



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ



ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΤΜΗΜΑΤΟΣ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΑ.Δ.Α.

ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΚΑΙ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΙΣΤΟΡΙΚΩΝ
ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΙ ΣΥΝΟΛΩΝ (Α.ΔΟ.ΑΠ.)

ΕΙΔΙΚΕΥΣΗ: ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΙΣΤΟΡΙΚΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ
ΚΑΙ ΣΥΝΟΛΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ
ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

ΘΩΜΑΣ ΤΟΥΡΑΛΙΑΣ

ΔΙΠΛ. ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟΣ ΦΟΙΤΗΤΗΣ Α.Μ.: 2183

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ

ΑΘΗΝΑ 2024



UNIVERSITY OF
WEST ATTICA
ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ



MASTER OF SCIENCE PROGRAM

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING UNI.WA.

**ARCHITECTURAL AND STRUCTURAL REHABILITATION OF HISTORIC
BUILDINGS AND COMPLEXES**

**SPECIALIZATION: STRUCTURAL REHABILITATION OF HISTORIC
BUILDINGS AND COMPLEXES**

MASTER THESIS

**ASSESSMENT OF THE LOAD-BEARING CAPACITY OF A
TRADITIONAL BUILDING CONSTRUCTED BEFORE 1955**

MEng. THOMAS TOURALIAS

REGISTRATION NUMBER: 2183

SUPERVISOR PROFESSOR

Constantinos Repapis

ATHENS 2024



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ



ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΤΜΗΜΑΤΟΣ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΑ.Δ.Α.

ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΚΑΙ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΙΣΤΟΡΙΚΩΝ
ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΙ ΣΥΝΟΛΩΝ (Α.ΔΟ.ΑΠ.)

ΕΙΔΙΚΕΥΣΗ: ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΙΣΤΟΡΙΚΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ
ΚΑΙ ΣΥΝΟΛΩΝ

**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ
ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955**

Μέλη Εξεταστικής Επιτροπής συμπεριλαμβανομένου και του Εισηγητή

Α/Α	ΟΝΟΜΑ ΕΠΩΝΥΜΟ	ΒΑΘΜΙΔΑ/ΙΔΙΟΤΗΤΑ	ΨΗΦΙΑΚΗ ΥΠΟΓΡΑΦΗ
1	ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ	ΑΝΑΠΛΗΡΩΤΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Επιβλέπων	
2	ΝΙΚΟΛΑΟΣ ΠΝΕΥΜΑΤΙΚΟΣ	ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Εξεταστής	
3	ΙΣΑΑΚ ΒΡΥΖΙΔΗΣ	ΕΠΙΚΟΥΡΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Εξεταστής	

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο κάτωθι υπογεγραμμένος Θωμάς Τουραλιάς του Παναγιώτη, με αριθμό μητρώου 2183 φοιτητής του Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών: «Αρχιτεκτονική και Δομοστατική Αποκατάσταση Ιστορικών Κτιρίων και Συνόλων» του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών της Σχολής Μηχανικών του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής, δηλώνω ότι:

«Είμαι συγγραφέας αυτής της μεταπτυχιακής εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της, είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, οι όποιες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε ακριβώς είτε παραφρασμένες, αναφέρονται στο σύνολό τους, με πλήρη αναφορά στους συγγραφείς, τον εκδοτικό οίκο ή το περιοδικό, συμπεριλαμβανομένων και των πηγών που ενδεχομένως χρησιμοποιήθηκαν από το διαδίκτυο. Επίσης, βεβαιώνω ότι αυτή η εργασία έχει συγγραφεί από μένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

Παράβαση της ανωτέρω ακαδημαϊκής μου ευθύνης αποτελεί ουσιώδη λόγο για την ανάκληση του πτυχίου μου».

Ο Δηλών



Αφιερώνω την παρούσα εργασία στους γονείς μου, Παναγιώτη και Ελένη Τουραλιά.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θεωρώ υποχρέωσή μου να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή κ. Κωνσταντίνο Ρεπαπή για την πολύτιμη καθοδήγησή του. Επιπλέον, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον ιδιοκτήτη του ακινήτου κ. Χρήστο Τσιγαρίδα για την άδεια που μου παραχώρησε για να αποτυπώσω το κτίριο μελέτης. Τέλος, ευχαριστώ την επιστημονική ομάδα της εταιρείας 3DR και τον Δρ. Αριστεΐδη Παπααρησιδίδη που μου παραχώρησαν την άδεια χρήσης του λογισμικού 3DR.PESSOS 2023 αλλά και για την πολύτιμη βοήθειά τους πάνω στο πρόγραμμα για την εκπόνηση της μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας.

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός διώροφου πέτρινου κτιρίου, που βρίσκεται στον οικισμό Παλιούρι του Δήμου Αισωνίας, με το νέο κανονισμό ΚΑΔΕΤ, 2023. Στόχος της έρευνας είναι η σύγκριση ήπιων παρεμβάσεων ανασχεδιασμού όπως η ενίσχυση των διαφραγμάτων στο κτίριο, η χρήση ενεμάτων καθώς και ο συνδυασμός αυτών. Μέσω της σύγκρισης των προτάσεων θα προσδιοριστεί η βέλτιστη λύση ανασχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψη το υφιστάμενο νομοθετικό πλαίσιο για κτίρια με ιστορική και παραδοσιακή αξία.

