο θα αποφευχθεί η δημιουργία ανιούσας υγρασίας στην τοιχοποιία και η πλάκα του δαπέδου δεν θα έρχεται σε άμεση επαφή με το κτήριο. Η πλάκα θα διαστρωθεί με τελικό βιομηχανικό δάπεδο πάχους 10εκ.



Σχήμα 13: Εγκάρσιες τομές κτηρίου.

Για την ανακατασκευή του πατώματος του ορόφου, των δοκών του πατώματος και της οροφής του ισογείου, προτείνεται η τοποθέτηση πατώματος στην στάθμη όπου προϋπήρχε. Ο τρόπος με τον οποίο θα τοποθετηθεί έχει ως στόχο την εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας στο βαθμό που αυτό είναι εφικτό. Προϋπόθεση για την εξασφάλιση της καλής εφαρμογής της μεθόδου είναι η καλή σύνδεση μεταξύ των οριζόντιων φερόντων στοιχείων. Προτείνεται, η διατήρηση των δοκαριών του δαπέδου, που δεν παρουσιάζουν σημαντικές φθορές, και η αντικατάστασή τους, όπου απαιτείται. Για την ενίσχυση της στατικής επάρκειας του κτηρίου, τα νέα δοκάρια θα έχουν διάσταση 10x18εκ. και θα τοποθετηθούν στις υπάρχουσες δοκοθήκες της λίθινης τοιχοποιίας με διεύρυνσή τους καθ' ύψος κατά 5εκ. Το σύστημα των δοκών θα ενισχυθεί με εσωτερική περιμετρική περίδεση, η οποία θα γίνει με μεταλλικές δοκούς σχήματος L και διαστάσεων 10 x 10εκ., οι οποίες προτείνεται να μην είναι εμφανείς αλλά να "κρυφτούν" πίσω από το επίχρισμα. Ο ρόλος τους είναι διττός αφού αφενός συγκρατούν το κιβωτιοσχημο της κατασκευής (η μεταλλική αυτή διατομή αγκυρώνεται, ανά 1μ. περίπου, με την λίθινη τοιχοποιία και ενισχύει τον ρόλο της ξυλοδεσιάς και οι μεταλλικοί σύνδεσμοι που στερεώνουν τις διατομές, διαπερνούν την λίθινη τοιχοποιία και την συσφίγγουν, ενώ τα διαμήκη αυτά αγκύρια είναι άλλοτε εμφανή στο εξωτερικό της τοιχοποιίας και άλλωστε κρυφά, μέχρι τα 2/3 του πάχους της λίθινης τοιχοποιίας), αφετέρου λειτουργεί ενισχυτικά, καθώς πάνω τους εδράζονται και αγκυλώνουν με μεταλλικούς συνδέσμους τα ξύλινα δοκάρια του πατώματος. Αποτέλεσμα αυτού, να λειτουργεί όλο αυτό το επίπεδο σαν ένα σύστημα ενισχύοντας τη διαφραγματική λειτουργία. Η διαφραγματοποιηση επιτυγχάνεται κάτω από τα δοκάρια του πατώματος με φύλλα κόντρα πλακέ πάχους1.6-2εκ. και κάτω από αυτά, τοποθετείται η ξύλινη οροφή του ισογείου. Το πάτωμα του ορόφου θα γίνει με νέο σανίδωμα, ίδιων διαστάσεων με αυτές που υπάρχουν στην υφιστάμενη κατάσταση του κτηρίου.



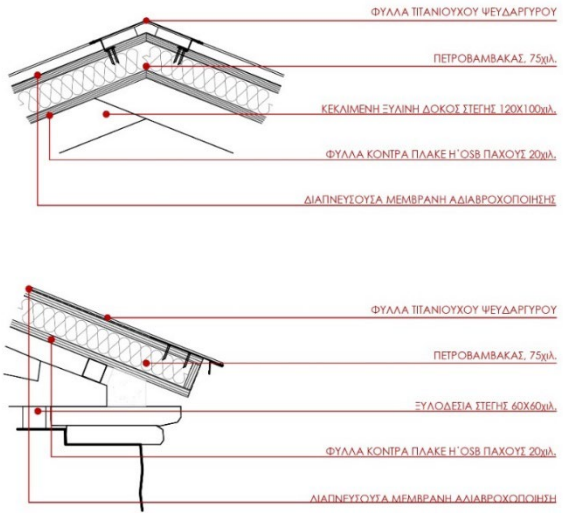
Σχήμα 14: Διαμήκης τομή του υφιστάμενου κτηρίου και της νέας προσθήκης.

Οι ξυλοδεσιές στο κτήριο είτε έχουν χαθεί εντελώς, είτε αναγνωρίζονται διογκούμενες πίσω από τα εσωτερικά επιχρίσματα. Για τους λόγους αυτούς προτείνεται η αντικατάστασή του με νέα ίδιας ποιότητας ξυλεία. Η τοποθέτησή τους θα γίνει αφού πρωτίστως καθαριστεί και προετοιμαστεί η περιοχή της θέσης τους. Η αποκατάστασή τους είναι καίριας σημασίας αφού θα συμβάλουν στην σύνδεση των κατακόρυφων δομικών στοιχείων του κτηρίου.

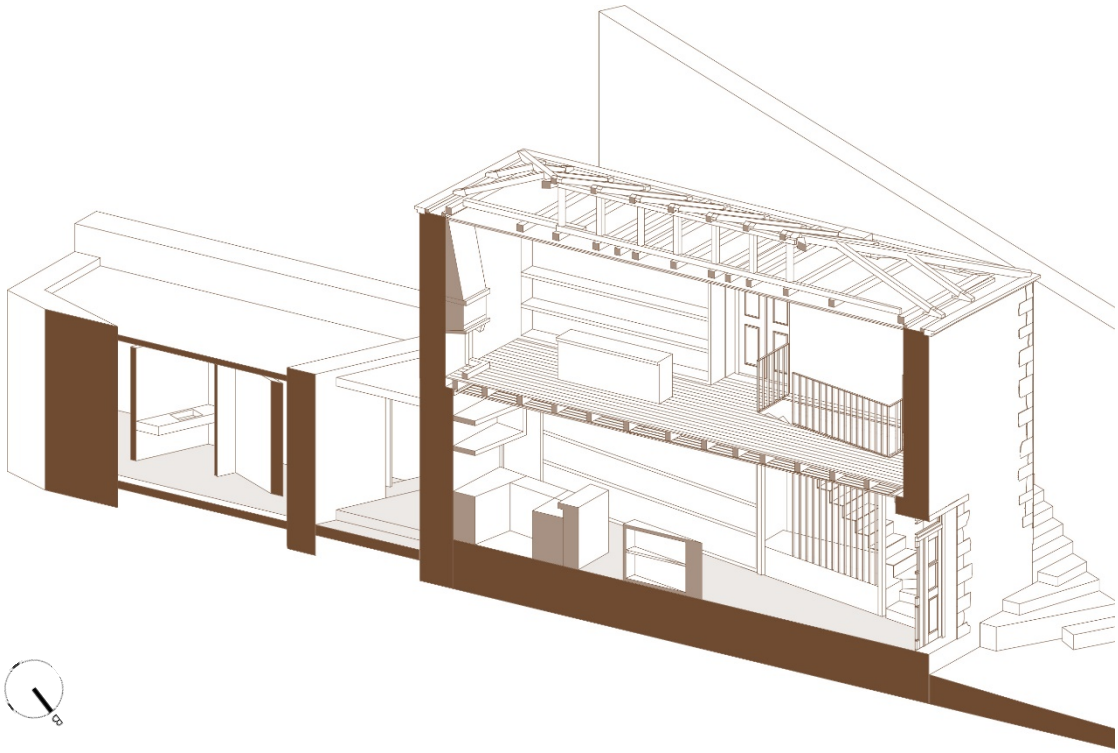
Για την οροφή του ορόφου, προτείνεται αυτή να τοποθετηθεί κάτω από τις δοκούς της στέγης, καθώς υπήρχε και σε προηγούμενη φάση του κτηρίου. Η οροφή αυτή θα ενισχύσει τη διαφραγματική λειτουργία, καθώς θα τοποθετηθεί κόντρα πλακέ πάχους 2εκ. και κάτω από αυτό θα τοποθετηθούν οι σανίδες οροφής.

Η στέγη προτείνεται να αποκατασταθεί σύμφωνα με τον υφιστάμενο τρόπο κατασκευής της, δοκός επί στύλω. Θα γίνει προσπάθεια διαλογής των ξύλων, τόσο της στέγης όσο και της τελικής ξυλοδεσιάς, για να διατηρηθούν όσο το δυνατόν περισσότερα από τα αρχικά, τα οποία εν συνεχεία θα λάβουν όλες τις απαραίτητες διαδικασίες συντήρησης. Η αντικατάσταση των σαπισμένων μελών, θα γίνει με νέα ξύλα ίδιας ποιότητας και η σύνδεση τους με τα υγιή με ρητίνες ή μεταλλικές συνδέσεις . Η έδραση της στέγης θα γίνει πάνω στις περιμετρικές ξυλοδεσιές στην στέψη της τοιχοποιίας, όπως προηγουμένως, ενώ πάνω στις ξυλοδεσιές θα αγκυρωθούν οι οριζόντιοι δοκοί της στέγης με μεταλλικές γωνιές εκατέρωθεν της εκάστοτε δοκού. Απαιτείται ο έλεγχος των κεκλιμένων και οριζόντιων δοκών της στέγης στα σημεία έδρασής τους στην τοιχοποιία - σημείο που συγκεντρώνεται υγρασία- και η αντικατάστασή τους με νέο. Απαιτείται ο έλεγχος των συνδέσεων των οριζόντιων με τις κεκλιμένες δοκούς του κατασκευαστικού φορέα της στέγης. Όσες συνδέσεις είναι ελλιπείς, δηλαδή δεν συναρμόζουν καλά τα ξύλα μεταξύ τους, θα ενισχυθούν με σφήνες, βίδες και μεταλλικές συνδέσεις, όπου κρίνεται απαραίτητο για βέλτιστη διεπαφή. Η επικάλυψη προτείνεται να γίνει με τιτανιούχο ψευδάργυρο, αφού δεν υπάρχει σαφής τεκμηρίωση για τον προηγούμενο τρόπο επικάλυψης της στέγης του κτηρίου μελέτης. Απαιτείται θερμομόνωση, οπότε η νέα επίστρωση θα αποτελείται από 4 στρώσεις συνολικά, που πάνω από τον κατασκευαστικό φορέα της στέγης (ξύλινο ή μεταλλικό) συναντάται το σανίδωμα με osb ή φύλλα κόντρα πλακέ (διαφραγματοποίηση) και στη συνέχεια θα τοποθετηθεί θερμομόνωση πάχους 7εκ.

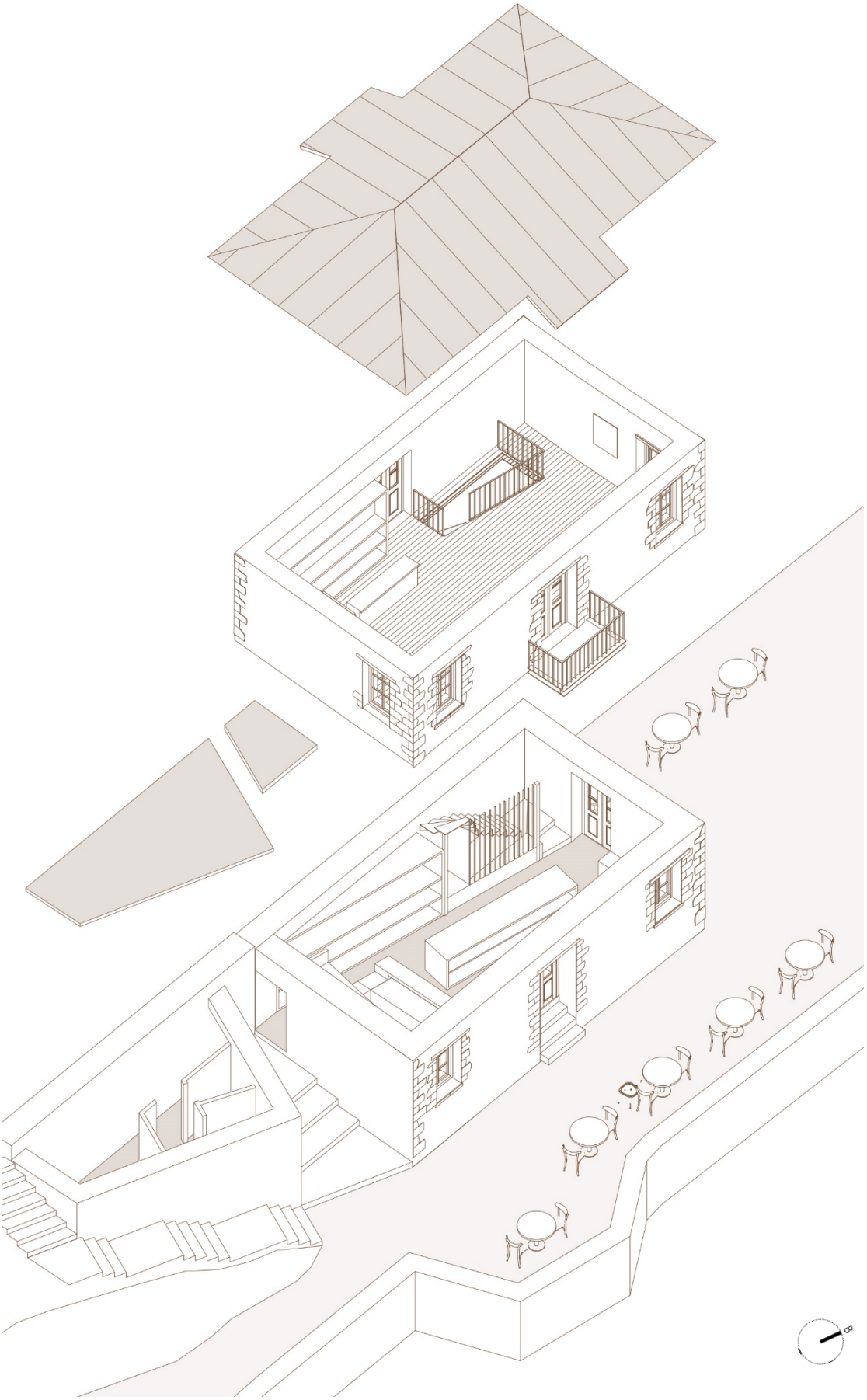
Ύστερα θα τοποθετηθεί OSB πάχους 2εκ., διαπνέουσα μεμβράνη αδιαβροχοποίησης και στο τέλος θα γίνει τελική επικάλυψη με τιτανιούχο ψευδάργυρο.



Σχήμα 15: Κατασκευαστική λεπτομέρειεα της στέγης



Σχήμα 16: Σχεδιαστική απεικόνιση διαμήκους τομής του υφιστάμενου κτηρίου και της νέας προσθήκης.



Σχήμα 17: Σχεδιαστική απεικόνιση του κτηρίου μελέτης και της νέας προσθήκης.

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα μελέτη αποτελεί ένα μέρος μια συνολικότερης μελέτης για την αποτύπωση, τεκμηρίωση και ακολούθως την επίλυση προβλήματος στερέωσης και συντήρησης του εν λόγω ιστορικού κτηρίου. Τόσο κατά την επιτόπια έρευνα, όσο και κατά τη συγγραφή του πονήματος αναδείχθηκε η αξία της συνεργασίας των ειδικοτήτων εξαίροντας την σημασία της διεπιστημονικής έρευνας και υποδεικνύοντας την ανάγκη συμμετοχής και άλλων σχετικών ειδικοτήτων, ειδικότερα σε ότι αφορά ιστορικά κτήρια. Στην προσπάθεια επανάχρησης και αποκατάστασης του κτηρίου παλαιού καφενείου στην Βίνιανη της Ευρυτανίας, δόθηκε έμφαση στην ανάγνωση και αναγνώριση των ιστορικών φάσεων με στόχο την διατήρηση των στοιχείων (τυπολογικά, μορφολογικά), που το χαρακτηρίζουν και τα οποία συνάδουν με την γενικότερη αρχιτεκτονική του οικισμού. Τα υλικά που προτείνονται για αυτό, ακολουθούν τους κανόνες συμβατότητας και αναστρεψιμότητας. Οποιαδήποτε νέα επέμβαση γίνεται διακριτικά και διαφοροποιείται ως τέτοια.

Οι βασικές αρχές της πρότασης στερέωσης και αποκατάστασης είναι η διατήρηση και η προστασία του κτηρίου και η προσαρμογή της στις σύγχρονες συνθήκες ζωής, με σεβασμό στην αρχική του υπόσταση και στα αυθεντικά αρχιτεκτονικά της στοιχεία. Η νέα χρήση που προτείνεται για το κτήριο αποτελεί επαναφορά της χρήσης που είχε και στο παρελθόν. Η χρήση του ως καφενείο - παντοπωλείο του χωριού, δικαιολογείται από τη θέση του στον οικισμό, δηλαδή πάνω στην κεντρική πλατεία του χωριού. Ο όροφος, ενώ, στο παρελθόν αποτελούσε οικία, σήμερα, προτείνεται να αποτελέσει συνέχεια της λειτουργίας του ισογείου, λαμβάνοντας δημόσια χρήση. Λόγω του μικρού μεγέθους του κτηρίου, προτείνεται η ενιαία αντιμετώπιση του ως καφέ - παντοπωλείο. Αυτό ενισχύεται με την ενοποίηση και εσωτερικά μέσω κλίμακας, στοιχείο, που δεν υπήρχε προηγουμένως στο κτήριο. Για τη σύγχρονη λειτουργία του χώρου, απαιτούνται χώροι υγιεινής και αποθήκη, οι οποίοι προτείνεται να εγκατασταθούν στη θέση της προηγούμενης προσθήκης, πλέον, όμως, σε απόσταση από το κεντρικό κτίσμα. Τίποτα από τα παραπάνω δεν θα μπορούσε να γίνει πραγματικότητα, αν πρώτα δεν είχαν επιλυθεί ζητήματα στατικής επάρκειας.

Σχήμα 18: Σχεδιαστική απεικόνιση του κτηρίου μελέτης και της νέας προσθήκης.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] ΦΕΚ Β 3465/28 - 12.2012.Αποτελέσματα της Απογραφής Πληθυσμού−Κατοικιών 2011 που αφορούν στο Μόνιμο Πληθυσμό της Χώρας.
[2] Bintliff, J., Bommeljé, S. et al. 1988. Aetolia and the Aetolians: towards the interdisciplinary study of a Greek region. Studia Aetolica 1. 176 pages, 17 figures. 1987. Utrecht: Parnassus Press.
[3] Ζαροδήμος, Γ. 2021. Τα οικωνύμια του δήμου Αγράφων. Αθήνα.
[4] Μελετζής, Σ. 1984. Με τους αντάρτες στα βουνά. Γ΄ Εκδοση. Ιδιωτική Έκδοση - Αθήνα.
[5] Μαρίνος, Θ. 1994. Αποστολή Harling - 1942 (Η επιχείρηση Γοργοποτάμου). εκδ. Παπαζήση.
[6] Ελευθερία 1966, Φύλλο 6/2/1966, 11.
[7] Μακεδονία 1968, Φύλλο: 23/3/1968, 6.
[8] Ντάσιος, Τ. 1998. Στ' Άγραφα, εκδ. Μίλητος.
[9] Προφορική Μαρτυρία σημερινής Ιδιοκτήτριας.
[10] Μακεδονία 1968, Φύλλο: 23/03/1968, 6.
[11] Προφορική Μαρτυρία σημερινής Ιδιοκτήτριας.
[12] Τουλιάτος, Π. 2004. Αρχιτεκτονική και σεισμός, Σημειώσεις ΕΜΠ.

7. ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια των ασκήσεων «Αποτύπωση και τεκμηρίωση κτηρίου» και «Επίλυση προβλήματος στερέωσης – συντήρησης» του Διεπιστημονικού Μεταπτυχιακού Προγράμματος Σπουδών του ΕΜΠ «Προστασία Μνημείων» Α' Κατεύθυνση «Συντήρηση και Αποκατάσταση Ιστορικών Κτιρίων και Συνόλων», το ακαδημαϊκό έτος 2022-2023, υπό την επίβλεψη των: Καθηγητής Ν. Μπελαβίλας, Αν. Καθηγήτρια Α. Μιλτιάδου, Αν. Καθηγήτρια Ε. Τσακανίκα, Ομ. Καθηγήτρια Ε.Εφεσίου, Ομ. Καθηγητής Κ. Καραδήμας, Δρ. Μ. Μπαλοδήμου, ΕΔΙΠ-Αρχ.Μηχ.

Ευχαριστίες απευθύνονται στη διδακτική ομάδα για την επίβλεψη και την καθοδήγηση.

ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΟΙΚΙΑΣ ΝΙΚΟΠΟΥΛΟΥ ΣΤΗ ΒΙΝΙΑΝΗ ΕΥΡΥΤΑΝΙΑΣ

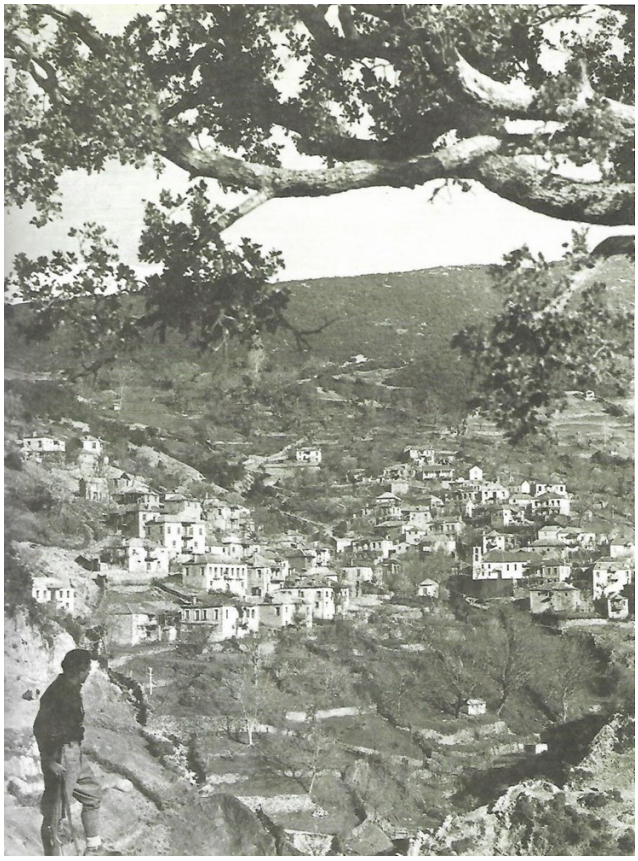
ΘΕΟΔΩΡΑΚΟΓΛΟΥ ΕΥΑ
Αρχιτέκτων Μηχανικός, Μεταπτυχιακή Φοιτήτρια Τμήματος Αρχιτεκτόνων Μηχανικών ΕΜΠ,
evatheod.08@gmail.com
ΜΑΝΤΕΛΟΥ ΒΑΣΙΛΙΚΗ
Αρχιτέκτων Μηχανικός, Μεταπτυχιακή Φοιτήτρια Τμήματος Αρχιτεκτόνων Μηχανικών ΕΜΠ,
mantelou.v@gmail.com
ΦΛΩΡΟΥ ΕΥΗ
Πολιτικός Μηχανικός, Μεταπτυχιακή Φοιτήτρια Τμήματος Αρχιτεκτόνων Μηχανικών ΕΜΠ,
eviflr@yahoo.com
ΧΟΥΜΑ ΝΙΚΟΛΕΤΑ
Αρχιτέκτων Μηχανικός, Μεταπτυχιακή Φοιτήτρια Τμήματος Αρχιτεκτόνων Μηχανικών ΕΜΠ,
nik.chouma@gmail.com

Περίληψη
Η εργασία έχει ως αντικείμενο την αποτύπωση και την πρόταση στερέωσης και επανάχρησης της εγκαταλελειμμένης οικίας Θεοφάνη Νικόπουλου στον οικισμό Παλαιά Βίνιανη Ευρυτανίας. Το κτίριο παρουσιάζει φθορές λόγω εγκατάλειψης και βλάβες από το σεισμό που έπληξε την περιοχή το 1966. Η πρόταση επανάχρησης αφορά τη μετατροπή της οικίας σε μικρή επιχείρηση εστίασης. Στόχος είναι η ελάχιστη δυνατή αλλοίωση των παραδοσιακών στοιχείων του κτιρίου σε συνδυασμό με την ασφάλεια και την άνεση των χρηστών.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ - ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Η Παλαιά Βίνιανη διοικητικά ανήκει στον Καλλικράτειο δήμο Αγράφων, της Περιφερειακής ενότητας Ευρυτανίας, της περιφέρειας Στερεάς Ελλάδας. Είναι ένα μικρό χωριό, που σήμερα αριθμεί μόνο τρεις κατοίκους. Το χωριό είναι περισσότερο γνωστό κατά τη νεότερη ιστορία, καθώς κατά τη διάρκεια της κατοχής και της αντίστασης υπήρξε έντονη δραστηριότητα των ανταρτών στα βουνά των Αγράφων, ενώ στην Βίνιανη συναντώνται οι συντελεστές και οργανώνεται η θρυλική επιχείρηση της ανατίναξης της Σιδηροδρομικής Γέφυρας του Γοργοπόταμου, το1942. Στις 10 Μαρτίου 1944 συγκροτείται η Πολιτική Επιτροπή Εθνικής Απελευθέρωσης (Π.Ε.Ε.Α), γνωστή ως "Κυβέρνηση του Βουνού", η οποία ορκίστηκε και συνεδρίασε στο Δημοτικό Σχολείο του Οικισμού. Σε ανάμνηση, σήμερα το σχολείο έχει μετατραπεί σε Μουσείο Εθνικής Αντίστασης.

Η παλαιά Βίνιανη είναι χτισμένη σε υψόμετρο 620μ. Η προσέγγιση του χωριού γίνεται οδικώς, είτε από τον σύγχρονο ασφαλτόδρομο, είτε από τον παλαιότερο αγροτικό δρόμο, ερχόμενοι από την Νέα Βίνιανη. Ακόμη παλαιότερα, σημαντικό ρόλο στην έλευση στο χωριό θα διαδραμάτιζε ο ποταμός Μέγδοβας και το γεφύρι της Βίνιανης. Τα κτίσματα είναι ελεύθερα διατεταγμένα στο χώρο, ακολουθώντας κλιμακωτά τις υψομετρικές καμπύλες και στρέφοντας την πρόσοψη τους προς τη θέα. Μορφολογικά τα σπίτια στην περιοχή έχουν όλα τα χαρακτηριστικά της λεγόμενης ηπειρωτικής λαϊκής αρχιτεκτονικής και ιδιαίτερα της βορειοελλαδίτικης. Το κτίσιμο γίνεται με συγκεκριμένο τρόπο γνωστό στην ευρύτερη περιοχή και τα υλικά είναι κατά κύριο λόγο τοπικά. Η δόμηση γίνεται με τοπικό λίθο και η στέγαση με σχιστόπλακες. Πιθανόν να υπάρχουν και a priori κεραμοσκεπές, ενώ εντοπίζονται παραδείγματα, όπου οι σχιστόπλακες αντικαταστάθηκαν από κεραμίδια ή από ευτελέστερα υλικά, όπως επικαλύψεις με αυλακωτά φύλλα ψευδαργύρου αργότερα. Στο χτίσιμο των λίθινων τοίχων χρησιμοποιούσαν ξυλοδεσιές, οι οποίες βοηθούσαν στο "δέσιμο" της κατασκευής και συγχρόνως προσέδιδαν ελαστικότητα στο κτίριο κατα τη διάρκεια του σεισμού. Ως υλικά αρμολόγησης χρησιμοποιούσαν λάσπη και ξερό ασβέστη. Τα διώροφα



Σχήμα 1: Βίνιανη, Πρώτη Πρωτεύουσα της ελεύθερης Ελλάδας, πηγή: Μελετζής 1984, σελ. 57

σπίτια, διαθέτουν και ξύλινους εξώστες, με ξύλινα δεσίματα και διακοσμητικά επαναλαμβανόμενα μοτίβα ξυλογλυπτικής τέχνης . Η χρήση των κτιρίων σε γενικές γραμμές ήταν οικιστική στον όροφο, ενώ το κατώι προσφερόταν για την οικόσιτη κτηνοτροφία ή/και για αποθήκευση αγαθών και κτηνοτροφικών προϊόντων .

2. ΓΕΩΛΟΓΙΑ - ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ

Η Βίνιανη βρίσκεται 19 χιλιόμετρα βορειοανατολικά του φράγματος των Κρεμαστών, σε ευθεία απόσταση. Ανήκει γεωλογικά στη γεωτεκτονική ζώνη της Πίνδου. Το γεωλογικό υπόβαθρο αποτελείται από εναλλαγές ασβεστόλιθου και φλύσχη. Εμφανίζονται επίσης ψαμμίτες και ιλυόλιθοι που αποτελούν τα στρώματα μετάβασης από τον ασβεστόλιθο στο φλύσχη, καθώς και προσχώσεις που προέρχονται από μετακινήσεις ή από ροή νερού. Στην περιοχή της Βίνιανης υπάρχουν δύο μεγάλα ρήγματα με διεύθυνση ΒΑ-ΝΔ, τα οποία δεν έχουν μελετηθεί ιδιαίτερα. Για την περιοχή, όπως και για γειτονικές περιοχές, έχουν δημοσιευθεί μελέτες οι οποίες προειδοποιούν για φαινόμενα κατολισθήσεων, λόγω των χαλαρών εδαφικών αποθέσεων που εμφανίζονται κατά τόπους. Για το χωριό της Βίνιανης οι αναφορές που εντοπίστηκαν στη βιβλιογραφία για κατολισθήσεις αφορούν τα έτη 1966 και 1995.

Στις 5 Φεβρουαρίου του 1966 εκδηλώθηκε σεισμός μεγέθους επιφανείας Ms = 6.2 και Mw = 6.0 με επίκεντρο 14 km Β-ΒΑ της Βίνιανης, στην περιοχή Μαυρομάτα. Ο σεισμός προκάλεσε εκτεταμένες βλάβες στα σπίτια της Βίνιανης, πολλά από τα οποία κατέρρευσαν ενώ άλλα κατέστησαν μη κατοικήσιμα. Από το φαινόμενο επηρεάστηκαν αρκετά χωριά της Ευρυτανίας. Συνολικά καταστράφηκαν 731 σπίτια, 2040 υπέστησαν μη επισκευάσιμες βλάβες και 4318 μικρότερες βλάβες. Σκοτώθηκε 1 άνθρωπος και 60 τραυματίστηκαν.

Το ρήγμα στη Μαυρομάτα, που έδωσε τον κύριο σεισμό, είναι κανονικό, με ολίσθηση προς τα ΒΔ και βύθιση προς τα ΝΔ. Η τεχνητή λίμνη Κρεμαστών και το χωριό Βίνιανη βρίσκονται στο βυθιζόμενο τέμαχος το οποίο μετακινήθηκε προς τα ΝΑ. Το εστιακό βάθος ήταν 16 km.

Slip angle	Strike direction	Dip direction	Dip	Slip angle
60º	122º	213º	40º	48º

Σχήμα 2: Γεωμετρία του ρήγματος [6]

Το γεγονός συνδέθηκε από κάποιους μελετητές με την πλήρωση του ταμιευτήρα του φράγματος Κρεμαστών. Έχουν διατυπωθεί διάφορες απόψεις σχετικά με το μηχανισμό με τον οποίο οι τεχνητές λίμνες μπορεί να επηρεάσουν τη γένεση σεισμών. Σε κάθε περίπτωση πρέπει το ύψος νερού να είναι αρκετά μεγάλο και να υπάρχουν ενεργά ρήγματα στην περιοχή. Το νερό εισχωρεί στα πετρώματα με αποτέλεσμα την ελάττωση των τριβών μεταξύ των πλευρών του ρήγματος, ή, σύμφωνα με άλλη άποψη, την ανακατανομή των τάσεων σε αυτά και τη συγκέντρωσή τους σε ορισμένα σημεία. Η σεισμική δράση που προκαλείται από τεχνητές λίμνες περιλαμβάνει μεγαλύτερο αριθμό προσεισμών και μετασεισμών από ότι στις συνηθισμένες σεισμικές ακολουθίες. Επίσης η διαφορά μεγέθους του μεγαλύτερου μετασεισμού και του κύριου γεγονότος είναι σχετικά μικρή. Στη θέση του φράγματος Κρεμαστών υπάρχει μια σειρά ρηγμάτων σχεδόν κατακόρυφων σε διάταξη παράλληλη με τον άξονα του φράγματος (ΒΔ-ΝΑ) [9]. Η πλήρωση του ταμιευτήρα ξεκίνησε τον Ιούλιο του 1965. Συνολικά καταγράφηκαν 740 σεισμικά γεγονότα σε μια περιοχή 100 x 100 km γύρω από το φράγμα μεταξύ Αυγούστου 1965 και Φεβρουαρίου 1966. Είναι πάντως σημαντικό να σημειωθεί ότι η τεκτονική ενέργεια που είχε συσσωρευτεί στην περιοχή ήταν μεγάλη και η ισορροπία ήδη ευαίσθητη και ότι είναι πιθανό το φράγμα να επιτάχυνε απλώς τη διαδικασία εκτόνωσής της.

3. ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ

Το κτίριο που μελετήθηκε ανήκει χρονολογικά στα τέλη του 19ου αιώνα και τις αρχές του 20ου. Σύμφωνα με μαρτυρίες κατοίκων του χωριού, ιδιοκτήτης ήταν ο Θεοφάνης Νικόπουλος, ο οποίος φαίνεται να διετέλεσε και πρόεδρος του οικισμού. Η οικία Νικόπουλου βρίσκεται στην τρίτη γειτονιά της παλαιάς Βίνιανης, σύμφωνα με παλαιότερη ανάγνωση της χωρικής δομής της από σπουδαστές του ΕΜΠ [Σχήμα 3]. Είναι χτισμένη σε αρκετά μεγάλο σχετικό υψόμετρο μέσα στον οικισμό και σε αρκετή απόσταση από τις κεντρικές λειτουργίες και την πλατεία, αν και πολύ κοντά στην εκκλησία της Ζωοδόχου Πηγής. Η πρόσβαση στο κτίριο γίνεται από μικρό καλντερίμι, το οποίο βόρεια συνδέεται με το κύριο οδικό δίκτυο. Το καλντερίμι, παρά την κακή κατάστασή στην οποία βρίσκεται σήμερα λόγω της εγκατάλειψης, φαίνεται πως αποτελούσε κεντρική δίοδο του οικισμού. Νότια το καλντερίμι συνδέεται με το υπόλοιπο δίκτυο του οικισμού.

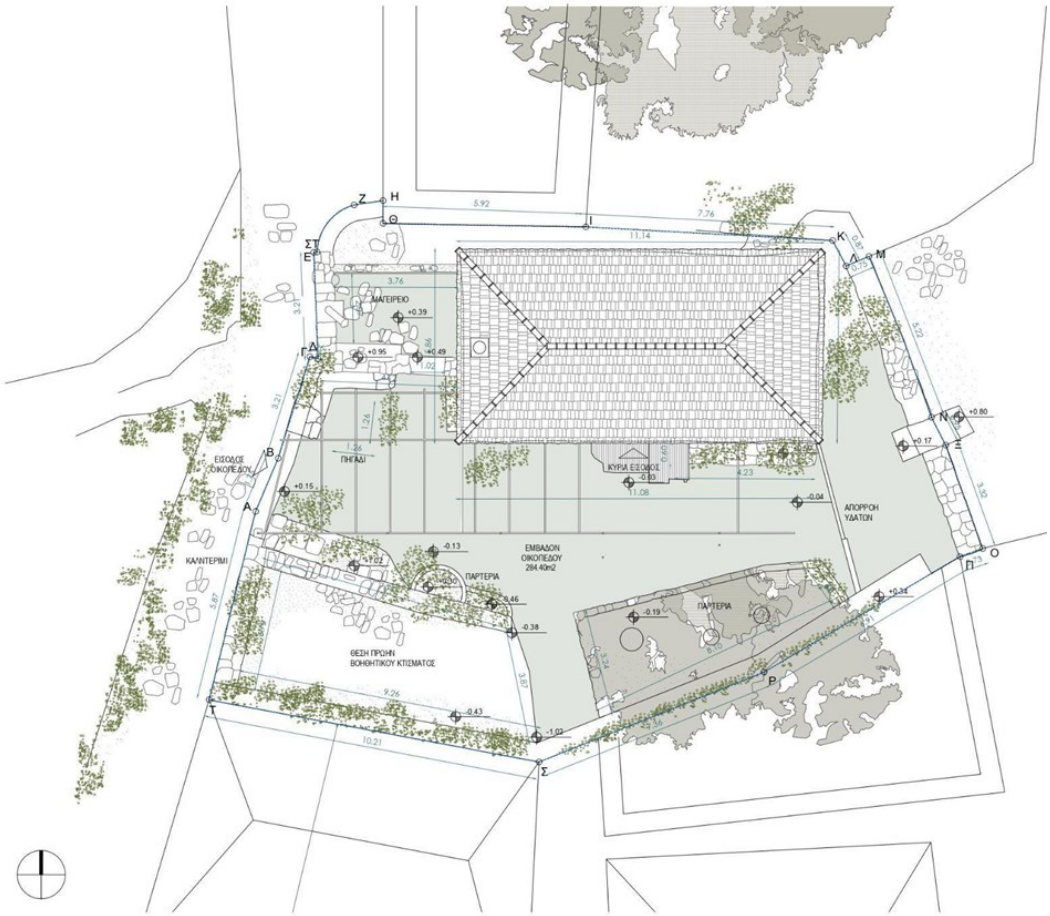
Σχήμα 3: Γειτονιές της Βίνιανης και θέση της οικίας Νικόπουλου (αρχείο σπουδαστών ΕΜΠ).

Η είσοδος στον περιβάλλοντα χώρο του κτιρίου γίνεται από άνοιγμα, όπου υπήρχε παλαιότερα αυλόπορτα, η μορφή της οποίας είναι άγνωστη σήμερα. Η είσοδος βρίσκεται στη δυτική πλευρά μιας μεγάλης για τα δεδομένα του οικισμού αυλής, έκτασης περίπου 180 τ.μ. Στο βόρειο τμήμα του οικοπέδου είναι τοποθετημένο το κτίριο της κατοικίας, που έχει ορθογωνική κάτοψη. Προσκείμενη στη δυτική πλευρά του κτιρίου βρίσκεται σε ερειπιώδη μορφή μετέπειτα προσθήκη ενός τετράγωνου σε κάτοψη χώρου με χρήση μαγειρείου. Προς το νότο υπάρχει ανεμπόδιστη θέα προς τον οικισμό της Παλαιάς Βίνιανης και τις οροσειρές των Αγράφων. Στα δεξιά της εισόδου ύστερα από επιμελή επιτόπια ανάγνωση διαπιστώνεται πως υπάρχουν τα υπολείμματα τοιχοποιίας κάποιου βοηθητικού ενδεχομένως κτίσματος, μάλλον διώροφου. Στα αριστερά της εισόδου βρίσκεται υπαίθρια διαμόρφωση με λίθινους πάγκους - καθίσματα οι οποίοι περιβάλλουν το πηγάδι του σπιτιού που έχει βάθος 8 περίπου μέτρα και είναι φτιαγμένο με επάλληλες σειρές της τάξεως των 8 εκ. από ειδικούς διαμορφωμένους λίθους σε σχήμα τμήματος τόξου.

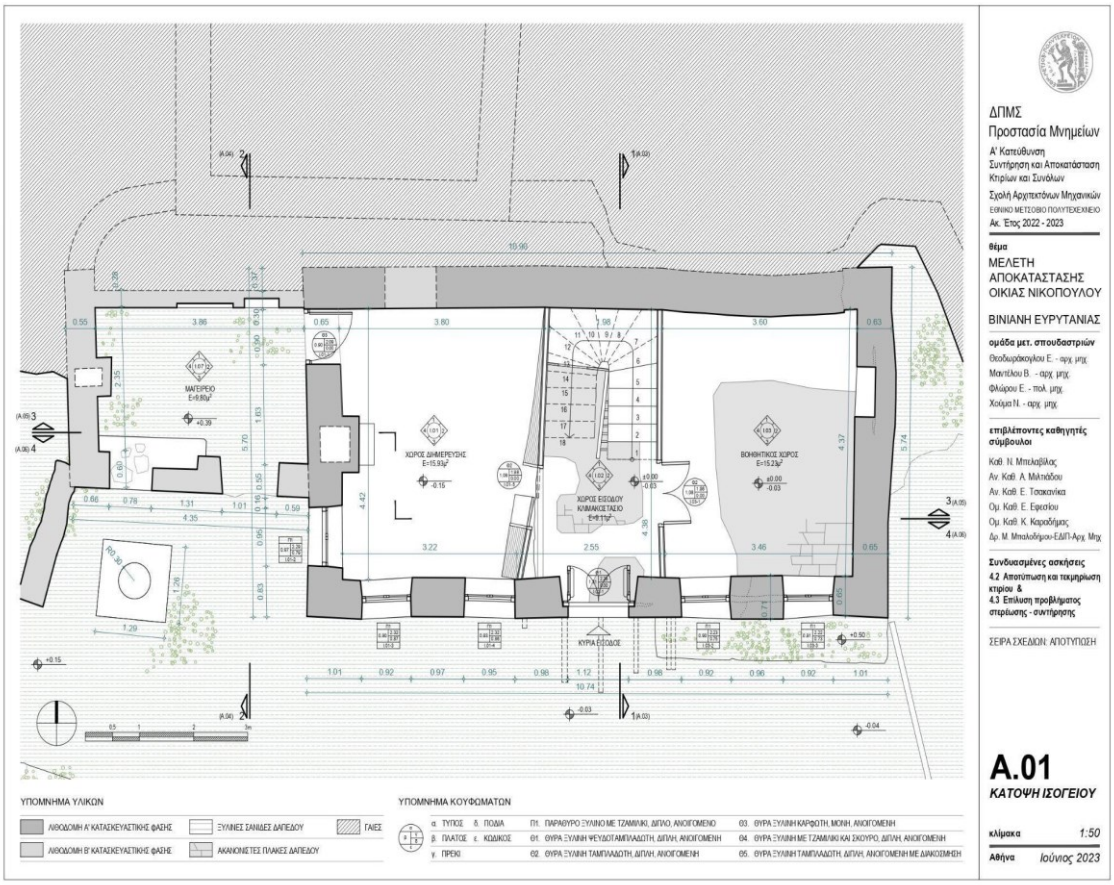
Το βασικό κτίριο είναι διώροφο, ορθογωνικής κάτοψης διαστάσεων 10,74μ. επί 5.68μ. Το μαγειρείο που βρίσκεται στη δυτική πλευρά είναι σε τέτοια κατάσταση ώστε να γίνεται πλέον αντιληπτό ως μέρος του περιβάλλοντα χώρου. Κάθε όροφος έχει συνολικό εμβαδόν, συμπεριλαμβανομένων των εξωτερικών και εσωτερικών τοιχοποιιών περίπου 61.55 τμ. Εσωτερικά κάθε όροφος χωρίζεται σε τρεις χώρους, έναν κεντρικό ορθογωνικό, στον οποίο βρίσκεται και το κλιμακοστάσιο του κτιρίου και εκατέρωθεν δύο χώρους κατά προσέγγιση τετραγωνικούς. Η τοιχοποιία του ισογείου έχει πάχος κατα προσέγγιση 64εκ. και η τοιχοποιία του ορόφου 55εκ. Στο ισόγειο έχει γίνει διάνοιξη θύρας στον χώρο Ι.01 για πρόσβαση στον χώρο του μαγειρείου που κτίστηκε σε δεύτερη φάση.

Οι εσωτερικές τοιχοποιίες είναι μπαγδατότοιχοι οι οποίοι έχουν πάχος 15 εκ. μαζί με το επίχρισμά τους . Έχουν ξύλινο κάθετο σκελετό 7x7εκ. Δεν έχουν οριζόντιο στρωτήρα στο κάτω τμήμα τους ενώ στο άνω τμήμα συνδέονται με τα δοκάρια του πατώματος και της στέγης. Δεν είναι επίσης με κάποιο τρόπο συνδεδεμένοι με τις εξωτερικές τοιχοποιίες. Στον όροφο

στον κεντρικό χώρο Α.05, στη νότια όψη υπάρχει μπαλκονόπορτα που οδηγούσε σε περίτεχνο εξώστη ο οποίος δυστυχώς δε σώζεται.
Το κτίριο είναι χτισμένο με ημιλαξευτή λιθοδομή. Παρόλα αυτά παρουσιάζονται διαφορές στη δομή των όψεων, με κυρίως αποκλίνουσα τη βόρεια. Οι γωνιόλιθοι είναι σημαντικό στοιχείο των όψεων του κτιρίου, διαφοροποιούνται αμυδρώς χρωματικά και έχουν διακοσμητική ταινία στη λάξευσή τους. Δεν προεξέχουν από την επιφάνεια της υπόλοιπης λιθοδομής. Γύρω από τα ανοίγματα η δόμηση είναι πιο επιμελημένη, ενώ η κεντρική θύρα έχει απόλυτα λαξευμένους γωνιόλιθους. Υπάρχουν στις όψεις οριζόντιες ζώνες από μικρότερους λίθους, οι οποίοι κρύβουν τις ξυλοδεσιές του τοίχου και φανερώνουν μια πρόθεση να αποκρύψουν τις ξυλοδεσιές. Παρόλα αυτά, σήμερα υπάρχουν κάποιες εμφανείς ξυλοδεσιές σε τμήματα ζωνών στις τρεις όψεις του κτιρίου, εκτός της νότιας και κυρίως στην βόρεια. Τα ανοίγματα στο σύνολο των όψεων είναι αρκετά μακρόστενα, πολύ κοντά στις γωνίες του κτιρίου, και έχουν χαμηλό τόξο πάνω από το πρέκι τους. Ανάμεσα στο τόξο και το πρέκι φαίνεται να υπάρχει επέμβαση με τσιμεντοκονίαμα, όπως και στις ποδιές των ανοιγμάτων. Τα κουφώματα είναι ξύλινα και οι θύρες είναι πλούσια διακοσμημένες.



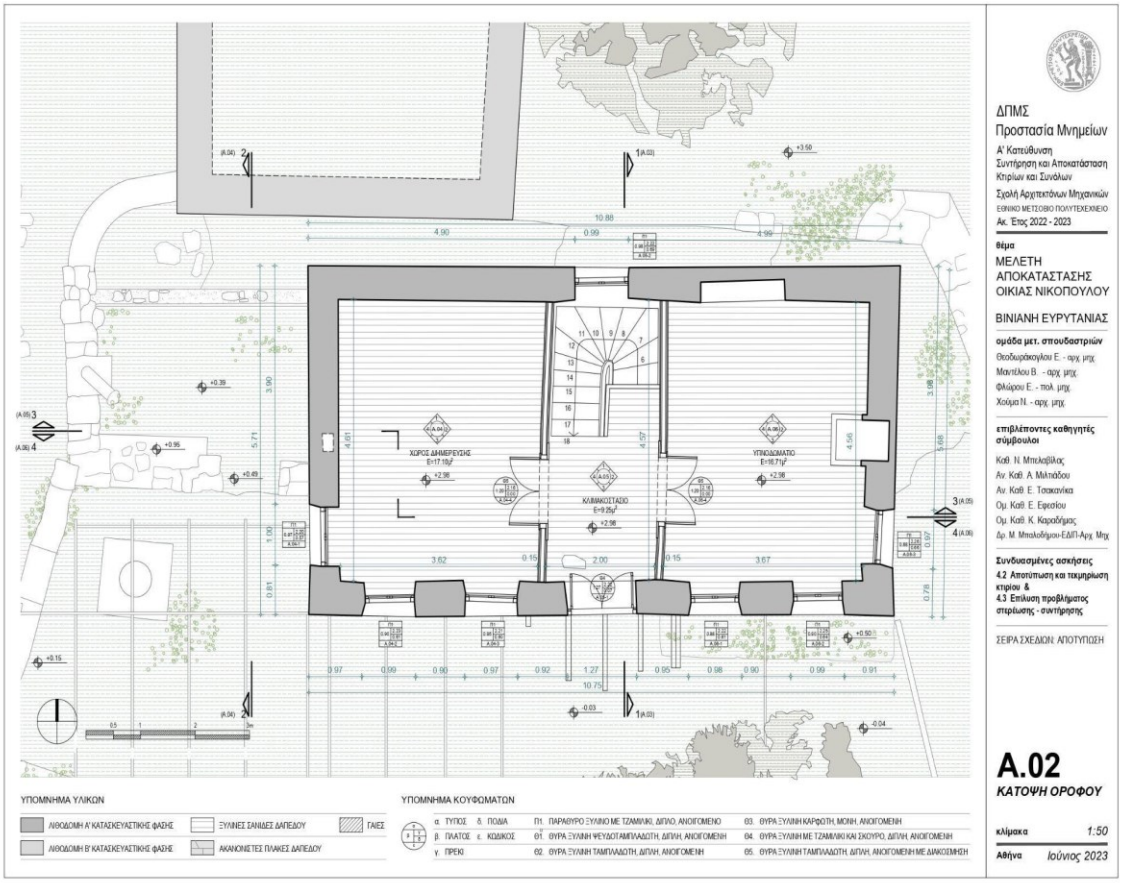
Σχήμα 4: Τοπογραφικό σχέδιο - Αποτύπωση.



Σχήμα 5: Κάτοψη ισογείου - Αποτύπωση.

Η στέγη είναι ξύλινη τετράριχτη καθιστή με γαλλικά κεραμίδια (Εικ.3.12) και έχει ύψος 1.40 μ. Δεν είναι εμφανής από το εσωτερικό του κτιρίου, αφού καλύπτεται με ψευδοροφές σε όλα τα δωμάτια του ορόφου. Ιδιαίτερα αξιόλογη είναι η ψευδοροφή του δωματίου Α.04. Το κτίριο στο σύνολό του διαθέτει τρία τζάκια. Φαίνεται πως γενικά στον οικισμό τα κτίσματα ήταν επιχρισμένα εσωτερικά, ενώ παρέμεναν ανεπίχριστα εξωτερικά. Ωστόσο στο συγκεκριμένο κτίριο παραμένει ίχνος επιχρίσματος εξωτερικά, που σώζεται στη νότια όψη του κτιρίου. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον στο κτίριο παρουσιάζει η παλέτα των χρωμάτων που έχουν χρησιμοποιηθεί για τα διάφορα στοιχεία του. Συγκεκριμένα φαίνεται να κυριαρχεί μία πράσινη και μπεζ παλέτα, όχι συνηθισμένη για την εποχή. Στα κουφώματα υπάρχουν υπολείμματα από λουλάκι. Στο σύνολό τους οι τοίχοι είναι λευκοί, ασβεστωμένοι.

Χώρος	Χρήση	Ε(τ.μ.)
Ι.01	Χώρος Διημέρευσης	15,93
Ι.02	Είσοδος - Κλιμακοστάσιο	9,11
Ι.03	Βοηθητικός Χώρος	15,23
Α.04	Χώρος Υποδοχής	17,10
Α.05	Κλιμακοστάσιο	9,25
Α.06	Υπνοδωμάτιο	16,71
Ι.07	Μαγειρείο	9,80



Σχήμα 6: Κάτοψη ορόφου - Αποτύπωση.

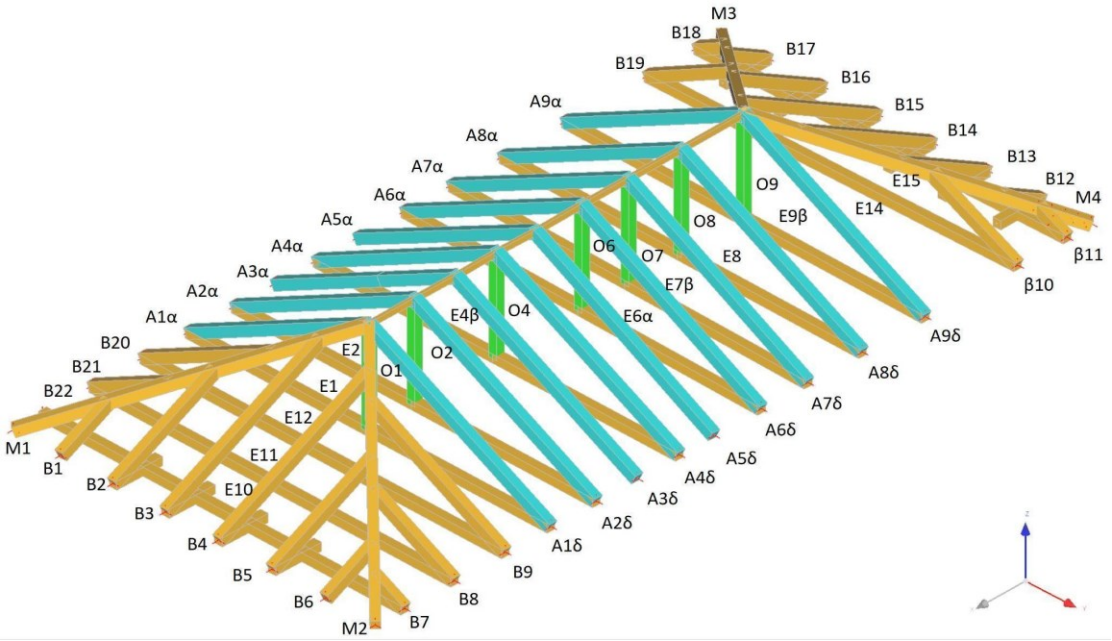
4. ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΦΑΣΕΙΣ - ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ

Το κτίριο έχει σαφείς και αναγνωρισμένες δύο κατασκευαστικές φάσεις. Συγκεκριμένα, το αρχικό κτίριο είχε ορθογωνική κάτοψη και αργότερα προστέθηκε ο χώρος Ι.07 του μαγειρείου. Το γεγονός ότι οι τοίχοι του μαγειρείου δε συνδέονται καθόλου με τους τοίχους του κυρίου κτίσματος επιβεβαιώνει την παραπάνω υπόθεση, καθώς και ο τρόπος διάνοιξης της θύρας Θ3. Αντίστοιχες επεμβάσεις εντοπίστηκαν και σε άλλα κτίρια του οικισμού. Φαίνεται ότι καθώς αυξάνονταν οι ανάγκες και ανέβαινε το βιοτικό επίπεδο, η αρχική ορθογωνική τυπολογία των κατοικιών του χωριού ξεπεράστηκε όσον αφορά τις συνθήκες υγιεινής και την άνεση χώρου και έτσι φαίνεται να αναδύονται συχνά προσθήκες οι οποίες χρησιμεύουν ως μαγειρεία.

Το κτίριο φαίνεται να έχει υποβληθεί σε διάφορες επεμβάσεις και επισκευές κατά τη διάρκεια των χρόνων, οι οποίες δεν ήταν δυνατόν στο πλαίσιο αυτής της εργασίας να χρονολογηθούν. Η αντικατάσταση της αρχικής επικάλυψης της στέγης με γαλλικά κεραμίδια είναι οπωσδήποτε από τις πιο σημαντικές. Η κλίση της στέγης - 26ο- οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η αρχική επικάλυψη της στέγης ήταν από σχιστόπλακες. Είναι αρκετά συνηθισμένη επέμβαση μετά από σεισμικά γεγονότα καθώς οι σχιστόπλακες λόγω του μεγάλου βάρους τους επιβαρύνουν την κατασκευή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Άλλες επεμβάσεις που εντοπίστηκαν είναι η επίχριση της νότιας όψης, η τοποθέτηση ξύλινων επενδύσεων στα πρέκια των ανοιγμάτων, η σφράγιση ανοίγματος στο χώρο Ι.01, επισκευές στις ξυλοδεσιές, αρμολόγημα της βόρειας όψης, μικροεπισκευές με τσιμέντο και επισκευές στη στέγη.

5. ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ

Η τοιχοποιία είναι τρίστρωτη, όπως τεκμαίρεται από τις διαστάσεις των λίθων σε σχέση με το πάχος του τοίχου. Δεν πραγματοποιήθηκαν διερευνητικές τομές. Οι λίθοι είναι ημιλαξευτοί όταν τοποθετούνται στις γωνίες και στους λαμπάδες των ανοιγμάτων και αργοί στον υπόλοιπο όγκο της τοιχοποιίας. Είναι πολύ μικροί και η διάταξή τους άτακτη, με αποτέλεσμα να δημιουργούνται συνεχόμενοι αρμοί. Η αντοχή των λίθων λαμβάνεται 40 MPa (ΚΑΔΕΤ Πιν. 3.1,3.2). Όσον αφορά το συνδετικό υλικό, γνωρίζουμε ότι μετά το τέλος του 19ου αιώνα είχε αρχίσει να χρησιμοποιείται βελτιωμένη σύνθεση κονιάματος με άμμο ποταμού, ασβέστη και νερό, έναντι του αργιλοκονιάματος που εφαρμοζόταν κατά την οθωμανική περίοδο [10]. Καθώς δεν πραγματοποιήθηκε εργαστηριακή ανάλυση και το κονίαμα φαίνεται ιδιαίτερα εύθρυπτο θεωρήθηκε ότι πρόκειται για ασβεστοπηλοκονίαμα με υψηλό ποσοστό υγρασίας, με αντοχή ερήμην (ΚΑΔΕΤ Πιν. 3.4) 0.3 MPa. Υπολογίστηκε το ποσοστό κονιάματος ως ο λόγος της επιφάνειας κονιάματος προς την επιφάνεια των λίθων. Το ποσοστό κονιάματος είναι περίπου 28 % (Εικ. 5.2) και λαμβάνεται σύμφωνα με την ελάχιστη τιμή του ΚΑΔΕΤ ξ=1.



Σχήμα 7: Στατικός φορέας της στέγης.

Στο κτίσμα υπάρχουν τοποθετημένες ξυλοδεσιές σε 7 στάθμες: στα πρέκια και στις ποδιές των παραθύρων, σε μία ενδιάμεση στάθμη στο μέσο του ύψους των παραθύρων και στη στάθμη οροφής ισογείου. Υπάρχουν δύο σειρές ξύλων εσωτερικά και εξωτερικά, οι οποίες ενώνονται μεταξύ τους με κλάπες ανά 55 εκατοστά περίπου. Στο εξωτερικό τα ξύλα σταματούν στις ακμές των γωνιόλιθων και καλύπτονται από μια σειρά πέτρες. Εσωτερικά διασταυρώνονται στις γωνίες. Το μέγεθός τους είναι πολύ μικρό, συνήθως 7x4εκ. Τα παραπάνω συμφωνούν με την άποψη ότι στην περιοχή οι ξυλοδεσιές αρχικά κρύβονται και σταδιακά καταργούνται [10]. Σήμερα παρατηρούνται εμφανείς ξυλοδεσιές στη βόρεια και στη δυτική όψη, οι οποίες πιθανώς αποτελούν μεταγενέστερη επισκευή. Το είδος των ξύλων που χρησιμοποιούνται στην περιοχή είναι καστανιά ή βελανιδιά.

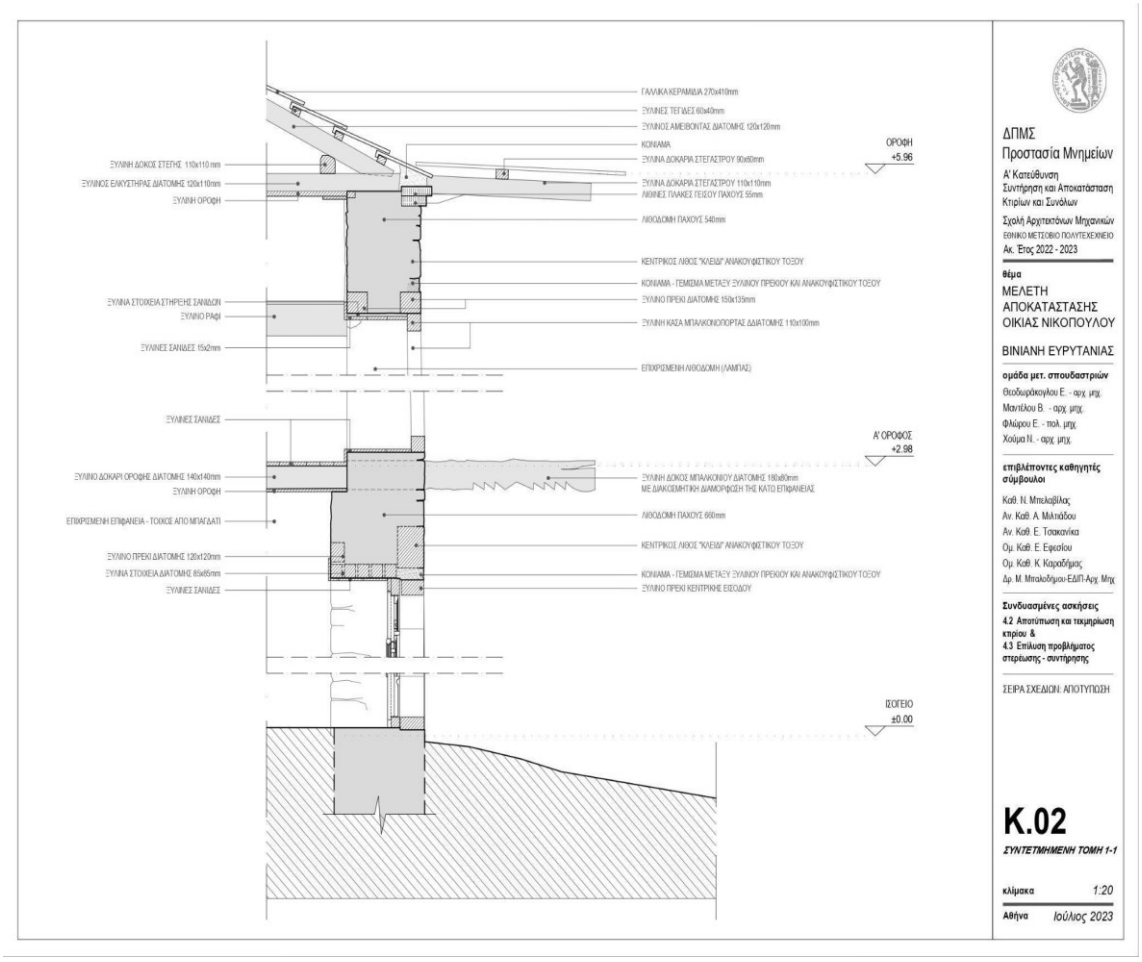
Η στέγη είναι τετράριχτη και αποτελείται από ζευκτά, άτεχνα κατασκευασμένα στις συνδέσεις των ξύλων, με αποτέλεσμα η στατική της λειτουργία να είναι αυτή της "καθιστής" στέγης και όχι του ζευκτού. Το ύψος της στέγης είναι 1.40μ. Τα ξύλα είναι στο σύνολό τους πελεκητά. Υπάρχει στρωτήρας πολύ μικρής διατομής (6x4 εκ.) ο οποίος δε συνδέεται ουσιαστικά με την

τοιχοποιία, με αποτέλεσμα να μη λειτουργεί σαν διάζωμα. Τα ζευκτά αποτελούνται από τους αμείβοντες, ελκυστήρα και ορθοστάτη, ο οποίος συνήθως συνδέεται με τον ελκυστήρα με δύο σανίδια καρφωμένα εκατέρωθεν, εκτός από τους Ο1 και Ο7 οι οποίοι πατούν πάνω στους αντίστοιχους ελκυστήρες. Υπάρχουν επίσης ξύλα αντιστήριξης των μαχιάδων και στις δύο διευθύνσεις, τα οποία δε συναντιούνται στον ίδιο κόμβο πάνω στο μαχιά. Στις στενές πλευρές της στέγης αυτά πατούν πάνω σε μικρά ξύλα τα περισσότερα από τα οποία στηρίζονται στον τοίχο και στον πρώτο σε σειρά ελκυστήρα, ενώ τρία από αυτά στηρίζονται μόνο στον τοίχο και δε φτάνουν ως τον ελκυστήρα. Οι συνδέσεις των ξύλων μεταξύ τους είναι αρκετά υποτυπώδεις. Συνήθως γίνεται μικρή εσοχή στους ελκυστήρες για τη στήριξη του αμείβοντα ενώ και στον ορθοστάτη υπάρχει υποδοχή για την τοποθέτηση των αμειβόντων. Κατά τα άλλα οι περισσότερες συνδέσεις γίνονται με απλό κάρφωμα. Δεν υπάρχουν τεγίδες ή πέτσωμα και τα κεραμίδια τοποθετούνται σε καδρόνια τα οποία καρφώνονται απευθείας στους αμείβοντες ανά 30 cm περίπου. Υπάρχουν οριζόντιες δοκοί για τη στήριξη της οροφής, οι οποίες δεν αποτελούν μέρος του στατικού φορέα της στέγης. Στα σημεία όπου βρίσκονται οι μπαγδατότοιχοι τοποθετείται επιπλέον δοκός για τη στήριξή τους. Οι γενικές διαστάσεις των επιμέρους στοιχείων κάθε "ζευκτού" είναι κατά προσέγγιση οι παρακάτω. Ορθοστάτες 110x110mm, αμείβοντες 120x120mm, μαχιάδες 120x120mm. Ο κορφιάς είναι διαστάσεων 40x70mm. Οι διαστάσεις των οριζόντιων δοκών - ελκυστήρων γενικά κυμαίνονται αρκετά, ενω οι διατομές τους δεν διατηρούν τις διαστάσεις τους ακόμα και στο ίδιο ξύλο. Από το εσωτερικό της στέγης είναι εμφανής και η διάταξη του προστεγάσματος του εξώστη. Φαίνεται πως τα ξύλα του εισέρχονταν μέσα στη στέγη και στηρίζονταν κάτω από ένα κάθετο σε αυτά ξύλο.

Σχήμα 8: Ανάρτηση οροφής δωματίου Α.4.

Το πάτωμα του ισογείου ουσιαστικά αποτελείται από το πατημένο και αλφαδιασμένο χώμα. Πάνω σε αυτό τοποθετούνται απευθείας οι ακανόνιστες πλάκες του δαπέδου. Το πάτωμα του ορόφου αποτελείται από δοκούς πελεκητές τοποθετημένες κατά τη στενή πλευρά του κτιρίου,

με διαστάσεις κατά μέσο όρο 14Χ14. Οι δοκοί έδεναν σε λεπτό στρωτήρα. Αυτή τη στιγμή φαίνεται να εισέρχονται λίγο στο εσωτερικό της τοιχοποιίας. Απευθείας πάνω τους καρφώνεται μονό σανίδωμα για τη δημιουργία δαπέδου, όπως και αντίστοιχα μονό σανίδωμα για τη δημιουργία ψευδοροφής, όπου αυτή υπάρχει. Η διαφραγματική λειτουργία των πατωμάτων είναι πολύ ασθενής και δε φαίνεται να έχει προβλεφθεί κατά την κατασκευή του κτιρίου. Τα ανοίγματα είναι ορθογώνια. Τα παράθυρα έχουν αναλογία περίπου 1 προς 3. Τα υπέρθυρα αποτελούνται από ξύλινο πρέκι, που διαμορφώνεται από περίπου πέντε ξύλα διάστασης κατά προσέγγιση 85x85 χιλιοστά. Πάνω από τα πρέκια υπάρχουν χαμηλά τόξα με μέγιστη απόσταση από το πρέκι 12 εκατοστά και ύψος λίθου κατά μέσο όρο 25 εκατοστά. Φαίνεται γενικά ότι τα ανοίγματα έχουν τοποθετηθεί πολύ κοντά στις γωνίες των λιθοδομών και δεν αφήνουν αρκετό πλάτος πεσσού για να λειτουργήσει καλά η τοιχοποιία. Οι εσωτερικοί τοίχοι είναι ελαφριά κατασκευή από μπαγδατί και δεν συμβάλλουν ουσιαστικά στη δυσκαμψία του κτιρίου. Αποτελούνται από ορθοστάτες 7x7 cm. περίπου, τοποθετημένους ανά περίπου 50 cm., οι οποίοι απλώς ακουμπούν στο πάτωμα χωρίς στρωτήρα και στερεώνονται στις δοκούς της οροφής. Από το δομικό σύστημα του εξώστη σώζονται μόνο τα δοκάρια του πατώματος, διαστάσεων 8x17cm και τα δοκάρια της στέγης, διαστάσεων 11x11cm. Και στις δύο περιπτώσεις φαίνεται ότι τα δοκάρια δεν εισέχουν σε βάθος στο κτίριο ώστε να δημιουργούν ασφαλή αντιστήριξη.



Σχήμα 9: Συντετμημένη τομή 1-1 - Αποτύπωση.

6. ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ

Οι βλάβες που παρατηρούνται στη λιθοδομή προέρχονται κυρίως από σεισμική δράση και επίσης από την επίδραση της υγρασίας και από μεταγενέστερες επεμβάσεις στο κτίριο. Η

τοιχοποιία εν γένει αποτελείται από μικρούς λίθους με κακή μεταξύ τους εμπλοκή. Οι εγκάρσιοι τοίχοι ενώνονται εξωτερικά με γωνιόλιθους, εσωτερικά όμως η σύνδεσή τους φαίνεται ασθενής καθώς εντοπίζονται ρωγμές σχεδόν κατακόρυφες τόσο στη ΒΑ όσο και στη ΝΔ γωνία και αποδιοργάνωση της λιθοδομής. Το πρόβλημα εντείνεται λόγω της τοποθέτησης ανοιγμάτων πολύ κοντά στις γωνίες. Τα ανοίγματα γεφυρώνονται από πολύ χαμηλωμένα τόξα, τα οποία μεταφέρουν οριζόντιες ωθήσεις στην τοιχοποιία και κατακόρυφα φορτία στα πρέκια. Οι δύο επιμήκεις τοίχοι είναι πολύ εύκαμπτοι καθώς δεν συγκρατούνται από οριζόντια ή εγκάρσια διαφράγματα. Πολλές από τις ξυλοδεσιές έχουν προσβληθεί από υγρασία και από ξυλοφάγα έντομα. Οι δοκοί στέγης και πατωμάτων στηρίζονται στο βόρειο και νότιο τοίχο. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με την ανεπαρκή διαφραγματική λειτουργία των παραπάνω στοιχείων, έχει σαν αποτέλεσμα την καταπόνηση των δύο τοίχων σε κάμψη εκτός επιπέδου. Οι εγκάρσιοι τοίχοι, δυτικός και ανατολικός, δεν συγκρατούνται στη στέψη τους από κάποιο διάζωμα και καταπονούνται σε κάμψη εκτός επιπέδου, έχοντας τη μορφή τριέρειστης πλάκας σε κατακόρυφο επίπεδο. Τα παραπάνω επιβεβαιώνονται από την παθολογία του κτιρίου, καθώς παρατηρούνται διαμπερείς ρωγμές αποκόλλησης της ΒΑ και ΝΔ γωνίας, καθώς και ρωγμές με κατακόρυφη διεύθυνση στο μέσο των τοίχων. Στη νότια όψη η ύπαρξη δύο μεγάλων ανοιγμάτων καθώς και των δοκών του προβόλου στο μέσο του τοίχου έχει οδηγήσει σε αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας. Στην ανατολική όψη οι ρωγμές είναι περισσότερες και καλύπτουν όλη την επιφάνεια του τοίχου, ενώ στα δυτικά το πρόσκτισμα που υπάρχει προσέφερε επιπλέον δυσκαμψία στο δυτικό τοίχο και έτσι οι βλάβες περιορίστηκαν στη ΝΔ γωνία. Παρατηρούνται ακόμη διαγώνιες ρωγμές από κάμψη εντός επιπέδου στις γωνίες των ανοιγμάτων. Αποκόλληση των παρειών της τοιχοποιίας έχουμε σε δύο σημεία στο δωμάτιο Ι3. Το μεγαλύτερο πρόβλημα εντοπίζεται στον πεσσό μεταξύ των παραθύρων Ι.03-2 και Ι.03-3 όπου το κενό που έχει δημιουργηθεί μετρήθηκε περίπου 7-8 εκατοστά.

Σχήμα 10: Ρηγμάτωση στη ΒΑ γωνία.

Παρατηρείται αποσάθρωση του κονιάματος στις περιοχές αυξημένης υγρασίας. Τέτοιες περιοχές εντοπίζονται στις ποδιές των ανοιγμάτων και κάτω από το προστέγασμα του εξώστη. Υγρασία εντοπίζεται επίσης στις περιοχές που βρίσκονται κοντά ή σε επαφή με το έδαφος, κυρίως στο βόρειο τοίχο, ύστερα από τις επιχώσεις που έχουν γίνει λόγω εγκατάλειψης στον ελεύθερο διάδρομο που βρισκόταν πίσω από το κτίριο, πιθανώς για την απορροή των ομβρίων.

Στη δυτική όψη έχει ανοιχτεί θύρα για την επικοινωνία του δωματίου Ι1 με την εξωτερική κουζίνα. Η θύρα βρίσκεται ακριβώς στη συναρμογή της γωνίας. Παρατηρούνται σημαντικές βλάβες στο υπέρθυρο, πιθανώς λόγω ανεπαρκούς εμπλοκής των λίθων στη γωνία. Στη Β πλευρά του κτιρίου έχει καταρρεύσει ο τοίχος αντιστήριξης με αποτέλεσμα τα μπάζα που έπεσαν να προκαλέσουν φούσκωμα του τοίχου προς το εσωτερικό και ρωγμές τοπικά γύρω από το σημείο πρόσκρουσης. Κοντά στη ΒΑ γωνία υπάρχει ρωγμή της οποίας τα χείλη έχουν μετακινηθεί εκτός επιπέδου κατά περίπου 4 εκ. Γενικότερα στον βόρειο τοίχο του κτιρίου ασκούνται πιέσεις από την ώθηση γαιών, τόσο λόγω της κατάρρευσης του τοίχου αντιστήριξης, όσο και λόγω των επιχώσεων. Σε διάφορα σημεία στη λιθοδομή έχει αναπτυχθεί βλάστηση που επιδεινώνει την κατάστασή της.

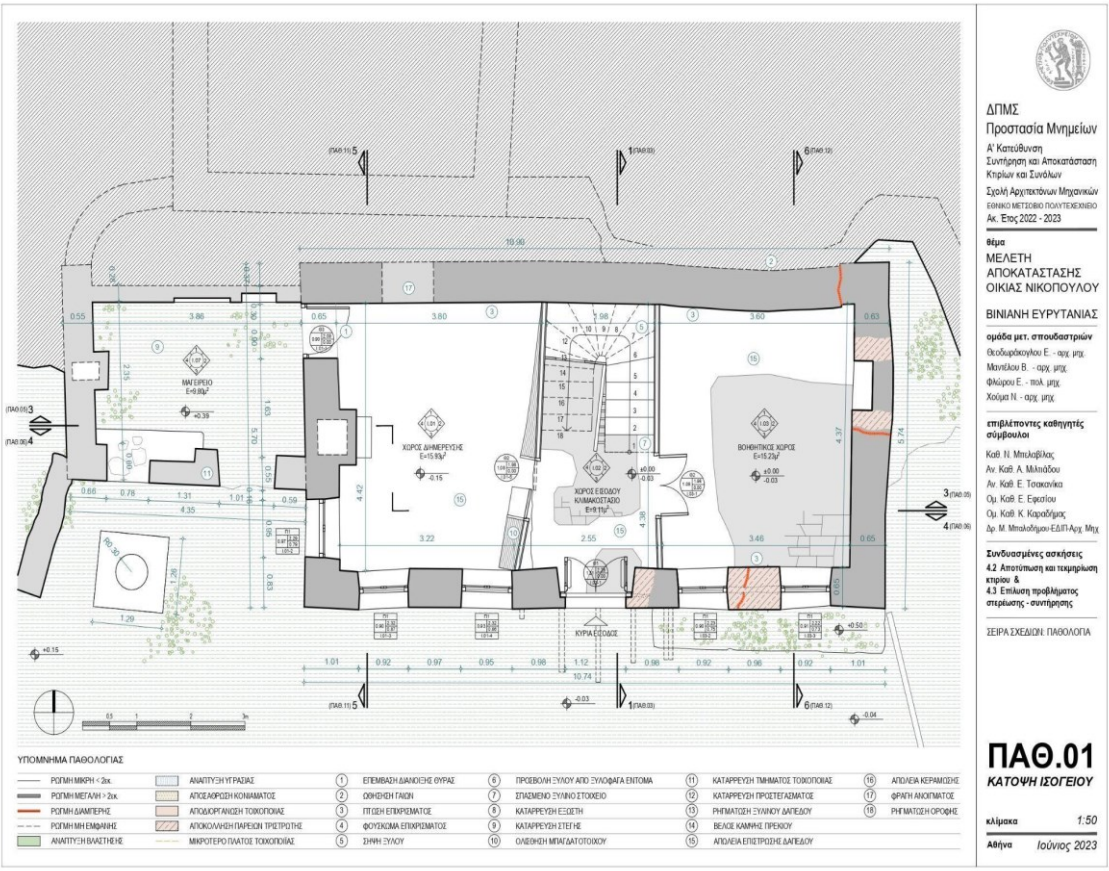
Σχήμα 11: Ρηγμάτωση στη ΝΑ γωνία.

Η απώλεια μέρους της κεράμωσης στο μέσο του Β τοίχου έχει σαν συνέπεια την εισχώρηση υγρασίας με εμφανείς επιπτώσεις στο εσωτερικό του κτιρίου (σήψη ξύλινων στοιχείων, φούσκωμα επιχρισμάτων). Εμφανείς επιπτώσεις σήψης έχει και ο ελκυστήρας Ε7α, πάνω από τον οποίο παρουσιάζεται η απώλεια της κεράμωσης. Επίσης φαίνεται ότι σε διάφορα σημεία τα ξύλινα στοιχεία στο σύνολο της οροφής έχουν υποστεί μικρομετακινήσεις με αποτέλεσμα την επιδείνωση της κατάστασης των συνδέσεών τους. Παρότι η δομή της στέγης θεωρητικά δεν ήταν τέτοια ώστε οι ορθοστάτες να ακουμπάνε στους ελκυστήρες και να μεταφέρουν κάθετες ωθήσεις, φαίνεται ότι οι Ο1 και Ο7 έχουν καθίσει αρκετά ώστε να έχει αλλάξει αυτή η συνθήκη. Οι αμείβοντες των Ζ1, Ζ4 (μόνο ο Α4α) και Ζ8 κυρίως φαίνονται να έχουν ιδιαίτερα κακή σύνδεση με τους ορθοστάτες τους. Οι περισσότεροι ορθοστάτες έχουν έντονα σκισίματα από ξήρανση. Σε αντίστοιχη κατάσταση είναι και τα ξύλινα στοιχεία Ε1, Α2α και Α7α. Ο Ο8 έχει υποστεί σήψη και έχει διαχωριστεί, ενώ ο Ο6 έχει υποστεί έντονη στροφή εκτός της κατακορύφου. Τα στοιχεία Β5 και Β8 παρουσιάζουν φθορές λόγω σήψης.
Οι μπαγδατότοιχοι στο ισόγειο δε συνδέονται με το πάτωμα και τους τοίχους με αποτέλεσμα την ολίσθηση και μερική κατάρρευση του διαχωριστικού τοίχου μεταξύ των δωματίων Ι1 και Ι2. Τα κουφώματα στο σύνολό τους είναι σε μέτρια κατάσταση διατήρησης. Όσον αφορά τα

επιχρίσματα παρατηρούνται ρωγμές και αποκολλήσεις τοπικά λόγω του σεισμού ή/και λόγω υγρασίας. Επίσης φούσκωμα του επιχρίσματος κυρίως στις θέσεις των ξυλοδεσιών λόγω σήψης του ξύλου και κακής πρόσφυσης. Στο κλιμακοστάσιο παρατηρήθηκε εκτεταμένη σήψη των ξύλων λόγω της υγρασίας που προέρχεται τόσο από το βόρειο τοίχο όσο και από οπές στη στέγη λόγω απώλειας της κεράμωσης τοπικά. Ξύλα τα οποία δεν έχουν υποστεί σήψη φαίνονται να έχουν έντονες ρηγματώσεις. Γενικά το κλιμακοστάσιο φαίνεται να είναι σε εξαιρετικά κακή κατάσταση και οι βλάβες δεν φαίνονται επισκευάσιμες. Η κουπαστή του κλιμακοστασίου έχει αποσυνδεθεί από αυτό και έχει πέσει, ενώ είναι σπασμένη σε ορισμένα τμήματα. Οι χρωματισμοί στα κουφώματα έχουν σχεδόν εξαφανιστεί, παραμένουν μόνο αμυδρά υπολείμματα σε σημεία. Οι χρωματισμοί στις οροφές και το κλιμακοστάσιο παραμένουν αλλα είναι αρκετά φθαρμένοι. Τα βερνίκια στα ξύλα, όπου αυτά φαίνονται να υπήρχαν είναι σε αρκετά κακή κατάσταση.

Σχήμα 12: Υγρασία στο Β τοίχο του δωματίου Ι.1.

Ο περιβάλλων χώρος του κτιρίου είναι σε μέτρια κατάσταση διατήρησης. Οι μάντρες, τα παρτέρια και γενικά οι διάφορες τοιχοποιίες έχουν υποστεί καταρρεύσεις, μεγαλύτερες ή μικρότερες. Το βοηθητικό κτίσμα στην νοτιοδυτική γωνία του οικοπέδου έχει καταρρεύσει πλήρως και έχει καταληφθεί από τη βλάστηση. Στο χώρο Ι.07 έχει γίνει έντονη επιχωμάτωση, έχει καταρρεύσει η στέγη και μεγάλο μέρος της νότιας τοιχοποιίας, η οποία επίσης έχει αποκλίνει από την κατακόρυφο. Η μάντρα στο νότιο τμήμα του οικοπέδου, στο σημείο που συνορεύει με το όμορο οικόπεδο και λειτουργεί ως τοίχος αντιστήριξης φαίνεται να έχει αρκετά έντονη απόκλιση από την κατακόρυφο. Τα κοντινά σε αυτή λούκια είναι σε κακή κατάσταση και το μεγαλύτερο τμήμα τους λείπει. Η μάντρα στην ανατολική πλευρά του οικοπέδου έχει υποστεί επίσης τμηματικές καταρρεύσεις.
Συνολικά το κτίριο παρουσιάζει εκτεταμένες φθορές και μέτριας έκτασης αλλά επισκευάσιμες βλάβες. Οι φθορές που έχει διατρέχουν πραγματικά όλα τα στοιχεία του. Παρόλα αυτά, εκτός μικρών τμημάτων των τοιχοποιιών τα μόνα στοιχεία που δεν κρίνονται επιδιορθώσιμα και άρα θα χρειαστούν αντικατάσταση είναι ο μπαγδατότοιχος του ισογείου μεταξύ των χώρων Ι.01 και Ι.02 και το κλιμακοστάσιο στο εσωτερικό του κτιρίου.



Σχήμα 13: Κάτοψη ισογείου - σειρά παθολογίας

8. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας εκτιμήθηκε με βάση την υπόθεση ότι αυτή είναι τρίστρωτη και σύμφωνα με την αντίστοιχη μεθοδολογία του Κεφ. 6.2.4.3 του ΚΑΔΕΤ.

$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}}(2\lambda_e \delta f_{c,e} + \lambda_i f_{c,i}) : (1 + 2\delta) f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}}(2\lambda_e \delta f_{c,e} + \lambda_i f_{c,i}) : (1 + 2\delta)$

όπου:

$f_{wc} f_{wc}$ η αντοχή της τρίστρωτης τοιχοποιίας,

$\gamma_{Rd} \gamma_{Rd}$ δείκτης αβεβαιότητας ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.50,

$\lambda_e \lambda_e$ και $\lambda_i \lambda_i$ εμπειρικοί συντελεστές οι οποίοι λαμβάνουν υπόψη την αλληλεπίδραση εξωτερικών παρειών και υλικού πληρώσεως, λαμβάνονται ίσοι με 0.80 και 1.20 αντιστοίχως,

$f_{c,e} f_{c,e}$ και $f_{c,i} f_{c,i}$ η θλιπτική αντοχή των εξωτερικών παρειών και του υλικού πληρώσεως αντιστοίχως,

$\delta\delta$ ο λόγος του πάχους της εξωτερικής παρειάς προς το πάχος του υλικού πληρώσεως.

Η θλιπτική αντοχή των εξωτερικών παρειών δίνεται από τη σχέση

$f_{c,e} = \xi \left\{ \left[\frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - f_0 \right] + f_{mc} \right\} f_{c,e} = \xi \left\{ \left[\frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - f_0 \right] + f_{mc} \right\}$

όπου:

$\xi\xi$ συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπόψη τη δυσμενή επιρροή του πάχους των αρμών κονιάματος

$\xi = 1 : [1 + 3.5(k - k_0)] \leq 1 \xi = 1 : [1 + 3.5(k - k_0)] \leq 1$

k = όγκος κονιάματος : όγκος τοιχοποιίας $\geq$ $0.30 \geq$ 0.30 , $k_0 k_0$ = 0.30,

$f_{bc} f_{bc}$ η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος η οποία στην περίπτωσή μας λαμβάνεται 40 MPa,

$f_0 f_0$ συντελεστής λάξευσης ο οποίος για αργολιθοδομή λαμβάνεται 1.5 - 2.5 ανάλογα με την ποιότητα δομήσεως, εδώ λαμβάνεται ίσος με 2.