Για το σκοπό αυτό, στο πρώτο κεφάλαιο της εργασίας πραγματοποιείται βιβλιογραφική ανασκόπηση του υφιστάμενου νομοθετικού πλαισίου που διέπει τα κτίρια με ιστορική αξία. Έπειτα, στο Κεφάλαιο 2 αναφέρονται βασικές αρχές μηχανικής της φέρουσας τοιχοποιίας. Στο επόμενο Κεφάλαιο, παρουσιάζονται οι βασικές αρχές για αποτίμηση και ανασχεδιασμό κτιρίων που θέτει ο ΚΑΔΕΤ (2023). Στο Κεφάλαιο 4, καταγράφονται συγκεντρωτικά όλοι οι έλεγχοι του ΚΑΔΕΤ (2023). Στο Κεφάλαιο 5, γίνεται η αρχιτεκτονική και στατική τεκμηρίωση του φορέα και προσδιορίζονται όλοι οι παράμετροι που θα ληφθούν υπόψη στο υπολογιστικό προσομοίωμα. Το Κεφάλαιο 6, γίνονται αναλυτικά οι γενικοί έλεγχοι του κτιρίου καθώς και εξετάζεται ένας επιλεγμένος πεσσός με κριτήριο ελέγχου τα εντατικά μεγέθη και ένας επιλεγμένος τοίχος με κριτήριο τα παραμορφωσιακά μεγέθη σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ (2023). Στο κεφάλαιο 7 προτείνονται οι επεμβάσεις τεχνικού χαρακτήρα ανασχεδιασμού του κτιρίου, όπως η ομογενοποίηση μάζας με χρήση ενεμάτων με βάση την υδραυλική άσβεστο στη μάζα της φέρουσα τοιχοποιία, με προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών της ενισχυμένης τοιχοποιίας. Επίσης περιγράφεται αναλυτικά ο τρόπος ενίσχυσης της διαφραγματικής λειτουργίας των πατωμάτων. Έπειτα, περιγράφεται η μέθοδος ανάλυσης με τις αντίστοιχες παραδοχές καθώς και τα προσομοιώματα που θα ελεγχθούν. Στο Κεφάλαιο 8 πραγματοποιείται: α) σύγκριση των προτεινόμενων προτάσεων ανασχεδιασμού που αφορούν την ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας του κτιρίου με κριτήριο τις παραμορφώσεις β) με σύγκριση των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης ροπής εντός επιπέδου και αξονικού φορτίου των πεσσών, της πρότασης ανασχεδιασμού με ομογενοποίηση μάζας με τον αρχικό φορέα και γ) σύγκριση των δεικτών ανεπάρκειας με όρους εντατικών μεγεθών των πεσσών του κτιρίου. Στο τελευταίο Κεφάλαιο γίνεται αναφορά στα συμπεράσματα από την σύγκριση των εξεταζόμενων προτάσεων

ανασχεδιασμού του φορέα καθώς προτείνεται και η μέθοδος προσδιορισμού της βέλτιστης πρότασης ανασχεδιασμού.

Λέξεις-κλειδιά: Κτίριο φέρουσας τοιχοποιίας, αποτίμηση, ανασχεδιασμός, φέρουσα ικανότητα, έλεγχοι ασφαλείας, ΚΑΔΕΤ.

Abstract

The subject of this work is the assessment of the bearing capacity of a two-story stone masonry building, located in the Paliouri settlement of the Municipality of Aisonia, with the new Greek Code for Structural Interventions of Masonry Structures (KADET, 2023). The aim of the research is to compare mild re-engineering interventions such as strengthening the diaphragms in the building, the use of grouts as well as their combination. Through the comparison of the proposals, the optimal redesign solution will be determined, taking into account the existing legislative framework for buildings of historical and traditional value.

For this purpose, in the first chapter of the work, a bibliographic review of the existing legislative framework that governs buildings with historical value is carried out. Then, in Chapter 2 basic engineering principles of load-bearing masonry are mentioned. In the next Chapter, the basic principles for evaluation and redesign of buildings set by KADET (2023) are presented. In Chapter 4, all the checks of KADET (2023) are summarized. In Chapter 5, the architectural and structural documentation of the building is done and all the parameters that will be taken into account in the simulation are determined. In Chapter 6, the general checks of the building are carried out in detail, as well as force based checks and displacement based checks for a selected pier, according to KADET (2023). In chapter 7, the interventions of a technical nature to redesign the building are proposed, such as the homogenization of the mass using injection grouts based on hydraulic lime in the load-bearing masonry mass, with determination of the mechanical characteristics of the reinforced masonry. It also describes in detail how to strengthen the floor diaphragm. Then, the analysis method is described with the corresponding assumptions as well as the simulations that will be tested. In Chapter 8, the following is carried out: a) a comparison of the proposed redesign proposals concerning the strengthening of the floor diaphragm of the building based on the deformations b) a comparison of the in-plane moment and axial load interaction diagrams of the piers, of the redesign proposal with mass homogenization with the original building and c) comparison of the inadequacy indexes in force based terms of the building's piers.

In the last Chapter, reference is made to the conclusions from the comparison of the considered redesign proposals of the building. The optimal redesign method is also proposed.

Keywords: Bearing masonry building, seismic assessment, redesign, load-bearing capacity, safety checks, Greek Code for Structural Interventions of Masonry Structures (KADET).

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	I
--------------------	----------

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ	VIII
---------------------------	-------------

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ	XIV
--------------------------	------------

ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
-----------------	----------

Κεφάλαιο 1	2
-------------------	----------

<u>ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΚΑΙ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΕΣ ΓΙΑ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΥ ΧΑΡΑΚΤΗΡΑ ΣΕ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΑ ΚΤΙΡΙΑ ΚΑΙ ΝΕΟΤΕΡΑ ΜΝΗΜΕΙΑ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ</u>	2
--	----------

1.1 Ορισμοί.....	2
1.2 Η ανάγκη επέμβασης σε διατηρητέα κτίρια και νεότερα μνημεία για προστασία από τον σεισμό.....	2
1.3 Βασικές αρχές στον σχεδιασμό των επεμβάσεων σε νεότερα μνημεία και διατηρητέα κτίρια.....	3
1.4 Θεσμικό και νομοθετικό πλαίσιο για την προστασία μνημείων με βάση διεθνείς συμβάσεις και διακηρύξεις. Ελληνικό νομοθετικό πλαίσιο.....	3
1.5 Μεθοδολογία των επεμβάσεων.....	4
1.6 Βασικές αρχές επεμβάσεων σε διατηρητέα κτίρια και μνημεία.....	4
1.7 Υφιστάμενο νομοθετικό πλαίσιο για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία καθώς και την εκπόνηση μελετών σε διατηρητέα κτίρια και μνημεία.....	5
1.8 Αναφορές του καδετ 2023 σε μνημεία ή ιστορικά κτίρια.....	9