Το μέτρο ελαστικότητας υπολογίζεται από τη σχέση

$E_{wc} = 1300 \left(1 - \frac{f_{wc}}{5}\right) f_{wc} \mp 140 f_{wc}^2 E_{wc} = 1300 \left(1 - \frac{f_{wc}}{5}\right) f_{wc} \mp 140 f_{wc}^2$

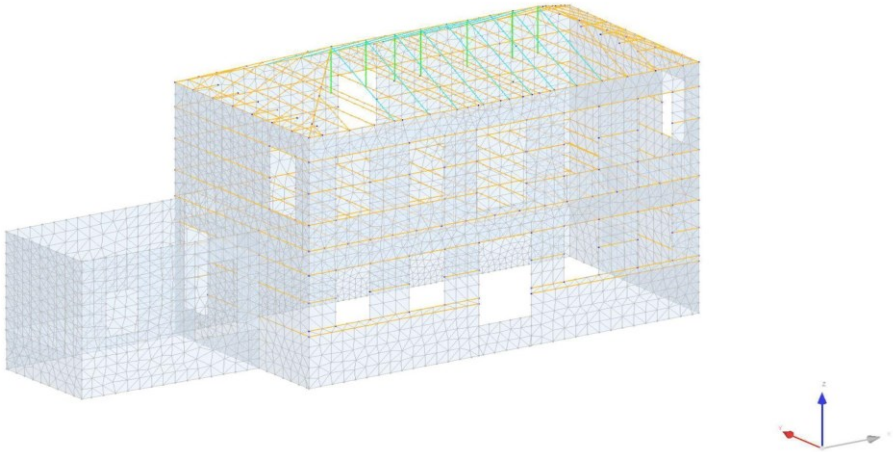
και λαμβάνεται ίσο με $\frac{1}{2} E_{wc} \frac{1}{2} E_{wc}$ καθώς πρόκειται για ρηγματωμένη τοιχοποιία.

Τελικά υπολογίστηκαν

$f_{wc} f_{wc}$ = 0.99 MPa

$\frac{1}{2} E_{wc} \frac{1}{2} E_{wc}$ = 585.32 Mpa

Έγινε προσομοίωση του κτιρίου με τριγωνικά πεπερασμένα στοιχεία και αριθμητική επίλυση με το λογισμικό Acord της εταιρείας ITech. Το συγκεκριμένο λογισμικό χρησιμοποιεί επιφανειακά στοιχεία κελύφους για την προσομοίωση της τοιχοποιίας και γραμμικά στοιχεία για τα ξύλινα μέλη. Η ανάλυση έγινε σύμφωνα με την ισοδύναμη στατική μέθοδο. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της λιθοδομής λαμβάνονται ως εξής: E = 585 MPa, ν = 0.3, ρ = 25 kN/m^3. Για τη δομική ξυλεία λαμβάνεται ποιότητα ξύλου D30 ερήμην, δεδομένου ότι στην περιοχή χρησιμοποιείται σκληρή ξυλεία (καστανιά, βελανιδιά). Το βήμα διακριτοποίησης επιλέχθηκε 0.30 μ. Η κατασκευή στηρίζεται στο έδαφος μέσω αρθρώσεων. Λαμβάνεται κινητό φορτίο 2.5 kN/m^2 σε όλες τις προσβάσιμες επιφάνειες. Στη στέγη λαμβάνεται υπόψη φορτίο χιονιού 1.0 kN/m^2 και ανέμου 1.2 kN/m^2. Καθώς η στέγη και τα πατώματα δε λειτουργούν σαν διαφράγματα, προσομοιώνεται κάθε ξύλινο μέλος ξεχωριστά και δε λαμβάνεται υπόψη το σανίδωμα.



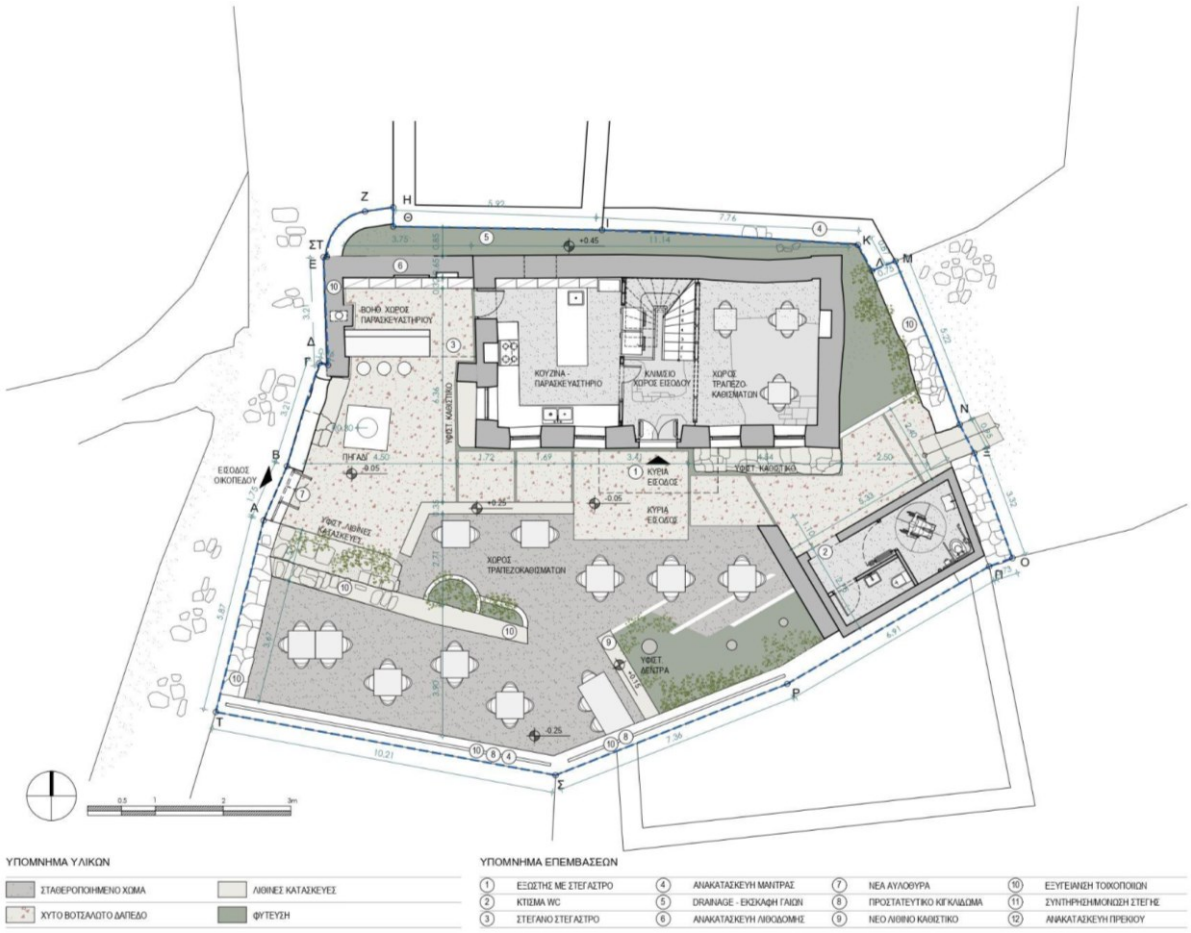
Σχήμα 14: Διακριτοποίηση

Για την ιδιομορφική ανάλυση επιλέγεται κατηγορία εδάφους Δ και κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙΙ αφού η πρόταση επανάχρησης αφορά τη μετατροπή του κτιρίου σε χώρο εστίασης. Ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται 1.5 και ο συντελεστής απόσβεσης 10%. Η Βίνιανη βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας 2 επομένως η επιτάχυνση του εδάφους είναι 0.24g. Υπολογίστηκαν συνολικά 60 ιδιομορφές οι οποίες ενεργοποιούν 42.6% της μάζας στη διεύθυνση Χ και 71.1% στη διεύθυνση Υ. Η δεσπόζουσα ιδιομορφή στη διεύθυνση Χ έχει ιδιοπερίοδο 0.18 s και στη διεύθυνση Υ 0.36 s. Συνυπολογίζεται και η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού. Το στατικό προσομοίωμα αναπαράγει την παθολογία που καταγράφηκε επιτόπου, με το κύριο πρόβλημα να εντοπίζεται στην εκτός επιπέδου κάμψη λόγω της απουσίας διαφραγμάτων και διαζώματος στους ορόφους.
Επίσης πραγματοποιήθηκε έλεγχος μεμονωμένα των ξύλινων μελών (δοκοί πατώματος, αμείβοντες) τόσο για τα υφιστάμενα όσο για τα μελλοντικά φορτία που θα προκύψουν από τη νέα χρήση του κτιρίου.

9. ΠΡΟΤΑΣΗ

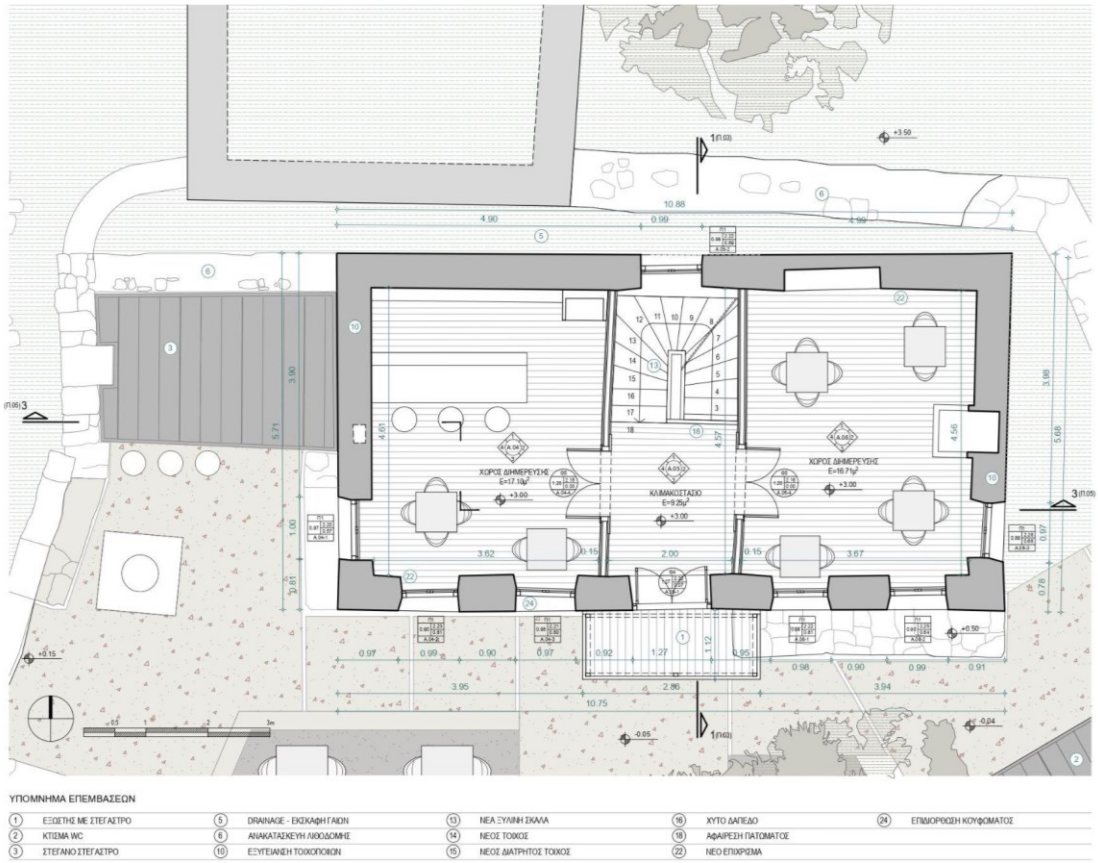
9.1 Πρόταση Επανάχρησης

Λαμβάνοντας υπόψη την έκταση της αυλής του κτιρίου αλλά και τη δομή, το μέγεθός του και το γεγονός ότι διαθέτει δύο ορόφους προτείνεται να γίνει επανάχρηση του και να μετατραπεί σε μια μικρή επιχείρηση εστίασης μέσα στον πυρήνα των κατοικιών της πάνω γειτονιάς του οικισμού. Η επιχείρηση θα λειτουργεί κυρίως στην αυλή τους θερινούς μήνες και θα περιορίζεται στο εσωτερικό του κτιρίου κατά τους χειμερινούς. Προτείνεται η αξιοποίηση της σύνδεσης του όμορου οικοπέδου με την αυλή του οικείου και να χρησιμοποιηθεί ο ελεύθερος χώρος του ως τόπος καλλιέργειας. Μικρή έκθεση τοπικών προϊόντων θα μπορεί να γίνεται στο εσωτερικο του κτιρίου.



Σχήμα 15: Κάτοψη ισογείου και περιβάλλοντα χώρου - Πρόταση επανάχρησης.

Ο χώρος Ι.01 κρίθηκε ο πλέον κατάλληλος για την κουζίνα του εστιατορίου αφού βρίσκεται στο ισόγειο αλλά επίσης και λόγω του μεγέθους του και της πρόσβασης σε αυτόν τόσο από το εσωτερικό του κτιρίου όσο απευθείας και από το εξωτερικό μέσω του χώρου Ι.07. Ο τελευταίος προτείνεται να στεγαστεί ώστε να μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως προέκταση της κουζίνας αλλά και ως μπαρ για την πιο εύκολη εξυπηρέτηση των υπαίθριων χώρων. Οι χώροι Ι.02 και Α.05 προτείνεται να παραμείνουν κενοί, χωρίς τραπεζοκαθίσματα, για την οριζόντια και κατακόρυφη κίνηση στο εσωτερικό του κτιρίου. Τα υπόλοιπα τρία δωμάτια του κτιρίου θα χρησιμοποιηθούν για την εστίαση των επισκεπτών. Στο δωμάτιο Ι.03 του ισογείου θα γίνεται επίσης η έκθεση προϊόντων (Εικ.8.2). Προτείνεται ανακατασκευή του εξώστη του κτιρίου για την άμεση πρόσβαση σε ημιυπαίθριο χώρο από τον Α΄ όροφο. Για το θέμα των χώρων υγιεινής, έπειτα από διερεύνηση των πιθανών εναλλακτικών προτείνεται η κατασκευή νέου κτιρίου στην αυλή του εστιατορίου (Σχ.Π.01-Α, Εικ.8.3). Το να χωροθετηθούν τα wc στο εσωτερικό του ισογείου, θα σήμαινε ότι οι χώροι των τραπεζοκαθισμάτων θα βρίσκονταν στον όροφο και άρα ένα τέτοιο σενάριο θα απέκλειε την πρόσβαση των ΑμεΑ και γενικότερα των ατόμων με δυσκολία στην κίνηση κατά τους χειμερινούς μήνες λόγω του ότι δε θα μπορούσαν να χρησιμοποιήσουν το κλιμακοστάσιο. Επομένως ο χώρος τραπεζοκαθισμάτων αλλά και ο χώρος υγιεινής έπρεπε να βρεθούν στο ισόγειο.



Σχήμα 16: Κάτοψη ορόφου - Πρόταση επανάχρησης

Προτείνεται επίσης διαμόρφωση του περιβάλλοντα χώρου με εξομάλυνση των κλίσεων, διάστρωση με δύο διαφορετικά υλικά και διατήρηση των υφιστάμενων δέντρων. Οι περιοχές των τραπεζοκαθισμάτων χωροθετούνται γύρω από τις ερειπιώδεις λιθομές και παρτέρια και προτείνεται να διαστρωθούν με σταθεροποιημένο χώμα.

Σχήμα 17: Φωτορεαλιστική απεικόνιση - Πρόταση επανάχρησης.

9.2 Πρόταση στερέωσης - οικοδομικές εργασίες

Στη συνέχεια αναφέρονται εν συντομία κάποιες από τις προτάσεις και εργασίες στερέωσης για την υλοποίηση της επανάχρησης του κτιρίου.

Θεμελίωση

Τα βάθος έδρασης της κατασκευής εκτιμάται περίπου 60 cm. Κατά τη διάρκεια των εργασιών αποκατάστασης προτείνεται να πραγματοποιηθούν διερευνητικές τομές και εφόσον κριθεί απαραίτητο θα γίνει εξυγίανση του εδάφους και ενίσχυση της θεμελίωσης. Η αποκάλυψη των θεμελίων για την εφαρμογή των ενισχύσεων θα γίνει τμηματικά. Στην εξωτερική πλευρά του κτιρίου θα γίνει επιπέδωση της όψης της λιθοδομης με τσιμεντοκονία και στη συνέχεια επάλειψη με στεγανωτικό έως τη στάθμη του δαπέδου του περιβάλλοντα χώρου. Το πίσω μέρος (βόρειο) της οικοδομής θα ξεμπαζωθεί, αφού διερευνηθεί το βάθος θεμελίωσης του όμορου κτίσματος, και θα δημιουργηθεί αποστραγγιστική τάφρος για την απορροή των ομβρίων υδάτων

Λιθοδομές

Θα αφαιρεθούν με προσοχή τα φυτά που αναρριχώνται στην τοιχοποιία. Θα γίνει καθαίρεση του παλαιού επιχρίσματος εσωτερικά και εξωτερικά και καθαρισμός των αρμών αρχικά χειρωνακτικά και έπειτα με την εφαρμογή υδροβολής με κατάλληλη πίεση ώστε να μην προκληθούν βλάβες. Μετά την υδροβολή θα εκτοξεύεται πεπιεσμένος αέρας για την απομάκρυνση της υγρασίας. Κατόπιν θα γίνει συρραφή των ρωγμών με λίθους (ή ανοξείδωτους σιδηρούς συνδέσμους, εφόσον κριθεί απαραίτητο). Ομοίως θα γίνει συρραφή στις θέσεις κακής συναρμογής των λίθων. Στις θέσεις όπου διαπιστώνεται σημαντική αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας, για παράδειγμα στη νότια όψη στο σημείο όπου παρατηρείται η αποκόλληση των παρειών της τοιχοποιίας, θα γίνει τοπική ανακατασκευή. Ο βόρειος τοίχος του εξωτερικού μαγειρείου θα καθαιρεθεί και θα ανακατασκευαστεί λίθινος.

Στέγη

Όσον αφορά στην τελική επιφάνεια και άρα το οπτικό αποτέλεσμα, επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν και πάλι τα γαλλικά κεραμίδια και να μην γίνει επαναφορά σε σχιστόλιθους για ποικίλους λόγους με κύριο και σημαντικότερο αυτόν για τον οποίο πιθανότατα έγινε εξ αρχής η αλλαγή, δηλαδή τα υψηλά φορτία που με μία τέτοια επέμβαση θα επιβαρυνόταν ο φέρων οργανισμός της στέγης.

Η στέγη κρίνεται αναγκαίο να θερμομονωθεί και να υγρομονωθεί. Επιλέγεται η στέγη να γίνει θερμή, δηλαδή η μόνωσή της να γίνει στο κεκλιμένο και όχι το οριζόντιο επίπεδο. Για τον αερισμό της θα υπάρξουν δύο στοιχεία εξαερισμού που θα διακόπτουν τα κεραμίδια. Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό, τα περισσότερα ξύλα βρίσκονται σε καλή κατάσταση και θα διατηρηθούν, αφού εξυγιανθούν και συντηρηθούν με κατάλληλο βερνίκι για την προστασία τους από τα ξυλοφάγα έντομα. Όσα έχουν υποστεί σήψη θα αντικατασταθούν.

Πατώματα

Όσον αφορά στο πάτωμα του ορόφου, η στατική επίλυση έδειξε ότι οι δοκοί δεν επαρκούν.Οι δοκοί επιλύονται εκ νέου με τη βοήθεια του λογισμικού Acord λαμβάνοντας υπόψη την τοποθέτηση κόντρα πλακέ και σανιδώματος , ώστε πλέον λειτουργούν ως πλακοδοκοί. Αποδεικνύεται ότι με τη διαφραγματοποίηση του πατώματος οι δοκοί επαρκούν για να παραλάβουν τα νέα φορτία και επομένως δεν υπάρχει λόγος αντικατάστασής τους. Ωστόσο κατά τη διάρκεια των εργασιών θα διερευνηθεί η κατάσταση της έδρασής τους στο εσωτερικό της τοιχοποιίας για τυχόν φαινόμενα σήψης ή εντόμων. Αν διαπιστωθούν σοβαρές βλάβες ίσως κριθεί απαραίτητη η αντικατάσταση. Οι ξύλινες δοκοι θα συνδεθούν με το νέο ξύλινο στρωτήρα που θα τοποθετηθεί περιμετρικά. Επίσης ανά δύο, θα βλητρωθούν στην τοιχοποιία με βλήτρο που θα καταλήγει σε μεταλλική λάμα η οποία θα συνδέεται με τη δοκό στο πάνω τμήμα της. Αφού ολοκληρωθούν οι εργασίες στις δοκούς του πατώματος θα τοποθετηθεί πάνω σε αυτές κόντρα πλακέ θαλάσσης 25mm για διαφραγματοποίηση του επιπέδου. Στο κόντρα πλακέ θα γίνουν εσοχές στα σημεία στα οποία βλητρώνονται οι δοκοί του πατώματος με την τοιχοποιία, ώστε να υποδεχτεί τις μεταλλικές λάμες. Στη συνέχεια θα τοποθετηθεί το δάπεδο. Αν το δάπεδο που έχει αφαιρεθεί παραμένει σε καλή κατάσταση θα συντηρηθεί και θα επανατοποθετηθεί ενώ θα γίνει συμπλήρωση των έντονα φθαρμένων τμημάτων με όσο το δυνατό λιγότερο εμφανή διαφοροποίηση του νέου από το παλιό, δεδομένης της μικρής έκτασης επισκευών που πιθανώς θα χρειαστούν. Στη συνέχεια θα τριφτεί και θα βερνικωθεί. Σε περίπτωση που μεγάλο μέρος του δαπέδου είναι σε κακή κατάσταση θα τοποθετηθεί νέο ξύλινο δάπεδο στο σύνολο του ορόφου.

Εξώστης

Προτείνεται ανακατασκευή του εξώστη, ο οποίος θα είναι μορφολογικά αντίστοιχος με τον παλιό, όπως γίνεται υπόθεση ότι ήταν με βάση τις ενδείξεις στα υπόλοιπα κτίρια του οικισμού, αλλά θα διατηρεί κάποια σύγχρονα στοιχεία ώστε να είναι σαφής η ημερομηνία κατασκευής του.

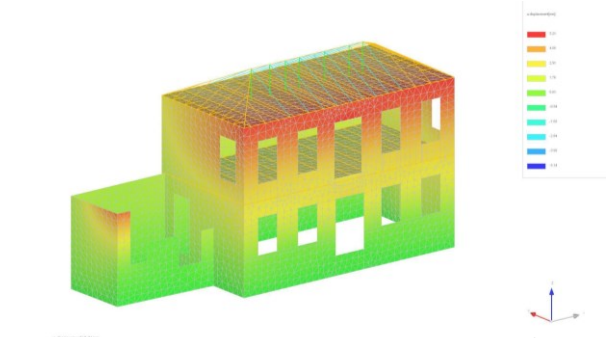
9.3 Στατικό Προσωμοίωμα

Επιλύθηκε εκ νέου το κτίριο συνυπολογίζοντας τις προτεινόμενες επεμβάσεις. Τα νέα χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας μετά την ενεμάτωση λαμβάνονται ως εξής.

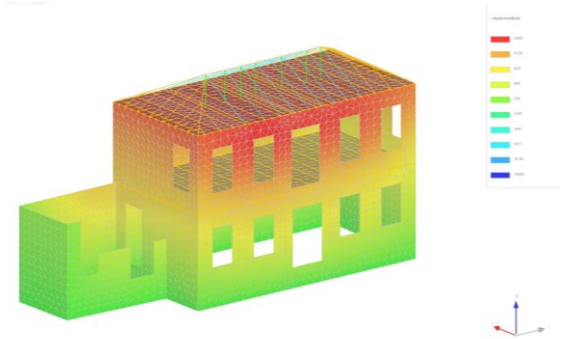
f_{wc} = 1.26 MPa

$\frac{1}{2}E_{wc}$ = 722.40 MPa

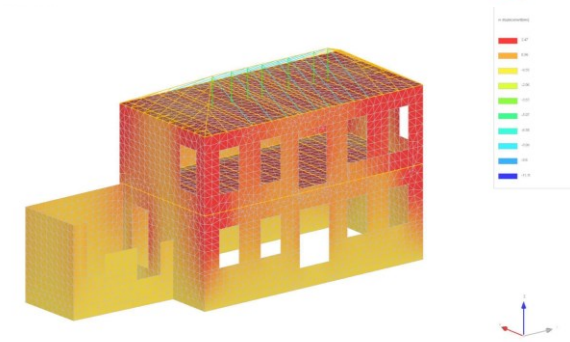
Προς την πλευρά της ασφάλειας δεν έχουν ληφθεί υπόψη οι ξυλοδεσιές καθώς είναι αβέβαιη η κατάσταση του ξύλου και των συνδέσεων στο εσωτερικό της τοιχοποιίας. Παρατηρούμε ότι οι τόσο οι μετακινήσεις όσο και οι εφελκυστικές τάσεις μειώνονται κατ' απόλυτη τιμή και κατανέμονται με πιο ομοιόμορφο τρόπο στην κατασκευή.



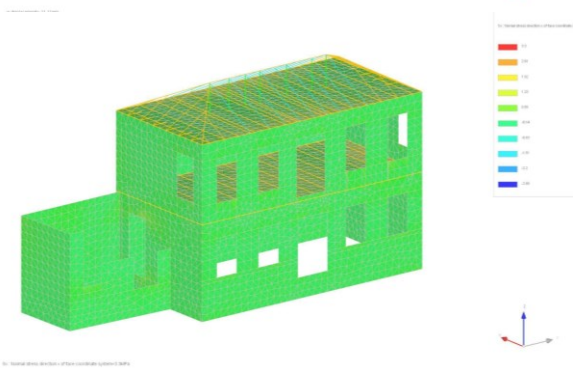
Περιβάλλουσα της μετακίνησης κατά τον άξονα x.



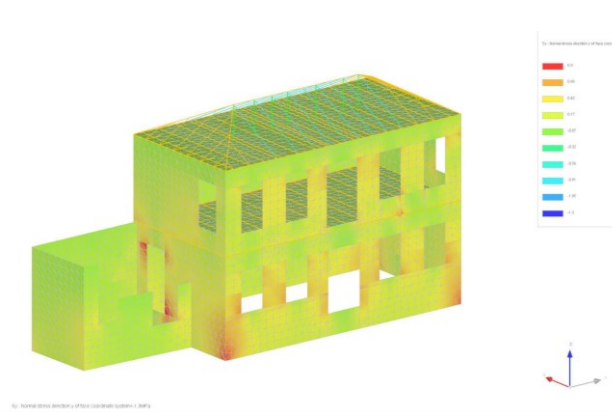
Περιβάλλουσα της μετακίνησης κατά τον άξονα y.



Περιβάλλουσα της μετακίνησης κατά τον άξονα z.



Περιβάλλουσα των ορθών τάσεων κατά τον τοπικό άξονα x. Με θερμά χρώματα οι εφελκυστικές τάσεις και με ψυχρά οι θλιπτικές.



Περιβάλλουσα των ορθών τάσεων κατά τον τοπικό άξονα y. Με θερμά χρώματα οι εφελκυστικές τάσεις και με ψυχρά οι θλιπτικές.

9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Καραγεωργίου Ελ. Δ. (1966). "Έκθεσις επί του καθορισμού χώρων ανεγέρσεως κωμοπόλεων δια την στέγασιν των κατοίκων των σεισμοπλήκτων και κατολισθαινόντων οικισμών του νομού Ευρυτανίας". Ινστιτούτο γεωλογίας και ερευνών υπεδάφους. Αθήνα, 15/2/1966.
[2] Κοντογιώργος Β. (2018). "Κατολισθητικά φαινόμενα στην Περιφερειακή Ενότητα Ευρυτανίας, η περίπτωση του Παλαιού Μικρού χωριού". Πτυχιακή εργασία. Χαροκόπειο Πανεπιστήμιο, τμήμα Γεωγραφίας. Αθήνα, 2018.
[3] Ντάσιος, Τ. 1998. Στ' Άγραφα, εκδ. Μίλητος.
[4] Τζαφτάνη Φ. (2013). "Τα αίτια και ο μηχανισμός λειτουργίας των κατολισθητικών φαινομένων στις ορεινές λεκάνες απορροής των χειμαρρικών ρευμάτων του ελλαδικού χώρου. Αρχές και συστήματα διευθέτησης." Διδακτορική διατριβή. Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Σχολή δασολογίας και φυσικού περιβάλλοντος. Θεσσαλονίκη, 2013.
[5] Παπαζάχος Β, Παπαζάχου Κ. (1989). "Οι σεισμοί της Ελλάδας". Εκδόσεις Ζήτη. Θεσσαλονίκη, 1989.
[6] Gupta H.K., Rastogi B.K., Narain H. (1972). "Some discriminatory characteristics of earthquakes near the Kariba, Kremasta and Koyna artificial lakes." Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 62, No. 2, pp. 493-507. April, 1972.
[7] Stein S., Wiens D.A, Fujita K. (1982). "The Kremasta reservoir earthquake sequence". Earth and Planetary Science Letters, 59 (1982) 49-60. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam - Printed in the Netherlands.
[8] Comninakis P., Drakopoulos J., Moumoulidis G., Papazachos B. (1968). "Foreshock and aftershock sequences of the Cremasta earthquake and their relation to the waterloading of the Cremasta artificial lake". Ann. Geofis.21 Rome, 1968.
[9] Πυθαρούλη Σ. (2007). "Μελέτη της μακροχρόνιας παραμόρφωσης του φράγματος Κρεμαστών με βάση ανάλυση γεωδαιτικών δεδομένων και μεταβολών στάθμης ταμιευτήρα". Διδακτορική διατριβή. Πανεπιστήμιο Πατρών. Πάτρα, 2007.
[10] Γιαννίτσαρης Γ. (2000). "Η παραδοσιακή αρχιτεκτονική της Ευρυτανίας". Διδακτορική Διατριβή. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο (ΕΜΠ). Σχολή Αρχιτεκτόνων Μηχανικών. Αθήνα, 2000.

7. ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εργασία πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια άσκησης πεδίου του προγράμματος μεταπτυχιακών σπουδών «Προστασία Μνημείων». Ευχαριστίες απεύθυνονται σε όσους υποστήριξαν με τον τρόπο τους το ταξίδι μας στη Βίνιανη. Τον έναν εκ των τριών μόνιμων κατοίκων της παλαιάς Βίνιανης κ. Μήτσο για τις πληροφορίες που μας παρείχε σχετικά με τον ιδιοκτήτη του κτιρίου που μελετήσαμε, το δήμαρχο Αγράφων Αλέξανδρο Καρδαμπίκη που μας προσκάλεσε και φιλοξένησε, τους κατοίκους της περιοχής που μας φρόντισαν και τέλος στους επιβλέποντες καθηγητές Ν. Μπελαβίλα, Α. Μιλτιάδου, Ε. Τσακανίκα, Ε.Εφεσίου, Κ. Καραδήμα, Μ. Μπαλοδήμου, που με την παρουσία, τις γνώσεις και την εμπειρία τους συνέβαλαν καθοριστικά στη διαμόρφωση της εργασίας αυτής.

Πρότασης αποκατάστασης και στερέωσης του αρχοντικού Ε.Καραγιώργου στη Βίνιανη Ευρυτανίας

Αργυρή Βιέννα
Αγρονόμος Τοπογράφος Μηχανικός, irovien@yahoo.gr
Άννα Ζαχαράκη
Αρχιτέκτων Μηχανικός, ann.zacharaki@gmail.com
Ζωή Κονδύλη
Αρχιτέκτων Μηχανικός, zoekondili@gmail.com
Νικολέττα Σάκκα
Αρχιτέκτων Μηχανικός, nikoletasakka@outlook.com
Βασιλική Λασπιά
Αγρονόμος Τοπογράφος Μηχανικός, vas.laspia@gmail.com
Ολυμπία Σπυριδάκη
Αρχιτέκτων Μηχανικός, olymbias@gmail.com
Αθηνά Στεφανή
Αρχιτέκτων Μηχανικός, stefani.athina@gmail.com
Δήμητρα Χρήστου
Πολιτικός Μηχανικός, dimitrachristou95@gmail.com

Μεταπτυχιακές Φοιτήτριες ΔΠΣ «ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΜΝΗΜΕΙΩΝ» Α' Κατεύθυνση «Συντήρηση και Αποκατάσταση Ιστορικών Κτιρίων και Συνόλων»:

Περίληψη

Η παρούσα εργασία έχει στόχο την παρουσίαση της πρότασης αποκατάστασης του αρχοντικού Καραγεώργου στη Βίνιανη Ευρυτανίας, που πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια των συνδυαστικών μαθημάτων 4.2: Αποτύπωση & τεκμηρίωση κτιρίου & 4.3. Επίλυση προβλήματος στερέωσης-συντήρησης. Η εργασία περιλαμβάνει στο Α' μέρος την αποτύπωση, τεκμηρίωση, και ανάλυση της κατασκευαστικής δομής και της παθολογίας του κτηρίου. Στο Β' μέρος παρουσιάζεται η πρόταση αποκατάστασης και οι προτάσεις επεμβάσεων ενίσχυσης.

ΜΕΡΟΣ Α'

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η μελέτη για το Αρχοντικό Καραγιώργου στη Βίνιανη Αγράφων έγινε στα πλαίσια του ΔΠΜΣ «Προστασίας Μνημείων» του Εθνικου Μετσόβιου Πολυτεχνείου και μέρος αυτής συμπεριλήφθηκε στην ευρύτερη έρευνα «Η Βίνιανη των Αγράφων, Στρατηγικό Σχέδιο για την αναβίωση του οικισμού» που εκπονήθηκε από το Εργαστήριο Αστικού Περιβάλλοντος και το ΔΠΜΣ «Προστασία Μνημείων» της Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχ. στα πλαίσια του Μνημονίου Συνεργασίας μεταξύ του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου και του Δήμου Αγράφων.
Ο οικισμός της παλαιάς Βίνιανης είναι χαρακτηρισμένος ως ιστορικός τόπος βάσει της υπουργικής απόφασης ΥΠΠΟ/ΔΙ- ΛΑΠ/Γ/1257/31799 (ΦΕΚ 592 Β/24-8-1988). Στον εν λόγω οικισμό εγκαταστάθηκε η Συμμαχική Στρατιωτική Αποστολή στον Αγώνα κατά των Γερμανών και συγκροτήθηκε η Πολιτική Επιτροπή Εθνική Απελευθέρωσης (ΠΕΣΑ), γνωστή ως "Κυβέρνηση του Βουνού", η οποία ορκίστηκε και συνεδρίασε στο Δημοτικό Σχολείο του Οικισμού στις 10 Μαρτίου 1944 με αποστολή της το συντονισμό και τη διεύθυνση του αγώνα. Η Παλιά Βίνιανη γίνεται η πρωτεύουσα της Ελεύθερης Ελλάδας [5]. Το τέλος του οικισμού της Παλιάς Βίνιανης επήλθε μετά τον καταστροφικό σεισμό, τον Φεβρουάριο του 1966 [3]. Οι κάτοικοι μετακινήθηκαν στο χωριό της Νέας Βίνιανης που ολοκληρώθηκε το 1968, μετά την εφαρμογή στεγαστικού προγράμματος λαϊκής κατοικίας.[4]

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ

Το αρχοντικό Καραγεώργου βρίσκεται στο νότιο τμήμα του χωριού Βίνιανη Αγράφων, σε υψόμετρο περίπου 570 μέτρων. Ιδιοκτήτης του ήταν ο Ευάγγελος Καραγεώργος, ο οποίος διέμεινε για 23 χρόνια στην Πόλη Frederick της πολιτείας Maryland των Η.Π.Α., εργαζόμενος ως εστιάτορας. Από έρευνα των αρχείων του Ellis Island [2] και τη συστηματική διερεύνηση των φάσεων κατασκευής του κτηρίου, τεκμηριώθηκε η ταύτιση των οικοδομικών εργασιών με τα ταξίδια παλιννόστησης του ιδιοκτήτη. Το αρχιτεκτονικό λεξιλόγιο της κατοικίας, με έμφαση στις λεπτομέρειες, αντικατοπτρίζει τη μεγάλη οικονομική ευμάρεια του ιδιοκτήτη.
Το κτήριο βρίσκεται πάνω στο βασικό δρόμο πρόσβασης προς τον οικισμό. Στα ανατολικά του διέρχεται ένα από τα δύο ρέματα του οικισμού. Αποτελείται από ένα ενιαίο κτίριο επιφάνειας 127 τ.μ. το οποίο βρίσκεται στο μέσο οικοπέδου έκτασης 350 τ.μ. έχοντας αυλή και μαντρότοιχο στα όριά του. Έχει σύνθετη κάτοψη σχήματος Ζ. Αποτελείται από τρεις όγκους, που έχουν προκύψει από δύο διαφορετικές φάσεις κατασκευής. Αναπτύσσεται σε δύο στάθμες, ισόγειο και όροφο, οι οποίες καταλαμβάνουν ακριβώς το ίδιο περίγραμμα. Σε δυο στάθμες αυλής, διαμορφώνεται και ο περιβάλλων χώρος.
Είναι πετρόκτιστο, με χρήση λευκού και γκρίζου λίθου από το τοπικό λατομείο. Είναι κτισμένο σε οικόπεδο με έντονη κλίση πάνω από 50% με αποτέλεσμα να είναι διώροφο στις τρεις πλευρές του και μονόροφο στην τέταρτη και περιλαμβάνει διώροφο πύργο με πρόσβαση μόνο από τον όροφο.
Οι όψεις του διαθέτουν τριμερή καθ΄ ύψος διάρθρωση: βάση από λίθους πολυγωνικής μορφής με σχεδόν ξερολιθική δομή, κορμό που εκτείνεται σε ύψος δύο ορόφων και στέψη το εξέχον γείσο της στέγης. Η ζώνη του κορμού διακόπτεται στο μέσον περίπου από λεπτό γείσο από πλακοειδούς σχήματος λίθους. Το κτήριο στεγάζεται με τετράριχτες στέγες και έχει μέγιστο συνολικό ύψος 8,5μ. Ένας κάθετος άξονας διέρχεται νοερά στο μέσον της κάθε όψης (σε κάθε ξεχωριστό όγκο) και λειτουργεί ως άξονας συμμετρίας. Στην όψη από το καλντερίμι -πάνω αυλή- ακολουθεί την διαμόρφωση διπλού υπό γωνία ανοίγματος θυρών σε κάτοψη, το οποίο αποτελεί το βασικό μορφολογικό χαρακτηριστικό των κτηρίων σε σχήμα Γ στην Ευρυτανία.
Οι λιθοδομές των όψεων της Α φάσης είναι κατασκευασμένες με λευκούς ημιλαξευτούς ασβεστόλιθους ενώ της Β φάσης με ημιλαξευτή λιθοδομή διαφόρων χρωματισμών. Διαθέτει έντεχνα λαξευμένους γωνιόλιθους σε όλες τις γωνίες του και στα πλαίσια των θυρών και των παραθύρων, με εναλλαγή της πλατιάς και της στενής πλευράς του λίθου ανά ζώνη ύψους. Τα πρέκια των θυρων και των παραθύρων σχηματίζονται από οριζόντια ξύλινη δοκό και χθαμαλό τόξο από λαξευμένους λίθους.
Ο εξώστης που βρίσκεται στην κεντρική όψη, ιδιαίτερο μορφολογικό στοιχείο του οικισμού, έχει μορφολογικές επιρροές από την αρχιτεκτονική της Κωνσταντινούπολης. Κατασκευάζεται με ξύλινα φουρούσια κυματιστής όψης, έχει ξύλινο δάπεδο και στεγάζεται με ξύλινο στέγαστρο από το οποίο «κρέμονται» διακοσμητικές ξυλόγλυπτες σταγόνες.
Ένα μορφολογικό στοιχείο που δε συναντάται σε κανένα άλλο κτήριο του οικισμού είναι ο σχηματισμός σταυρού από δύο οριζόντιες λίθινες πλάκες και δύο κατακόρυφες, στο κενό μεταξύ των γωνιόλιθων του κτηρίου και των λίθινων παραστάδων των παραθύρων.
Το ισόγειο αποτελείται από τέσσερις βοηθητικούς χώρους, χωριζόμενους από λίθινους μη φέροντες τοίχους, ο δε όροφος από πέντε χώρους, χωριζόμενου με τσατμάδες διαμορφώνοντας τον κεντρικό χώρο εισόδου, δύο όμοιου μεταξύ τους μεγέθους χώρους εκατέρωθεν, την Υποδοχή (σάλα), το Υπνοδωμάτιο, το Δωμάτιο Διημέρευσης και την Κουζίνα. Η επικοινωνία

με τον όροφο γίνεται με κλίμακες, εξωτερικά και εσωτερικά. Όλοι οι χώροι έχουν μεγάλου μεγέθους παράθυρα, με φεγγίτες στον όροφο, που εξασφαλίζουν πολύ καλό φωτισμό και αερισμό. Η πρόσβαση στην στέγη γίνεται μέσω δύο καταπακτών.

Άποψη του κτηρίου από ψηλά

Άποψη του κτηρίου με τον πύργο (αριστερά) και σχηματισμός σταυρού στην τοιχοποιία με λίθινες πλάκες (δεξιά)

ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Τοιχοποιίες

Φέρουσα τοιχοποιία

Οι εξωτερικοί τοίχοι του κτηρίου είναι κατασκευασμένοι από τρίστρωτη λιθοδομή, με μέσο πάχος από 50εκ. έως 70εκ., και αποτελούν τον φέροντα οργανισμό του κτηρίου.

Στο αρχικό κτήριο η **έξω παρειά της λιθοδομής** είναι κατασκευασμένη με λευκούς λαξευτούς ασβεστόλιθους. Οι υπόλοιπες λιθοδομές είναι κατασκευασμένες με ημιλαξευτή λιθοδομή με επεξεργασμένη την εξωτερική τους μόνο επιφάνεια. Οι γωνίες όλων των τοιχοποιιών στις

όψεις και οι λίθοι περιμετρικά των ανοιγμάτων, έχουν επιμελημένη λάξευση, λευκό χρώμα και μεγάλο μέγεθος. Η ΒΑ όψη της προσθήκης προς το ρέμα, είναι κατασκευασμένη με ημιλαξευτούς λίθους, οι οποίοι είναι σκουρότεροι, έχουν ακανόνιστο σχήμα και χρωματική ποικιλία κάτι το οποίο ισχύει και στη νοτιοανατολική όψη στην τοιχοποιία του πύργου και τμήματος της ενδιάμεσης προσθήκης.

Η **εσωτερική παρειά της λιθοδομής** είναι ημιλαξευτή, ανεπίχριστη και με εισέχον ασβεστοκονίαμα στο ισόγειο, στον όροφο δε οι λιθοδομές είναι επιχρισμένες εσωτερικά. Οι λιθοδομές του κτηρίου είναι οπλισμένες με διπλές ξυλοδεσιές συνδεδεμένες με κλάπες, συνδέονται κατά μήκος με απλές εντορμίες και ήλους και διατρέχουν τους τοίχος σε δύο στάθμες. Στον όροφο, αν και οι ξυλοδεσιές δεν είναι εμφανείς, έχει διαπιστωθεί από σημειακές τομές η ύπαρξή τους στην ποδιά των παραθύρων. Στην εξωτερική πλευρά του τοίχου παρατηρούνται δύο οριζόντιες διακοσμητικές ζώνες μία στην στάθμη περίπου του δαπέδου και μία στην κορυφή του τοίχου. Τα διακοσμητικά αυτά γείσα διαμορφώνονται με εκφορική τοποθέτηση λαξευτών λίθινων πλακών και τοποθετούνται κάθετα στο πάχος της λιθοδομή.

Θεμελίωση

Η θεμελίωση των λιθοδομών γίνεται με διαπλάτυνσή τους στη βάση, η οποία ξεκινάει περίπου 15 εκ κάτω από τη στάθμη του δαπέδου και γίνεται προς τις δύο κατευθύνσεις του τοίχου. Το βάθος έδρασης κυμαίνεται καθώς το κτήριο είναι κατασκευασμένο σε ένα οικόπεδο με έντονη κλίση της τάξης του 50%. Η έδραση γίνεται συνήθως στο βάθος που απαιτείται ανάλογα με την ποιότητα του εδάφους. Στην περίπτωση ευρέσεως βραχώδους εδάφους κατά την εκσκαφή, γεγονός σύνηθες στην Ευρυτανία όπου τα κτίρια θεμελιώνονται σε κεκλιμένα εδάφη, οι βράχοι δεν αφαιρούνται αλλά ενσωματώνονται στην τοιχοποιία με αποτέλεσμα την ανισόπεδη θεμελίωση.

Μπαγδατότοιχοι

Οι εσωτερικοί διαχωριστικοί τοίχοι στον όροφο είναι από μπαγδατί. Είναι κατασκευασμένοι με κατακόρυφους ορθοστάτες διαστάσεων 6x6εκ με αξονική μεταξύ τους απόσταση 50 εκατοστά κατά μέσο όρο. Η τελική επιφάνεια σχηματίζεται με επίχρισμα πάνω σε πηχάκια 1,5x3 περίπου εκατοστά.

Κονιάματα δόμησης και επιχρίσματα

Οι ξεστές λιθοδομές έχουν πολύ μικρό αρμό με κονίαμα. Σε όλες τις όψεις έχει γίνει μεταγενέστερη επέμβαση πιθανόν για την επισκευή ρηγματώσεων με τσιμεντοκονίαμα. Στις όψεις των ημιλαξευτών λιθοδομών το κονίαμα εξέχει μερικά χιλιοστά από την εξωτερική επιφάνεια του λίθου, πιθανά ως αποτέλεσμα μεταγενέστερης επέμβασης, ενίοτε δε το εξέχον κονίαμα καλύπτει μεγάλο μέρος του λίθου. Σε ορισμένα σημεία η τελική επιφάνεια του τσιμεντοκονιάματος διαμορφώνεται με χάραγμα - σαρδέλωμα. Τόσο το συνδετικό κονίαμα όσο και το επίχρισμα είναι κατασκευασμένα με αργιλοκονίαμα με προσθήκη ασβέστη και αδρανών κατάλληλης βαθμιδωτής κοκκομετρίας ενώ παρατηρούνται στοιχεία παραδοσιακού “ινοπλισμού” από άχυρο και τρίχες ζώων.

Τοίχοι περίφραξης

Οι τοίχοι της ΝΑ, ΒΔ και ΒΑ περίφραξης είναι λίθινοι και επικαλυμμένοι μεταγενέστερα με τσιμεντοκονιάματα, ενώ η περίφραξη στο τμήμα του καλντεριμιού είναι κατασκευασμένη με

λαξευτούς λίθους και έχει περίτεχνο μεταλλικό κιγκλίδωμα και μεταλλική αυλόθυρα. Εκτιμάται ότι στο τμήμα προς το χωματόδρομο και το ρέμα, όπου οι τοίχοι της περίφραξης λειτουργούν και ως αναλημματικοί, ήταν ξερολιθικές κατασκευές. Ο τοίχος αντιστήριξης-περίφραξης που περιβάλλει το οικόπεδο από τα νοτιοανατολικά προς τα βορειοανατολικά παραπλεύρως του ρέματος έχει ανά πυκνά διαστήματα τετράγωνες οπές οι οποίες εξυπηρετούν την αποστράγγιση των όμβριων υδάτων. Στη γωνία της περίφραξης, στο σημείο όπου έχει καταρρεύσει το κάτω τμήμα της περίφραξης, παρατηρήθηκε μια οπή μεγάλων διαστάσεων, η οποία αποτελεί την απόληξη ενός δικτύου από υπόγεια κανάλια κατασκευασμένη με ξερολιθικά τοιχώματα που γεφυρώνονται με σχιστόπλακες τοποθετημένες σε απόσταση ως αποστραγγιστικές εσχάρες.

Οριζόντια φέροντα στοιχεία

Πατώματα

ισόγειο |Το δάπεδο του ισογείου αποτελείται από λεπτή στρώση λίγων χιλιοστών πατημένου χώματος. Παρουσιάζει μεγάλη κλίση από την πλευρά του καλντεριμιού προς τον βορειοανατολικό και νοτιανατολικό τοίχο, με υψομετρική διαφορά η οποία φτάνει τα 15 εκ. και αυτό αποτελεί ενδιαφέρουσα λεπτομέρεια αντιμετώπισης της υγρασίας στους υπόγειους χώρους.
όροφος | Το πάτωμα του ορόφου αποτελείται από δοκούς πριστής και πελεκητής ξυλείας μέσης διατομής 9x14εκ με μέση αξονική απόσταση 40εκ. οι οποίες εδράζονται στις ξυλοδεσίες των λίθινων τοίχων. Το πάτωμα της προσθήκης αποτελείται από δοκούς πριστής και πελεκητής ξυλείας μέσης διατομής 7-9x15εκ με μέση αξονική απόσταση 60εκ. Το δάπεδο στους χώρους ΟΡ 1- ΟΡ3/ ΟΡ5-ΟΡ6 και ΟΡ4 /ΟΡ9 είναι κατασκευασμένο από σανίδες από δρυ πλάτους 10εκ. και 15εκ. αντίστοιχα. Το πάτωμα των χώρων ΟΡ8 και ΟΡ9 είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αποτελεί πρώιμη μορφή πλάκας σκυροδέματος με οπλισμό αποτελούμενο από α) τρεις μεταλλικές δοκούς διατομής Ι και διαστάσεων 4.4x7.4εκ.μέσα στο πάχος της πλάκας β)ράβδους χάλυβα ορθογωνικής διατομής, γ) μεταλλική δοκό στην έξω πλευρά. Ο χώρος υγιεινής ΟΡ9 είναι επιστρωμένος με τσιμεντοκονίαμα.
Στέγη
Η στέγη της αρχικής φάσης του κτηρίου αποτελείται από μία τετράριχτη στέγη (Στέγη Α) και μία τρίριχτη (Στέγη Β) που σχηματίζουν σχήμα Γ. Η στέγη Α αποτελείται από δύο τραπεζοειδείς πλάτες και δύο τριγωνικές σκούφιες και η στέγη Β από δύο τραπεζοειδείς πλάτες και μια τριγωνική σκούφια. Ο φορέας των στεγών Α και Β είναι κατασκευασμένος από απλά τριγωνικά ζευκτά, με μέση αξονική απόσταση 80εκ. (60εκ. εως 1,05εκ.) που τοποθετούνται εγκάρσια στις μεγάλες πλευρές του κτηρίου. Η σύνδεση του αμείβοντα με τον ελκυστήρα γίνεται με εντορμία και ενισχύεται με τζινέτια τετράγωνης διατομής. Η κορυφή του τριγώνου σχηματίζεται από κορυφομηκύδα εκατέρωθεν της οποίας αντιστηρίζονται οι αμείβοντες.
Η κλίση των στέγων Α και Β είναι κατά προσέγγιση 28º (53%) και της στέγης Γ 34º (67%). Στην κατώτερη σειρά κεραμιδιών παρατηρείται μειωμένη κλίση για την βέλτιστη απομάκρυνση των ομβρίων υδάτων. Οι κλίσεις αυτές υποδηλώνουν ενδεχόμενη αρχική επικάλυψή με σχιστόπλακες. Σήμερα η τελική επίστρωση των στεγών γίνεται με 10 σειρές πτυχωτά και κυματοειδή γαλλικά κεραμίδια, τα οποία εδράζονται πάνω σε τεγίδες διατομής περίπου 6x6 εκ. με μέση αξονική απόσταση 35 cm . Τα κεραμίδια των ραχών και των κορυφογραμμών είναι βυζαντινά (κοίλα) και τοποθετούνται κολυμβητά. Τα λούκια μεταξύ των τριών τμημάτων της στέγης σχηματίζονται με λαμαρίνα υποκείμενη των κεραμιδιών.

Οροφές

Στο ισόγειο του κτηρίου δεν υπάρχουν οροφές, αντίθετα είναι ορατές οι δοκοί του υπερκείμενου πατώματος και η κάτω πλευρά του σανιδώματος του οροφου. Στον όροφο, οι οροφές των δωματίων διαφοροποιούνται ανάλογα με τη φάση κατασκευής και τη χρήση του χώρου. Αναλυτικότερα, στο αρχικό κτήριο σχήματος Γ οι οροφές είναι κατασκευασμένες από ξύλινες σανίδες πλάτους 10-18εκ. καρφωμένες στους ελκυστήρες των ζευκτών και σε ενδιάμεσες δοκίδες μικρότερης διατομής. Οι δοκίδες αυτές εδράζονται στις ξυλοδεσιές και αναρτώνται από τα ζευκτά μέσω κατακόρυφων ξύλινων ημικατεργασμένων αναρτήρων διατομής 5x5 και ημικατεργασμένων οριζόντιων δοκών ανάρτησης διατομής περίπου Φ7, εδραζόμενων πάνω στους ελκυστήρες. Η οροφή κάθε δωματίου σχηματίζεται από ένα διακοσμητικό περιμετρικό πλαίσιο και σανίδωμα πλήρωσης. Το πλαίσιο σχηματίζεται σε εναλλασσόμενες ζώνες μεταβαλλόμενου πλάτους από πήχεις με κυμάτια και σανίδωμα σε κατεύθυνση παράλληλη με την εκάστοτε πλευρά του δωματίου.__

Κατασκευαστικές λεπτομέρειες

Κουφώματα

Τα κουφώματα της Οικίας Ευαγ. Καραγεώργου αποτελούν ένδειξη της οικονομικής κατάστασης και κοινωνικής θέσης του ιδιοκτήτη.

Ξεχωρίζουμε τρεις βασικές τυπολογίες παραθύρων:
Α. Τα **παράθυρα τύπου Α** αρχικά αποτελούνταν από ένα τετράξυλο πλαίσιο στερεωμένο στην τοιχοποιία με «θυροστόμια» στο πρέκι και την ποδιά, τα οποία δένονται με την διατρέχουσα ξυλοδεσιά. Στο πλαίσιο αυτό στερεώνεται με πριτσίνια το μεταλλικο κιγκλίδωμα της Α'Φάσης με διακοσμητικές λόγχες.
Κατά τον Γιαννίτσαρη, τα παράθυρα κατασκευάζονται σε δύο φάσεις, όπου κατ' αρχάς τα τετράξυλα πλαίσια τοποθετούνται κατά την ανέγερση της τοιχοποιίας και καρφώνονται στις ξυλοδεσιές, ενώ τα φύλλα τοποθετούνται κατά το πέρας της κατασκευής μετά την ολοκλήρωση της στέγης και του δαπέδου.
Β. Τα **παράθυρα τύπου Β** απαντώνται στον όροφο και στην προσθήκη του ισογείου, είναι ξύλινα, τετράφυλλα γαλλικού τύπου με εξώφυλλα. Στο κεντρικό κτήριο, έχουμε μία παραλλαγή του κουφώματος με ανοιγόμενο, ανακλινόμενο φεγγίτη, ενώ στον χώρο ΙΙ μία παραλλαγή ως προς την διάρθρωση του λίθινου τόξου και την παρουσία σιδεριάς εξωτερικά.
Οι χαρακτηριστικές διαστάσεις του ανοίγματος των παραθύρων επηρεάζεται από την ικανότητα γεφύρωσης του ανοίγματος. Εφόσον τα ανοίγματα γεφυρώνονταν είτε από λίθινα τόξα είτε από ξύλινα πρέκια, οι διαστάσεις τους είναι συγκεκριμένες.
Σε ό,τι αφορά τον εξοπλισμό των κουφωμάτων, αυτός συνοψίζεται σε:
- προστατευτικές μεταλλικές σιδεριές οι τοποθετούνται εξωτερικά του παραθύρου και διακρίνονται σε δύο τύπους.
- Μεντεσέδες
Σε κάθε τύπο παραθύρου και εξώφυλλου και ανάλογα με την λειτουργία τους χρησιμοποιούνται τα κατάλληλα κάθε φορά εξαρτήματα ανάρτησης των φύλλων. Ο χαρακτηριστικός τύπος μεντεσέ είναι αυτός που εντοπίζεται στα γαλλικά εξώφυλλα, ο όποιος καρφώνεται στην τραβέρσα, λειτουργεί και περιστρέφεται σε σχέση με αυτή.
Οι εξώθυρες έχουν την ίδια μορφολογία με τα παράθυρα. Τα αγκωνάρια των παραστάδων ήταν πελεκητά από καλοσχηματισμένους λίθους και τα υπέρθυρα οριζόντια ή τοξωτά σε μία ή δύο σειρές λίθων ή γεφυρώνονται με ξύλινο πρέκι. Το κούφωμα των θυρών είναι συμπαγές ξύλινο, ταμπλαδωτό στις τρεις κεντρικές εξώθυρες, ενώ η κάσα στερεωνεται με τζινέτια πάνω στο άνοιγμα, τα οποία συγκρατούνταν από τα αγκωνάρια των παραστάδων.

Οι μπαλκονόπορτες του ορόφου διαθέτουν φεγγίτη στο πάνω μέρος, ο οποίος έχει τη δυνατότητα να ανοίγει και να κλείνει προσφέροντας φωτισμό και αερισμό.

Εξώστες

Οι εξώστες στην Ευρυτανία διακρίνονται σε δύο τύπους, σε αυτόν του περιορισμένου μεγέθους, **«μπαλκόνι»** και στον πιο επιμήκη τύπο, **«λόντζα»**. Επίσης διακρίνονται σε ανοικτούς που είναι το πιο σύνηθες για την περιοχή και σε κλειστούς ή σαχνισιά που είναι πιο σπάνιοι.
Η οικία Καραγεώργου διαθέτει δύο ανοικτούς εξώστες ή αλλιώς μπαλκόνια. Το πρώτο, **«το κεντρικό μπαλκόνι»** αποτελεί χαρακτηριστικό της παραδοσιακής αρχιτεκτονικής της Βίνιανης ενώ το δεύτερο, **«το μπαλκόνι προσθήκης»**, κατασκευάστηκε στο κομμάτι της προσθήκης κατ' επέκταση της κατοικίας και είναι νεότερης κατασκευής, από οπλισμένο σκυρόδεμα και σιδηροδοκούς.
Το **κεντρικό μπαλκόνι** στηρίζεται σε τέσσερις συμπαγείς ξύλινες δοκούς οι οποίες τοποθετούνται πάνω από τις ξυλοδεσιές της τοιχοποιίας του ισογείου και στο ίδιο ύψος, παράλληλα στη διεύθυνση των δοκών του πατώματος του ορόφου. Οι δοκοί αυτοί έχουν επιμελημένο σχήμα κυματοειδές και προεξέχουν εσωτερικά της τοιχοποιίας ισογείου ενώ για αντίβαρο πάνω τους συνεχίζει το κτίσιμο της τοιχοποιίας του ορόφου. Πάνω στις δοκούς καρφώνονται οι σανίδες και τοποθετείται και περιμετρικά το μεταλλικό κιγκλίδωμα το οποίο έχει αυτόνομο μεταλλικό πλαίσιο ενώ στο πάνω μέρος, εκεί που ακουμπάει ο χρήστης, φέρει ξύλινο τελείωμα για μεγαλύτερη άνεση.__
Το προστέγασμα του κεντρικού μπαλκονιού στηρίζεται σε 4 ξύλινες δοκούς ορθογωνικής διατομής οι οποίες εισχωρούν υπό κλίση στην τοιχοποιία στο επίπεδο του περιμετρικού γείσου και κάτω από τις ξυλοδεσιές της τοιχοποιίας, ενώ πάνω τους ακουμπάει η κατασκευή της στέγης η οποία με το βάρος της αποτελεί αντίβαρο και σταθεροποιεί το προστέγασμα. Πάνω από τις δοκούς υπάρχει εγκάρσια δοκός που ενώνει τις 4 μεταξύ τους και πάνω από αυτήν τοποθετείται φύλλο κυματοειδούς λαμαρίνας. Κάτω από τις δοκούς καρφώνονται ξύλινες σανίδες οι οποίες περιμετρικά έχουν ξύλινο πλαίσιο. Περιμετρικά του προστεγάσματος τοποθετείται ξύλινος διάκοσμος αποτελούμενος από ξύλινες «σταγόνες» οι οποίες καρφώνονται πάνω στο προστέγασμα.
Το **«μπαλκόνι προσθήκης»** δημιουργήθηκε για την πρόσβαση εξωτερικά στον χώρο του ορόφου που είναι στον λεγόμενο **«πύργο»** της κατοικίας. Κατασκευάστηκε από χυτό σκυρόδεμα που ενέχει στην χύτευσή του 3 μεταλλικές δοκούς 4x8 εκ. σχήματος διπλού Τ οι οποίες εισχωρούν στην τοιχοποιία και προεξέχουν εσωτερικά από τη μία πλευρά ενώ από την άλλη μεριά ακουμπούν πάνω σε μεταλλική δοκό ίδιου σχήματος διατομής αλλά μεγαλύτερου μεγέθους, 12x6 εκ. η οποία εισχωρεί αμφίπλευρα στην τοιχοποιία. Το προστέγασμα του προσομοιάζει αυτό του κεντρικού μπαλκονιού αλλά είναι ευτελέστερης κατασκευής.

Εστίες

Το κτήριο περιλαμβάνει στον όροφο τρεις εστίες-τζάκια. Οι δύο από αυτές (δωμάτια ΟΡ3, ΟΡ5) ανήκουν στην πρώτη φάση κατασκευής του κτηρίου και η τρίτη (δωμάτιο ΟΡ7) στη δεύτερη φάση. Η εστία του δωμ. ΟΡ3 είναι πιο επιμελημένη μορφολογικά και πιθανά βρισκόταν στο σαλόνι του σπιτιού ενώ η εστία του δωμ.ΟΡ5 ανήκε στο χώρο που ήταν μάλλον αρχικά η κουζίνα. Η εστία στο δωμ. ΟΡ7 ανήκει στο μεταγενέστερο χώρο κουζίνας πράγμα που μαρτυρά και ο υπόλοιπος εξοπλισμός του δωματίου. Οι εστίες κατασκευάζονται σε μικρή υπερύψωση από το περιμετρικό τους ξύλινο δάπεδο με κύριο δομικό υλικό το τούβλο. Παρατηρείται οριζόντια μεταλλική λάμα που φαίνεται στην εστία του δωμ.ΟΡ3 η οποία είχε στηρικτικό ρόλο για τα υπερκείμενα τούβλα της καπνοδόχου. Κατασκευαστικά και σύμφωνα

με τα όσα βλέπουμε στην οροφή του ισογείου η βάση των εστιών είχε κροκάλες που τις στήριζαν ξύλινες σανίδες πάνω σε μικρές ξύλινες αντηρίδες ως προστασία του ξύλινου πατώματος από τη φωτιά.

Κλίμακα

Η κατοικία διαθέτει μία κλίμακα η οποία βρίσκεται στο τμήμα του κτηρίου που αποτελεί μεταγενέστερη φάση. Εδράζεται στο δωμ.Υ4 του ισογείου και καταλήγει στο δωμ.ΟΡ7 στον όροφο. Χαρακτηριστικό είναι ότι για τη δημιουργία αυτής της κλίμακας κόπηκαν δύο δοκάρια του πατώματος ορόφου και προστέθηκε μια δοκός κάθετη προς αυτά ακριβώς από κάτω τους για λόγους στήριξης. Η κλίμακα έχει λίθινα τα πρώτα τρία σκαλιά και συνεχίζει στο υπόλοιπο τμήμα της ως ξύλινη.

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑΣ

Οι βλάβες στο κτήριο εντοπίζονται κυρίως στις τοιχοποιίες με τη μορφή ρηγματώσεων καθώς και στα ξύλινα δομικά στοιχεία της κατασκευής.
Αρχικά στους εξωτερικούς τοίχους παρατηρούνται μικρής έκτασης βλάβες και συγκεκριμένα ρηγματώσεις λόγω του σεισμού του 66’ με μέγιστο εύρος αυτών τα 3εκ. Το συνδετικό κονίαμα έχει τοπικά μόνο αποσαθρωθεί λόγω υγρασίας και γήρανσης κυρίως στο εσωτερικό του ισογείου όπου οι τοίχοι είναι ανεπίχριστοι ενώ εξωτερικά σε μεγάλο μέρος των όψεων έχει καλυφθεί άτεχνα από τσιμεντιτικό κονίαμα πιθανά σε μια προσπάθεια ενίσχυσης της τοιχοποιίας κατόπιν του σεισμού του 1966. Εκτός αυτών η τοιχοποιία προσβάλλεται από την υγρασία και την αυτοφυή βλάστηση σε αρκετά σημεία όλων των εξωτερικών όψεων. Η υγρασία μπορεί να είναι ανερχόμενη από το έδαφος, κατερχόμενη λόγω απουσίας κεραμιδιών της στέγης καθώς και ευπάθειας τοιχοποιίας στα σημεία των καπνοδόχων ή διεισδύουσα εξαιτίας ρηγματώσεων και αδυναμίας συγκράτησης αυτής από το κονίαμα. Οι ρηγματώσεις που παρατηρούνται αν και μικρού εύρους αναπτύσσονται από το ύψος των πρεκιών των ανοιγμάτων ισογείου ως τις ποδιές των ανοιγμάτων ορόφου κάτι που μαρτυρά την έλλειψη διαφραγματικής λειτουργίας των πατωμάτων. Στο εσωτερικό του ισογείου σε πολλά σημεία οι αρχικές συνδέσεις των ξυλοδεσιών είναι κακές ενώ διαπιστώνεται και μετακίνηση αυτών από την αρχική τους θέση. Η ξυλεία τους έχει υποστεί έντονη σήψη και πλέον δεν εξυπηρετούν το δέσιμο της τοιχοποιίας. Στον όροφο οι κύριες βλάβες που εντοπίζονται στις τοιχοποιίες είναι ρωγμές μικρού ή μεσαίου εύρους (έως 1εκ.), αποχρωματισμοί, υγρασία και αποκολλήσεις επιχρίσματος. Συχνά συναντώνται και μαύροι λεκέδες υγρασίας πάνω στην επιχρισμένη επιφάνεια. Τα ευπαθέστερα σημεία εμφανίζονται πάνω και γύρω από τα τζάκια σε ένα εκ των οποίων διαπιστώνεται πλήρης αποκόλληση επιχρίσματος τοιχοποιίας και εμφάνιση της λιθοδομής.
Οι τοίχοι των περιφράξεων του οικοπέδου εκτός των επικαλύψεων από τσιμεντιτικό κονίαμα προσβάλλονται από την αυτοφυή βλάστηση σε σημαντικό βαθμό ενώ τοπικά παρουσιάζουν και ρηγματώσεις. Στα βορειανατολικά της κατοικίας εκτός του τοίχου περίφραξης-αντιστήριξης υπάρχει κι ένας αναλημματικός τοίχος που ήταν λίθινος αλλά προστέθηκε ένα τμήμα από τσιμέντο που διεύρυνε το πάχος του πιθανά για περαιτέρω προστασία του κτηρίου από το νερό του ρέματος. Η χρήση ακατάλληλου τσιμεντοκονιάματος στους τοίχους απαγορεύει τη διαπνοή τους με αποτέλεσμα η υγρασία να εκτονώνεται μέσω των ευπαθών ιστορικών κονιαμάτων. Η αρμολόγηση με τσιμεντοκονίαμα στις εξωτερικές επιφάνειες έχει επιφέρει την εκτόνωση της υγρασίας στο εσωτερικό του κτηρίου και τη φθορά των εσωτερικών επιχρισμάτων. Επιπλέον, έχει προκαλέσει φθορά στους λίθους που βρίσκονται σε επαφή με το τσιμεντοκονίαμα. Σχετικά με τις όψεις, διακρίνονται σε αυτές κατακόρυφες ρωγμές πάνω από

τα τόξα των παραθύρων και θυρών. Οι ρωγμές που ξεκινούν από τα άκρα των ανοιγμάτων, οφείλονται σε εντός επιπέδου δράση, ενώ οι ενδιάμεσες ρωγμές οφείλονται σε εκτός επιπέδου σεισμική καταπόνηση.

Όσον αφορά την κατάσταση ξύλινων μερών και πατωμάτων, σε πολλά σημεία υπάρχουν ξύλα που έχουν λευκούς οι μαύρους λεκέδες από μύκητες. Αυτό ισχύει και για τις δοκούς του πατώματος του ορόφου, και για τις ξυλοδεσιές και τη στέγη. Τα σανιδώματα γενικώς διατηρούνται σε καλή κατάσταση. Στις δοκούς των πατωμάτων (κυκλικής ή ημικυκλικής διατομής) και ιδίως στην κάτω πλευρά τους διακρίνονται, λευκοί λεκέδες που οφείλονται σε βιολογικούς παράγοντες. Κατά τα άλλα δεν υπάρχει κάποια σοβαρή βλάβη στα πατώματα.
Η στέγη αντιμετωπίζει βλάβες κυρίως στο σκελετό της, αφενός λόγω σήψης της ξυλείας της και αφετέρου εξαιτίας της δράσης ξυλοφάγων εντόμων. Οι περιοχές έντονης σήψης βρίσκονται γύρω από την καμινάδα και στα σημεία όπου από πάνω έχουν υποχωρήσει τα κεραμίδια. Έπειτα παρατηρούνται μετατοπίσεις των ξύλινων στοιχείων και συγκεκριμένα ορισμένων αμοιβόντων και ελκυστήρων. Αρκετά συχνά είναι ανεπαρκής η σύνδεση των επιμέρους δομικών μερών μεταξύ τους με αποτέλεσμα ο σκελετός της στέγης να μη λειτουργεί ως ενιαία κατασκευή. Ακόμη φθορές υπάρχουν στα τζάμια τα οποία σε αρκετές περιπτώσεις είναι σπασμένα και τα κουφώματα αν και διατηρούνται, σε πολλά σημεία χρίζουν επισκευής. Τέλος τα σοβατεπί περιμετρικά των τοίχων στο εσωτερικό του ορόφου εκτός από ένα σημείο που έχει καταρρεύσει έχουν ξεφλουδίσει λόγω υγρασίας.

ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΤΡΟΠΟΥ ΔΟΜΗΣΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Η τεκμηρίωση των υλικών και η ανάλυση του τρόπου δόμησης της τοιχοποιίας, έγινε σύμφωνα με τις προδιαγραφές του ΚΑΔΕΤ (Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας, κεφάλαιο 3) και κατόπιν υπολογίσθηκε η θλιπτική αντοχή της.
Η τεκμηρίωση των υλικών, προέβλεπε τη λεπτομερή οπτική παρατήρηση των λιθοσωμάτων και του κονιάματος, και τη λήψη δειγμάτων από αυτά σε αντιπροσωπευτικές θέσεις. Η τακτική αυτή ακολουθήθηκε στην εξωτερική και εσωτερική όψη της τοιχοποιίας καθώς, έχουν διαφορετικό τρόπο δόμησης. Μέσω οπτικής επιθεώρησης, διαπιστώθηκε η κατάσταση των ξύλινων και των μεταλλικών στοιχείων όπως και των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος που υπήρχαν στο κτήριο. Σχετικά με την τεκμηρίωση του τρόπου δόμησης των όψεων, μετρήθηκαν δειγματοληπτικά οι διαστάσεις πάχους αρμών και ύψους λιθοσωμάτων, σε τρεις θέσεις ανά όψη έκτασης 1τμ η κάθε μία. Έπειτα, οι επιφάνειες αυτές σχεδιάστηκαν ψηφιακά, ώστε να υπολογιστεί ανά όψη, ο όγκος λιθοσωμάτων και κονιάματος. Ακόμη, τεκμηριώθηκε με οπτική παρατήρηση η ύπαρξη ξυλοδεσιών σε όλο το κτήριο, στο ύψος ακριβώς κάτω από τις οροφές στο εσωτερικό και στο ύψος των ποδιών των παραθύρων.
Η διερεύνηση της δόμησης στο εσωτερικό της τοιχοποιίας δεν ήταν δυνατή με οπτική παρατήρηση αφού δεν υπήρχε πουθενά τοπική κατάρρευση. Ωστόσο, προέκυψαν κάποια συμπεράσματα από τη μελέτη της δομής της τοιχοποιίας τοπικά σε περιοχές γύρω από τα κουφώματα όπου υπήρχε έντονη αποσάθρωση κονιάματος. Ακόμη λειτούργησαν βοηθητικά ως δεδομένα της ανάλυσης, το πάχος της τοιχοποιίας και η γνώση των τοπικών μεθόδων κατασκευής. Ο τρόπος θεμελίωσης, βασίστηκε στην παραδοχή ότι πραγματοποιείται σε βραχώδες έδαφος λόγω της γενικότερης γεωμορφολογίας της περιοχής. Τα πατώματα αναλύθηκαν βάσει μετρήσεων και οπτικών παρατηρήσεων. Στο εσωτερικό του κτηρίου, οι τοίχοι του ισογείου είναι ανεπίχριστοι, ενώ του ορόφου επιχρισμένοι. Η τεκμηρίωση εκεί έγινε μέσω οπτικής παρατήρησης φωτογραφιών και σχεδίων. Στην περίπτωση του κτηρίου της οικίας Καραγεώργου, οι εξωτερικές και εσωτερικές όψεις είναι δομημένες με διαφορετικό

τρόπο. Λήφθηκαν υπόψη τρεις αντιπροσωπευτικές θέσεις ανά όψη. Τα συμπεράσματα που προέκυψαν είναι τα παρακάτω:

- Η εξωτερική παρειά της τοιχοποιίας αποτελείται από ημιλάξευστους λίθους (ασβεστόλιθους ή δολομήτες), αργιλικό δομικό κονίαμα στους αρμούς και είναι ανεπίχριστη.
- Σε κάποιες περιπτώσεις, η ημιλάξευτη τοιχοποιία είναι επιχρισμένη με τσιμεντοκονίαμα, κάτι που αποτελεί μεταγενέστερη επέμβαση.
- Η εσωτερική παρειά της τοιχοποιίας, όπως φαίνεται από το ισόγειο που είναι ανεπίχριστο αλλά και από την τοπική κατάρρευση του σοβατεπιού στον όροφο, είναι κατασκευασμένη από αργολιθοδομή.
- Τα κονιάματα δόμησης λόγω του λευκού χρώματός τους και των λευκών σβόλων τους θεωρούνται ασβεστιτικά.
- Στην εσωτερική παρειά της τοιχοποιίας το καφέ χρώμα που υπάρχει κυρίως στο κονίαμα του ορόφου όσο και η καφέ απόχρωση στο λευκό κονίαμα του ισογείου, αποτελούν ενδείξεις ύπαρξης πηλού επομένως διαπιστώνεται η χρήση ασβεστοπηλοκονιαμάτων.
- Στο εσωτερικό του ισογείου, το κονίαμα καλύπτει τοπικά μεγάλο τμήμα της επιφάνειας του τοίχου γεγονός που αποτελεί μεταγενέστερη επέμβαση αρμολόγησης.

ΥΛΙΚΑ :	ΛΙΘΟΙ	ΚΟΝΙΑΜΑΤΑ
Εξωτερικό του κτηρίου	ασβεστόλιθοι ή δολομίτες	ασβεστοκονιάματα
Εσωτερικό του κτηρίου	ασβεστόλιθοι ή δολομίτες	ασβεστοπηλοκονιάματα

Συμπεράσματα σε σχέση με τα υλικά δόμησης.

Η σύνδεση των εσωτερικών διαχωριστικών τοίχων με την εξωτερική τοιχοποιία παρατηρείται πως δεν είναι ικανοποιητική καθώς δεν υπάρχει αλληλοεμπλοκή των λίθων. Το πάχος της τοιχοποιίας είναι σχετικά μεγάλο (0.60 - 0.70). Επιπλέον, στον οικισμό σε όσα σπίτια έχουν υποστεί τοπική κατάρρευση, μπορεί να διακριθεί τρίστρωτη τοιχοποιία, χωρίς διάτονους λίθους. Το γεγονός ότι η τοιχοποιία είναι διαφορετική στις δύο εξωτερικές όψεις, είναι δηλαδή ημιλαξευτή εξωτερικά και με αργολιθοδομή εσωτερικά, συνιστά ακόμη πιθανότερη την έλλειψη διάτονων λίθων και οδηγεί τελικά στη θεώρηση μια τρίστρωτης δομής στο εσωτερικό της τοιχοποιίας.

Στα σημεία εντοπισμού ξυλοδεσιών (στο εσωτερικό) αυτές συνδέονται μεταξύ τους με εντορμία. Αυτός ο τύπος σύνδεσης δεν είναι ικανοποιητικός, αφού δεν εμποδίζεται επαρκώς η ολίσθηση των ξύλων μεταξύ τους. Σε ορισμένα σημεία ακριβώς κάτω από τις οροφές οι ξυλοδεσιές φαίνεται απλά να «ακουμπούν» η μία την άλλη. Σχετικά με τη σύνδεση των εξωτερικών τοίχων μεταξύ τους, δεν παρουσιάζεται κάποια αστοχία, καθώς δε φαίνεται να έχει καταρρεύσει κάποια γωνία του κτηρίου. Δεν γίνεται άμεσα αντιληπτό μέσω της οπτικής παρατήρησης αν οι λίθοι στις γωνίες διαπλέκονται μεταξύ τους. Έτσι, ενδέχεται να υπάρχει μερική εμπλοκή. Στο εσωτερικό του ορόφου είναι αδύνατη η τεκμηρίωση της κατασκευής των γωνιών των τοίχων με μη καταστρεπτικές μεθόδους, καθώς η τοιχοποιία είναι επιχρισμένη. Ωστόσο, η ύπαρξη ξυλοδεσιών και οι πιθανές θέσεις τους, μπορούν να υποδηλωθούν εκ πρώτης όψεως με βάση του λίθους που υπάρχουν περιμετρικά της εξωτερικής παρειάς της τοιχοποιίας.

ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕΛΩΝ

Η αναγνώριση της παθολογίας που παρουσιάστηκε σε παραπάνω ενότητα, αποτελεί ένα σύνολο ενδείξεων σε σχέση με τους παράγοντες τρωτότητας της κατασκευής. Προκειμένου όμως να έχουμε μια πληρέστερη εικόνα για τη συμπεριφορά των δομικών της μελών, προχωρήσαμε στη στατική επίλυση ορισμένων εξ' αυτών. Οι επιλύσεις αυτές στη συνέχεια χρησιμοποιήθηκαν, για το σχεδιασμό μερών της πρότασης στερέωσης.

Τα βασικά μέλη που επιλύθηκαν, ήταν η τυπική δοκός του πατώματος ισογείου και το τυπικό ζευκτό της στέγης της οικίας του Ε. Καραγεώργου. Η στατική επίλυση των μελών πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του λογισμικού Acord και αποτελεί την προκαταρκτική προσέγγιση της συμπεριφοράς τους με βάση τις φορτίσεις που τα καταπονούν.

Το πάτωμα του ορόφου, αυτό που αντιστοιχεί στην αρχική φάση του κτιρίου αλλά και αυτό που αντιστοιχεί στη μεταγενέστερη προσθήκη, αποτελείται από δοκούς πριστής και πελεκητής ξυλείας. Οι δοκοί εδράζονται στις ξυλοδεσιές των λίθινων τοίχων. Η μέση διατομή τους είναι 9x14εκ και η αξονική τους απόσταση είναι 40εκ. στην αρχική κατασκευή και 60εκ στο πάτωμα της προσθήκης.

Η επίλυση πραγματοποιήθηκε για ορθογωνική διατομή δοκού, προσομοιώνοντας την, όσον αφορά τις συνθήκες στήριξης, με αμφιέρειστη δοκό ενός ανοίγματος. Τυπικό μήκος δοκού θεωρήθηκε το l=4,42 cm. Ζώνη επιρροής της δοκού θεωρήθηκαν τα 43 cm. Η ποιότητα ξύλου που χρησιμοποιήθηκε (C24) αντιστοιχεί σε μέτρια ποιότητα ξυλείας.

Δεδομένου ότι στον όροφο θα υπάρχουν δύο διαφορετικές χρήσεις, οικίας αλλά και χώρων περιορισμένης συγκέντρωσης, επιλέχθηκε σαν ενιαίο κινητό φορτίο για όλο τον όροφο, το φορτίο που αντιστοιχεί στη χρήση της οικίας (2 κN/m2). Όσον αφορά τις μόνιμες φορτίσεις, εκτός από το ίδιο βάρος της δοκού, λήφθηκε υπόψη και το φορτίο από το βάρος του σανιδώματος.

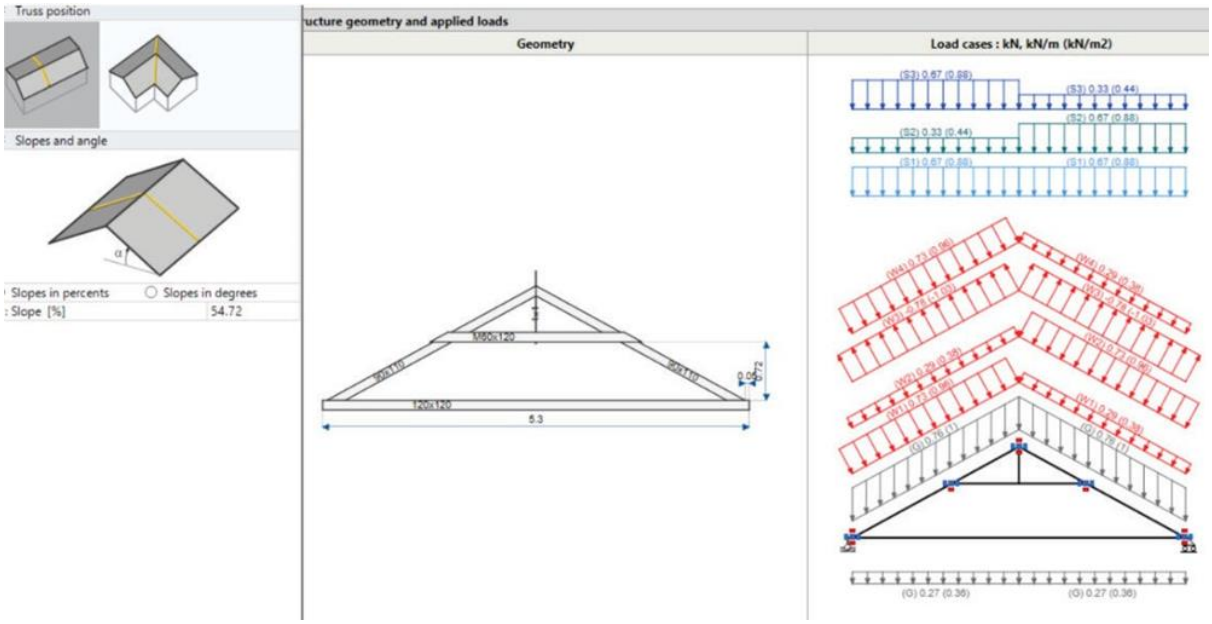
Το όριο για βέλος παραμόρφωσης συνολικών (wnet,fin) και κινητών φορτίων (winst) ορίστηκε ίσο με 200. Από την επίλυση του λογισμικού, η δοκός προκύπτει ότι αστοχεί σε έλεγχο κάμψης και έχει μη αποδεκτή παραμόρφωση βέλους κάμψης. Από την διαστασιολόγηση υπολογίστηκε η ικανή διατομή για τις παραπάνω φορτίσεις όπως και η επάρκεια της υφιστάμενης διατομής αν ληφθεί υπόψη σαν πλακοδοκός μέσω της ευεργετικής λειτουργίας του σανιδώματος.

Όσον αφορά τα ζευκτά της στέγης, αυτά αποτελούνται από δύο αμείβοντες και τον ελκυστήρα. Υπάρχουν τρεις κορφιάδες στη στέγη, οπότε θα μπορούσε να διατυπωθεί ότι ολόκληρη η στέγη αποτελείται από τρία υποτμήματα. Τα ζευκτά κάθε κορφιά είναι ίδια από άποψη διατομής και γεωμετρίας

Για τη στατική επίλυση επιλέχθηκε σαν κρίσιμο μέλος ο αμείβοντας και επιλύθηκε για ορθογωνική διατομή διαστάσεων 9 x 11 cm, μήκος 3,02 m, και ζώνη επιρροής 0,76 m. Η ποιότητα ξυλείας με βάση την επί τόπου οπτική παρατήρηση επιλέχθηκε να είναι C24, ίδια δηλαδή με αυτή των δοκών πατώματος. Η επίλυση έγινε λαμβάνοντας υπόψη για τα μόνιμα

φορτία, εκτός από το ίδιο βάρος, και την επικάλυψη από σχιστόλιθο, το σανίδωμα και το βάρος από τις τεγίδες. Στις μεταβλητές δράσεις υπολογίστηκαν και τα φορτία του ανέμου και του χιονιού.

Υπό αυτές τις συνθήκες ο αμείβοντας αστοχεί σε επίπεδο αντοχής διατομής σε κάμψη (resistance >100%) , αλλά και σε επίπεδο μέλους, η παραμόρφωση από το βέλος κάμψης δεν είναι αποδεκτή (wnet,fin >100%).
Προκειμένου να υπάρχει η εναλλακτική επικάλυψης της στέγης με σχιστόλιθο, αν τελικά δεν επιλεχθεί το γαλλικό κεραμίδι, έγινε η επίλυση της παρακάτω πρότασης στερέωσης για το ζευκτό. Εξετάστηκε δηλαδή υπό την ίδια φόρτιση, στο ζευκτό της υπάρχουσας στέγης να προστεθεί στο μέσο του ύψους τριγώνου, διπλός θλιπτήρας διατομής 4 x 12 cm, ο οποίος θα συνδέεται με κοχλίες και από τις δύο μεριές των αμειβόντων.
Η επέμβαση αυτή, καθιστά το ζευκτό ικανό για την παραλαβή των παραπάνω φορτίων συμπεριλαμβανομένης και της επικάλυψης σχιστολίθου.



Στατική επίλυση ζευκτού στέγης μέσω προγράμματος Acord

ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗΣ

Το πρώτο απαραίτητο βήμα στη διαδικασία μελέτης και αποκατάστασης ενός ιστορικού κτηρίου είναι η ακριβής γεωμετρική τεκμηρίωσή του. Λόγω του σχήματος, του μεγέθους καθώς και της θέσης του υπό μελέτη κτηρίου, η γεωμετρική τεκμηρίωσή του απαιτεί συνδυασμό σύγχρονων τοπογραφικών και φωτογραμμετρικών μεθόδων, καθώς και τοπομετρικών μετρήσεων. Η τοπογραφική μέθοδος παρέχει τα Γεωδαιτικά και Φωτογραμμετρικά δίκτυα εξάρτησης. Για τις γεωδαιτικές μετρήσεις επιλέχθηκε ο Ολοκληρωμένος Γεωδαιτικός Σταθμός Leica TCR405. Αρχικά έγινε η ίδρυση του πολυγωνομετρικού δικτύου για την σήμανση και μέτρηση σταθερών σημείων στο έδαφος

(στάσεις), από τα οποία θα εξαρτηθούν οι υπόλοιπες γεωδαιτικές μετρήσεις. Ιδρύθηκε, λοιπόν, μια κλειστή όδευση με στόχο τη δημιουργία ενός αυθαίρετου τοπικού συστήματος, στο οποίο εντάχθηκαν όλες οι μετρήσεις που αφορούν στο κτήριο. Το σύστημα αυτό έχει αυθαίρετη αρχή και αυθαίρετο προσανατολισμό. Από κάθε στάση μετρήθηκαν όλα τα απαραίτητα σημεία λεπτομερειών για την απόδοση του τοπογραφικού σχεδίου της περιοχής μελέτης αλλά και των όψεων του κτηρίου. Στο σύνολο μετρήθηκαν ~ 400 σημεία για τα οποία προέκυψαν οι X,Y,Z συντεταγμένες του. Αφού ολοκληρώθηκαν όλες οι εξωτερικές γεωδαιτικές μετρήσεις, πραγματοποιήθηκαν οι φωτογραμμετρικές λήψεις. Για την φωτογραμμετρική αποτύπωση του κτηρίου, πραγματοποιήθηκε φωτογράφηση με επίγειες λήψεις, με χρήση φωτογραφικής μηχανικής DSLR η Nikon D60. Οι επίγειες φωτογραφικές λήψεις αφορούν στις όψεις του κτηρίου, εσωτερικά και εξωτερικά, καθώς και στον μαντρότοιχο που περικλείει το οικόπεδο του κτηρίου. Ο συνολικός αριθμός των φωτογραφιών που συλλέχθηκαν ήταν ~ 2000 φωτογραφίες. Η Φωτογραμμετρική μέθοδος, με την παραγωγή ορθοφωτομωσαϊκών, δηλαδή ορθών προβολών του αντικειμένου σε εικόνες, αποτυπώνει όλες τις λεπτομέρειες του κτηρίου ακόμα και σε απρόσιτα σημεία, αρκεί να υπάρχει ορατότητα, και παρέχει τα απαραίτητα στοιχεία για τον φωτορεαλισμό των τρισδιάστατων μοντέλων που παρήχθησαν. Τέλος, η τοπομετρική μέθοδος βασίζεται σε μηκομετρήσεις: διαγωνίων, πλευρών, τριγώνων. Για αυτές τις μετρήσεις χρησιμοποιήθηκε μετροταινία, νήμα στάθμης, και disto laser αποστασιόμετρο. Με την εν λόγω μέθοδο πραγματοποιήθηκε η αποτύπωση του εσωτερικού του κτηρίου, ενώ παράλληλα χρησίμευσε και ως έλεγχος για τις μετρήσεις που έγιναν με τις δύο προηγούμενες μεθόδους.

ΜΕΡΟΣ Β’

ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΠΑΝΑΧΡΗΣΗΣ

Η επιλογή της κατάλληλης χρήσης σε ένα υφιστάμενο κέλυφος αποτελεί βασικό παράγοντα στις επεμβάσεις αποκατάστασης και δημιούργησε έντονο προβληματισμό στην ομάδα μελέτης. Σύμφωνα με τις χάρτες αποκαταστάσεων, η νέα χρήση οφείλει να προσαρμόζεται στο διατηρούμενο κτήριο, χωρίς οι εκάστοτε επεμβάσεις να αλλοιώνουν τα μορφολογικά, κατασκευαστικά και ιστορικά χαρακτηριστικά του.

Ως κριτήρια σχεδιασμού χρησιμοποιήθηκαν:
1. η ανάλυση της αρχικής λειτουργίας του κτηρίου,
2. η ανάλυση του φωτισμού, ηλιασμού και αερισμού των χώρων,
3. οι προσβάσεις και η εσωτερική ροή κίνησης

Προτείνεται η χρήση του κτηρίου ως χώρου παραγωγής και επεξεργασίας βοτάνων και ως χώρου εκπαίδευσης σχετικά με την παραγωγική διαδικασία και την ευεργετική χρήση των τοπικών βοτάνων καθώς και με το φυσικό περιβάλλον των Αγράφων.

Πιο συγκεκριμένα, περιλαμβάνονται
- χώροι φύτευσης βοτάνων στον περιβάλλοντα χώρο του κτηρίου
- χώροι διαλογής, συσκευασίας και αποθήκευσης
- παρασκευαστήριο αιθέριων ελαίων,
- πωλητήριο τοπικών βοτάνων και παράγωγων προϊόντων
- σάλα γευστικών δοκιμών
- χώρος εκπαίδευσης

Τα βότανα συλλέγονται από ειδικό βοτανολόγο στις πλαγιές των Αγράφων και από τον περιβάλλοντα χώρο του οικοπέδου όπου φυτεύονται τοπικά φυτά και βότανα. Η χρήση που επελέγη χαρακτηρίζεται από διττή υπόσταση, παραγωγής και εκπαίδευσης-αναψυχής, αφορά δηλαδή σε μία ιδιωτική παραγωγική διαδικασία και σε μία δημόσια λειτουργία με στόχο τη διάδοση της χρήσης των βοτάνων. Στην επιλογή αυτή της διττής λειτουργίας οδήγησε το γεγονός ότι το κτήριο, όπως έχει προαναφερθεί, βρίσκεται εκτός του συνεκτικού πυρήνα του οικισμού, με άμεση ωστόσο πρόσβαση από το κέντρο του μέσω του καλντερίμιου και ταυτόχρονα με άμεση πρόσβαση από τον χωματόδρομο, όπου διατίθεται χώρος στάθμευσης. Σχετικά με το πρόγραμμα στο επίπεδο του ισόγειου, αναγνωρίστηκαν : 1. το γεγονός ότι η έντονη κλίση και η γειτνίαση με το ρέμα, οδηγούν στην σχεδόν συνεχή παρουσία υγρασίας σε τρεις αναλημματικούς τοίχους, καθώς επίσης και 2. τα οικοδομικά στοιχεία με τα οποία αντιμετωπίστηκε η διαπνοή και απορροή των ομβρίων υδάτων στην αρχική κατασκευή του ισογείου (οπές απορροής, δόμηση με φυσικά κονιάματα, επαρκής αερισμός χώρων και συνεπώς ορίστηκαν χρήσεις που είναι συμβατές με την παρουσία περιστασιακά αυξημένης υγρασίας. Σχετικά με το πρόγραμμα στο επίπεδο του ορόφου: 1. αναγνωρίστηκε η επιμελημένη κατασκευή με χαρακτηριστικά μορφολογικά στοιχεία αστικής κατοικίας (τζάκια, ζωγραφικός διάκοσμος στις οροφές, ποδιές παραθύρων, ταμπλαδωτές θύρες) και 2. εκτιμήθηκαν οι προφορικές μαρτυρίες για τη συχνή διοργάνωση στους χώρους του αρχοντικού εκδηλώσεων από τους ιδιοκτήτες του, και συνεπώς προτάθηκαν χρήσεις συνάθροισης κοινού και αναψυχής.

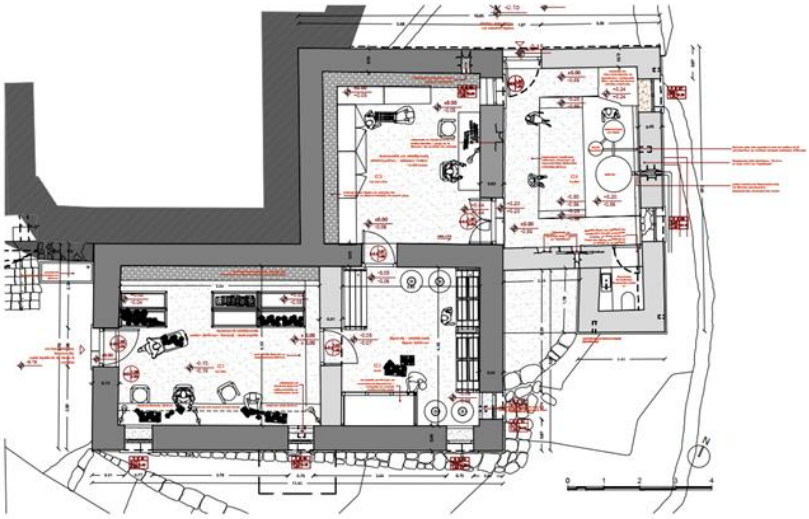
Διαμόρφωση χώρων παραγωγής

Στο ισόγειο αναπτύσσονται οι χώροι παραγωγής. Στον πρώτο χώρο γίνεται η απόθεση των προϊόντων και η προσωρινή αποθήκευση τους και η διαδικασία διαλογής και διαχωρισμού: είτε δένονται σε ματσάκια, είτε τοποθετούνται στις επιφάνειες ξήρανσης, είτε τεμαχίζονται ανάλογα με το τελικό προϊόν για το οποίο προορίζονται. Τα προϊόντα που προορίζονται για απόσταξη, μεταφέρονται στον χώρο ΙΣ4 όπου κατασκευάζεται ένα οριζόντιο ισχυρό επίπεδο σε ύψος 70 περίπου εκατοστά πάνω στο οποίο θα προσαρμοστεί ο άμβυκας, ο ψυκτήρας και το δοχείο διαχωρισμού. Μέσα στο χώρο διαμορφώνεται ένα επίπεδο με υψομετρική διαφορά 50εκ που εξυπηρετεί την γεφύρωση της στάθμης της αυλής, του ΙΣ3 και του ΙΣ4, ενώ ταυτόχρονα δύναται να λειτουργήσει ως επίπεδο στο οποίο κάποιος μπορεί να καθίσει και να παρακολουθήσει τη διαδικασία απόσταξης.

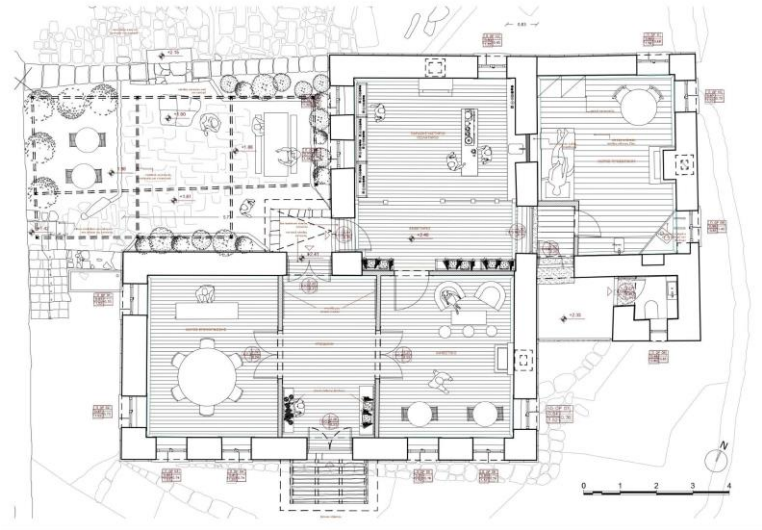
Διαμόρφωση χώρων επίσκεψης

Στον όροφο, σε αντιστοιχία με την αρχική χρήση της κατοικίας του κτηρίου, διαμορφώνονται οι κύριοι χώροι υποδοχής του κοινού. Η πρόσβαση γίνεται στον χώρο ΟΡ1, όπου βρίσκονται ενημερωτικές πινακίδες και διαδραστικοί πίνακες για την ενημέρωση των επισκεπτών σχετικά με την ιστορία του οικισμού και του κτηρίου, καθώς και τη δραστηριότητα της συλλογής, επεξεργασίας και κατανάλωσης βοτάνων. Η ξενάγηση ξεκινάει από τον χώρο ΟΡ2, όπου γίνεται ενημέρωση πάνω στα ελληνικά βότανα, στον τρόπο και τη διαδικασία συλλογής ή καλλιέργειας, στους τρόπους επεξεργασίας, τις γευστικές, καλλυντικές ή φαρμακευτικές χρήσεις και τις μορφές τελικού προϊόντος. Ο επισκέπτης μπορεί να δοκιμάσει στο χώρο ΟΡ6

διαφορετικά βότανα και να αγοράσει συσκευασμένα προϊόντα, ή να προμηθευτεί ένα αφέψημα το οποίο μπορεί να απολαύσει είτε στην αυλή είτε στη σαλόνι, στο χώρο που προϋπήρχε η σάλα υποδοχής στο παρελθόν.



Κάτοψη ισογείου πρότασης



Κάτοψη ισογείου πρότασης

ΠΡΟΤΑΣΗ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ

Οι επεμβάσεις στερέωσης στο κτήριο έχουν σκοπό αφενός να αντιμετωπισθούν τα προβλήματα που εντοπίστηκαν κατά την διερεύνηση της παθολογίας και αφετέρου να βελτιωθεί ο φέρων οργανισμός ώστε να επιβραδυνθούν ή και να αντιστραφούν τα φαινόμενα γήρανσης των υλικών, να επιμηκυνθεί η προσδόκιμη ζωή του κτηρίου και να μπορέσει το κτήριο να δεχτεί τη νέα του χρήση ικανοποιώντας ταυτόχρονα τις σύγχρονες απαιτήσεις

ασφάλειας και άνεσης. Επιδίωξη τέλος των επεμβάσεων είναι η βελτίωση της συμπεριφοράς του κτηρίου σε μελλοντικές φυσικές καταστροφές και ειδικά στο σεισμό.

Κατακόρυφα Φέροντα Στοιχεία

Θεμελίωση

Προτείνεται η εφαρμογή διερευνητικών τομών σε κρίσιμες θέσεις κυρίως εντός του κτηρίου, για την αποτύπωση και την εκτίμηση της κατάστασης της θεμελίωσης και του εδάφους εντός και εκτός του κτηρίου. Εφόσον απαιτηθεί θα πρέπει να γίνει εκτενής εδαφοτεχνική μελέτη και πρόταση επεμβάσεων.

Τοιχοποιίες: αρμολόγημα – εφαρμογή ενέματος και λιθοσυρραφή ρωγμών

Η διαφαινόμενη καλή κατασκευαστική ποιότητα των λιθοδομών αλλά και οι μεταγενέστερες επεμβάσεις με τσιμεντοκονιάματα αποκρύπτουν ενδεχόμενες βλάβες, οι οποίες θα πρέπει να εκτιμηθούν εκ νέου μετά την καθαίρεση των κονιαμάτων από τους αρμούς. Στη συνέχεια, όπου εμφανισθούν μεγάλου εύρους ρωγμές, όπως στους τοίχους του πυργίσκου, προτείνεται να γίνει συρραφή των λίθων με όμοιους από το λατομείο της περιοχής. Συγκεκριμένα οι μικροί λίθοι εκατέρωθεν ή κεντρικά της ρωγμής θα αντικαθίστανται από μεγάλους λίθους μήκους (40-50)εκ. σε όλο το ύψος της ρωγμής ανά περίπου 70εκ ή και πυκνότερα εφόσον έχουν βλαφθεί.

Στη συνέχεια θα προσδιορισθεί η σύσταση των κονιαμάτων δόμησης και αρμών και θα προταθεί η χρήση αντίστοιχων ιδιοτήτων υλικών κατά την ενεμάτωση και την αρμολόγηση αντίστοιχα. Τα δείγματα θα ληφθούν από λιθοδομές όλων των οικοδομικών φάσεων του κτηρίου.

Θα ακολουθήσει επιμελές αρμολόγημα εσωτερικά και εξωτερικά όπου απαιτείται. Θα τοποθετηθούν σωληνίσκοι για την εισπίεση ενέματος σε πυκνό κάναβο σε δύο τουλάχιστον βάθη εσωτερικά και λιγότερο πυκνοί ή και μικρότερης διαμέτρου εξωτερικά, ώστε να μην δημιουργηθούν αλλοιώσεις στους λαξευμένους δομικούς λίθους των όψεων.

Εάν αυτό είναι αδύνατον θα πρέπει να διερευνηθεί με μη επεμβατικές μεθόδους (βλ. Μονή Δαφνίου χρήση γεωραντάρ) το πάχος της εξωτερικής παρειάς της λιθοδομής και το ένεμα θα εισπιεστεί μόνο από την εσωτερική πλευρά του τοίχου.

Τοιχοποιίες: βιολογική φθορά – υγρασία

Θα απομακρυνθούν τα φυτά που αναρριχώνται στις λιθοδομές μετά την αποξήρανσή τους, ώστε να μειωθεί ο όγκος τμημάτων που ενδεχομένως έχουν διεισδύσει εντός του τοίχου. Οι τόιχοι θ καθαριστούν από βρύα, λειχήνες κλπ με υδροβολή χαμηλής πίεσης.

Σχετικά με το πρόβλημα της υγρασίας, ιδιαίτερα στους δύο αναλημματικούς τοίχους που βρίσκονται σε διαρκή επαφή με την υγρασία του εδάφους, επελέγη να επιδιωχθεί αρχικά μείωση του όγκου των υδατων μέσα από διαμόρφωση ικανών ρύσεων στην πίσω αυλή και

τοποθέτηση αποστραγγιστικών καναλιών εξωτερικά του κτηρίου σε βάθος περίπου 60εκ. και παράλληλα με τους τοίχους.

Στο εσωτερικό, οι τοίχοι διατηρούνται χωρίς αρμολόγημα και επίχρισμα, βοηθώντας την εκτόνωση και τη διαπνοή. Παράλληλα ενσωματώθηκαν στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό του εσωτερικού αποστραγγιστικά κανάλια με τελική επιφάνεια σκύρα, που θα λειτουργούν συμπληρωματικά στα εξωτερικά καθώς η πιθανότητα εύρεσης βράχου κατά την εκσκαφή, ενδέχεται να εμποδίσει την πλήρη αντιμετώπιση της υγρασίας εξωτερικά.

Επισκευή και ενίσχυση ξυλοδεσιών

Οι εμφανείς ξυλοδεσιές στο εσωτερικό των λιθοδομών συνίσταται να συντηρηθούν και να αντικατασταθούν τα βλαφθέντα τμήματα με νέα υγιή, με φροντίδα στην επίτευξη συνδέσεων (εντορμίες ή ήλοι) τόσο μεταξύ των υφισταμένων όσο και με τα νέα, τα οποία θα είναι από ξυλεία με ιδιότητες όμοιες των υφιστάμενων.

Οριζόντια Φέροντα Στοιχεία

Για τη βελτίωση της συμπεριφοράς του κτηρίου σε μελλοντικές φυσικές καταστροφές και ειδικά στο σεισμό θα πρέπει να ενισχυθούν τα οριζόντια στοιχεία του και να συνδεθούν με τα κατακόρυφα, ώστε να εξασφαλίζεται η συλλειτουργία και συνεργασία τους στις τρεις διαστάσεις, ως ένα σύνολο τρισδιάστατων συστημάτων καλά συνδεδεμένων μεταξύ τους.

Διαφραγματική λειτουργία στέγης

Η έδραση της στέγης γίνεται στην ανώτερη στάθμη της λιθοδομής, που αποτελεί το πλέον ευάλωτο σημείο του κτηρίου τόσο στην εντός επιπέδου όσο και στην εκτός επιπέδου σεισμική δράση. Στο επίπεδο αυτό είναι εξαιρετικά σημαντικό να ενισχυθεί η κιβωτιόσχημη λειτουργία του κτηρίου επιπλέον της πολύ καλής εμπλοκής των λίθων στις γωνίες και να επιτευχθεί η βέλτιστη δυνατή διαφραγματοποίηση.

Προτείνεται το διάφραγμα να υλοποιηθεί μέσω της τοποθέτησης μεταλλικών λαμών που θα ενώνουν τους ελκυστήρες μεταξύ τους και με την περιμετρική τοιχοποιία. Η όλη διάταξη θα βιδώνεται σε θέση τέτοια ώστε οι βίδες να διαπερνούν τις περιμετρικές ξυλοδεσιές και να εισχωρούν στην τοιχοποιία. Για το λόγο αυτό θα τοποθετηθούν λάμες (10*2)εκ. σε χιαστί διάταξη και θα βιδωθούν στις άκρες των ελκυστήρων σε θέση που θα επιτρέπει οι ήλοι να διαπερνούν του ελκυστήρες και τις ξυλοδεσιές και να εισχωρούν στην τοιχοποιία, αλλά ταυτόχρονα να απέχουν ικανή απόσταση από το άκρο του ελκυστήρα, ώστε να αποφεύγεται το σχίσιμό του. Οι πιθανές ανισοσταθμίες, λόγω διαφορετικού ύψους της διατομής του κάθε ελκυστήρα, θα αντιμετωπιστούν με την προσθήκη ξύλινων στοιχείων -που μπορεί να είναι σφήνες ή παρεμβλήματα.

Σχετικά με την ξυλεία του φορέα της στέγης γενικά κρίθηκε ότι είναι σε ικανοποιητική κατάσταση. Τα υγιή ξύλα θα διατηρηθούν και θα συντηρηθούν in situ. Σε όσα παρατηρείται εκτεταμένη φθορά από σήψη ή έντομα, που οδηγεί στην απομείωση της διατομής τους, με αποτέλεσμα να μην επιτελούν τη λειτουργία τους, θα αντικαθίστανται με νέα ξυλεία, όμοιων

ιδιοτήτων στο βλαφθέν τμήμα, που θα συνενώνεται με το υγιές με τις κατάλληλες μεθόδους ξυλοσυνδέσεων. Σε ελάχιστες περιπτώσεις ίσς απαιτηθεί η συνολική αντικατάσταση κάποιου φορέα. Ο υπάρχων ξύλινος σκελετός που θα διατηρηθεί θα συντηρηθεί με χημικό τρόπο (ψεκασμός με ουσίες κατά της σήψης και των ξυλοφάγων εντόμων) προτού επικαλυφθεί ξανά.

Για να γίνουν οι εργασίες θα πρέπει καταρχήν να αφαιρεθεί η επικάλυψη της στέγης και να επανατοποθετηθεί μετά το τέλος των ενισχύσεων με χρήση όσων από τα αυθεντικά στοιχεία διατηρούνται σε καλή κατάσταση. Όσες τεγίδες έχουν βλαφθεί θα αντικατασταθούν από νέες και θα συμπληρωθούν γαλλικά κεραμίδια στα σημεία που έχουν καταστραφεί τα αρχικά.

Οι δοκοί ανάρτησης των οροφών, στο βαθμό και στις θέσεις που παρεμποδίζουν τις εργασίες τοποθέτησης των λαμών, προτείνεται να αφαιρεθούν και να επανατοποθετηθούν μετά το τέλος των εργασιών. Στο διάστημα εκτέλεσης αυτών των εργασιών, οι οροφές θα πρέπει να έχουν υποστηλωθεί από τη στάθμη του ορόφου.

Ενίσχυση Ζευκτών

Παρότι η στέγη δε διαταράχθηκε από το σεισμό και τα ζευκτά στο μεγαλύτερο ποσοστό τους διατηρούνται σε άριστη κατάσταση, προτείνεται η ενίσχυσή της για την βελτίωση της συμπεριφοράς της και την προστασία της σε βάθος χρόνου.

Οι αμείβοντες των ζευκτών της στέγης προτείνεται να ενισχυθούν έναντι βέλους κάμψης γιατί η επίλυση του φορέα κατέδειξε ότι στην τωρινή τους κατάσταση καθίστανται ευάλωτοι σε καμπτικά φορτία. Η ενίσχυσή τους θα γίνει με οριζόντιες ξύλινες δοκούς διατομής (12*4)εκ. οι οποίες θα τοποθετηθούν κατά ζεύγη εκατέρωθεν των αμειβόντων κάθε ζευκτού και θα συνδέονται με ξυλόβιδες τόσο με τους αμείβοντες όσο και μεταξύ τους.

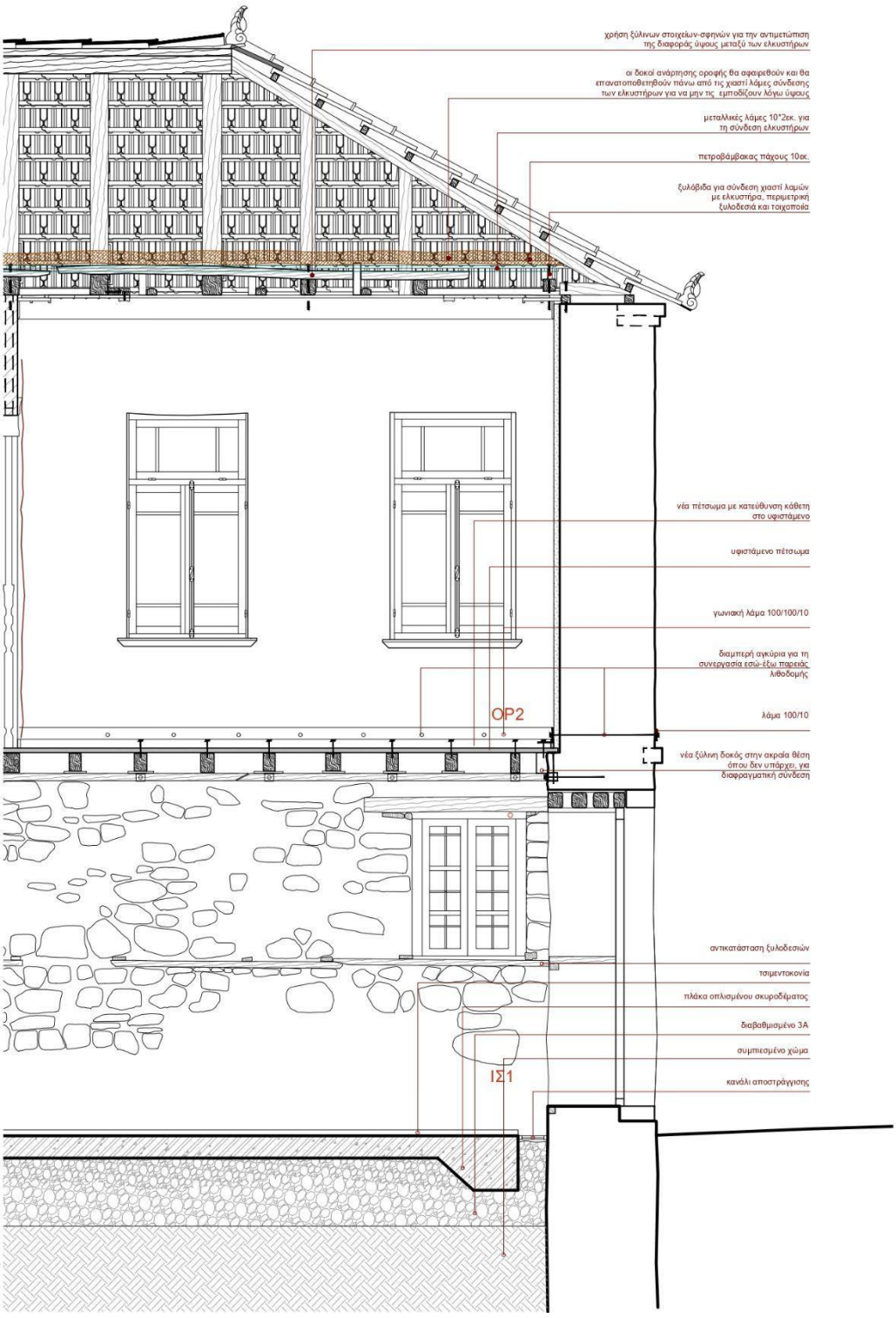
Διαφραγματική λειτουργία πατώματος

Κάθε επιμέρους στοιχείο του πατώματος προβλέπεται να ενωθεί άμεσα ή έμμεσα με την περιμετρική τοιχοποιία ώστε να επιτευχθεί καλή διαφραγματική λειτουργία και στο ενδιάμεσο επίπεδο του πατώματος. Αρχικά θα εξυγιανθεί το ξύλινο διάζωμα πάνω στο οποίο εδράζονται οι δοκοί, το οποίο αποτελείται από τρεις συνήθως επάλληλες ξυλοδεσιές. Θα αξιοποιηθούν τα υγιή τμήματα της υφιστάμενης σε κάθε θέση ξυλοδεσιάς και θα συμπληρωθεί με νέα τμήματα όμοιων χαρακτηριστικών όπου υπάρχει ανάγκη. Για την ενίσχυση της ακαμψίας του ξύλινου διαζώματος θα τοποθετηθούν λάμες στις γωνίες του διαζώματος κάθε δωματίου υπό γωνία 45 μοιρών.

Οι υπάρχουσες σανίδες θα αποξηλωθούν με προσοχή καθώς είναι προσβάσιμες και από κάτω, θα συντηρηθούν και θα επανατοποθετηθούν πάνω από μία νέα στρώση από κόντρα πλακέ (0,8*2,10)μ. που θα συμβάλει στο να γίνει και ο σκελετός του πατώματος πιο άκαμπτος μεταφέροντας τις οριζόντιες δυνάμεις προς τα κατακόρυφα στοιχεία της δομής. Οι δύο στρώσεις δαπέδου θα διατρείονται με βίδες ανά διαστήματα με σκοπό να ενώνονται ταυτόχρονα μεταξύ τους αλλά και με τα δοκάρια του σκελετού του πατώματος. Στο επίπεδο του δαπέδου ορόφου θα τοποθετηθούν μεταλλικά πλαίσια διατομής Γ περιμετρικά σε κάθε

δωμάτιο αφού προηγηθεί επιπεδοποίηση της κατώτερης επιφάνειας των λιθοδομών Τα μεταλλικά πλαίσια θα συνδέονται αφενός με τις δύο στρώσεις του δαπέδου (παλαιά-νέα) με βίδες κι αφετέρου με την εξωτερική παρειά της περιμετρικής τοιχοποιίας με μεταλλικά βλήτρα διαμέτρου 1εκ. Τα βλήτρα αυτά που θα απέχουν 70 εκ. περίπου θα αγκυρώνονται σε μεταλλική λάμα που θα διατρέχει την εξωτερική τοιχοποιία στο ύψος ακριβώς πάνω από το λίθινο σενάζ των όψεων και ως εκ τούτου δεν θα είναι εμφανές στις όψεις από το επίπεδο του δρόμου.

Οι δοκοί του πατώματος κάθε δωματίου συνδέονται με το υποκείμενο διάζωμα με μεταλλικές γωνίες. Οι γωνίες αυτές τοποθετούνται σε απόσταση ανά δύο δοκούς και συνδέουν ταυτόχρονα το διάζωμα με την περιμετρική τοιχοποιία, σε βάθος μέχρι περίπου το μέσο της, με βλήτρα διαμέτρου 0,5 εκ.



Ενδεικτική τομή των προτεινόμενων επεμβάσεων στερέωσης

ΠΡΟΤΑΣΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Κουφώματα

Καθαρισμός ξύλινων μερών και μεταλλικών κιγκλιδωμάτων, και επάλειψη αυτών με ειδικό βερνίκι εμποτισμού-προστασίας. Αντικατάσταση παλαιών με νέα κουφώματα, σύγχρονης κατασκευής. Σε κάποια κουφώματα προτείνεται η αντικατάσταση των κουφωμάτων με τζαμιλίκια με την ίδια μορφή, με ελαφρώς πιο ενισχυμένες διατομές προκειμένου να ανταπεξέλθουν στο βάρος αλλά και να διατηρήσουν την παραδοσιακή μορφή. Διατήρηση, συντήρηση και επισκευή των ξύλινων παντζουριών γαλλικού τύπου του ορόφου. Σε ότι αφορά τους χρωματισμούς των κουφωμάτων, βάφουμε με ανάλογο χρώμα με βερνίκι νερού.

Εξώστης

Στον ξύλινο εξώστη της νοτιοανατολικής όψη θα γίνει έλεγχος των δοκών εξώστη και στεγάστρου στη θέση τους με οπτικό έλεγχο και ρεζιστογράφο. Οι δοκοί που παρουσιάζουν σοβαρή βλάβη θα απομακρυνθούν από τη θέση τους με κατάλληλο τρόπο ώστε οι νέοι δοκοί όμοιας μορφής και διατομής να μπορούν να τοποθετηθούν στην ίδια οπή και να στερεωθούν εκ νέου με τον πρόσφορο τρόπο. Τα κατεστραμμένα στοιχεία του ξυλόγλυπτου διακόσμου θα ανακατασκευαστούν στην ίδια μορφή .

Εστίες

Καθαρισμών καμινάδων και διάνοιξη, ώστε να μπορούν να επαναχρησιμοποιηθούν. Καθ'υψος της εσωτερικής καπνοδόχου προτείνεται η τοποθέτηση μεταλλικής καπνοδόχου με μόνωση, προκειμένου να αποκλειστεί ο κίνδυνος πυρκαγιάς. Συντήρηση των τελικών στρώσεων (πυρότουβλων ή επιχρισμάτων εσωτερικά για να ανταπεξέλθουν στη λειτουργία. Σε περίπτωση εκτεταμένων φθορών θα ανακατασκευαστεί ο χώρος της εστίας και θα ενισχυθεί με πυρίμαχο πλαίσιο εσωτερικά ή θα τοποθετηθεί σύγχρονη εστία από μαντέμι.

Κεραμίδια

Τα κεραμίδια θα καθαιρεθούν με προσοχή και θα επανατοποθετηθούν αφού ολοκληρωθούν οι εργασίες ενίσχυσης της στέγης, ενώ όσοι κέραμοι εμφανίζουν φθορές, θα αντικατασταθούν.

Πατώματα-δάπεδα

Στο ισόγειο προτείνεται η κατασκευή εσωτερικού drainage στη βάση των αναλημματικών λίθινων τοίχων. Θα περιλαμβάνει ένα στρώμα από άμμο 20 εκ μέσα στο οποίο με κολυμβητό τρόπο θα τοποθετηθεί ημιδιάτρητη σωλήνα αποστράγγισης, στη συνέχεια γεωύφασμα και διαβαθμισμένα σκύρα. Η τελική στρώση μέχρι την επίτευξη της επιθυμητής στάθμης θα επιτευχθεί με λευκό χαλίκι. Το νέο δάπεδο του ισογείου θα κατασκευαστεί από διαπνέον χυτό δάπεδο. Στον όροφο, αφού γίνουν οι απαιτούμενες ενισχύσεις θα επανατοποθετηθεί το παλαιό σανίδωμα και όπου αυτό έχει καταστραφεί, θα συμπληρωθεί με νέο από την ίδια ξυλεία και στις ίδιες διαστάσεις με το παλιό και με την ίδια φορά τοποθέτησης.

Η/Μ εγκαταστάσεις

Αναφορικά με τις νέες υδραυλικές εγκαταστάσεις ο σχεδιασμός των νιπτήρων, νεροχυτών και χώρων υγιεινής έχει γίνει με τέτοιο τρόπο ώστε οι οδεύσεις για τις νέες υδραυλικές εγκαταστάσεις να διαμορφωθούν κατά κύριο λόγο στον περιβάλλοντα χώρο και στην περιοχή του πύργου. Οι ηλεκτρολογικές εγκαταστάσεις θα τοποθετηθούν στο εσωτερικό μεταλλικών σωληνώσεων που θα είναι εμφανείς, στερεωμένες στις λιθοδομές με αποστάτες.

Περιβάλλων χώρος

Οι εργασίες που θα πραγματοποιηθούν στον περιβάλλοντα χώρο αφορούν σε καθαρισμούς, αποχωματώσεις και διαμόρφωση προσβάσεων. Βελτίωση της υπάρχουσας πέτρινης εξωτερικής κλίμακας ανόδου στη στάθμη του ορόφου και αντικατάσταση φθαρμένων λίθων με λίθους της περιοχής. Βελτίωση της δευτερεύουσας υφιστάμενης κλίμακας πρόσβασης από το νέο δρόμο και αντικατάσταση φθαρμένων λίθων. Κατασκευή αποστραγγιστικής τάφρου (drainage) για την αντιμετώπισης της ανερχόμενης υγρασίας στο χώρο του ισογείου.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Γιαννίτσαρης, Γ. 2000. Η παραδοσιακή αρχιτεκτονική της Ευρυτανίας. Διδακτορική Διατριβή. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο (ΕΜΠ). Σχολή Αρχιτεκτόνων Μηχανικών. Αθήνα.
[2] Μπαλωμένος, Κ. 2021. Από τη Βίνιανη Ευρυτανίας, μετανάστες στην Αμερική (1898-1939). Πηγή από το διαδίκτυο:http://amfictyon.blogspot.com/2021/01/1898-1939.html [προβολή 05/07/2023].
[3]Εφημερίδα Ελευθερία 1966, Φύλλο: 6/2/1966.
[4] Εφημερίδα Μακεδονία 1968, Φύλλο: 23/3/1968
[5] Σκαλιδάκης, Γ. 2014. Η Ελεύθερη Ελλάδα, Η εξουσία του ΕΑΜ στα χρόνια της Κατοχής (1943-1944). εκδ. Ασίνη.

Όλες οι φωτογραφίες αποτελούν μέρος προσωπικού αρχείου.

ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

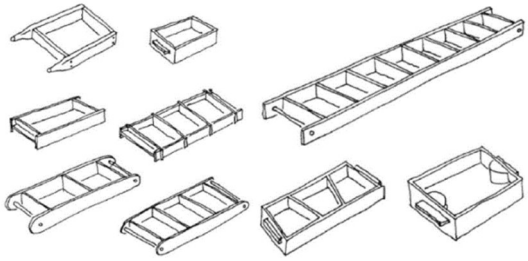
Η εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια των συνδυαστικών μαθημάτων 4.2: Αποτύπωση & τεκμηρίωση κτιρίου & 4.3. Επίλυση προβλήματος στερέωσης - συντήρησης υπό την επίβλεψη των Καθηγητών/Καθηγητριών: Ν. Μπελαβίλας, Α. Μιλτιάδου, Ε.Τσακανίκα, Ε.Εφεσίου, Κ. Καραδήμας και την υποστήριξη της Δρ. Μ. Μπαλοδήμου-ΕΔΙΠ-Αρχ. Μηχ.

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΔΟΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΩΜΟΠΛΙΝΘΟΔΟΜΗ

ΠΑΠΑΝΔΡΕΟΥ ΙΩΑΝΝΑ
Πολιτικός μηχανικός, απόφοιτη (2022) ΔΠΜΣ «Προστασίας Μνημείων» ΕΜΠ, papandreoujoanna@gmail.com

Περίληψη
Η παρούσα εργασία έχει ως αντικείμενο μελέτης την διερεύνηση του τρόπου δόμησης των κτιρίων απο ωμοπλινθοδομή καθώς και τις τεχνικές επεμβάσεων που εφαρμόζονται. Αρχικά παρουσιάζεται το χώμα ως υλικό δόμησης καθώς και ο τρόπος προσδιορισμού των μηχανικών του χαρακτηριστικών. Αναλύεται ο τρόπος δόμησης και τεκμηριώνεται η ύπαρξη πλίθινων κατασκευών στα ΒΑ παράλια της Πελοποννήσου έπειτα από συστηματική καταγραφή. Συνοπτικά παρουσιάζεται η συμπεριφορά και η παθολογία αυτών των κατασκευών καθώς και οι επισκευές - ενισχύσεις που προτείνονται στην βιβλιογραφία. Προσεγγίστηκε υπολογιστικά πλινθόκτιστο κτίριο συνήθους τυπολογίας, έγιναν αναλύσεις αποτίμησης της συμπεριφοράς και έλεγχοι σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΔΕΤ. Ακολούθως προτάθηκε σύνολο επεμβάσεων με σκοπό την βελτίωση της απόκρισης του φορέα.

1. ΤΟ ΧΩΜΑ ΩΣ ΥΛΙΚΟ ΔΟΜΗΣΗΣ
Το έδαφος αποτελεί στάδιο μιας μακράς διαδικασίας αλλοίωσης και εξέλιξης του μητρικού πετρώματος. Είναι το αποτέλεσμα ενός εύρους από φυσικές, χημικές και βιολογικές διεργασίες που σχετίζονται με κλιματικές και βιολογικές συνθήκες, την χλωρίδα και την πανίδα. Έτσι, αποκτά άπειρες μορφές και τεράστια ποικιλία χαρακτηριστικών. Η δόμηση με χώμα επιτυγχάνεται με την ανάμειξη τμήματος αργιλικού εδάφους, νερού και διαφόρων πρόσμικτων (βλ. σταθεροποίηση [1]). Τα επιμέρους συστατικά μπορεί να διαφέρουν ανά περίπτωση και αυτό να οδηγεί σε διαφορετικές φυσικοχημικές ιδιότητες, απόχρωση κλπ.. Οι ωμόπλινθοι παράγονται με την χρήση ξύλινων ορθογώνιων καλουπιών τοποθετημένων στο έδαφος, τα οποία είναι ανοιχτά στην πάνω και την κάτω πλευρά τους.

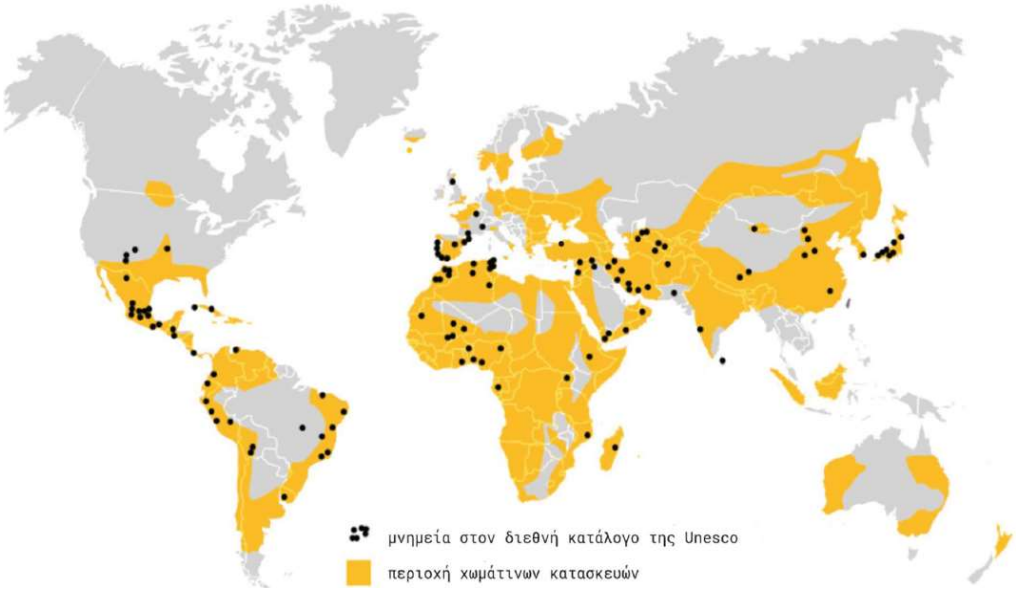


Εικόνα 1: Καλούπια ωμοπλίνθων [2]

Από την αρχαιότητα έως και σήμερα, το χώμα (ή ωμή γη) είναι ένα από τα πιο συνηθισμένα υλικά δόμησης μαζί με το ξύλο και τους φυσικούς λίθους. Η χρήση του χώματος απαντάται συχνά στην Λατινική Αμερική, στην Αφρική, την Μέση Ανατολή και την Νότια Ευρώπη. Ως πρώτη ύλη βρίσκεται σε αφθονία σχεδόν παντού και ίσως αποτελεί το οικονομικά πιο προσιτό (κύριο δομικό) υλικό. Η δόμηση με χώμα στο ελλαδικό χώρο τεκμηριώνεται από τα προϊστορικά και αρχαία χρόνια, στο σύνολο σχεδόν της χώρας. Σε πεδινές περιοχές με αργιλώδες έδαφος η κατασκευή με αυτόν τον τρόπο γινόταν συστηματικά, όχι μόνο σε επίπεδο κατοικιών αλλά και προβιομηχανικά, αγροτικά κτίσματα.

Υπάρχει λοιπόν ένα σημαντικό απόθεμα πλίνθινων κατασκευών όπου σε ορισμένες περιοχές τις χαρακτηρίζουν εξολοκλήρου, ενώ σε άλλες αποτελούν σημαντικούς μάρτυρες μιας εποχής. Πέραν της αποδεδειγμένης μνημειακής αξίας λόγω ιστορικότητας και αρχιτεκτονικής αξίας, η σημασία της προστασίας του συγκεκριμένου τρόπου δόμησης έγκειται

και στην διαφύλαξη σειράς τεχνικών που περιλαμβάνουν εκτός από την καθαυτή διαδικασία της οικοδόμησης αλλά και αυτή της παραγωγής των δομικών μονάδων.



Εικόνα 2: Χάρτης περιοχών χωμάτινων κατασκευών και μνημείων [3]

2. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ

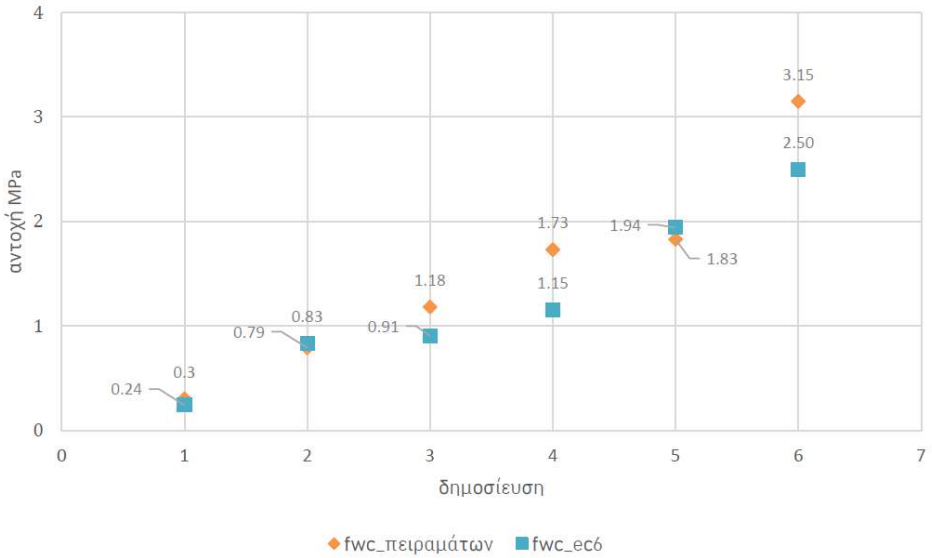
Παρά την σημασία των μηχανικών χαρακτηριστικών, το πλήθος των Κανονισμών η Προτύπων αναγνωρισμένων από κράτη είναι περιορισμένο. Η αναφορά σε δομικές μονάδες από ωμή γη, όταν γίνονται δεν είναι συγκεκριμένες και λεπτομερείς.

Η θλιπτική αντοχή αποτελεί ένα από τα βασικότερα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών. Για να μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ωμόπλινθοι, επιβάλλεται ο προσδιορισμός της και δυστυχώς δεν υπάρχει κοινώς αποδεκτός τρόπος μέτρησής της. Συνήθεις δοκιμές είναι η μονοαξονική θλίψη, η κάμψη τριών σημείων και η επιτόπου μέτρηση με σκληρόμετρο. Βασικοί παράγοντες που καθιστούν τα αποτελέσματα των ερευνών μη συγκρίσιμα είναι το μέγεθος, το σχήμα των δοκιμίων, το εμβαδό στο οποίο ασκείται άμεση θλίψη και ο τρόπος τοποθέτησής τους σε σχέση με την διεύθυνση επιβολής της φόρτισης κ.α..

Στις κατασκευές από ωμοπλινθοδομή, χρησιμοποιούνται κονιάματα με κύριο συστατικό τον πηλό, τα οποία όταν εκτεθούν στον ατμοσφαιρικό αέρα αρχίζει η εξάτμιση του περιεχόμενου νερού και τα στερεά υλικά παραμένουν ενωμένα (αερική κονία). Η σύνθεση τους μπορεί να περιέχει σταθεροποιητές (π.χ. προσθήκη ασβέστη) χωρίς αυτό να είναι απαραίτητο. Ο τρόπος προσδιορισμού των μηχανικών χαρακτηριστικών των πηλοκονιαμάτων δεν διαφέρει από τις περιπτώσεις των υπόλοιπων κονιαμάτων. Οι μηχανικές ιδιότητες των πηλοκονιαμάτων προφανώς καθορίζονται από τα συστατικά τους. Η μη τυποποίηση όμως των πηλών, οδηγεί στην αδυναμία καθορισμού των ιδιοτήτων του πηλοκονιάματος εξ αρχής.

Ο προσδιορισμός της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας γίνεται με την διεξαγωγή πειραμάτων σύμφωνα με συγκεκριμένα πρότυπα ή την χρήση εμπειρικών τύπων. Σημειώνεται ότι οι ωμόπλινθοι και τα πηλοκονιάματα δεν είναι στο εύρος των υλικών που καλύπτει, αλλά ερευνητές [4],[5] διαπιστώνουν ότι η σχέση του EK6 μπορεί να υιοθετηθεί αφού οδηγεί σε αποδεκτές αποκλίσεις από τα πειραματικά αποτελέσματα. Τουλάχιστον για τις εργασίες που εξετάστηκαν[1] ([6],[7],[8],[9],[10],[11]) η εξίσωση που προτείνει ο EK6 για την τιμή της θλιπτικής αντοχής δεν αποκλίνει σημαντικά από τις πραγματικές τιμές.

[1] Αναφέρονται οι συγκεκριμένες εργασίες διότι στην υπόλοιπη βιβλιογραφία δεν υπήρχαν άλλες με επαρκή δεδομένα που απαιτούνται για την εφαρμογή της εξίσωσης (στην πλειοψηφία, δεν μπορούσε να υπολογιστεί το δ το οποίο προκύπτει από τις διαστάσεις του δοκιμίου).



Εικόνα 3: Συγκριτικό γράφημα τιμών θλιπτικών αντοχών: εξίσωση ΕΚ6 – πειραματικά αποτελέσματα.

3. ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

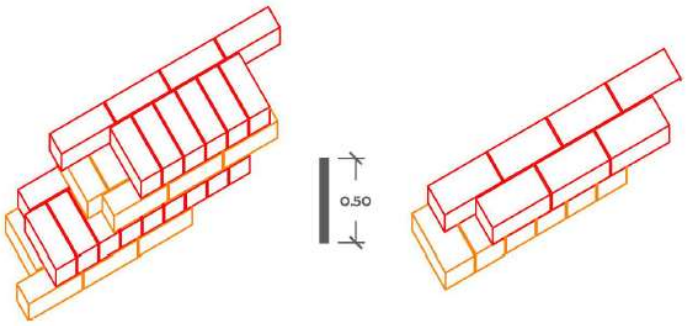
Προκειμένου να αναγνωριστεί ο τρόπος δόμησης, το πλήθος και το είδος των πλίθινων κτιρίων, έγινε καταγραφή σε μορφή καρτελών ορισμένου αριθμού κτιρίων. Κάθε κτίριο που καταχωρήθηκε μπορεί να εντοπιστεί επακριβώς στον διαδικτυακό χάρτη[2] όπως επίσης και άλλα πλινθόκτιστα κτίρια για τα οποία όμως δεν έγινε συστηματική καταγραφή.

Με στόχο την αποφυγή της ανερχόμενης υγρασίας, στην συντριπτική πλειονότητα της η ωμοπλινθοδομή στηρίζεται σε μια λίθινη βάση 40-80 εκατοστών από αργολιθοδομή και μερικές φορές από οπτοπλινθοδομή. Στην περίπτωση όπου το κτίριο έχει όροφο, η λίθινη αυτή βάση μπορεί να εκταθεί μέχρι και το πάτωμα του ορόφου και στην συνέχεια να χτιστεί η ωμοπλινθοδομή. Κατά την όψη, παρατηρείται ένα καθ' ύψος ισόδομο σύστημα δόμησης όπου οι ωμόπλινθοι διατάσσονται σε μία στρώση με εμφανή την μεγάλη τους πλευρά και στην επόμενη στρώση με την μικρή.

Κατά το πάχος της τοιχοποιίας, η εμπλοκή των λιθοσωμάτων της ωμοπλινθοδομής ποικίλει ανάλογα με τον τρόπο με τον οποίο είναι δομημένη. Δεν μπορεί να χαρακτηριστεί τρίστρωτη λόγω της απουσίας της ενδιάμεσης στρώσης (γεμίσματος) που συναντάται συνήθως στις λιθοδομές. Στα κτίρια που εξετάστηκαν στην περιοχή της έρευνας, οι τοιχοποιίες είναι μπατικές με τα λιθοσώματα δομημένα έτσι ώστε να μην υπάρχουν κατακόρυφοι αρμοί ανάμεσα στα λιθοσώματα. Σε ορισμένες περιπτώσεις παρατηρήθηκε τοιχοποιία δύο παρειών με ύπαρξη διάτονων λίθων, γεγονός που υποδηλώνει μια άλλη λογική δόμησης με πάχος τοίχου ίσο με την μεγάλη διάσταση της δομικής μονάδας.

Υπάρχουν πολλοί τρόποι σύνθεσης των πλιθιών για την κατασκευή ενός τοίχου. Μπορούν να διαχωριστούν ανάλογα με την σχέση που έχει η μεγαλύτερη πλευρά (μήκος) της δομικής μονάδας με το πάχος του τοίχου. Για πάχη ίσα με το μήκος της πλίθας η δόμηση είναι δρομική ενώ για μεγαλύτερα μπατική (ή υπερμπατική). Σε κάθε περίπτωση προκύπτουν ισόδομες τοιχοποιίες στις οποίες γίνεται προσπάθεια για διαμόρφωση διακοπτόμενων αρμών.

[2] Υπερσύνδεσμος: *https://www.google.com/maps/d/u/0/edit?mid=1UC6N-nE-r4qbXwB6qBd9xfujKhtYRQ&usp=sharing*



Εικόνα 4: Τρόπος δόμησης στην περιοχή της έρευνας.

Η δόμηση με ωμόπλινθους στην χώρα μας είναι παραδοσιακά συνυφασμένη με την χρήση ξύλινων στοιχείων τα οποία βελτιώνουν την συμπεριφορά της κατασκευής. Ξυλοδεσιές τοποθετούνται συστηματικά σε στάθμες πατωμάτων, ποδιών και πρεκιών και συχνά οριζόντια (και μερικές φορές κατακόρυφα) ξύλινα στοιχεία ενισχύουν τους πεσσούς ανάμεσα από ανοίγματα.

Εικόνα 5: Στάθμες ξυλοδεσιών και οριζόντιων ενισχύσεων (ενδιάμεση στάθμη) στην περιοχή Λυκοποριά δήμου Ξυλοκάστρου – Ευρωστίνης.

Η σύνδεση των διαμήκων και εγκάρσιων ξύλων μεταξύ τους έχει μεγάλη σημασία για την αποτελεσματικότητα του συνόλου. Αυτή γίνεται είτε μισοχαρακτή είτε απλώς με εν επαφή με ένα καρφί. Πιο σπάνια συναντώνται πιο περίτεχνες συναρμογές. Παρατηρήθηκε η προσπάθεια να προστατευτούν τα ξύλινα μέλη από την υγρασία τοποθετώντας στην όψη του κτιρίου μικρούς λίθους ή κεραμίδια. Όσον αφορά στις δοκούς των πατωμάτων, σε όλα τα κτίρια που εξετάστηκαν, διαπιστώθηκε η έδραση τους σε όλο το πάχος της τοιχοποιίας καθώς και η σύνδεση τους με τους στρωτήρες της στάθμης.

Για την επαρκή αγκύρωση των ξύλινων μελών, όπως μέρος ξυλοδεσιών, δοκών πατώματος ή στέγης συχνά χρησιμοποιούνται μεταλλικά στοιχεία αγκύρωσης στα άκρα τους. Μεταλλικοί ελκυστήρες χρησιμοποιούνται επίσης για τη σύνδεση κατακόρυφων στοιχείων μεταξύ τους σε διάφορες διατάξεις (ελεύθεροι, ενσωματωμένοι στα πατώματα ή στο πάχος των τοίχων).

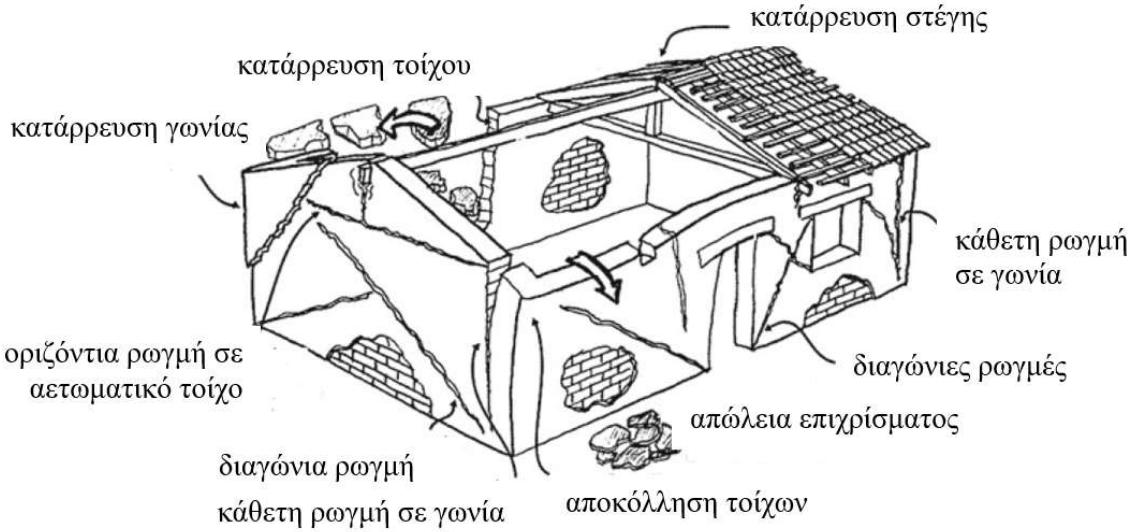
Εικόνα 6:Αριστερά: Κατοικία με μεταλλικά στοιχεία αγκύρωσης στις όψεις της, σην προσφυγική συνοικία της Πάτρας. Δεξιά: Σχηματική απεικόνιση πιθανής διάταξης μεταλλικής αγκύρωσης ξύλινης δοκού.

4. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΠΛΙΘΙΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Η πιο ενδελεχής και εμπεριστατωμένη μελέτη της συμπεριφοράς των πλίθινων κατασκευών έγινε στο πλαίσιο ερευνητικού προγράμματος με τίτλο “Getty Seismic Adobe Project” του Ινστιτούτου Getty [12].

Η υγρασία αποτελεί την πιο σημαντική -μη σεισμική- ευπάθεια του των κατασκευών από χώμα, είτε ως κατερχόμενη ή πλευρική (βροχή) είτε ως ανερχόμενη έχει την ιδιότητα σταδιακά να διαβρώνει (με την έννοια της απόπλυσης) το χώμα. Συνήθως, η ανερχομένη υγρασία (ειδικά σε περίπτωση απουσίας λίθινης βάσης) σε συνδυασμό με τις ριπές του ανέμου, απομειώνει τις διατομές στην βάση των τοίχων αυξάνοντας την καταπόνηση. Όταν το νερό εξατμίζεται, τα άλατα που περιέχει κρυσταλλοποιούνται και παραμένουν στην επιφάνεια των τοίχων. Κατά την διάρκεια αυτής της διαδικασίας τα άλατα διαστέλλονται και μπορούν να ρηγματώσουν την πλίθα.

Οι τοίχοι από ωμοπλινθοδομή συμπεριφέρονται γενικότερα οι λιθοδομές, χαρακτηρίζονται δηλαδή από εγγενή αδυναμία να αντισταθούν στις εφελκυστικές τάσεις που προκαλούνται από εκτός επιπέδου καταπόνηση. Συνήθως οι βλάβες συναντώνται σε τοίχους που βρίσκονται κάθετα στη διεύθυνση του σεισμού, μεταξύ δύο εγκάρσιων τοίχων.



Εικόνα 7: Τυπικές αστοχίες πλίθινων κατασκευών [13].

Η πιο τυπική περίπτωση ρηγμάτωσης λόγω σεισμική διέγερσης, σε τοίχους που βρίσκονται παράλληλα με τον σεισμό (εντός επιπέδου), αποτελούν οι διαγώνιες ή δυσδιαγώνιες ρωγμές, υπό γωνία περίπου 45°, εμφανίζονται σε πεσσούς και περιοχές άνω και κάτω των ανοιγμάτων ως αποτέλεσμα ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Οι ρωγμές αυτές συνήθως αναπτύσσονται κλιμακωτά διότι στην περίπτωση της ωμοπλινθοδομής υπάρχουν σαφείς οριζόντιοι αρμοί.

5. ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

5.1 Καταγραφή στην περιοχή έρευνας

Οι περισσότερες ενισχύσεις και επεμβάσεις στις ωμοπλινθοδομές αν μπορεί κανείς να κρίνει από την όψη και το τελικό αισθητικό αποτέλεσμα, πραγματοποιήθηκαν ως έκτακτη επέμβαση – άμεσο μέτρο προστασίας μετά από κάποιο σεισμικό γεγονός. Την πιο συνηθισμένη περίπτωση επέμβασης στις περιοχές που έγινε η έρευνα αποτελεί η «ενίσχυση» των τοίχων με ελαφρώς ωπλισμένο τσιμεντοκονίαμα εφαρμοσμένο και στις δύο πλευρές τους. Κάποιο ελαφρύ μεταλλικό πλέγμα (κατά συντριπτική πλειονότητα το κοινό κοτετσόσυρμα) στερεώνεται με πρόκες ανά συγκεκριμένες αποστάσεις στην επιφάνεια των ωμοπλινθοδομών και στην συνέχεια επικαλύπτεται με μια στρώση τσιμεντοκονιάματος. Αυτή η πρακτική κατά πάσα πιθανότητα, πραγματοποιούταν μετά την εμφάνιση ρωγμών που οφείλονταν σε σεισμική διέγερση. Το αποτέλεσμα της επέμβασης αυτής από μηχανικής άποψης εξαρτάται ουσιαστικά από την διεπιφάνεια που διαμορφώνεται μεταξύ της πλινθοδομής και του ωπλισμένου επιχρίσματος. Η πρόσφυση χώματος - τσιμεντοκονιάματος είναι προβληματική για αυτό παρατηρούνται πολλές αποκολλήσεις και διαχωρισμός των υλικών. Τέλος, η σοβαρότερη και πιο άμεση επίπτωση αυτής της πρακτικής σχετίζεται με την υγρασία και τον ενδεχόμενο εγκλωβισμό της στο εσωτερικό του τοίχου.

Συνήθης είναι επίσης η χρήση οριζόντιων διαζωμάτων από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Η ευμενής κατανομή φορτίων που προσφέρουν δικαιολογεί την ύπαρξη τους αλλά, το μεγάλο ζήτημα είναι το μεγάλο βάρος τους και κυρίως το κατά πόσο θα έχουν συναρμογή με την υποκείμενη τοιχοποιία δηλαδή, το αν μπορούν τα δύο αυτά υλικά να συνεργαστούν και αν ναι με τι είδους βλήτρα, διότι υπάρχει ο κίνδυνος της διάρρηξης των ωμοπλίνθων.

Εικόνα 8: Τυπικές επισκευές στην Πάτρα: αυτοσχέδιο μεταλλικό πλέγμα, κοτετσόσυρμα, εφαρμογή guinite.

5.2 Προτεινόμενες στην βιβλιογραφία

Η χρήση ενεμάτων για την επισκευή των ρωγμών στις πλίνθινες κατασκευές μπορεί να θεωρηθεί μια πολύ σημαντική τεχνική επισκευής των κατασκευών αυτών σύμφωνα με την βιβλιογραφία. Η εισαγωγή ενεμάτων στο εσωτερικό της τοιχοποιίας με σκοπό την πλήρωση ρωγμών και κενών αποτελεί συνήθη και αποτελεσματική (μη αναστρέψιμη) τεχνική για την βελτίωση της συμπεριφοράς της, χωρίς να αλλοιώνεται η εξωτερική μορφή της. Η αποδοτικότητα της μεθόδου είναι αντιστρόφως ανάλογη της αρχικής ποιότητας δόμησης του τοίχου[14]. Όμως η διαδικασία εφαρμογής ενεμάτων ομογενοποίησης, όπως γίνεται συνήθως στις λιθοδομές, δεν εφαρμόζεται στην περίπτωση των πλινθοδομών, αφενός λόγω των προβλημάτων ενεσιμότητας, αλλά και γιατί πολλές φορές επί της ουσίας δεν υπάρχουν τέτοια κενά στον πυρήνα της τοιχοποιίας. Οι ενέσεις γίνονται με σκοπό την πλήρωση συγκεκριμένων ρωγμών ή εσωτερικών κοιλοτήτων, που προσεγγίζονται συνήθως μέσω των ρωγμών. Άρα δεν ακολουθείται η χάραξη κάνναβου για τις θέσεις των σωληνίσκων, αυτοί τοποθετούνται στις τροχιές των ρωγμών ή σε θέσεις που αντιστοιχούν σε γνωστές εσωτερικές κοιλότητες ή ασυνέχειες. Έχει τεκμηριωθεί από τη βιβλιογραφία ότι αποτελούν τεχνική επισκευής και όχι ενίσχυσης αυτών των κατασκευών [15].

Η ύπαρξη οριζόντιο διαζωμάτων (ξυλοδεσιές) στις κατασκευές από τοιχοποιία ενισχύει και βελτιώνει την συμπεριφορά του συνόλου, εξασφαλίζοντας την συνεργασία όλων των πλευρών του κτιρίου διανέμοντας τα φορτία. Στην χώρα μας η χρήση ξύλινου διαζώματος στο ύψος της στέψης ή/και σε στάθμες πατωμάτων, πρεκιών είναι άρρηκτα συνδεδεμένα με τις χωμάτινες κατασκευές. Όταν τα κτίρια υποστούν βλάβες και οι ξυλοδεσιές χάσουν την συνέχεια τους (διακόπτεται έτσι και η ευμενής λειτουργία τους) επιβάλλεται η αντικατάσταση τους, εργασία που ενέχει μεγάλη δυσκολία για πρακτικούς (οικοδομικούς) λόγους.
Για ευμενέστερη κατανομή της σεισμικής φόρτισης, την ενεργοποίηση δηλαδή και των εγκάρσιων στην σεισμική διέγερση πλευρών του κτιρίου, απαραίτητη επέμβαση είναι η κατασκευή διαφράγματος (ολικού η μερικού) στις κατάλληλες στάθμες [16].

Σε ένα τόσο ψαθυρό υλικό όπως η ωμοπλινθοδομή οι έρευνες είναι επόμενο να εστιάζουν στην αύξηση της παραμορφωσιμότητας και την βελτίωση της εκτός επιπέδου συμπεριφοράς μέσω της εφαρμογής πλεγμάτων στην τοιχοποιία. Αυτά μπορεί να αποτελούνται από συνθετικά σχοινιά, καλάμια , έτοιμα πλαστικά πλέγματα ή γεωπλέγματα [17].

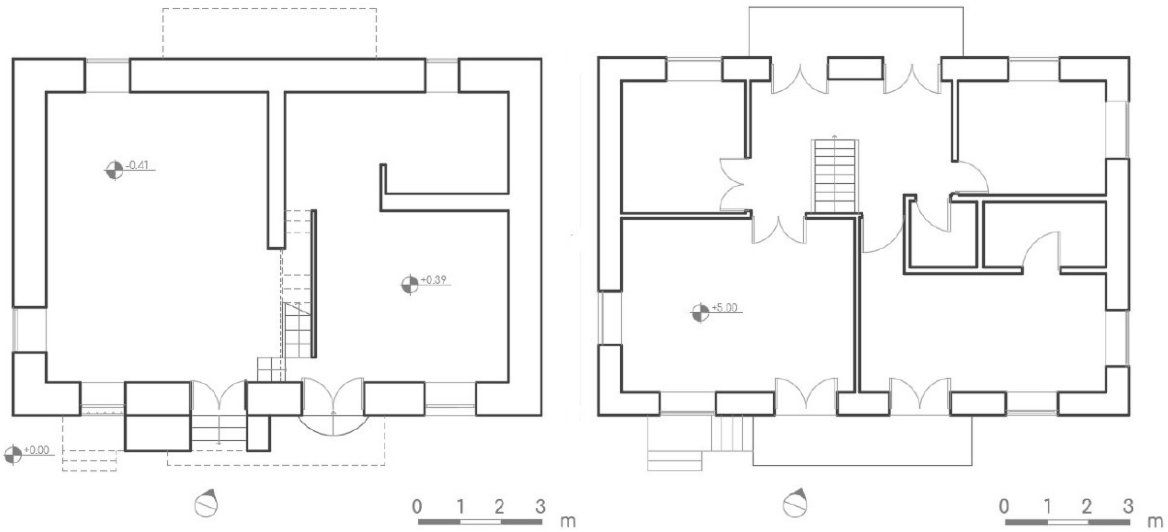
6. ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗ

6.1 Περιπτωσιολογική μελέτη

Το κτίριο που προσομοιώθηκε αποτελεί τυπικό δείγμα της Γαλαξιδιώτικης αρχιτεκτονικής. Πρόκειται για ορθογωνικής κάτοψης κατασκευή με πλευρές 12.4×8.6 μέτρα και ύψους τοιχοποιίας 9.15 μέτρα. Διαρθρώνεται σε τρία επίπεδα (ισόγειο, μεσώροφος και όροφος), το ανώτερο από τα οποία είναι κατασκευασμένο από ωμοπλινθοδομή. Ο μεσώροφος καταλαμβάνει το μισό περίπου της συνολικής κάτοψης. Οι όψεις του κτιρίου έχουν μεγάλο πλήθος ανοιγμάτων πλάτους 0.80-1.40 μέτρα τα οποία διατάσσονται με σχετική κανονικότητα καθ΄ ύψος.

Για την προσομοίωση του κτιρίου με πεπερασμένα στοιχεία χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Acord (v6.2) της itech [18]. Οι τοίχοι θεωρήθηκαν επιφανειακά στοιχεία δύο διαστάσεων συνεχούς μέσου και τα ξύλινα μέλη (φορείς ή ξυλοδεσιές) γραμμικά. Η διακριτοποίηση των επιφανειακών μελών έγινε με τετραγωνικά στοιχεία μέγιστης διάστασης 0.45m, ενώ στις περιοχές που αναμένονταν συγκέντρωση τάσεων χρησιμοποιήθηκε πιο πυκνό πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων. Τα ξύλινα μέλη θεωρήθηκαν αρθρωτά στα άκρα τους και οι τοίχοι πακτωμένοι στην βάση τους.

Εικόνα 9: Κύριες (νότια αριστερά και βόρεια δεξιά) όψεις του κτιρίου.



Εικόνα 10: Κάτοψη ισογείου και κάτοψη ορόφου.

Οι παραδοχές που λήφθηκαν υπόψη για τη διαμόρφωση των επί μέρους συνδυασμών που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις έχουν ως εξής:
Μόνιμα φορτία (G): επικάλυψη στην στέγη με βυζαντινά κεραμίδια 1.2 kN/m2, ξύλινη οροφή 0.15 kN/m2, σανίδωμα πατωμάτων 0.2 kN/m2 και μόνωση 0.1 kN/m2.
Στα μόνιμα φορτία συμπεριλαμβάνονται τα ίδια βάρη των υλικών.
Μεταβλητά φορτία (Q,S): φορτίο χρήσης πατωμάτων 2 kN/m2 και φορτίο χιονιού στην στέγη s=0.64 kN/m2
Σεισμικά φορτία (Ex, Ey)
Τα σεισμικά φορτία λαμβάνονται υπόψη ομοιόμορφα κατανεμημένα καθ' ύψος των τοίχων ακολουθώντας την κατανομή της μάζας του κτιρίου. Πάνω σε κάθε κόμβο των πεπερασμένων στοιχείων εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία δυνάμεις ανάλογες τις μάζας που τους αντιστοιχεί. Για τον επιμερισμό των επικόμβιων σεισμικών φορτίων χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα απόκρισης σύμφωνα με τον ΕΚ 8-1.

Σύμφωνα με την παράγραφο 2.3 του ΚΑΔΕΤ «Στόχοι Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού» για κτίρια συνήθους σπουδαιότητας που οικοδομήθηκαν προ του 1985 όπως αυτό που εξετάζεται στην παρούσα εργασία, δίνεται η δυνατότητα έξι επιπέδων σεισμού σχεδιασμού (με χαμηλότερο στόχο $B3^{+}$). Κάθε στόχος αποτίμησης αποτελεί έναν συνδυασμό στάθμης επιτελεστικότητας (Α,Β,Γ) και επίπεδου σεισμού σχεδιασμού ($a_g/a_{g,ref}$ =0.25-1.80). Στην προκειμένη περίπτωση ο χαμηλότερος λόγος οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης προς την οριζόντια εδαφική επιτάχυνση αναφοράς (με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια ζωής του έργου) μπορεί να λάβει την τιμή 0.45 που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 50% στα

50 χρόνια. Τελικώς για τον έλεγχο του κτιρίου επιλέχθηκε επίπεδο σεισμού σχεδιασμού με λόγο $a_g/a_{g,ref}$ ίσο με 1.00 ο οποίος αντιστοιχεί στην στάθμη επιτελεστικότητας Β1.

6.2 Έλεγχοι δομικών μελών

Με κριτήριο τις αναπτυσσόμενες τάσεις για κάθε συνδυασμό φόρτισης, επιλέχθηκαν συγκεκριμένοι πεσσοί και υπέρθυρα όπου έγιναν τομές. Ανάμεσα στα εξαγόμενα του λογισμικού, δίνονται τα εντατικά μεγέθη (τα οποία προκύπτουν από ολοκλήρωση των τάσεων) σε κάθε τομή. Για τους ελέγχους των μελών θεωρήθηκαν τιμές θλιπτικής αντοχής λίθων και κονιάματος από την βιβλιογραφία, ενώ η θλιπτική αντοχή της πλινθοδομής υπολογίστηκε με την σχέση του Ευρωκώδικα 6: $f_K=K\cdot f_b^{0.7}\cdot f_m^{0.3}$. Για το μέτρο ελαστικότητας ελήφθησαν υπόψη τιμές από την βιβλιογραφία και η σχέση (3.7.2) του ΕΚ6. Για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής της λιθοδομής (θεωρήθηκε τρίστρωτη) χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις (6.1) και (Σ6.3) του ΚΑΔΕΤ.

Υλικό	**Fwc**	**E**	f_{vm0}	**fwt**	**ρ**	**ν**
-	*MPa*	*MPa*	*MPa*	*MPa*	*kg/m³*	
Λιθοδομή	1.04	1100	0.1	0.1	2200	0.2
Πλινθοδομή	0.85	810	0.1	0.1	1800	0.2

Εικόνα 11: Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών.

Επιπλέον για τις αναλύσεις αποτίμησης της υπάρχουσας κατάστασης θεωρήθηκαν ρηγματωμένες διατομές, λαμβάνοντας μέτρο ελαστικότητας μειωμένο κατά 50% σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ και τον ΕΚ8 (δηλ. Ελιθ=505 MPa και Επλινθ=405 MPa).

Στον ΚΑΔΕΤ (§3.10.5) ορίζεται η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ως «ανεκτή» (Γ)[3] δεδομένου ότι δεν κατέστη εφικτό να ληφθούν δείγματα από το μνημείο έτσι η τιμή του συντελεστή ασφαλείας γ_g που χρησιμοποιείται λαμβάνει την τιμή 1.50.

Έλεγχοι σε όρους δυνάμεων

Έγιναν οι έλεγχοι που προβλέπονται από τις διατάξεις του ΚΑΔΕΤ στην §7.2.2.

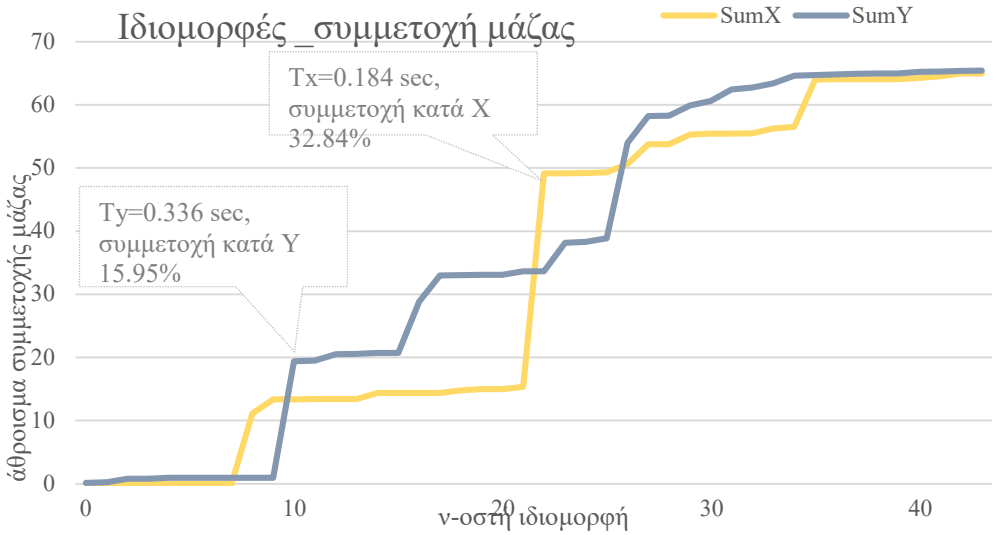
Έλεγχοι σε όρους παραμορφώσεων

Για τον προσδιορισμό των ανελαστικών μετακινήσεων χρησιμοποιήθηκε η σχέση (Σ5.4) που βρίσκεται στα σχόλια του ΚΑΔΕΤ. Οι έλεγχοι σε όρους παραμορφώσεων πραγματοποιούνται με γωνιές στροφής χορδής, δηλαδή την γωνία που σχηματίζουν η χορδή του παραμορφωμένου στοιχείου με την αντίστοιχη ευθεία του απαραμόρφωτου.

6.3 Αναλύσεις υφιστάμενου φορέα

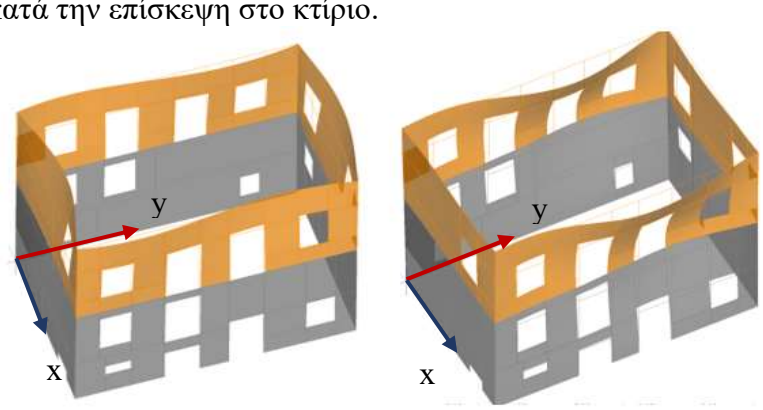
Για τον προσδιορισμό των θεμελιωδών ιδιομορφών και την οπτική παρουσίαση τους, εκτελέστηκε από το πρόγραμμα ιδιομορφική ανάλυση ικανού πλήθους ιδιομορφών τέτοιο ώστε να ενεργοποιείται αθροιστικά τουλάχιστον το 75% της συνολικής μάζας. Λήφθηκαν υπόψη μόνο αυτές οι ιδιομορφές στις οποίες οι δρώσες μάζες είναι τουλάχιστον 5% (ΚΑΔΕΤ §5.5). Παρακάτω φαίνονται τα σχήματα των κυρίαρχων ιδιομορφών σε κάθε διεύθυνση, καθώς και την αθροιστική κατανομή του συνόλου κατά x, y.

3 Σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ για την συγκεκριμένη στάθμη αξιοπιστίας είναι απαραίτητη η λήψη δοκιμίων λιθοσωμάτων και κονιάματος, κάτι που δεν ήταν δυνατό στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας.



Εικόνα 12: Πίνακας ιδιομορφών και ταλαντούμενης μάζας του υφιστάμενου φορέα (με κίτρινο ο άξονας x και με μπλε ο y).

Σύμφωνα με την εικόνα των κυρίων τάσεων, επαληθεύεται η πλειονότητα των ρωγμών που καταγράφηκαν κατά την επίσκεψη στο κτίριο.



Εικόνα 13: Θεμελιώδεις ιδιομορφές για Ty=0.336 sec και Tx=0.184 sec αντίστοιχα.

6.4 Προσομοίωση ενισχυμένου φορέα

Η τεχνική των ενεμάτων θα χρησιμοποιηθεί στο ισόγειο (αργολιθοδομή). Βάσει των σχολίων που αναφέρονται στο κεφάλαιο 8 του Κανονισμού, η ομογενοποίηση με ένεμα υδραυλικής άσβεστου εφόσον εφαρμοστεί σωστά, μπορεί να οδηγήσει σε ποσοστό αύξησης ίσο με 100% της εφελκυστικής και της διατμητικής αντοχής. Για το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ πρέπει να γίνουν δύο προσεγγίσεις, θεωρώντας μηδενική αύξηση και αύξηση κατά 60%. Στην εργασία αυτή λαμβάνεται αύξηση κατά 60%. Τέλος όσον αναφορά την πλινθοδομή, θεωρείται ότι γίνεται αποκατάσταση των ρωγμών με πηλοενέματα τα οποία, θεωρήθηκε σε αυτή την εργασία ότι, δεν αλλάζουν τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού, απλώς ανακτάται το μέτρο ελαστικότητας.

Μηχανικά χαρακτηριστικά μετά την ομογενοποίηση	(MPa)
Θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας	1.29
Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας	0.20
Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας	0.20
Μέτρο ελαστικότητας λιθοδομής	1715
Μέτρο ελαστικότητας πλινθοδομής	810

Εικόνα 15: Μηχανικά χαρακτηριστικά μετά την ομογενοποίηση.