Κεφάλαιο 2	17
-------------------	-----------

<u>Η ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ</u>	17
--	-----------

2.1 Διάκριση τοιχοποιίας κατά την έννοια του πάχους.....	17
2.2 Τρόποι υπολογισμού των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας.....	18
2.3 Υπολογισμός αντοχής άοπλης τοιχοποιίας για εντός επιπέδου φόρτιση.....	22
2.3.1 Αντοχή άοπλης τοιχοποιίας σε ορθή κάμψη εντός επιπέδου.....	22
2.3.2 Διατμητική αστοχία ολίσθησης κατά μήκος οριζόντιων αρμών.....	24
2.3.3 Διατμητική αντοχή σχεδιασμού σε περίπτωση διαγώνιας ρηγμάτωσης τοιχοποιίας με καθορισμένους οριζόντιους αρμούς.....	25

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

2.3.4	Διατμητική αντοχή σχεδιασμού σε περίπτωση διαγώνιας ρηγμάτωσης τοιχοποιίας σε αργολιθοδομή	27
2.4	Υπολογισμός αντοχής άοπλης τοιχοποιίας για εκτός επιπέδου φόρτιση	27
2.4.1	Καμπτική αντοχή τοιχοποιίας περί οριζόντιο άξονα 2.....	27
2.4.2	Καμπτική αντοχή τοιχοποιίας περί κατακόρυφο άξονα 1	28
2.5	Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας.....	28
2.6	Αντοχή σε κατακόρυφη θλίψη άοπλης τοιχοποιίας.....	29
2.7	Μηχανική συμπεριφορά της τοιχοποιίας υπο ανακυκλιζόμενη φόρτιση με όρους δυνάμεων-παραμόρφωσεων.....	32
2.7.1	Προσδιορισμός της καμπύλης αντίστασης.....	32
2.7.2	Πλάστιμη και ψαθυρή συμπεριφορά.....	36
2.7.3	Μορφές αστοχίας τοίχου υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση υπό σταθερό θλιπτικό φορτίο.....	37

Κεφάλαιο 3

38

ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟ ΚΑΔΕΤ 2023

38

3.1	Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας, στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού (ΚΑΔΕΤ, 2023, §2.3.1,2).....	38
3.2	Καθορισμός πρωτευόντων και δευτερευόντων στοιχείων του φέροντα οργανισμού (ΚΑΔΕΤ, 2023, §2.5.3).....	40
3.3	Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων (ΚΑΔΕΤ, 2023, §3.10.4,5.1).....	40
3.4	Συντελεστές ασφαλείας (ΚΑΔΕΤ, 2023, §4.5).....	41
3.5	Διαφράγματα (ΚΑΔΕΤ, 2023, §5.3.6).....	43
3.6	Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση (ΚΑΔΕΤ, 2023, §5.4).....	44
3.6.1	Υπολογισμός ιδιοπεριόδου του κτιρίου με εμπειρικές εκφράσεις.....	46
3.6.2	Υπολογισμός της σεισμικής τέμνουσας βάσης από φασματική ανάλυση ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή λαμβάνοντας υπόψη την θεμελιώδη μεταφορική ιδιοπερίοδο.....	46
3.6.3	Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με την χρήση ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q (ΚΑΔΕΤ, 2023, §4.6.1).....	48
3.6.4	Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με την χρήση τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m	50

Κεφάλαιο 4

52

ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟ ΤΕΛΙΚΟ ΚΕΙΜΕΝΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΟΥ ΚΑΔΕΤ, 2023

52

4.1	Καθολικοί έλεγχοι.....	52
-----	------------------------	----

4.1.1	Φαινόμενα δευτέρας τάξεως.	52
4.1.2	Έλεγχος ανατροπής.....	52
4.1.2.1	Έλεγχος εκκεντρότητας (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 5.8.3 (α)).....	52
4.1.2.2	Έλεγχος αποφυγής αδρανούς περιοχής (ΚΑΔΕΤ, 2023, §5.8.3 (β)) ...	53
4.1.2.3	Έλεγχος μέγιστης ορθής θλιπτικής τάσης στο περισσότερο θλιβόμενο άκρο της κάτοψης στην στάθμη ελέγχου (ΚΑΔΕΤ, 2023, §5.8.3 (γ)).	54
4.2	Έλεγχοι εντός επιπέδου.....	56
4.2.1	Έλεγχος εντός επιπέδου κάμψη σε δομικά στοιχεία υποβαλλόμενα σε κατακόρυφη αξονική δύναμη και εντός επιπέδου τέμνουσα (με όρους δυνάμεων).....	56
4.2.2	Ικανοτική τέμνουσα V_f	57
4.2.3	Διατμητική αντοχή V_n	58
4.2.4	Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας λόγω οριζόντιων ξύλινων στοιχείων	60
4.2.5	Έλεγχος σε τέμνουσα ή σε κάμψη δομικού στοιχείου σε εντός επιπέδου δράση (σε όρους παραμορφώσεων)	61
4.3	Έλεγχοι εκτός επιπέδου.....	62
4.3.1	Έλεγχος σε εκτός επιπέδου κάμψη.....	62
4.3.1.1	Εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα (με όρους δυνάμεων)	63
4.3.1.2	Εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα (με όρους δυνάμεων)	63
4.3.1.3	Έλεγχος τοίχων στην εκτός επιπέδου κάμψη, πάνω στους οποίους στηρίζονται και δοκοί πατωμάτων (με όρους δυνάμεων).....	64
4.3.2	Έλεγχος ανατροπής σε εκτός επιπέδου κάμψη.	65
4.3.3	Εκτός επιπέδου διατμητική αντοχή (με όρους δυνάμεων).....	65
4.3.4	Έλεγχος σε εκτός επιπέδου κάμψη και τέμνουσα, (με όρους παραμορφώσεων)	66
4.3.4.1	Η στροφή διαρροής θ_y - στροφή ανατροπής $\theta_{R,u}$	66
4.3.4.2	Ικανότητα παραμόρφωσης θ_u	66
4.3.4.3	Διάγραμμα ροής ελέγχων εκτός επιπέδου.....	67
4.3.5	Τοπικοί έλεγχοι	68
4.3.5.1	Έλεγχος σε διάτρηση (ΚΑΔΕΤ, 2023, §9.3.3.1).....	68
4.3.5.2	Έλεγχος έναντι αποκόλλησης (ΚΑΔΕΤ, 2023, §9.3.3.2)	68

Κεφάλαιο 5

70

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΑΙ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ ΔΙΩΡΟΦΗΣ ΠΕΤΡΟΚΤΙΣΤΗΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΗΣ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

70

5.1	Γενικά στοιχεία για την περιοχή μελέτης.....	70
5.2	Ιστορικά στοιχεία για την περιοχή μελέτης.....	71

5.2.1	Η αρχιτεκτονική της κατοικίας στην περιοχή μελέτης.	72
5.3	Τεκμηρίωση της υφιστάμενης κατάστασης του κτιρίου μελέτης	72
5.3.1	Γενικά.....	72
5.3.2	Φωτογραφική τεκμηρίωση των όψεων του κτιρίου.	74
5.3.3	Αρχιτεκτονική αποτύπωση υφιστάμενης κατάστασης & αρχιτεκτονική περιγραφή (τυπολογικά & μορφολογικά στοιχεία του κτιρίου).....	76
5.3.4	Διερεύνηση και Τεκμηρίωση του υφιστάμενου φέροντα οργανισμού του κτιρίου μελέτης	77
5.3.4.1	Αποτύπωση του φέροντα οργανισμού	77
5.3.4.2	Ιστορικό του δομήματος	78
5.3.5	Καταγραφή φθορών και βλαβών (παθολογία)	78
5.3.6	Διερευνητικές εργασίες	79
5.3.6.1	Τρόπος δόμησης της τοιχοποιίας κατά τις όψεις	80
5.3.6.2	Τρόπος δόμησης της τοιχοποιίας κατά το πάχος της	80
5.3.6.3	Εντόπιση ξύλινων ενισχύσεων στην τοιχοποιία	81
5.3.6.4	Διαπίστωση του τρόπου δομήσεως στις συνδέσεις μεταξύ των τοίχων	82
5.3.7	Προσδιορισμός μηχανικών χαρακτηριστικών του φέροντα οργανισμού.....	83
5.3.7.1	Θλιπτική αντοχή λιθοσώματος f_{bc}	84
5.3.7.2	Θλιπτική αντοχή κονιάματος f_{mc}	85
5.3.7.3	Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας f_{wc}	85
5.3.7.4	Διατμητική αντοχή συνοχής τοιχοποιίας f_{vm0} :	87
5.3.7.5	Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας f_{wt} :.....	87
5.3.7.6	Αντοχή ξυλείας	87
5.3.8	Καθορισμός Στάθμης Επιτελεστικότητας.	88
5.3.9	Καθορισμός Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων	88
5.3.10	Μέθοδος ανάλυσης.....	89
5.3.11	Προσδιορισμός συντελεστή ασφαλείας τοιχοποιίας	90
5.3.12	Κανονισμός σχεδιασμού. Σεισμολογικά και γεωτεχνικά στοιχεία της περιοχής μελέτης	91
5.3.13	Επιλογή συντελεστή συμπεριφοράς q'	91
5.3.14	Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς q^*	91
5.3.15	Επιλογή μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης στον βράχο a_{gR} για στάθμη επιτελεστικότητας B1.....	92
5.3.16	Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού κατά την διεύθυνση X-X και Y-Y της σεισμικής δράσης.....	92
5.3.17	Μόνιμα κινητά φορτία	94

5.3.18	Συνδυασμοί φόρτισης.....	97
5.4	Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων με το λογισμικό 3DR.PESSOS.....	98
5.4.1	Καθολικό και τοπικό σύστημα αναφοράς.....	98
5.4.2	Διευθύνσεις εφαρμογής τάσεων και εντατικών μεγεθών στο τοπικό και στο καθολικό σύστημα.....	99
5.5	Προσομοίωση κτιρίου	101

Κεφάλαιο 6

104

ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΑΤΑ ΚΑΔΕΤ 2023 ΣΤΟ ΣΤΑΔΙΟ ΤΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ 104

6.1	Γενικός έλεγχος του κτιρίου, έναντι ανατροπής	104
6.1.1	Έλεγχος εκκεντρότητας §5.3.8 (α) του ΚΑΔΕΤ, 2023	104
6.1.2	Έλεγχος αδρανούς περιοχής (ΚΑΔΕΤ, 2023, §5.3.8.(β))	105
6.1.3	Έλεγχος μέγιστης ορθής θλιπτικής τάσης (ΚΑΔΕΤ, 2023, §5.3.8.(γ)).....	108
6.2	Έλεγχος επάρκειας πεσσών με όρους (εντατικών μεγεθών).....	108
6.3	Γραφική ανάλυση των αποτελεσμάτων για δυο κύριες σεισμικές φορτίσεις.	110
6.3.1	Γραφική ανάλυση του παραμορφωμένου φορέα.	111
6.3.2	Γραφική ανάλυση εκτός επιπέδου ροπών κάμψης.....	112
6.3.3	Γραφική ανάλυση των κύριων εφελκυστικών τάσεων S_{xx}	113
6.4	Έλεγχοι επάρκειας μεμονωμένου τοίχου με όρους παραμορφωσιακών μεγεθών	114
6.4.1	Ο τοίχος 4 φορτίζεται με το σεισμικό συνδυασμό EC49: $1.35G+0.3Q+E_y+0.3E_x$ και εξετάζεται στην εντός του επιπέδου δράση	115
6.4.2	Ο τοίχος 4 φορτίζεται με εκτός επιπέδου δράση με το σεισμικό συνδυασμό EC13: $1.35G+0.3Q+E_x+0.3E_y$	116
6.4.2.1	Προσδιορισμός της περιβάλλουσα αντοχής (δύναμης στροφής) του τοίχου 4 σε εκτός επιπέδου αστοχία	116
6.5	Έλεγχοι επάρκειας μεμονωμένων πεσσών με όρους εντατικών μεγεθών.....	123
6.5.1	Αναλυτικός έλεγχος πεσσού 10 του ισογείου και του πεσσού 29 του ορόφου σε κατακόρυφα (αξονικά) φορτία για το συνδυασμό φόρτισης EC2: $1.35G+1.5Q$ 123	
6.5.2	Έλεγχος εντός επιπέδου κάμψης του πεσσού 10 του τοίχου 4.....	124
6.5.2.1	Διάγραμμα αλληλεπίδρασης διατομής πεσσού 10 εντός επιπέδου, ροπής αντοχής M_{Rd} και αξονικής δύναμης N_{sd}	125
6.5.3	Έλεγχος εντός επιπέδου διάτμηση του πεσσού 10 του τοίχου 4.....	127
6.5.4	Έλεγχος εκτός επιπέδου διάτμηση του πεσσού 10 του τοίχου 4.....	127
6.5.5	Έλεγχος εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα του πεσσού 29 του τοίχου 4 128	
6.5.6	Έλεγχος εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα του πεσσού 29 του τοίχου 4.....	130