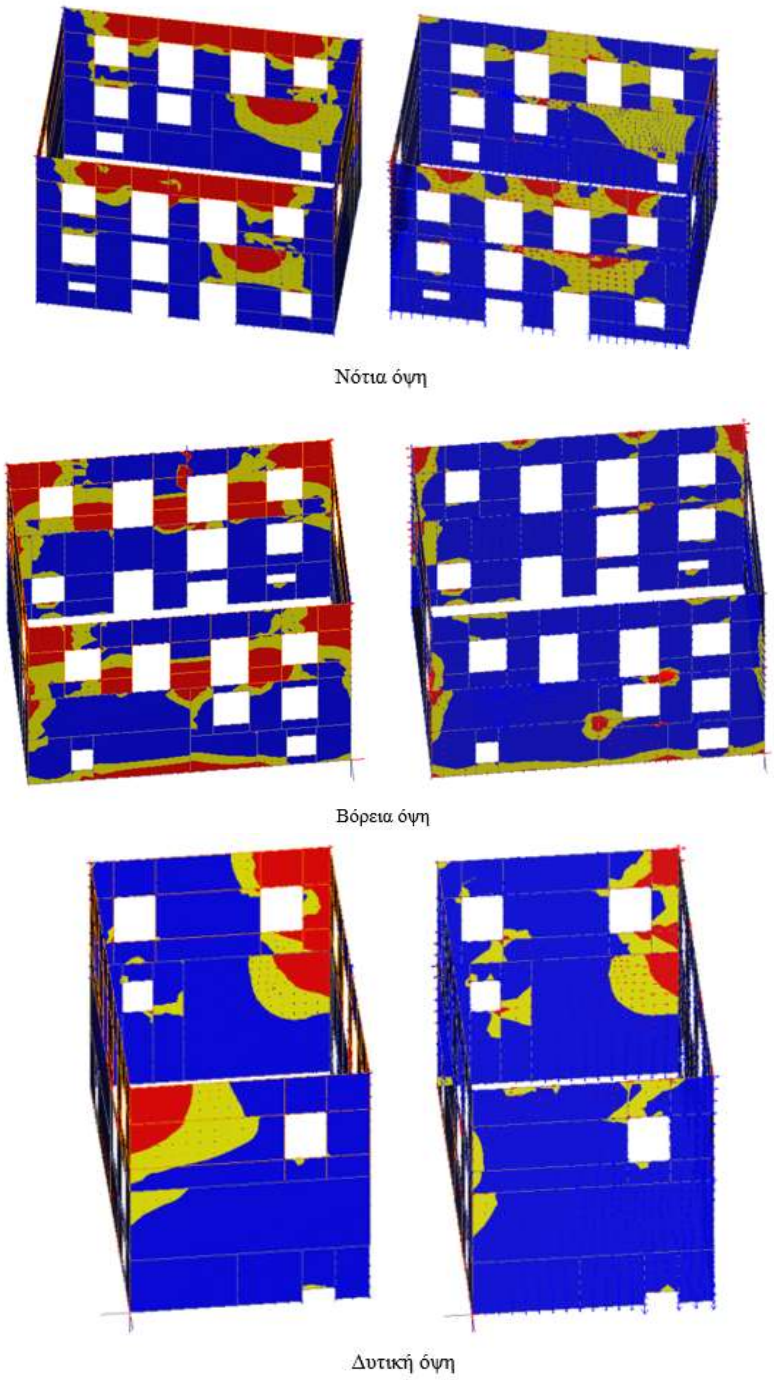
Διαφραγματοποίηση πατωμάτων και της στέγης

Η ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας πατωμάτων και στεγών είναι ίσως η πιο διαδεδομένη μέθοδος βελτίωσης της συμπεριφοράς των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία έναντι των σεισμικών φορτίων. Με την βελτίωση των υφιστάμενων ξύλινων πατωμάτων ώστε να μπορέσουν να λειτουργήσουν διαφραγματικά επιτυγχάνεται ορθότερη κατανομή των σεισμικών δυνάμεων ανάλογα με την δυσκαμψία των στοιχείων: δηλαδή η κάθετη στο επίπεδο του τοίχου αδρανειακή δύναμη μεταφέρεται κυρίως μέσω του διαφράγματος στους εγκάρσιους τοίχους και όχι μόνο μέσω των ακμών που τους συνδέουν. Με την προϋπόθεση ότι το διάφραγμα συνδέεται επαρκώς στους παρακείμενους ή υποκείμενους τοίχους ενισχύεται η «λειτουργία κιβωτίου» και το κτίριο αποκτά κατά κάποιο τρόπο μονολιθική συμπεριφορά. Αυτό συνεπάγεται ομοιόμορφη σχεδόν μετατόπιση στην στάθμη του διαφράγματος και μείωση του κατακόρυφου ανοίγματος καμπτικής παραμόρφωσης. Για την επίτευξη των παραπάνω εξετάστηκε μαζί με την βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας (με ενέματα υδραυλικής ασβέστου στις λιθοδομές του ισογείου και αποκατάσταση των ρωγμών του ορόφου με πηλοενέματα) η προσθήκη οριζόντιων διαζωμάτων και η ενίσχυση του πατώματος και της στέγης ώστε να λειτουργήσουν διαφραγματικά. Τοποθετήθηκε περιμετρικά της στάθμης του πατώματος του ορόφου και της στέγης μεταλλική διατομή σχήματος «L» με την οποία συνδέονται αφενός τα δοκάρια του πατώματος και αφετέρου μια στρώση κλιμακωτής διάταξης φύλλων κόντρα πλακέ (διαστάσεων 1.25×2.5m και πάχους 18-24mm) η οποία εισάγεται πάνω από το υπάρχον σανίδωμα, ενώ τελική επιφάνεια αποτελεί ένα νέο σανίδωμα. Το λογισμικό δίνει την δυνατότητα μετά την εισαγωγή των επιμέρους υλικών για αυτόματο υπολογισμό της δυσκαμψίας που προσφέρει το κάθε διάφραγμα. Όσον αφορά στη στέγη, λόγω της ιδιαιτερότητας του κτιρίου, με την ύπαρξη οροφογραφιών σε όλη την έκταση του ταβανιού του ορόφου, οι επάλληλες στρώσεις κόντρα πλακέ – σανιδώματος τοποθετούνται στην κεκλιμένη επιφάνεια της στέγης.

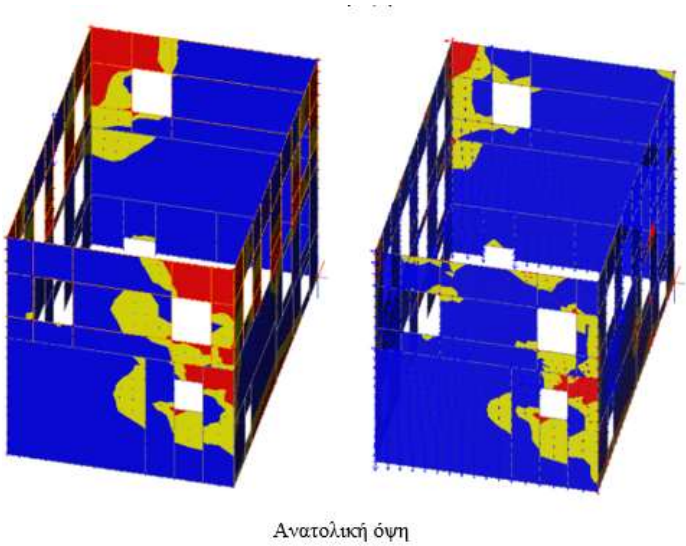
Εικόνα 16: Πίνακας ιδιομορφών και ταλαντούμενης μάζας του ενισχυμένου φορέα.

Για λόγους σύγκρισης παρατίθεται η εικόνα των κύριων εφελκυστικών τάσεων του αρχικού (μη ενισχυμένου) προσομοιώματος (αριστερά) σε αντιπαραβολή αυτών του ενισχυμένου φορέα (δεξιά) για την αντιπροσωπευτική φόρτιση G+Ex (ο x άξονας είναι παράλληλος στην μικρή πλευρά του κτιρίου). Φαίνεται η εμφανώς βελτιωμένη συμπεριφορά του κτιρίου μετά την εισαγωγή των ενισχυτικών επεμβάσεων στο προσομοίωμα. Τα διαφράγματα αναλαμβάνουν μέρος της έντασης και ομαλοποιούν την διανομή της στους

τοίχους καθώς εξασφαλίζουν μια πιο κιβωτιοειδή λειτουργία. Η χρωματική διαβάθμιση είναι όμοια και για τις δύο στήλες με σκοπό την απευθείας σύγκρισή τους. Το κόκκινο χρώμα αντιστοιχεί σε υπέρβαση της τιμής 0.1 MPa (που θεωρήθηκε η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας στο αρχικό προσομοίωμα), το κίτρινο σε τιμές 0.06-0.1 MPa ενώ το μπλε σε τιμές μικρότερες του μηδενός (θλίψη).



Εικόνα 17: Κύριες εφελκυστικές τάσεις στο αρχικό (αριστερά) και το ενισχυμένο (δεξιά) μοντέλο για G+Ex .



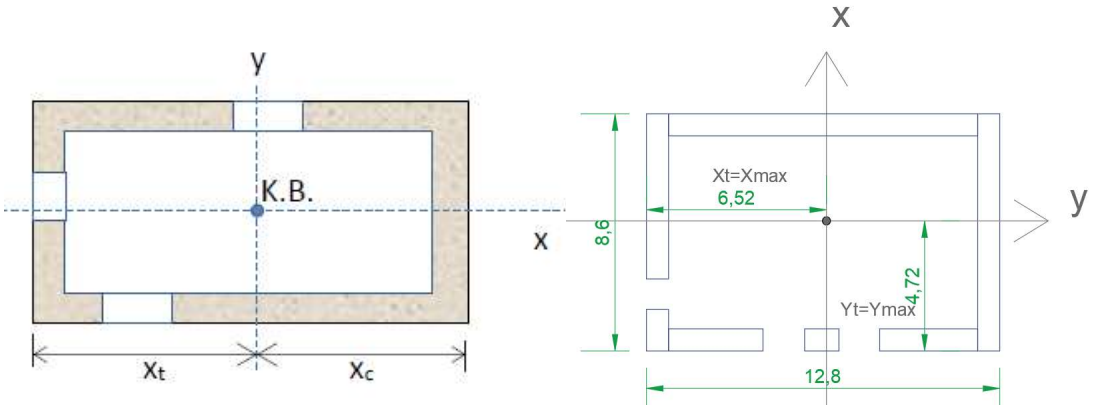
Εικόνα 18: Κύριες εφελκυστικές τάσεις στο αρχικό (αριστερά) και το ενισχυμένο (δεξιά) μοντέλο για G+Ex

6.5 Προσδιορισμός R για τον προσδιορισμό των ανελαστικών μετακινήσεων

Στην περίπτωση ελέγχου δομικών μελών σε όρους παραμορφώσεων (για στάθμες επιτελεστικότητας Β ή Γ) σύμφωνα με την §7.4 του ΚΑΔΕΤ απαιτείται ο προσδιορισμός των ανελαστικών μετακινήσεων (ο έλεγχος αναφέρεται στο σημείο Σ2 του διαγράμματος του Σχήματος Σ 7.2 (α) Κανονισμού). Αυτό αποτελεί κύριο στόχο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover) η οποία δεν πραγματοποιήθηκε στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας. Ο Κανονισμός δίνει την δυνατότητα σύμφωνα με τα σχόλια της §5.4.4 να πραγματοποιηθεί ο υπολογισμός των ανελαστικών μετακινήσεων με βάση τις ελαστικές μετακινήσεις.

Μετά τον προσδιορισμό της σεισμικής τέμνουσας ($V_{el}=C_m \cdot S_e(T) \cdot \frac{W}{g}$) υπολογίζεται η ροπή ανατροπής στην βάση του δομήματος (θεωρείται ορθογωνική κατανομή της σεισμικής δύναμης) : $M_{ed}=0.5 \cdot H$ όπου Η, το ύψος του κτιρίου.

Με σκοπό τον υπολογισμό των τάσεων στις ακραίες ίνες [19] (θλιβόμενη και/ή εφελκυόμενη), αφού πρώτα βρεθούν οι κεντροβαρικοί άξονες στην βάση του κτιρίου, για κάθε διεύθυνση σεισμικής φόρτισης υπολογίζονται οι ροπές αντίστασης για κάθε άξονα σύμφωνα με το σχήμα (Σ 5.8) του ΚΑΔΕΤ:



Εικόνα 18: Αριστερά: το σχήμα (Σ 5.8) του ΚΑΔΕΤ σύμφωνα με το οποίο ορίζονται οι ροπές αντίστασης. Δεξιά: το αντίστοιχο σχήμα για το κτίριο του παραδείγματος.

$\Omega_{wc}=\frac{I_{w,y}}{x_c}$, $\Omega_{wt}=\frac{I_{w,t}}{x_t}$ και αντίστοιχα για την διεύθυνση y

Οι τάσεις στις ακραίες θέσεις για κάθε διεύθυνση υπολογίζονται σύμφωνα με την σχέση (5.2):

$\sigma_{wc}=\frac{N_{ed}}{A_w}+\frac{M_{ed}}{\Omega_{wc}}$ και $\sigma_{wt}=\frac{N_{ed}}{A_w}+\frac{M_{ed}}{\Omega_{wt}}$, (βλ. σχήμα Σ 5.8β του ΚΑΔΕΤ)

Στη συνέχεια με δεδομένες τις τάσεις μπορεί να υπολογιστεί το θλιβόμενο μήκος (άρα και το θλιβόμενο εμβαδό Ac) σε κάθε περίπτωση:

$$L_c= L\cdot\frac{\sigma_c}{\sigma_c+\sigma_t}$$

Ακολούθως βρίσκεται η απαιτούμενη διατμητική τάση στην βάση: $\tau_{απαιτ}=\frac{V_{el}}{A_c}$

Εν συνεχεία για τον προσδιορισμό του R ($=q_{απαιτ}$) συγκρίνεται η απαιτούμενη διατμητική τάση στην βάση με την θεωρητική διατμητική αντοχή[4] (f_y=200 kPa):

$$R=\frac{\tau_{απαιτ}}{f_v}$$

Η απαιτούμενη πλαστιμότητα:

$$\mu_{απαιτ}=1+(R-1)\cdot\frac{T_C}{T}$$

Εν τέλει ο λόγος των ανελαστικών προς ελαστικές μετακινήσεις (Σ 5.4) για κάθε διεύθυνση υπολογίζεται:

$$\frac{d_{inel}}{d_{el}}=\frac{\mu_{απαιτ}}{R}=\frac{1+(R-1)\cdot\frac{T_c}{T}}{R} \text{ για } T\leq T_c$$

Προκύπτει λοιπόν ότι οι μετακινήσεις των κόμβων που εξάγονται από την ελαστική (ισοδύναμη στατική) ανάλυση θα πολλαπλασιαστούν με 1.583 κατά την διεύθυνση X και με 1.232 κατά την διεύθυνση Y.

		μονάδες	**X**	**Y**
διάσταση στην κάτοψη	Lx,Ly	m	8.6	12.8
ύψος		m	9.15	
ροπή αντίστασης, c	Ωcx,Ωcy	m^3	102.84	80.63
ροπή αντίστασης, t	Ωtx,Ωty	m^3	99.06	66.28
θεμελιώδης ιδιοπερίοδος	T1x,T1y	sec	0.194	0.165
Βάρος	W	kN	4925	
εμβαδό	A	m^2	28.24	
επιτάχυνση	ag	g	0.24	
φασματική επιτάχυνση	Se(T1)	g	0.72	
τέμνουσα βάσης	Vo	kN	3546	
ροπή ανατροπής	Mo	kNm	16222.95	
τάσεις κατα X	σp1,	kN/m^2	-26.804	
	σp2	kN/m^2	419.162	
τάσεις κατα Y	σp1,	kN/m^2		16.649
	σp2	kN/m2		338.167
θλιβόμενο μήκος	Lθλy,Lθλy	m	8.083	12.8
διατμητικές τάσεις	τx,τy	kN/m^2	317.373	225.917

4 Η προσέγγιση αυτή είναι από την μεριά της ασφάλειας. Κανονικά θα έπρεπε να ληφθεί υπόψη και η ευμενής για την διατμητική αντοχή παρουσία του κατακόρυφου φορτίου.

$q_{απαιτ}=τ/fv$	1.587	1.130
$μΔ_{απαιτ}=1+(q-1)*T_c/T$	2.513	1.393
dinel/del=μ/q	1.583	1.232

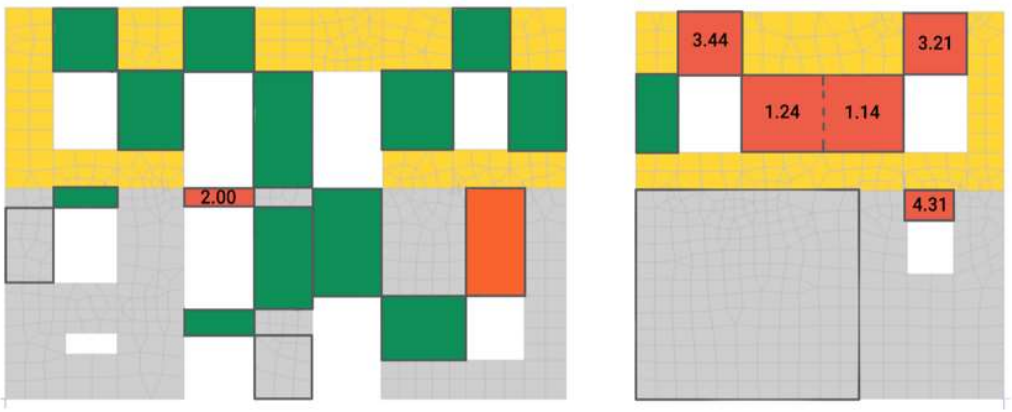
Εικόνα 19: Τα αριθμητικά δεδομένα για κάθε διεύθυνση του κτιρίου και η πορεία υπολογισμού του R.

Έλεγχος μελών

Σε κάθε στοιχείο πραγματοποιήθηκε κατάλληλος αριθμός τομών, συνήθως τριών στην βάση, την μέση και την κορυφή του στοιχείου εκτός αν ήταν προφανής βάσει της εικόνας των τάσεων στα πεπερασμένα στοιχεία. Παρακάτω παρατίθενται εποπτικά οι αστοχίες των επιμέρους στοιχείων ανά στάθμη επιτελεστικότητας. Με πράσινο χρώμα εννοείται η επάρκεια των στοιχείων σε στάθμη επιτελεστικότητας Β, ενώ με πορτοκαλί σημειώνεται το στοιχείο που ικανοποιεί την Γ στάθμη. Τέλος τα στοιχεία που έχουν επισημανθεί με κόκκινο χρώμα αστοχούν στην στάθμη αυτή (Γ) και ο αριθμός που αναγράφεται πάνω τους αντιστοιχεί στον λόγο ανεπάρκειας. Οι πεσσοί μεγάλου μήκους, διαιρούνται σε επιμέρους τοιχοστοιχεία (διακεκομμένες γραμμές).

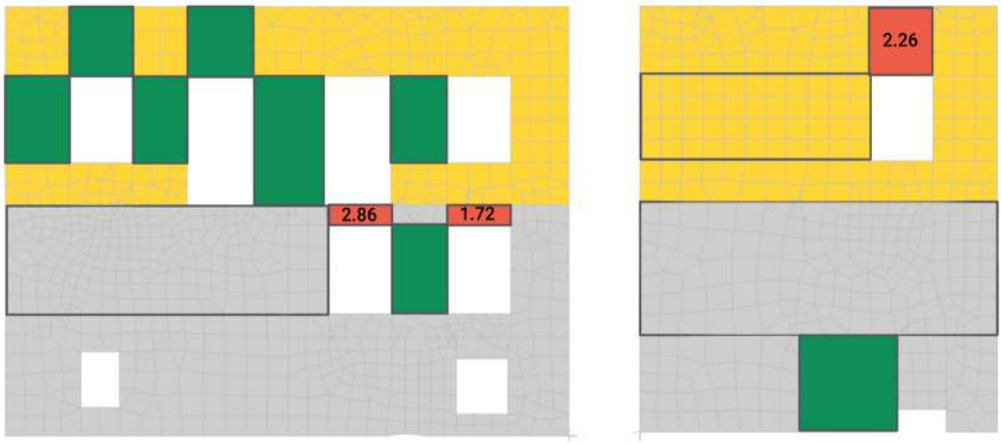
Παρατηρούνται αστοχίες στα λίθινα υπέρθυρα της στάθμης του ορόφου (+4.92m) που οφείλονται στις μεγάλες εφελκυστικές δυνάμεις που τα καταπονούν σε συνδυασμό με την απουσία θλιβόμενης ζώνης και το μικρό τους ύψος. Σημειώνεται πως δεν λαμβάνεται υπόψη η ικανότητα ανάληψης εφελκυστικών φορτίων από τα πρέκια των ανοιγμάτων καθώς αυτά δεν έχουν προσομοιωθεί όσο αναφορά το λίθινο τμήμα του κτιρίου. Αφενός δεν ήταν δυνατή η λεπτομερής τεκμηρίωση τους εφόσον στην υφιστάμενη κατάσταση δεν είναι εμφανή και αφετέρου η εισαγωγή μεμονωμένων γραμμικών στοιχείων ως υπερθύρων (όταν δεν εντάσσεται στο συνολικό σύστημα ξυλοδεσιών όπως στο πλίνθινο τμήμα) αποτελεί περίπλοκη διαδικασία αφού θα επηρέαζε την διάρθρωση και τον καταμερισμό των επιμέρους επιφανειακών στοιχείων που συνορεύει.

Επιπρόσθετα, στις μικρές πλευρές του κτιρίου στο πλίθινο του τμήμα αστοχούν εκτός από τα υπέρθυρα και τα επιμέρους στοιχεία του πεσσού μεγάλου μήκους έναντι τέμνουσας. Υπενθυμίζεται πως ο στόχος ανασχεδιασμού στην επίλυση αυτή θεωρήθηκε η στάθμη επιτελεστικότητας Β1 ($a_g/a_{g,ref}$=1.00) με δεδομένη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων «Ανεκτή[5]», ο οποίος δεν επιτεύχθηκε λόγω εκτεταμένων αστοχιών τόσο στο λίθινο όσο και στο πλίθινο τμήμα.



Εικόνα 20: Αστοχίες μελών νότιας (αριστερά) και δυτικής (δεξιά) όψης ανά στάθμη επιτελεστικότητας .

5 Η τρίτη κατά σειρά στάθμη αξιοπιστίας «ανεκτή» στον ΚΑΔΕΤ αντιστοιχεί στο «περιορισμένο» επίπεδο γνώσης του ΕΚ8-1.



Εικόνα 21: Αστοχίες μελών βόρειας (αριστερά) και ανατολικής (δεξιά) όψης ανά στάθμη επιτελεστικότητας .

Γίνεται σαφής η σημασία και η επίπτωση της στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό ενός υφιστάμενου κτιρίου. Μικρότεροι συντελεστές ασφαλείας τόσο στις δράσεις σχεδιασμού όσο και στα υφιστάμενα υλικά θα οδηγούσαν σε ευμενέστερα αποτελέσματα και τελικώς σε μικρότερου βαθμού επεμβάσεις. Ακόμη αξίζει να αναφερθεί ότι η υιοθέτηση μιας τόσο υψηλής σεισμικής κλάσης για ένα υλικό όπως η ωμοπλινθοδομή το οποίο από την φύση του απαιτεί συχνή επιθεώρηση και επισκευή, ίσως είναι υπερβολική. Επιπλέον λόγω του ότι πρόκειται για κατοικία η οποία συντηρείται σε τακτά χρονικά διαστήματα, θα μπορούσε να γίνει αποδεκτός ένας χαμηλότερος στόχος ανασχεδιασμού.

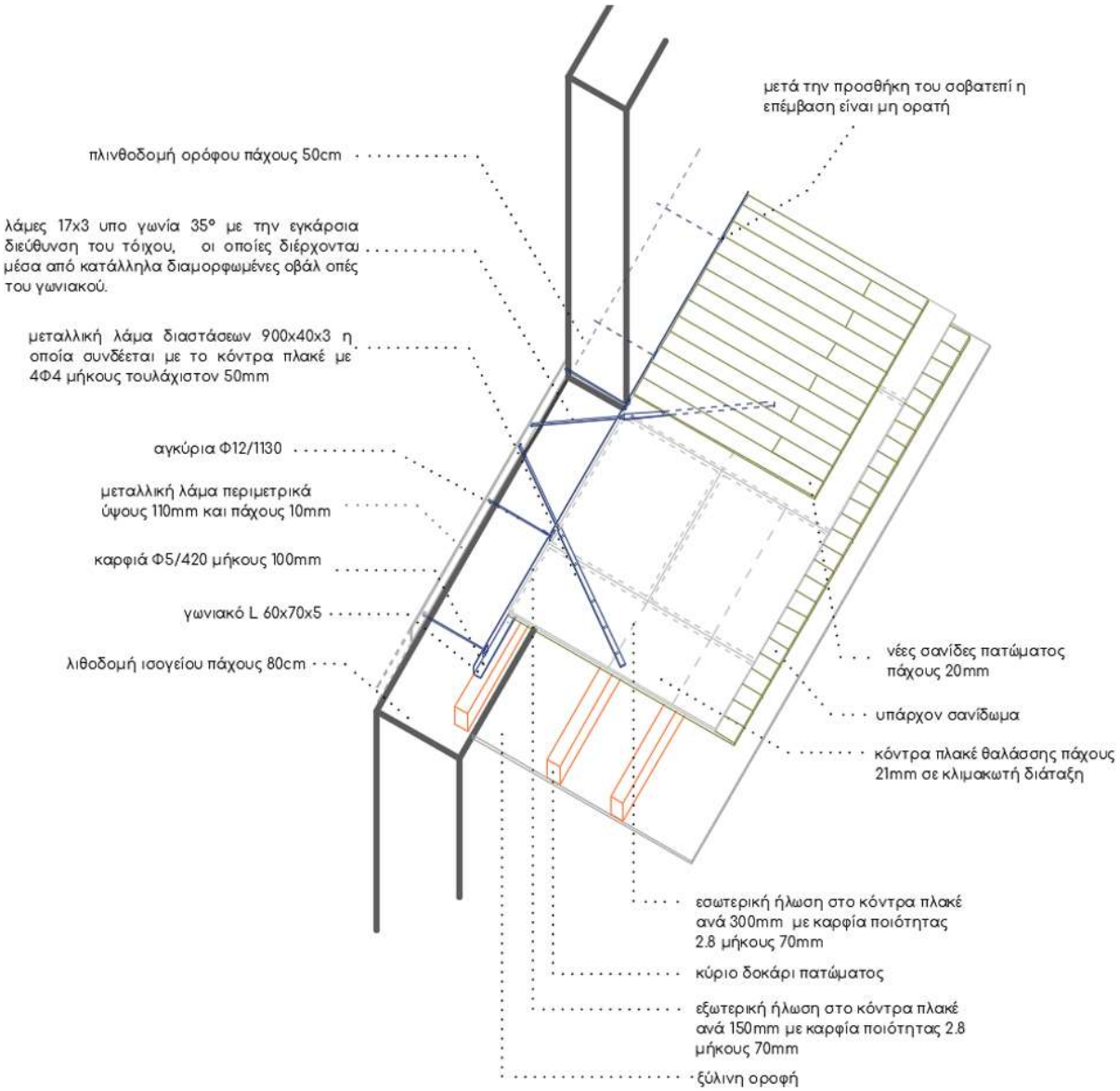
Η εντατική κατάσταση των λίθινων υπερθύρων που αστοχούν επηρεάζεται κυρίως από τις μεγάλες εφελκυστικές δυνάμεις που ασκούνται, ενώ ταυτόχρονα οι εντός επιπέδου ροπές δεν προσφέρουν ικανό θλιβόμενο μήκος και σε αρκετές περιπτώσεις υπάρχει υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής στην αντίστοιχη παρειά του στοιχείου. Απαραίτητη επέμβαση επομένως είναι η αντικατάσταση και ενίσχυση των πρεκιών στα υπέρθυρα με επαρκές μήκος αγκύρωσης εκατέρωθεν, λαμβάνοντας υπόψη τους περιορισμούς για την μη υπέρβαση της αντοχής της τοιχοποιίας στα σημεία έδρασης.

Όσον αφορά τα στοιχεία από ωμοπλινθοδομή, με δεδομένη την δυσκολία της οποιασδήποτε αύξησης των μηχανικών της χαρακτηριστικών εκτός από την παρόμοια μέθοδο με τα λίθινα υπέρθυρα, ενίσχυση των πρεκιών για ανάληψη των εφελκυστικών δυνάμεων, προτείνεται η τοποθέτηση πλαστικού πλέγματος εκατέρωθεν της τοιχοποιίας για την βελτίωση της παραμορφωσιμότητας του συνόλου.

Όπως αναφέρεται στην βιβλιογραφία [12],[17], στην περίπτωση των ωμοπλινθοδομών έχουν εφαρμοστεί πλέγματα από διάφορα υλικά όπως ξύλο, μέταλλο, σχοινί, πλαστικό ή συνθετικά πλέγματα. Με σκοπό την διατήρηση της όψης του κτιρίου λαμβάνοντας υπόψη τον μνημειακό του χαρακτήρα, υλικά των οποίων η εφαρμογή τους απαιτεί μεγάλο πάχος προκαλώντας ανομοιομορφίες στην όψη δεν είναι αποδεκτά. Επιπλέον η επιλογή του υλικού επηρεάζεται σημαντικά από την ιδιαιτερότητα της συμπεριφοράς των ωμοπλίνθων παρουσία υγρασίας. Επιλέγεται έτσι το πλαστικό πλέγμα το οποίο έχει μηδενική απορροφητικότητα σε συνδυασμό με κονίαμα υδραυλικής άσβεστου.

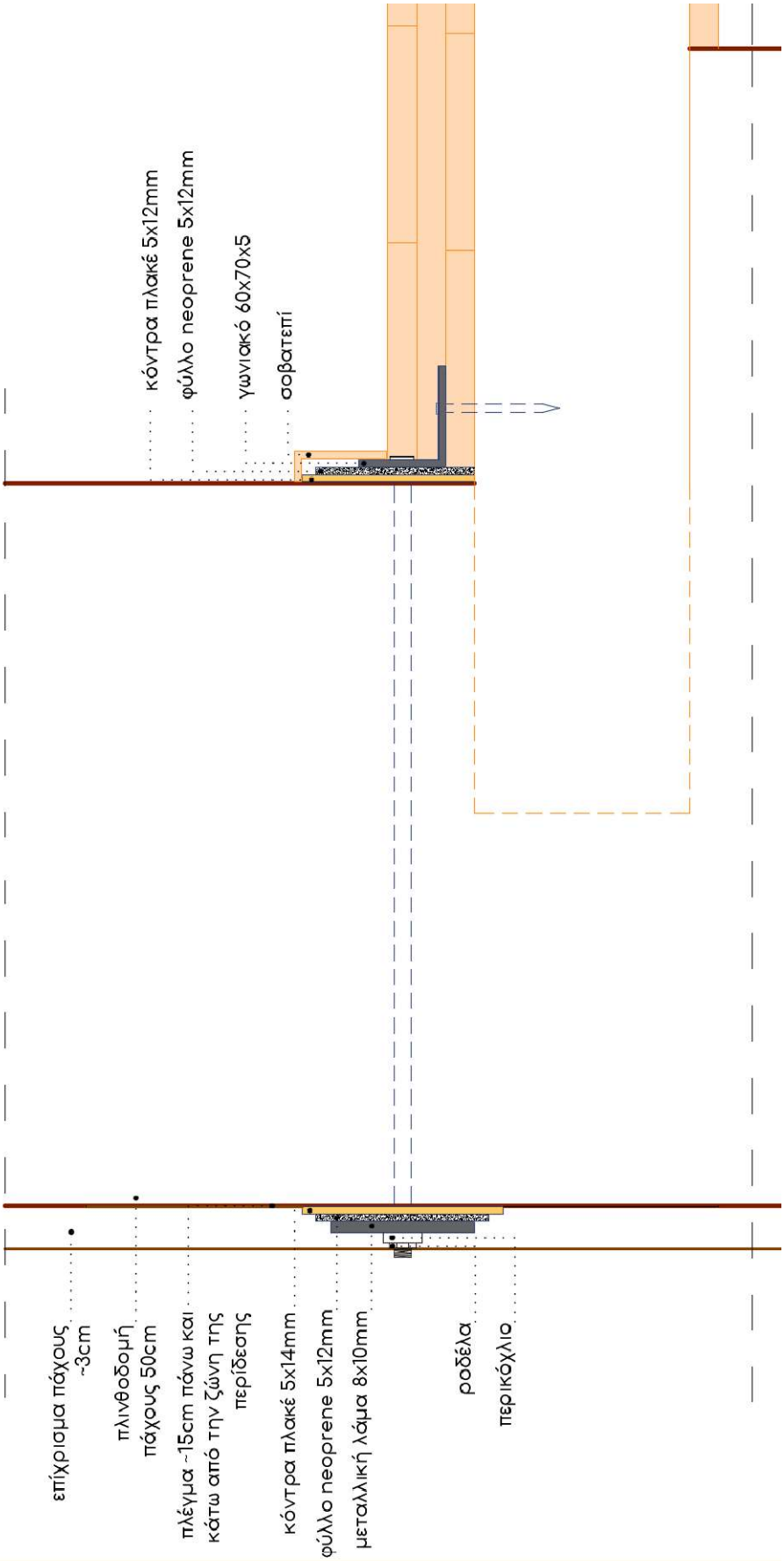
Απαιτείται προσεκτικός σχεδιασμός της επέμβασης καθότι, ναι μεν οι στρώσεις που θα δημιουργηθούν με το οπλισμένο επίχρισμα θα προσφέρουν αντοχή εντός και εκτός επιπέδου, αλλά υπάρχει ο προφανής κίνδυνος της αποκόλλησης και αυτός της διάτρησης της τοιχοποιίας. Οι κίνδυνοι αυτοί αντιμετωπίζονται με επιμελείς αγκυρώσεις (με πλαστικά

αγκύρια ή θύσανους[6]) σε κατάλληλο κάνναβο και με ορθή τοποθέτηση του πλέγματος στην ευρύτερη περιοχή του ενισχυόμενου στοιχείου.



Εικόνα 21: Σκίτσο της διάρθρωσης του διαφράγματος στην μικρή πλευρά (παράλληλα με τα δοκάρια).

[6] [Λεξικό Τριανταφυλλίδη] Θύσανος: σύνολο μακριών τεχνητών ή φυσικών νημάτων τα οποία είναι ενωμένα μόνο στο ένα τους άκρο, αφήνοντας το άλλο ελεύθερο. Η χρήση θυσάνων δεν έχει εφαρμοστεί μέχρι τώρα σε ωμοπλινθοδομές.



Εικόνα 22: Διάταξη επάλληλων υλικών στην επιφάνεια της πλινθοδομής.

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Οι ωμόπλινθοι ως δομικό υλικό έχουν μακραίωνη ιστορία στο μεγαλύτερο μέρος του πλανήτη συμπεριλαμβανομένης και της χώρας μας. Στην εργασία αυτή τεκμηριώθηκε μεταξύ άλλων η ύπαρξη πλήθους κτιρίων από ωμοπλινθοδομή στο κέντρο της πόλης των Πατρών και την ευρύτερη περιοχή των βορειοανατολικών παράλιων της Πελοποννήσου. Οι τοιχοποιίες από ωμόπλινθους όχι μόνο είναι μέρος της αρχιτεκτονικής μας παράδοσης αλλά ταυτόχρονα αποτελούν έναν εναλλακτικό τρόπο δόμησης λαμβάνοντας υπόψη την βιωσιμότητα και την αειφορία που προσφέρουν.

Η συνεχής και διευρυνόμενη κοινωνική αναγκαιότητας ωθεί την επιστημονική κοινότητα να ερευνά όλο και περισσότερο τόσο τις καθαυτές ιδιότητες του υλικού αλλά και την απόκριση των κατασκευών από ωμοπλινθοδομή. Μεγάλο πλήθος ερευνών επικεντρώνεται στον σχεδιασμό κατάλληλων μεθόδων επέμβασης και ενίσχυσης του φέροντος οργανισμού καθώς ειδικά στις χώρες με έντονη σεισμική δραστηριότητα όπως η δική μας, έχει προκύψει η ανάγκη διαμόρφωσης ενός πλαισίου τεχνικών επεμβάσεων, πέραν των άμεσων μέτρων προστασίας. Γίνεται λοιπόν σαφής η απαίτηση της ενσωμάτωσης των ωμοπλινθοδομών σε σύγχρονους κανονισμούς οι οποίοι θα είναι ιδιαίτερα χρήσιμοι στους μηχανικούς.

Σε μια προσπάθεια να αναλυθεί υπολογιστικά μια πλίθινη κατασκευή, προσομοιώθηκε με λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων μια συχνή τυπολογία που αποτελείται από λίθινο ισόγειο και πλίθινο όροφο. Οι δράσεις και οι αντιστάσεις των επιμέρους στοιχείων θεωρήθηκαν βάσει του τελικού κειμένου του ΚΑΔΕΤ, υιοθετώντας στόχο ανασχεδιασμού Β1 ο οποίος τελικά δεν ικανοποιήθηκε. Θεωρείται ότι σε αυτού του είδους τις κατασκευές που υποχρεωτικά έχουν ανάγκη συνεχούς συντήρησης θα μπορούσε να θεωρηθεί δόκιμος ένας χαμηλότερος στόχος σε συνδυασμό με έλεγχο της κατασκευής και των τυχόν παλαιότερων επεμβάσεων σε τακτά χρονικά διαστήματα.

Προτείνεται η διεξαγωγή πειραμάτων για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών των ωμοπλίνθων, η προσπάθεια προσέγγισης την πραγματικής συμπεριφοράς τους μέσω πειραματικών μεθόδων που θα συμβάλλουν στην καλύτερη υπολογιστική προσέγγιση της συμπεριφοράς των κατασκευών. Ειδικότερα και πιο συγκεκριμένα για την χώρα μας, θα ήταν χρήσιμο να γίνουν πειράματα σε τοίχους από ωμοπλινθοδομή -μεγάλης κλίμακας και ακολούθως σε δοκίμια κτιρίων- με ξυλοδεσιές όπως είθισται σε αυτές τις κατασκευές. Μια τέτοια πειραματική διερεύνηση θα επιτρέψει την αποτίμηση της αποτελεσματικότητας επιλεγμένων τεχνικών επέμβασης που αναφέρονται στην διεθνή βιβλιογραφία.

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Houben, Hugo, and Hubert Guillaud. 1994. Earth Construction A comprehensive guide. London: ITDG Publishing.

[2] Minke, Gernot. 2006. Building with Earth. Birkhäuser – Publishers for Architecture.

[3] Daudon, Dominique, Yannick Sieffert, Osvaldo Albarracín, Lucas Garino Libardi, και Gustavo Navarta. 2014. “Adobe Construction Modeling by Discrete Element Method: First Methodological Steps” Procedia Economics and Finance.

[4] Illampas, Rogiros. 2014. “Experimental and computational investigation of the structural response adobe structures” Phd Thesis, Πανεπιστήμιο Κύπρου, Πολυτεχνική Σχολή.

[5] Μπέη, Γεωργία. 2004. “Τοιχοποιία από πηλό: Πειραματική διερεύνηση μηχανικών και φυσικών χαρακτηριστικών δομικών μονάδων και τοίχων από Συμπιεσμένες Ωμοπλίνθους” Διδακτορική διατριβή, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.

[6] Silveira, Dora, Humberto Varum, Aníbal Costa, and and José Carvalho. 2015. “Mechanical Properties and Behavior of Traditional Adobe Wall Panels of the Aveiro District.” Journal of Materials in Civil Engineering 27 (9)

[7] Wu, Feng, Gang Li, Hong-Nan Li, and Jin-Qing Jia. 2013. “Strength and stress–strain characteristics of traditional adobe block and masonry” Materials and Structures.

[8] Illampas, Rogiros, Ioannis Ioannou, and Dimos Charmpis. 2017. “Experimental assessment of adobe masonry assemblages under monotonic and loading–unloading compression.” Materials and Structures.
[9] Illampas, Rogiros. 2014. “Experimental and computational investigation of the structural response adobe structures” Phd Thesis, Πανεπιστήμιο Κύπρου, Πολυτεχνική Σχολή.
[10] Müller, P., Miccoli, L., Fontana, P., Ziegert, C. 2017. “Development of partial safety factors for earth block masonry” Materials and Structures 50.
[11] Miccoli, Lorenzo , Urs Müller, και Patrick Fontana. 2014. “Mechanical behaviour of earthen materials: A comparison between earth block masonry, rammed earth and cob” Construction and Building Materials 61: 327-339.
[12] Tolles, E. Leroy, Edna E. Kimbro, and William S. Ginell. 2002. Planning and Engineering Guidlines for the Seismic Retrofitting of Historic Adobe Structures. Getty Conservation Institute Scientific Program, Los Angeles, California: Getty Publications.
[13] Tarque, N., Sayın, E., Rafi, M.M., and Tolles, E.L. 2021. “Behaviour of Adobe Construction in Recent Earthquakes” In Structural Characterization and Seismic Retrofitting of Adobe Constructions, by H., Parisi, F., Tarque, N., Silveira, D. Varum, 15-33. Springer.
[14] Miltiadou-Fezans, Androniki, Theodosios P. Tassios (2022) Mix design and application of hydraulic grouts for masonry strengthening. Book, Springer Nature, Switzerland AG 2022, p283: doi.org/10.1007/978-3-030-85965-7
[15] Illampas, Rogiros, Rui Silva, Dimos Charmpis, Paulo Lourenço, and Ioannis Ioannou. 2017.“Validation of the repair effectiveness of clay-based grout injections by lateral load testing of an adobe model building.” Construction and Building Materials 174–184.
[16] Michiels, Tim. 2014. Seismic retrofitting techniques for historic adobe buildings. Master Thesis, Leuven: KU Leuven.
[17] Figueiredo, A., H. Varum , A. Costa, D. Silveira , and C. Oliveira. 2013. “Seismic retrofitting solution of an adobe masonry wall.” Materials and Structures 203-219.
[18] Itech. (2022). Acord BAT-3D (Version 6.1) Manuel d' utilisation https://www.acord.io/downloads/doc/ACORD-MU-V61-FR-MODULE-BAT3D.pdf
[19] Pantazopoulou, Stavroula J. 2013 «State of the art report for the analysis methods for unreinforced masonry heritage structures and monuments»
[20] Mousourakis, Apostolos, Maria Arakadaki, Sofoklis Kotsopoulos, Sinamidis Iordanis, Tina Mikrou, Evangelia Frangedaki, and Nikos Lagaros. 2020. “Earthen Architecture in Greece: Traditional Techniques and Revaluation.” Heritage.
[21] Pardalopoulos, Stylianos I., and Stavroula J. Pantazopoulou. 2017. “Methodology for practical seismic assessment of unreinforced masonry buildings with historical value.” Earthquake Engng Struct Dyn. 2793– 2810.
[22] Papayanni, Ioanna, and Vasiliki Pachta. 2017. “Constructional characteristics and restoration aspects of historic earth block structures.” Res. Eng. Struct. Mat. 3(2): 113-121.
[23] Arq. Roberto Prieto Sánchez, και Ing. Julio Vargas Newman. 2014. Fichas para la reparación de viviendas de adobe. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
[24] Blondet, M., J. Vargas-Neumann, and R.J. Groenenberg. 2012. “Evaluation of the Efficacy of Mud Injection to Repair Seismic Cracks on Adobe Structures via Full-Scale Shaking Table Tests.” 15th World Conference on Earthquake Engineering. Lisboa: Curran Associates, Inc.
[25] Μιλτιάδου - Fezans, Ανδρονίκη. 2020. “Μέθοδοι και τεχνικές στερέωσης: Τοιχοποιίες – θολοδομίες” Σημειώσεις Μαθήματος (ΔΠΜΣ “Προστασία Μνημείων”), ΕΜΠ.
[26] ΚΑΔΕΤ "Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις",2022.
[27] Ευρωκώδικας 6: Σχεδιασμός Κατασκευών από τοιχοποιία.

9. ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η διπλωματική εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε στο πλαίσιο του Δ.Π.Μ.Σ. «Προστασία Μνημείων» του Ε.Μ.Π υπό την επίβλεψη της Ανδρονίκης Μιλτιάδου – Fezans, Αναπληρώτρια Καθηγήτρια σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών και με τη συμβολή ως συμβούλου της Σταματίνας Μικρού, Αρχιτέκτονα Μηχανικό Ε.Ε.Π. σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών.

Ευχαριστίες απευθύνονται στον Γαλλική εταιρεία itech για τη δωρεάν παραχώρηση του λογισμικού.

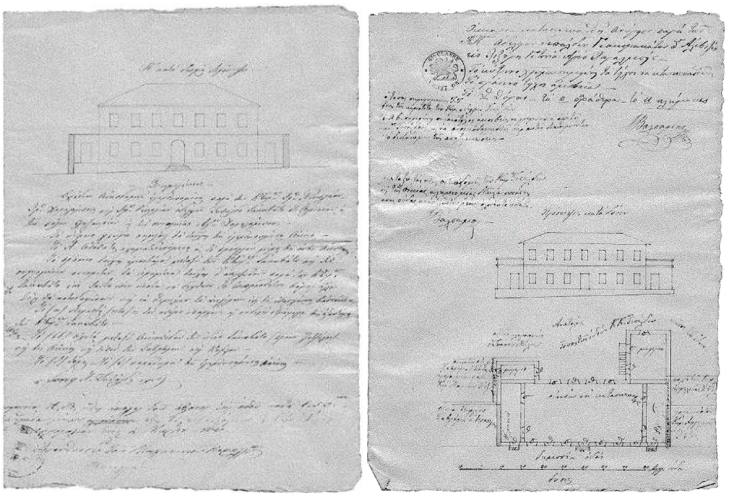
ΔΟΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΙΑΚΩΒΑΤΕΙΟΥ ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗΣ ΛΗΞΟΥΡΙΟΥ ΚΕΦΑΛΛΗΝΙΑΣ – ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

ΠΕΤΡΟΠΟΥΛΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ
Μεταπτυχιακός Φοιτητής Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών ΠΑ.Δ.Α., Πολιτικός Μηχανικός Α.Π.Θ., Υπάλληλος ΙΔΟΧ Εφορείας Αρχαιοτήτων Κεφαλληνίας & Ιθάκης - Ελεύθερος Επαγγελματίας, petropoulos.ant@gmail.com

Περίληψη
Η παρούσα εργασία έχει στόχο την εφαρμογή του νέου Κανονισμού για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ) σε ένα διατηρητέο κτίριο με εμφανιζόμενη παθολογία. Επιλέχθηκε το παλαιό κτίριο της Ιακωβάτειου Βιβλιοθήκης Ληξουρίου Κεφαλληνίας. Περιλαμβάνεται το ιστορικό πλαίσιο και το πως επηρέασε την εξέλιξη της αρχιτεκτονικής στην περιοχή, παρουσιάζει την εφαρμογή των διατάξεων των ελέγχων του ΚΑΔΕΤ, ενώ γίνεται χρήση της μεθόδου επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων για την αποτίμηση του κτιρίου. Αξιολογείται έτσι η εμφανιζόμενη παθολογία, αποτέλεσμα των σεισμών της Κεφαλονιάς (2014), διερευνώνται επεμβάσεις ενίσχυσης και συγκρίνονται οι ανεπάρκειες αρχικού και ενισχυμένου φορέα. Τέλος συγκρίνεται ο δείκτης επάρκειας-ανεπάρκειας του διενεργηθέντα δευτεροβάθμιου ελέγχου με αυτόν που προκύπτει από τις αναλυτικές επιλύσεις.

1. ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ
Ιδιαίτερη σημαντική η κατανόηση του ευρύτερου ιστορικού πλαισίου, καθώς επηρεάζει βαθύτατα την αρχιτεκτονική. Ιδιαίτερα στην περιοχή της Κεφαλλονιάς οι ιστορικές συγκυρίες διαδραμάτισαν καθοριστικό ρόλο στη διαμόρφωση της. Το νησί αποσχίστηκε πολύ νωρίς από το κορμό της Βυζαντινής αυτοκρατορίας, δεν γνώρισε πρακτικά τουρκικό ζυγό (17 χρόνια κατοχής), και από το 1500 έχει γνωρίσει εναλλαγές από δυτικούς κατακτητές (Ενετούς, Γάλλους, Άγγλους). Το μεγαλύτερο χρονικό διάστημα το νησί βρίσκεται υπό ενετική επικυριαρχία. Το 1800 με τη συνθήκη της Κωνσταντινουπόλεως, ιδρύεται η «Ιόνιος Πολιτεία« το πρώτο ανεξάρτητο κράτος στον ελλαδικό χώρο. Μετά την σύντομη γαλλική κυριαρχία μεταξύ 1807-1809, η αγγλική κυριαρχία σταθεροποιείται, μετά την ήττα του Ναπολέοντα στο Βατερλό και το 1815 επισημοποιείται μέχρι το 1864, έτος ένωσης των Επτανήσων με την υπόλοιπη Ελλάδα.

Κατά τα χρόνια της αγγλικής επικυριαρχίας επιβλήθηκαν κανονισμοί οικοδόμησης και ψηφίστηκε διάταγμα τις 9/21 Αυγούστου του 1819, το οποίο επικυρώθηκε με την πράξη XVI της Γερουσίας τις 28 Μαρτίου 1820, το οποίο δημοσιεύθηκε στο φύλλο 121 της Gazzetta degli Stati Uniti delle Isole Ionie τις 10/22 Απριλίου 1820 [1]. Τη διαδικασία αυτή ακολούθησε και το υπό μελέτη κτίριο.

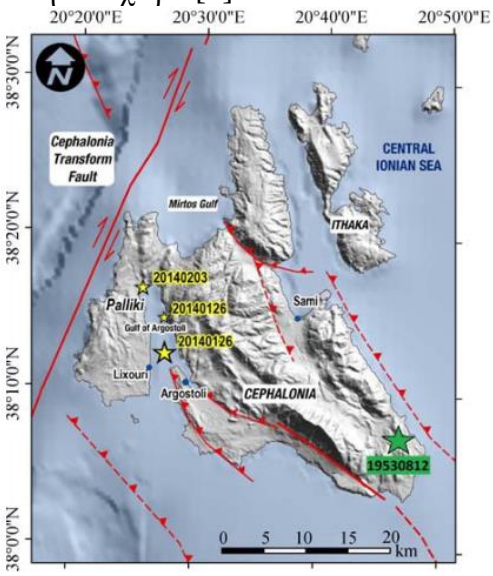


Σχήμα 1: Θεωρημένα σχέδια οικοδομής, 2 Μαρτίου 1866 (αριστερά) & σχέδιο οικοδομής (δεξιά)[2]

Επιπλέον η παρατηρούμενη υψηλότατη σεισμικότητα, από αρχαιοτάτων χρόνων, έπαιξε καθοριστικό ρόλο στη διαμόρφωση της αρχιτεκτονικής της περιοχής. Η καταγεγραμμένη ιστορία των σεισμών αρχίζει μόλις το 1500μ.Χ. όχι επειδή δεν υπήρχαν συμβάντα, αλλά επειδή απουσίαζαν ιστορικοί και χρονογράφοι. Ενδεικτικά αναφέρονται οι Θουκυδίδης, Αριστοτέλης και Στράβωνας, οι οποίοι αναφέρθηκαν αχρονολόγητα σε ισχυρούς σεισμούς στο Ιόνιο, ενώ υφίστανται αναφορές και κατά τους βυζαντινούς χρόνους.

Κατά την εποχή κατασκευής του υπό μελέτη δομήματος μας, της Ιακωβάτειου Βιβλιοθήκης Ληξουρίου είναι άξιοι αναφοράς τρείς μεγάλοι σεισμοί, καθώς επηρέασαν όχι μόνο την ιστορία του νησιού, αλλά και την αρχιτεκτονική του.

- Ο σεισμός του 1867 (4-2-1867), μεγέθους 7.2R του οποίου η ένταση παρατηρήθηκε στη χερσόνησο της Παλικής, όπου βρίσκεται στο Ληξούρι. (νεκροί 224, καταρρεύσεις 2612). [3]
- Ο καταστρεπτικότερος σεισμός του 1953 (12-8-1953) με μέγεθος 7.2R, ο οποίος αποτελεί ορόσημο για τους Κεφαλλονίτες καλούμενος ως ο «μεγάλος σεισμός». Από σύνολο 33.300 κτιρίων στα τρία νησιά, καταστράφηκαν 27.659, σοβαρές βλάβες υπέστησαν 2.780 και ελαφρές 2.394. Άθικτα έμειναν μόνο 467 κτίρια. Μεγάλο ήταν το κόστος σε ανθρώπινες ζωές (455 νεκροί, 21 αγνοούμενοι και 2780 ελαφρά τραυματίες) [4]. Η τεράστια καταστροφή που προκάλεσε οδήγησε στη δημιουργία και εφαρμογή του πρώτου αντισεισμικού κανονισμού υποχρεωτικής εφαρμογής για ολόκληρη τη χώρα (Ελλάδα) με το ΒΔ 19/2/1959 (ΦΕΚ 36Α/26-02-1959) "Περί Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων".
- Οι πιο πρόσφατοι σεισμοί του 2014, μεγέθους 6.1R και 6.0R (23-1 & 3-2-2014), οι οποίοι έπληξαν κυρίως το δυτικό τμήμα έπληξαν κυρίως το δυτικό τμήμα της Κεφαλονιάς, την περιοχή της Παλλικής, στην οποία βρίσκεται και η πόλη του Ληξουρίου, όπου βρίσκεται το κτίριο της μελέτης μας. Αξιοσημείωτη είναι η παρατηρούμενη εδαφική επιτάχυνση κατά το δεύτερο σεισμό, στο χωριό Χαβριάτα, ίση με 0.77g η οποία είναι η υψηλότερη που έχει καταγραφεί στον ελληνικό χώρο [5].



Σχήμα 2: Ρήγματα Κεφαλονιάς & επίκεντρα σεισμών 2014 (κίτρινο) & 1953 (με πράσινο) [6]

2. ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΠΕΡΙΟΧΗΣ

Τα Ιόνια νησιά γνώρισαν την ώριμη Αναγέννηση μέσω της Ενετική κατοχής επομένως μέσω της επιρροής της, ο κλασικισμός αποτελεί φυσιολογική εξέλιξη. Δείγματα αυτού παρουσιάστηκαν στο νησί, νωρίτερα και από την Αθήνα.

Η αρχιτεκτονική στην Κεφαλονιά χωρίζεται χρονολογικά σε τρείς περιόδους [7]:

α. Κατοικίες από τον 16^{ο} αιώνα έως και τα μέσα του 18^{ου} αιώνα. Οχυρωματική λογική, δεν σώζονται δείγματα τους, πάρα μόνο ερείπια, τα κύρια χαρακτηριστικά τους ήταν τα εξής:

- Όψεις λιτές χωρίς διακόσμηση
- Εξωτερικούς τοίχους διευρυμένους στη βάση τους, φαίνονται κεκλιμένοι («σκάρπα«) για μεγαλύτερη αντοχή
- Πολεμίστρες στο ισόγειο για άμυνα
- Μικρά ανοίγματα, παράθυρα στον όροφο για ασφάλεια

β. Κατοικίες του δεύτερου μισού του 18^{ου} αιώνα , εποχή που το Αργοστόλι ορίζεται πρωτεύουσα της Κεφαλονιάς. διακρίνεται ο αρχιτεκτονικός ρυθμός του Μπαρόκ που ακολουθείται, με πιο απλοποιημένα στοιχεία και πιο λιτή αισθητική, ορατά κυρίως στις διακοσμήσεις των ανοιγμάτων και στα αετώματα των στεγών. Δεν σώζονται δείγματα λόγω του σεισμού του 1953.

Σχήμα 3: Οικία κόντε Καίσαρα Μεταξά. Λιθόστρωτο Αργοστολίου [7]

γ. Κατοικίες του 19^{ου} αιώνα έως και τα μέσα του 20ου αιώνα. Διακρίνονταν σε κατοικίες:

- Των παλαιών αρχοντικών οικογενειών (χρυσοβιβλικών οικογενειών). Συνήθως διώροφες με μεγάλο όγκο (έως 5500m^3), έχουν πολλά δωμάτια (<30) και φέρουν πλούσια διακόσμηση στις προσόψεις.
- Της εύρωστης ανώτερης τάξης των εμπόρων, εφοπλιστών, γιατρών, δικηγόρων κ.α. Παρουσιάζουν πολλές ομοιότητες με τα αρχοντικά.
- Της οικονομικά και κοινωνικά ανερχόμενης μεσαίας τάξης. Μικρότερου μεγέθους με πιο λιτή διακόσμηση εσωτερικά και εξωτερικά.
- Της εργατικής τάξης και των αγροτών. Μικρές σε μέγεθος, μονώροφες, απλές και λιτές.

Το κτίριο της Ιακωβάτειου Βιβλιοθήκης Ληξουρίου, ανήκει στην δεύτερη κατηγορία.

Επομένως οι εναλλαγές από την επικυριαρχία δυτικών κρατών και η υψηλή σεισμικότητα της περιοχής διαμόρφωσαν μια ιδιαίτερη σχετικά αρχιτεκτονική. Σε αυτά τα δεδομένα πρέπει να συμπεριληφθούν και τα διαθέσιμα οικοδομικά υλικά της περιοχής, αυτά αποτελούνταν κυρίως από ασβεστόλιθους (διαφορετικής σκληρότητας, αναλόγως της θέσης στο κτίριο, πχ σκληρότεροι για γωνιόλιθους, ανώφλια, κατώφλια κλπ), πωρόλιθους ως διακοσμητικό υλικό, πηλό, άμμο, ξυλεία (κυπαρίσσια & κεφαλληνιακή ελάτη). Ως συνδετικό υλικό χρησιμοποιούνταν ασβεστοκονίαμα με προσθήκη άμμου, σε πολυτελείς κατασκευές πρόσθεταν και πορσελάνη «πορτσολάνα», ενώ στις φτωχότερες κατασκευές χρησιμοποιούταν λάσπη από κοκκινόχωμα «κοκκινοπήλι» ή πηλός «γλίνα». Η οικονομική άνεση πολλών κατοίκων και η ενασχόληση τους με τη ναυτιλία και το εμπόριο, εξασφάλιζε και τη δυνατότητα εισαγωγής υλικών (σίδηρο, ξυλεία ανώτερης ποιότητας, εφυαλωμένα πλακάκια «μαγιόλια»). Τέλος χρησιμοποιούνταν πηλός για την κατασκευή κεραμιδιών βυζαντινού τύπου.

Η μέθοδος κατασκευής δε, προσαρμόστηκε πλήρως στην υψηλή σεισμικότητα, οδηγώντας στην ενίσχυση των σημείων που υπόκεινται σε μεγαλύτερη καταπόνηση. Έτσι το πάχος των τοίχων κυμαινόταν από 0.50-0.70 μ. στο ισόγειο, και μειωνόταν ανά όροφο, ενώ οι γωνίες των κτιρίων και πλαίσια των ανοιγμάτων κατασκευάζονταν από λαξευμένη λιθοδομή. (μεγαλύτερη αντοχή-υψηλό κόστος). Τα ανοίγματα είχαν μικρό πλάτος και μεγάλο ύψος, ώστε αφενός να είναι μικρή η διάσταση που γεφυρώνεται και αφετέρου να είναι μικρότερο το βάρος. Βασική αρχή δόμησης αποτελεί η συμμετρία, που επιλεγόταν ως προς τον κατακόρυφο άξονα του κτηρίου για καλύτερη συμπεριφορά στις σεισμικές δυνάμεις. Όσον αφορά τη θεμελίωση, αναλόγως του εδάφους, κυμαίνονταν από 0.80 έως 1.00μ. Η «αντισεισμικές» τεχνικές εντοπίζονταν και σε λεπτομέρειες των κτιρίων, όπως τα ανώφλια, τα οποία κατασκευάζονταν από ξύλο (ελιά) λόγω μεγαλύτερης ελαστικότητας του. Το εσωτερικό ανοιγμάτων - ανακουφιστικό τόξο (ρεμενάτο) από πωρόλιθο ή από συμπαγή τούβλα, ενώ τα μεγάλα ανοίγματα (πορτόνια ή μότζους) είχαν γεφύρωση με θολωτές καμάρες («τα βόλτα»), εξασφαλίζοντας καλύτερη αντισεισμική συμπεριφορά.

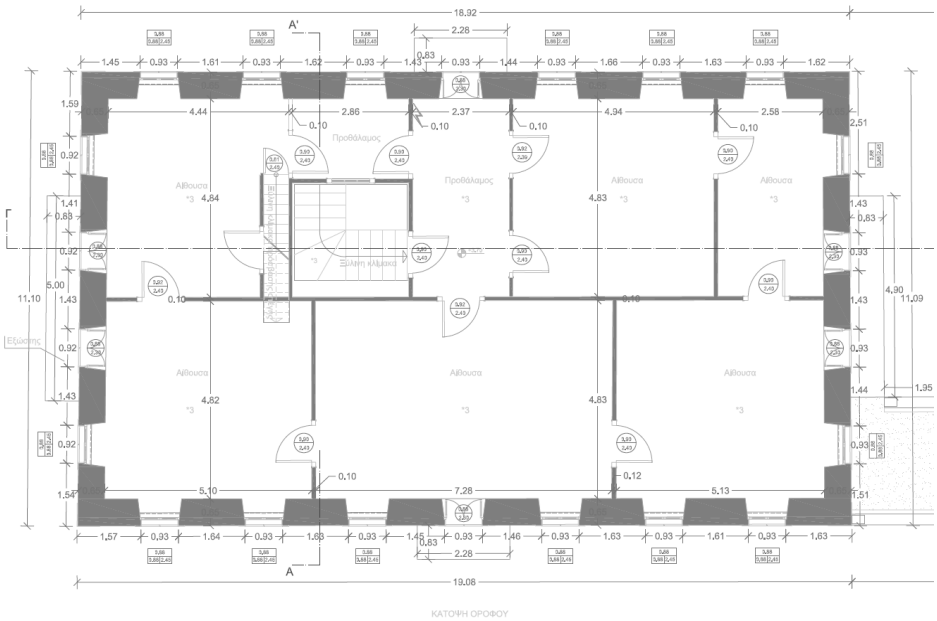
2. ΚΤΙΡΙΟ – ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ – ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Το κτίριο της Βιβλιοθήκης αποτελούσε την προσεισμική κατοικία της οικογένειας Τυπάλδου-Ιακωβάτου και κτίστηκε από τους αδελφούς Νικόλαο, Χαράλαμπο και Γεώργιο, τέκνα του Αλοΐσιου Τυπάλδου-Ιακωβάτου. Βρίσκεται επί της οδού Αικατερίνης Τουλ 1, στο Ληξούρι Κεφαλλονιάς. Αποτελεί διώροφο κτίριο, χαρακτηριστικό δείγμα νεοκλασικής αρχιτεκτονικής των μέσων του 19ου αιώνα (έτος κατασκευής: 1866), διέφυγε της καταστροφής του 1953 και περιήλθε στο Ελληνικό Δημόσιο με δωρεά, της τελευταίας απογόνου της οικογένειας «σιόρας» Κάτε Τούλ, το 1963. Το κτίριο αναπαλαιώθηκε το 1984, ενώ είχε κηρυχθεί έργο τέχνης από το Υπουργείο Πολιτισμού το 1968. Το κτίριο χωρίζεται λειτουργικά καθ' ύψος σε δύο χώρους. Το ισόγειο στεγάζει τη Δημοτική Βιβλιοθήκη Ληξουρίου, ενώ ο όροφος στεγάζει μουσειακό χώρο.

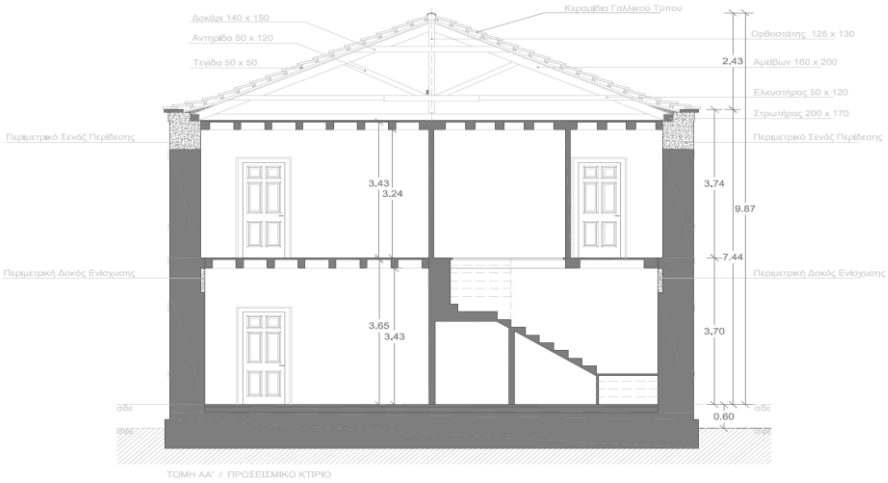
Σχήμα 4: Εναέρια άποψη Ιακωβάτειου Βιβλιοθήκης & περιβάλλοντος χώρου [8]

Η αρχιτεκτονική του χαρακτηρίζεται από λιτές όψεις με τριμερή διαχωρισμό και αυστηρή οργάνωση. Οι στάθμες των ορόφων διαχωρίζονται με κορωνίδες. Η λιθοδομή δεν είναι εμφανής αλλά επιχρισμένη, εκτός των γωνιών και των περιθυρωμάτων. Το κτίριο έχει συμμετρική διάταξη και στους τρείς άξονες, μήκος-πλάτος-ύψος. Το ίδιο απαντάται και στην

κάτοψη του, με τριμερή διάταξη των χώρων. Αξιοσημείωτη είναι η απουσία διαδρόμων και στου δύο ορόφους, ο χρήστης κινείται από χώρο σε χώρο μέσω των δωματίων.

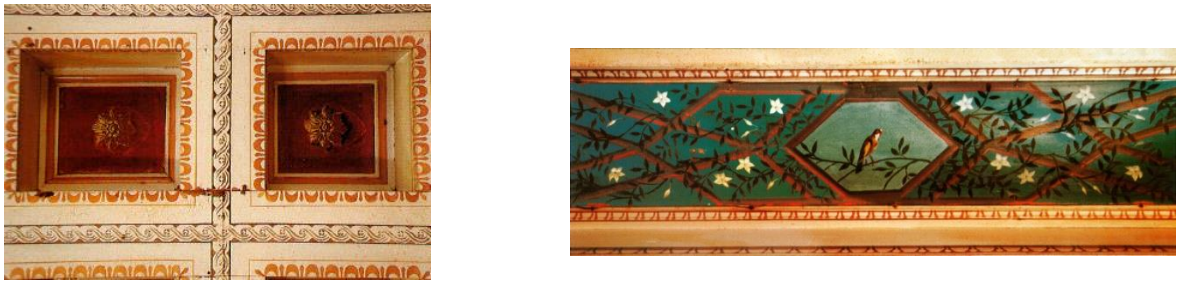


Σχήμα 5: Κάτοψη ορόφου, υφιστάμενη κατάσταση [9]



Σχήμα 6: Τομή Α-Α’, υφιστάμενη κατάσταση[9]

Αξιόλογα μορφολογικά στοιχεία αποτελούν οι εξώθυρες, τα εξώφυλλα των παραθύρων και κυρίως οι οροφογραφίες. Τονίζονται λόγω και του γεγονότος ότι περιορίζουν την πρόσβαση και κατ’ επέκταση των έλεγχο των δομικών στοιχείων των πατωμάτων, αλλά και τη δυνατότητα επεμβάσεων.



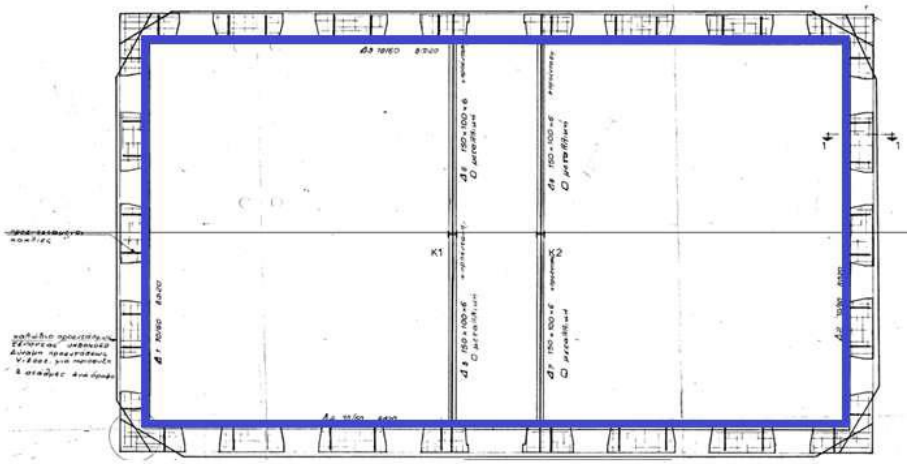
Σχήμα 7: Τετράγωνα και ορθογώνια φατνώματα με περίτεχνες οροφογραφίες [2]

3. ΦΕΡΩΝ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ - ΠΡΟΗΓΟΥΜΕΝΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ

Από στατικής άποψης, αποτελεί κατασκευή με φέροντα οργανισμό από λιθοδομή. Πρόκειται για ένα κτίριο με σχεδόν ορθογώνια κάτοψη διαστάσεων περίπου 19m x 11m και εμβαδόν περίπου 211m^2 ανά στάθμη. Το ύψος ανέρχεται στα 9,90m μέχρι το γείσο και 2.50m είναι το ύψος της τετράριχτης στέγης, τύπου «παπιονάδο». Ο φέρων οργανισμός του αποτελείται από τέσσερεις περιμετρικούς φέροντες τοίχους από τρίστρωτη λιθοδομή, δύο ξύλινα πατώματα, τα οποία καθορίζουν τις στάθμες των ορόφων, και ξύλινη στέγη. Το κτίριο είχε δεχθεί επεμβάσεις επισκευής και ενισχύσεις, οι οποίες μελετήθηκαν το 1975, μετά την εμφάνιση βλαβών από το σεισμό του 1972, (17/9/1972, 5.8R), από το Τεχνικό Γραφείο Δ. Μιχαλιτσιάνος & Συνεργάτες, οι οποίες ολοκληρώθηκαν το 1984 και βοήθησαν στο ανταπεξέλθει στους ισχυρούς σεισμούς του 2014, αποτέλεσμα των οποίων είναι η εμφανιζόμενη παθολογία του.

Κατά την αρχική μελέτη προτάθηκαν διαφόρων ειδών επεμβάσεις, επισκευών όπως πλήρωση και σφράγιση ρωγμών, αλλά και ενισχύσεων όπως κατασκευή μανδύα οπλισμένου Ο/Σ στα θεμέλια, κάτω από τελική στάθμη εδάφους, δίκτυο σίδηρών δοκών (δαπέδου ορόφου), εδραζόμενο στους περιμετρικούς τοίχους και σε πρόσθετα μεταλλικά υποστυλώματα, κατασκευή πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος επί του υφιστάμενου σανιδώματος (στάθμη ορόφου), κατασκευή περιμετρικής δοκού ενίσχυσης (σενάζ) διαστάσεων 30x50cm η οποία θα φέρει και τένοντες, και άλλες. Η πιο εκτεταμένη επέμβαση αφορούσε σε κατασκευή τοιχίου οπλισμένου σκυροδέματος με νέα θεμελίωση (σύνδεση μέσω οπών με τις εξωτερικές τοιχοποιίες) εγκαρσίως στη μεγάλη διεύθυνση. Τελικά εφαρμόστηκαν μόνο λίγες από αυτές, όπως:

- Δοκός ενίσχυσης στην στέψη της τοιχοποιίας (65x90cm)
- Τοποθέτηση μεταλλικών δοκών και υποστυλωμάτων, στη στάθμη οροφής ισογείου με ταυτόχρονη κατασκευή εσωτερικής περιμετρικής δοκού και
- Αντικατάσταση στέγης



Σχήμα 8: Θέση κατασκευής περιμετρικής δοκού [9]

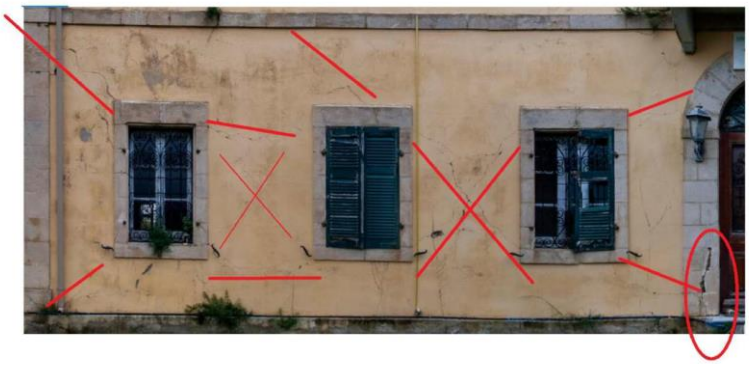
4. ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΤΙΡΙΟΥ

Οι ισχυροί σεισμοί του 2014 έπληξαν το κτίριο, το οποίο για μια ακόμη φορά κατόρθωσε να επιβιώσει. Σε αυτό συνέβαλαν οι επεμβάσεις επισκευής και ενισχύσεις, της περιόδου 1975-1984.

Η υφιστάμενη παθολογία του κτιρίου είναι σύμφωνη με τη βιβλιογραφία [10], [11]. Ευρύτερες είναι οι βλάβες στις μεγάλες πλευρές του κτιρίου, οφειλόμενες σε εντός επιπέδου ένταση. Παρατηρήθηκαν διαγώνιες και δισδιαγώνιες διατμητικές ρωγμές, μικρότερες ρωγμές

από κάμψη εκτός επιπέδου και ολίσθηση ισχυρού διαζώματος στη στέψη. Επίσης, εντοπίστηκε και ενδεχόμενη έναρξη μηχανισμού στους γωνιακούς πεσσούς του ορόφου.

Σχήμα 9. Παθολογία ανατολική όψης [9]



Σχήμα 10. Λεπτομέρεια κάτω αριστερά τμήματος ισογείου, με εντοπιζόμενες βλάβες/ρωγμές [9]

5. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Η τοιχοποιία αποτελεί ανισότροπο και ανομοιογενές υλικό. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της οποία διαφοροποιούνται εντός δομητικού συστήματος και εξαρτώνται από πλήθος παραγόντων, όπως το πάχος, ο τρόπος δόμησης (κατά το πάχος ή την όψη), ύπαρξη διαζωμάτων, καταλληλότητα συνδέσεων, κατάσταση θεμελίωσης και φάσεις κατασκευής, ενώ κρίσιμη είναι και η διεύθυνση επιβολής της δράσης. Επομένως είναι κρίσιμη η κατανόηση του ευρύτερου δομητικού συστήματος, ώστε να γίνει χρήση των αντίστοιχων εμπειρικών ή μη σχέσεων.

Τα υλικά της τοιχοποιίας αποτελούνται από ο ασβεστόλιθος ο οποίος δομείται με κονίαμα υδραυλικής ασβέστου με μαρμαροκονία αντί για άμμο [12]. Αρχικά γίνεται διάκριση της τοιχοποιίας σε τρίστρωτη, μεταβλητού πάχους ανά όροφο, 0.75m στο ισόγειο και 0.65m στον όροφο. Υιοθετούνται οι εξής παραδοχές: α) ισοπαχών εξωτερικών στρώσεων, αργολιθοδομής (ελαφρώς λαξευμένης) με τραχείς λίθους, β) ελλείψει στοιχείων από άμεσες ημικαταστροφικές μεθόδους επιτόπιες ή εργαστηριακές, γίνονται δεκτές τιμές από τον

πίνακα ερήμην τιμών ΚΑΔΕΤ (Πίνακας 3.2, Παράρτημα 3.1,[13] και γ) για το συνδετικό κονίαμα λαμβάνεται τιμή ίση με 0.50MPa, που είναι και η ελάχιστη, που έχει εφαρμογή η εξίσωση Σ6.3 του ΚΑΔΕΤ. Ενώ οι ποδιές των παραθύρων αποτελούνται από δίστρωτη τοιχοποιία πάχους 0.32m και στους δύο ορόφους. Εφαρμόζονται οι εμπειρικές σχέσεις του ΚΑΔΕΤ για τον υπολογισμό μεγεθών μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας του κτιρίου:

$$f_{wc} = \xi \cdot \left[\frac{2}{3} \left\{ \sqrt{f_{bc}} - f_0 \right\} + \lambda \cdot f_{mc} \right] \qquad \text{(1) (Σ6.3 ΚΑΔΕΤ)}$$

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} (2\lambda_e \delta f_{c,e} + \lambda_i f_{c,i}) : (1 + 2\delta) \qquad \text{(2) (6.1 ΚΑΔΕΤ)}$$

Προσδιορίζεται εμπειρικά και το μέτρο ελαστικότητας, το οποίο είναι δύσκολο να προσδιοριστεί ακριβώς, καθώς επηρεάζεται εντόνως από τη φύση της παραμόρφωσης και παρουσιάζει μεγάλη διασπορά στην τοιχοποιία.

$E_{wc} \approx 1300(1-f_{wc}/5)f_{wc} \mp 140 f_{wc}^2$ [MPa]

για 1MPa $< fwc <$ 3Mpa (3) (Σ6.5 ΚΑΔΕΤ)

Όπου δεν ήταν εφικτό χρησιμοποιήθηκαν βιβλιογραφικά δεδομένα π.χ. για την αρχική διατμητική αντοχή f_{vm0} [14],[15], για το φαινόμενο βάρος, συντελεστή θερμικής διαστολής a_T και το λόγο Poisson ν [16].

Πίνακας 1: Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας (σύγκριση)

Μηχανικά Χαρακτηριστικά ανά Υλικό και Κανονισμό	Θλιπτική Αντοχή(MPa)			Μέτρο Ελαστικότητας (GPa)										Διατμητική Αντοχή						Εφελκυστική Αντοχή
	ΚΑΔΕΤ		EC6	ΚΑΔΕΤ								EC6								
				Αργολιθοδομή				Ημιλαξευμένοι Λίθοι						f_{vk0}	$f_{vk,max}$	G=40%·E(GPa)				f_{wt}
	Αργολιθοδομή	Ημιλαξευμένοι Λίθοι	Ημιλαξευμένοι Λίθοι	Επιβατικό	Τέμνον			Επιβατικό	Τέμνον			Αργολιθοδομή	Ημιλαξευμένοι Λίθοι	Mpa	Mpa	Στήλη(4)·0,40	Στήλη(7) ·0,40	Στήλη(8) ·0,40	Στήλη(11) ·0,40	MPa
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)
Στάθμη					min	max	μ.ο.		min	max	μ.ο.									
Ισόγειο	1.09	1.54	2.05	**0.73**	0.94	1.27	**1.11**	**1.03**	1.05	1.72	**1.39**	1.09	1.54	0.02	0.089	0.29	0.44	0.41	0.55	0.10
Α΄	1.24	1.75	2.34	**0.83**	1.00	1.43	**1.21**	**1.17**	1.85	1.91	**1.88**	1.24	1.75	0.02	0.089	0.33	0.48	0.47	0.75	0.10
Ποδιές	2.96	4.21	5.65	**1.18**	0.34	2.80	**1.57**	**1.68**	-	-	-	2.96	5.65	0.02	0.101	0.47	0.63	0.67	-	0.10

Τα δεδομένα των μηχανικών χαρακτηριστικών εισάγονται στο λογισμικό (3DR Pessos): σύμφωνα με την τοιχοποιία για έλεγχο βάσει ΚΑΔΕΤ, τα δεδομένα έχουν την παρακάτω μορφή:

Πίνακας 2: Δεδομένα υφιστάμενης τοιχοποιίας ισογείου - Φέρουσα ΚΑΔΕΤ, Pessos 3DR

Ισόγειος Όροφος			
Παράμετροι ανάλυσης	Μέτρο Ελαστικότητας E	**1.11**	GPa
	Μέτρο Διάτμησης G	**0.44**	GPa
	Λόγος Poisson ν	0.285	-
	Φαινόμενο Βάρος	22.8	kN/m³
	Συντελεστής Θερμική Διαστολής a_T	$13.1 \cdot 10^{-6}$	$grad^{-1}$
Μέσες εργαστηριακές τιμές	Θλιπτική αντοχή f_{mc}	**1.09**	MPa
	Διατμητική αντοχή f_{vm0}	0.02	MPa
	Θλιπτική αντοχή κονιάματος f_m	0.50	MPa
	Θλιπτική αντοχή λιθοσώματος f_b	50	MPa
	Τύπος λιθοσώματος: Συμπαγείς πλίνθοι/Διάτρητοι Πλίνθοι/Αργολιθοδομή	Αργολιθοδομή	-

Για την ξυλεία της στέγης επιλέγεται η ποιότητα D30, σύμφωνα με την ταξινόμηση η οποία καθορίζεται στο Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 338 "Δομική ξυλεία – Κατηγορίες αντοχών". Ενώ τα υλικά των προηγούμενων επεμβάσεων ακολουθούν τις ερήμην αντιπροσωπευτικές τιμές κατά τον Πιν.1, Παρ.3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [17]

6. ΦΟΡΤΙΑ–ΣΑΔ–ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ–ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

ΦΟΡΤΙΑ

Εν συνεχεία, υπολογίζονται αναλυτικά τα μόνιμα φορτία του κτιρίου (δάπεδα, κλίμακες, διαχωριστικοί ξηλόπηκτοι τοίχοι (μοροφίντα). Τα ιδία βάρη ξύλινων πατωμάτων τα οποία ομοιομορφοποιούνται και εισάγονται ως μόνιμα φορτία στο λογισμικό και το ιδίο βάρος του φ.ο. της στέγης μαζί με τα κεραμίδια κατανέμεται ως μόνιμο φορτίο στους περιμετρικούς τοίχους. Ο αναλυτικός υπολογισμός του ιδίου βάρους βασίζεται στην αναλυτική αποτύπωση του φέροντος οργανισμούς της στέγης και σε προσέγγιση/εκτίμηση του φέροντος οργανισμού των δαπέδων των δύο στάθμεων, καθώς είναι αδύνατη η αφαίρεση των οροφογραφιών για την αναλυτική αποτύπωση τους. Εν συνεχεία εισάγονται και τα κινητά φορτία για χρήση βιβλιοθήκης.

ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ (Σ.Α.Δ.)

Επιλέγεται η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.) σύμφωνα με τις απαιτούμενες διερευνητικές εργασίες ανά Σ.Α.Δ του ΚΑΔΕΤ, έχοντας ως δεδομένο τους ευρείς περιορισμούς για τα διατηρητέα κτίρια και τα κηρυγμένα μνημεία, επιλέγεται ως ΣΑΔ για τα υλικά η «Ανεκτή» (ή Περιορισμένη κατά Πίν. 3.1 [18]) και για τα φορτία η «Ικανοποιητική» (ή Κανονική κατά Πίν. 3.1 [18]) (Επιλογές 3DR Pessos).

ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ

Υπολογίζεται με τη χρήση της προτεινόμενης εμπειρικής σχέσης, που έχει δανειστεί ο ΚΑΔΕΤ από τον Ευρωκώδικα 8[19]

$$T_{1\max} = C_t \cdot H^{3/4}$$ (4) (5.3, [13]) & EC8 (§ 4.3.3.2.2,[19])

Συνεπώς μετά τον αναλυτικό υπολογισμό της δρώσας επιφάνειας A_c ανά διεύθυνση προκύπτει: $T_{1,max,x-x}$=0.219 sec και $T_{1,max,y-y}$=0.254 sec

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Τεράστιας σημασίας η επιλογή της παραμέτρους της στάθμης επιτελεστικότητας, καθώς καθορίζει την αναμενόμενη συμπεριφορά του κτιρίου και η πιθανή έκταση των βλαβών σε σεισμικό γεγονός. Όσο αυξάνεται η πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών, μειώνεται η a_g ,επηρεάζοντας τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Για το κτίριο της Ιακωβάτειου Βιβλιοθήκης, λόγω σπουδαιότητας ΙΙΙ (χώροι συνάθροισης κοινού) ο ΚΑΔΕΤ ορίζει ως ελάχιστη στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό του κτιρίου η Σ.Ε.: **B1**. Αξίζει να αναφερθεί ότι η ίδια στάθμη ορίζεται και στα νέα κτίρια με χρήση κατοικίας. Η στάθμη επιτελεστικότητας επηρεάζει σημαντικά και τον ενιαίο συντελεστή συμπεριφοράς q

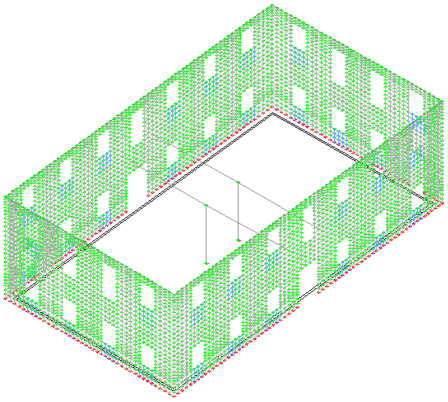
7. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΙΣ (ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΣ & ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ)

Για την προσομοίωση και διενέργεια των ελέγχων σύμφωνα με τον εγκεκριμένο νέο κανονισμό ΚΑΔΕΤ, χρησιμοποιείται το λογισμικό Pessos της εταιρεία 3DR Engineering

Software Ltd, το οποίο επιλύει με τη μέθοδο πεπερασμένων επιφανειακών τετρακομβικών στοιχείων κελύφους και αναγνωρίζει τα στοιχεία ανάληψης σεισμικών δυνάμεων που θα ελεγχθούν.

Οι προσομοιώσεις αφορούν στο κτίριο μετά τις μεταγενέστερες επεμβάσεις, μεταξύ της δεκαετίας 1975-1985, το οποίο επιβίωσε των σεισμών της Κεφαλονιάς του 2014. Μέσω αυτών αποτιμάται η δομική συμπεριφορά και εξηγείται η τρωτότητα του κτιρίου. Στη συνέχεια, επιλέγοντας στρατηγικές επεμβάσεις τεχνικού χαρακτήρα, προσομοιώθηκε ο ενισχυμένος φορέας και συγκρίθηκε η μεταβολή στη συμπεριφορά των δύο φορέων, μέσω των δεικτών ανεπάρκειας/επάρκειας.

Χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της Ελαστικής Ισοδύναμης Στατικής Ανάλυσης Πεπερασμένων Στοιχείων καθώς καλύπτει όλες τις προϋποθέσεις εφαρμογής που προδιαγράφει ο ΚΑΔΕΤ.

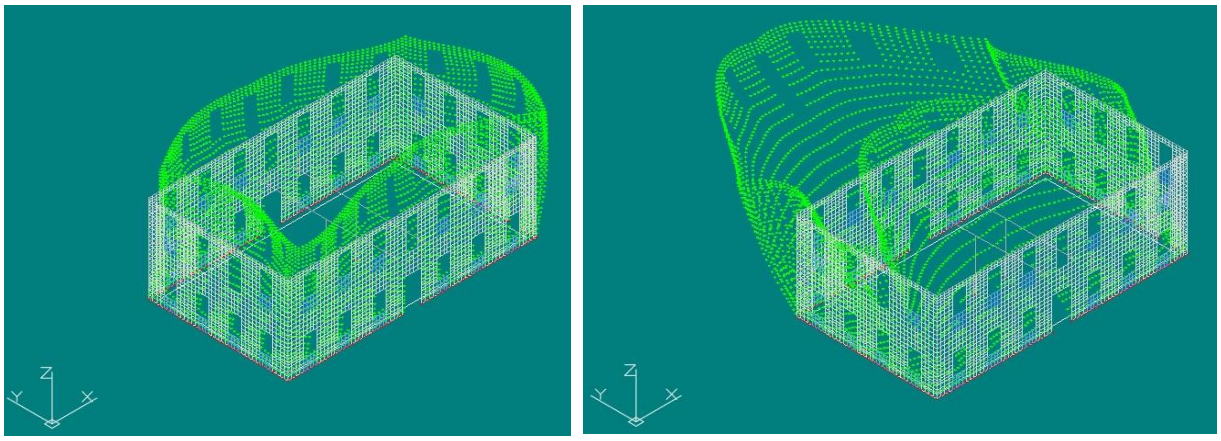


Σχήμα 11. Αναλυτικό μοντέλο Π.Σ.

Σχήμα 12. Αρίθμηση πεσσών και υπέρθυρων δίσκων δυτικού τοίχου 1

Επιλέγονται οι παράμετροι αντισεισμικού σχεδιασμού:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙΙ - Επιτάχυνση εδάφους 0.36g
- Κατηγορία σπουδαιότητας: ΙΙΙ (Χώροι συνάθροισης κοινού) γ:1.20
- Κατηγορία εδάφους C [20] - Συντελεστής εδάφους S: 1.20
- Συντελεστής θεμελίωσης θ: 1.00
- Χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος T_b=0.15s, T_c=0.50s
- Απόσβεση ζ: 5%
- Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης (όχι τριγωνική)
- Καθολικός δείκτης συμπεριφοράς q



Σχήμα 13: Παραμορφωμένος φορέας για σεισμικό συνδυασμό (006) $1.10G+0.60Q+E_x+0.30E_y$ (αριστερά), (042) $1.10G+0.60Q+0.30E_x+E_y$ (δεξιά)

8. ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ – ΕΠΙΣΚΕΥΩΝ

Η επιλογή του είδους της επέμβασης και της ενίσχυσης, αποτελεί μια σύνθετη διαδικασία η οποία διέπεται από κριτήρια, όπως:

- Το κόστος, αρχικό και μελλοντικό σε σχέση με τη σπουδαιότητα και την ηλικία του υπό μελέτη δομήματος.
- Η ποιότητα εργασίας (μέτρα επέμβασης συμβατά με διαθέσιμα τεχνικά μέσα και καταλληλόλητα του προσωπικού εφαρμογής).
- Η δυνατότητα εφαρμογής του κατάλληλου ποιοτικού ελέγχου.
- Η χρήση του κτιρίου.
- Η αισθητική (αφανείς ή διακριτές σκοπίμως επεμβάσεις)
- Η διατήρηση της αρχιτεκτονικής ταυτότητας και ακεραιότητας των ιστορικών κτιρίων ή μνημείων και η συνεκτίμηση του βαθμού αναστρεψιμότητας και της εν χρόνω ανθεκτικότητας των επεμβάσεων.
- Η διάρκεια εκτέλεσης των εργασιών.

Σε κάθε περίπτωση οι ελάχιστοι στόχοι του ανασχεδιασμού είναι:

- Η αποκατάσταση σοβαρών σφαλμάτων, βλαβών και φθορών σε πρωτεύοντα στοιχεία
- Η βελτίωση της κανονικότητας σε κάτοψη και καθ' ύψος. Τόσο από άποψη κατανομής δυσκαμψίας και μάζας όσο και κυρίως από την άποψη της κατανομής της υπεραντοχής.
- Να ικανοποιούνται όλες οι απαιτήσεις σε εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη από τα δομικά στοιχεία.
- Ανθεκτικότητα νέων και αρχικών στοιχείων λαμβάνοντας υπόψη και το ενδεχόμενο επιτάχυνσης της φθοράς σε ιδιαίτερες περιπτώσεις.

Οι επεμβάσεις πρωτίστως διαχωρίζονται σε **στρατηγικές τεχνικού** (μείωση μαζών/φορτίων, αύξηση φέρουσας ικανότητας, δυσκαμψίας και δυνατότητας μετελαστικής παραμόρφωσης μελών, διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών & μη κανονικοτήτων, μείωση σεισμικών απαιτήσεων) και **διαχειριστικού χαρακτήρα** (αλλαγή ή περιορισμός χρήσης, καθαίρεση τμημάτων, μονολιθική μεταφορά σε άλλη θέση ή ακόμα και «καμία επέμβαση»).

Επιλέχθηκαν και, πέραν των επισκευών, οι μέθοδοι ενίσχυσης, που είναι εφικτό να επιτραπεί η εφαρμογή τους στο κηρυγμένο ως μνημείο, κτίριο της Ιακωβάτειου και οι οποίες συνοδεύονται από εμπειρικές σχέσεις [13] εκτίμησης των βελτιωμένων μηχανικών χαρακτηριστικών:

- -των βαθειών αρμολογημάτων, επιτυγχάνοντας έτσι αύξηση της θλιπτικής αντοχής

$$f_{m,f} = f_j\delta + f_{m,0}(1-\delta) \qquad (5)\ (8.1, [13])$$

- της ομογενοποίησης μάζας με κατάλληλο τριμερές ένεμα (υδράσβεστος-ποζολάνη-λευκό τσιμέντο) [21]

Για τη δίστρωτη τοιχοποιία των ποδιών:

$$f_{wc,f} = f_{wc,0} + \Delta\delta_0 + \lambda n f_{grc} \qquad (6)\ (8.2, [13])$$

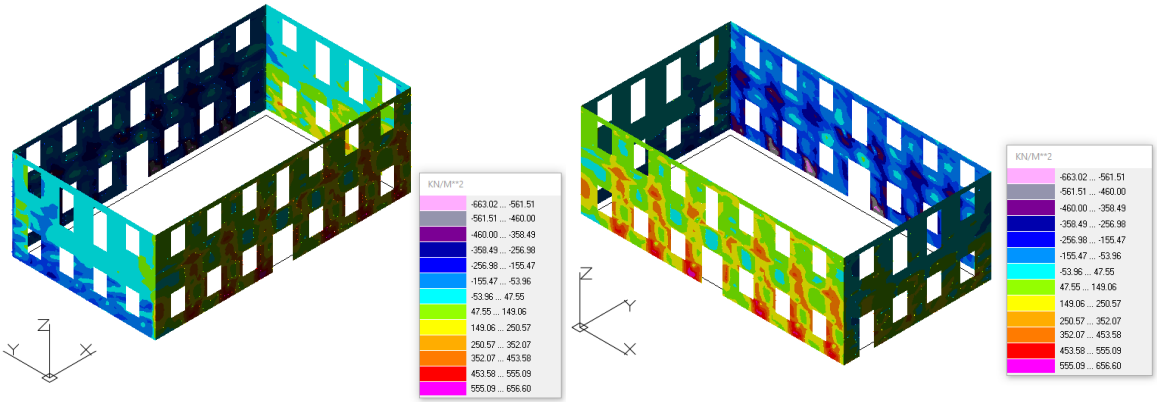
Για την τρίστρωτη τοιχοποιία (διαφορετική σε κάθε στάθμη)

$$f_{wc,f} = f_{wc,0} + \left[1 + 1{,}25\frac{V_i}{V_w}\cdot\frac{\sqrt{f_{grc}}}{f_{wc,0}}\right] \qquad (7)\ (8.3, [13])$$

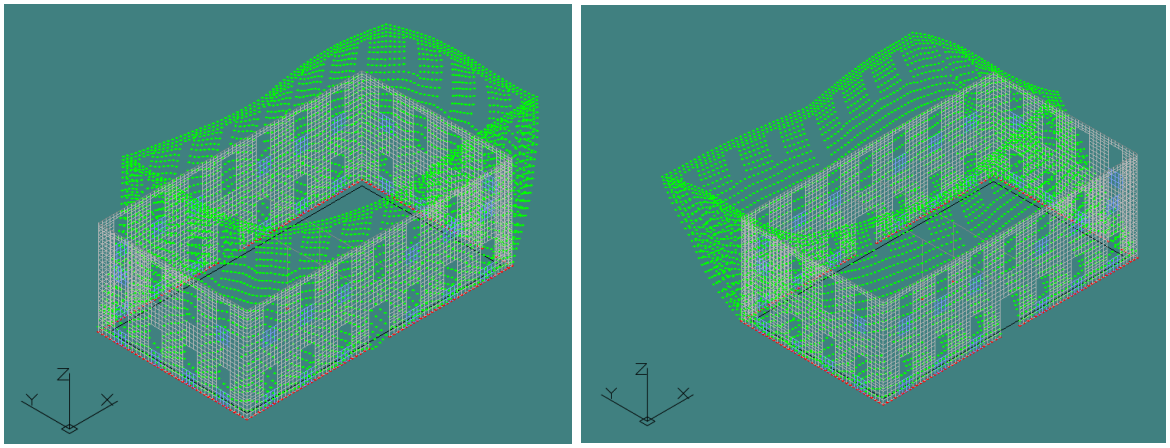
και βελτίωση της διατμητικής αντοχής κατά 200% για τριμερές, της εφελκυστικής αντοχής κατά 100% και του μέτρου ελαστικότητας κατά 60%

- Επιπλέον επιλέχθηκε και η εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας (σε επίπεδο προσομοίωσης με κινηματική δέσμευση των σημείων κάθε στάθμης – πρακτικά με ενίσχυση του άνω τμήματος του πατώματος σε κάθε στάθμη).

Εισάγοντας τα βελτιωμένα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας στο λογισμικό και επιλέγοντας διαφραγματική λειτουργία για τις δύο στάθμες, έχουμε ως αποτέλεσμα τα ακόλουθα ενδεικτικά σχήματα, όσον αφορά τις διατμητικές τάσεις S_{xy} και την παραμόρφωση του φορέα για συγκεκριμένους σεισμικού συνδυασμούς. Η εικόνα παραμορφώσεων του ενισχυμένου κτιρίου διαφοροποιήθηκε.



Σχήμα 14: Τάσεις S_{xy} για σεισμικό συνδυασμό (006) 1.10 G + 0.60 Q+Ex + 0.30 Ey (SW) αριστερά, (SE) δεξιά.



Σχήμα 15: Παραμορφωμένος φορέας για σεισμικό συνδυασμό (006) 1.10G+0.60Q+E_x+0.30E_y (αριστερά), (042) 1.10G+0.60Q+0.30E_x+E_y (δεξιά)

9. ΈΛΕΓΧΟΙ ΚΑΔΕΤ

Διενεργούνται οι έλεγχοι του ΚΑΔΕΤ και υπολογίζονται οι αντίστοιχοι σε κάθε περίπτωση συντελεστές επάρκειας/ ανεπάρκειας λ, όπου λ:

λ= μέγεθος ανάλυσης / αντίστοιχη διαθέσιμη ικανότητα (στοιχείου, φορέα κ.α.)

επομένως όπου λ<1 συνεπάγεται επάρκεια.

Οι έλεγχοι που απαιτεί ο ΚΑΔΕΤ είναι επιγραμματικά οι εξής:

<u>Γενικοί Έλεγχοι ή έλεγχος ανατροπής</u> (§5.3.8) [13] οι οποίοι διενεργούνται στο σύνολο του κτιρίου

- Έλεγχος εκκεντροτήτων

$$\lambda = \frac{\left(\frac{M}{N}\right)}{\left(\frac{L}{6}\right)} \tag{8}$$

- Έλεγχος αδρανούς περιοχής

$$\lambda = \frac{\left(\frac{S_d(T)}{g}\right)}{\left(\frac{\zeta_e \cdot \Omega_w}{C_m \cdot \eta \cdot S \cdot h_{tot}}\left[\frac{f_{tm}}{N_{Ed}} + \frac{1}{A_w}\right]\right)} \tag{9}$$

- Έλεγχος μέγιστης ορθής θλιπτικής τάσης

$$\lambda = \frac{\sigma_{wc}}{f_{mc}} = \frac{\left(\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{\Omega_{w,c}}\right)}{f_{mc}} \tag{10}$$

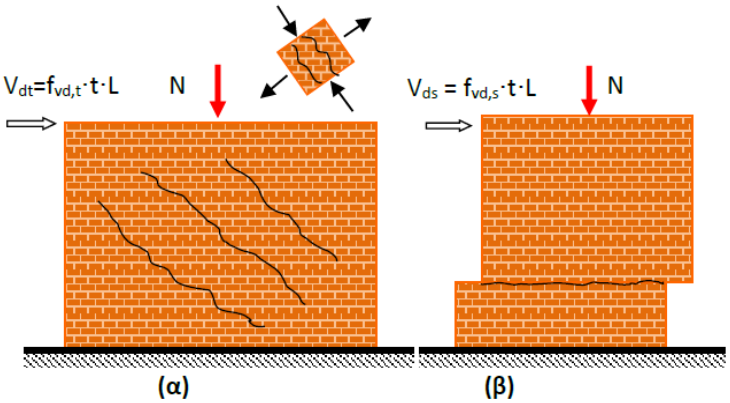
<u>Έλεγχοι σε όρους εντατικών μεγεθών,</u> διενεργούνται σε κάθε πεσσό, σε κάθε στάθμη ξεχωριστά)

- Έλεγχος σε κατακόρυφα φορτία (σε κάθε τοίχο, σε κάθε στάθμη)

$$\lambda = \frac{\sigma_c}{f_d} \tag{11}$$

- Έλεγχος σε διάτμηση (εντός επιπέδου)
- Έλεγχος σε διάτμηση (εκτός επιπέδου)
- Έλεγχος σε κάμψη (εντός επιπέδου)
- Έλεγχος σε κάμψη (εκτός επιπέδου) περί οριζόντιο άξονα
- Έλεγχος σε κάμψη (εκτός επιπέδου) περί κατακόρυφο άξονα

Τονίζεται ιδιαιτέρως ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας έναντι τέμνουσας (V_v), η οποία αντιστοιχεί στη μικρότερη των δύο πιθανών τρόπων αστοχίας: α) από διαγώνια εφελκυστική αστοχία ($V_{v,t}=f_{vd,t} \cdot L' \cdot t$) ή β) ολίσθηση κατά μήκος οριζόντιου αρμού ($V_{v,s}=f_{vd,s} \cdot L' \cdot t$)



Σχήμα 16: (α) Διαγώνια εφελκυστική αστοχία, (β) Ολίσθηση κατά μήκος οριζόντιου αρμού κονιάματος (Σ 7.4(α), [26])

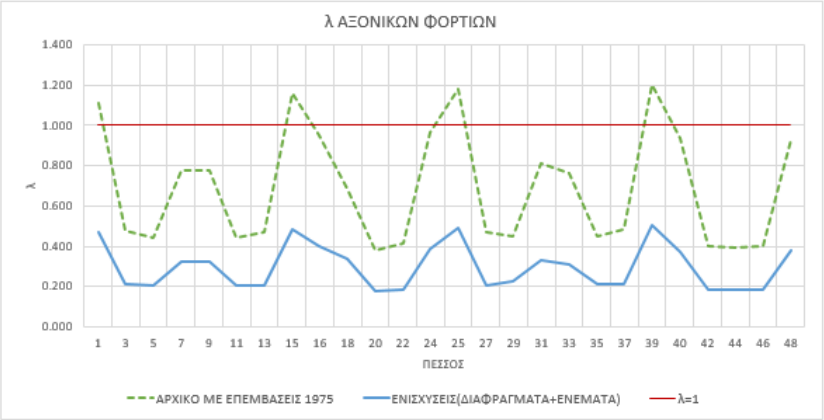
Όταν $V_v \leq V_f$ κρίσιμη για την αστοχία τοίχου η τέμνουσα. Επομένως διενεργείται έλεγχος σε διάτμηση και ως διατμητική ικανότητα πεσσού έχουμε $V_{Rd}=V_v$. Ενώ όταν $V_v>V_f$ κρίσιμη για την αστοχία ενός συγκεκριμένου πεσσού είναι η ροπή, επομένως διενεργείται έλεγχος σε κάμψη και ισχύει $V_{Rd}=V_f$.

Η κρίσιμη αστοχία σε τέμνουσα ή κάμψη, καθορίζει τα και τα όρια των ελέγχων σε <u>όρους παραμορφωσιακών μεγεθών,</u> οι οποίοι διενεργούνται (στο συνολικό ύψος κάθε τοίχου, όχι πεσσού)

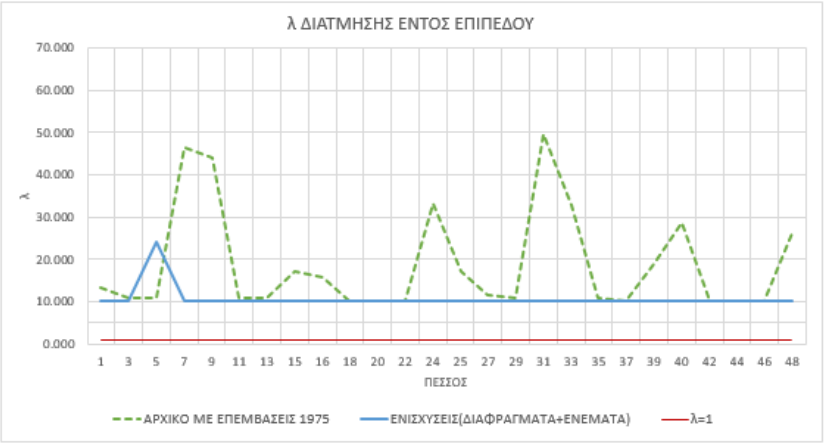
- Έλεγχος σε κλίση εντός επιπέδου
- Έλεγχος σε κλίση εκτός επιπέδου (περί οριζόντιο άξονα)
- Έλεγχος σε κλίση εκτός επιπέδου (περί κατακόρυφο άξονα)

10. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

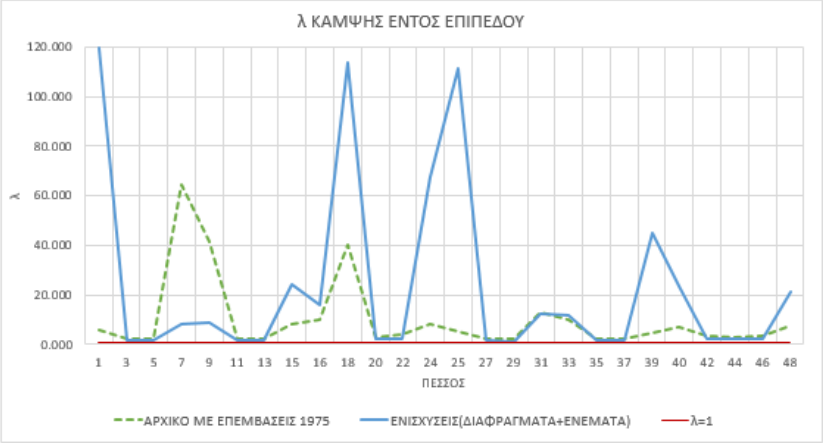
Προκύπτουν από την ανάλυση τα μέγιστα λ ανά τοίχο, πεσσό και στάθμη για ελέγχους σε όρους εντατικών μεγεθών, για το υφιστάμενο κτίριο (αρχικό με επεμβάσεις 1975) και για το ενισχυμένο.



Σχήμα 17: Γράφημα σύγκρισης λ αξονικών φορτίων (ισόγειο)

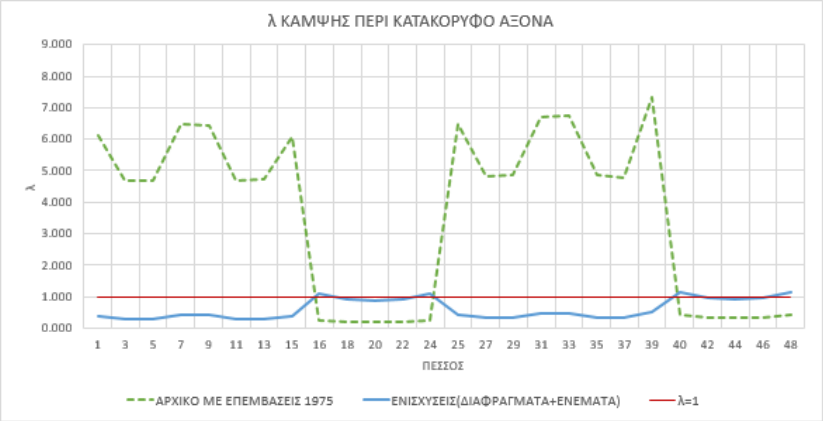


Σχήμα18: Γράφημα σύγκρισης λ διάτμησης εντός επιπέδου (ισόγειο)

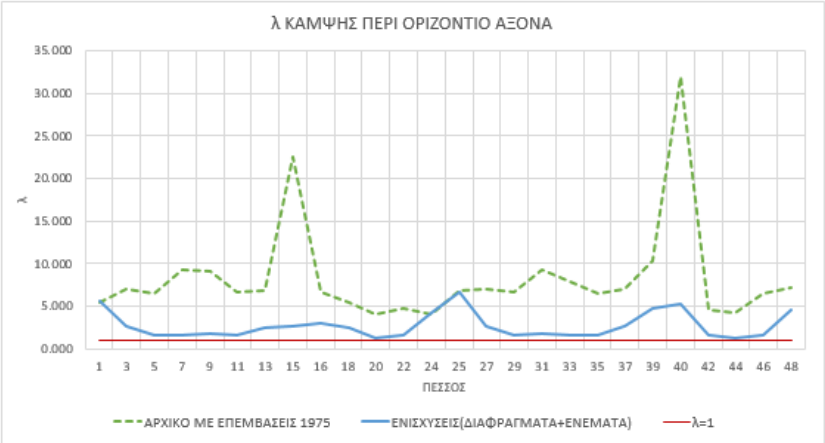


Σχήμα 19: Γράφημα σύγκρισης λ κάμψης εντός επιπέδου (ισόγειο)

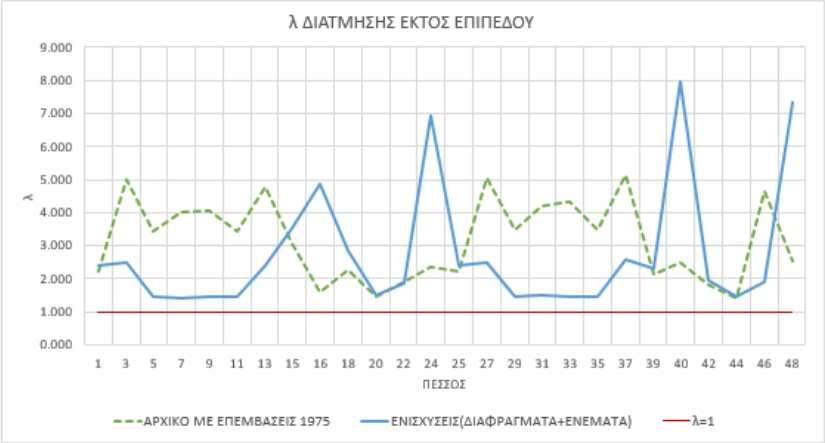
Παρουσιάστηκε βελτίωση των λ όσον αφορά τα αξονικά φορτία με καθολική επάρκεια, ενώ παρατηρείται μερική βελτίωση στη διάτμηση (με εξομάλυνση) και στην κάμψη εντός επιπέδου, χωρίς ωστόσο να αποφεύγεται η ανεπάρκεια των πεσσών.



Σχήμα 20: Γράφημα σύγκρισης λ κάμψης περί κατακόρυφο άξονα (ισόγειο)

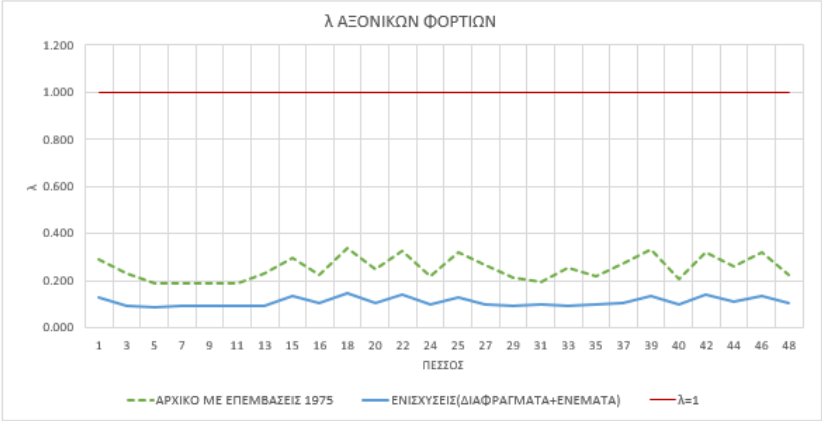


Σχήμα 21: Γράφημα σύγκρισης λ κάμψης περί οριζόντιο άξονα (ισόγειο)

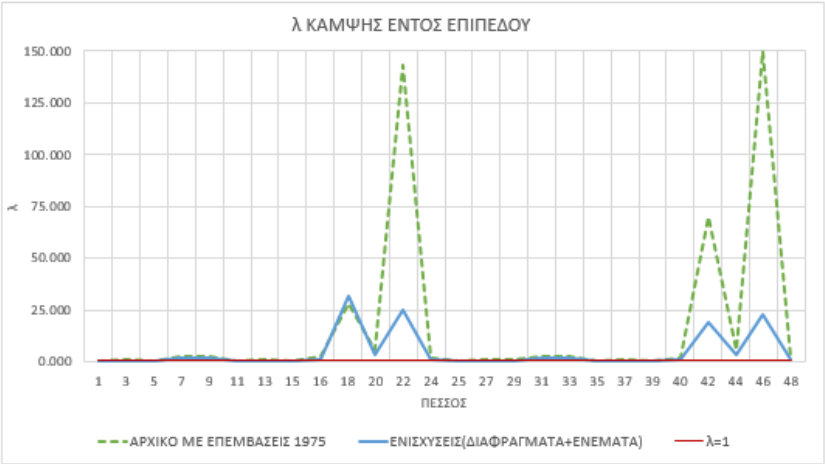


Σχήμα 22: Γράφημα σύγκρισης λ διάτμησης εκτός επιπέδου (ισόγειο)

Όσον αφορά τις εντατικές καταστάσεις εκτός επιπέδου, διακρίνεται μεγαλύτερη βελτίωση στα λ της κάμψης περί κατακόρυφο άξονα, με εκδήλωση σχεδόν γενικευμένης επάρκειας. Ωστόσο, αν και βελτιωμένες οι τιμές λ, παρουσιάζεται γενικευμένη ανεπάρκειας στην κάμψη περί οριζόντιο άξονα και έντονη διαφοροποίηση της διάτμησης εκτός επιπέδου, που στο ενισχυμένο πλέον εμφανίζονται μεγαλύτερες ανεπάρκειες στους γωνιακούς πεσσούς των μικρότερων πλευρών. Και αντίστοιχα στον πρώτο όροφο:



Σχήμα 23: Γράφημα σύγκρισης λ αξονικών φορτίων (α' όροφος)



Σχήμα 24: Γράφημα σύγκρισης λ κάμψης εντός επιπέδου (α' όροφος)

Σχήμα 25: Γράφημα σύγκρισης λ κάμψης περί κατακόρυφο άξονα (α' όροφος)

Σχήμα 26: Γράφημα σύγκρισης λ κάμψης περί οριζόντιο άξονα (α' όροφος)

Επομένως, στον α' όροφο, διαπιστώνεται μερική βελτίωση στα λ των αξονικών φορτίων του ενισχυμένου κτιρίου. Στην κάμψη εντός επιπέδου παρατηρείται κυρίως βελτίωση των ακραίων τιμών των λ ορισμένων πεσσών. Ενώ στην κάμψη περί κατακόρυφο άξονα υπάρχει σαφής βελτίωση των συντελεστών λ του ενισχυμένου κτιρίου σε κάμψη περί κατακόρυφο άξονα στον Α' όροφο, το οποίο εμφανίζει πλέον επάρκεια. Τέλος στην κάμψη περί οριζόντιο άξονα, παρατηρείται βελτίωση και "εξομάλυνση" των τιμών του λ σε κάμψη περί οριζόντιο άξονα, παρά το γεγονός ότι παρουσιάζεται γενικευμένη ανεπάρκεια των πεσσών στον έλεγχο αυτό. Γενικά, κρίνεται ως πιο βελτιωμένη η συμπεριφορά του α' ορόφου στις εντατικές καταστάσεις των κάμψεων εντός και εκτός επιπέδου.
Όσον αφορά τους ελέγχους παραμορφωσιακών μεγεθών, στο υφιστάμενο κτίριο οι έλεγχοι των λ σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών εμφάνισαν ανεπάρκεια, στους τοίχους των μεγάλων πλευρών 1 και 3, σε έλεγχο κλίσης εκτός επιπέδου περί οριζόντιο άξονα. Ενώ στους τοίχους των μικρών πλευρών 2 και 4 εμφάνισαν ανεπάρκεια, σε έλεγχο κλίσης εντός επιπέδου. Στο ενισχυμένο κτίριο δεν εντοπίζεται καμία ανεπάρκεια.

11. ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

Πραγματοποιείται Δευτεροβάθμιος Έλεγχος, βάσει των οδηγιών του ΟΑΣΠ [22]. Εν συνεχεία συγκρίνονται οι συντελεστές επάρκειας-ανεπάρκειας του δευτεροβάθμιου ελέγχου, με το συντελεστή επάρκειας-ανεπάρκειας, που προέκυψε από τον τριτοβάθμιο έλεγχο μέσω επαναληπτικών αναλύσεων του αρχικού φορέα για μικρότερη εδαφική επιτάχυνση.

Πίνακας 3: Υπολογισμός R και δείκτη προτεραιότητας λ

Περιγραφή δείκτη	Σύμβολο	Τιμές	r_i	Τιμή x r_i
Διατμητικής αντίστασης ισογείου	R_1	0.18	0.20	0.04
Ανοιγμάτων φερόντων τοίχων	R_2	0.25	0.05	0.01
Διαζωμάτων	R_3	0.50	0.15	0.08
Διαφραγμάτων	R_4	0.90	0.10	0.09
Ανοιγμάτων κοντά σε γωνίες	R_5	0.00	0.15	0.00
Παθολογίας φερουσών τοιχοποιιών	R_6	0.40	0.05	0.02
Σύνδεσης μεταξύ εγκάρσιων τοίχων	R_7	0.90	0.10	0.09
Καταπόνησης περιμετρικών τοίχων εκτός επιπέδου	R_8	0.11	0.10	0.01
Κανονικότητας της κάτοψης ισογείου	R_9	1.00	0.05	0.05
Κανονικότητας καθ' ύψος	R_{10}	1.00	0.05	0.05
ΥΠΟΜΝΗΜΑ			**R=**	**0.43**
Υπολογίστηκαν			**H=**	**2.7**
Βάσει πινάκων			**λ=100(H/R)=**	**622.63**

Κατά τις επαναληπτικές αναλύσεις προκύπτει επάρκεια για a_{gR}=0.06g . Επομένως συγκρίνοντας τους δύο δείκτες επάρκειας/ανεπάρκειας:

$$PGA_{\alpha\sigma\tau o\chi\acute{\iota}\alpha\varsigma} / PGA_{\sigma\chi\varepsilon\delta\iota\alpha\sigma\mu o\acute{\upsilon}} = 0.06/0.36 = 0.166$$

$$\text{Δείκτης } 1/\lambda = 1/(H/R) = 1/(2.7/0.43) = 1/6.23 = 0.161$$

Παρατηρούμε ότι οι τιμές είναι σχετικά κοντά και ο δείκτης επάρκειας-ανεπάρκειας του Δευτεροβάθμιου ελέγχου συνάδει με το δείκτη ανεπάρκειας που προκύπτει από τις αναλύσεις του Τριτοβάθμιου ελέγχου του υφισταμένου κτιρίου που πραγματοποιήθηκαν.

12. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η εφαρμογή του κανονισμού απαιτεί γνώση από όλους τους εμπλεκόμενους (μελετητή και δημόσια αρχή) και στο στάδιο της μελέτης, αλλά και της εφαρμογής της. Εκτιμάται ότι παρά τις παραδοχές η αποτίμηση ανταποκρίνεται στη σημερινή εικόνα του κτιρίου.

Διαπιστώθηκε ότι οι προτεινόμενες επεμβάσεις ενίσχυσης, παρά τη βελτίωση μερικώς της συμπεριφοράς, δεν επαρκούν για την στάθμη επιτελεστικότητας Β1, η οποία κρίνεται ως αρκετά συντηρητική, κάτι που θα οδηγήσει σε στρατηγικές αποφάσεις διαχειριστικού χαρακτήρα π.χ.: περιορισμός ή αλλαγή της χρήσης του κτιρίου, αλλά και τεχνικού χαρακτήρα π.χ. Προσθήκη νέων στοιχείων-Ελκυστήρες-Περιδέσεις κ.α. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι για τη μετάβαση σε στάθμη Β2, λαμβάνεται το 53% της a_{gR} για Β1, επομένως δύσκολα θα καλυφθεί η απαίτηση για διατήρηση της χρήσης κτιρίου ως χώρου συνάθροισης κοινού.

Οι περιορισμοί διερευνήσεων στα διατηρητέα κτίρια οδηγούν σε Ανεκτή ή Περιορισμένη Σ.Α.Δ. που μέσω των συντελεστών ασφαλείας, επιδεινώνουν τους λόγους ανεπάρκειας λ. Προτείνεται «ανοχή» μέσω της «κατανόησης» των εκπροσώπων των υπευθύνων Δημοσίων Αρχών για τη συγκέντρωση ακριβέστερων στοιχείων μέσω δοκιμών και προσεκτικών επεμβατικών μεθόδων ώστε να αυξηθεί η Σ.Α.Δ.

Προτείνεται επιπλέον διερεύνηση με νεότερες μεθόδους ενίσχυσης. Η «νέα» συμπεριφορά εφόσον εξασφαλιστεί κατασκευαστικά διαφραγματική λειτουργία μπορεί να οδηγήσει στην περαιτέρω λήψη αποφάσεων και εφαρμογή νεότερων μεθόδων ενίσχυσης π.χ. Ινοπλέγματα Ανόργανης Μήτρας (ΙΑΜ) – αν επιτραπεί η χρήση τους.

13. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Ζερβόπουλος, Σ., Βλάχου, Ν., Πιληλή, Κ. & Αγάθος, Μ., 2009. *Βλάβες και ζημιές από σεισμούς και άλλες αιτίες στην παλαιά πόλη της Κέρκυρας από τα μέσα του 17ου αιώνα έως και σήμερα.* Κέρκυρα: ΤΕΕ, ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΟ ΤΜΗΜΑ ΝΟΜΟΥ ΚΕΡΚΥΡΑΣ.

[2] Μοσχόπουλος, Γ., 2003. *Η Ιακωβάτειος Βιβλιοθήκη Ληξουρίου.* Αθήνα: Εταιρεία Κεφαλληνιακών Ιστορικών Ερευνών.

[3] Σπυρόπουλος, Π., 1997. *Χρονικό των σεισμών της Ελλάδας (από την αρχαιότητα μέχρι σήμερα).* Αθήνα-Γιάννινα: Δωδώνη.

[4] Παπαζάχος, Β. & Παπαζάχου, Κ., 2003. *Οι σεισμοί της Ελλάδας.* Θεσσαλονίκη: Ζήτη.

[5] Θεοδουλίδης, Ν., Μάργαρης, Β., Παπαϊωάννου, Χ. & Σαββαϊδης Α., 2014. *Ισχυρή σεισμική κίνηση των σεισμών στην Κεφαλονιά (26/1 & 3/2/2014).* Αργοστόλι: Οργανισμός Αντισεισμικής Σχεδιασμού & Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.), Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος (ΤΕΕ) .

[6] Karantoni, F., Pantazopoulou, S. & Ganas, A., 2017. Confined masonry as practical seismic construction-the experience from the 2014 Cephalonia Earthquake. *Frontiers of Structural and Civil Engineering (FSCE).*

[7] Μαρκαντωνάτου, Υ. & Σιμάτος, Λ., 2008. *Αρχιτεκτονική κατοικιών στην Κεφαλονιά.* Αθήνα: Εικών Εκδοτική.

[8] Ιστοσελίδα: https://kefalonianmantata.gr/wp-content/uploads/2016/03/iakovateios-vivliothiki-liksouriou-1.jpg

[9] VR_Architects, και συν., 2022. *Μελέτη Αποκατάστασης Κτιρίων Δημόσιας Κεντρικής Βιβλιοθήκης Ληξουρίου Ιακωβάτειος.* Αργοστόλι: s.n.

[10] Ο.Α.Σ.Π., 2001. *Συστάσεις για προσεισμικές & μετασεισμικές επεμβάσεις σε κτίρια,* Αθήνα: Υπουργείο Περιβάλλοντος, Χωροταξίας & Δημοσίων Έργων, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού & Προστασίας.

[11] Σπυράκος, Κ., 2019. *Κατασκευές από Τοιχοποιία, Αποτίμηση & Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.* Αθήνα: ΕΡΓΟΝΟΜΟΣ ΙΚΕ.

[12] ACL Ανδρέου Κ. ΙΚΕ, Χ. Ε., 2021. *Έκθεση Δοκιμών Λίθου 261121-6, 261121-07, Κονιαμάτων 261121-08, 261121-09 & Εσωτερικού Επιχρίσματος 261121-10,* Αθήνα: ACL Ανδρέου Κ. ΙΚΕ Χημικά Εργαστήρια.

[13] ΚΑΔΕΤ, 2022. *ΚΑΔΕΤ, Κανονισμός για Αποτίμηση & Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας.* Αθήνα: ΟΑΣΠ, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού & Προστασίας, Συντακτική Ομάδα.

[14] Borri, A., Castori, G., Corradi, M. & Speranzini, E., 2011. Shear behavior of unreinforced and reinforced masonry panels subjected. *Construction and Building Materials 25,* p. 4403–4414.

[15] Corradi, M., Tedeschi, C., Binda, L. & Borri, A., 2008. Experimental evaluation of shear and compression strength of masonry wall before and after reinforcement: Deep repointing. *Construction and Building Materials 22,* p. 463–472.

[16] Ιγνατάκης, Χ. & Στυλιανίδης, Κ., 2009. *Σεμινάριο Μικρής Διάρκειας.* Θεσσαλονίκη: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, Τμήμα Κεντρικής Μακεδονίας.

[17] ΚΑΝ.ΕΠΕ., Σ. Ο., 2022. *Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), 3η Αναθεώρηση.* Αθήνα: Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού & Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.).

[18] EN1998-3, 2010. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. Brussels: CEN, The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC

[19] EN1998-1, 2004. *Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια.* Βρυξέλλες: CEN, Ευρωπαϊκή Επιτροπή για την Τυποποίηση.

[20] ΓΕΩΜΕΤΡΗΣΗ, 2021. *Γεωτεχνική έρευνα-μελέτη για την Ιακωβάτειο Βιβλιοθήκη στο Ληξούρι Κεφαλονιάς,* Άλιμος: GEOMETRISI.
[21] Τουμπακάρη, Ε.-Ε., 2008. *Τριμερείς συνθέσεις υδράσβεστου-ποζολάνης-τσιμέντου ως βάση για το σχεδιασμό κονιαμάτων & ενεμάτων για την επισκευή ιστορικών τοιχοποιϊών.* Αθήνα, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, Υπουργείο Πολιτισμού .
[22] Δρίτσος, Σ., Ιγνατάκης, Χ., Παναγιωτοπούλου, Δ. & Σπηλιόπουλος , Α., 2018. Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία, Αθήνα: Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού & Προστασίας (ΟΑΣΠ).

14. ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε στο πλαίσιο του μεταπτυχιακού προγράμματος Αρχιτεκτονική & Δομοστατική Αποκατάσταση Ιστορικών Κτιρίων & Συνόλων του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής υπό την επίβλεψη του αναπληρωτή Καθηγητή Δρ. Κωνσταντίνο Ρεπαπή.

Ευχαριστίες απευθύνονται στον Δρ. Αριστείδη Παπαχρηστίδη και στην εταιρεία 3DR Engineering Software Ltd για τη δωρεάν παραχώρηση του λογισμικού Pessos.

Επιπλέον στην Εφορεία Αρχαιοτήτων Κεφαλληνίας & Ιθάκης, συγκεκριμένα στον προϊστάμενο της Δρ. Γρηγόριο Γρηγορακάκη και στην τμηματάρχη Αρχαιολόγο Ελένη Παπαφλωράτου για την στήριξη τους και την παρότρυνση τους για μεγαλύτερη εμβάθυνση θεμάτων που άπτονται μνημειακών κατασκευών.
Τέλος στη διοίκηση της Ιακωβάτειου Βιβλιοθήκης για την άδεια πρόσβασης στο κτίριο και στην εταιρεία VR ARCHITECTS (ΑΝΤΥΠΑΣ ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ – ΜΕΣΣΑΡΗΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ ΟΕ για τις αρχιτεκτονικές αποτυπώσεις και ιδιαιτέρως τον Πολιτικό Μηχανικό Ευάγγελο Συνοδινό-Βαλλιάνο για το υλικό που διέθεσαν για την Ιακωβάτειο Βιβλιοθήκη Ληξουρίου.

Ο ΟΘΩΜΑΝΙΚΟΣ ΠΥΡΓΟΣ ΤΟΥ ΜΟΥΧΤΑΡ ΣΤΗΝ ΑΙΤΩΛΙΑ: ΣΤΕΡΕΩΣΗ & ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ

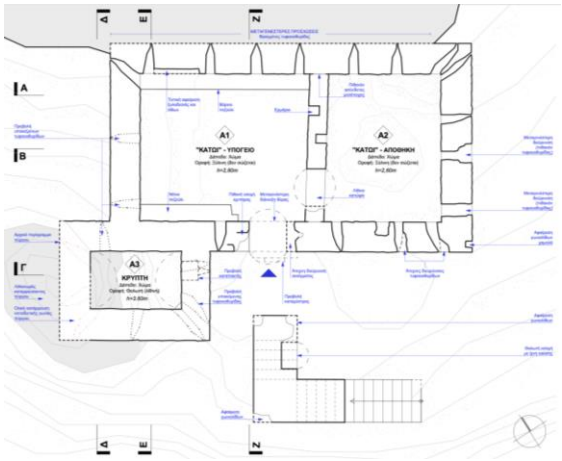
ΑΡΗΣ ΡΑΠΤΗΣ
Αρχιτέκτων Μηχανικός ΕΜΠ, MSc "Προστασία Μνημείων" ΕΜΠ – Συντήρηση και Αποκατάσταση Ιστορικών Κτιρίων και Συνόλων, aris.d.raptis@gmail.com

Περίληψη
Η εν λόγω μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία επιχειρεί να αναλύσει και να τεκμηριώσει τον εγκαταλελειμμένο οθωμανικό "Πύργο του Μουχτάρ" στην Αιτωλοακαρνανία, με σκοπό την πρόταση Στερέωσης – Αποκατάστασης και Επανάχρησης.

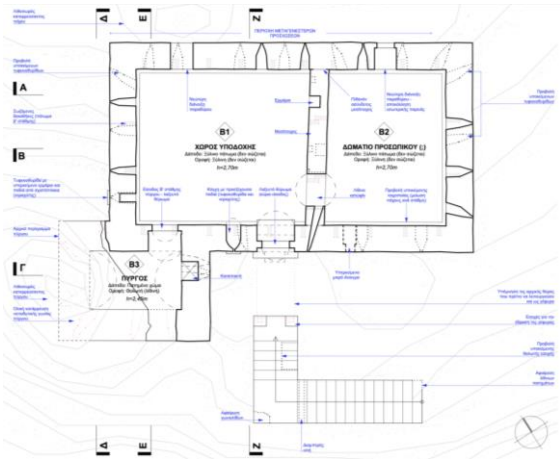
1. ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Σύντομη αρχιτεκτονική περιγραφή

Πρόκειται για τριώροφη οχυρή κατοικία με εξωτερικό πύργο (εξωτερικές διαστάσεις κατοικίας 11,80x6,90 m), δομημένη με φέρουσες τοιχοποιίες από λιθοδομή. Αποτελείται από δύο ισοϋψείς όγκους, το κυρίως κτίριο (κατοικία) και τον πύργο, ο οποίος εξέχει από την νοτιοδυτική γωνία της κατοικίας σχηματίζοντας "Γ" προς τα ανατολικά, όμως βρίσκεται μετατοπισμένος δυτικά κατά 1,62 m. Το ισόγειο (α' στάθμη) και ο μεσαίος όροφος (β' στάθμη) της κατοικίας (Σχήμα 1) διαιρούνται από έναν λίθινο μεσότοιχο, πάχους 0,60 m, που μοιάζει να έχει κτισθεί εν επαφή και χωρίς σύνδεση με την περιμετρική τοιχοποιία, ο οποίος φέρει από μία τοξωτή θύρα εσωτερικής επικοινωνίας στην κάθε στάθμη.



Σχήμα 1: (α) Κάτοψη ισογείου (κατώι)

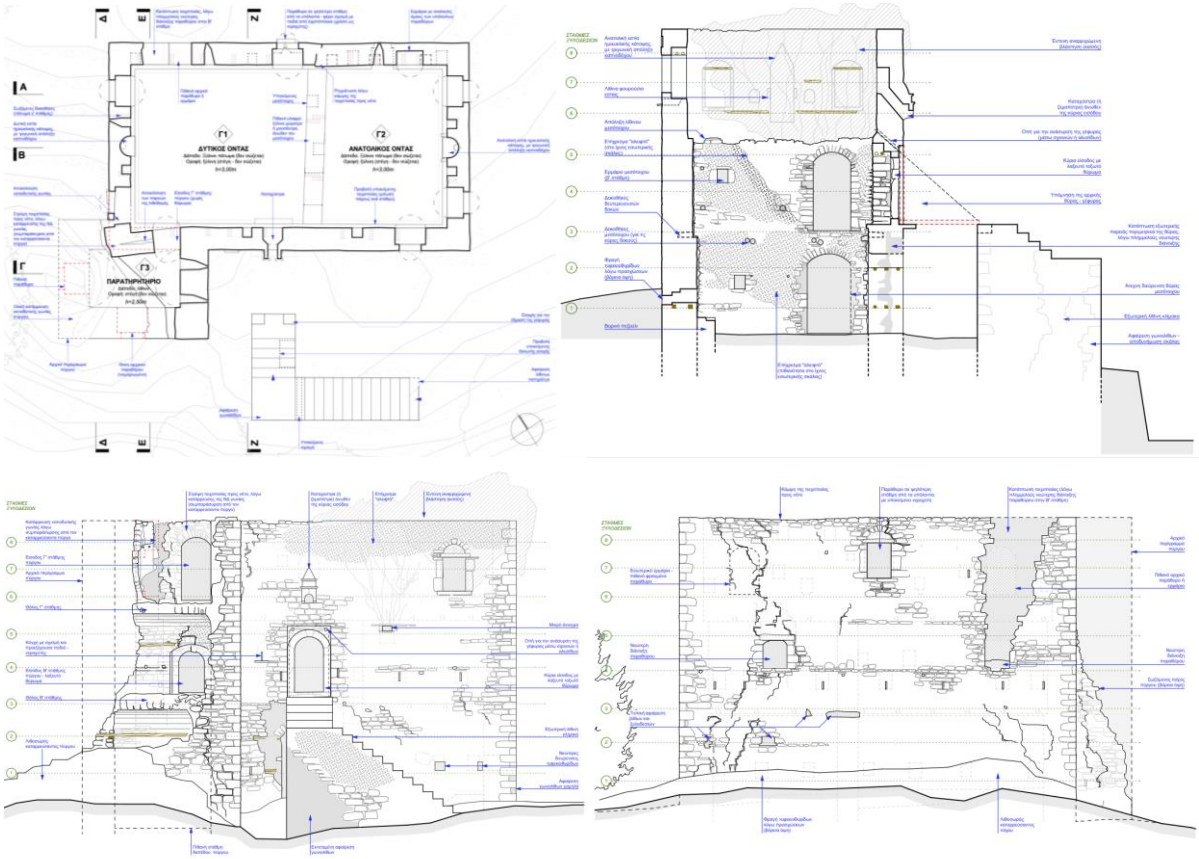


(β) Κάτοψη μεσαίου ορόφου (β' στάθμη)

Ο ανώτερος όροφος (γ' στάθμη) δεν φέρει κάποιο χώρισμα, αλλά δεν αποκλείεται η ύπαρξη «ελαφρών» ξύλινων χωρισμάτων κατά την αρχική φάση (Σχήμα 2-α). Ο πύργος επικοινωνεί με την κατοικία μέσω της β' και της γ΄ στάθμης, ενώ η πρόσβαση στον ισόγειο χώρο του επιτυγχάνεται μέσω οπής στην δυτική τοιχοποιία που οδηγούσε σε καταπακτή. Αυτός ο απομονωμένος «κρυφός» χώρος πρέπει να αποτελούσε το έσχατο κρησφύγετο σε περίπτωση πολιορκίας, ή γενικώς κρύπτη (χώρο φύλαξης πολύτιμων αντικειμένων).

Η κύρια είσοδος της κατοικίας (Σχήμα 2-β & 2-γ) βρίσκεται στον πρώτο όροφο (+3,00 m από το φυσικό έδαφος), προστατευμένη πλαγίως (δυτικά) από τον ισχυρό πύργο και άνωθεν από κτιστή καταχύστρα (ή ζεματίστρα). Για την προσέγγιση της κεντρικής θύρας ήταν απαραίτητη η προσπέλαση της ανεξάρτητης εξωτερικής λίθινης κλίμακας σχήματος ''Γ'', η οποία βρίσκεται σε απόσταση 2,00 m νότια της κατοικίας και 1,50 m ανατολικά του πύργου.

Το διάκενο μεταξύ της λίθινης κλίμακας και της εισόδου πρέπει να γεφυρώνονταν με την κατάκλιση της άλλοτε βαριάς (ξύλινης) εξώθυρας, όπως μαρτυρούν και οι δύο οπές εκατέρωθεν του τοξωτού υπερθύρου της εισόδου, από τις οποίες γινόταν η ανάσυρση της γέφυρας (ελεγχόμενη είσοδος). Οι πυκνές τυφεκιοθυρίδες σε όλη την περίμετρο του κτιρίου και οι ισχυροί λίθινοι τοίχοι (με πάχος λιθοδομής ισογείου κοντά στο 1,00 m) ενισχύουν την οχυρωματική πρόθεση της πυργοκατοικίας.



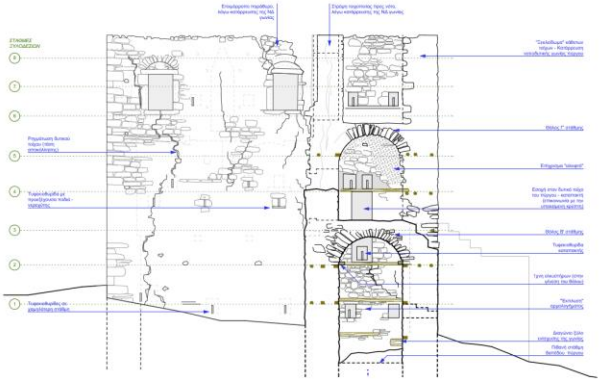
Σχήμα 2: (α) Κάτοψη οντάδων (γ' στάθμη) (β) Εγκάρσια τομή στην κύρια είσοδο
(γ) Νότια όψη (πρόσοψη) (δ) Βόρεια όψη

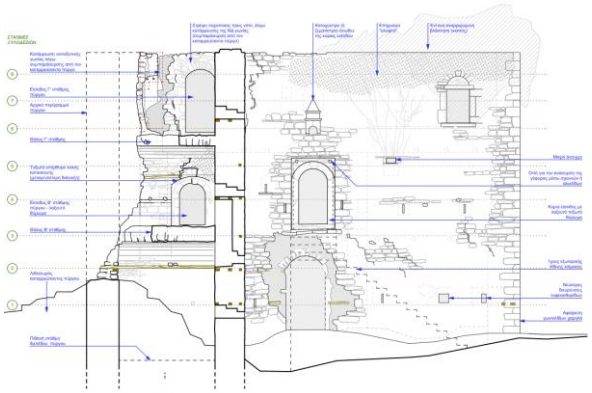
Από την θέση του κτιρίου η θέα προς τη λίμνη Τριχωνίδα είναι πανοραμική, επιτρέποντας τον έλεγχο ενός από τους πιο σημαντικούς δρόμους της Αιτωλοακαρνανίας, ήδη από τους αρχαίους χρόνους, ο οποίος οδηγούσε από την Στράτο (τη μητρόπολη της αρχαίας Ακαρνανίας) στο Θέρμο (το κέντρο της Αιτωλικής Συμπολιτείας) και εκείθεν στη Ναύπακτο. Συνεπώς, η γ' στάθμη που περιτριγυρίζεται από παράθυρα, απολάμβανε όλα τα προνόμια αυτής της τοποθεσίας, καθιστώντας την ιδανικό παρατηρητήριο.

Στη νοτιοδυτική γωνία της κατοικίας, σχεδόν κατά κορυφήν, βρίσκεται ο πύργος με εξωτερικές διαστάσεις 4,81x3,81 και πλήθος τυφεκιοθυρίδων. Εξετάζοντάς τον προσεκτικά, προκύπτει ότι είναι κτισμένος μάλλον ταυτόχρονα με την κατοικία (Α' φάση). Η διαπίστωση αυτή προκύπτει από τον όμοιο τρόπο δόμησης του πύργου με την κατοικία (όμοια λιθοσώματα και κονιάματα, κοινές στάθμες ξυλοδεσιών), από καλή πλέξη των όγκων μεταξύ τους και από τα κοινά μορφολογικά χαρακτηριστικά αμφοτέρων (παράθυρα, τυφεκιοθυρίδες).

Πρόκειται για ορθογωνικής κάτοψης εξωτερικό αμυντικό πύργο, με ισχυρούς τοίχους (εσωτερικές διαστάσεις 2,93x1,86 m & πάχος λιθοδομής ισογείου 1,10 m). Τα ενδιάμεσα

πατώματά του είναι κατασκευασμένα από θόλους, με διεύθυνση παράλληλα στην μακρά πλευρά του και την απότομη κατωφέρεια (Σχήμα 3). Η εσωτερική επικοινωνία μεταξύ του ισογείου (α' στάθμη) και της β' στάθμης του πύργου επιτυγχάνονταν μέσω της προαναφερθείσης καταπακτής που διαμορφώνεται με εσοχή στον ανατολικό τοίχο (αφόρτιστο τύμπανο των θόλων). Ο πύργος, ομοίως με την κατοικία, φέρει τυφεκιοθυρίδες σε κάθε στάθμη, ακόμη και στην εσοχή της καταπακτής. Η γ' στάθμη διέθετε μέχρι πρόσφατα ένα παράθυρο στη νότια πλευρά όμοιο με τα παράθυρα της κατοικίας, όπως τεκμαίρεται από σωζόμενο φωτογραφικό υλικό (έχει καταρρεύσει αυτό το τμήμα). Πρέπει να υπήρχε παράθυρο και στην δυτική πλευρά του πύργου, ώστε να εκμεταλλεύεται την πανοραμική θέα (άρα και τον έλεγχο) του σημαντικού παραλίμνιου περάσματος. Στην περίπτωση αυτή, η γ' στάθμη θα λειτουργούσε και ως παρατηρητήριο.





Σχήμα 3: (α) Εγκάρσια τομή εξωτερικού πύργου (β) Διαμήκης τομή εξωτερικού πύργου

Αξιοπερίεργος είναι ο τρόπος μόρφωσης του τοξωτού ανωφλιού της θύρας της β' στάθμης, το οποίο στερείται κατασκευαστικής ορθότητας και παραπέμπει σε μεταγενέστερη ενέργεια, κρίνοντας και από την αποκομμένη ξυλοδεσιά στο εσωτερικό υπέρθυρο. Πιθανότατα πρόκειται για άτεχνη καθ΄ ύψος διεύρυνση ή επισκευή υφιστάμενου ανοίγματος, δεδομένου ότι αποτελεί την μοναδική είσοδο στην β' στάθμη του πύργου (άρα και στην α' στάθμη, μέσω της καταπακτής).

Δομική ανάλυση:

Θεμελίωση

Η πυργοκατοικία θεμελιώνεται σε φαινομενικά γαιώδες πλάτωμα που προκύπτει μεταξύ ανισόπεδων επιπέδων και μάλλον είναι εν μέρει τεχνητό, ως αποτέλεσμα επιχώσεων ή οριζοντίωσης κεκλιμένων επιπέδων. Τα επίπεδα οριοθετούνται από πεζούλες (ξηρολιθιές), οι οποίες κτίζονται πάνω σε υφιστάμενους βράχους («ριζιμιούς»). Συνεπώς, η ύπαρξη βραχώδους ασβεστολιθικού υπεδάφους είναι πολύ πιθανή. Σε κάθε περίπτωση, από την παθολογία του κτιρίου δεν προκύπτουν στοιχεία που να μαρτυρούν διαφορικές καθιζήσεις. Ο εξωτερικός πύργος έχει κτιστεί σε σημείο με εντονότερη κλίση και μάλιστα σε όριο με πεζούλα που δεν εδράζεται σε βράχο (άρα τοπικά το έδαφος είναι ασταθές) – βλ. σχετική παράγραφο.

Κατακόρυφα φέροντα συστήματα - Λιθοδομές ενισχυμένες με ξυλοδεσιές

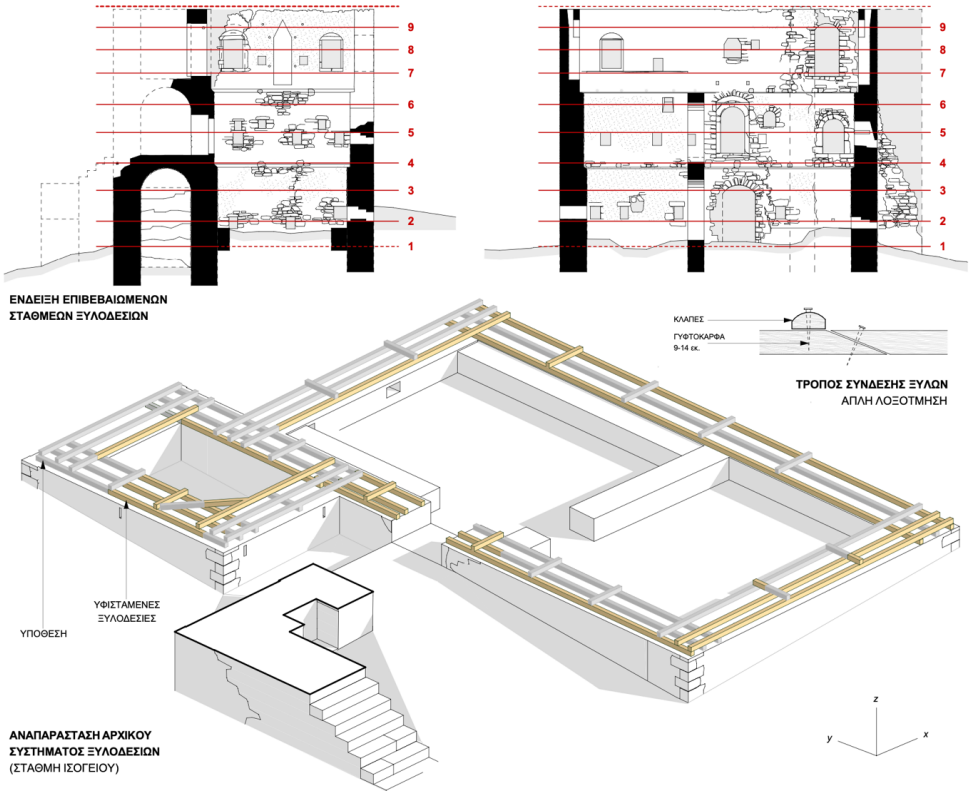
Το κτίριο είναι χτισμένο με χοντροπελεκημένους αργούς λίθους από υπόλευκο ασβεστόλιθο εξαιρετικής σκληρότητας που αφθονεί στην Αιτωλοακαρνανία, σε πρόσμιξη με γαιώδη εδάφη. Στις γωνίες έχουν τοποθετηθεί μεγάλοι σχεδόν ημιλαξευτοί γωνιόλιθοι με καλή πλέξη

καθ' ύψος. Πιο επιμελημένη λάξευση συναντάται στην κεντρική είσοδο, στην είσοδο της β' στάθμης του πύργου, στα παράθυρα της γ' στάθμης και στην κτιστή καταχύστρα.

Το κονίαμα δόμησης είναι αργιλώδες, με προσθήκη λίγου ασβέστη και λεπτόκοκκης άμμου. Και οι δύο παρειές φέρουν αρμολόγημα, αποτελούμενο από ασβέστη και ποταμίσια άμμο καθώς και χονδρόκοκκα αδρανή. Το αρμολόγημα σε αρκετά σημεία απλώνεται εκτός των αρμών, αποτελώντας τοπικά επίχρισμα (το λεγόμενο «αλειφτό», ή πιο αδόκιμα «αρμολογο-επίχρισμα»).

Οι τοιχοποιίες κατά το πάχος τους είναι δίστρωτες σε ορισμένα τμήματα της υψηλότερης στάθμης και τρίστρωτες στις χαμηλότερες στάθμες. Δομούνται από εσωτερική και εξωτερική παρειά αργών λίθων, και όταν είναι τρίστρωτες, το ενδιάμεσο τμήμα αποτελείται από μικρότερους λίθους και πλούσιο κονίαμα. Και στις δυο περιπτώσεις δεν παρατηρούνται διάτονοι ή ημιδιάτονοι λίθοι. Σε ορισμένες θέσεις απαντώνται λίθοι που έχουν μήκος όσο το ήμισυ του πάχους του τοίχου, που δυστυχώς δεν μπορούν να εμποδίσουν την δημιουργία κατακόρυφης ρωγμής στο μέσον του πάχους της δίστρωτης τοιχοποιίας ή περισσότερων ρωγμών στην περίπτωση της τρίστρωτης που απαντώνται στο γέμισμα και στις διεπιφάνειες μεταξύ παρειών και υλικού πλήρωσης. Η αυξημένη τρωτότητα της τοιχοποιίας που προκύπτει από τον τρόπο δόμησής της, τεκμηριώνεται απόλυτα από την φωτογραφία των εναπομεινάντων τοίχων στη θέση κατάρρευσης του Πύργου.

Ως προς την δόμηση κατά τις όψεις, παρατηρείται ότι, κατά γενικό τρόπο τα λιθοσώματα των εκατέρωθεν παρειών δεν παρουσιάζουν ικανοποιητική εμπλοκή μεταξύ τους και τα μεγέθη τους είναι ιδιαίτερα άνισα – συναντώνται από τσιβίκια μέχρι απελέκητα αγκωνάρια. Εντοπίζονται περιοχές της τοιχοποιίας με τόσο ανοργάνωτη αλληλεπικάλυψη των λίθων καθ' ύψος, όπου σχηματίζονται κατακόρυφοι αρμοί που λειτουργούν ως «οιονεί ρωγμές», αυξάνοντας την τρωτότητα της τοιχοποιίας. Σε τέτοιες περιοχές, παρατηρούνται εκτεταμένες ρηγματώσεις λόγω του πλημμελούς τρόπου δόμησης.



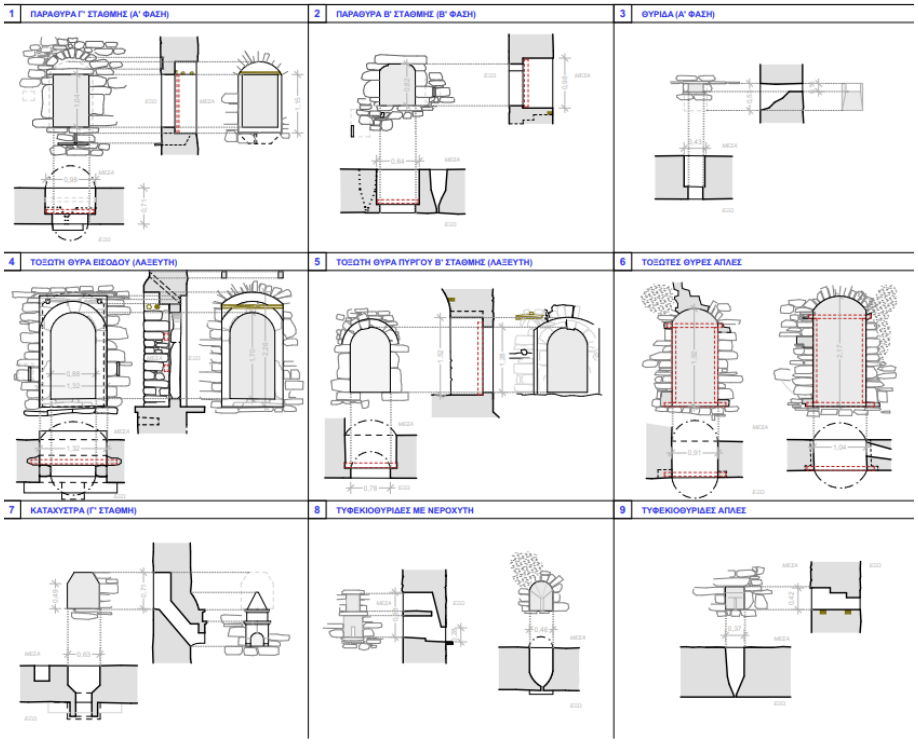
Σχήμα 4: Αξονομετρική τομή αναπαράστασης αρχικού συστήματος ξυλοδεσιών (στάθμη ισογείου) – Ένδειξη επιβεβαιωμένων στάθμεων ξυλοδεσιών – Τρόπος σύνδεσης ξύλων

Οι τοίχοι ενισχύονται με την οργανωμένη χρήση αφανών ξυλοδεσιών, οι οποίες διατρέχουν όλο το κτίριο σε στάθμες ανά περίπου 1,00 m καθ' ύψος (Σχήμα 4). Η κατασκευή των ξυλοδεσιών είναι εμφανής σε αρκετά σημεία, κυρίως στις ποδιές ή και στα πρέκια των ανοιγμάτων αλλά και σε περιοχές της τοιχοποιίας που έχουν αποκαλυφθεί σκόπιμα ή έχουν φθαρεί. Αποτελούνται από δύο ή και τρεις παράλληλες σειρές ξύλων (διατομές κατά μέσο όρο 8x6 cm, πιθανότατα από ξυλεία δρυός) που συνδέονται μεταξύ τους με εγκάρσιες κλάπες και γυφτόκαρφα μήκους μεταξύ 9 και 14 cm. Στις αξονικές συνδέσεις των ξύλων δεν συναντώνται εντορμίες, παρά μόνον απλή λοξότμηση και κάρφωμα.

Στον θολωτό χώρο του ισογείου του πύργου (που μάλλον χρησίμευε ως κρύπτη) εντοπίζονται προεξέχουσες ξύλινες δοκοί (αποκομμένες σήμερα) στην γένεση του θόλου (αλλά και χαμηλότερα) που πρέπει να λειτουργούσαν ως ελκυστήρες. Η προσεκτική εξέταση αυτών των στοιχείων δείχνει πως συνδέονταν εγκαρσίως με τις ξυλοδεσιές κατά το πάχος των τοίχων, χρησιμεύοντας ταυτόχρονα και ως κλάπες. Οι ελκυστήρες μάλλον εξυπηρετούσαν και στην στήριξη της σκάλας που οδηγούσε στην καταπακτή και σε πιθανό μικρό πατάρι. Ομοίως, η ξυλεία που χρησιμοποιήθηκε κρίνεται ως ιδιαίτερα σκληρή και παραπέμπει σε δρυ. Σε ορισμένα σημεία παρατηρούνται ίχνη φωτιάς ή άλλων βανδαλισμών (βάναυση αποκοπή, τμηματική αφαίρεση σειράς λίθων και παρακείμενης ξυλοδεσιάς, αφαίρεση κλάπας ή γυφτόκαρφων, κλπ).

Ανοίγματα

Παρατηρείται μορφολογική ποικιλία στον τρόπο μόρφωσης των ανοιγμάτων (Σχήμα 5), με βασική διαφορά τον τρόπο γεφύρωσης του ανοίγματος, αλλά και τις γενικές διαστάσεις του, οι οποίες το διαφοροποιούν σε τρεις κατηγορίες: παράθυρο, θύρα, ερμάριο ή τυφεκιοθυρίδα.



Σχήμα 5: Πίνακας ανοιγμάτων

Τα παλιότερα παράθυρα (της Α' φάσης) έχουν τυπικές διαστάσεις 0,85x1,14 m και συναντώνται στον επάνω όροφο (γ' στάθμη). Η εξωτερική παρειά τους μορφώνεται από πλαίσιο μέσων διαστάσεων 0,70x1,04 m, αποτελούμενο από παραστάδες και ποδιά με λαξευμένους λίθους, ενώ η γεφύρωση είναι οριζόντια λίθινη και ενισχύεται από

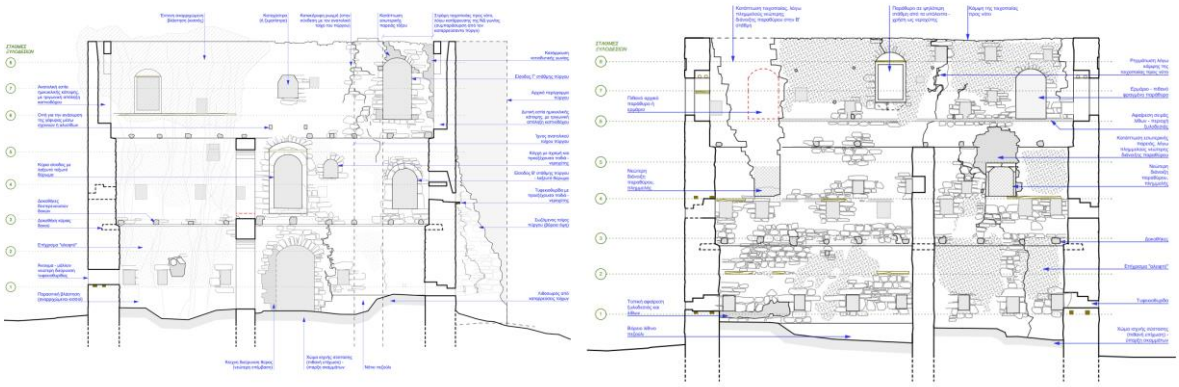
ανακουφιστικό τόξο με αψιδόλιθους. Το τύμπανο που προκύπτει βρίσκεται σε μικρή εσοχή και επιχρίεται. Τέτοιες επιμελημένες περιπτώσεις ανοιγμάτων συναντώνται σε πιο πλούσιες και προσεγμένες κατασκευές, καθώς η εύρεση κατάλληλου μονόλιθου ήταν δυσκολότερη διαδικασία (πχ από μια απλή γεφύρωση με οριζόντια ξύλινα στοιχεία). Η εσωτερική παρειά των ανοιγμάτων γεφυρώνεται από τόξο, με μηχανική ενσφήνωση συμμετρικά διατεταγμένων λίθινων θολιτών και λίγο κονίαμα.

Στην βόρεια πλευρά της β' στάθμης έχουν διανοιχθεί εκ των υστέρων δυο μικρότερα παράθυρα (της Β' φάσης), κρίνοντας από τον άτεχνο τρόπο κατασκευής τους. Η εξωτερική παρειά τους διαμορφώνεται από πλαίσιο διαστάσεων 0,70x0,82 m, αποτελούμενο από παραστάδες και ποδιά με χοντρολαξευμένους λίθους, ενώ η γεφύρωση είναι οριζόντια λίθινη, εδραζόμενη σε μικρά φουρούσια (εκφορικά). Η πλημμελής διάνοιξη των παραθύρων ευθύνεται για τοπικές καταρρεύσεις της εσωτερικής παρειάς της τοιχοποιίας, αλλά και για τη καμπτική ρηγμάτωση του ανωφλίου λόγω της μη ύπαρξης ανακουφιστικού τόξου.

Στο εσωτερικό της πυργοκατοικίας εντοπίζεται πλήθος ερμαρίων, τα οποία ενσωματώνονται σε μία εσοχή στην τοιχοποιία, μέσων διαστάσεων 0,40x0,50x0,30 m, που προκύπτει από την αφαίρεση μέρους της εσωτερικής παρειάς της τοιχοποιίας. Γεφυρώνονται με μονόλιθους, επί των οποίων συνεχίζεται η λιθοδομή. Η χρήση τους ήταν είτε αποθηκευτική, είτε διακοσμητική.

Οριζόντια φέροντα συστήματα:
Πατώματα

Λόγω της ερειπιώδους κατάστασης, οι φέρουσες ξύλινες κατασκευές έχουν εξαφανιστεί (είτε απομακρύνθηκαν σκόπιμα, είτε καταστράφηκαν), καθιστώντας αδύνατη την μελέτη τους. Σχετικά με την κατασκευή των πατωμάτων, σώζονται οι περιμετρικές οπές έδρασης των δοκών στην β' και τη γ' στάθμη (Σχήμα 6).



Σχήμα 6: Διαμήκεις τομές (α) προς νότο και (β) προς βορράν

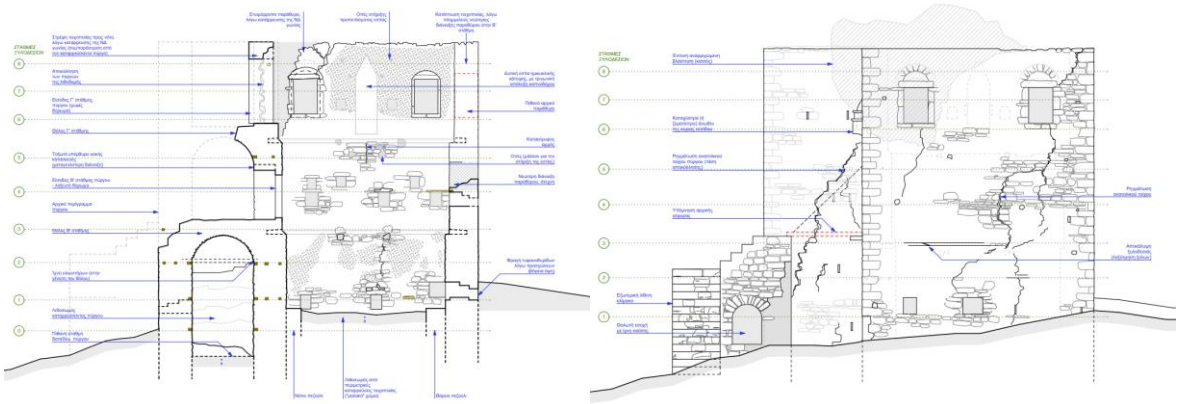
Από την μελέτη τους προκύπτει ότι τα πατώματα ήταν κατασκευασμένα με χρήση δοκών και κατά τις δύο διευθύνσεις: η μεγάλη διάσταση του χώρου γεφυρώνονταν με δύο κύρια μεγάλα δοκάρια, ενώ εγκάρσια πάνω από αυτά τοποθετούνταν τα πατόξυλα (ως δευτερεύουσες δοκοί) σε αποστάσεις της τάξεως των 0,85 m περίπου μεταξύ τους. Ενδεχομένως να χρησιμοποιούνταν και πατόξυλα μικρότερου μήκους, αντί για μονοκόμματα. Ακολούθως, πάνω σε αυτά καρφώνονταν το ξύλινο σανίδωμα.

Η εγκάρσια φέρουσα τοιχοποιία (μεσότοιχος) διευκόλυνε την κατασκευή των πατωμάτων περιορίζοντας το μήκος των ξύλινων δοκών που απαιτούνταν για την γεφύρωση των επιμέρους χώρων. Οι δοκοί διήκαν και κατά τις δύο διευθύνσεις των χώρων και κατά

συνέπεια μετέφεραν κατακόρυφα φορτία και στα δύο ζεύγη των υποκείμενων τοιχοποιιών (επιμήκων και μικρών πλευρών), συμβάλλοντας στην καλύτερη συμπεριφορά των τοίχων λόγω ύπαρξης αξονικού φορτίου. Επιπλέον, το πάτωμα αν ήταν καλοφτιαγμένο και συνδεδεμένο με τις ξυλοδεσιές δεν θα εμφάνιζε σημαντική διαφοροποίηση της διαφραγματικής λειτουργίας κατά κατεύθυνση, ισομοιράζοντας τα φορτία στους υποκείμενους τοίχους. Τα ξύλινα πατώματα είχαν επίσης το πλεονέκτημα ότι δεν ασκούσαν οριζόντιες ωθήσεις υπό τα κατακόρυφα φορτία επί των φερουσών τοιχοποιιών, όπως συμβαίνει με τις θολωτές στεγάσεις.

Θολοδομία εξωτερικού πύργου

Ο πύργος είναι τριώροφος, ισοϋψής με την κατοικία, κατασκευασμένος με θόλους στις ενδιάμεσες στάθμες. Οι θόλοι δομούνται από πλακοειδείς χοντροπελεκημένους ασβεστόλιθους τοποθετημένους σφηνοειδώς, με παρεμβολή αργιλώδους κονιάματος. Το πάχος τους, στο σημείο των μεσαίων θολιτών είναι περίπου 0,50 m για την β’ στάθμη και 0,40 m για την γ’ στάθμη. Η οριζοντίωση του δαπέδου γίνεται με γέμισμα από αργούς λίθους και άφθονο αργιλώδες κονίαμα. Το τελικό δάπεδο πρέπει να ήταν από πλάκες ή πατημένο χώμα με τριμμένη πέτρα («*τραγανό*» κατά την τοπική διάλεκτο).



Σχήμα 7: (α) Εγκάρσια τομή προς την κατωφέρεια, (β) Δυτική όψη

Ένας θόλος, για να μην αστοχήσει, απαιτεί ακλόνητες στηρίξεις στα άκρα του. Οι θόλοι του πύργου κατασκευάστηκαν παράλληλα με την κλίση του εδάφους (Σχήμα 7), μεταφέροντας τις ισχυρές πλάγιες ωθήσεις προς βορρά στην τοιχοποιία του κυρίως κτίσματος, ο ανατολικός τοίχος του οποίου θα μπορούσε όμως να θεωρηθεί ότι για τα κατακόρυφα φορτία λειτουργούσε ως ένα είδος αντηρίδας, και προς νότο, στον προς την κατωφέρεια νότιο τοίχο του πύργου, μεγαλύτερου ελεύθερου ύψους, και άρα πιο λυγηρού. Τα δεδομένα αυτά, ως εγγενείς αδυναμίες της ίδιας της κατασκευής, αποτέλεσαν τις πρωταρχικές αιτίες απόκλισης του νότιου τοίχου του πύργου και απώλειας στήριξης των θόλων.

Στο γεγονός της απόκλισης πιθανόν να συνέβαλαν και οι τοπικής κλίμακας μεταγενέστερες αποχωματώσεις νότια του κτιρίου για την κατασκευή αναβαθμίδων για διαπλάτυνση και οριζοντίωση του εδάφους, προκειμένου να διευκολύνεται η συλλογή ελαιών. Οι σχετικά κατακόρυφες ρωγμές στις στενές πλευρές της κατοικίας (που οφείλονται και στην ανεπαρκή αλληλεπικάλυψη των λιθοσωμάτων) μαρτυρούν τάσεις αποκόλλησης της κατασκευής προς νότο, οφειλόμενες στον καταρρεύσαντα πύργο. Τέλος, η συμμετρική, κατά τα άλλα, κατοικία μάλλον επηρεάζεται αρνητικά από τον κατά κορυφήν εξωτερικό πύργο, ο οποίος μετατρέπει το σύνολο σε έντονα ασύμμετρο, μετατοπίζοντας το κέντρο ελαστικής στροφής από το κέντρο βάρους.

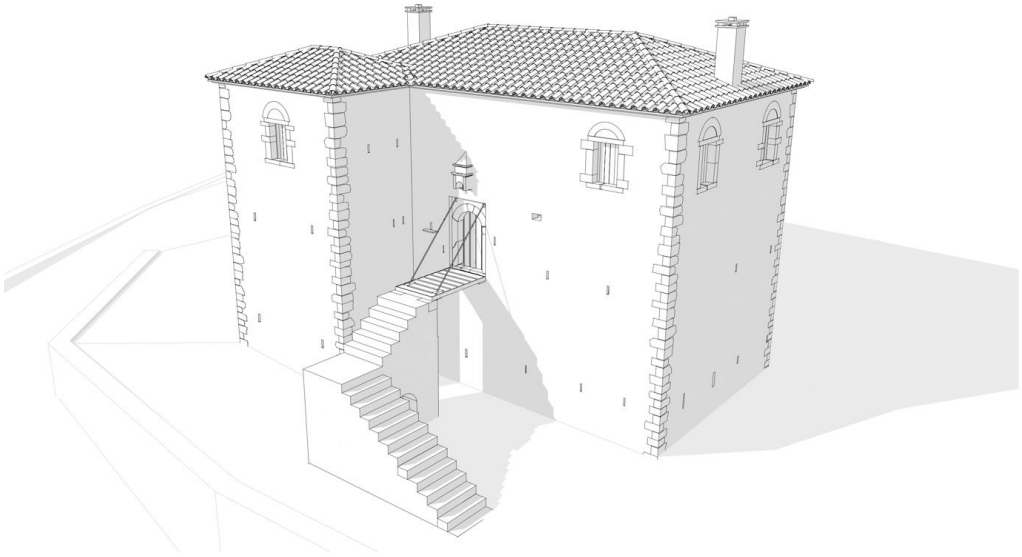
Φάσεις κατασκευής

Η αρχιτεκτονική – οικοδομική διερεύνηση της υφιστάμενης κατάστασης φανερώνει πως η πυργοκατοικία οικοδομήθηκε εξαρχής με την μορφή που έχει σήμερα, αλλά με ορισμένες μεταγενέστερες επεμβάσεις μικρού χαρακτήρα. Αναλυτικότερα:

Α' φάση: Αμυντικός χαρακτήρας

Το κτίριο χτίστηκε σε μια περίοδο έντονης ανασφάλειας, εσωστρεφές, με σκοπό την άμυνα του Τούρκου άρχοντα - ιδιοκτήτη έναντι των εξεγερμένων. Επιβάλλονταν να πληρούνται όλα τα στοιχεία της αμυντικής θωράκισης του κτιρίου αλλά παράλληλα να παρέχεται στον ιδιοκτήτη η εποπτεία του τσιφλικιού του και ο έλεγχος της ευρύτερης περιοχής. Αυτό μεταφράστηκε στην δημιουργία ενός κτιρίου με συμπαγή βάση χωρίς ανοίγματα, τα οποία περιορίζονται μόνο στον ανώτερο όροφο (Σχήμα 8), από όπου η θέα προς τη λίμνη Τριχωνίδα και τα παρακείμενα περάσματα είναι πανοραμική και παρέχεται ο επιθυμητός έλεγχος της περιοχής.

Το ισόγειο πρέπει να αποτελούσε αποθηκευτικό χώρο, η β' στάθμη εξυπηρετούσε ανάγκες εξυπηρέτησης ή και διανυκτέρευσης του προσωπικού (που σίγουρα μια τέτοια πυργοκατοικία διέθετε) και η γ' στάθμη χρησιμοποιούνταν αποκλειστικά για τη διημέρευση της οικογένειας του ιδιοκτήτη. Τα ζώα δεν φιλοξενούνταν στο κτίριο, εφόσον η α' στάθμη δεν έφερε ιδιαίτερα ανοίγματα.



Σχήμα 8: Γραφική αναπαράσταση της αρχικής μορφής

Β' φάση: Αναίρεση αμυντικού χαρακτήρα

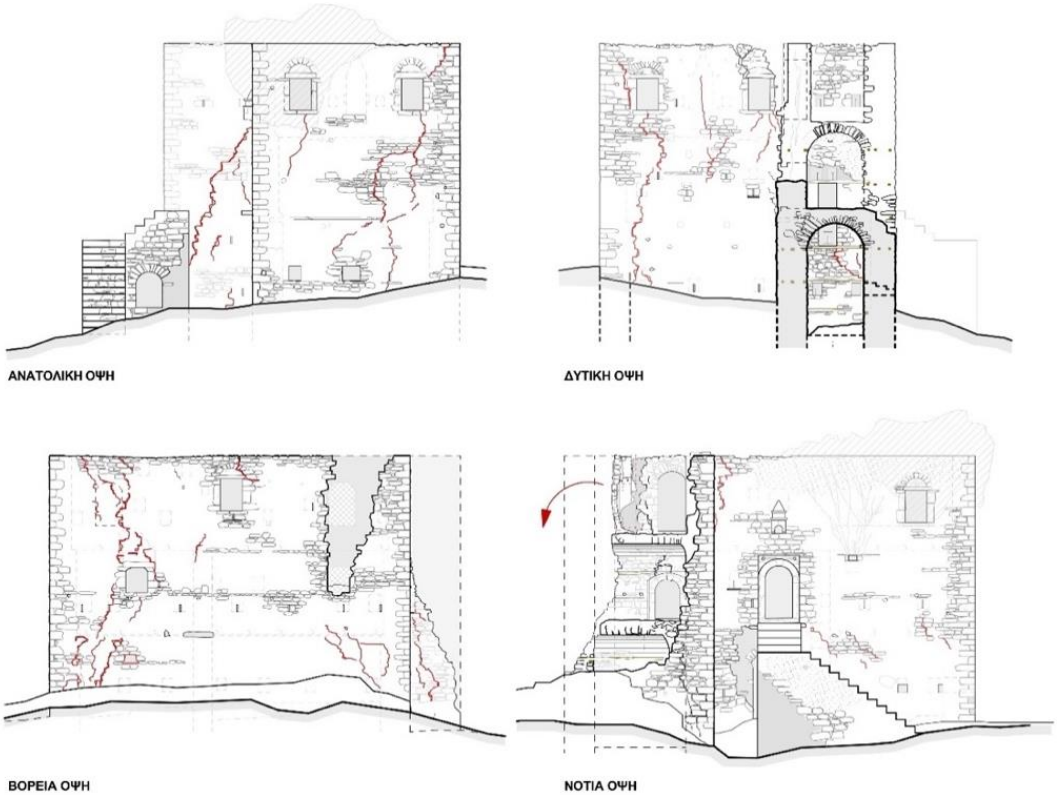
Μετά την Επανάσταση, το κτίριο φαίνεται πώς επανακατοικήθηκε υπό άλλες κοινωνικές συνθήκες. Η νέα κατοίκηση επέβαλλε την άρση του αμυντικού χαρακτήρα και την εξασφάλιση καλών συνθηκών διαβίωσης στο εσωτερικό του κτιρίου. Οι επεμβάσεις που αναίρεσαν τα αμυντικά στοιχεία ήταν: διάνοιξη θύρας στην στάθμη του ισογείου, κάτω από την κύρια είσοδο της β' στάθμης, για άμεση επικοινωνία με το εξωτερικό και ίσως σταβλισμό ζώων, διάνοιξη δύο μικρών παραθύρων στον βόρειο τοίχο της β' στάθμης και μετατροπή των σκοτεινών χώρων σε χώρους διημέρευσης ισοδύναμους με την γ' στάθμη, διεύρυνση μερικών τυφεκιοθυρίδων του ισογείου ώστε να λειτουργούν ως παράθυρα και να φωτίζεται επαρκώς ο εσωτερικός χώρος.