Κεφάλαιο 7	133
<u>ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΤΕΧΝΙΚΟΥ ΧΑΡΑΚΤΗΡΑ-ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ</u>	
<u>ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ</u>	133

7.1	Κριτήρια επιλογής και τύποι δομητικής επέμβασης	133
7.1.1	Ενίσχυση της φέρουσας τοιχοποιίας με ομογενοποίηση της μάζας της μέσω ενέσεων.	133
7.1.1.1	Υπολογισμός θλιπτικής αντοχής τοιχοποιίας μετά την ενίσχυση $f_{wc,f}$	135
7.1.1.2	Υπολογισμός εφελκυστικής αντοχής f_{wt}	136
7.1.1.3	Υπολογισμός αντοχής σε διάτμηση f_{vko}	137
7.1.1.4	Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας της ενισχυμένης τοιχοποιίας E_{we}	137
7.1.1.5	Υπολογισμός μέτρου διάτμησης της ενισχυμένης τοιχοποιίας G_{we} ...	137
7.1.2	Ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας του δαπέδου α ορόφου και της στέγης μέσω επεμβάσεων στα πατώματα.	138
7.1.3	Επισκευή φθορών και βλαβών της κατασκευής.....	141
7.2	Επιλογή ενιαίου δείκτη σεισμικής συμπεριφοράς η για τον ανασχεδιασμό.....	141
7.3	Προσομοιώματα ανασχεδιασμού	142

Κεφάλαιο 8	143
<u>ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΡΟΤΑΣΕΩΝ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ</u>	143

8.1	Μεθοδολογία σύγκρισης προτάσεων ανασχεδιασμού	143
8.1.1	Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας των προσομοιωμάτων με όρους εντατικών μεγεθών	143
8.1.2	Σύγκριση των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης σε κάμψη εντός επιπέδου και αξονικού φορτίου, του υφιστάμενου φορέα και του φορέα με ενίσχυση με ομογενοποίηση μάζας, του πεσσού 10	155
8.1.3	Σύγκριση της περιβάλλουσας αντοχής έναντι ανατροπής του τοίχου 4 στην εκτός επιπέδου αστοχία του υφιστάμενου φορέα και των περιπτώσεων ανασχεδιασμού με διαφράγματα.....	156

Κεφάλαιο 9	158
<u>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ</u>	158

9.1	Περίληψη.....	158
9.2	Συμπεράσματα από την σύγκριση προτάσεων ανασχεδιασμού μόνο με διαφράγματα και αρχικού φορέα, με κριτήριο τις παραμορφώσεις του τοίχου 4	159

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

9.3	Συμπεράσματα από την σύγκριση των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης σε κάμψη εντός επιπέδου και αξονικού φορτίου, του υφιστάμενου φορέα και του φορέα με ενίσχυση με ομογενοποίηση μάζας, του πεσσού 10	160
9.4	Συμπεράσματα από την σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας των προσομοιωμάτων με όρους εντατικών μεγεθών	161
9.5	Πρόταση για περαιτέρω έρευνα	163

ΑΝΑΦΟΡΕΣ 164

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α 166

ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ 166

A.1	Κάτοψη υφιστάμενου ισογείου	166
A.2	Κάτοψη υφιστάμενου ορόφου.....	167
A.3	Κάτοψη υφιστάμενης στέγης	168
A.4	Πρόσοψη και ανατολική όψη υφιστάμενου κτιρίου	169
A.5	Βόρεια και δυτική όψη υφιστάμενης κατοικίας.....	170
A.6	Τομή Α-Α & Β-Β υφιστάμενης κατοικίας	171

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β 172

ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ 172

B.1	Κάτοψη φέροντος οργανισμού ισογείου	172
B.2	Κάτοψη φέροντος οργανισμού πατώματος α ορόφου	173
B.3	Κάτοψη φέροντος οργανισμού ορόφου.....	174
B.4	Κάτοψη φέροντος οργανισμού στέγης	175
B.5	Τομές Α-Α & Β-Β φέροντος οργανισμού	176

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ 177

ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ ΚΑΙ ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΚΗ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑΣ 177

Γ.1	Παθολογία φέροντα οργανισμού κάτοψη ισογείου-προβολή πατώματος α ορόφου.....	177
Γ.2	Παθολογία φέροντος οργανισμού κάτοψης α ορόφου.....	178
Γ.3	Παθολογία πρόσοψης και ανατολικής όψης του κτιρίου	179
Γ.4	Παθολογία βόρειας όψης.....	180
Γ.5	Φωτογραφική τεκμηρίωση παθολογίας.....	180