Οι επεμβάσεις της β' φάσης κρίνονται ως μη επιμελημένες, καθώς οδήγησαν σε τμηματικές καταρρεύσεις των λιθοδομών στην περίμετρό τους αλλά και σε ακολουθία εκτενέστερων βλαβών.

Παθολογία - Ποιοτική επεξήγηση των αιτιών των βλαβών

Ο Πύργος βρίσκεται σε κακή κατάσταση και πλήρη εγκατάλειψη. Τα άμεσα μέτρα προστασίας κρίνονται αναγκαία για την διάσωσή του, καθώς οι ανώτεροι (ελεύθεροι πλέον) τοίχοι του εξωτερικού πύργου και το κατ' αυτόν νοτιοδυτικό άνοιγμα του γ' ορόφου του κυρίως κτιρίου βρίσκονται σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ετοιμόρροπα), με μεγάλη πιθανότητα να συμπαρασύρουν και άλλα τμήματα του υπόλοιπου κτιρίου. Η απουσία της στέγης και των ενδιάμεσων ξύλινων πατωμάτων (απουσία διαφραγμάτων), όπως και η χρόνια εισροή υδάτων καθιστούν εκτεθειμένες τις τοιχοποιίες και συντείνουν στην σταδιακή μείωση της αντοχής & της συνοχής τους.

Ρωγμές



Σχήμα 9: Ποιοτική ερμηνεία της παθολογίας του κτιρίου - επισήμανση των ρωγμών με κόκκινο χρώμα στις όψεις του κτιρίου.

Οι σοβαρότερες ρωγμές του δομήματος της κατοικίας (δηλ. αυτές που γίνονται άμεσα αντιληπτές εκ πρώτης όψεως) εντοπίζονται κυρίως στις στενές πλευρές και έπειτα στην βόρεια όψη (Σχήμα 9). Κατανέμονται σε λοξές (ξεκινούν από τα πιο αδύναμα ψηλά σημεία, π.χ. από τα πρέκια των ανοιγμάτων, και ακολουθώντας τους αρμούς των ανεπαρκώς πλεγμένων λιθοσωμάτων καταλήγουν χαμηλά σε άλλο άνοιγμα ή στην γωνία του τοίχου) και σε σχετικά κατακόρυφες (εντοπίζονται κυρίως σε ενώσεις λιθοδομών – «ξεκλείδωμα» γωνιών τοίχων ή εμβολισμός κάθετων τοίχων μεταξύ τους). Στην βόρεια όψη, ο τοίχος της γ' στάθμης στέκει ελεύθερος (σαν τριέρειστη πλάκα), χωρίς εγκάρσια ενίσχυση εσωτερικά (ο

λίθινος μεσότοιχος φτάνει μόνο μέχρι την β' στάθμη). Παρουσιάζει κάμψη προς το εσωτερικό του κτιρίου, με εμφανή ρηγμάτωση περίπου στο μέσον του (στην περιοχή του παραθύρου) καθώς και στα άκρα του (εκτός επιπέδου κάμψη). Οι ρωγμές αξιολογούνται ως εξαιρετικά ανησυχητικές, αλλά και ως αναμενόμενες, λόγω του πλημελλούς τρόπου δομήσεως των λιθοδομών, με τις ανεπαρκείς αλληλεπικαλύψεις και πλημμελή εμπλοκή των λιθοσωμάτων, τα ισχνά κονιάματα δόμησης και τις αμφίβολες πλέον ξύλινες ενισχύσεις.

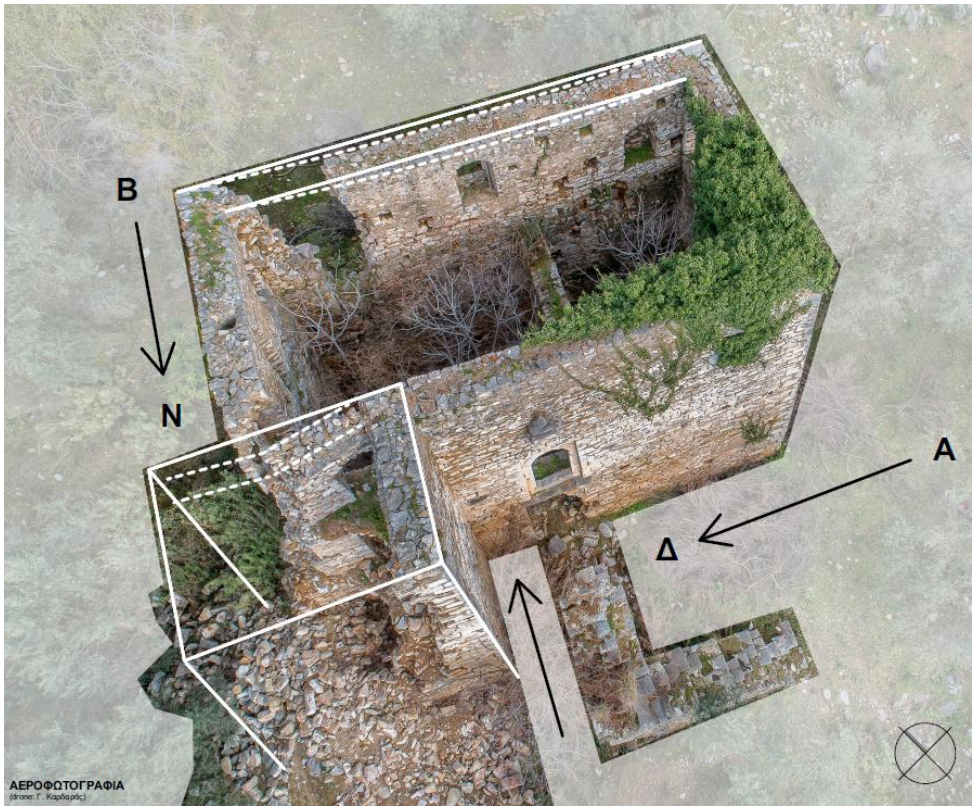
Φθορές και βλάβες

Τα προβλήματα που καταγράφηκαν στις επιτόπιες έρευνες κατανέμονται σε εγγενείς δυσκολίες του τόπου ανέγερσης, στη φθορά του χρόνου από την εγκατάλειψη (απουσία στέγης, ενδιάμεσων πατωμάτων & κουφωμάτων, γενική έλλειψη συντήρησης) και σε εξωγενείς βλάβες (σεισμός και άλλα στοιχεία της φύσης, όπως βλάστηση, βανδαλισμοί, κλπ). Παρά τις κατασκευαστικές εγγενείς αδυναμίες, τρίστρωτες τοιχοποιίες με κακή εμπλοκή λιθοσωμάτων και κατά το πάχος και την όψη, πρέπει να σημειωθεί ότι οι λιθοδομές παραμένουν μέχρι σήμερα ιστάμενες στο μεγαλύτερο τμήμα τους (παρά τα αργιλώδη κονιάματα δόμησης), γεγονός που οφείλεται χωρίς αμφιβολία στο κατ' αρχήν επιμελημένο σύστημα ξύλινων ενισχύσεων που διέτρεχε το κτίριο σε τουλάχιστον οκτώ στάθμες, ανά περίπου 1,00 m καθ' ύψος. Ωστόσο, λόγω της μακροχρόνιας έκθεσης των λιθοδομών στις καιρικές συνθήκες, πολλές ξυλοδεσιές σάπισαν ή αφαιρέθηκαν, με αμφίβολη πλέον την λειτουργία τους. Αν λάβουμε υπόψιν και τις ιστορικές αναφορές για την εγκατάλειψη του πύργου μετά την Επανάσταση, μιλάμε για ιδιαίτερα μεγάλο χρονικό διάστημα ανάπτυξης προβλημάτων.

Έτσι, στο κυρίως κτίσμα εμφανίζονται αναμενόμενες ρηγματώσεις που αντιστοιχούν σε κτίριο που έχει καλοκτισμένες γωνίες αλλά δεν έχει πατώματα και στέγη. Διακρίνονται κατά κύριο λόγο διατμητικές ρωγμές στην ανατολική, δυτική και βόρεια όψη, καθώς και εκτός επιπέδου κάμψης στη δυτική και τη βόρεια, που εντείνονται και από την κακή πλέξη των λίθων στην ανώτερη κυρίως στάθμη, αλλά και τη διάνοιξη ανοιγμάτων χωρίς προσοχή που οδήγησαν και στην κατάρρευση της τοιχοποιίας στη ΒΔ άκρο του Β τοίχου.

Παρ' όλα αυτά, το κατ' αρχήν προβληματικό σημείο του κτιριακού συνόλου είναι η αδόκιμη συναρμογή των δύο όγκων: του κυρίως κτιρίου με τον εξωτερικό πύργο. Μάλιστα, στην γ' στάθμη, η συναρμογή γίνεται πολύ κοντά με το παράθυρο (που σήμερα είναι ετοιμόρροπο λόγω αποκόλλησης της γωνίας), ενώ από την άλλη πλευρά υπάρχει και μεγαλύτερο άνοιγμα (επίσης ετοιμόρροπο και στραμμένο προς νότο). Από αυτό το «δάγκωμα» των όγκων ξεκινούν όλα τα σοβαρά προβλήματα, καθώς η συμμετρική, κατά τα άλλα, κατοικία επηρεάζεται αρνητικά από τον κατά κορυφήν εξωτερικό πύργο, ο οποίος μετατρέπει το σύνολο σε έντονα ασύμμετρο, μετατοπίζοντας το κέντρο ελαστικής στροφής από το κέντρο βάρους (Σχήμα 10).

Τέλος, διερευνώντας τα σεισμολογικά δεδομένα της ευρύτερης περιοχής παρατηρείται ότι υπήρξε έντονη σεισμική δραστηριότητα, με ισχυρούς σεισμούς που έχουν καταγραφεί ως *ιστορικοί* (πηγή: ΟΑΣΠ), όπως ο σεισμός των 6,8 ρίχτερ στο Αγρίνιο, στις 31/3/1965. Τα δημοσιεύματα της εποχής κάνουν λόγο για καταστροφή 150 σπιτιών μέσα στην πόλη του Αγρινίου, γενικότερες ζημιές σε 1000 κατοικίες και 6 νεκρούς! Άλλοι σημαντικοί σεισμοί που έχουν καταγραφεί στην περιοχή, και αναμφίβολα επηρέασαν τον υπό μελέτη πύργο, είναι: 5/2/1966: σεισμός 6,2 ρίχτερ στην λίμνη των Κρεμαστών, με 1 νεκρό, 60 τραυματίες και ζημιές σε 1500 σπίτια - 29/10/1966: σεισμός 6,0 ρίχτερ στην περιοχή της Κατούνας, με 1 νεκρό - 31/12/1975: σεισμός 5,7 ρίχτερ στην λίμνη Τριχωνίδα (πηγή: ΟΑΣΠ).



Σχήμα 10: Σχηματική πιθανή υπόθεση κατάρρευσης του εξωτερικού πύργου – ερμηνεία των σεισμικών φορτίσεων. Κατά τη διεύθυνση Β-Ν, ο δυτικός τοίχος του κυρίως κτίσματος εμβολίζει τον πύργο στη θέση συναρμογής τους, η δε ύπαρξη στη γωνία ανοίγματος οδηγεί στην κατάρρευση της περιοχής. Ο νότιος τοίχος του εξωτερικού πύργου, πιο ψηλός και λυγηρός και χωρίς καμία αντιστήριξη, καταπονείται σημαντικά μέσω των θόλων. Κατά την διεύθυνση Ν-Β ο ανατολικός τοίχος του πύργου εμβολίζει τον νότιο τοίχο του κυρίως κτίσματος. Κατά την διεύθυνση Α-Δ τα αφόρτιστα τύμπανα των θόλων αστοχούν εκτός επιπέδου.

Υπόθεση κατάρρευσης εξωτερικού πύργου (με βάση και τα φωτογραφικά τεκμήρια)

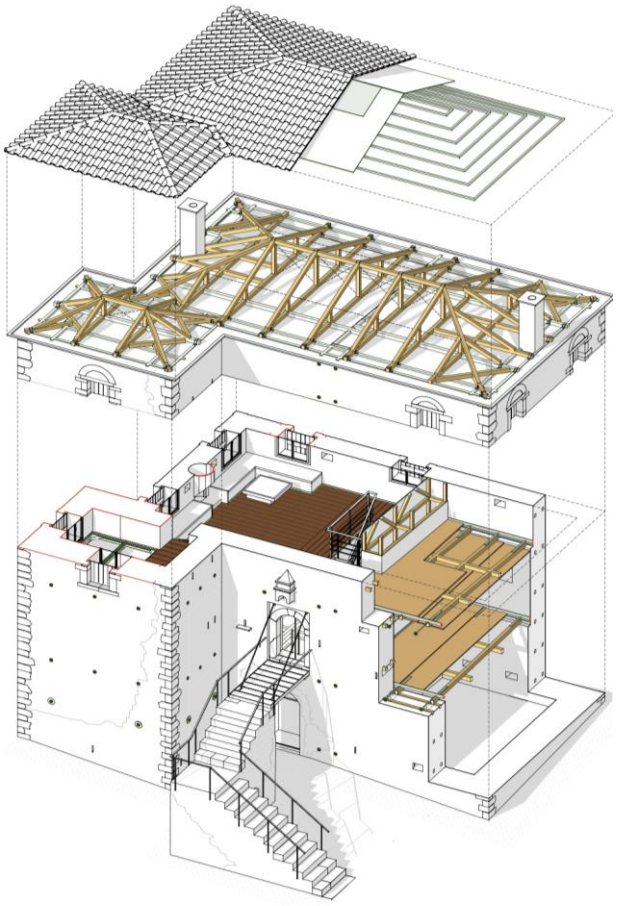
Με βάση τις παραπάνω παρατηρήσεις επιχειρείται σε αυτά που ακολουθούν να δοθεί μια πιθανή υπόθεση της αλληλουχίας των βλαβών που θα μπορούσαν να έχουν οδηγήσει στην κατάρρευση του Πύργου.

1. Ολική αφαίρεση της στέγης (άγνωστο από ποιόν και υπό ποιές συνθήκες).
2. Χρόνια εισροή υγρασίας, σάπισμα ξυλοδεσιών, ξέπλυμα κονιαμάτων, βανδαλισμοί.
3. Σεισμικές δράσεις, από τις οποίες αρχικά καταρρέει το δυτικό τύμπανο του εξωτερικού πύργου (πιθανόν ανεπαρκώς συνδεδεμένο με τις ξυλοδεσιές) – επακόλουθη ρηγμάτωση των πλευρικών του τοίχων («ξεκλείδωμα» των γωνιών) που αποτελούν και έδραση των θόλων.
4. Ακολουθία και άλλων σεισμικών δράσεων, με αποτέλεσμα την αποκόλληση των ήδη ρηγματωμένων τοίχων και τελικώς την κατάρρευσή τους. Ταυτόχρονη υποχώρηση των θόλων λόγω απώλειας έδρασης, κυρίως του θόλου της γ’ στάθμης.
5. Εμβολισμός του εξωτερικού πύργου από τον δυτικό τοίχο του κυρίως κτιρίου (σε εντός επιπέδου φόρτιση του δυτικού τοίχου), με αποτέλεσμα την αποκόλληση της αδύναμης γωνίας ψηλά στη συναρμογή των δύο όγκων και την στροφή τμήματος του τοίχου προς νότο. Εντονότερη κατάρρευση των θόλων.
6. Παράλληλα εμβολισμός του νότιου τοίχου του κτίσματος από τον δυτικό τοίχο του πύργου.

2. ΠΡΟΤΑΣΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Οι κύριοι άξονες της αποκατάστασης

Η αποκατάσταση του «Πύργου του Μουχτάρ» έχει τρεις κύριους στόχους: α) την δομική στερέωση του κτιρίου και την οικοδομική αποκατάσταση των φθορών του (Σχήμα 11), β) την αποκατάσταση της αρχιτεκτονικής αρτιότητας του κτιρίου με παράλληλο σεβασμό των βασικών αρχιτεκτονικών φάσεων του κτιρίου, γ) τη λειτουργική προσαρμογή στη νέα του χρήση ως μουσειακός χώρος.



Σχήμα 11: Γενική αξονομετρική τομή της πρότασης στερέωσης - αποκατάστασης

Οι οικοδομικές επεμβάσεις οφείλουν να τηρούν, στο βαθμό του εφικτού, την αρχή της αναστρεψιμότητας και να εξασφαλίζουν την επιμήκυνση της ζωής του κτιρίου. Στην περίπτωση επεμβάσεων που δεν είναι αναστρέψιμες αλλά είναι αναγκαίες για την στερέωση του κτιρίου λαμβάνονται κατάλληλα μέτρα για τα υλικά και τον τρόπο επέμβασης, ώστε να εξασφαλισθεί η επανεπεμβασιμότητα από τις μελλοντικές γενεές. Σε κάθε περίπτωση οι επεμβάσεις πρέπει να είναι διακριτές και διακριτικές και να επιλέγονται υλικά ανθεκτικά στο χρόνο και συμβατά με τα επί τόπου υλικά.

Η επανάχρηση προβλέπει τον διαχωρισμό των δωματίων με κύριο γνώμονα τη διατήρηση και την ανάδειξη του ύφους των χώρων κατά την αρχική τους μορφή. Έτσι, η επέμβαση αποσκοπεί στη λειτουργική προσαρμογή του υπάρχοντος χώρου σε μουσείο του εαυτού του, με διατήρηση των στοιχείων του και όχι στην ένταξη ενός σύγχρονου μουσείου μέσα σε αυτό. Στη διατήρηση της αυθεντικότητας του κτιρίου συντείνει η διατήρηση χρηστικών στοιχείων, όπως η ανασυρόμενη γέφυρα στην κύρια είσοδο, η καταχύστρα και οι

τυφεκιοθυρίδες, η ανακατασκευή των εσωτερικών κλιμάκων στα ίχνη των αρχικών (Σχήμα 12-δ), καθώς και η αποκατάσταση των οντάδων της γ' στάθμης. Το σύνολο των παρεμβάσεων που αφορούν στην αποκατάσταση της αρχιτεκτονικής αρτιότητας, της δομικής στερέωσης και της λειτουργικής προσαρμογής, αφενός επιτρέπουν τη συνέχιση της ζωής του κτιρίου μέσω της νέας του χρήσης, αφετέρου αποδίδουν στην τοπική κοινωνία ένα αποκατεστημένο μέρος της, επάνω στο οποίο διασώζονται όλα τα χαρακτηριστικά στοιχεία που έχει αφήσει η πολυπολιτισμική ιστορία της.

Κτιριολογικό πρόγραμμα

Ισόγειο:

(Σχήμα 12-α) Οι τοίχοι του ισογείου θα διατηρηθούν ανεπίχριστοι προκειμένου να διακρίνεται σαφώς η αρχική μορφή των βοηθητικών χώρων. Στον χώρο εισόδου (Α1) οργανώνεται ανοιχτή ανασκαφή με έκθεση πιθαριών και ευρημάτων που σχετίζονται με τον πύργο, ενώ στο σκοτεινό ανατολικό δωμάτιο (Α2) διαμορφώνεται χώρος προβολών και ενημέρωσης των επισκεπτών με θέμα την ιστορία του κτιρίου αλλά και το βίο του περιβόητου «Μουχτάρ». Στην περίπτωση που οι ανασκαφικές έρευνες αποδείξουν την ύπαρξη υπόγειου χώρου, η μελέτη θα αναπροσαρμοστεί με βάση τα νέα δεδομένα. Το επίπεδο του άμεσου περιβάλλοντος χώρου προτείνεται να διαμορφωθεί στη στάθμη όπου βρισκόταν κατά την ανέγερση της πυργοκατοικίας, όπως προκύπτει από τη βάση της εξωτερικής λίθινης κλίμακας και από τις φραγμένες τυφεκιοθυρίδες της βορεινής περιοχής λόγω προσχώσεων. Η πρόσβαση των ατόμων με κινητικά προβλήματα στον ευρύτερο χώρο αλλά και η είσοδος των επισκεπτών θα γίνεται μέσω ειδικά διαμορφωμένων ραμπών ήπιας κλίσης (με πλατύσκαλα ανά 10,00 μέτρα μήκους), με κύριο υλικό το πατημένο χώμα, ενισχυμένο με σταθεροποιητές για την ομαλή διέλευση. Οι χώροι του ισογείου θα είναι προσβάσιμοι και από ΑμεΑ.

Β' στάθμη (μεσαίος όροφος):

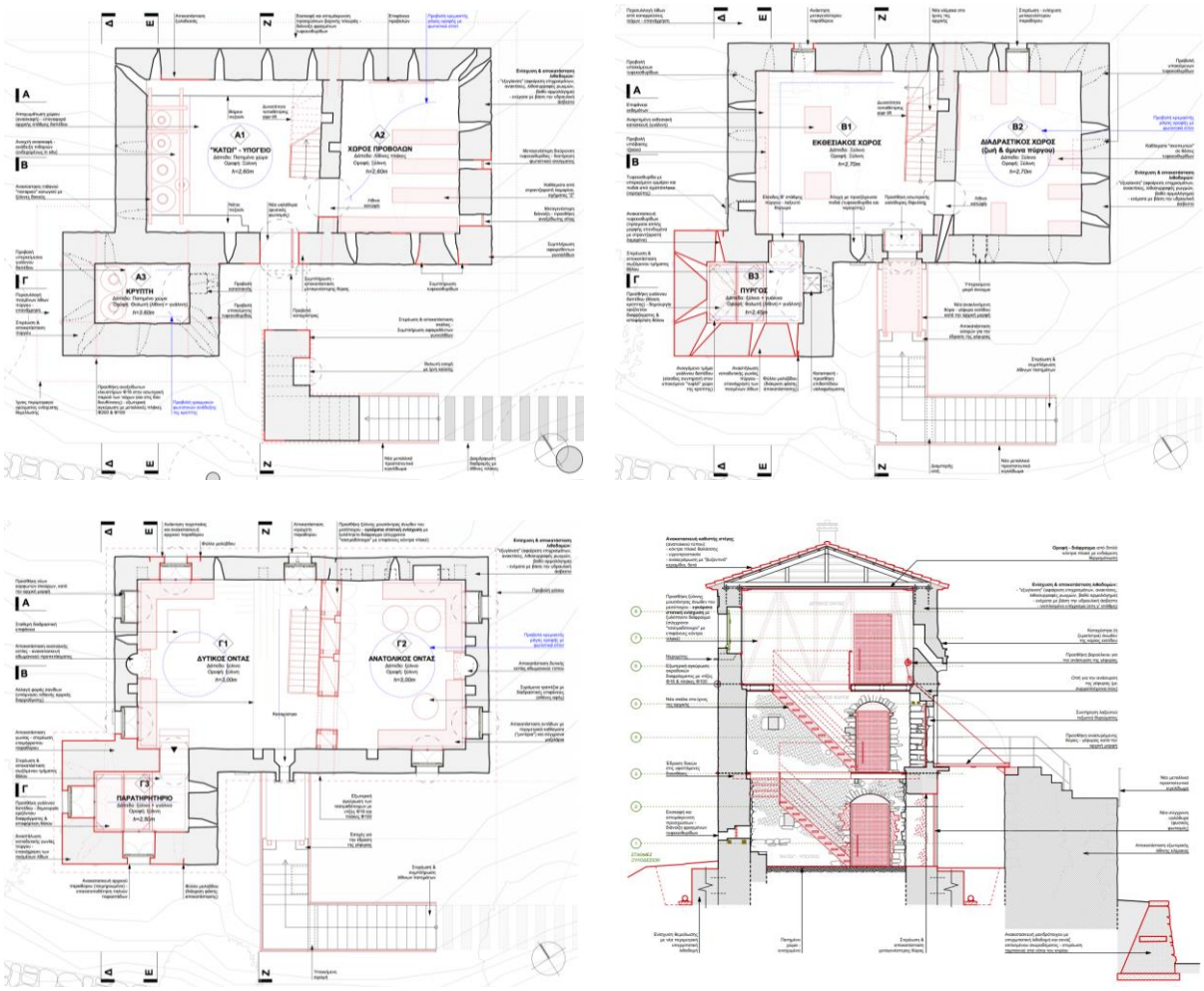
(Σχήμα 12-β) Στον μεσαίο όροφο θα διαμορφωθούν χώροι έκθεσης και διάδρασης των επισκεπτών. Στο δυτικό δωμάτιο (Β1) φιλοξενούνται εκθέματα λαογραφικού περιεχομένου σε συνδυασμό με επίτοιχη προβολή, ενώ το ανατολικό δωμάτιο (Β2) θα λειτουργεί διαδραστικά, αναδεικνύοντας την πάλαι ποτέ ζωή και άμυνα του πύργου. Οι επισκέπτες, με έμφαση στις μικρότερες ηλικίες, καθήμενοι σε ειδικού σχεδίου σύγχρονα καθίσματα στο πλάι των τυφεκιοθυρίδων, και σε συνδυασμό με σχετικό οπτικοακουστικό υλικό, θα αναβιώνουν τη στιγμή που ο ένοικος αμύνεται έναντι μιας ληστρικής επίθεσης ή κάποιας εχθρικής προσβολής από τον εξωτερικό χώρο. Στον χώρο του εξωτερικού πύργου θα μπορεί κανείς να δει τον υποκείμενο (μη προσβάσιμο) χώρο της κρύπτης, μέσω γυάλινου δαπέδου στο τμήμα του καταρρεύσαντος θόλου.

Γ' στάθμη («καλός» όροφος):

(Σχήμα 12-γ) Διδακτική αποκατάσταση των οντάδων με τα βασικά τους στοιχεία: εστίες στη μέση των στενών πλευρών, πλαισιωμένες από χαμηλά καθίσματα (μιντέρια) και παρεμβολή μουσάντρας, όπως αυτά προκύπτουν από τα σωζόμενα ίχνη. Η διαίρεση της στάθμης σε δύο κύρια δωμάτια, τεκμηριώνεται και από άλλα αντίστοιχα παραδείγματα πυργόσπιτων. Ο χώρος του εξωτερικού πύργου θα λειτουργήσει ξανά ως παρατηρητήριο, λόγω της προνομιακής του θέσης.

Τα κατεστραμμένα στοιχεία θα ανακατασκευασθούν, με βάση τη μορφή που προκύπτει από τα σωζόμενα ίχνη τους, από την ανάλυση των πληροφοριών που μας παρέχουν τα οικοδομικά στοιχεία, από παλαιές φωτογραφίες, αλλά και από τη σύγκριση με αντίστοιχα παραδείγματα της ίδιας εποχής.

Οι μορφές που θα επιλεγούν οπωσδήποτε δεν θα είναι οι πιο πολύπλοκες, ωστόσο η πλήρης απλοποίηση για λόγους επιστημονικής ορθότητας ή για λόγους ειλικρίνειας της επεμβάσεως δεν ενδείκνυται, διότι κάτι τέτοιο θα πρόδιδε το χαρακτήρα και την ποιότητα της αρχιτεκτονικής αυτής. Αντίθετα, η ακριβής διαμόρφωση του χώρου βάσει κάποιου πιστού σχεδίου έχει την έννοια της μουσειακής εκθέσεως της αρχιτεκτονικής και της διδακτικής παρουσιάσεως, που δεν είναι αναληθής, αφού θα αναγράφεται σαφώς πώς και με ποιο πρότυπο έγινε η αναπαράσταση.

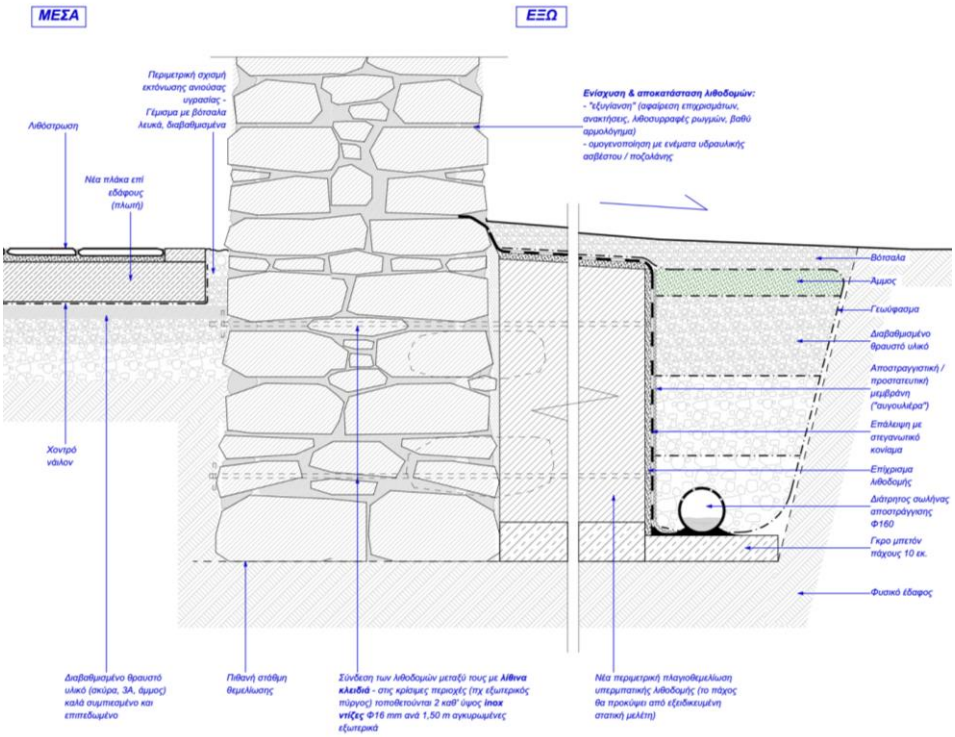


Σχήμα 12: (α) Κάτοψη ισογείου (β) Κάτοψη β' στάθμης
(γ) Κάτοψη γ' στάθμης (δ) Εγκάρσια τομή (περιοχή εισόδου)

Αναλυτική τεχνική περιγραφή των επεμβάσεων (ανά οικοδομικό στοιχείο):

Θεμέλια:

Απαιτούνται διερευνητικές τομές και εκτεταμένες αποχωματώσεις ώστε να διαπιστωθεί η κατάσταση της θεμελίωσης. Από τα επιφανειακά δεδομένα των επιτόπιων ερευνών, φαίνεται πως η θεμελίωση έχει γίνει πάνω σε επιχώσεις και κατά τόπους σε βράχο. Στον ισόγειο χώρο (Α1) της κατοικίας, στη βορεινή και στη νότια πλευρά σώζονται πεζούλια, ασύνδετα με τους τοίχους, που ίσως αποτέλεσαν μια ύστερη ενίσχυση της θεμελίωσης, αν και προϊδεάζουν για υπόγειο χώρο και εξυπηρέτηση παταριού. Σε κάθε περίπτωση, κρίνεται απαραίτητη η εξυγίανση και ενίσχυση της θεμελίωσης με την εφαρμογή ενεμάτων ομογενοποίησης και βαθειών αρμολογημάτων (Σχήμα 13).



Σχήμα 13: Λεπτομέρεια ενίσχυσης θεμελίωσης

Προτείνεται, επιπλέον, νέα περιμετρική πλαγιοθεμελίωση από υπερμπατική λιθοδομή, ελάχιστου πάχους όσο και το πάχος της υφιστάμενης θεμελίωσης. Για την σύνδεση της πλαγιοθεμελίωσης με τους υφιστάμενους τοίχους, προτείνονται λιθοσυρραφές με λίθινα κλειδιά και σε κρίσιμες περιοχές (όπως στην περίμετρο του εξωτερικού πύργου) η τοποθέτηση 2 καθ' ύψος ανοξείδωτων ντίζων Φ16 mm ανά 1,00 – 1,50 τρέχοντα μέτρα, αγκυρωμένες στα εξωτερικά μέτωπα των τοίχων με πλάκες Φ100, ροδέλες και παξιμάδια.
Σε αγκυρώσεις επί μη κατακόρυφων επιφανειών, είναι απαραίτητη η προσθήκη σφηνοειδών ροδέλων, για την ορθή παραλαβή των αξονικών δυνάμεων. Ειδικότερα στην περιοχή του εξωτερικού πύργου, λόγω της κατωφέρειας, η πλαγιοθεμελίωση θα κατασκευαστεί με τη μορφή αντηρίδας, για την καλύτερη κατανομή των φορτίσεων, σύμφωνα με τα σχετικά σχέδια. Σε περίπτωση που το υπέδαφος του πύργου κριθεί κακής ποιότητας, θα μελετηθεί ειδική ενίσχυση με πασσάλους.

Η περιμετρική πλαγιοθεμελίωση δομείται επί στρώσεως γκρο μπετόν, πάχους 20-25 εκ. οπλισμένου, και φτάνει μέχρι τη στάθμη του περιβάλλοντος εδάφους. Για την αποφυγή ανόδου υγρασίας στους περιμετρικούς τοίχους, μετά το πέρας των εργασιών ενίσχυσης της θεμελίωσης, κατασκευάζεται αποστραγγιστική τάφρος (drainage). Κατά την φάση των εργασιών προτείνεται αποκάλυψη του συνόλου των θεμελίων κατά τμήματα με παράλληλη ανασκαφική έρευνα για να τεκμηριωθεί η ύπαρξη υπόγειου χώρου (χώροι Α1 & Α3).

Τοίχοι:

Οι λιθόκτιστοι τοίχοι του κτιρίου θα αποκατασταθούν με την ακόλουθη σειρά εργασιών:

«Επισκευή» με αφαίρεση των εύθρυπτων αρμολογημάτων ή των τοπικών επιχρισμάτων, με τοπικές ανακτίσεις και με λιθοσυρραφές ρωγμών. Οι λιθοσυρραφές γίνονται κυρίως με λίθινα κλειδιά, αλλά όπου απαιτείται θα χρησιμοποιηθεί κονίαμα σταθερού όγκου (στις ιδιαίτερα αποδιοργανωμένες περιοχές) και λάμες από τινάνιο (ή inox) πάχους 3 mm, πλάτους 10-15 εκ. και μήκους τουλάχιστον 50 εκ. Ιδιαίτερη προσοχή θα δοθεί στις θέσεις με ελλιπή

εμπλοκή ώστε αυτή να βελτιωθεί μέσω των κλειδιών συρραφής. Λόγω της έλλειψης διάτονων και ημιδιάτονων λίθων κατά το πάχος θα τοποθετηθούν επίσης συστηματικά στις περιοχές με τις μεγαλύτερες βλάβες και διάτονοι λίθοι κατά το πάχος ή μεταλλικά στοιχεία σύνδεσης των εξωτερικών παρειών της τοιχοποιίας. Προτείνεται επίσης η εφαρμογή βαθέως αρμολογήματος, το οποίο θα είναι εισέχον στις θέσεις των οικοδομικών αρμών, ώστε να αναγιγνώσκεται η οικοδομική ιστορία του μνημείου.

Ενίσχυση με ενέματα ομογενοποίησης. Η κατάλληλη σύνθεση του ενέματος θα αποφασισθεί αφού γίνει έλεγχος και τεκμηρίωση των υλικών δομήσεως, ώστε να εξασφαλισθεί η ικανοποίηση των απαιτήσεων ενεσιμότητας, αντοχής και ανθεκτικότητάς. Καθώς έχουμε ένα πηλοκονίαμα, προτείνεται, με βάση τη βιβλιογραφία, σύνθεση ενέματος με βάση την υδραυλική άσβεστο + ποζολάνη + πηλό. Η ακριβής σύσταση και μέθοδος εφαρμογής των ενεμάτων θα καθορισθεί από την ειδική στατική μελέτη που θα είναι αναγκαίο να εκπονηθεί για το σύνολο των ενισχυτικών επεμβάσεων.

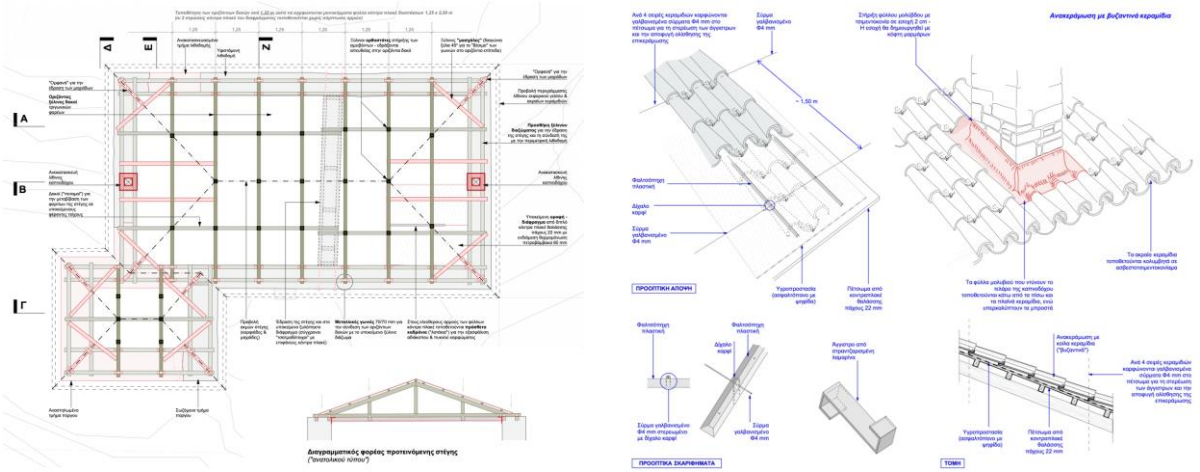
Εκτεταμένες ανακτίσεις – αναστυλώσεις: Για την αποκατάσταση της αρχικής μορφής, θα γίνει ανακατασκευή του καταρρεύσαντος τμήματος του εξωτερικού πύργου από το ίδιο υλικό της κατάρρευσης, εφόσον σώζεται πεσμένο στον άμεσο περιβάλλοντα χώρο. Ταυτόχρονα, θα στερεωθούν και θα ενισχυθούν τα εναπομείναντα τμήματα των θόλων (βλ. επόμενη παράγραφο αναλυτικά). Χαρακτηριστικοί λίθοι πεσμένοι στον άμεσο περιβάλλοντα χώρο (γωνιόλιθοι, παραστάδες παραθύρων κλπ) θα επανατοποθετηθούν στην αρχική θέση, μετά από περισυλλογή, ταξινόμηση και προσεκτική αρίθμησή τους. Τα νέα τμήματα των τοίχων θα κατασκευαστούν με την οικία παραδοσιακή μέθοδο, με ενσωμάτωση ξυλοδεσιών από πελεκητή ξυλεία δρυός στις στάθμες που ήδη υπάρχουν στρώσεις ξυλοδεσιών (επισημαίνονται στα σχέδια της μελέτης). Ιδιαίτερη μνεία θα δοθεί στην σύνδεση των νέων ξύλινων μελών μεταξύ τους αλλά και με τα υφιστάμενα ξύλα (για τον τρόπο αποκατάστασης των ξύλινων ενισχύσεων, βλ. σχετική παράγραφο). Τοποθέτηση φύλλων μολύβδου στις ορατές περιοχές που ανακατασκευάζονται, ώστε να διακρίνονται οι σύγχρονες αναστηλωτικές επεμβάσεις.

Στέγη:

Η στέγη θα ανακατασκευαστεί με πλήρη αντισεισμική επάρκεια, στην πιθανότερη αρχική μορφή της, «ανατολικού τύπου» ή καθιστή (Σχήμα 14-α). Η νέα επικάλυψη θα είναι από χειροποίητα κοίλα κεραμίδια (βυζαντινού τύπου), με φαρδείς στρωτήρες και στενότερους καλυπτήρες (Σχήμα 14-β), το χρώμα και η υφή των οποίων θα επιλεγεί με βάση τα σωζόμενα δείγματα.

Τα βυζαντινά κεραμίδια θα είναι τοποθετημένα εν ξηρώ πάνω στο ξύλινο σανίδωμα, ως εξής: Πάνω στο σανίδωμα (από ξυλεία δασικής πεύκης καλής ποιότητας, πχ κατράνι Μικράς Ασίας) θα διαστρωθεί και θα στερεωθεί διαπνέουσα υγρομονωτική μεμβράνη (ασφαλτόπανο με ψηφίδα). Παράλληλα με την κλίση της στέγης (κάθετα προς τους τοίχους) θα στερεωθούν πλαστικές φαλτσόπηχες, ανά 1,00 m περίπου. Κάθετα στις φαλτσόπηχες, ανά 4 σειρές κεραμιδιών καρφώνονται γαλβανισμένα σύρματα Φ4 mm για τη στερέωση των κεραμιδιών με ειδικά άγγιστρα από στραντζαρισμένη λαμαρίνα και για την αποφυγή ολίσθησης της επικεράμωσης. Τα ακραία κεραμίδια τοποθετούνται κολυμβητά σε ασβεστοτσιμεντοκονίαμα ενώ η όψη τους επιχρίεται με κονίαμα έγχρωμο, στην απόχρωση των κεραμιδιών.

Κατασκευή νέας καθιστής στέγης από σύνθετη ξυλεία με τριγωνικούς φορείς σε διεύθυνση από βορρά προς νότο, σε αποστάσεις περίπου ανά 1,50 μ., με πλήρη στατική επάρκεια, με μεταβίβαση των φορτίων της στους υποκείμενους περιμετρικούς τοίχους και στο εγκάρσιο ενισχυτικό πλαίσιο από τσατμάδες (μουσάντρα). Τα οριζόντια δοκάρια συνδέουν τους τοίχους από άκρο σε άκρο, συνδεδεμένα με το ξύλινο διάζωμα με ανοξείδωτες γωνιές 70/70. Τοποθετούνται και διαγώνια ξύλα («μασχάλες») για το δέσιμο των γωνιών.



Σχήμα 14: (α) Καθιστή στέγη – οριζόντιο επίπεδο, (β) Λεπτομέρειες επικεράμωσης

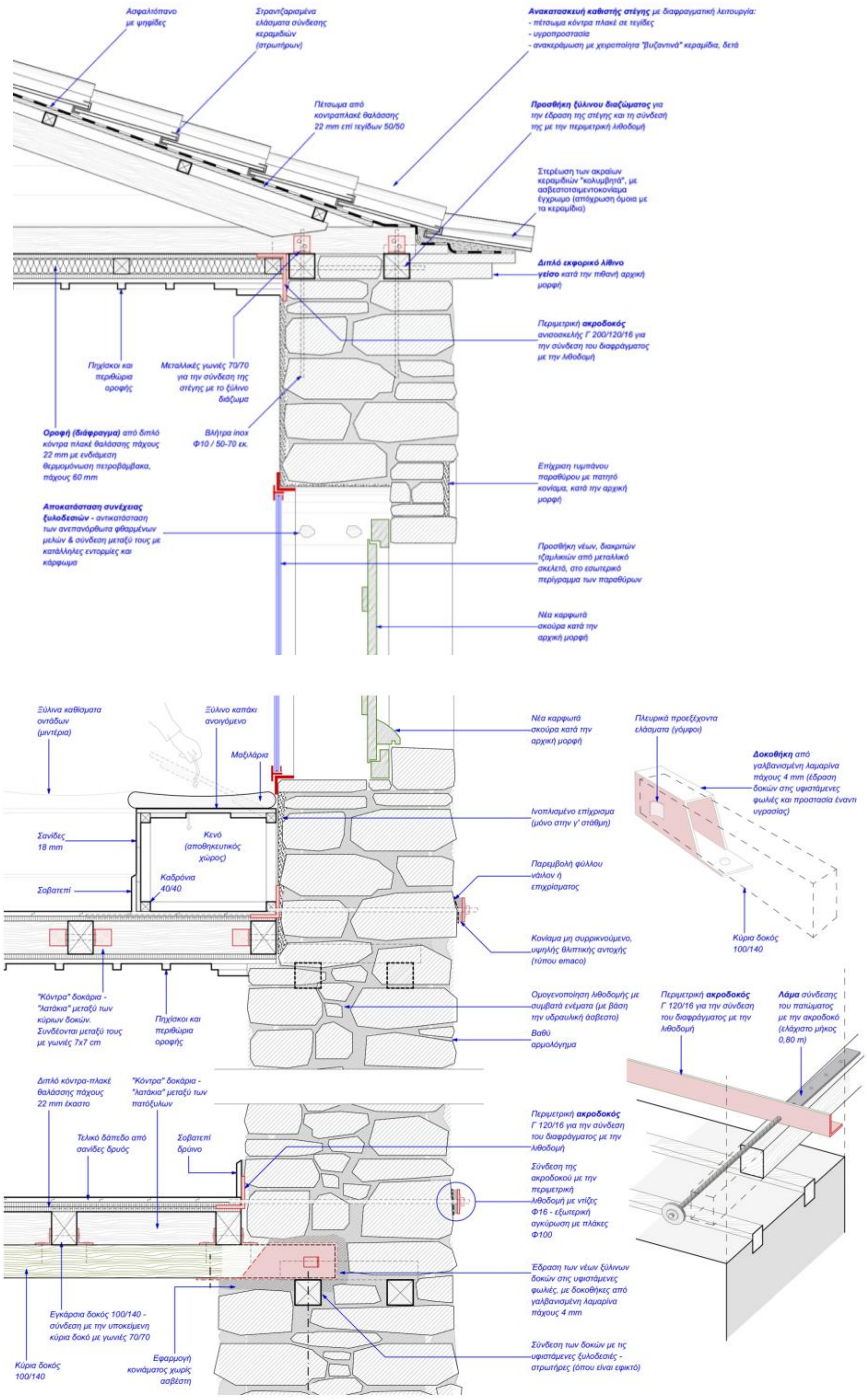
Όπως τεκμαίρεται από αντίστοιχα παραδείγματα τοπικής αρχιτεκτονικής της οθωμανικής περιόδου, το γείσο που έστεφε την περιμετρική λιθοδομή ήταν πιθανότατα απλής μορφής και αποτελούνταν από δύο σειρές εκφορικά τοποθετημένων λίθινων πλακών.
Κατ' αυτόν τον τρόπο θα ανακατασκευαστεί το λίθινο γείσο, από ασβεστολιθικές πλάκες πάχους 4-5 εκ., σε προεξοχή κατά 30 εκ. από την λιθοδομή. Η ανωδομή ενισχύεται με διπλό ξύλινο διάζωμα, στη στάθμη του γείσου (βλ. σχετική παράγραφο αναλυτικά).

Πατώματα – οροφές (διαφράγματα):
Τα ξύλινα πατώματα θα ανακατασκευαστούν κατά την αρχική τους μορφή, με χρήση των παλαιών φωλιών (δοκοθηκών). Το μοναδικό παλαιό πατόξυλο που σώζεται εντός δοκοθήκης στη βόρεια πλευρά του χώρου Α2, θα συντηρηθεί και θα φυλαχθεί, προκειμένου να ενταχθεί στο μουσειολογικό πρόγραμμα. Οι νέες ξύλινες δοκοί δέχονται στα άκρα τους ειδικές δοκοθήκες από γαλβανισμένη λαμαρίνα πάχους 4 mm, με σκοπό την καλύτερη έδρασή τους στις υφιστάμενες φωλιές και την αποφυγή συγκέντρωσης υγρασίας στο εισέχον τμήμα τους. Για την δημιουργία οριζόντιων διαφραγμάτων, επί της διαδοκίδωσης καρφώνονται 2 στρώσεις από φύλλα κόντρα πλακέ θαλάσσης πάχους 22 mm, χωρίς σύμπτωση των αρμών τους. Το κάρφωμα είναι πυκνό και πραγματοποιείται πάντοτε είτε επί δοκών, είτε σε πρόσθετα ξύλα («λατάκια») κατά την άλλη έννοια. Περιμετρικά και σε επαφή με την λιθοδομή, τοποθετείται ειδική μεταλλική γωνιά («ακροδοκός») διατομής Γ 100/100 ή ανισοσκελής κατά περίπτωση, για την σύνδεση του διαφράγματος με την περιμετρική τοιχοποιία. Η σύνδεση γίνεται με διαμπερείς ράβδους Φ16 mm που αγκυρώνονται στην εξωτερική παρειά της τοιχοποιίας με εμφανείς πλάκες Φ100 inox. Μεταξύ των πλακών και του τοίχου παρεμβάλλεται κονίαμα υψηλής θλιπτικής αντοχής, τύπου Emaco, ενώ οι ράβδοι ασφαλίζουν με παξιμάδια και ροδέλες. Εσωτερικά, στις ράβδους συγκολλούνται λάμες πάχους 10 mm, μήκους τουλάχιστον 60 cm, οι οποίες παρεμβάλλονται μεταξύ των στρώσεων κόντρα πλακέ και συνδέουν το διάφραγμα με την ακροδοκό.

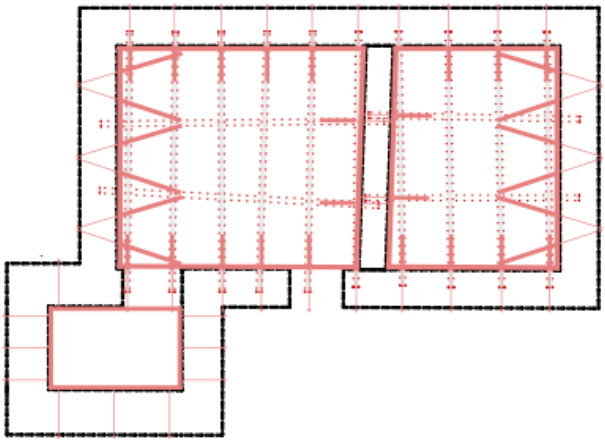
Οι νέες οροφές θα κατασκευαστούν βάσει αντίστοιχων παλαιών, αλλά σε απλουστευμένη μορφή λόγω έλλειψης τεκμηρίωσης (βλ. σχετικά σχέδια). Διαμορφώνονται απλά γραμμικά μοτίβα με πηχίσκους και περιθώρια. Στην γ' στάθμη, κάτω από τις δοκούς της οροφής, θα τοποθετηθεί διπλή στρώση κόντρα πλακέ πάχους 22 mm με παρεμβολή θερμομόνωσης από πετροβάμβακα πάχους 60 mm, απευθείας καρφωμένη στα οριζόντια δοκάρια του φορέα της στέγης. Για την εξασφάλιση οριζόντιας διαφραγματικής λειτουργίας, η οροφή συνδέεται

περιμετρικά με ακροδοκό διατομής Γ 200/120/16, η οποία βλητρώνεται με το ξύλινο διάζωμα και με την περιμετρική λιθοδομή.

Στους κλειστούς χώρους του ισογείου δεν θα κατασκευαστούν ξύλινες οροφές, αλλά θα παραμείνει εμφανής ο ξύλινος φορέας του πατώματος της α' στάθμης, δεδομένου ότι εξυπηρετούσαν αποθηκευτικούς χώρους. Το διάφραγμα θα διαμορφωθεί με ανάλογο τρόπο πάνω από τα πατόξυλα (Σχήματα 15 - 16).



Σχήμα 15: Οικοδομική τομή πρότασης αποκατάστασης: Λεπτομέρεια στέγης & πατωμάτων (διαφραγμάτων) και η σύνδεσή τους με την φέρουσα τοιχοποιία



Σχήμα 16: Σύνδεση διαφραγμάτων με την περιμετρική λιθοδομή (έχει ληφθεί υπόψη ο ΚΑΔΕΤ)

Ξύλινες ενισχύσεις:

Όπως διαπιστώθηκε κατά τις επιτόπιες έρευνες, το πυργόσπιτο διαθέτει οργανωμένο σύστημα ξύλινων ενισχύσεων, με διπλές ή και τριπλές ξυλοδεσιές σε στάθμες ανά 1,00 m καθ' ύψος περίπου. Προτείνεται η συμπλήρωση των υπαρχουσών ξυλοδεσιών με νέες, κατάλληλα συνδεδεμένες μεταξύ τους με εντορμίες και ανοξείδωτα στριφώνια. Θα επιχειρηθεί η πλήρης σύνδεση των ξύλων σε κάθε στάθμη, ώστε να λειτουργούν ενιαία, χωρικά.

Ωστόσο, επειδή δεν είναι εφικτή η πλήρης αποκάλυψη των ξύλινων μελών (με κίνδυνο ύπαρξης σαπισμένων ή προβληματικών σημείων) θα προστεθούν ανοξείδωτες ντίζες Φ10 mm σε κρίσιμα σημεία του κτιρίου, όπως στην σύνδεση του εξωτερικού πύργου με το κυρίως κτίριο. Οι ντίζες θα τοποθετηθούν είτε δίπλα σε τρέχοντα ξύλα, είτε κατά το πάχος τους, ανάλογα την περίπτωση, ώστε να εξασφαλιστεί η αδιάκοπη μεταξύ τους σύνδεση.

Στην απόληξη της περιμετρικής τοιχοποιίας, διαμορφώνεται ξύλινο διάζωμα για την έδραση της στέγης και την σύνδεσή της με την φέρουσα λιθοδομή. Τοποθετούνται ξυλοδεσιές διατομής 12x12 εκ, βλητρωμένες στην υποκείμενη τοιχοποιία με βλήτρα inox Φ10, σε βάθος 50-70 εκ. Τα οριζόντια δοκάρια της στέγης (που αποτελούν και τον φορέα της οροφής) συνδέονται με τα ξύλα του διαζώματος με μεταλλικές γωνιές 70/70 inox.

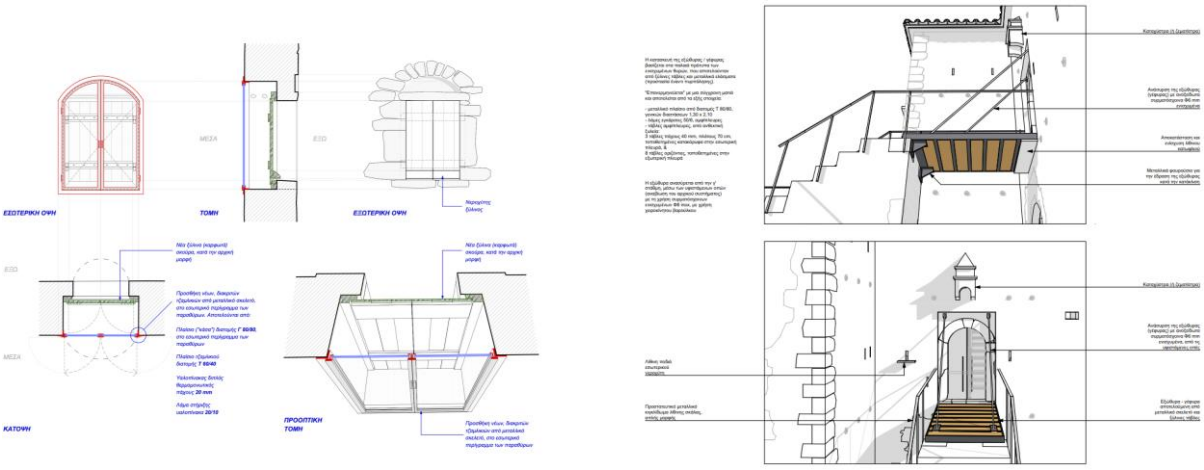
Για την εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας στο οριζόντιο επίπεδο της οροφής, τοποθετείται περιμετρική ακροδοκός ανισοσκελούς διατομής Γ 200/120/16 που συνδέει το διάφραγμα με την φέρουσα λιθοδομή (βλ. παράγραφο οροφών).

Επιχρίσματα – Αρμολογήματα:

Όλες οι εξωτερικές και εσωτερικές όψεις των λιθόκτιστων τοίχων θα αρμολογηθούν με συμβατό ασβεστοκονίαμα, με τρόπο ώστε να διατηρηθούν όλα τα αρχαιολογικά τεκμήρια των οικοδομικών φάσεων (κατασκευαστικοί αρμοί, ανοίγματα κ.ο.κ.). Το κονίαμα που θα χρησιμοποιηθεί θα έχει χρώμα υπόλευκο, χωρίς κεραμάλευρο, για να μην πάρει ρόδινη απόχρωση. Θα ενισχυθεί με θηραϊκή (ή μηλιακή) γη.

Τα τύμπανα άνωθεν των ανωφλιών των παραθύρων της γ' στάθμης θα επιχρισθούν με πατητό κονίαμα. Η χρήση πρόσμιξης τσιμέντου αποκλείεται, για να μην δημιουργηθεί αδιαπέραστη επιφάνεια πάνω από τις λιθοδομές, που πρέπει οπωσδήποτε να αναπνέουν για να μην εγκλωβιστεί υγρασία. Αντ' αυτού το επίχρισμα θα κατασκευαστεί από υδραυλική άσβεστο με ενίσχυση ποζολάνης (μηλιακής γης) και ινών πολυπροπυλενίου. Εσωτερικά, η γ' στάθμη επιχρίεται με ινοπλισμένο επίχρισμα.

Ανοίγματα-Κουφώματα:
Τα παράθυρα θα αποκτήσουν ξύλινα καρφωτά σκούρα, κατά την αρχική τους μορφή (Σχήμα 17). Στους οντάδες θα τοποθετηθούν επιπλέον ανοιγόμενα υαλοστάσια, τα οποία δεν υπήρχαν αρχικά, ώστε να μειωθούν οι θερμικές απώλειες. Προσθήκη νέων, διακριτών τζαμλικιών από μεταλλικό σκελετό στο εσωτερικό περίγραμμα των παραθύρων. Αποτελούνται από πλαίσιο («κάσα») διατομής Γ 80/80, πλαίσιο τζαμλικιών διατομής Τ 60/40, υαλοπίνακες διπλούς θερμομονωτικούς πάχους 20 mm και λάμες στήριξης 20/10.



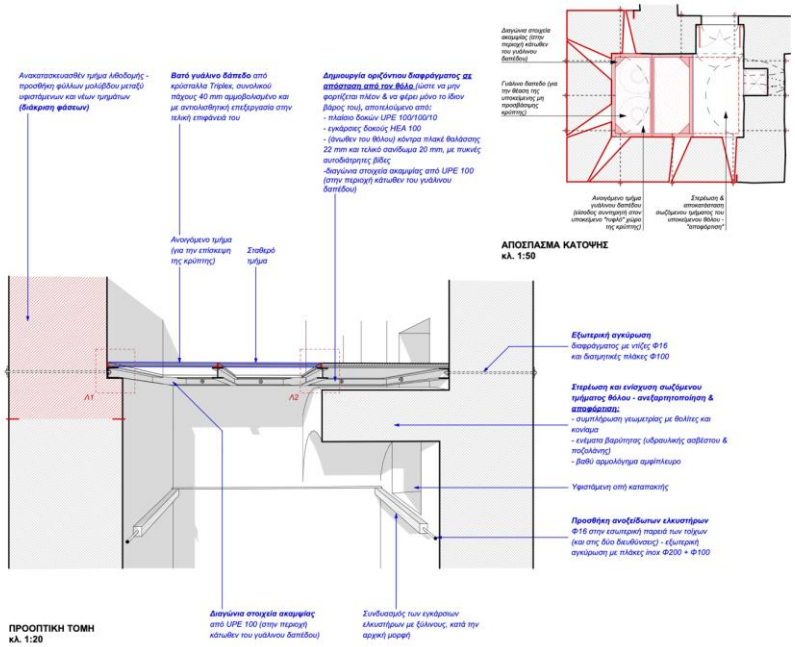
Σχήμα 17: Λεπτομέρειες αποκατάστασης κουφωμάτων

Οι θύρες, πλην της ανασυρόμενης γέφυρας, κατασκευάζονται γυάλινες με χαλύβδινα πλαίσια και οριζόντιες λάμες στα σημεία που τεκμηριώνεται η προ-ύπαρξη ξύλινης τραβέρσας ή αμπάρας, ως σύγχρονη έκφραση προηγούμενων μορφών αλλά και για βελτιστοποίηση του φυσικού φωτισμού μεταξύ των χώρων. Επιλέγεται το γυαλί ως διακριτή σύγχρονη παρέμβαση αλλά και για την οπτική ενοποίηση και τον επαρκή φωτισμό των ήδη σκοτεινών χώρων (του ισογείου και της β' στάθμης).

Η ανασυρόμενη γέφυρα στην κύρια είσοδο της β' στάθμης, ανακατασκευάζεται κατά τα παλαιά πρότυπα οχυρωματικών θυρών, με ξύλινες τάβλες δρυός, χαλύβδινο πλαίσιο με τραβέρσες από λάμες πάχους 10 mm και επένδυση με «αντιπυρπολικά» ελάσματα με εμφανή τα κεφάλια των καρφιών. Η ανάσυρση θα γίνεται όπως παλιά, μέσω των υφιστάμενων οπών άνωθεν του θυρώματος, με ενισχυμένα συρματόσχοινα Φ10 και χειροκίνητο βαρούλκο στην γ' στάθμη. Προσθήκη μιας επιπλέον εσωτερικής δίφυλλης υαλόθυρας securit, για να εξυπηρετεί στις περιπτώσεις που η εξωτερική θύρα είναι κατεβασμένη και λειτουργεί ως γέφυρα.

Θολοδομία εξωτερικού πύργου:
Οι θόλοι στερεώνονται κατάλληλα, συμπληρώνονται τόσο όσο απαιτείται ώστε να ολοκληρωθεί η γεωμετρία τους και διατηρούνται στην σημερινή τους κατάσταση, ως τεκμήρια του καταρρεύσαντος πύργου (Σχήμα 18). Τα τμήματα που έχουν καταπέσει θα συμπληρωθούν με σύγχρονο, διακριτό γυάλινο δάπεδο, σε συνδυασμό με την δημιουργία οριζόντιων διαφραγμάτων. Για τον λόγο αυτό, κρίνεται σκόπιμη η αποφόρτισή τους – θα φέρουν μόνο το ίδιον βάρος τους, ως εξής:

Για την εξυγίανση των θόλων του πύργου απαιτείται απομάκρυνση των επικαλύψεων των δαπέδων (της β' και της γ' στάθμης). Προηγείται πλήρης υποστύλωση με ξύλινους ορθοστάτες και με οριζόντια καδρόνια, με επιμελή κάλυψη της επιφανείας των εσωρραχίων από σανίδες σε πλήρη επαφή με τους θόλους.



Σχήμα 18: Αποκατάσταση θόλων - νέο οριζόντιο διάφραγμα σε απόσταση από τον θόλο (ενσωμάτωση γυάλινου δαπέδου για την θέαση της υποκείμενης "τυφλής" κρύπτης)

Η εργασία στα δάπεδα πρέπει να γίνει πολύ προσεκτικά, ώστε να μην προκληθούν περαιτέρω καταρρεύσεις. Κατά την αποκάλυψη των εξωρραχίων, η επισκευή θα περιλαμβάνει λιθοσυρραφές ρωγμών (επανενσφήνωση νέων θολιτών με κονίαμα, όμοιων χαρακτηριστικών με τους υπάρχοντες, ή και χρήση λαμών inox κατά μήκος των αρμών εάν απαιτούνται), τοπικά ενέματα βαρύτητας και νέο βαθύ αρμολόγημα και στις δύο παρειές. Το επισκευασμένο σωζόμενο τμήμα θα περιλαμβάνει περίπου το ήμισυ του αρχικού θόλου, και θα ενισχυθεί με πλευρικές γωνιές 120/120 εκατέρωθεν του εξωρραχίου, οι οποίες ακολουθούν την καμπυλότητα και τον συγκρατούν πλευρικά, εν είδει νάρθηκος.

Για την δημιουργία οριζόντιου διαφράγματος, κατασκευάζεται μεταλλικό πλαίσιο διατομών UPE 100/100/10 με εγκάρσιες δοκούς HEA 100, σε απόσταση τουλάχιστον 5 εκ. από τον θόλο, ώστε να μην μεταφέρονται κατακόρυφα φορτία (οι θόλοι πλέον θα φέρουν μόνο το ίδιον βάρος τους). Το μεταλλικό πλαίσιο συνδέεται με την περιμετρική τοιχοποιία με ντίζες inox Φ16, αγκυρωμένες στην εξωτερική παρειά με πλάκες Φ100/10, ροδέλες και παξιμάδια. Στο τμήμα άνωθεν του θόλου τοποθετείται φύλλο κόντρα πλακέ πάχους 22 mm με αυτοδιάτρητες βίδες και τελικό δάπεδο από σανίδες δρυός. Στο υπόλοιπο τμήμα, διαμορφώνεται τελικό γυάλινο δάπεδο, αποτελούμενο από δύο σταθερά κρύσταλλα (στην α' στάθμη το ένα εκ των κρυστάλλων είναι ανοιγόμενο ώστε να επιτρέπεται η πρόσβαση Συντηρητού στον υποκείμενο τυφλό χώρο της κρύπτης).

Τοποθέτηση φύλλων μολύβδου στις ορατές περιοχές που ανακατασκευάζονται, ώστε να διακρίνονται οι σύγχρονες αναστηλωτικές επεμβάσεις (ανακτίσεις).

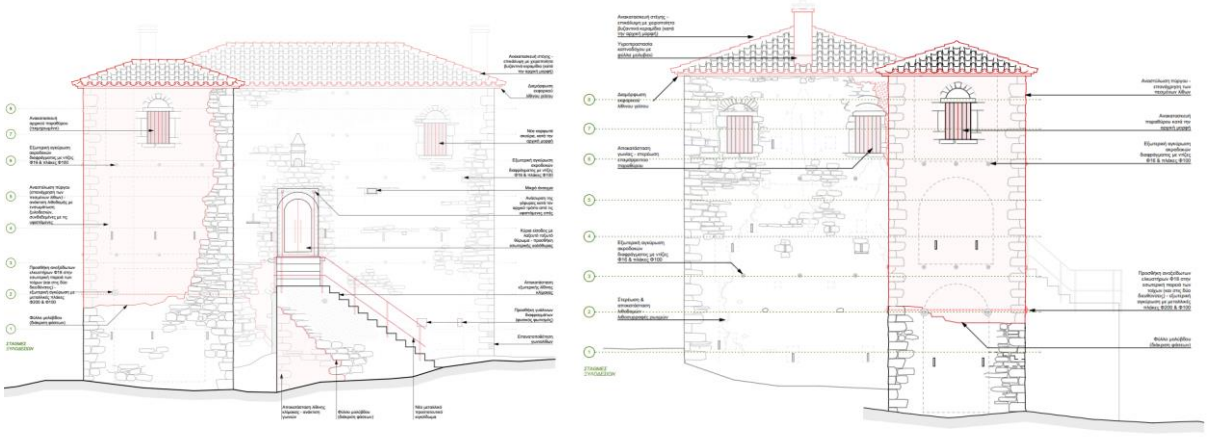
Μεταλλικοί ελκυστήρες στην γένεση του θόλου (στάθμη ισογείου):

Για την αντιμετώπιση των πλάγιων ωθήσεων και, κυρίως, λόγω του μεγαλύτερου ύψους του χώρου της κρύπτης συγκριτικά με τους υπερκείμενους χώρους, προτείνεται η τοποθέτηση τεσσάρων (4) μεταλλικών ελκυστήρων Φ16 mm στην εσωτερική παρειά των τοίχων. Τοποθετούνται δυο ελκυστήρες στη γένεση του θόλου (συνδυάζονται με ξύλινους, εφόσον προϋπήρχαν ξύλινοι) και δύο κατά την άλλη διεύθυνση.

Θα χρησιμοποιηθούν ράβδοι από ανοξείδωτο χάλυβα, αγκυρωμένες σε μεμονωμένες ανοξείδωτες διπλές πλάκες Φ200 + Φ100 στις εξωτερικές παρειές των τοίχων. Οι οπές θα διανοιχθούν με την δέουσα προσοχή, μετά την εξυγίανση των τοιχοποιιών (ενεμάτωση, αρμολογήματα, κτλ) και μετά την ανακατασκευή των νέων τμημάτων, με κατάλληλα μη κρουστικά τρυπάνια, σε σημεία που δεν διέρχονται ξυλοδεσιές.

Εσωτερικές σκάλες:
Ανακατασκευάζεται η σκάλα που οδηγεί από τον χώρο εισόδου στην γ' στάθμη σύμφωνα με τα σωζόμενα ίχνη της βαθμιδοφόρου στην δυτική πλευρά του μεσότοιχου. Νέα ελαφριά μεταλλική κατασκευή με βαθμιδοφόρους από ελάσματα πάχους 25 mm, πατήματα από στραντζαριστή λαμαρίνα 3 mm (δέχονται τελικό πάτημα από ξυλεία δρυός πάχους 30 mm) και κιγκλιδώματα αποτελούμενα από ορθοστάτες με διπλές λάμες 60/8 ανά περίπου 1,00 m, προστατευτικά γραμμικά μασίφ 25/25 και κουπαστή από σιδηροσωλήνα Φ60 με ειδική σχισμή κρυφού γραμμικού φωτισμού με leds στην κάτω πλευρά.

Όψεις:
Αποξήλωση των εύθρυπτων τοπικών επιχρισμάτων και τελική επίχριση με «αλειφτό» ινοπλισμένο επίχρισμα κατά την αρχική μορφή. Επαναφορά αρχικού ύψους στις όψεις (Σχήμα 19).



Σχήμα 19: (α) Νότια όψη, (β) Ανατολική όψη - διακρίνεται ο αναστηλωμένος εξωτερικός πύργος. Τοποθέτηση φύλλων μολύβδου για την διάκριση των φάσεων

Τρισδιάστατο άκαμπτο πλαίσιο οντάδων – Μουσάντρα (εγκάρσια στατική ενίσχυση):
Προτείνεται η ανακατασκευή μιας ξύλινης μουσάντρας άνωθεν του λίθινου μεσότοιχου, η οποία - πέραν της διδακτικής αποκατάστασης με τον επιμερισμό του ορόφου σε δύο οντάδες - θα προσφέρει την απαραίτητη εγκάρσια στατική ενίσχυση. Κατασκευάζεται ένα τρισδιάστατο άκαμπτο πλαίσιο από ξύλινες δοκούς, αποτελούμενο από δύο τσατμαδότοιχους σε απόσταση 60 εκ. συνδεδεμένους μεταξύ τους με εγκάρσια ξύλινα δοκάρια, σύμφωνα με τα σχετικά σχέδια. Ιδιαίτερη μνεία δίνεται στα διαγώνια στοιχεία που θα προσδώσουν την επιθυμητή ακαμψία στο ενισχυτικό πλαίσιο, καθώς επίσης και η ακόλουθη σύνδεση του πλαισίου με την περιμετρική τοιχοποιία. Η σύνδεση γίνεται με ντίζες Φ16 mm αγκυρωμένες στην εξωτερική παρειά των τοίχων με πλάκες Φ100, ροδέλες και παξιμάδια. Μεταξύ των πλακών και του τοίχου παρεμβάλλεται μη συρρικνούμενο κονίαμα υψηλής θλιπτικής αντοχής, τύπου Emaco, με προσθήκη φύλλου νάιλον στην επαφή με τον τοίχο.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Δημακόπουλος Ιορδάνης, *«Πύργοι: οι οχυρές κατοικίες της προεπαναστατικής Πελοποννήσου»*, 1985, αναδημοσίευση στο Αρχαιολογικό Δελτίο αρ. 88, ΥΠ.ΠΟ., Αθήνα 2005
[2] Ζαμενοπούλου – Χρονοπούλου Νίκη, *«Πυργόσπιτα σε μικρούς οικισμούς της περιοχής Ναυπλίας»*, Αθήνα, 1977
[3] Μαμαλούκος Σταύρος, *«Τεχνικές επέμβασης σε έργα αποκατάστασης μνημείων της παραδοσιακής αρχιτεκτονικής στην Ήπειρο»,* 2011
[4] Παλιούρας Αθανάσιος, *«Βυζαντινή Αιτωλοακαρνανία – Συμβολή στη βυζαντινή και μεταβυζαντινή μνημειακή τέχνη», Β'* έκδοση, ΙΦΙΤΟΣ, Αγρίνιο 2004
[5] Παπαϊωάννου Κωνσταντίνος, «Το ελληνικό παραδοσιακό σπίτι», Πανεπιστημιακές Εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα 2003
[6] Σπουδαστήριο Ιστορίας της Αρχιτεκτονικής, ΕΜΠ, «*Επώνυμα αρχοντικά των χρόνων της Τουρκοκρατία»ς*, εκδ. ΕΜΠ, Αθήνα 1986
[7] Τάσιος Θεοδόσης, *«Η μηχανική της τοιχοποιίας»,* Πανεπιστημιακές εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα, 1986
[8] Leake W. M., *«Travels in Northern Greece», 1835*
[9] *Woodhouse J. William, «AETOLIA – Its Geography, Topography, and Antiquities», Oxford, Clarendon Press, 1897*

ΑΡΘΡΑ – ΑΝΑΚΟΙΝΩΣΕΙΣ – ΣΥΝΕΔΡΙΑ

[1] Βιντζηλαίου Ε., Κονιώτη Μ., Μιλτιάδου Α., Χαρκιολάκης Ν., Χωραφά Ε., «Συστάσεις για την ανάλυση, συντήρηση και δομητική αποκατάσταση της αρχιτεκτονικής κληρονομιάς», ICOMOS, (Μετάφραση), Αθήνα 2004
[2] Γιαννακοπούλου Ελένη, *«ΤΟ ΖΕΥΓΟΣΤΑΣΙΟΝ ΜΑΧΤΑΡΙΝΑ: Μια περίπτωση εξέλιξης της εγγείου ιδιοκτησίας στην Αιτωλία»,* Β' Διεθνές Ιστορικό και Αρχαιολογικό Συνέδριο Αιτωλοακαρνανίας, Πρακτικά, Β' τόμος, Αγρίνιο 2004
[3] Καπώνης Νίκος, *«Δύο μνημεία του Αγρινίου του 19ου αιώνα: ο Άγιος Χριστόφορος και το αρχοντικό Σωχωρίτη»,* Ημερίδα: Η μνήμη του επαρχιακού αστικού τοπίου: το Αγρίνιο μέχρι τη δεκαετία του '60, εκδ. ΜΕΤΑΙΧΜΙΟ, Αθήνα 2003
[4] Μιλτιάδου – Fezans Ανδρονίκη, Τάσιος Θεοδόσης, «Σύγχρονες πρακτικές οδηγίες για την εφαρμογή των υδραυλικών ενεμάτων σε ιστορικές κατασκευές, στη Θεσσαλονίκη», Πρακτικά 2ου Εθνικού Συνεδρίου «Ήπιες Επεμβάσεις για την προστασία ιστορικών κατασκευών», 14-16/10/2009
[5] Παπακωνσταντίνου Σ. Δημήτρης, *«Πυργόσπιτα της Αιτωλοακαρνανίας κατά την όψιμη Τουρκοκρατία:Η περίπτωση της Μουχταρίνας στο Δογρή Τριχωνίδας»,* Β' Διεθνές Ιστορικό και Αρχαιολογικό Συνέδριο Αιτωλοακαρνανίας, Πρακτικά, Β' τόμος, Αγρίνιο 2004
[6] Τουλιάτος Παναγιώτης, *«Η συμπεριφορά της ιστορική κατασκευής ως συνόλου σε σεισμική καταπόνηση: Η σημασία του ρόλου του ξύλου»,* Πρακτικά Διεθνούς Σεμιναρίου «Αποκατάσταση των ιστορικών κατασκευών σε σεισμικές περιοχές», Μυτιλήνη, Λέσβος 24-26 Μαΐου 2001, έκδοση ΟΑΣΠ, ΕΚΠΠΣ, ΕΜΠ, Πανεπιστήμιο Αιγαίου
[7] Vintzileou Elizabeth, Miltiadou – Fezans Androniki, *«Mechanical properties of three-leaf stone masonry grouted with ternary or hydraulic lime-based grouts»,* Engineering – Structures, 2008
[8] Kalagri A., Miltiadou – Fezans A., Vintzileou E., *«Design and evaluation of hydraulic lime grouts for the strengthening of stone masonry historic structures", 2010*
[9] Miltiadou – Fezans Androniki, «Criteria for the design of hydraulic grouts injectable into fine cracks and evaluation of their efficiency», TEE, 1998

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

[1] Προσχέδιο Ρυθμιστικού Πλαισίου για τις δομητικές επεμβάσεις και την αντισεισμική προστασία των Μνημείων, ΟΑΣΠ & ΕΚΠΠΣ, 2010
[2] ΚΑΔΕΤ (Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας), 2021

ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ
Η εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια του ΔΠΜΣ *«Προστασία Μνημείων»* ΕΜΠ – Α' Κατεύθυνση: *Συντήρηση και Αποκατάσταση Ιστορικών Κτιρίων και Συνόλων*, υπό την επίβλεψη των Καθηγητών: Κ. Καραδήμα – Καθηγητή ΕΜΠ, Γ. Κίζη – Ομ. Καθηγητή ΕΜΠ, Α. Μιλτιάδου – Αν. Καθηγήτριας ΕΜΠ, τους οποίους και ευχαριστώ θερμά για την καθοδήγηση. Ευχαριστίες και στον Αν. Καθηγητή Παν. Πατρών Στ. Μαμαλούκο, για τις συμβουλές του επί της «παραδοσιακής» οχυρωματικής αρχιτεκτονικής και την υπόδειξη σχετικών κτιρίων της ευρύτερης περιοχής μελέτης.

Ευχαριστίες απευθύνονται στην *Εφορεία Αρχαιοτήτων Αιτωλοακαρνανίας & Λευκάδος* για τη διάθεση σχετικού υλικού και για τις σχετικές ενέργειες, καθώς και στην *Δ/νση Βυζαντινών και Μεταβυζαντινών Αρχαιοτήτων του ΥΠΠΟΑ* για την χορήγηση άδειας *«φωτογράφισης, αποτύπωσης, τεκμηρίωσης και δημοσίευσης του Πύργου Μουχτάρ στη Δογρή, του Δήμου Αγρινίου»*, κατόπιν και της ομόφωνης γνωμοδότησης του Τοπικού Συμβουλίου Μνημείων Δυτικής Ελλάδος.

Σημείωση:
Όλες οι εικόνες που περιλαμβάνονται στην παρούσα δημοσίευση προέρχονται από την εν λόγω μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία και αποτελούν προσωπικά σχέδια του συγγραφέα.

Η πλήρης εργασία (τεύχος και σχέδια) βρίσκεται αναρτημένη στο Ψηφιακό Αποθετήριο της Κεντρικής Βιβλιοθήκης του ΕΜΠ, στον ιστότοπο: https://dspace.lib.ntua.gr, στην ενότητα των μεταπτυχιακών διπλωματικών εργασιών, με τα στοιχεία του συγγραφέα.

ΕΡΓΑΣΙΕΣ ΧΟΡΗΓΩΝ

ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΚΡΥΣΤΑΛΛΩΝ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΣΕ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΓΙΑ ΑΝΘΕΚΤΙΚΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΚΥΡΙΑΚΟΣ ΠΕΤΡΟΥ
Μηχανολόγος Μηχανικός MSc.-Υπεύθυνος Τεχνικού Τμήματος, k.petrou@penetron.gr
Dr. ΠΑΝΑΓΙΩΤΑ ΑΛΑΦΟΓΙΑΝΝΗ
Μηχανικός Επιστήμης Υλικών PhD.-Τμήμα Τεχνικής Υποστήριξης, p.alafogianni@penetron.gr
ΣΟΦΙΑ ΚΑΡΑΜΑΝΟΥ
Πολιτικός Μηχανικός MSc.- Υπεύθυνη Σχεδιασμού Σκυροδέματος & Εργαστηρίου, s.karamanou@penetron.gr

Περίληψη
Οι τεχνολογίες με ανάπτυξη κρυστάλλων στο σκυρόδεμα, ήδη γνωστές από τη δεκαετία του ’50, είχαν αρχικά χρησιμοποιηθεί για τη στεγανοποίηση κατασκευών, σε μεγάλα έργα υποδομών, αλλά και σε βιομηχανικά και κτηριακά έργα. Σήμερα, τα συστήματα αυτά κατέχουν ηγετική θέση και χρησιμοποιούνται τόσο στην επισκευή και προστασία κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, όσο και στη νέα κατασκευή, εξασφαλίζοντας από την αρχή την μακρόχρονη προστασία και αυτό-ίαση των κατασκευών (ανθεκτικότητα κατασκευών / durability).

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι τεχνολογίες με ανάπτυξη κρυστάλλων στο σκυρόδεμα, ήδη γνωστές από τη δεκαετία του ’50, είχαν αρχικά χρησιμοποιηθεί για τη στεγανοποίηση κατασκευών, σε μεγάλα έργα υποδομών, αλλά και σε βιομηχανικά και κτηριακά έργα [1, 2].

Αρχικά, περιελάμβαναν, κυρίως επαλειπτικά, τσιμεντοειδούς βάσης προϊόντα, με δυνατότητα να διεισδύουν βαθύτερα μέσα στα τριχοειδή και τους πόρους του σκυροδέματος, σφραγίζοντάς τα, με αναπτύγματα πυριτικών αλάτων (κρύσταλλοι), που σε μικρά πάχη είχαν μια αδιάλυτη και σταθερή μορφή. Με την πάροδο των ετών, οι τεχνολογίες αυτές εξελίχθηκαν με την παράλληλη ανάπτυξη της γκάμας των προϊόντων ανάπτυξης κρυστάλλων, σε επισκευαστικά συστήματα με μόνιμα αποτελέσματα. Είχαν επίσης, σαν σημαντικό αποτέλεσμα την αύξηση των χημικών και μηχανικών αντοχών των κατασκευών, με την δυνατότητα επανεπούλωσης νέων τριχοειδών (self-healing), όταν το νερό εισχωρούσε σε αυτά, αντιδρώντας εκ νέου [1, 16].

Στην δεκαετία του ’70 εξελίσσεται από την εταιρεία PENETRON®, σύστημα με ανάπτυξη κρυστάλλων, που περιλαμβάνει, εκτός από επαλειπτικά, τσιμεντοειδή με μεγάλη διείσδυση και συνεχή επανεπούλωση τριχοειδών και πόρων έως 0,4 mm, αντίστοιχης τεχνολογίας επισκευαστικά κονιάματα, ενέματα, ταχύπηκτα σφραγιστικά, αλλά και αργότερα πρόσμικτα σκυροδέματος και κονιαμάτων. Για να γίνει αντιληπτή η λειτουργία αυτών των τεχνολογιών, αλλά και οι εφαρμογές στην επισκευή και προστασία των κατασκευών, θα πρέπει να ξεκινήσουμε από την παθολογία αυτού καθαυτού του σκυροδέματος και των παραγόντων που επηρεάζουν τις ιδιότητές του [17].

Το σκυρόδεμα είναι το πιο κοινό, ανθρωπογενές, δομικό υλικό στον κόσμο και συγκεκριμένα αποτελεί το δεύτερο σε κατανάλωση υλικό στη Γη μετά το νερό. Διαθέτει μια σχετικά καλή αντοχή και τα δομικά στοιχεία από σκυρόδεμα μπορούν να διαμορφωθούν αρκετά εύκολα σε διάφορα σχήματα και μεγέθη.

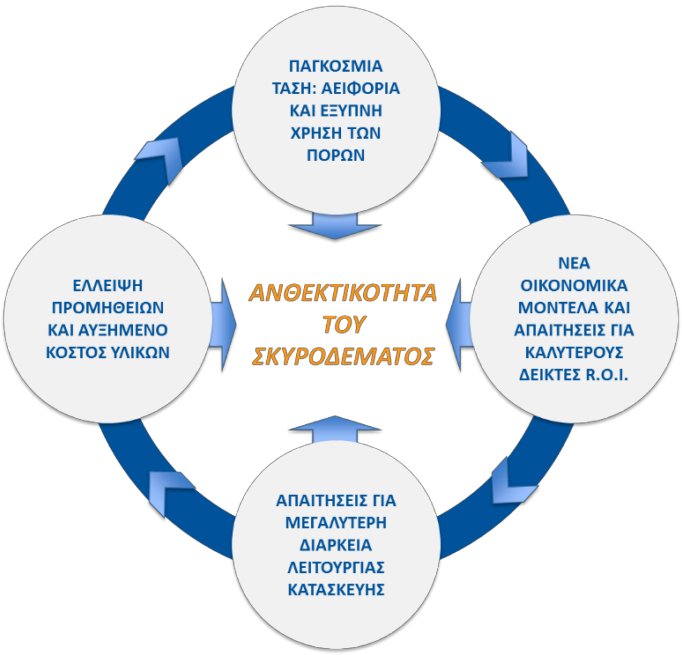
Σχ. 1: Κατασκευές με υψηλές απαιτήσεις στεγάνωσης και προστασίας [17]

Ανθεκτικότητα του σκυροδέματος από υδραυλικό τσιμέντο, ορίζεται, ως η ικανότητά του να ανθίσταται στις καιρικές συνθήκες, στη χημική προσβολή, στην τριβή ή σε οποιαδήποτε άλλη μέθοδο αλλοίωσης. Το ανθεκτικό σκυρόδεμα θα διατηρήσει την αρχική του μορφή, την ποιότητα και την λειτουργικότητά του, όταν βρίσκεται εκτεθειμένο στο περιβάλλον του.

Παρά την ανθεκτικότητά του, το σκυρόδεμα (ακόμα και το υψηλής ποιότητας σκυροδέμα) είναι ένα πορώδες υλικό. Το πλεονάζον εξατμιζόμενο νερό στο στάδιο ενυδάτωσης του σκυροδέματος, θα δημιουργήσει εκατομμύρια πόρους και τριχοειδή στο σκυρόδεμα. Επιπλέον, οι ενδιάμεσες ζώνες μετάβασης (ITZ) (ένα μέρος της μικροδομής του σκυροδέματος που περιγράφει την ζώνη που υπάρχει ανάμεσα στην ενυδατωμένη τσιμεντόπαστα και σε μεγάλα σωματίδια αδρανούς), είναι επιρρεπείς στη ρωγμάτωση κατά το στάδιο ωρίμανσης του σκυροδέματος, εξαιτίας της συρρίκνωσης, των θερμοκρασιακών τάσεων και των εξωτερικά εφαρμοζόμενων φορτίων. Αυτές οι μικρορωγμές στην ενδιάμεση ζώνη μετάβασης είναι συνήθως μεγαλύτερες από τις περισσότερες τριχοειδείς κοιλότητες που υπάρχουν στο σκυρόδεμα. Οι πόροι και οι μικρορωγμές (ειδικά εάν διασυνδέονται σε όλο το σκυρόδεμα), αυξάνουν το πορώδες της μήτρας σκυροδέματος και θα επιτρέψουν στον αέρα και στο νερό να εισέλθουν στο ωριμασμένο σκυρόδεμα. Αυτό θα έχει ως αποτέλεσμα την διάβρωση του οπλισμού και άλλες φθορές του σκυροδέματος, που προκαλούνται από άλατα και χημικά που συνεισφέρουν επίσης, στην επιδείνωση και αποδυνάμωση της αντοχής του σκυροδέματος, επηρεάζοντας άμεσα την ανθεκτικότητά του [2, 18].

Επίσης, θα πρέπει να αναφέρουμε ότι:

1. Η παγκόσμια τάση για αειφορία και έξυπνη χρήση πόρων
2. Η έλλειψη προμηθειών και το αυξημένο κόστος υλικών που τα τελευταία τρία χρόνια είναι ιδιαίτερα έντονη
3. Τα νέα οικονομικά μοντέλα για καλύτερους δείκτες return of investment
4. Οι απαιτήσεις για μεγαλύτερη διάρκεια λειτουργίας της κατασκευής, καθώς και ο συνδυασμός των τεσσάρων παραπάνω παραγόντων οδηγούν στην ανάγκη ενίσχυσης της ανθεκτικότητας του σκυροδέματος.



Σχ. 2: Ανθεκτικότητα του Σκυροδέματος

Το νερό (θαλασσινό, υπόγειο, ποτάμιο, λιμναίο, χιόνι, πάγος και υδρατμός) είναι ο πρωταρχικός παράγοντας για την δημιουργία και την καταστροφή του σκυροδέματος – και εμπλέκεται βαθιά σχεδόν σε κάθε μορφή αποσάθρωσης του σκυροδέματος. Η εμπειρία στον τομέα δείχνει, ότι, κατά σειρά φθίνουσας σημασίας, οι πρωταρχικές αιτίες της επιδείνωσης είναι η διάβρωση του οπλισμού, η έκθεση σε κύκλους πήξης – τήξης, η αλκαλοπυριτική αντίδραση, και η χημική προσβολή [18].

Το πρόβλημα του πορώδους και της ρωγμάτωσης του σκυροδέματος αυξάνεται σε κατασκευές που εκτίθενται συνεχώς σε διαφορετικά φορτία, ανακατανομή τάσεων και τεκτονικές σεισμικές επιρροές.

2. ΚΥΡΙΟΤΕΡΟΙ ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΥΠΟΒΙΒΑΣΜΟΥ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Διάβρωση [17, 18]

- Το σκυρόδεμα παρουσιάζει μεγάλη αντοχή θλίψης, αλλά μικρή αντοχή εφελκυσμού, οπότε απαιτείται η χρήση μεταλλικού οπλισμού, ώστε να αποτρέψει την διάσπασή του υπό φορτίο.
- Όμως, το **νερό** επιτρέπεται να διέρχεται μέσω των ρηγματώσεων, των κενών και των πόρων του σκυροδέματος, μεταφέροντας διαβρωτικές χημικές ουσίες, που προσβάλλουν τον οπλισμό.

- Άπαξ και αρχίσει ο μηχανισμός της διάβρωσης, δεν είναι εύκολο να προσδιοριστεί η έκταση της ζημιάς, διότι μπορεί να συμβεί οπουδήποτε κατά μήκος του δικτύου του οπλισμού.

Σχ. 3: Διάβρωση Οπλισμού

Σχ. 4:Πτώση Γέφυρας Λόγω Διάβρωσης Οπλισμού

Σχ. 5:Πτώση Γέφυρας (Κάτω Μέρος) Λόγω Διάβρωσης Οπλισμού

Αλκαλοπυριτική Αντίδραση (ASR) [17, 18]

Η ASR προκαλείται από την αντίδραση ανάμεσα στα ιόντα υδροξυλίου στο αλκαλικό διάλυμα πόρων τσιμέντου στο σκυρόδεμα και σε δραστικές μορφές πυριτίου στο αδρανές (π.χ. κερατόλιθος, χαλαζίτης, οπάλιο, κατεργασμένοι κρύσταλλοι χαλαζία). Παράγεται μια γέλη, που αυξάνεται σε όγκο, απορροφώντας νερό και επομένως, ασκεί μια πίεση λόγω διόγκωσης, με αποτέλεσμα την αστοχία του σκυροδέματος. Αυτή η γέλη μπορεί να συμβεί σε ρωγμές ακόμα και μέσα στα σωματίδια του αδρανούς.

Για να πραγματοποιηθεί στο σκυρόδεμα η ASR, χρειάζεται:

- Ένα αρκετά υψηλό αλκαλικό περιεχόμενο στο τσιμέντο (ή αλκάλια από άλλες πηγές)
- Ένα δραστικό αδρανές (π.χ. κερατόλιθος ή χαλαζίτης)
- Νερό στο σκυρόδεμα, καμία ASR δεν μπορεί να πραγματοποιηθεί, καθώς η δημιουργία της αλκαλοπυριτικής γέλης απαιτεί νερό.

Σχ. 6: Αλκαλοπυριτική Αντίδραση

Σχ. 7: Αλκαλοπυριτική Αντίδραση

Παγοπληξία – Αντιψυκτικά Άλατα [17, 18]

Σε ψυχρά κλίματα η φθορά σε οδοστρώματα από σκυρόδεμα, τοίχους αντιστήριξης, καταστρώματα γεφυρών και κιγκλιδώματα, που οφείλεται στους κύκλους πήξης – τήξης, είναι μια από τις μεγαλύτερες αιτίες για εργασίες επισκευής και συντήρησης. Τα μόρια του νερού είναι πολύ μικρά και επομένως ικανά να διεισδύσουν ακόμα και στους πιο λεπτούς πόρους και τριχοειδή του σκυροδέματος. Όταν το νερό εισέλθει στο σύστημα τριχοειδών και το παγώσει, θα διογκωθεί και θα διαστείλει τον πόρο ή την κοιλότητα του σκυροδέματος, ασκώντας υδραυλική πίεση που παράγεται από την διόγκωση. Αυτή η πίεση θα διευρύνει σιγά σιγά – σε διάστημα πολλαπλών κύκλων – τους πόρους ή τα τριχοειδή. Μόλις το νερό στους πόρους τηχθεί, θα προχωρήσει βαθύτερα στο σκυρόδεμα, όπου η διαδικασία θα επαναληφθεί, όταν το νερό παγώσει ξανά και ούτω καθεξής. Οι φθορές που δημιουργούνται στο σκυρόδεμα από τους κύκλους πήξης – τήξης είναι συνήθως ρωγμές και αποφλοιώσεις του σκυροδέματος, εξαιτίας της προοδευτικής διόγκωσης της τσιμεντόπαστας. Το φαινόμενο του κύκλου πήξης-τήξης αυξάνεται δραστικά, όταν η υγρασία και τα αντιψυκτικά άλατα – που χρησιμοποιούνται στην συντήρηση των δρόμων – είναι παρόντα, τα οποία μπορεί να οδηγήσουν σε μεγαλύτερη αποφλοίωση της επιφάνειας του σκυροδέματος. Η αποφλοίωση και ρωγμάτωση του σκυροδέματος θα εκθέσει στο τέλος τον οπλισμό στην διάβρωση, εξαιτίας των χλωριδίων και της διείσδυσης νερού.

Σχ. 8: Παγοπληξία – Αντιψυκτικά Άλατα

Σχ. 9: Παγοπληξία – Αντιψυκτικά Άλατα

Ενανθράκωση [17, 18]

- Η ενανθράκωση συμβαίνει, όταν διοξείδιο του άνθρακα από τον αέρα διεισδύει στο σκυρόδεμα και αντιδρά με υδροξείδια, όπως το υδροξείδιο του ασβεστίου, σχηματίζοντας ανθρακικά άλατα. Στην αντίδραση με υδροξείδιο του ασβεστίου, σχηματίζεται το ανθρακικό ασβέστιο.
- Η αντίδραση αυτή οδηγεί στη μείωση του pH του διαλύματος των πόρων χαμηλά στο 8,5 και σε αυτό το επίπεδο το παθητικό φιλμ οξειδίου του σιδήρου του χάλυβα δεν είναι σταθερό και θα ξεκινήσει η διάβρωση.

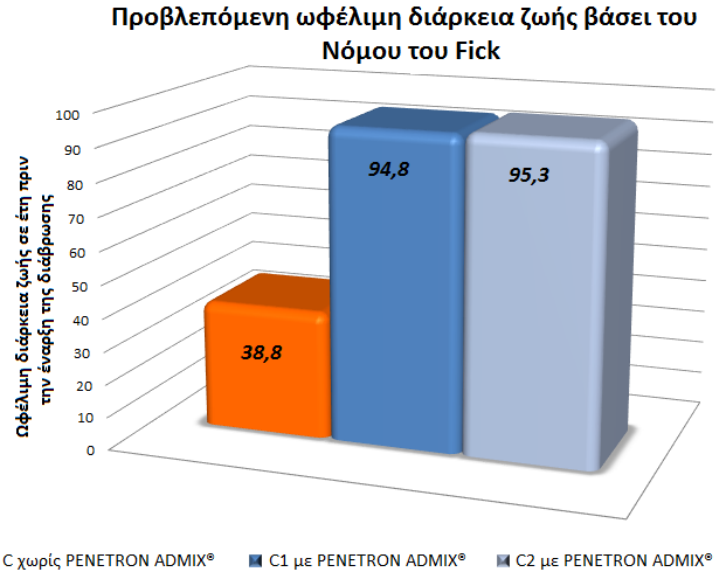
Σχ. 10: Ενανθράκωση

Το κοινό των παραπάνω παραγόντων, το οποίο έχει σαν αποτέλεσμα τον υποβιβασμό του σκυροδέματος, είναι το νερό. Το νερό έχει μεγάλη σημασία για την πρώιμη ωρίμανση του σκυροδέματος, προκαλώντας την ενυδάτωση του τσιμέντου, στην οποία οφείλεται η σκληρότητα σκυροδέματος. Ωστόσο, η παρουσία του νερού μπορεί να προκαλέσει αλλοίωση, τόσο στο σκυρόδεμα, όσο και στον οπλισμό. Το νερό, σαν άμεσος ή σαν έμμεσος παράγοντας μεταφοράς, μεταφέρει επιβλαβείς ουσίες, όπως ιόντα χλωρίου, θειικά ιόντα και οξέα, που μπορούν να ενεργοποιήσουν τη διαδικασία αποδόμησης του σκυροδέματος, μειώνοντας σημαντικά την αντοχή και τη διάρκεια ζωής του. Η εξάλειψη της παρουσίας νερού στη μάζα του σκυροδέματος πραγματοποιείται με τη μείωση απορροφητικότητας.

Τα συστήματα με ανάπτυξη κρυστάλλων που διεισδύουν σε βάθος, μέσα στα τριχοειδή και τους πόρους του σκυροδέματος (ακόμη και σε βάθος πέρα του ενός μέτρου), σφραγίζοντας μόνιμα πλέον πάχη έως 0,5 mm και με δυνατότητα επανεπούλωσης (self- healing), κάθε φορά που δημιουργούνται νέα τριχοειδή φαινόμενα, προστατεύουν το σκυρόδεμα και τους οπλισμούς του από την επιβλαβή επιρροή του νερού και των ρύπων που αυτό μεταφέρει. Η δυνατότητα αυτή με τα συστήματα της εταιρείας PENETRON® είναι εφικτή τόσο κατά την

φάση των επισκευών, επιλέγοντας τα κατάλληλα προϊόντα αυτής της τεχνολογίας, αλλά εδώ και δύο δεκαετίες όσο και κατά τη φάση της σκυροδέτησης σε νέες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η μηδενική διείσδυση του νερού και των ρύπων σε αυτές τις κατασκευές, όπου χρησιμοποιείται η τεχνολογία με ανάπτυξη κρυστάλλων, αυξάνει τη ζωή των κατασκευών, μειώνοντας το κόστος συντήρησης και ευνοώντας τη συνολική απόσβεση του κόστους έργου.

Η διάρκεια ζωής , κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και σύμφωνα με τον 2ο Νόμο του Fick, για τα πρόσμικτα με ανάπτυξη κρυστάλλων, μπορεί να αυξηθεί κατά πολύ, ακόμη και σε έντονα διαβρωτικό περιβάλλον. Στην περίπτωση του PENETRON ADMIX®, μπορεί να αυξηθεί κατά περίπου 60 χρόνια και μάλιστα σε διαβρωτικό περιβάλλον πολλαπλάσιο κατά 4,7 φορές της διαβρωτικότητας του θαλασσινού νερού. Παρακάτω παρουσιάζεται συγκριτικό διάγραμμα, σύμφωνα με τον 2ο Νόμο του Fick και σε συμφωνία της αναφοράς του ACI 212.3P-10 (Αμερικάνικο Ινστιτούτο Σκυροδέματος), μεταξύ συμβατικού «μάρτυρα» κατηγορίας C30/37 και αντίστοιχων δειγμάτων (με κοινό και υψηλής αντοχής τσιμέντο), που περιέχουν το παραπάνω αναφερόμενο πρόσμικτο σκυροδέματος με ανάπτυξη κρυστάλλων, σε διαβρωτικό περιβάλλον 4,7 φορές υψηλότερο του θαλάσσιου.



Σχ. 11: Προβλεπόμενη ωφέλιμη διάρκεια ζωής βάσει του Νόμου του Fick

Η κατά περίπου 60 χρόνια αύξηση της διάρκειας ζωής των δειγμάτων που περιείχαν το PENETRON ADMIX®, επιβεβαιώνει πλήρως την αύξηση της ανθεκτικότητας του σκυροδέματος, όπως αυτή παρουσιάζεται αναλυτικά από την εταιρεία παραγωγής του.

Πολύ σημαντική είναι η παρακάτω αναφορά του ACI, σχετικά με τα κρυσταλλικά πρόσμικτα σκυροδέματος, όπου διαχωρίζονται πλήρως οι κατηγορίες των πρόσμικτων μείωσης διαπερατότητας και βεβαίως διαφαίνονται τα πλεονεκτήματα της τεχνολογίας με ανάπτυξη κρυστάλλων.

Η «Αναφορά στα Κρυσταλλικά Πρόσμικτα Σκυροδέματος», η οποία εκδόθηκε από το Αμερικανικό Ινστιτούτο Σκυροδέματος (ACI 212.3R-10 / Ιανουάριος 2011), περιλαμβάνει ένα ξεχωριστό κεφάλαιο, που αφορά στα πρόσμικτα μείωσης της διαπερατότητας (Permeability-Reducing Admixtures – PRAs). Τα πρόσμικτα PRAs περιλαμβάνουν ένα ευρύ φάσμα πρόσμικτων, για μείωση της διαπερατότητας του σκυροδέματος, και μπορούν να χωριστούν στις παρακάτω δύο κατηγορίες:

- **Πρόσμικτα Μείωσης της Διαπερατότητας για Μη-υδροστατικές Πιέσεις** (Permeability-Reducing Admixture for Non-hydrostatic Conditions – PRAN), τα οποία παλαιότερα αναφέρονταν και ως «damp proofing admixtures», όπου η αντίσταση σε νερό υπό πίεση είναι ελάχιστη και δεν κρίνονται κατάλληλα για εφαρμογή σε σκυρόδεμα, που βρίσκεται υπό υδροστατική πίεση.
- **Πρόσμικτα Μείωσης της Διαπερατότητας για Υδροστατικές Πιέσεις** (Permeability-Reducing Admixture for Hydrostatic Conditions – PRAH) ή αλλιώς «πρόσμικτα στεγάνωσης», τα οποία κρίνονται ως επαρκώς σταθερά, ώστε να αντιστέκονται σε νερό υπό πίεση και χρησιμοποιούνται για κατασκευή στεγανών δεξαμενών, θεμελιώσεις και κατασκευές αντιστήριξης, κ.λπ.

Σε γενικές γραμμές, η απόδοση των πρόσμικτων μείωσης διαπερατότητας εξαρτάται από το εάν πρόκειται για PRAN ή PRAH.

3. ΔΟΚΙΜΗ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ ΝΕΡΟΥ ΥΠΟ ΠΙΕΣΗ – NBR 10.787/94 / ΥΔΡΟΣΤΑΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ 700 KPA (101,5 PSI)

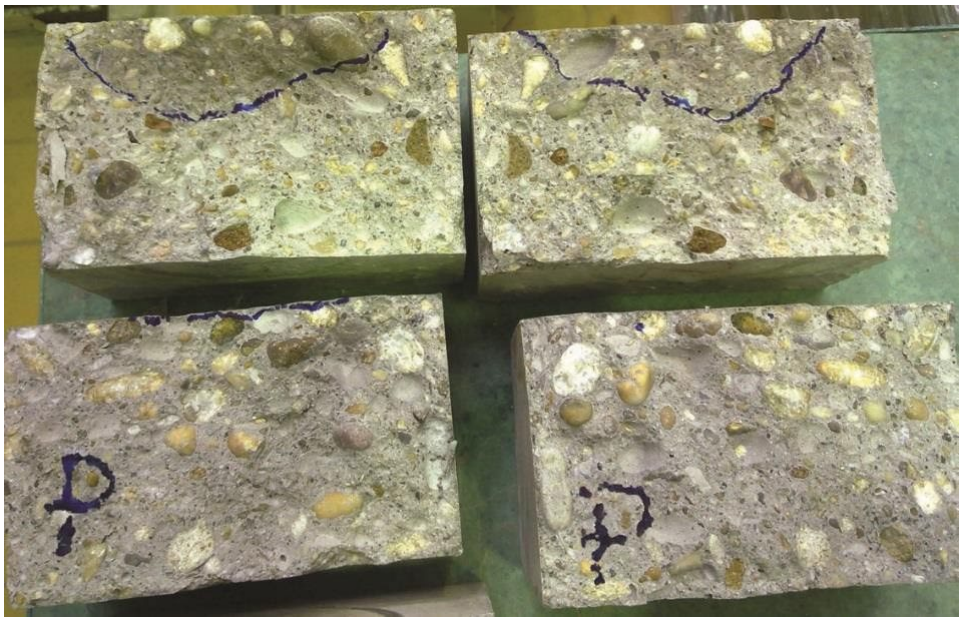
Μετά την έκθεση των 4 εβδομάδων σε υδροστατική πίεση 700 kPa (περ. 70 m ύψους στήλης νερού), οι κρυσταλλικοί σχηματισμοί από τις αντιδράσεις των ενεργών συστατικών του συστήματος ανάπτυξης κρυστάλλων, είχαν μειώσει την διαπερατότητα του σκυροδέματος και σχεδόν εξ'ολοκλήρου εξαλείψει κάθε διαρροή [3, 4, 5, 20].

Σχ. 12: Μία εβδομάδα μετά την έναρξη άσκησης υδροστατικής πίεσης

Σχ. 13: Δύο εβδομάδες μετά την έναρξη άσκησης υδροστατικής πίεσης

Σχ. 14: Τρεις εβδομάδες μετά την έναρξη άσκησης υδροστατικής πίεσης

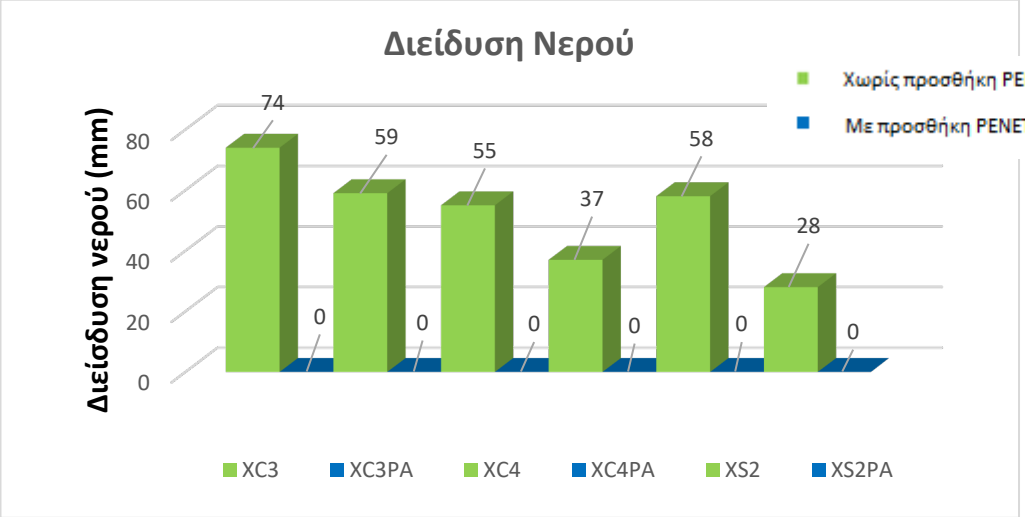
Σχ. 15: Τέσσερις εβδομάδες μετά την έναρξη άσκησης υδροστατικής πίεσης



Σχ. 16:Μέτρηση Διείσδυσης των θραυσμένων δοκιμίων

Αυτή η φωτογραφία τραβήχτηκε αμέσως μετά τη θραύση των δειγμάτων στη μέση, ώστε να μετρηθεί το βάθος διείσδυσης νερού. Τα δείγματα που είχαν επεξεργαστεί με το πρόσμικτο ανάπτυξης κρυστάλλων, παρουσίασαν μείωση της διαπερατότητας της τάξης του 94,4%, σε σχέση με τα «τυφλά» δείγματα, ενώ τα περισσότερα από αυτά στην 4η εβδομάδα δοκιμών, παρουσίασαν διείσδυση σε mm μηδέν (0) [3, 4, 5, 20].

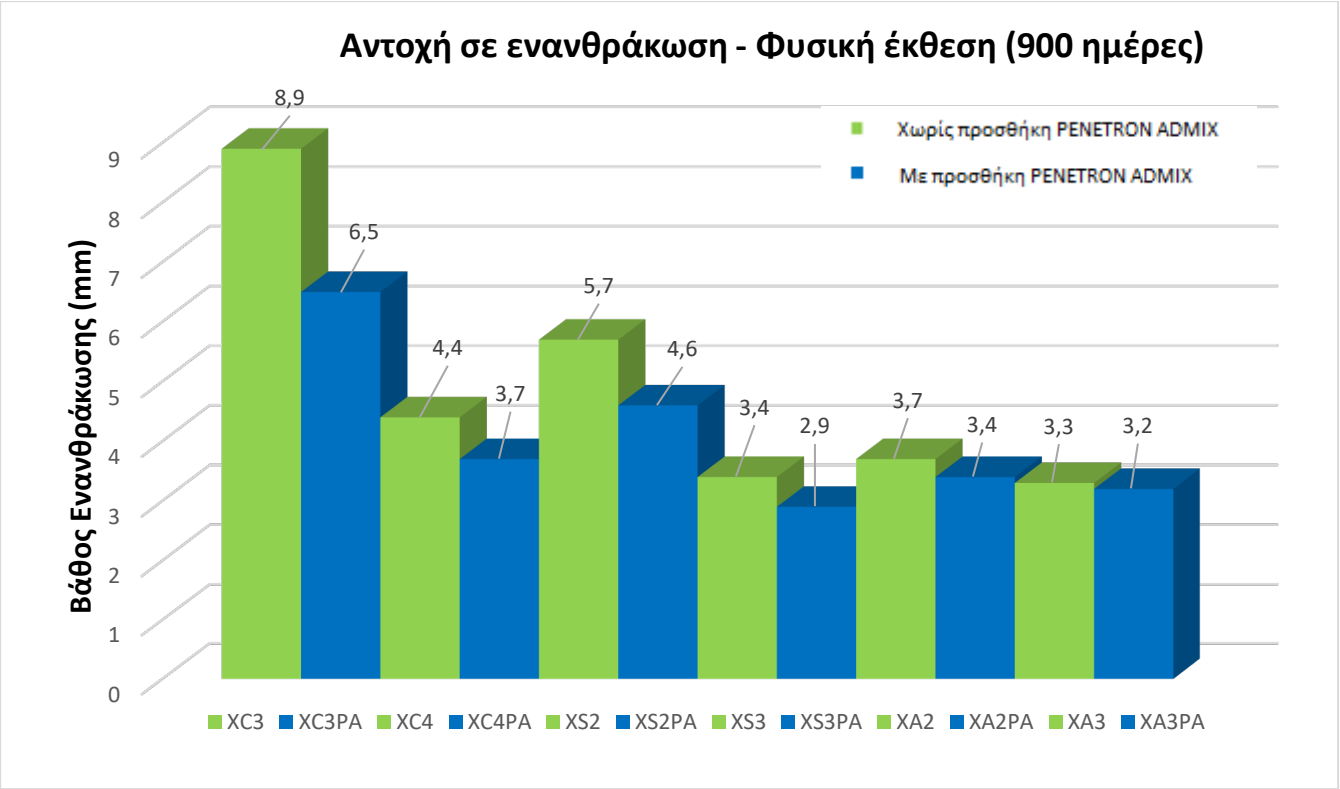
Αντίστοιχα αποτελέσματα με μηδενική διείσδυση, παρουσίασαν και τα δοκίμια (κατά τη φάση δοκιμών 2015-2023) με διαφορετικές κατηγορίες σκυροδέματος, αλλά και με τσιμέντα από διαφορετικές εταιρείες παραγωγής (TITAN, ΧΑΛΥΨ και LAFARGE), που έχουν πραγματοποιηθεί σε εξωτερικά εργαστήρια ή ακαδημαϊκά ιδρύματα. Στο παρακάτω γράφημα παρουσιάζονται ενδεικτικά κάποια αποτελέσματα ακολουθώντας το πρότυπο EN 12390-8 (τροποποιημένη μέθοδος).



Σχ. 17:Μέτρηση Διείσδυσης υπο υδροστατική πίεση

4. ΔΟΚΙΜΗ ΦΥΣΙΚΗΣ ΕΝΑΝΘΡΑΚΩΣΗΣ (900 ΗΜΕΡΕΣ) [21]

Αντίστοιχη βελτίωση παρουσιάζεται και στην δοκιμή ενανθράκωσης με φυσική έκθεση 900 ημερών στα μείγματα που περιείχαν το PENETRON ADMIX®, σε σύγκριση με αυτά που δεν τα περιείχαν. Στο παρακάτω γράφημα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για διάφορες κατηγορίες έκθεσης.



Σχ. 17:Αντοχή σε εναθράκωση

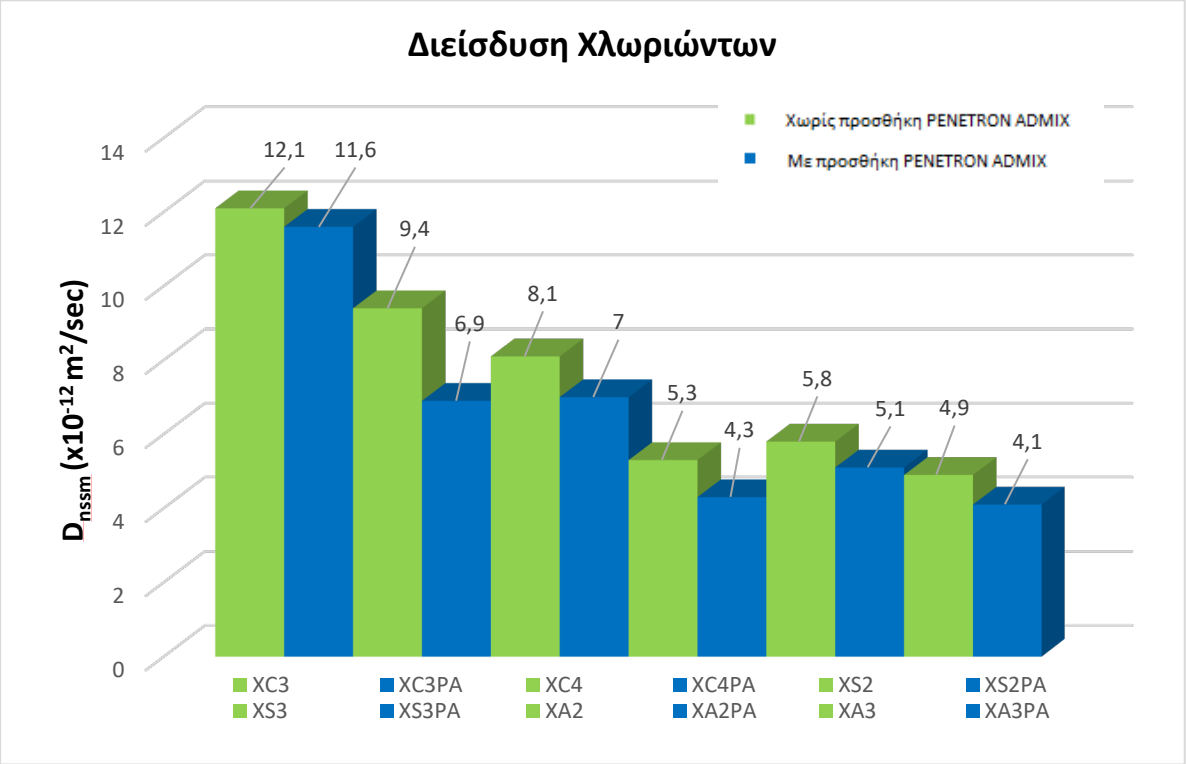
Επιπλέον, στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα αύξησης της διάρκειας ζωής του σκυροδέματος στα δείγματα που περιείχαν PENETRON ADMIX® σε σχέση με τους μάρτυρες.

Ανάμειγμα	Ανατοχή σε ενανθράκωση factor k (mm/√years)	Cmin,dur (%)	Διάρκεια Ζωής (έτη)	Αύξηση της διάρκειας ζωής (%)
XC3	6,22	35	32	78,13%
XC3PA	4,65	35	57	
XC4	3,13	35	125	45,60%
XC4PA	2,59	35	182	
XS2	4,47	50	125	72,00%
XS2PA	3,41	50	215	
XS3	2,35	50	450	24,44%
XS3PA	2,06	50	560	
XA2	2,55	35	188	14,36%
XA2PA	2,39	35	215	
XA3	2,24	35	244	6,5%
XA3PA	2,17	35	260	

Σχ. 18:Αύξηση Διάρκειας ζωής μετά από ενανθράκωση

5. ΔΟΚΙΜΗ ΧΛΩΡΙΟΝΤΩΝ (EN 12390-18) [21]

Αντίστοιχη βελτίωση παρουσιάζεται και στην αντοχή σε χλωριόντα, σύμφωνα με το πρότυπο EN 12390-18 στα μείγματα που περιείχαν το PENETRON ADMIX® σε σύγκριση με αυτά που δεν το περιείχαν. Στο παρακάτω γράφημα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για διάφορες κατηγορίες έκθεσης.



Σχ. 19:Διείσδυση Χλωριόντων

Επιπλέον, στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα αύξησης της διάρκειας ζωής του σκυροδέματος στα δείγματα που περιείχαν PENETRON ADMIX® σε σχέση με τους μάρτυρες.

Ανάμειγμα	Διείσδυση Χλωριόντων coefficient Dnssm (x10^{-12} m^2/sec)	Cmin,dur (%)	Διάρκεια Ζωής (έτη)	Αύξηση της διάρκειας ζωή (%)
XC3	12,10	50	25	40,00%
XC3PA	11,60	50	31	
XC4	9,40	50	29	89,47%
XC4PA	6,90	50	46	
XS2	8,10	50	38	57,14%
XS2PA	7,00	50	54	

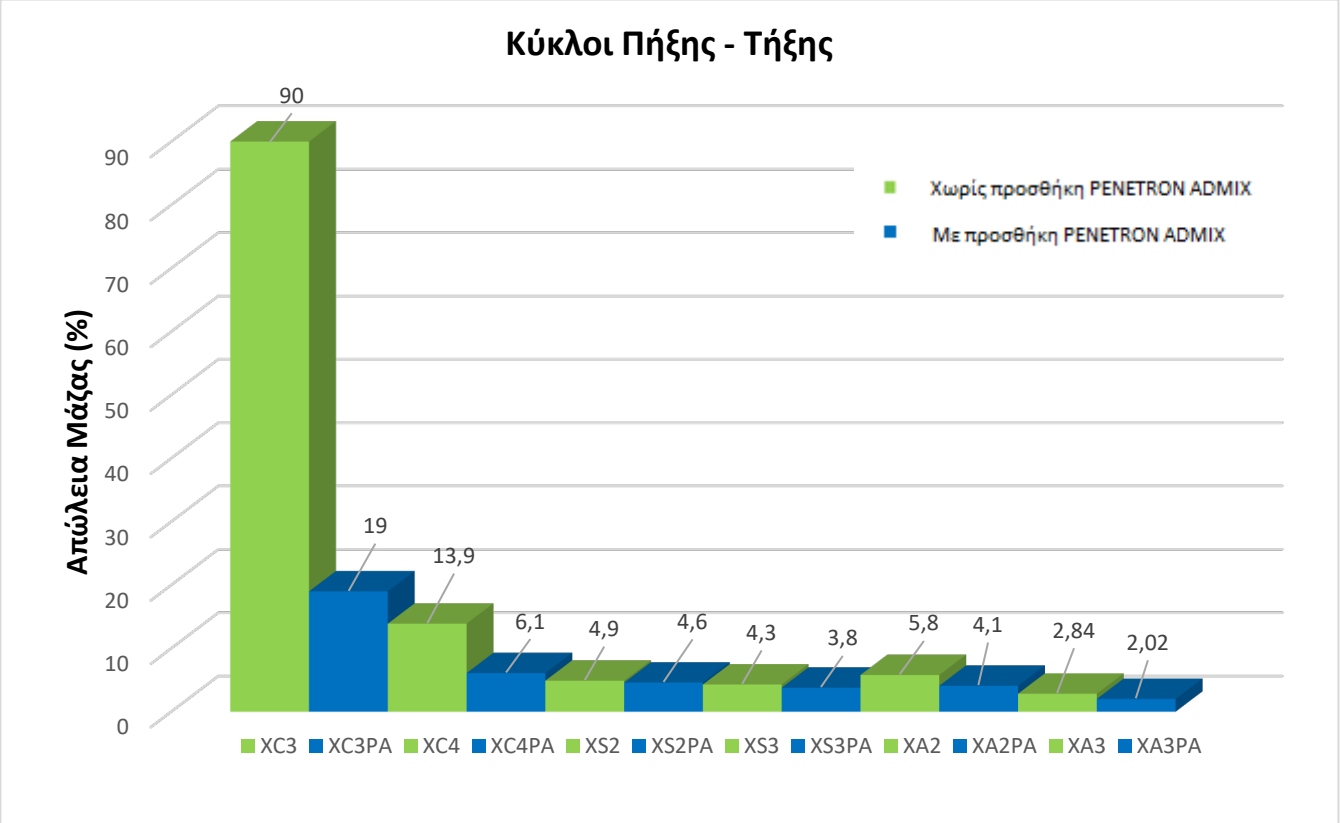
Σχ. 20: Αύξηση Διάρκειας ζωής μετά από διείσδυση χλωριόντων

Ανάμειγμα	Διείσδυση Χλωριόντων coefficient Dnssm (x10^{-12} m^2/sec)	Cmin,dur (%)	Διάρκεια Ζωής (έτη)	Αύξηση της διάρκειας ζωή (%)
XS3	5,30	50	50	70,00%
XS3PA	4,30	50	78	
XA2	5,80	50	47	56,76%
XA2PA	5,10	50	68	
XA3	4,90	50	53	65,12%
XA3PA	4,10	50	81	

Σχ. 20: Αύξηση Διάρκειας ζωής μετά από διείσδυση χλωριόντων

6. ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΕ ΚΥΚΛΟΥΣ ΠΗΞΗΣ ΤΗΞΗΣ [21]

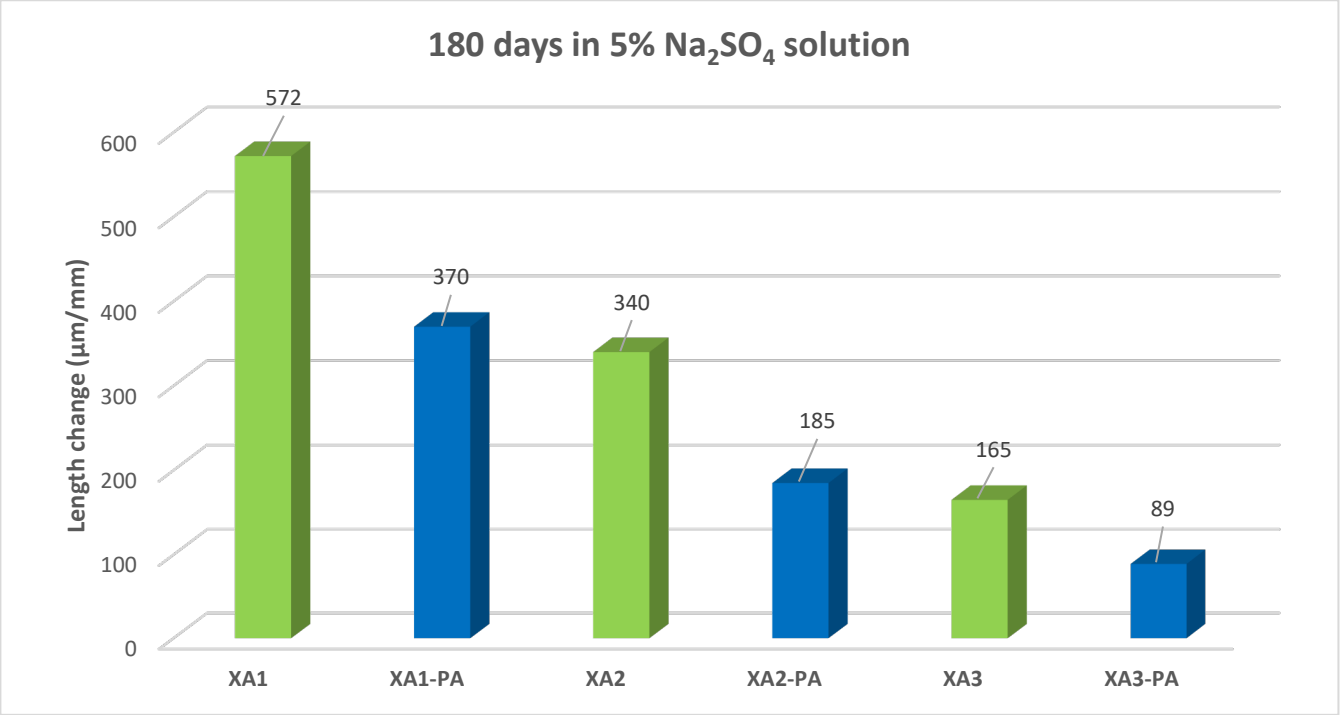
Αντίστοιχη επίδοση παρουσιάζεται και στους κύκλους πήξης – τήξης, σύμφωνα με το πρότυπο EN 12390-09 στα μείγματα που περιείχαν το PENETRON ADMIX® ,σε σύγκριση με αυτά που δεν το περιείχαν, στο παρακάτω γράφημα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για διάφορες κατηγορίες έκθεσης.



Σχ. 21: Κύκλοι Πήξης-Τήξης

7. ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΕ ΘΕΙΙΚΑ [21]

Αντίστοιχη επίδοση παρουσιάζεται και στην αντοχή σε θειικά, σύμφωνα με το πρότυπο ASTM C 1012 σε διάλυμα Na_2SO_4 για 180 ημέρες στα μείγματα που περιείχαν το PENETRON ADMIX®,σε σύγκριση με αυτά που δεν το περιείχαν, στο παρακάτω γράφημα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τις σχετικές κατηγορίες έκθεσης.



Σχ. 22: Αντοχή σε θειικά

8. ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΤΩΝ ΙΔΙΟΤΗΤΩΝ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ PENETRON®

- Γίνεται αναπόσπαστο τμήμα του σκυροδέματος και η στεγανοποίησή του, διαρκεί όσο η ζωή του. Το PENETRON® δεν πρέπει να συγχέεται με άλλα συμβατικά στεγανωτικά ή στεγανωτικά τύπου μεμβράνης, εφόσον γίνεται ένα με τη μάζα – δομή – του σκυροδέματος.
- Μπορεί να εφαρμοστεί σε όλες τις δομές σκυροδέματος – νέες ή παλιές.
- Διεισδύει σε βάθος, μέσω του φαινομένου της ώσμωσης και σφραγίζει τριχοειδή, πόρους και ρωγμές του σκυροδέματος.
- Μπορεί να εφαρμοστεί, είτε από την θετική, είτε από την αρνητική πλευρά του σκυροδέματος.
- Ακόμα και εάν η επίστρωση του PENETRON® καταστραφεί, οι ιδιότητές του, στεγανοποίηση και χημική αντοχή, παραμένουν ανεπηρέαστες.
- Αντοχή σε υψηλή υδροστατική πίεση (16 Atm.) για το επαλειφόμενο σύστημα.
- Αντοχή σε υψηλή υδροστατική πίεση (20 Atm.) για το πρόσμικτο σύστημα.
- Περισσότερο αποτελεσματικό και λιγότερο δαπανηρό από τις υδρολυτικές μεμβράνες και τα συστήματα φύλλου πηλού.
- Εύκολο στην εφαρμογή με χαμηλό εργατικό κόστος.
- Αυξάνει την αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη.
- Δεν καταστρέφεται στις ραφές, δεν σχίζεται και δεν τρυπιέται.
- Σφραγίζει στατικές τριχοειδείς ρηγματώσεις, έως και 0,5 mm και δεν τις επικαλύπτει ή τις γεφυρώνει.
- Είναι ανθεκτικό στη χημική προσβολή από υδατικά διαλύματα (pH 3 - 11 για μόνιμη επαφή, pH 2 - 12 για παροδική επαφή) και παρέχει προστασία ενάντια στους κύκλους τήξης/πήξης, διαβρωτικά υπόγεια ύδατα, θαλασσινό νερό, και ανθρακικά, θειικά και νιτρικά άλατα.
- Μπορεί να εφαρμοστεί σε σκυρόδεμα με υγρασία ή ακόμα και σε φρέσκο σκυρόδεμα.
- Προστατεύει τον οπλισμό του σκυροδέματος και τα συρματοπλέγματα.
- Δεν είναι τοξικό. Εγκεκριμένο για χρήση σε εφαρμογές πόσιμου νερού (NSF 61).
- Απουσία ΠΟΕ (VOC) - Τα προϊόντα της PENETRON σε σκόνη δεν περιέχουν πτητικές οργανικές ενώσεις και είναι ασφαλή για χρήση, τόσο σε εξωτερικούς, όσο και σε κλειστούς εσωτερικούς χώρους.
- Πιστοποιητικό Environmental Product Declaration-EPD.
- Πιστοποιητικό Singapore Green Label.

9. ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΚΡΥΣΤΑΛΛΩΝ

Κάθετος Άξονας Εγνατίας Οδού Θεσσαλονίκης Σερρών

Στην επισκευή της γέφυρας του κάθετου άξονα της Εγνατίας Οδού Θεσσαλονίκης Σερρών, το σύστημα ανάπτυξης κρυστάλλων PENETRON® εφαρμόστηκε με ψεκασμό, για την απόλυτη στεγανοποίηση και προστασία των περίπου 1800 m^2 του υποστρώματος της γέφυρας. Αμέσως μετά, ακολούθησε στο «φρέσκο» υλικό η εκ νέου σκυροδέτηση, ώστε το PENETRON®, εκτός από γέφυρα πρόσφυσης, να διεισδύσει, τόσο στο παλαιό, όσο και στο νέο σκυρόδεμα [8].

Σχ. 23: Κάθετος Άξονας Εγνατίας Οδού Θεσσαλονίκης Σερρών [8]

Εγνατία Οδός – Γέφυρα Αξιού – Θεσσαλονίκη

Η γέφυρα του Αξιού, στο ρεύμα εισόδου προς την πόλη της Θεσσαλονίκης, κατασκευάστηκε το 1973 και εκ τότε δεν έγιναν παρά ελάχιστες εργασίες συντήρησης, με αποτέλεσμα να αντιμετωπίζει μεγάλα προβλήματα διάβρωσης και όχι μόνο. Με τη λύση του συστήματος PENETRON®, οι εργασίες ολοκληρώθηκαν σε πολύ μικρότερο χρονικό διάστημα, χωρίς να διακοπεί η ροή της κυκλοφορίας στην Εγνατία Οδό, με μειωμένο κόστος επισκευής, στεγανοποίησης και αποκατάστασης των οχετών. Το σύστημα PENETRON® προσφέρει μόνιμη στεγανοποίηση και προστασία σε δομές οπλισμένου σκυροδέματος μέσω της τεχνολογίας ανάπτυξης κρυστάλλων. Για την τοπική επισκευή των σημείων λόγω διάβρωσης του σιδηρού οπλισμού, αποκαλύφθηκε ο οπλισμός και αφού καθαρίστηκε από τη σκωρία με τα κατάλληλα μηχανικά μέσα, επαλείφθηκε με το τσιμεντοειδές, στεγανωτικό, κρυσταλλικό κονίαμα PENETRON®, για περαιτέρω προστασία από τη διάβρωση, μέσω ελέγχου των ανοδικών περιοχών, ως ενεργή επίστρωση. Οι επισκευές σε σαθρά σημεία και ρωγμές, πραγματοποιήθηκαν είτε με το επισκευαστικό, στεγανωτικό κονίαμα με ανάπτυξη κρυστάλλων, PENECRETE MORTAR® ή με το ευρείας εφαρμογής, ινοπλισμένο επισκευαστικό από τροποποιημένα πολυμερή PENETRON® MULTIPATCH. Σαν γέφυρα πρόσφυσης για τα επισκευαστικά κονιάματα χρησιμοποιήθηκε το επαλειφόμενο στεγανωτικό, τσιμεντοειδές κονίαμα PENETRON®. Το PENETRON® χρησιμοποιήθηκε επίσης για την πλήρη επάλειψη και στεγάνωση, εκ της αρνητικής παρειάς, των στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Σχ. 24: Εγνατία Οδός – Γέφυρα Αξιού – Θεσσαλονίκη [22]

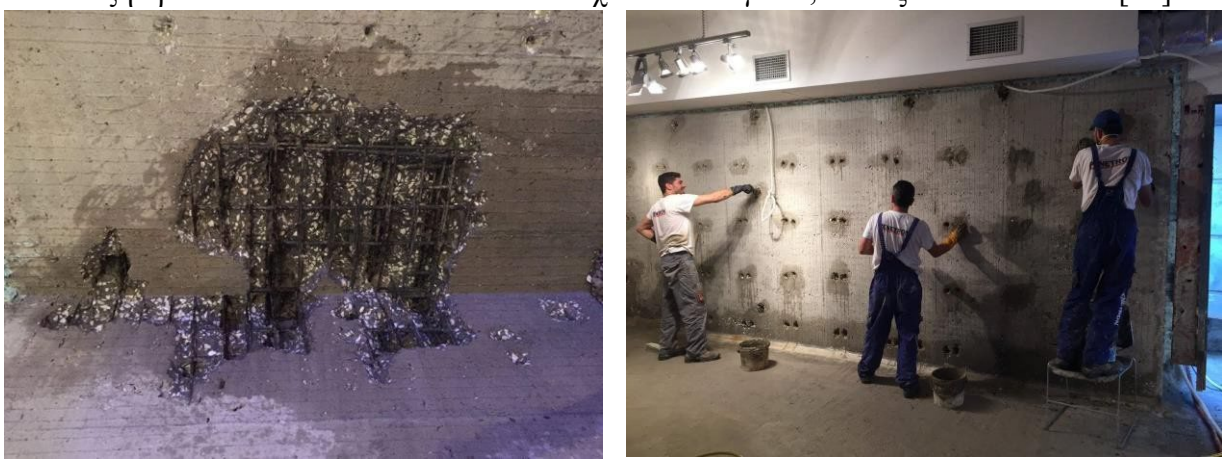
Δεξαμενή Λιμενισμού Πλοίων Σούδα Χανίων

Η δεξαμενή λιμενισμού πλοίων προς επισκευή, στη Σούδα Χανίων, είχε υποστεί μεγάλη διάβρωση, από το εξαιρετικά δραστικό χημικό περιβάλλον από το θαλασσινό νερό, καθώς και τα υπολείμματα ελαίων και καυσίμων. Η συνολική επιφάνεια της δεξαμενής λιμενισμού ήταν περίπου 6000 m^2 και χρησιμοποιήθηκε το σύστημα ανάπτυξης κρυστάλλων PENETRON® για την επισκευή και τη στεγανοποίηση των τοιχίων και του δαπέδου [7].

Σχ. 25: Δεξαμενή Λιμενισμού Πλοίων Σούδα Χανίων [7]

Μουσείο Φυσικής Ιστορίας Λίμνης Δοϊράνης, Κιλκίς

Απότελεσμα της αύξησης της στάθμης της λίμνης, ήταν η υψηλή εισροή νερού στο υπόγειο του Μουσείου Φυσικής Ιστορίας. Για την στεγανοποίηση του υπογείου με αρνητική πίεση νερού, εφαρμόστηκε το σύστημα μόνιμης στεγανοποίησης και προστασίας σκυροδέματος με ανάπτυξη κρυστάλλων PENETRON® στα τοιχία του υπογείου, καθώς και στο δάπεδο [14].



Σχ. 26: Μουσείο Φυσικής Ιστορίας Λίμνης Δοϊράνης, Κιλκίς [14]

Μονάδα Επεξεργασίας Λυμάτων, Αθήνα

Για την απόλυτη στεγανοποίηση και προστασία της Μονάδας Επεξεργασίας Λυμάτων στα Άνω Λιόσια, χρησιμοποιήθηκε το σύστημα ανάπτυξης κρυστάλλων με ψεκασμό συνολικής επιφάνειας 5.000 m^2 [6].

Σχ. 27: Μονάδα Επεξεργασίας Λυμάτων, Αθήνα [6]

Μονάδα Παραγωγής Θεσσαλονίκη

Το Penetron χρησιμοποιήθηκε σε όλη την επιφάνεια, ενώ στην αέρια φάση χρησιμοποιήθηκε επιπλέον, το Peneseal FH. Το Penetron παρέχει αυξημένες αντοχές σε χημικές καταπονήσεις (pH 3 - 11 για μόνιμη επαφή, pH 2 - 12 για παροδική επαφή έως 3 ώρες). Οι αρμοί επισκευάστηκαν με το Penecrete Mortar και αυτό κρυσταλλικής δράσης. [13].

Σχ. 28: Μονάδα Παραγωγής Βιοαερίου, Θεσσαλονίκη [22]

Επισκευή Οχετών Εθνικής Οδού Κορίνθου Πατρών

Εξαιτίας της μεγάλης διάβρωσης στους οχετούς της Εθνικής Οδού Κορίνθου – Πατρών, το σύστημα PENETRON® χρησιμοποιήθηκε εκτός από τη στεγανοποίηση (υπό αρνητικής πίεσης νερού) και για την προστασία των διαβρωμένων οπλισμών, επαναφέροντας το pH σε υψηλά μη διαβρωτικά επίπεδα [12].

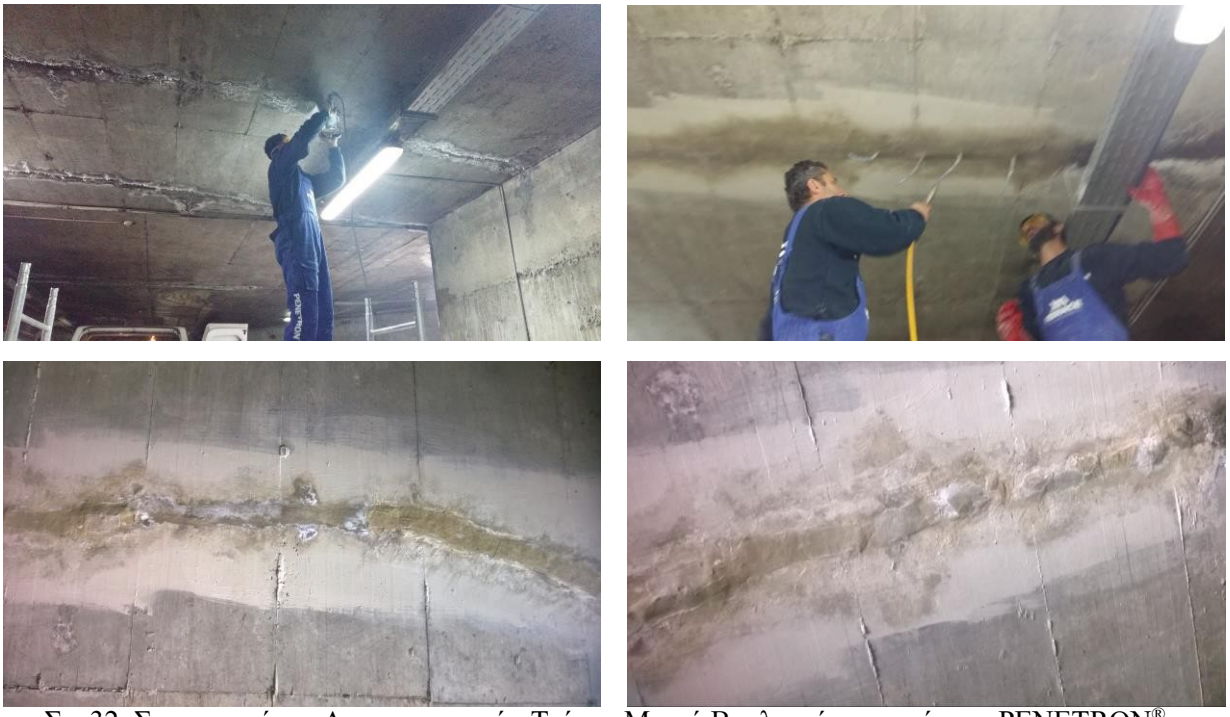
Σχ. 29: Επισκευή Οχετών Εθνικής Οδού Κορίνθου Πατρών [12]

Σχ. 30: Επισκευή Οχετών Εθνικής Οδού Κορίνθου Πατρών [12]

Στεγανοποίηση Διαφραγματικών Τοίχων Μετρό Θεσσαλονίκης (Πιλοτική Εφαρμογή) & Μετρό Βουλγαρίας

Για τη στεγανοποίηση των διαφραγματικών τοίχων, χρησιμοποιήθηκε το ενέσιμο σύστημα με ανάπτυξη κρυστάλλων, το οποίο παρέχει σφράγιση ενεργών διαρροών σε τριχοειδείς ρωγμές.

Σχ. 31: Στεγανοποίηση Διαφραγματικών Τοίχων Μετρό Θεσσαλονίκης [11]



Σχ. 32: Στεγανοποίηση Διαφραγματικών Τοίχων Μετρό Βουλγαρίας με ενέματα PENETRON® INJECT [10]

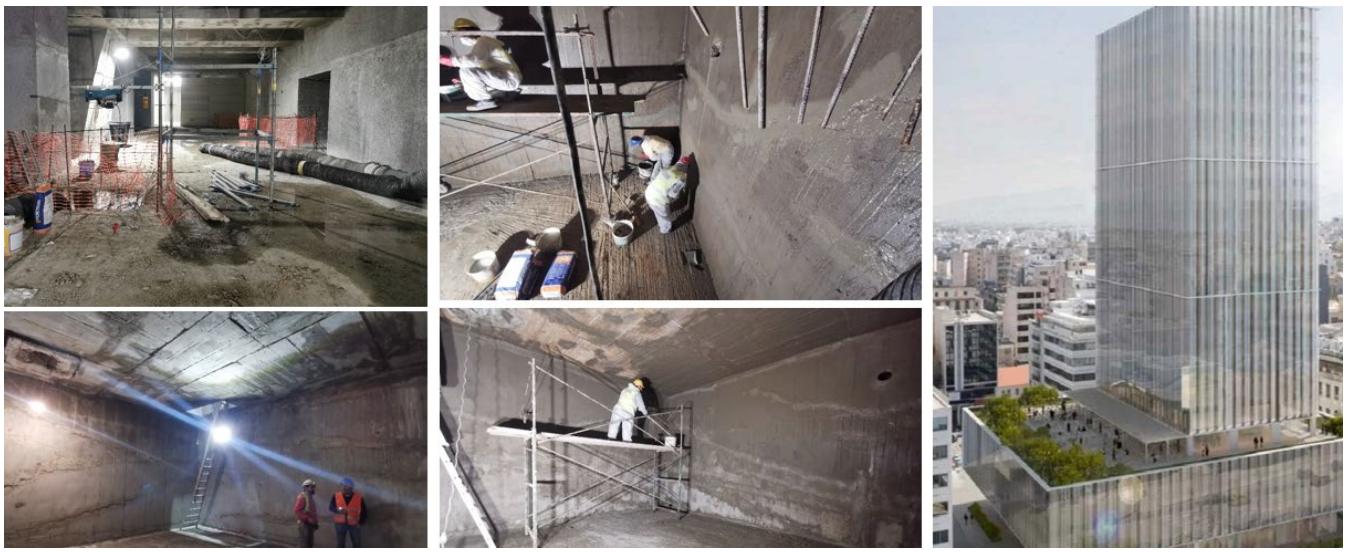
Στεγανοποίηση Τούνελ με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Το πρόσμικτο σκυροδέματος με ανάπτυξη κρυστάλλων PENETRON ADMIX® χρησιμοποιήθηκε σε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, για την πλήρη στεγανοποίηση και προστασία του τούνελ, μήκους 1500 m^2 στη Βουλγαρία [15].

Σχ. 33: Στεγανοποίηση Τούνελ με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα [15]

Στεγανοποίηση Θεμελιώσεων

Τα συστήματα PENETRON έχουν επίσης, χρησιμοποιηθεί για την στεγανοποίηση σημαντικών έργων σε περιοχές με υψηλό υδροφόρο ορίζοντα.



Σχ. 34: Στεγανοποίηση Νέων Κατασκευών [22]

10. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑ

Οι τεχνολογίες επισκευαστικών, αλλά και προϊόντων για νέες κατασκευές (όπως αυτές της PENETRON®), με ανάπτυξη κρυστάλλων στο σκυρόδεμα, αυξάνουν θεμελιώδεις και ουσιαστικές ιδιότητες του σκυροδέματος, όπως η στεγανότητα, η αύξηση της θλιπτικής αντοχής, η αντιδιαβρωτική προστασία και η χημική ανθεκτικότητα, έχοντας σαν αποτέλεσμα τη συνολική αύξηση της ανθεκτικότητας του σκυροδέματος (Durability of Concrete), με συνέπεια την επέκταση του χρόνου ζωής των κατασκευών. Έτσι, περιορίζεται σημαντικά το συνολικό κόστος συντήρησης των έργων και επεκτείνεται ο συνολικός χρόνος απόσβεσης.

11. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] American Concrete Institute (n.d), Chemical Admixtures for Concrete, ACI Education Bulletin E4-12, 2013.
[2] American Concrete Institute (n.d), Report on Chemical Admixtures for Concrete, ACI 212.3R-10, 2011.
[3] Ergotest (2015), Βάθος νερού υπό πίεση, ποιότητας σκυροδέματος C20/25, ΕΛΟΤ EN 12390.08:2009
[4] Ergotest (2015), Βάθος νερού υπό πίεση, ποιότητας σκυροδέματος C30/37, ΕΛΟΤ EN 12390.08:2009
[5] Ergotest (2016), Βάθος νερού υπό πίεση, ποιότητας σκυροδέματος C20/25, ΕΛΟΤ EN 12390.08:2009
[6] Penetron Hellas (2008), Μονάδα Επεξεργασίας Λυμάτων, Άνω Λιόσια, Αττική
[7] Penetron Hellas (2014), Δεξαμενή Λιμενισμού Πλοίων, Σούδα Χανίων
[8] Penetron Hellas (2014), Κάθετος Άξονας Εγνατίας Οδού Θεσσαλονίκης Σερρών
[9] Penetron Hellas (2015), Στεγανοποίηση Ξενοδοχείου στην Αλβανία
[10] Penetron Hellas (2016), Επισκευή Διαφραγματικών Τοίχων Μετρό Βουλγαρίας
[11] Penetron Hellas (2016), Επισκευή Διαφραγματικών Τοίχων Μετρό Θεσσαλονίκης
[12] Penetron Hellas (2016), Επισκευή Οχετών Εθνικής Οδού Κορίνθου Πατρών Penetron Hellas (2016), Μονάδα Βιοαερίου, Χαλάστρα Θεσσαλονίκης
[13] Penetron Hellas (2016), Μουσείο Φυσικής Ιστορίας Λίμνης Δοϊράνης
[14] Penetron Hellas (2016), Στεγανοποίηση Τούνελ με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
[15] Penetron International (2014), The Concrete Solution, General Brochure, USA.
[16] Penetron International (n.d), Advantages of the PENETRON® Integral Waterproofing System with a Focus on PENETRON ADMIX®, Brochure, USA.
[17] Penetron International (n.d), Durability of Concrete, USA.
[18] University of Bologna (2005), Determination of the water absorption at atmospheric pressure and under pressure of a total of 42 cylindrical concrete test pieces made on your behalf at the laboratorio del Consortia, Cave of Bologna.
[19] Μαρσέλλος Νίκος (2016), Νέος Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος 2016, Δεδεμάδη 2016
[20] Kosmas Sideris (2021), Estimation of the durability of concretes prepared according to the specifications of EN 206 Penetron
[21] Penetron Hellas (2023), Ενδοχημικά συστήματα PENETRON: Τεχνολογία Ανάπτυξης Κρυστάλλων, Υγρά Συστήματα Χημικής Ενεργοποίησης, Ανθεκτικό Σκυρόδεμα: Εφαρμογές & πλεονεκτήματα, Στεγανοποίηση – Αντιδιαβρωτική Προστασία – Χημικές Αντοχές
[22] Penetron Hellas (2020) Εγνατία Οδός – Γέφυρα Αξιού – Θεσσαλονίκη

Προς: την **Οργανωτική Επιτροπή του Συνεδρίου/**
το **ΕΤΑΜ/ Ελληνικό Τμήμα Αντισεισμικής Μηχανικής** και
το **ΤΕΕ/ Τμήμα Δυτικής Ελλάδος**

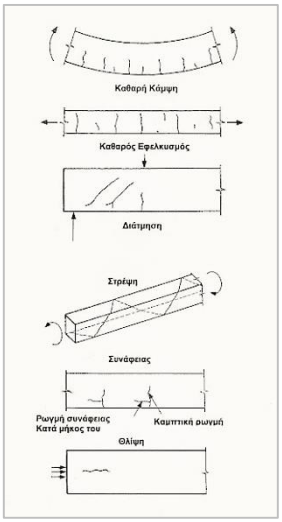
ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ 2024

ΘΕΜΑ: *2-συστατικών, Εποξειδικά Ενέσιμα Προϊόντα για Δομική Αποκατάσταση Ρηγματώσεων σε στοιχεία σκυροδέματος (EN 1504-5).*

SINTECNO – SINMAST Hellas SA/
Πέτρος Φώσκολος – Δ/νση Τεχνικού Τμήματος/ Υποστήριξη Σχεδιασμού Έργων και Τεχνικών Πωλήσεων/ Πολιτικός Μηχανικός Δομικών Έργων
foskolos@sintecno.gr / info@sintecno.gr

Για όσους εξετάζουν ή πραγματεύονται με τις επεμβάσεις σε υφιστάμενες δομές από σκυρόδεμα, σχεδιάζουν μεθοδολογίες Επισκευής/ Αποκατάστασης και στην ουσία, αναζητούν δόκιμα για την περίπτωση υλικά, μπορούν αν θέλουν να ανατρέξουν στις λύσεις που προτείνονται και διατίθενται από την εταιρεία SINTECNO SA. Στις παραγράφους που ακολουθούν μπορεί κανείς να βρει συγκεντρωτικά, στοιχεία για μια σειρά εξειδικευμένων προϊόντων από την γκάμα της Εταιρείας που απευθύνονται στην Ενότητα που ορίζει το συγκεκριμένο Πεδίο Εφαρμογής και αναφέρονται στον τίτλο της εν λόγω εργασίας. Προϊόντα, σχεδιασμένα για τη δομική επισκευή και αποκατάσταση ρηγματώσεων, σε στοιχεία Κατασκευών από σκυρόδεμα.

Σίγουρα, σε μια δομή που εμφανίζονται ρηγματώσεις, πρώτο μέλημα είναι, να εντοπίσει κανείς τη γενεσιουργό αιτία εμφάνισής των και να προσδιορίσει τη δράση που τις προξένησε. Συνήθως, σε μια καινούργια δομή, ρηγματώσεις ποικίλης μορφής και σχήματος ως προς τη γεωγραφική της αποτύπωση (π.χ. ευθύγραμμες ή ακανόνιστες, διαγώνιας διεύθυνσης, διάχυτης μορφής ή μικρο-ρωγμές τοπικού χαρακτήρα), ενδέχεται να εμφανιστούν, προ σκλήρυνσης π.χ. από φυσικά αίτια κυρίως ή να παρατηρηθούν μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, προερχόμενες επίσης από φυσικές αιτίες, ενδεχομένως έντονες θερμοκρασιακές μεταβολές, χημική αντίδραση ή από περιπτώσεις τυχηματικών δράσεων (ICRI- Διεθνές Ινστιτούτο Επισκευών Σκυροδέματος/ Concrete Society Technical Report No 22). Από ‘κει και πέρα ως προς τις δράσεις, με βάση τον μηχανισμό λειτουργίας και την εικόνα που επισυνάπτεται και αποτυπώνεται παραπλεύρως, για κάθε περίπτωση τα αίτια εμφάνισης συγκεκριμένα!



Η Κατάσταση και τα είδη των Ρωγμών.
Με την ευκαιρία, ως προς την κατηγοριοποίηση τους, εστιάζοντας σε διάφορες παραμέτρους, με βάση ορισμένων κριτηρίων, ας προσπαθήσουμε παρακάτω να αποτυπώσουμε τις πιθανές διακυμάνσεις της κατάστασης των ρωγμών που συνήθως παρατηρούνται.

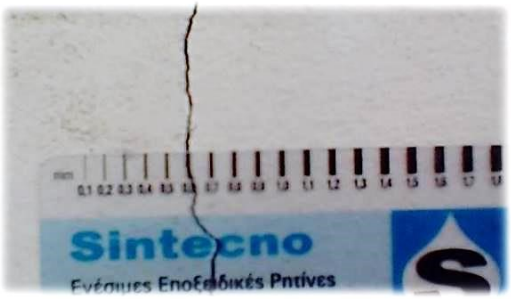
α) ανάλογα με την συμπεριφορά και τον χαρακτήρα τους.
Οι ρηγματώσεις, δύναται να είναι:

1. Ανενεργές, δηλαδή μη δυναμικές (εδώ περιλαμβάνονται όλες οι περιπτώσεις ρωγμών και μικρο-ρηγματώσεων, που εξελίχθηκαν και πλέον με πλάτος σταθερό, παραμένουν ανενεργές. Οι περιπτώσεις αυτές προσφέρουν τη δυνατότητα αντιμετώπισης με ενέσιμα προϊόντα, με άκαμπτη (rigid) συμπεριφορά, π.χ. χαμηλού ιξώδους, λεπτόρρευστα, Ενέσιμα συστήματα Ρητινών, Εποξειδικής βάσης.

2. Ασυνέχειες «Ενεργές», δηλαδή με χαρακτήρα δυναμικό (περιπτώσεις ρωγμών "κινητικών" που συνεχώς εξελίσσονται και παρουσιάζουν διακυμάνσεις με αποτέλεσμα, μια συχνότητα διαφοροποίησης στο εύρος πλάτους τους). Οι περιπτώσεις αυτές απαιτούν συνεχή παρακολούθηση των διακυμάνσεων με μηχανικά ή ηλεκτρικά "ρωγμόμετρα" (μηκυνσιόμετρα). Αντιμετωπίζονται δε, με ενέσιμα προϊόντα, συνήθως με ημι-εύκαμπτη (semi-rigid ή semi-flexible) ή πλήρως εύκαμπτης (flexible) συμπεριφοράς, π.χ. Εποξειδικά–πολυουρεθανικά προϊόντα ή καλύτερα, χαμηλού ιξώδους, λεπτόρρευστα, Ενέσιμα συστήματα Ρητινών, Πολυουρεθανικής ή Ακρυλικής βάσης, με δυνατότητα να αντιδράσουν ακόμα-ακόμα και με παρουσία ή/και εκτόνωση νερού. Τα συγκεκριμένα, αποτελούν από μόνα τους μια ανεξάρτητη Κατηγορία Ενέσιμων συστημάτων, με αρκετές ακόμα ιδιαιτερότητες που την κάνει ξεχωριστή.

β) ανάλογα με το εύρος πλάτους τους.
Η κατηγοριοποίηση περιπτώσεων (ρωγμών μη δυναμικών, ανενεργών), με προϋπόθεση πως αυτές δύναται να επανεκτιμηθούν και να αξιολογηθούν:

1. Τριχοειδείς ρωγμές και ιχνοειδή, οφειλόμενα κυρίως σε φυσικά αίτια (διάχυτη ρηγμάτωση, λόγω πλαστικής συρρίκνωσης ή ακραίων ορίων θερμοκρασιών/ υψηλές ή χαμηλές, απότομη συστολή ξήρανσης, κ.α.).
2. Μικρο-ρηγματώσεις (διαδικασία ρητινένεσης) (<1.0 mm)
3. Ρωγμές με εύρος πλάτος (<3.0 mm)
4. Ρωγμές με εύρος πλάτος (>3.0 mm)
5. Ρωγμές με εύρος πλάτος (>4.5–5.0 mm)*



Όλες με δυνατότητα αντιμετώπισης με χαμηλού ιξώδους, 2-συστατικών, λεπτόρρευστα Ενέσιμα συστήματα Ρητινών Εποξειδικής βάσης.
** Από το όριο αυτό και πάνω, για ποικίλους λόγους, ρωγμές μεγαλύτερου εύρους πλάτους αντιμετωπίζονται με λεπτόκοκκα, ενέματα μικρο-τσιμέντου, 1-συστατικού.*

γ) ανάλογα με τις αναλογίες ή τη θέση εμφάνισής τους (positioning).

1. Το βάθος της είναι επιφανειακό (ρηχό σχετικά);
2. Μήπως πρόκειται για ρωγμή διαμπερή (οπότε ως ασυνέχεια, υπάρχει δεδομένα περίπτωση διακοπής μονολιθικότητας στοιχείου);
3. Είναι εξωτερική ή εσωτερική;
4. Βρίσκεται στην άνω ή στην κάτω ζώνη του στοιχείου σκυροδέματος?

δ) ανάλογα με τις συνθήκες που παρουσιάζουν και την κατάσταση υποστρώματος.

1. Ρωγμές χαρακτηρισμένες ως ξηρές ("χείλος" και τοιχώματα/ παρειές, περιπτώσεις με δυνατότητα αντιμετώπισης με χαμηλού ιξώδους, λεπτόρρευστα, Ενέσιμα συστήματα Ρητινών, Εποξειδικής βάσης).
2. Ρωγμές νοτισμένες ή ελαφρώς νοτισμένες (ομοίως με δυνατότητα αντιμετώπισης με χαμηλού ιξώδους, λεπτόρρευστα, Ενέσιμα συστήματα Ρητινών, Εποξειδικής βάσης).
3. Ρωγμές χαρακτηρισμένες ως υγρές, το συρίγγιό τους το καταλαμβάνει το νερό.
4. Ρωγμές με παρουσία φαινόμενων διείσδυσης ή εκτόνωσης νερού (με ροή).

<u>Περίπτωση β)</u><u>1. **:**</u>

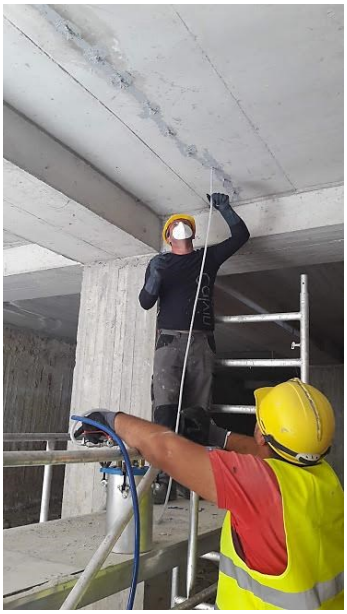
Συνήθως, ιχνοειδή, διάχυτης μορφής αραχνοειδή, κλπ., με εύρος πλάτους ≤0,2 mm ή 0,3 mm, θεωρούνται ελεγχόμενα και δη αμελητέα ως προς τον χαρακτήρα τους, τα οποία αφού διανοιχθεί ελαφρά το χείλος τους με τη λεπίδα σπάτουλας, απλά και μόνο στοκάρονται επιφανειακά με λεπτόκοκκη ρητίνη φινιρίσματος, εποξειδικής βάσης σε μορφή πάστας (2-συστατικών π.χ. Sinmast P103 ή Sinmast P103 Fine), η οποία να πληροί τις απαιτήσεις κατά EN 1504-4 (Προϊόντα και συστήματα για την προστασία και επισκευή κατασκευών σκυροδέματος /Ορισμοί, απαιτήσεις, ποιοτικός έλεγχος και αξιολόγηση της συμμόρφωσης/ Δομική συγκόλληση).

<u>Περιπτώσεις β)</u><u>2. & **β)**3. **:**</u>

Μικρο-ρηγματώσεις, ρωγμές, με εύρος πλάτος ρωγμής (>0.3 mm έως <3.0 mm). Εφαρμογή διαδικασίας 2-συστατικών ενέσιμου υλικού, εποξειδικής βάσης με χαμηλό ιξώδες, σχεδιασμένο για ρηγματώσεις ως άνω), που να πληροί τις απαιτήσεις κατά EN 1504-5 (Ενέσιμα Προϊόντα δομικής αποκατάστασης ρωγμών για την επισκευή και προστασία κατασκευών σκυροδέματος. Ορισμοί, απαιτήσεις, ποιοτικός έλεγχος και αξιολόγηση συμμόρφωσης/ Ενέσιμα για ρωγμές σκυροδέματος). Κατηγοριοποιημένο, όπως θα δούμε

παρακάτω, ως U(F1)W(2)(1/2)(15/38) και U(F1)W(8)(1/2)(5/38). Προηγείται της διαδικασίας εισπίεση αέρα στο εσωτερικό της ρωγμής για την απελευθέρωση του εσωτερικού διάκενου από χαλαρά -εύθρυπτα- στοιχεία. Η διαδικασία δύναται να εφαρμοστεί:

A. μέσω πλήρωσης, βαρυτικά (αν η ρωγμή είναι π.χ. σε άνω ζώνη πλάκας, αφού πρώτα διευρυνθεί ελαφρά το πλάτος της ρωγμής που εξετάζεται επιφανειακά με τροχό, σε όλο το μήκος της, διαμορφώνοντας έτσι τεχνητά υποδοχέα σε ρηχό βάθος, μόλις ~5 mm) ή
B. με πλήρη διαδικασία ρητινένεσης, ήτοι με εποξειδική πάστα, στερέωση πλαστικών ακροφυσίων εισπίεσης (Sintecno Injection Nipples) επί της ρωγμής, σε αποστάσεις ~15–20 cm ή με εμφύτευση πλαστικών ακροφυσίων (Sintecno Packers PU/ Plastique Hoses), τύποι με ανεπίστροφη βαλβίδα, σε διάταξη zig–zag, σε διατρήματα διαμορφωμένα υπό γωνία 45° , τα οποία θα απέχουν σε απόσταση d/2 από τη ρωγμή (όπου d= το πάχος του στοιχείου σκυροδέματος που εξετάζεται). Στοκάρισμα επιφανειακά της ρωγμής με εποξειδικής βάσης, λεπτόκοκκη πάστα φινιρίσματος 2-συστατικών (π.χ. Sinmast P103 ή Sinmast P103 Fine), που να πληροί τις απαιτήσεις κατά EN 1504-4. Με την πάροδο (24) ωρών, εισπίεση του ενέσιμου υλικού μέσω των ακροφυσίων ανωτέρω, με σκοπό την πλήρωση των ρωγμών, είτε αυτές είναι ρηχές με επιφανειακό βάθος, είτε είναι διαμπερείς οπότε υπάρχει δεδομένα διακοπή μονολιθικότητας στοιχείου. Η εφαρμογή μπορεί να γίνει με πνευμονικό (πνευματικό) ή εμβολοφόρο μηχάνημα, με πίεση 1½ και 2 atm αντίστοιχα, ανάλογα με το είδος εξοπλισμού που χρησιμοποιείται.



Ανεξαρτήτως θέσεως, σε περίπτωση που η ρηγμάτωση που εξετάζεται είναι διαμπερής, θα πρέπει να προηγηθεί επιφανειακό στοκάρισμα της μίας ελεύθερης πλευράς με εποξειδική ρητίνη, σε μορφή πάστας, 2-συστατικών (π.χ. Sinmast P103 ή Sinmast P103 Fine), για την αποφυγή διασποράς του λεπτόρρευστου ενέσιμου υλικού, με σκοπό λοιπόν να παραμείνει εντός του διάκενου της ασυνέχειας και να μη διαφύγει από τη ρωγμή.

<u>Περίπτωση β)</u>4. **<u>:</u>**

Ρωγμές με εύρος πλάτος (< 3.0 mm έως <4.5–5.0 mm). Ομοίως, η διαδικασία ως ανωτέρω αλλά με 2-συστατικών, ενέσιμο υλικό εποξειδικής βάσης ενισχυμένο πρόσθετα με filler*.

Μετά την επιμέρους αναφορά στα είδη των ρωγμών και μικρο-ρηγματώσεων, καιρός πλέον είναι να επανέλθουμε στα 2-συστατικών Εποξειδικά Ενέσιμα Συστήματα για Δομική Αποκατάσταση Ρηγματώσεων -ανενεργών- σε στοιχεία σκυροδέματος.

Πως επιλέγει κανείς το πλέον κατάλληλο Ενέσιμο Σύστημα για την εφαρμογή;

Αρχικά, στην γκάμα της SINTECNO SA, στα συστήματα εποξειδικής βάσης αυτού του σκοπού, επικεντρώνεται κανείς στα (5+1) βασικά προϊόντα της σειράς **Sinmast** (**J**) type epoxy resins. Συγκεκριμένα στα προϊόντα **Sinmast J**158, **Sinmast J**24, **Sinmast J**26, **Sinmast J**12, **Sinmast J**20 (που διατίθεται στις εκδόσεις **J**[20] κλασικό ενέσιμο και **J**[20L] σύστημα με παρατεταμένο χρόνο εργασιμότητας). Εκτός αυτών, υπάρχουν ακόμα (2+1), το προϊόν **Sinmast S2** (που διατίθεται στις εκδόσεις [S2] κλασικό συγκολλητικό, [S2L] σύστημα με παρατεταμένο χρόνο εργασιμότητας) καθώς επίσης, το ρητινοκονίαμα **Sinpast J/A***(που είναι ενισχυμένο πρόσθετα με filler). Όλα αυτά αποτελούν προϊόντα χωρίς συρρικνώσεις, αδιαπέρατα από υγρά μετά την ωρίμανση σχεδιασμένα για εξωτερική και εσωτερική χρήση. Συστήματα που εφαρμόζονται για να εξασφαλίσουν υψηλή δύναμη συγκόλλησης, έχουν χρησιμοποιηθεί και χρησιμοποιούνται κατά κόρον σε διάφορα επώνυμα έργα, υψηλής και μέσης σπουδαιότητας, όπως και σε αναρίθμητα μικρότερα κτιριακά, με Ιδιωτικό ή Δημόσιο χαρακτήρα.

Οι παραπάνω τύποι των χαμηλού ιξώδους, λεπτόρρευστων, Ενέσιμων προϊόντων, υψηλών στερεών, από πλευράς χημικής σύνθεσης, αποτελούν προϊόντα, αμιγώς, εποξειδικής βάσης (pure-epoxy) και ως συστήματα Επισκευής και Προστασίας των Ρωγμών είναι χαρακτηρισμένα ως Προϊόντα 2-συστατικών. Αποτελούνται από το Συστατικό (Α): την Ρητίνη (Resin) και το Συστατικό (Β): τον Σκληρυντή (Hardener). Όπως έχουμε αναφέρει και σε προηγούμενες αναρτήσεις, ο Σκληρυντής είναι στην ουσία, εκείνο το συστατικό που επηρεάζει τις συνθήκες σκλήρυνσης του μίγματος όπως επίσης, είναι ο παράγοντας που καθορίζει τον διαθέσιμο χρόνο εργασιμότητας του αναμίγματος (pot life) δηλαδή, την απαιτούμενη διάρκεια ζωής στη συσκευασία ή στον εξοπλισμό εφαρμογής, μετά το πέρας της ανάμιξης, καθώς και τον "ελεύθερο" διαθέσιμο χρόνο για την εφαρμογή του μίγματος πλήρωσης, στη περιοχή/ θέση εισπίεσης.

Μέθοδοι και Αρχές βάσει Ευρωπαϊκού Προτύπου EN 1504/ Κατηγοριοποίηση

Όπως όλα τα συστήματα που διατίθενται στην γκάμα και κατατάσσονται στην Ενότητα αυτή, για να είναι ένα προϊόν κατάλληλο για την Επισκευή Ρηγματώσεων, σχεδιασμένο ως υλικό αποκατάστασης της ασυνέχειας σε στοιχεία κατασκευών από σκυρόδεμα πρέπει:

- να φέρει Σήμανση (CE), κριτήριο βασικό-βασικότατο,
- να λειτουργεί ως Συγκολλητικό μέσο με δυνατότητα, επανασύνδεσης των παρειών μεταξύ τους και να εξασφαλίζει την επαναφορά της μονολιθικής συμπεριφοράς του στοιχείου συνάμα, να αποτελεί μέτρο προστασίας ώστε να αποτρέψει όποια πιθανότητα διείσδυσης νερού και επιθετικών παραγόντων στο διάκενο της ρωγμής, και γενικότερα υλικό σε πλήρη συμφωνία με τις Αρχές και τις Μεθόδους που ορίζονται στο Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1504 (European-Norm),
- συγκεκριμένα, να καλύπτει τις απαιτήσεις κατά Ευρωκώδικα EN 1504-5/ περί Ενέσιμων Προϊόντων και Συστημάτων δομικής αποκατάστασης ρωγμών ενδεδειγμένων για την Επισκευή και Προστασία κατασκευών σκυροδέματος. Ορισμοί, απαιτήσεις, ποιοτικός έλεγχος και αξιολόγηση συμμόρφωσης/ Ενέσιμα για ρωγμές σκυροδέματος).

Λοιπές σχετικές αναφορές:

- Οι πρότυπες Εθνικές Τεχνικές Προδιαγραφές (ΕΤΕΠ)/ ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-01-07-01 περί συστημάτων κατάλληλων για πλήρωση ρωγμών, μικρού εύρους, σε υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος καθώς επίσης, τις ΕΛΟΤ 1501-14-01-07-02, περί συστημάτων κατάλληλων για πλήρωση ρωγμών μεγαλύτερου εύρους σε υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος.