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 2.1	(α), (β) Δίστρωτη τοιχοποιία με κατακόρυφο αρμό (γ) Δίστρωτη τοιχοποιία με διάτονα λιθοσώματα χωρίς διαγράμμιση (Σπυράκος, 2019).	17
Σχήμα 2.2	(α) Στοιχείο άοπλης τοιχοποιίας σε ορθή κάμψη εντός επιπέδου (β) Φόρτιση διατομής (τομή 1-1) (γ) οριζόντια τομή (Σπυράκος, 2019).	23
Σχήμα 2.3	(α) Στοιχείο υπό ορθή κάμψη (β) κατανομή των ροπών και ύψος H_0 μηδενισμού ροπής (Σπυράκος, 2019).	24
Σχήμα 2.4	Διατομή άοπλης τοιχοποιίας υπό εντός επιπέδου διάτμηση (Σπυράκος, 2019)	25
Σχήμα 2.5	Διαγώνια ρηγμάτωση τοιχοποιίας με σαφής οριζόντιους αρμούς υπό εντός επιπέδου οριζόντια και αξονική φόρτιση (Σπυράκος, 2019).	26
Σχήμα 2.6	Ανάπτυξη ρωγμών υπό αξονική δύναμη και αξονική φόρτιση σε αργολιθοδομή (Σπυράκος, 2019).	27
Σχήμα 2.7	Τοπικοί άξονες και αντίστοιχες ροπές (Σπυράκος, 2019).	28
Σχήμα 2.8	Εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ, 2023).	29
Σχήμα 2.9	Τριαξονική φόρτιση τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ, 2023).	30
Σχήμα 2.10	Απόκριση δοκιμίων τοιχοποιίας σε ανακυκλιζόμενη παραμόρφωση (αστοχία σε ορθή κάμψη) (Σπυράκος, 2019).	32
Σχήμα 2.11	Παραμόρφωση εντός επιπέδου σε όρους ροπής κάμψης (M) και στροφή χορδής (θ) (ΚΑΔΕΤ, 2023).	32
Σχήμα 2.12	Παραμόρφωση εντός επιπέδου σε όρους τέμνουσας δύναμης (V) γωνιακής παραμόρφωσης (γ) (ΚΑΔΕΤ, 2023).	33
Σχήμα 2.13	Περιβάλλουσα εξασθενημένων αποκρίσεων F μετά από πλήρως ανακυκλιζόμενη παραμόρφωση $\pm\delta$ (ΚΑΔΕΤ, 2023).	34
Σχήμα 2.14	Διάγραμμα καμπύλης αντίστασης τοίχου (παραμόρφωση διαρροής δ_y , παραμόρφωση αστοχίας δ_u) (ΚΑΔΕΤ, 2023).	35
Σχήμα 2.15	Πολυγραμμικό σχηματοποιημένο διάγραμμα συμπεριφοράς F-δ (ΚΑΔΕΤ, 2023)	35
Σχήμα 2.16	Μορφές αστοχίας: (α) κάμψη, (β) διατμητική ολίσθηση, ((γ),(δ)) διαγώνια ρηγμάτωση λόγω τέμνουσας (Σπυράκος, 2019).	37

Σχήμα 3.1 α) κατανομή των σεισμικών φορτίων κατά την διεύθυνση Υ, σε τμήμα που βρίσκεται σε κύκλο του κτιρίου β) προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων (ΚΑΔΕΤ, 2023)	45
Σχήμα 3.2 (α) Ανάλυση για τα βαρυτικά φορτία για τον σεισμικό συνδυασμό (β) προσδιορισμός εσωτερικών δυνάμεων και μετατοπίσεων για ολική φασματική επιτάχυνση ίση με 1g. Για την εκτίμηση των ελαστικών δυνάμεων λόγου σεισμού στον σεισμικό συνδυασμό, οι τιμές από την ανάλυση αυτής της περίπτωσης πολλαπλασιάζονται με τον σεισμικό συντελεστή $S_e(T)/g$ με ομοιόμορφη κατανομή καθ' ύψος του κτιρίου. Τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από αυτή την ανάλυση αφού πολλαπλασιασθούν περαιτέρω με το γινόμενο $C_m \cdot S$ μπορούν να συνδυασθούν με τα αποτελέσματα της συμβατικής ανάλυσης φορτίων βαρύτητας κατά τον σεισμικό συνδυασμό για τον έλεγχο της οριακής κατάσταση διαρροής (ΚΑΔΕΤ, 2023).	45
Σχήμα 3.3 Διάγραμμα τέμνουσας σεισμικής βάσης-μετακίνησης (ΚΑΔΕΤ, 2023)	48
Σχήμα 3.4 Σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς F-d (ΚΑΔΕΤ, 2023)	51
Σχήμα 4.1 Κατανομή πραγματικών σεισμικών επιταχύνσεων καθ ύψος του κτιρίου την στιγμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης και ορισμός μοχλοβραχίονα της ροπής ανατροπής (ΚΑΔΕΤ, 2023)	53
Σχήμα 4.2 Ομοιόμορφη και ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων και ορισμός του μοχλοβραχίονα της ροπής ανατροπής (ΚΑΔΕΤ, 2023).	55
Σχήμα 4.3 Ορισμός ροπής αντίστασης στην κάτοψη (ΚΑΔΕΤ, 2023)	55
Σχήμα 4.4 Ορισμός ορθών τάσεων στην βάση του κτιρίου (ΚΑΔΕΤ, 2023)	56
Σχήμα 4.5 Ορισμός εσωτερικής ροπής σε εντός επιπέδου κάμψη στοιχείου (ΚΑΔΕΤ, 2023) 57	
Σχήμα 4.6 Προσδιορισμός του διατμητικού ύψους H_o σε άκαμπτά (α) και μη άκαμπτα (β) διαφράγματα (ΚΑΔΕΤ, 2023).	58
Σχήμα 4.7 Διαγώνια εφελκυστική αστοχία (ΚΑΔΕΤ, 2023)	59
Σχήμα 4.8 Ολίσθηση κατά μήκος οριζόντιου αρμού (ΚΑΔΕΤ, 2023).	59
Σχήμα 4.9 Η συμβολή των οριζόντιων ξύλινων στοιχείων (ΚΑΔΕΤ, 2023)	60
Σχήμα 4.10 Διάγραμμα ροής ελέγχων σε εντός επιπέδου δράση (Δρίτσος και Βασιλειάδη, 2018)	62

Σχήμα 4.11	Εκτός επιπέδου ροπή κάμψης με επίπεδο αστοχίας κάθετο στους οριζόντιους αρμούς (ΚΑΔΕΤ, 2023).....	63
Σχήμα 4.12	Εκτός επιπέδου ροπή κάμψης με επίπεδο αστοχίας παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς (ΚΑΔΕΤ, 2023).....	64
Σχήμα 4.13	Αντοχή ανατροπής πεσσού, F_R , σε εκτός επιπέδου αστοχία (ΚΑΔΕΤ, 2023).	65
Σχήμα 4.14	Ορισμός των σημείων περιβάλλουσας αντοχής τοίχου σε εκτός επιπέδου αστοχία (ΚΑΔΕΤ, 2023).....	66
Σχήμα 4.15	Διάγραμμα ροής ελέγχων σε εκτός επιπέδου δράση (Δρίτσος και Βασιλειάδη, 2018)	67
Σχήμα 4.16	Κρίσιμη επιφάνεια διάτμησης (ΚΑΔΕΤ, 2023).....	68
Σχήμα 5.1	Απόσπασμα χάρτη της ευρύτερης περιοχής του Βόλου (Σακαβάλας, 2006)	70
Σχήμα 5.2	Χάρτης της ευρύτερης περιοχής του οικισμού Παλιούρι (Σακαβάλας, 2006).	71
Σχήμα 5.3	Τοπογραφικό διάγραμμα οικοπέδου (προσάρτημα του υπ αριθμ. 1.885/13-08-2018 συμβολαίου γονικής παροχής υψηλής κυριότητας με παρακράτηση δικαιώματος επικαρπίας του Συμβολαιογράφου Φίλιππου Κόντα του Ελευθερίου)	73
Σχήμα 5.4	Αεροφωτογραφίες έτους 1945-1960 & 2015-2016 για τον χρόνο κατασκευής (Ελληνικό κτηματολόγιο https://maps.gov.gr/).....	74
Σχήμα 5.5	Σκαρίφημα κτιρίου με την θέση λήψης των φωτογραφιών	74
Σχήμα 5.6	Νότια όψη-πρόσοψη, θέση λήψης 1.....	75
Σχήμα 5.7	Ανατολική και βόρεια όψη, θέση λήψης 2.....	75
Σχήμα 5.8	Δυτική και βόρεια όψη, θέση λήψης 3	75
Σχήμα 5.9	Εξωτερική όψη & εσωτερική όψη φέρουσας εξωτερικής φέρουσας τοιχοποιίας.....	80
Σχήμα 5.10	Εγκάρσια όψη του τοίχου, και σκαρίφημα δίστρωτης τοιχοποιίας με διάτονα λιθοσώματα, (Σπυράκος, 2019).	81
Σχήμα 5.11	Όψη της ξυλοδεσιάς στην στάθμη του δαπέδου του α ορόφου.	81
Σχήμα 5.12	Όψη ελκυστήρων πάνω από τα ανοίγματα.	82

Σχήμα 5.13 Όψη εξωτερικής και εσωτερικής γωνίας του κτιρίου για διαπίστωση του τρόπου δόμησης των τοίχων μεταξύ τους.	83
Σχήμα 5.14 Λεπτομέρεια του κονιάματος με την χρήση άχυρου σε εσωτερική πλευρά της φέρουσας τοιχοποιίας.....	85
5.15 Επιφάνεια εξωτερικής όψης τοιχοποιίας 1.0 m ²	86
Σχήμα 5.16 Κάτοψη ισογείου για υπολογισμό της συνολικής δρώσας επιφάνειας του ισογείου.....	92
Σχήμα 5.17 Επίπεδη εντατική κατάσταση των ορθών & διατμητικών τάσεων στην επιφάνεια των πεπερασμένων (Παπαρησιτίδης, 2021).....	99
Σχήμα 5.18 Επίπεδη εντατική κατάσταση ροπών στην επιφάνεια των πεπερασμένων (Παπαρησιτίδης, 2021).	100
Σχήμα 5.19 Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου στο πρόγραμμα Pessos 3DR.....	101
Σχήμα 5.20 Ονομαστική απεικόνιση των πεσσών στις κατόψεις ισογείου & ορόφου	102
Σχήμα 5.21 Ονομαστική απεικόνιση των πεσσών στις όψεις του κτιρίου.....	103
Σχήμα 5.22 Χρωματική απεικόνιση των πεσσών στο τρισδιάστατο προσομοίωμα. ...	103
Σχήμα 6.1 Παραμορφωμένος φορέας για τους συνδυασμούς φόρτισης EC_13 και EC_49.....	111
Σχήμα 6.2 Ροπές κάμψης M_{xx} εκτός επιπέδου περί κατακόρυφο άξονα για τις περιπτώσεις φόρτισης EC_13 και EC_49.....	112
Σχήμα 6.3 Ροπές κάμψης M_{yy} εκτός επιπέδου περί οριζόντιο άξονα για τις περιπτώσεις φόρτισης EC_13 και EC_49.....	113
Σχήμα 6.4 Κύριες εφελκυστικές τάσεις που το επίπεδο θραύσης είναι κάθετο στον οριζόντιο αρμό.....	114
Σχήμα 6.5 Περιβάλλουσα αντοχής του τοίχου 4 σε εκτός επιπέδου αστοχία.....	117
Σχήμα 6.6 Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας του τοίχου 4 σε κλίση εκτός επιπέδου περί οριζόντιου άξονα.....	119
Σχήμα 6.7 Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας του τοίχου 4 σε κλίση εκτός επιπέδου περί κατακόρυφο άξονα.....	122
Σχήμα 6.8 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπής σε κάμψη εντός επιπέδου και αξονικού φορτίο πεσσού 4.....	126
Σχήμα 6.10 Τάσεις S_{yy} περί οριζόντιο άξονα εκτός επιπέδου για τον σεισμικό συνδυασμό EC13 του τοίχου 4.....	130

Σχήμα 6.12 Τάσεις S_{xx} περί κατακόρυφο άξονα εκτός επιπέδου για τον σεισμικό συνδυασμό EC13 του τοίχου4	132
Σχήμα 7.1 Ενίσχυση ξύλινου δαπέδου με πρόσθετη διαγώνια στρώση σανίδων. 1) Δοκοί, 2) Υφιστάμενο σανίδωμα 3) Πρόσθετη διαγώνια στρώση σανιδώματος (Σπυράκος, 2019).....	139
Σχήμα 7.2 Ενίσχυση ξύλινου δαπέδου με πρόσθετα μεταλλικά ελάσματα ή ινοπλισμένα πολυμερή. 1) Δοκοί 2) υφιστάμενο σανίδωμα 4)Μεταλλικά ελάσματα ή ελάσματα από ΙΟΠ (Σπυράκος, 2019).....	139
Σχήμα 7.3 Ενίσχυση ξύλινου δαπέδου με προσθήκη μικρού πάχους πλάκας οπλισμένου ελαφροσκυροδέματος 1) Δοκοί 2) Υφιστάμενο σανίδωμα 5) Χαλύβδινος οπλισμός 6) Ελαφροσκυρόδεμα (Σπυράκος, 2019).	140
Σχήμα 8.1 Γραφική σύγκριση της επάρκειας των πεσσών στις διάφορες προτάσεις ανασχεδιασμού	145
Σχήμα 8.2 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε αξονικό φορτίο στο ισόγειο.....	147
Σχήμα 8.3 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε αξονικό φορτίο στο όροφο 147	
Σχήμα 8.4 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε διάτμηση εντός επιπέδου στο ισόγειο.....	149
Σχήμα 8.5 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε διάτμηση εκτός επιπέδου στο ισόγειο.....	149
Σχήμα 8.6 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε κάμψη εντός επιπέδου στο ισόγειο	151
Σχήμα 8.7 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε κάμψη εντός επιπέδου στον όροφο.....	151
Σχήμα 8.8 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε κάμψη εκτός επιπέδου περί οριζόντιο άξονα στο ισόγειο	153
Σχήμα 8.9 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε κάμψη εκτός επιπέδου περί οριζόντιο άξονα στον όροφο.....	153
Σχήμα 8.10 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε κάμψη εκτός επιπέδου περί κατακόρυφο άξονα στο ισόγειο	155