Πρόσθετες Εγκρίσεις/ Πρότυπα με σχετική αναφορά:

- Συστήματα με συνεισφορά σε πόντους LEED (Leadership in Energy and Environmental Design).
- Εναρμόνιση με τις απαιτήσεις LEED (Leadership in Energy and Environmental Design) / Έλεγχος κατά ISO 11890-1 και συμμόρφωση με τις απαιτήσεις του LEED EQ Credit 4.2 περί Low-Emitting Materials.
- Εφαρμογή Προϊόντων φιλικών στο Χρήστη και στο Περιβάλλον.

Από πλευράς κριτηρίων επιλογής, υπάρχουν άλλες παράμετροι που πρέπει να πληρούν τα Ενέσιμα Προϊόντα, Εποξειδικής βάσης;

Σαφώς και υπάρχουν! Ανάλογα με κάθε μία από τις παρακάτω περιπτώσεις που εξετάζονται, στην επιλογή του ενδεδειγμένου συστήματος που προσφέρει τη λύση και προφανώς διατίθεται στην γκάμα των υλικών της SINTECNO SA, στα προϊόντα που συγκαταλέγονται στην Ενότητα αυτή, και συμμορφώνονται δε με τα παραπάνω.

Επιλογή του κατάλληλου Ενέσιμου εποξειδικού προϊόντος ανάλογα με την Κατηγοριοποίησή του *(Classification according to EN 1504-5)* και την Κωδικοποίηση των χαρακτηριστικών του:

Τύπος Ενέσιμου	*Κωδικοποίηση Προϊόντος*
• **Sinmast J** 158	*U(F1)W(1)(1/2)(5/38)*
• **Sinmast J** 12	*U(F1)W(8)(1/2)(5/23)*
• **Sinmast J** 20	*U(F1)W(8)(1/2)(15/38)*
• **Sinmast J** 20L	*U(F1)W(8)(1/2)(15/38)*
• **Sinmast J** 24	*U(F1)W(2)(1/2)(15/38)*
• **Sinmast J** 26	*U(F1)W(2)(1/2)(5/23)*
• **Sinmast S** 2	*U(F1)W(8)(1/2)(5/38)*
• **Sinmast S** 2L	*U(F1)W(8)(1/2)(15/38)*

ΥΠΟΝΜΗΜΑ:

Κωδικοποίηση Προϊόντος: π.χ. *U(F1)W(8)(1/2)(8/38)*

1. ***U***= *Use/ Κωδική ονομασία που χαρακτηρίζει τη χρήση/ Προϊόν Ενέσιμο.*
2. ***F1***= *Force transmitting filling of cracks / Ενέσιμο προϊόν για μονολιθική πλήρωση ρωγμής / Δύναμη πρόσφυσης σε Εφελκυσμό >2.0 N/mm^2.*
3. ***W(8)***= *Εργασιμότητα, ελάχιστο επιτρεπόμενο πλάτος ρωγμής* σε (mm) διαιρεμένα διά του 10.*
   ****Εδώ βέβαια πρέπει να επισημανθεί ότι, το μέρος του Προτύπου θέτει περιορισμό μιας και ορίζει συγκεκριμένη διάσταση χωρίς να κάνει αναφορά σε διακυμάνσεις εύρους.***
4. ***1/2***= Κατάσταση Ρωγμής, 1= ξηρή, 2= ελαφρώς υγρή (νοτισμένη).
5. ***5/38***= Ελάχιστη και Μέγιστη θερμοκρασία Εφαρμογής +5 ^{o}C/+38 ^{o}C

Ανάλογα με το εύρος πλάτος της Ρωγμής που εξετάζεται:

❖ *2-συστ., τύποι εποξειδικής ρητίνης με κατάλληλο ιξώδες, ιδιαίτερα λεπτόρρευστοι, με υψηλή δυνατότητα διείσδυσης, χωρίς διαλύτες:*

Τύπος Ενέσιμου	*Πλάτος Ρωγμής*
• **Sinmast J**158	< 0.4 mm
• **Sinmast J**24	0.1–1.0 mm
• **Sinmast J**26	0.1–1.0 mm
• **Sinmast J**12	1.0–3.0 mm
• **Sinmast J**20	1.0–3.0 mm
• **Sinmast J**20L	1.0–3.0 mm

❖ *2-συστ., τύποι εποξειδικής ρητίνης με χαμηλό ιξώδες, ιδιαίτερα λεπτόρρευστοι, με υψηλή δυνατότητα διείσδυσης, χωρίς διαλύτες:*

Τύπος Ενέσιμου	*Πλάτος Ρωγμής*
• **Sinmast S2**	1.0–3.0 mm
• **Sinmast S2**L	1.0–3.0 mm

❖ *2-συστ., τύπος εποξειδικού ρητινοκονιάματος μεσαίου ιξώδους, με υψηλή δυνατότητα διείσδυσης, χωρίς διαλύτες:*

Τύπος Ενέσιμου	*Πλάτος Ρωγμής*
• **Sinpast J/A**	>3.0 έως <5.0 mm

Από την άλλη, μετά την ανάμιξη των 2-συστατικών τους (μέρος A+B), ανάλογα με τον διαθέσιμο χρόνο εφαρμογής τους, χαρακτηρίζονται ως:

- συστήματα με κανονικό (μέσο) χρόνο εργασιμότητας
  *(όπως π.χ. τα **Sinmast J**12, **Sinmast J**26, **Sinmast S**2 και **Sinpast J/A**),*
- συστήματα με παρατεταμένο χρόνο εργασιμότητας (LP/ Long Pot-life),
  *(όπως π.χ. τα **Sinmast J**158, **Sinmast J**24, **Sinmast J**20, **Sinmast J**20L και **Sinmast S**2L),*

Άλλη περίπτωση; Ανάλογα με τις συνθήκες υποστρώματος και τη δυνατότητα εφαρμογής, συστήματα συμβατά με:

- ξηρές συνθήκες
  (όλοι οι τύποι των ενέσιμων που συνθέτουν την γκάμα προϊόντων)
- ξηρό ή ελαφρά νοτισμένο υπόστρωμα
  (όλοι οι τύποι των ενέσιμων που συνθέτουν την γκάμα προϊόντων)

Επίσης, ανάλογα με τη σύνθεσή τους (formulation/ format), χαρακτηρίζονται ως:

- συστήματα αμιγούς ρητίνης (pure resin)
  *(όλα εκτός του προϊόντος **Sinpast J/A**),*
- συστήματα με αμιγή ρητίνη, ενισχυμένη με filler λεπτοκόκκου
  *(όπως είναι π.χ. το **Sinpast J/A** που αποτελεί ένα έτοιμο υλικό, στη φιλοσοφία ρητινοκονιάματος),*

Τέλος, από πλευράς τύπου σχεδιασμού, ανάλογα με την χρονική περίοδο που ο κάθε τύπος έχει τη δυνατότητα να εφαρμοστεί:

- κατά την "Θερινή" λεγόμενη περίοδο *(από μέσα Μαΐου έως τα μέσα Σεπτέμβρη)*
  *(όπως π.χ. τα **Sinmast J**24, **Sinmast J**20, **Sinmast J**20L και **Sinmast S**2L),*
- κατά την "Χειμερινή" λεγόμενη περίοδο *(από Νοέμβρη έως τα μέσα Μαρτίου)*
  *(όπως π.χ. τα **Sinmast J**26 και **Sinmast J**12),*
- *ανεξαρτήτως περιόδου, καθ' όλο τον χρόνο*
  *(όπως π.χ. τα **Sinmast J**158, **Sinmast S**2 και **Sinpast J/A**)*

Οπότε, συνοψίζοντας όλες τις παραμέτρους ανωτέρω συντάσσεται ο παρακάτω Πίνακας:

	Κωδικός Εποξειδικού Ενέσιμου								
Ιδιότητα Προϊόντος	**Sinmast J** 158	**Sinmast J** 24	**Sinmast J** 26	**Sinmast J** 20	**Sinmast J** 20L	**Sinmast J** 12	**Sinmast S** 2	**Sinmast S** 2L	**Sinpast J**/A
Προϊόντα και Συστήματα ενδεδειγμένα για την Επισκευή και Προστασία κατασκευών σκυροδέματος/ Ενέσιμα κατάλληλα για Επισκευή και Προστασία ρωγμών σκυροδέματος	EN 1504-5	EN 1504-5	EN 1504-5	EN 1504-5	EN 1504-5	EN 1504-5	EN 1504-5	EN 1504-5	EN 1504-5
Σήμανση CE	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Τύπος ενέσιμου για Ρωγμές με εύρος πλάτους (< 0.4mm)	●	●	●						
Τύπος ενέσιμου για Ρωγμές με εύρος πλάτους (0.1–1.0mm)		●	●						
Τύπος ενέσιμου για Ρωγμές με εύρος πλάτους (1.0–3.0mm)				●	●	●	●	●	
Τύπος ενέσιμου για Ρωγμές με εύρος πλάτους (> 3.0 & < 5.0mm)									●
Σύστημα 2-συστατικών εποξειδικής βάσης	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Απαιτεί ανάδευση των (2) συστατικών του με αναδευτήρα	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Μίγμα ρευστής μορφής	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Μίγμα ιδιαίτερα λεπτόρρευστο, χαμηλού ιξώδους (με υψηλή διεισδυτικότητα και ρευστότητα)	●	●	●	●	●	●			
Μίγμα λεπτόρρευστο με μεσαίο ιξώδες							●	●	●
Κανονικός χρόνος εργασιμότητας			●			●	●		●
Παρατεταμένος χρόνος εργασιμότητας	●	●		●	●			●	
Τύπος ενέσιμου με δυνατότητα εφαρμογής βαρυτικά	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Τύπος ενέσιμου με δυνατότητα εφαρμογής με Αντλία Ενεμάτων	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Τύπος ενέσιμου με υψηλή περιεκτικότητα σε στερεά (~100%)	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Σύσταση αμιγούς ρητίνης χωρίς filler	●	●	●	●	●	●	●	●	
Σύσταση ενισχυμένη πρόσθετα με filler									●
Κατάλληλο για υπόστρωμα ξηρών συνθηκών	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Κατάλληλο για υπόστρωμα ξηρό ή νοτισμένο	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Θερμοκρ. Υποστρώματος & Περιβάλλοντος +5 ^{o}C έως +23 ^{o}C			●			●			
Θερμοκρ. Υποστρώματος & Περιβάλλοντος +5 ^{o}C έως +38 ^{o}C	●						●		●
Θερμοκρ. Υποστρώματος & Περιβάλλοντος +15 ^{o}C έως +38 ^{o}C		●		●	●			●	

Τι πρέπει να προσέξει κανείς πριν ή κατά τη διάρκεια της εφαρμογής;

Παρακάτω παρατίθενται ορισμένα «σημεία κλειδιά» τα οποία θα πρέπει να τηρούνται σχολαστικά πριν και κατά τη διάρκεια της διαδικασίας εφαρμογής:

Πριν την εφαρμογή:

- Για προϊόντα που διατίθενται σε συσκευασίες σε ζεύγος δοχείων, πριν την ανάμιξη της Ρητίνης (μέρος Α) με τον Σκληρυντή (μέρος Β), κρίνεται σκόπιμη η ανάμιξη αρχικά κάθε συστατικού ξεχωριστά στο αντίστοιχο δοχείο του, σε συνέχεια τα δύο μέρη

μεταξύ τους. Επίσης, πρέπει να τηρείται σχολαστικά η αναλογία των 2-συστατικών που αναγράφεται στις ετικέτες των δοχείων.

- Αποφύγετε την ανάμιξη, πόσο μάλλον την έκθεση των δοχείων παρατεταμένα στον ήλιο, ώστε να αποτρέψετε τη συρρίκνωση του χρόνου εργασιμότητας. Η φύλαξη των δοχείων και η ανάμιξη των δύο συστατικών, συστήνεται να γίνεται πάντοτε υπό σκιά. Σε συνθήκες έντονης ηλιοφάνειας, ειδικά κατά τη θερινή περίοδο αποφύγετε την μεταφορά των δοχείων υλικού που σκοπεύετε να χρησιμοποιήσετε άμεσα, για μεγάλη απόσταση χρονικά.

Κατά την εφαρμογή:

- Για Εποξειδικά Ενέσιμα Προϊόντα χαρακτηρισμένα ως παντός καιρού, η θερμοκρασία υποστρώματος και περιβάλλοντος να είναι μεταξύ +5 ^{o}C με +38 ^{o}C. Για τους τύπους χειμερινής περιόδου από +5 ^{o}C έως +23 ^{o}C , ενώ για τύπους με παρατεταμένο χρόνο εργασιμότητας από +15 ^{o}C με +38 ^{o}C.
- Η σχετική υγρασία της ατμόσφαιρας να είναι < 80% (ιδανικές συνθήκες Σ.Υ. ≤ 65%). Επίσης, η θερμοκρασία περιβάλλοντος κατά τη διάρκεια της εφαρμογής, να είναι τουλάχιστον 3 ^{o}C πάνω από το σημείο υγροποίησης (dew-point).

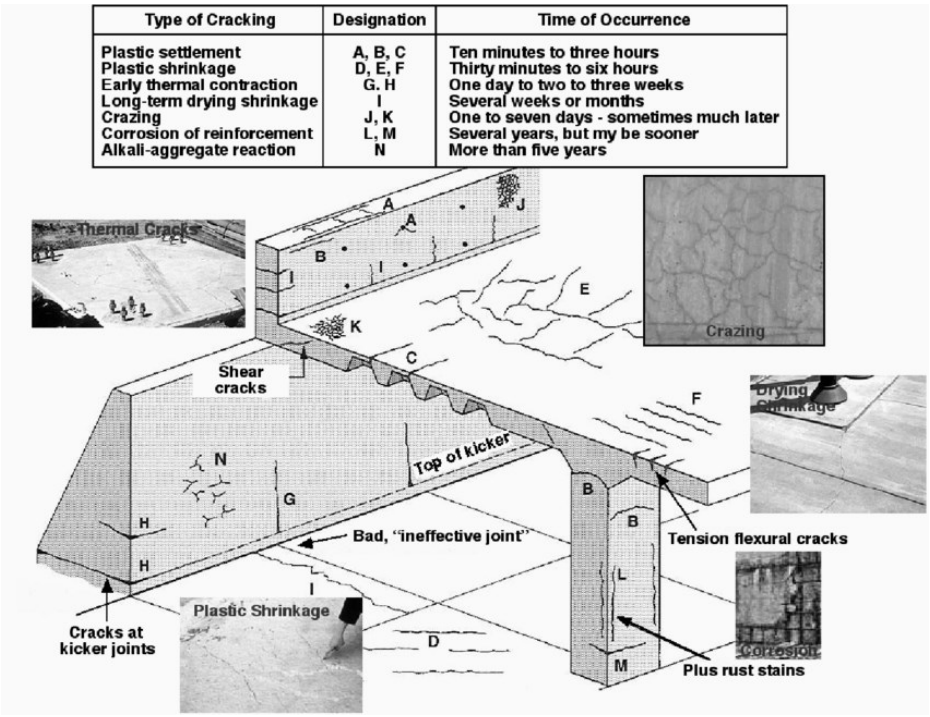
Υπάρχουν άλλες λεπτομέρειες που αφορούν συστήματα Ενέσιμα και αναφέρονται σε Προϊόντα κατάλληλα για την αντιμετώπιση Ρωγμών σε δομές από σκυρόδεμα;

Βεβαίως υπάρχουν, ειδικά εάν στις περιπτώσεις που εξετάζονται εντάξει κανείς τις παραμέτρους “Διαφυγή/ Εκτόνωση” με εισροή ή εκροή και παράλληλη λοιπόν “Δράση” Νερού, υπό πίεση διαμέσου των ρωγμών!! Υπάρχουν πολλοί ακόμα τύποι, ενέσιμων πάντοτε προϊόντων, αυτή τη φορά Πολυουρεθανικής όπως και Ακρυλικής βάσης. Αποτελούν επίσης τύπους ειδικού σχεδιασμού η ιδιαιτερότητα των οποίων είναι ότι, είναι “reactive/ ενεργοί” καθώς ενεργοποιούνται και αντιδρούν με την παρουσία νερού. Τύποι οι οποίοι εφαρμόζονται για τη συγκεκριμένη περίπτωση, προκειμένου να προσφέρουν συνθήκη αρχικά προσωρινής και τελικώς μόνιμης σφράγισης ανεξάρτητα με την πίεση ή τον όγκο του νερού που εκτονώνεται διαμέσου των ρωγμών στο στοιχείο σκυροδέματος όποιας κατασκευής κτιριακής ανάπτυξης ή έργου υποδομής.

Αν θέλει κανείς, μπορεί να αφιερώσει κανείς λίγο χρόνο και να ανατρέξει στις πρόσθετες λύσεις που προσφέρονται από την Εταιρεία (https://sintecno.gr/).

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ:

- Ευρωπαϊκό Πρότυπο ΕΝ 1504 (European-Norm)/ Αρχές και Μέθοδοι του Μέρους (5) του Προτύπου που καλύπτουν τις απαιτήσεις ΕΝ 1504-5: 2004/ περί Ενέσιμων Προϊόντων και Συστημάτων δομικής αποκατάστασης ρωγμών, ενδεδειγμένων για την Επισκευή και Προστασία κατασκευών σκυροδέματος.
- ΚΑΝ.ΕΠΕ. / Κανονισμός Επεμβάσεων: 2012.
- Πρότυπες Εθνικές Τεχνικές Προδιαγραφές (ΕΤΕΠ)/ ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-01-07-01 περί συστημάτων κατάλληλων για πλήρωση ρωγμών, μικρού εύρους, σε υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος καθώς επίσης, τις ΕΛΟΤ 1501-14-01-07-02, περί συστημάτων κατάλληλων για πλήρωση ρωγμών μεγαλύτερου εύρους σε υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος.
- ICRI- Διεθνές Ινστιτούτο Επισκευών Σκυροδέματος.
- ICRI- / Concrete Society Technical Report No (22)/ Non-structural cracks in concrete.



Type of Cracking	Designation	Time of Occurrence
Plastic settlement	A, B, C	Ten minutes to three hours
Plastic shrinkage	D, E, F	Thirty minutes to six hours
Early thermal contraction	G. H	One day to two to three weeks
Long-term drying shrinkage	I	Several weeks or months
Crazing	J, K	One to seven days - sometimes much later
Corrosion of reinforcement	L, M	Several years, but my be sooner
Alkali-aggregate reaction	N	More than five years

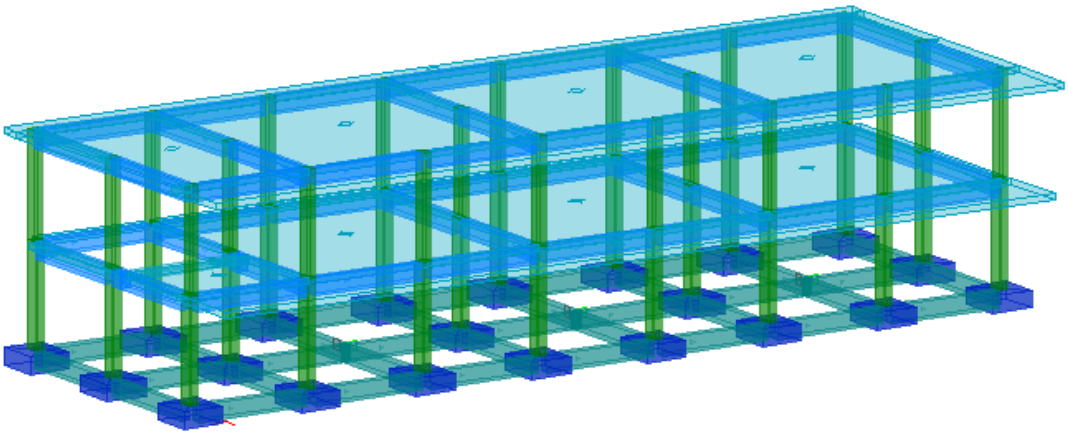
27ο Φοιτητικό Συνέδριο «Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών 2024»

Συνδιοργάνωση με το Ελληνικό Τμήμα Αντισεισμικής Μηχανικής,

Ε.Τ.Α.Μ. και ΤΕΕ/Τμ. Δυτικής Ελλάδος

21-22 Φεβρουαρίου 2024 - Συνεδριακό Κέντρο Παν. Πατρών.

ΔΠΕ - 1η Αναθεώρηση 2022: Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Υφιστάμενου Σχολικού Κτηρίου από Ο/Σ με το ΡΑΦ



Περίληψη

Σε αυτή την παρουσίαση, περιγράφεται η μεθοδολογία του Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού ελέγχου (ΔΠΕ) και η εφαρμογή της με το πρόγραμμα στατικών μελετών ΡΑΦ του Τεχνικού Οίκου Λογισμικού - ΤΟΛ. Αντικείμενο του ΔΠΕ είναι η ιεράρχηση ενός συνόλου υφισταμένων κτηρίων ανάλογα με την παθολογία τους. Η μεθοδολογία του ΔΠΕ αποτελεί μια προσεγγιστική διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας και της σεισμικής επάρκειας υφιστάμενων κτιρίων από Ο.Σ, η οποία χωρίζεται σε τρία επιμέρους βήματα. Το πρώτο αφορά στον προσδιορισμό της Σεισμικής Απαίτησης V_{req} ($V_{req,x}$, $V_{req,y}$), το δεύτερο στον προσδιορισμό της της Σεισμικής Αντίστασης V_R ($V_{R,x}$ – $V_{R,y}$) και το τρίτο στον προσδιορισμό του Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου λ, το οποίο είναι και το τελικό αποτέλεσμα του ΔΠΕ. Όλα τα παραπάνω βήματα πραγματοποιούνται από το ΡΑΦ και παρέχονται στο μηχανικό τα αναλυτικά αποτελέσματα των υπολογισμών, τόσο αριθμητικά σε πίνακες και κείμενο όσο γραφικά, με κατάλληλα χρώματα και συμβολισμούς, ώστε ο μελετητής να έχει πλήρη εικόνα και έλεγχο. Μέσω ενός παραδείγματος, περιγράφεται αναλυτικά η διαδικασία επίλυσης και κατάταξης του κτηρίου σε σεισμική κατηγορία από το ΡΑΦ και παράγεται το Δελτίο Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου σύμφωνα με το πρότυπο του ΟΑΣΠ, όπου καταγράφονται όλα τα απαραίτητα δεδομένα και αποτελέσματα των υπολογισμών.

Περιεχόμενα

1. ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΈΛΕΓΧΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ 5

1.1 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος 5

1.2 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος 5

2. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΥ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ 6

3. Ο ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΈΛΕΓΧΟΣ ΜΕ ΤΟ ΡΑΦ 7

3.1 «Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος σε διώροφο σχολικό κτήριο κατασκευασμένο το 1970 με κανονισμό του 1959» 9

3.1.1 Περιγραφή κτηρίου 9

3.1.2 Ορισμός γενικών παραμέτρων Ανάλυσης – Ελέγχου 9

3.1.3 Ανάλυση Μοντέλου με Στατική Επίλυση 10

3.1.4 Ορισμός παραμέτρων Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου 10

3.1.5 Αποτελέσματα εκτέλεσης 2οβάθμιου Προσεισμικού ελέγχου 10

3.1.5.1 Κριτήριο 1ο – Βλάβες υποστυλωμάτων 11

3.1.5.2 Κριτήριο 3ο – Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού Φορτίου 11

3.1.5.3 Κριτήριο 5ο – Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη – Στρέψη 12

3.1.5.4 Κριτήριο 6ο – Κανονικότητα Κτηρίου σε Τομή/Όψη 12

3.1.5.5 Κριτήριο 7ο – Κανονικότητα Δυσκαμψίας καθ’ ύψος – Μαλακός Όροφος 13

3.1.5.6 Κριτήριο 8ο – Κανονικότητα Μάζας καθ’ ύψος 13

3.1.5.7 Κριτήριο 9ο – Φύσει ή θέσει κοντά υποστυλώματα 13

3.1.5.8 Βαθμός Επιβάρυνσης 14

3.1.5.9 Ανάλυση Υπολογισμού – Αναλυτικά Αποτελέσματα 14

3.1.5.10 Κατάταξη κτηρίου σε Σεισμική Κατηγορία 15

3.1.5.11 Έντυπα – Δελτίο Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου – Τεύχος υπολογισμών 15

4. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ 16

1. Προσεισμικός Έλεγχος Κτηρίων

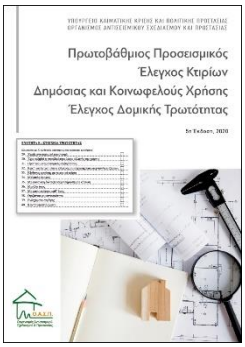
Σύμφωνα με τη διεθνή πρακτική, η απογραφή και η ιεραρχική αποτίμηση υφισταμένων κτηρίων γίνεται σε τρεις διαδοχικές φάσεις:

α. Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – ΠΠΕ ή Ταχύς Οπτικός Έλεγχος – ΤΟΕ.

β. Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – ΔΠΕ, λεπτομερέστερος του ΠΠΕ–ΤΟΕ αλλά με προσεγγιστική διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας και επάρκειας του κτηρίου.

γ. Τριτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – ΤΠΕ, με πλήρη μελέτη αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας του κτηρίου σύμφωνα με τα κανονιστικά κείμενα, π.χ. ΚΑΝ.ΕΠΕ.

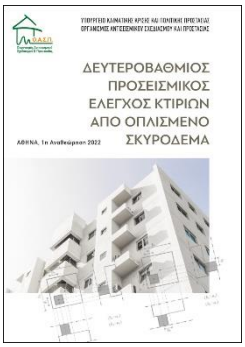
1.1 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος



Στην Ελλάδα, από το 2001, με εποπτεία του Ο.Α.Σ.Π., υλοποιείται το πρόγραμμα ***«Προσεισμικός έλεγχος κτηρίων δημόσιας και κοινωφελούς χρήσης»***, το οποίο βρίσκεται σήμερα στο πρώτο στάδιο, του *«Πρωτοβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου - ΠΠΕ»*. Στόχος του προγράμματος είναι η καταγραφή των υφιστάμενων κτηρίων δημόσιας και κοινωφελούς χρήσης και μια αρχική εκτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσής τους, προκειμένου να καθοριστούν οι προτεραιότητες σε εθνικό επίπεδο για τον περαιτέρω έλεγχο, με βάση τα στοιχεία που συλλέγονται και καταγράφονται σε σχετικά δελτία.

Τα δελτία του Πρωτοβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου αποστέλλονται στον Ο.Α.Σ.Π., εισάγονται σε βάση δεδομένων και βαθμονομούνται. Τα κτήρια κατατάσσονται σε ***τρεις κατηγορίες προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου Α, Β, Γ***. Η κατηγοριοποίηση αυτή αποτυπώνει το επίπεδο σεισμικής διακινδύνευσης από *«υψηλό» (Α)* σε *«χαμηλό» (Γ)* και τα αποτελέσματα της βαθμονόμησης αποστέλλονται κατόπιν σχετικού αιτήματος στους αρμόδιους φορείς, προκειμένου οι φορείς να ***ιεραρχήσουν τη διενέργεια του Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου*** σε συγκεκριμένα κτήρια με σκοπό τη μελλοντική τους προσεισμική ενίσχυση.

1.2 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος



Ο *Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος (ΔΠΕ)* είναι λεπτομερέστερος του Πρωτοβάθμιου, αλλά ταχύτερος από τον Τριτοβάθμιο. Στόχος του είναι η εκ νέου ιεραρχική βαθμονόμηση των κτηρίων που από τον μακροσκοπικό Πρωτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο, έλαβαν βαθμολογία κάτω ενός προβλεπόμενου ορίου. Αποτελεί μία προσεγγιστική αλλά αξιόπιστη διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας και της σεισμικής επάρκειας υφιστάμενων κτηρίων σε σχέση με τη σεισμική απαίτηση, όπως ορίζεται στις σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις. Το τελικό αποτέλεσμα του Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου είναι ο ***«Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου λ»***, ο οποίος αν και δεν διαθέτει απόλυτα αντικειμενική σημασία, υποδεικνύει με προσεγγιστικό τρόπο το βαθμό ανεπάρκειας κάθε ελεγχόμενου κτηρίου και κατά συνέπεια, για ένα σύνολο ελεγχόμενων κτηρίων, τη σειρά προτεραιότητας για την τρίτη φάση του όλου εγχειρήματος, που θα πραγματοποιηθεί με τον *Τριτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο*, με σύνταξη ολοκληρωμένων μελετών αποτίμησης και ανασχεδιασμού/ενίσχυσης ενός αριθμού κτηρίων ανάλογα με τις οικονομικές δυνατότητες του εκάστοτε αρμόδιου φορέα.

Στις 21.6.2022 δημοσιεύθηκε στο ΦΕΚ 3134/Β, η 1η Αναθεώρηση του Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου Κτηρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, με την οποία επικαιροποιείται και απλοποιείται η μεθοδολογία του ελέγχου και ταυτόχρονα υιοθετείται η διαδικασία κατάταξης του κτηρίου σε ***«σεισμική κατηγορία Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου κτηρίου»***, κατ' αντιστοιχία με τις *«σεισμικές κλάσεις κτηρίου»* της 3ης αναθεώρησης του ΚΑΝ.ΕΠΕ (αν και οι δύο κατατάξεις διαφέρουν). Ως *«σεισμική κατηγορία Δευτεροβαθμίου Προσεισμικού ελέγχου κτηρίου»* ορίζεται ο μέγιστος στόχος αποτίμησης που μπορεί να εξασφαλίσει ένα κτήριο για στάθμη επιτελεστικότητας Β «Σημαντικές Βλάβες» κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., εφαρμόζοντας τη μεθοδολογία του ΔΠΕ. Η κατάταξη του κτηρίου σε *«σεισμική κατηγορία ΔΠΕ»* παρέχει τη δυνατότητα μιας πιο ορθολογικής ιεράρχησης των κτηρίων που πρέπει να εξεταστούν στην τρίτη φάση, με Τριτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο βάσει πλήρους στατικής και αντισεισμικής μελέτης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ..

Η προτεινόμενη από τον ΟΑΣΠ μεθοδολογία για το ΔΠΕ, αποτελεί μια προσεγγιστική διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας και της σεισμικής επάρκειας υφιστάμενων κτηρίων από Ο.Σ. σε σχέση με τη σεισμική απαίτηση, όπως ορίζεται στις σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις. Η μεθοδολογία περιλαμβάνει κάποιους υπολογισμούς, οι οποίοι είναι γενικά προσεγγιστικοί, χωρίς απαιτήσεις κατάστρωσης ενός λεπτομερούς μοντέλου του κτηρίου όπως συμβαίνει στις πλήρεις μελέτες που απαιτεί ο τριτοβάθμιος έλεγχος.

2. Μεθοδολογία Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου

Η μέθοδος περιλαμβάνει τρία βήματα:

α. Τεκμηρίωση του δομικού συστήματος και της παθολογίας του κτηρίου.
β. Εκτέλεση προσεγγιστικών υπολογισμών.
γ. Σύνταξη τεύχους υπολογισμών και τεχνικής έκθεσης.

Αν δεν υπάρχει σχετική τεκμηρίωση, απαιτούνται επιτόπιες επισκέψεις σε όλους τους χώρους του κτηρίου, αποτύπωση της γεωμετρίας του Φέροντος Οργανισμού (ΦΟ) και των τοιχοπληρώσεων, αξιοποίηση των δεδομένων και των παραδοχών της αρχικής μελέτης εφόσον υπάρχει ή και μεταγενέστερων επεμβάσεων, αποτύπωση της παθολογίας, ιδιαίτερα του Φ.Ο. και προαιρετική εκτέλεση μη καταστροφικών ελέγχων και μετρήσεων π.χ. κρουσιμετρήσεων ή εναλλακτικά λήψη «ερήμην» αντιπροσωπευτικών τιμών, για την αξιολόγηση της ποιότητας των υλικών.

Στην προτεινόμενη μεθοδολογία, τα στοιχεία τρωτότητας που επηρεάζουν καθοριστικά τη σεισμική συμπεριφορά ενός κτηρίου συνοψίζονται σε 13 κριτήρια. Ακολούθως συμπληρώνεται ο Συνολικός Πίνακας Κριτηρίων, βαθμολογώντας τα 13 κριτήρια ως προς το βαθμό επιβάρυνσης της σεισμικής ικανότητας του κτηρίου. Ο βαθμός που αποδίδεται σε κάθε κριτήριο προκύπτει ως συνδυασμός προσεγγιστικών υπολογιστικών παραμέτρων, που εκφράζουν κάθε στοιχείο τρωτότητας και της εκτίμησης του επιβλέποντα μηχανικού. Η εφαρμογή της μεθοδολογίας σε ομάδα κτηρίων έχει ως στόχο τον υπολογισμό του Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου λ, ο οποίος καθορίζει την προτεραιότητα κάθε κτηρίου για περαιτέρω έλεγχο, συγκριτικά με τα υπόλοιπα κτήρια της ομάδας που υπόκεινται, κατά όμοιο τρόπο, στον ίδιο έλεγχο.

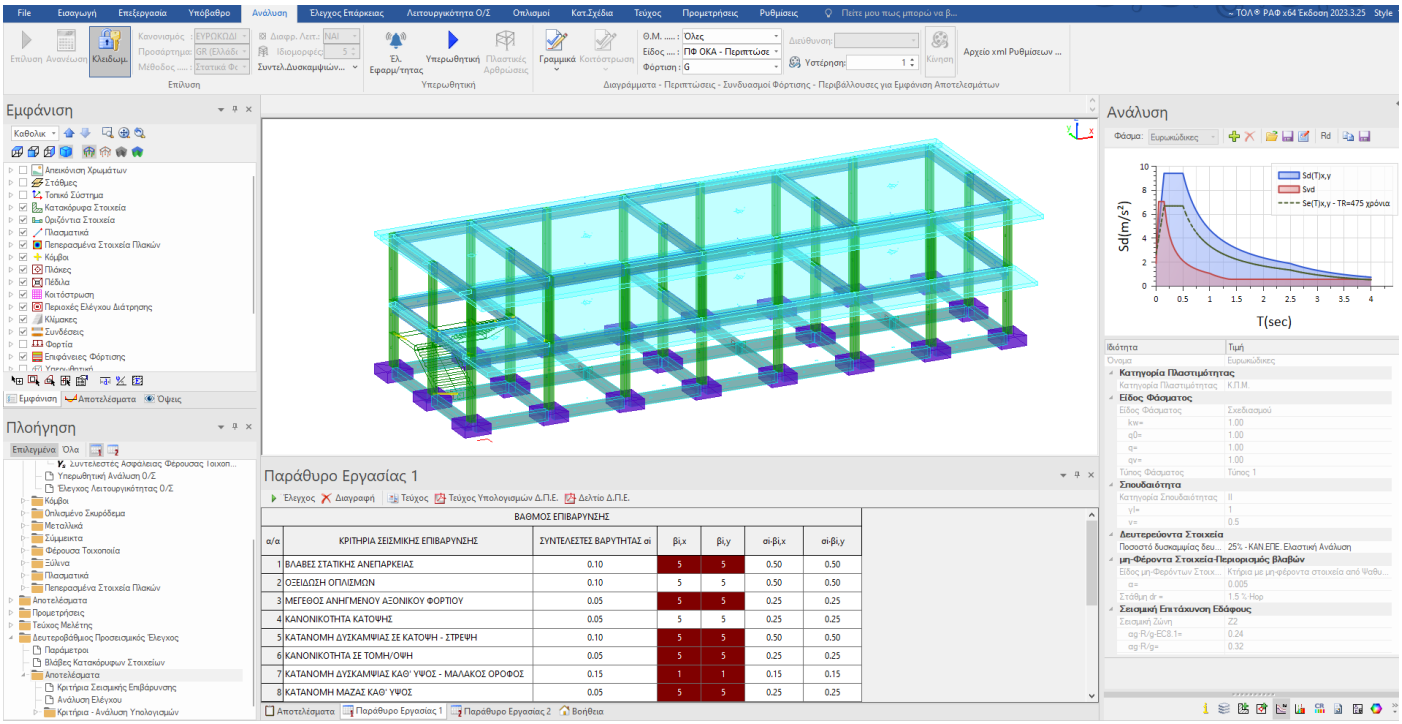
Σημειώνεται πάντως ότι ο δείκτης προτεραιότητας λ βασίζεται στα δομικά χαρακτηριστικά του κάθε κτηρίου και δεν συνεκτιμά άλλες κρίσιμες παραμέτρους που αφορούν την σπουδαιότητα κάθε κτηρίου και έπρεπε να επηρεάσουν την τελική κατάταξη προτεραιότητας όπως:

α. Το πλήθος των χρηστών και η συχνότητα τυχόν συγκέντρωσης ατόμων
β. Η οικονομική αξία του κτηρίου
γ. Η διοικητική ή κοινωνική σημασία του κτηρίου
δ. Η μνημειακή αξία του κτηρίου

Για την συνεκτίμηση των παραπάνω, εναλλακτικά και προσωρινά χρησιμοποιείται η Κατηγορία Σπουδαιότητας (γ_I, I=0.85, II=1.0, III=1.15, IV=1.3) των κτηρίων σύμφωνα με τον ΕΑΚ ή τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., θέτοντας $\boldsymbol{\lambda_{τελ} = \gamma_I \cdot \lambda}$.

3. Ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος με το ΡΑΦ

Το ΡΑΦ του Τεχνικού Οίκου Λογισμικού – ΤΟΛ®, είναι μια ολοκληρωμένη οικογένεια εφαρμογών με σκοπό τη στατική και αντισεισμική μελέτη και τον έλεγχο επάρκειας αντοχής κτηριακών έργων. Το ΡΑΦ προσφέρει στο μηχανικό ένα σύγχρονο ενιαίο περιβάλλον εργασίας, στο οποίο λειτουργούν περισσότερες υπομονάδες (πρόσθετα/ add-ons), κάθε μία από τις οποίες υλοποιεί τις διατάξεις ενός κανονισμού, ή εκτελεί μια διαφορετική ανάλυση ή μέθοδο ή ελέγχει δομικά στοιχεία διαφορετικού υλικού. Περισσότερες και αναλυτικότερες πληροφορίες για το ΡΑΦ και τις υπομονάδες του, μπορείτε να δείτε στο δικτυακό τόπο του ΤΟΛ www.tol.gr. Ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – ΔΠΕ, είναι μία τέτοια υπομονάδα – πρόσθετο του ΡΑΦ.



Ο *Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος (ΔΠΕ)* εκτελείται από το μηχανικό με το ΡΑΦ σε βήματα:

1. Περιγραφή της γεωμετρίας του κτηρίου και των παραδοχών της μελέτης.
2. Εκτέλεση μια απλής στατικής επίλυσης του κτηρίου
3. Προσδιορισμός Σεισμικής Απαίτησης σε όρους Τέμνουσας Βάσης Σχεδιασμού του κτηρίου
4. Προσδιορισμός Σεισμικής Αντίστασης του κτηρίου
5. Προσδιορισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου λ και κατάταξη του κτηρίου σε σεισμική κατηγορία

Στην προτεινόμενη μεθοδολογία τα στοιχεία τρωτότητας που επηρεάζουν καθοριστικά τη σεισμική συμπεριφορά του κτηρίου συνοψίζονται σε **13 κριτήρια**, για κάθε ένα από τα οποία προτείνεται ένας συντελεστής βαρύτητας ($σ_i$), ανάλογα με το βαθμό επιβάρυνσης της σεισμικής ικανότητας του κτηρίου που επιφέρει κάθε ένα. Κάθε κριτήριο βαθμονομείται σε κλίμακα από το 1 έως το 5. Αφού εκτελέσει τους σχετικούς υπολογισμούς, ***το ΡΑΦ προτείνει βαθμό για 7 από τα 13 κριτήρια***. Ο μηχανικός ανάλογα με την κρίση του, μπορεί να δεχτεί ή να αλλάξει τις προτεινόμενες από το ΡΑΦ τιμές. Τα υπόλοιπα κριτήρια είναι ποιοτικά, οπότε συμπληρώνονται με εκτίμηση από το μηχανικό.

ΒΑΘΜΟΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ						
α/α	ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ σi	βi,x	βi,y	σi·βi,x	σi·βi,y
1	ΒΛΑΒΕΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ	0.10	3	3	0.30	0.30
2	ΟΞΕΙΔΩΣΗ ΟΠΛΙΣΜΩΝ	0.10	5	5	0.50	0.50
3	ΜΕΓΕΘΟΣ ΑΝΗΓΜΕΝΟΥ ΑΞΟΝΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ	0.05	5	5	0.25	0.25
4	ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΑΤΟΨΗΣ	0.05	5	5	0.25	0.25
5	ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ - ΣΤΡΕΨΗ	0.10	5	5	0.50	0.50
6	ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΤΟΜΗ/ΟΨΗ	0.05	5	5	0.25	0.25
7	ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ - ΜΑΛΑΚΟΣ ΟΡΟΦΟΣ	0.15	5	4	0.75	0.60
8	ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΑΖΑΣ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ	0.05	5	5	0.25	0.25
9	ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	0.15	2.87	5.00	0.43	0.75
10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ	0.05	4	4	0.20	0.20
11	ΔΙΑΔΡΟΜΗ ΚΑΙ ΜΕΤΑΦΟΡΑ ΔΥΝΑΜΕΩΝ	0.05	5	5	0.25	0.25
12	ΓΕΙΤΟΝΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ	0.05	3	3	0.15	0.15
13	ΚΑΚΟΤΕΧΝΙΕΣ, ΤΡΑΥΜΑΤΙΣΜΟΙ	0.05	5	5	0.25	0.25
	β = Σ(σi·βi) / 5				**0.87**	**0.90**

Τρία (3) κριτήρια και ειδικότερα τα:

- Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας
- Οξείδωση Οπλισμών
- Μέγεθος του Ανηγμένου Αξονικού Φορτίου

δύναται να χαρακτηριστούν ***υπερκρίσιμα***, οπότε στο αντίστοιχο κριτήριο αποδίδεται βαθμός $β_i$=0 και ο έλεγχος ολοκληρώνεται. Πριν την εκτέλεση των υπολογισμών ο μηχανικός καλείται να δηλώσει στο ΡΑΦ ορισμένους καθοριστικούς παράγοντες που επηρεάζουν τα αποτελέσματα του ελέγχου:

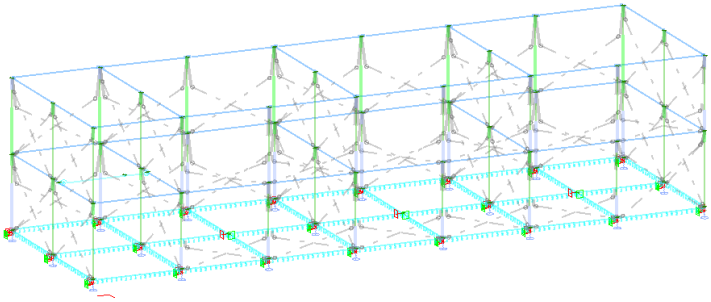
α. Ποιον θεωρεί ως Κρίσιμο Ορόφο, ενδεχομένως διαφορετικό από το ισόγειο.
β. Να περιγράψει τυχόν βλάβες ξεχωριστά για κάθε κατακόρυφο στοιχείο.
γ. Να ορίσει προαιρετικά διαφορετικό συντελεστή συμπεριφοράς q_x, q_y ανά διεύθυνση.
δ. Να επιλέξει αν συντρέχουν λόγοι τοπογραφικής ενίσχυσης με προσαύξηση της εδαφικής επιτάχυνσης έως και 50% λόγω γεωμορφολογίας.

Με το ΡΑΦ ο μηχανικός μπορεί ταχύτατα, με εύκολο και πλήρως ελεγχόμενο τρόπο, να εκπονήσει μια πλήρη μελέτη Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου οποιουδήποτε υφιστάμενου κτηρίου Ο/Σ.

3.1 «Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος σε διώροφο σχολικό κτήριο κατασκευασμένο το 1970 με κανονισμό του 1959»

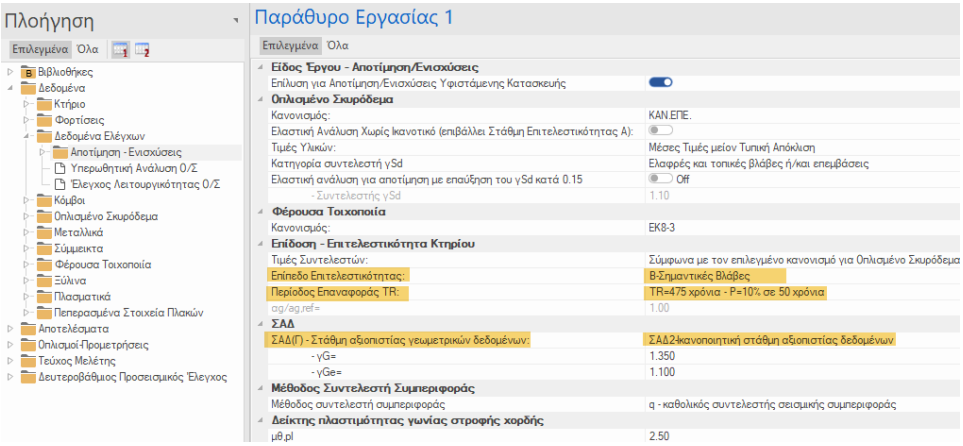
3.1.1 Περιγραφή κτηρίου

Η κατασκευή που θα μελετηθεί είναι ένα διώροφο κτήριο σχολείου από Ο/Σ, το οποίο κατασκευάστηκε τη δεκαετία του 1970, σύμφωνα με τις διατάξεις του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959. Το κτήριο είναι ορθογωνικής κάτοψης με επιφάνεια περίπου 230 τ.μ. και τυπικό όροφο ύψους 3.20 μέτρα. Τα υποστυλώματα είναι διατομής 30x40cm και οι δοκοί 50x25cm. Η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος λαμβάνεται ίση με 25 MPa, κατόπιν πυρηνοληψιών που πραγματοποιήθηκαν σε δομικά μέλη του κτηρίου. Η διαμόρφωση του χωρικού προσομοιώματος του κτηρίου, πραγματοποιήθηκε στο ΡΑΦ με τη χρήση ραβδωτών στοιχείων 6 βαθμών ελευθερίας ανά κόμβο. Η θεμελίωση του κτηρίου αποτελείται από μεμονωμένα πέδιλα και συνδετήριες δοκούς, οι οποίες προσομοιώνονται στο ΡΑΦ ως γραμμικά στοιχεία με συνεχή ελαστική έδραση. Οι τοιχοπληρώσεις του κτηρίου προσομοιώθηκαν μέσω χιαστί αμφιαρθρωτών ράβδων, για τη συνεκτίμησή τους στον προσεισμικό έλεγχο, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΟΑΣΠ. Το είδος της τοιχοπλήρωσης επιλέχθηκε ως μπατική και το υλικό ως οπτόπλινθοι.



3.1.2 Ορισμός γενικών παραμέτρων Ανάλυσης – Ελέγχου

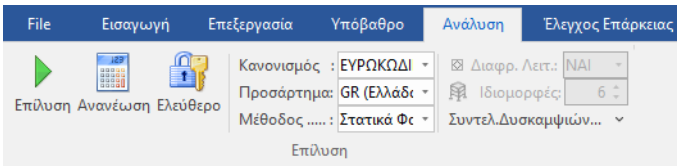
Η εισαγωγή των δομικών στοιχείων, η περιγραφή της γεωμετρίας του κτηρίου, των φορτίων κάθε δομικού μέλους, των υλικών, των συνθηκών στήριξης, του εδάφους κ.α. γίνεται, όπως και σε κάθε άλλο έργο, με τα εργαλεία που προσφέρει το ΡΑΦ για το σκοπό αυτό. Η εισαγωγή πραγματοποιείται κατά κανόνα γραφικά αλλά και αριθμητικά σε πίνακες αλλά και με φόρμες εισαγωγής δεδομένων.



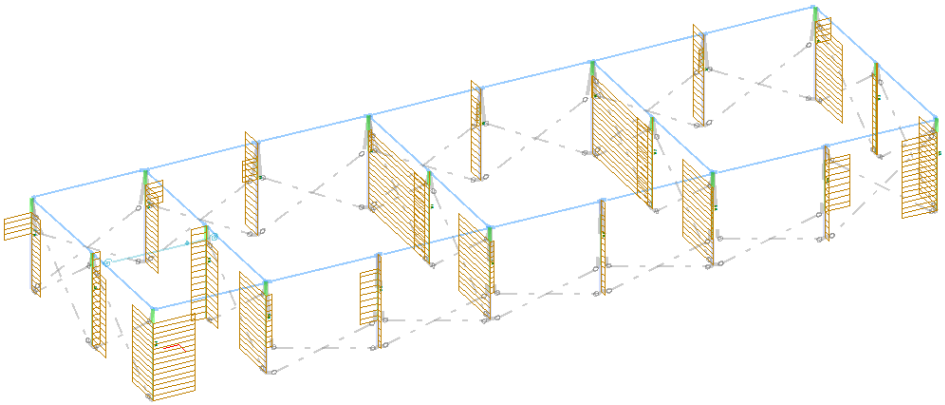
Στον πίνακα του ΡΑΦ, *Δεδομένα | Δεδομένα Ελέγχων | Αποτίμηση – Ενισχύσεις*, ορίζουμε ότι πρόκειται για ***Αποτίμηση Υφιστάμενης Κατασκευής***, καθώς και όλες τις απαραίτητες παραμέτρους. Ειδικότερα ορίζουμε το επίπεδο επιτελεστικότητας ***Β – Σημαντικές Βλάβες*** και ***περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια, με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια***.

Επιλέγουμε ως Στάθμη Αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων ***ΣΑΔ2 – Ικανοποιητική*** και ορίζουμε ***κατηγορία Σπουδαιότητας ΙΙΙ*** ώστε ο τελικά υπολογιζόμενος Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου $\lambda_{τελ}$ να πολλαπλασιαστεί με τον συντελεστή γ_I=1,20 βάσει του κειμένου ΟΑΣΠ.

3.1.3 Ανάλυση Μοντέλου με Στατική Επίλυση

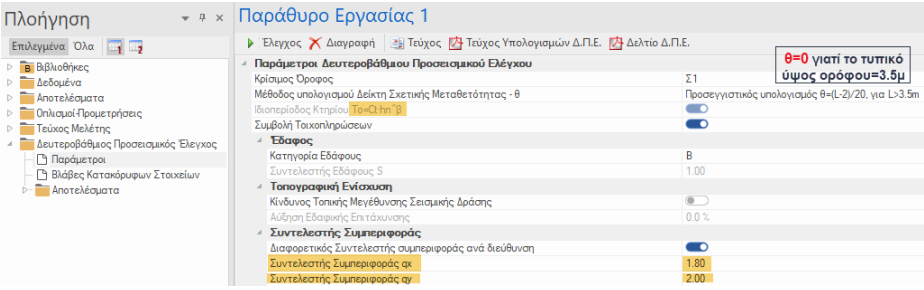


Προκειμένου να λάβουμε τα απαραίτητα εντατική μεγέθη για το ΔΠΕ, δηλαδή τις *Αξονικές Δυνάμεις N* και τις *Τέμνουσες Δυνάμεις V_x & V_y* στις δύο διευθύνσεις για κάθε κατακόρυφο στοιχείο καθώς και την τέμνουσα βάσης του κτηρίου $V_{tot,x}$ και $V_{tot,y}$, εκτελούμε μια Στατική Ανάλυση με κατακόρυφα φορτία.



Όπως σε κάθε μελέτη με το ΡΑΦ, μετά την ανάλυση ο μηχανικός μπορεί να ελέγξει όλα τα αποτελέσματα, τόσο αριθμητικά σε πίνακες όσο και γραφικά με τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών.

3.1.4 Ορισμός παραμέτρων Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου



Στον πίνακα του ΡΑΦ, *Δεδομένα | Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος | Παράμετροι*, επιβεβαιώνουμε ή επιλέγουμε σειρά παραμέτρων που αφορούν το ΔΠΕ, όπως τον κρίσιμο όροφο, την αξιολόγηση ή μη της συμβολής των τοιχοπληρώσεων, την κατηγορία εδάφους, τον συντελεστή συμπεριφοράς q -ενιαίο ή διαφορετικό ανά διεύθυνση-, τον πιθανό κίνδυνο μεγέθυνσης της σεισμικής δράσης λόγω τοπογραφικής ενίσχυσης κ.α.. Περισσότερες πληροφορίες για κάθε παράμετρο μπορείτε να δείτε στο σχετικό εγχειρίδιο του ΡΑΦ.

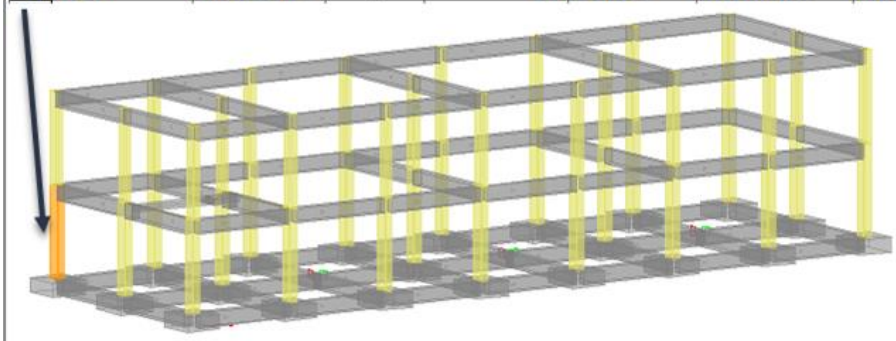
3.1.5 Αποτελέσματα εκτέλεσης 2οβάθμιου Προσεισμικού ελέγχου

Αφού ορίσουμε τις παραπάνω παραμέτρους προχωράμε στην εκτέλεση του ελέγχου, που πραγματοποιείται ταχύτατα. Το ΡΑΦ υπολογίζει και προτείνει τιμές για τα παρακάτω κριτήρια:

3.1.5.1 Κριτήριο 1ο – Βλάβες υποστυλωμάτων

Περιγραφή Βλαβών Κατακόρυφων Μελών Κτηρίου

α/α	Στοιχείο	Είδος	Άγνωστος Οπλισμός	Επιφάνεια Διατομής [m²]	Κατηγορία Βλάβης	Βαθμός Βλάβης	Περιγραφή Βλάβης	Ri [-]
36	Y19-Σ1	Υποστύλωμα	☐	0.12	Καμία	Χωρίς Βλάβες	-	1.00
37	Y1_2-Σ1	Υποστύλωμα	☐	0.12	Β κόμβοι	Βλάβες Κόμβου	Κόμβοι-Λοξές ρωγμές	0.30



Κριτήριο 01 - Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας

α/α	Όροφος	Απώλεια Φέρουσας Ικανότητας [αφ]
0	Σ1	0.033
1	Σ2	0.000

$$\alpha_{\varphi} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{n} R_i A_i}{\sum_{i=1}^{n} A_i}$$

Υπερκρίσιμο:	$\alpha_\varphi > 0.10$
Βαθμός 1:	$0.075 < \alpha_\varphi \le 0.10$
Βαθμός 2:	$0.05 < \alpha_\varphi \le 0.075$
Βαθμός 3:	$0.025 < \alpha_\varphi \le 0.05$
Βαθμός 4:	$\alpha_\varphi \le 0.025$
Βαθμός 5:	$\alpha_\varphi = 0$

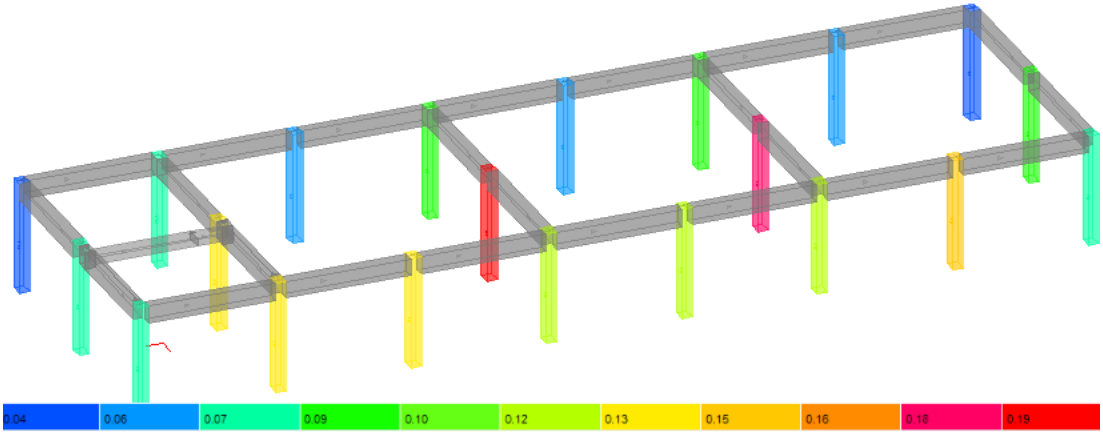
Βλάβες Κατακόρυφων Στοιχείων

Χωρίς Βλάβες | Ελαφριές Βλάβες | Σοβαρές Βλάβες | Βαριές Βλάβες | Βλάβες Κόμβου

Αφορά στις βλάβες των υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων και κόμβων. Οι ρηγματώσεις στα υπόλοιπα δομικά στοιχεία καταγράφονται και αναφέρονται απλώς στην τεχνική έκθεση. Ορίζοντας την βλάβη σε κάποιο κατακόρυφο μέλος αυτόματα αυτό λαμβάνει μία χρωματική ένδειξη ανάλογα με τη βλάβη αυτή. Έτσι, ο μελετητής έχει άμεση εποπτεία των δεδομένων που εισήγαγε. Το κριτήριο κατατάσσεται σε *βαθμό 3*.

3.1.5.2 Κριτήριο 3ο – Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού Φορτίου

Υποστυλώματα τα οποία υπόκεινται σε ισχυρή θλίψη από τα κατακόρυφα φορτία ενδέχεται να έχουν περιορισμένη ικανότητα να αναλάβουν τις σεισμικές δυνάμεις, ενώ ταυτόχρονα έχουν μειωμένη πλαστιμότητα. Το κριτήριο κατατάσσεται σε *βαθμό 5*.

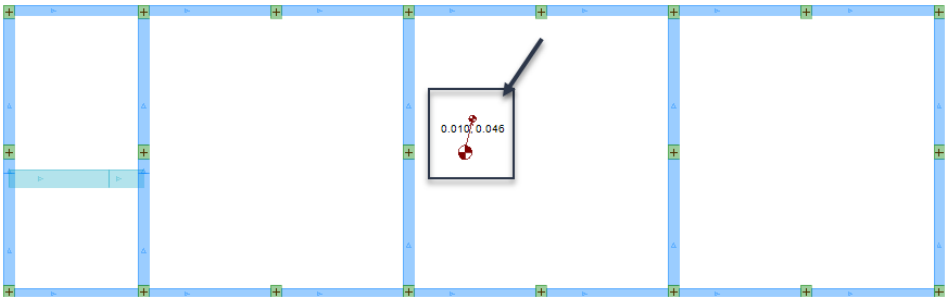


Κάθε κατακόρυφο στοιχείο του κρίσιμου ορόφου εμφανίζεται στην οθόνη γραφικών με συγκεκριμένο χρώμα ανάλογα με την τιμή του ανηγμένου αξονικού φορτίου για άμεση εποπτεία και αξιολόγηση. Η χρωματική κλίμακα προσαρμόζεται με εύρος 0-1 ή ελάχιστης και μέγιστης τιμής.

3.1.5.3 Κριτήριο 5ο – Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη – Στρέψη

Κριτήριο 05 - Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη - Στρέψη													
α/α	Στοιχείο	Είδος	xi	yi	Ni	xiNi	yiNi	Kx	Ky	xiKx	yiKy	ex	ey
			m		[kN]	[kNm]		[kN/m]		[kN]		m	
18	Y1_2-Σ1	Υποστύλωμα	-13.32	4.08	104.71	-1394.87	426.81	148607	53645	-1979664	218669		
19	Y16-Σ1	Υποστύλωμα	-5.52	-4.07	353.95	-1954.32	-1441.93	443933	821666	-2451147	-3347311		
20	Y9-Σ1	Υποστύλωμα	-13.32	-0.00	187.93	-2503.43	-0.72	277403	521056	-3695406	-1985		
21	Τοιχοπληρώσεις							515351	202608	497867	-31629		
22	**Σύνολο**				**5597.78**	**1763.36**	**-3972.89**	**7150887**	**13039685**	**4139074**	**-14358425**	**0.010**	**0.046**

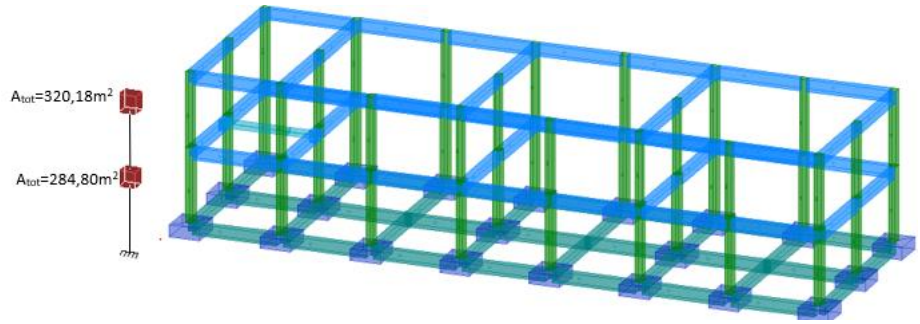
Η ασύμμετρη κατανομή των στοιχείων που συνεισφέρουν στην πλευρική δυσκαμψία του φορέα και στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων συνήθως οδηγεί στην ανομοιόμορφη κατανομή της σεισμικής έντασης με άμεσο αποτέλεσμα την εμφάνιση σημαντικών βλαβών στα δομικά στοιχεία που επιβαρύνονται περισσότερο από αυτήν. Ως μέτρο της ανισοκατανομής της δυσκαμψίας σε κάτοψη και του ενδεχόμενου στρεπτικής απόκρισης του κτηρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί η Ανηγμένη Φυσική Εκκεντρότητα (ε). Ένα κτίριο θεωρείται ότι παρουσιάζει έντονη ανισοκατανομή δυσκαμψίας – στρέψη όταν ε ≥ 0.30, ενώ είναι πρακτικώς συμμετρικό – χωρίς στρεπτική απόκριση όταν ε < 0.05. Στο υπό μελέτη κτήριο έχουμε και στις δύο διευθύνσεις ex, ey < 0.05, άρα το κριτήριο λαμβάνει *βαθμό 5*.



3.1.5.4 Κριτήριο 6ο – Κανονικότητα Κτηρίου σε Τομή/Όψη

Κριτήριο 06 - Κανονικότητα σε Τομή - Όψη			
α/α	Όροφος	Εμβαδόν Ορόφου Atot	ΔAtot
		[m²]	[%]
0	Σ1	284.80	11.05
1	Σ2	320.18	

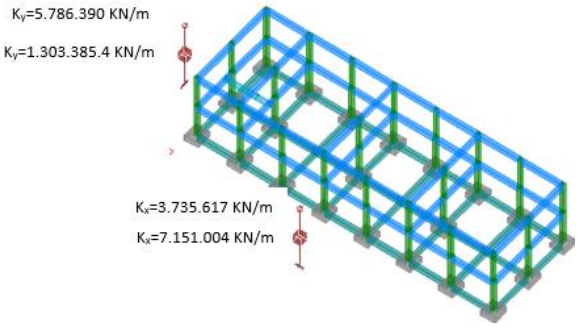
Η αλλαγή των διαστάσεων του φέροντος οργανισμού από όροφο σε όροφο είναι μία περίπτωση γεωμετρικής μη κανονικότητας. Υπολογίζονται τα εμβαδά, Atot, των κατόψεων των ορόφων και τις ποσοστιαίες διαφορές τους μεταξύ γειτονικών ορόφων.



Εφόσον η ποσοστιαία διαφορά είναι μεγαλύτερη του 40% το κριτήριο κατατάσσεται σε βαθμό 1 ενώ αν είναι μικρότερη του 25% σε βαθμό 5. Στο κτήριό μας, το κριτήριο κατατάσσεται λαμβάνει *βαθμό 5*.

3.1.5.5 Κριτήριο 7ο – Κανονικότητα Δυσκαμψίας καθ' ύψος – Μαλακός Όροφος

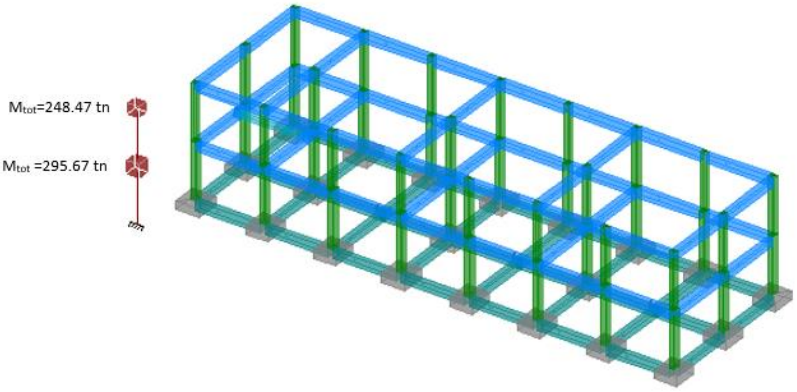
Κριτήριο 07 - Κατανομή Δυσκαμψίας καθ' ύψος - Μαλακός Όροφος																			
α/α	Στοιχείο	Είδος	N	V2	V3	M2	M3	Ac	Ec	I2	I3	h2	h3	asx	asy	Kx	Ky	ΔKx	ΔKy
			[kN]			[kNm]		[m²]	[kN/m²]	[cm4]		[m]		[m]		[kN/m]		[%]	
19	Y9-Σ1	Υποστύλωμα	187.93	2.82	0.83	0.71	2.91	0.12	2896040	90000	160000	0.40	0.30	2.58	2.84	277402	521056		
20	Y1_2-Σ1	Υποστύλωμα	104.71	2.87	2.86	0.54	2.72	0.12	2896040	90000	160000	0.40	0.30	2.37	0.63	148608	53645		
21	Τοιχοπληρώσεις															515351	202608		
22	**Σύνολο Σ1**															**7151004**	**13033854**	**91.43**	**125.25**
41	Y19-Σ2	Υποστύλωμα	136.55	6.64	0.22	0.26	2.94	0.09	2896040	67500	67500	0.30	0.30	1.48	3.97	137489	251516		
42	Y10-Σ2	Υποστύλωμα	216.58	0.51	0.71	2.02	0.02	0.09	2896040	67500	67500	0.30	0.30	0.16	9.47	52689	555307		
43	Y15-Σ2	Υποστύλωμα	153.62	6.98	0.65	0.89	2.68	0.09	2896040	67500	67500	0.30	0.30	1.28	4.59	135945	301321		
44	Τοιχοπληρώσεις															529922	212800		
45	**Σύνολο Σ2**															**3735617**	**5786390**		



Η δυσκαμψία των στοιχείων που συμμετέχουν στην ανάληψη σεισμικών δράσεων θα πρέπει να παραμένει πρακτικά αμετάβλητη από όροφο σε όροφο, ώστε να εξασφαλίζεται η βέλτιστη δυνατή καθ' ύψος κατανομή των εντάσεων και των σεισμικών μετατοπίσεων. Για την αξιολόγηση και βαθμονόμηση του κριτηρίου λαμβάνεται υπόψιν η διαφορά δυσκαμψίας μεταξύ των γειτονικών ορόφων. Εφόσον η δυσκαμψία ενός ορόφου υπερβαίνει το 150% της δυσκαμψίας ενός γειτονικού ορόφου το κριτήριο κατατάσσεται σε βαθμό 1 ενώ αν είναι μικρότερη του 120% σε βαθμό 5. Συνεπώς στην περίπτωση του κτηρίου μας, στη *διεύθυνση x* το κριτήριο κατατάσσεται σε *βαθμό 5*, ενώ στη *διεύθυνση y* το κριτήριο κατατάσσεται σε *βαθμό 4*.

3.1.5.6 Κριτήριο 8ο – Κανονικότητα Μάζας καθ' ύψος

Κριτήριο 08 - Κατανομή Μάζας καθ' ύψος			
α/α	Όροφος	Μάζα Ορόφου Mtot	ΔMtot
		[tn]	[%]
0	Σ1	295.67	19.00
1	Σ2	248.47	



Ο συμβατικός αντισεισμικός σχεδιασμός βασίζεται στη θεώρηση πρακτικώς ομοιόμορφης καθ' ύψος κατανομής της μάζας. Σημαντική ανισοκατανομή μάζας έχουμε όταν η ποσοστιαία διαφορά υπερβαίνει το 50% ενώ ομοιόμορφη κατανομή έχουμε όταν η ποσοστιαία διαφορά είναι μικρότερη του 20%. Στο κτήριό μας το κριτήριο λαμβάνει *βαθμό 5*.

3.1.5.7 Κριτήριο 9ο – Φύσει ή θέσει κοντά υποστυλώματα

Θεωρείται ότι έχουμε παρουσία κοντών υποστυλωμάτων όταν ο βαθμός επιβάρυνσης προκύπτει $\beta_{τελ}<3$. Ο βαθμός επιβάρυνσης υπολογίζεται συναρτήσει του βαθμού τοιχωματοποίησης α_T ο οποίος ορίζεται ως ο λόγος της μέγιστης τέμνουσας που αναλαμβάνουν τα τοιχώματα στη βάση του κτηρίου V_{Ri} ως προς την αντίστοιχη τέμνουσα που αναλαμβάνεται από το σύνολο των κατακόρυφων στοιχείων VRo στην φάση αστοχίας του κτηρίου. Ανάλογα με την τελική τιμή του α_T, προκύπτει και αξιολόγηση παρουσίας τοιχωμάτων ($\alpha_T>0,10$).

Στα κριτήρια 2, 4, 10, 11, 12 και 13 ο βαθμός θα πρέπει να δοθεί από το μηχανικό ανάλογα με την κρίση του, καθώς αφορούν ποιοτικά κριτήρια που δεν είναι δυνατό να υπολογιστούν από το ΡΑΦ.

3.1.5.8 Βαθμός Επιβάρυνσης

Τα αποτελέσματα του βαθμού σεισμικής επιβάρυνσης με βάση τα 13 κριτήρια που θέτει ο ΟΑΣΠ, συγκεντρώνονται από το ΡΑΦ σε πίνακα με άμεση εποπτεία και διαχείριση από το μηχανικό. Οι βαθμοί των κριτηρίων που έχουν χρωματιστεί με κόκκινο χρώμα είναι αυτοί που υπολογίζονται αυτόματα από το ΡΑΦ. Ωστόσο, ακόμα και οι τιμές που υπολογίζονται από το ΡΑΦ, μπορούν να τροποποιηθούν από το μηχανικό εφόσον το κρίνει σκόπιμο. Στον ίδιο πίνακα το ΡΑΦ δίνει και τον τελικό μειωτικό συντελεστή επιρροής β ανά διεύθυνση.

ΒΑΘΜΟΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ						
α/α	ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ σi	βi,x	βi,y	σi·βi,x	σi·βi,y
1	ΒΛΑΒΕΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ	0.10	3	3	0.30	0.30
2	ΟΞΕΙΔΩΣΗ ΟΠΛΙΣΜΩΝ	0.10	5	5	0.50	0.50
3	ΜΕΓΕΘΟΣ ΑΝΗΓΜΕΝΟΥ ΑΞΟΝΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ	0.05	5	5	0.25	0.25
4	ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΑΤΟΨΗΣ	0.05	5	5	0.25	0.25
5	ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ - ΣΤΡΕΨΗ	0.10	5	5	0.50	0.50
6	ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΤΟΜΗ/ΟΨΗ	0.05	5	5	0.25	0.25
7	ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ - ΜΑΛΑΚΟΣ ΟΡΟΦΟΣ	0.15	5	4	0.75	0.60
8	ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΑΖΑΣ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ	0.05	5	5	0.25	0.25
9	ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	0.15	2.87	5.00	0.43	0.75
10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ	0.05	4	4	0.20	0.20
11	ΔΙΑΔΡΟΜΗ ΚΑΙ ΜΕΤΑΦΟΡΑ ΔΥΝΑΜΕΩΝ	0.05	5	5	0.25	0.25
12	ΓΕΙΤΟΝΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ	0.05	3	3	0.15	0.15
13	ΚΑΚΟΤΕΧΝΙΕΣ, ΤΡΑΥΜΑΤΙΣΜΟΙ	0.05	5	5	0.25	0.25
	β = Σ(σi·βi) / 5				**0.87**	**0.90**

3.1.5.9 Ανάλυση Υπολογισμού – Αναλυτικά Αποτελέσματα

Έχοντας ολοκληρώσει τη βαθμονόμηση και των 13 κριτηρίων σεισμικής επιβάρυνσης που προδιαγράφει ο ΟΑΣΠ, μπορούμε να δούμε τα αναλυτικά αποτελέσματα των υπολογισμών για τον προσεγγιστικό προσδιορισμό του δείκτη προτεραιότητας ελέγχου του κτηρίου αλλά και την τελική κατάταξη του κτηρίου σε σεισμική κατηγορία.

Για τον υπολογισμό της τέμνουσας αντοχής στη βάση του κτηρίου, απαιτείται προηγουμένως ο προσδιορισμός των συντελεστών α_1, α_2, α_3 καθώς και η τιμή της μέγιστης τέμνουσας V_{Ro} που μπορεί να αναληφθεί από κάθε κατακόρυφο στοιχείο σύμφωνα με τη σχέση:

$$V_{Ro} = \alpha_1 \sum V_{Ri}^{\text{υποστ.}} + \alpha_2 \sum V_{Ri}^{\text{τοιχ.}} + \alpha_3 \sum V_{Ri}^{\text{κοντ.υποστ.}} + \sum V_{Ri}^{\text{τοιχοπλ.}}$$

Στο ΡΑΦ γίνεται αναλυτικός υπολογισμός των επιμέρους τεμνουσών σύμφωνα με το κείμενο του ΟΑΣΠ ανάλογα με το αν διατίθενται ή όχι δεδομένα για τους οπλισμούς των. Ως μια αρχική διερεύνηση για τις τιμές των συντελεστών α μπορούμε να λαμβάνουμε τα εξής:

α_1= 0,50 α_2= 0,70 α_3= 0,85	όταν υπάρχουν υποστυλώματα, τοιχώματα και κοντά υποστυλώματα
α_1= 0,70 α_2= 0,85	όταν υπάρχουν υποστυλώματα και τοιχώματα και δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα
α_1= 0,70 α_3= 0,85	όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς τοιχώματα και υπάρχουν κοντά υποστυλώματα
α_1= 0,85	όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς την παρουσία τοιχωμάτων ή κοντών υποστυλωμάτων

Εάν δεν υποστηρίζονται ορισμένες περιπτώσεις και συνεπώς δεν διατίθενται τιμές για τους συντελεστές (όπως π.χ περιπτώσεις στις οποίες το σύνολο των υποστυλωμάτων αναγνωρίζονται κοντά, με ή χωρίς παρουσία τοιχωμάτων), ο μηχανικός έχει τη δυνατότητα να ορίσει χειροκίνητα κατά την κρίση του τις τιμές αυτών των συντελεστών από τον πίνακα των παραμέτρων του ΔΠΕ.

3.1.5.10 Κατάταξη κτηρίου σε Σεισμική Κατηγορία

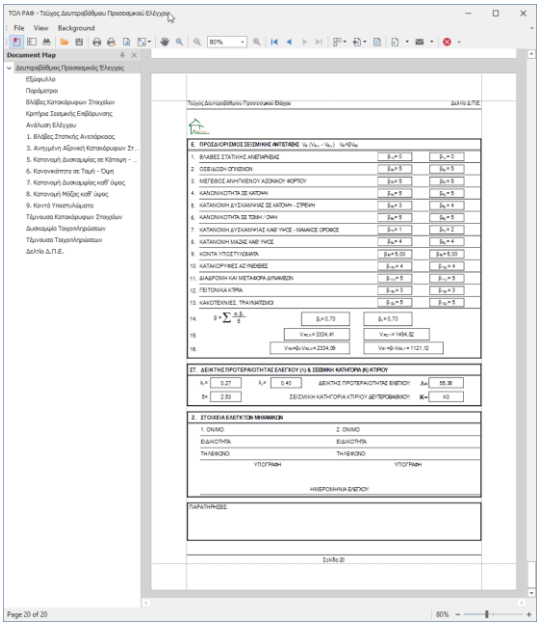
Πίνακας Π1.Κατάταξη κτιρίου σε Σεισμική Κατηγορία.			
Περίοδος Επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	δ	ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ (Κ)
2475	2%	1.80 ≤ δ	K0
975	5%	1.30 ≤ δ < 1.80	K1+
475	**10%**	**1.00 ≤ δ < 1.30**	**K1**
225	20%	0.75 ≤ δ < 1.00	K2+
135	30%	0.60 ≤ δ < 0.75	K2
70	50%	0.45 ≤ δ < 0.60	K3+
40	70%	0.35 ≤ δ < 0.45	K3
20	90%	0.25 ≤ δ < 0.35	K4+
<20	>90%	δ < 0.25	K4

Έχοντας εκτελέσει το σύνολο των υπολογισμών, το ΡΑΦ υπολογίζει το συντελεστή (δ) βάσει του οποίου προκύπτει η κατάταξη του κτηρίου σε σεισμική κατηγορία ΔΠΕ.

Στο υπό μελέτη κτήριο, ***<u>ο συντελεστής δ προέκυψε ίσος με 1,06</u>*** συνεπώς σύμφωνα με τον Πίνακα Π1 του ΔΠΕ ***<u>το κτήριο κατατάσσεται σε σεισμική κατηγορία Κ1</u>*** με περίοδο επαναφοράς τα 475 έτη και πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης ενός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών ίση με 10%.

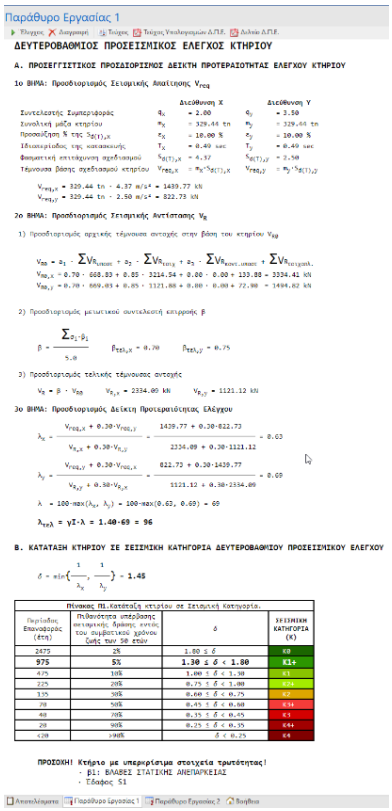
$$\delta = \min\left\{\frac{1}{\lambda_x}, \frac{1}{\lambda_y}\right\} = 1.06$$

3.1.5.11 Έντυπα – Δελτίο Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου – Τεύχος υπολογισμών



Μετά την ολοκλήρωση των υπολογισμών, το ΡΑΦ συμπληρώνει και παράγει το Δελτίο Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου σύμφωνα με το πρότυπο του ΟΑΣΠ, όπου καταγράφονται η ταυτότητα του κτηρίου, τα τεχνικά χαρακτηριστικά, τα σεισμολογικά και τα γεωτεχνικά δεδομένα, οι βαθμοί επιβάρυνσης κάθε κριτηρίου, ο δείκτης προτεραιότητας ελέγχου λ και η κατάταξη του κτηρίου σε σεισμική κατηγορία. Επιπλέον το ΡΑΦ παράγει πλήρες αναλυτικό τεύχος με όλα και τα αποτελέσματα των υπολογισμών. Τόσο το δελτίο όσο και το τεύχος μπορούν να εξαχθούν από το ΡΑΦ σε αρχείο word, exccel, pdf ή html για περαιτέρω επεξεργασία.

4. Συμπεράσματα



Παράθυρο Εργασίας 1

Πίσω Διαγραφή Τύπος Τύπος Υπολογισμών ΔΠΕ Δελτίο ΔΠΕ

ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΤΗΡΙΟΥ

Α. ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΟΣ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΠΡΟΤΕΡΑΙΟΤΗΤΑΣ ΕΛΕΓΧΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

1ο ΒΗΜΑ: Προσδιορισμός Σεισμικής Απαίτησης V_{req}

		Διεύθυνση X		Διεύθυνση Y
Συντελεστής Συμπεριφοράς	q_x	= 2.00	q_y	= 2.50
Συνολική μάζα κτηρίου	m_x	= 329.44 tn	m_y	= 329.44 tn
Προσαύξηση % της $S_{a(T)}$,x	ε_x	= 10.00 %	ε_y	= 10.00 %
Ιδιοπερίοδος της κατασκευής	T_x	= 0.49 sec	T_y	= 0.49 sec
Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού	$S_{a(T)}$,x	= 4.37	$S_{a(T)}$,y	= 2.50
Τέμνουσα βάσης σχεδιασμού κτηρίου	$V_{req,x}$	$= m_x \cdot S_{a(T)}$,x	$V_{req,y}$	$= m_y \cdot S_{a(T)}$,y

$V_{req,x}$ = 329.44 tn · 4.37 m/s² = 1439.77 kN

$V_{req,y}$ = 329.44 tn · 2.50 m/s² = 822.73 kN

2ο ΒΗΜΑ: Προσδιορισμός Σεισμικής Αντίστασης V_R

1) Προσδιορισμός αρχικής τέμνουσας αντοχής στην βάση του κτηρίου V_{R0}

$V_{R0} = a_1 \cdot \sum V_{R_{τοιχοι}} + a_2 \cdot \sum V_{R_{πλαισ}} + a_3 \cdot \sum V_{R_{κον.τοιχοι}} + \sum V_{R_{πλαισ.}}$

$V_{R0,x}$ = 0.70 · 668.83 + 0.85 · 3214.54 + 0.00 · 0.00 + 133.88 = 3334.41 kN

$V_{R0,y}$ = 0.70 · 669.03 + 0.85 · 1121.88 + 0.00 · 0.00 + 72.98 = 1494.82 kN

2) Προσδιορισμός μειωτικού συντελεστή επιρροής β

$$\beta = \frac{\sum_{i} \beta_i \cdot \varphi_i}{5.0} \qquad \beta_{πεδ,x} = 0.70 \qquad \beta_{πεδ,y} = 0.75$$

3) Προσδιορισμός τελικής τέμνουσας αντοχής

$V_R = \beta \cdot V_{R0}$ $\qquad V_{R,x}$ = 2334.09 kN $\qquad V_{R,y}$ = 1121.12 kN

3ο ΒΗΜΑ: Προσδιορισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x} + 0.30 \cdot V_{req,y}}{V_{R,x} + 0.30 \cdot V_{R,y}} = \frac{1439.77 + 0.30 \cdot 822.73}{2334.09 + 0.30 \cdot 1121.12} = 0.63$$

$$\lambda_y = \frac{V_{req,y} + 0.30 \cdot V_{req,x}}{V_{R,y} + 0.30 \cdot V_{R,x}} = \frac{822.73 + 0.30 \cdot 1439.77}{1121.12 + 0.30 \cdot 2334.09} = 0.69$$

λ = 100·max(λ_x, λ_y) = 100·max(0.63, 0.69) = 69

$\lambda_{τελ} = \gamma_I \cdot \lambda$ = 1.40·69 = 96

Β. ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΚΤΗΡΙΟΥ ΣΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΥ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ

$$\delta = \min\left\{\frac{1}{\lambda_x}, \frac{1}{\lambda_y}\right\} = 1.45$$

Πίνακας Π1.Κατάταξη κτιρίου σε Σεισμική Κατηγορία.

Περίοδος Επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	δ	ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ (Κ)
2475	2%	1.80 ≤ δ	K0
975	**5%**	**1.30 ≤ δ < 1.80**	**K1+**
475	10%	1.00 ≤ δ < 1.30	K1
225	20%	0.75 ≤ δ < 1.00	K2+
135	30%	0.60 ≤ δ < 0.75	K2
70	50%	0.45 ≤ δ < 0.60	K3+
40	70%	0.35 ≤ δ < 0.45	K3
20	90%	0.25 ≤ δ < 0.35	K4+
<20	>90%	δ < 0.25	K4

ΠΡΟΣΟΧΗ! Κτήριο με υπερκείμενα στοιχεία τρωτότητας!

- βλ: ΕΛΛΕΙΨΕΙΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ
- Σύσφιξς S1

Αποτελέσματα Παράθυρο Εργασίας 1 Παράθυρο Εργασίας 2 Βοήθεια

Μέσα από αυτή την παρουσίαση, είδαμε σύντομα τις δυνατότητες και τα χαρακτηριστικά του προγράμματος στατικών μελετών ΡΑΦ του ΤΟΛ και γνωρίσαμε την υπομονάδα του ΡΑΦ ***«Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος»***. Με ιδιαίτερα απλούς χειρισμούς, το ΡΑΦ εκτελεί όλους τους απαραίτητους υπολογισμούς σύμφωνα με τις οδηγίες του ΟΑΣΠ της 1ης αναθεώρησης του 2022 της μεθοδολογίας του ελέγχου, όπως δημοσιεύτηκαν στο ΦΕΚ3134 Β’/21.06.2022 και υπολογίζει με ακρίβεια το ***βαθμό επιβάρυνσης (β)*** και τον ***Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου (λ)***. Ο μελετητής έχει πλήρη εποπτεία σε όλα τα αποτελέσματα των υπολογισμών, σε κατάλληλους πίνακες και αναλυτικά έντυπα.