Σχήμα 8.11 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε κάμψη εκτός επιπέδου περί κατακόρυφο άξονα στον όροφο	155
Σχήμα 8.12 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης, κάμψης εντός επιπέδου και αξονικού φορτίου πριν και μετά την ομογενοποίηση μάζας για τον πεσσό 10.....	156

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1.1 Διεθνείς συμβάσεις & νόμοι του ελληνικού κράτους για προστασία της πολιτιστικής κληρονομιάς (Σπυράκος, 2019).....	3
Πίνακας 1.2 Συστάσεις του ΚΑΔΕΤ, για ιστορικά κτίρια και μνημεία (ΚΑΔΕΤ, 2023). ...	9
Πίνακας 2.1 Τιμές αναφοράς για τα μηχανικά χαρακτηριστικά διαφορετικών τύπων τοιχοποιίας (Σπυράκος, 2019).	19
Πίνακας 2.2 Διορθωτικοί συντελεστές λ_i που εφαρμόζονται στα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας με κανόνες καλής πρακτικής (Σπυράκος, 2019). 19	19
Πίνακας 2.3 Ενδεικτικές τιμές μηχανικών χαρακτηριστικών συνηθέστερων πετρωμάτων και ερήμην τιμές λιθοσωμάτων με βάση την επί τόπου οπτική παρατήρηση, εξέταση και κατάταξη του λιθοσώματος στις κατηγορίες του πίνακα (ΚΑΔΕΤ, 2023).20	20
Πίνακας 2.4 Εκτίμηση αντοχών παλαιών κονιαμάτων-Πρόταση ερήμην τιμές (ΚΑΔΕΤ, 2023) 21	21
Πίνακας 2.5 Τιμές του συντελεστή K για τοιχοποιίες με κονίαμα γενικής εφαρμογής λεπτής στρώσης και ελαφροκονίαμα (Βιντζηλαίου κ.α., 2009).....	31
Πίνακας 3.1 Στάθμες επιτελεστικότητας σε σχέση με τις ανηγμένες εδαφικές επιταχύνσεις που αντιστοιχούν σε διάφορες πιθανότητες υπέρβασης της σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών (ΚΑΔΕΤ, 2023) 39	39
Πίνακας 3.2 Ενδεικτική συσχέτιση περιόδου επαναφοράς και πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης με την αντίστοιχη ανηγμένη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση (ΚΑΔΕΤ, 2023).	39
Πίνακας 3.3 Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης/ανασχεδιασμού ανά κατηγορία σπουδαιότητας υφιστάμενων κτιρίων (ΚΑΔΕΤ, 2023).....	40
Πίνακας 3.4 Κριτήρια καθορισμού της κάθε στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων κατά ΚΑΔΕΤ 2023	41
Πίνακας 3.5 Τιμές του συντελεστή γ_{Ed} (ΚΑΔΕΤ, 2023)	41
Πίνακας 3.6 Τιμές του συντελεστή γ_g (ΚΑΔΕΤ, 2023).....	42
Πίνακας 3.7 Τιμές του συντελεστή γ_m (ΚΑΔΕΤ, 2023).....	43

Πίνακας 3.8 Τιμές του λόγου γ'_m / γ_m για προστιθέμενα «συμβατικά» υλικά (ΚΑΔΕΤ, 2023)	43
Ο υπολογισμός της σεισμικής τέμνουσας βάσης, γίνεται βάσει του Πίνακα 3.9.....	46
Πίνακας 5.1 Χαρακτηρισμός αέριου πετρώματος στο πεδίο και εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής (ΚΑΔΕΤ, 2023)	84
Πίνακας 5.2 Υπολογισμός της δρώσας επιφάνειας των τοιχωμάτων κατά την διεύθυνση x-x	93
Πίνακας 5.3 Πίνακας υπολογισμού της δρώσας επιφάνειας των τοιχωμάτων κατά την διεύθυνση y-y	93
Πίνακας 5.4 Πίνακας υπολογισμού ίδιου βάρους ζευκτών στέγης και σανιδώματος.....	94
Πίνακας 5.5 Πίνακας υπολογισμού ίδιου βάρους δοκών και σανιδώματος α ορόφου.....	96
Πίνακας 5.6 Βασικοί σεισμικοί συνδυασμοί φόρτισης για την μελέτη.....	98
Πίνακας 6.1 Έλεγχος εκκεντρότητας κατά τις διευθύνσεις X, Y της σεισμικής δράσης.	105
Πίνακας 6.2 Έλεγχος αδρανούς περιοχής βάσει § 5.3.8 (β) του ΚΑΔΕΤ, 2023	107
Πίνακας 6.3 Έλεγχος μέγιστης ορθής θλιπτικής τάσης (ΚΑΔΕΤ, 2023, §5.3.8.(γ))	108
Πίνακας 6.4 Δείκτες ανεπάρκειας στο στάδιο της αποτίμηση στο επίπεδο του ισογείου	109
Πίνακας 6.5 Δείκτες ανεπάρκειας στο στάδιο της αποτίμηση στο επίπεδο του ορόφου .	110
Πίνακας 6.6 Εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη του τοίχου 4 για το συνδυασμό φόρτισης $G+0.3Q+0.3E_y+E_x$ σε εκτός επιπέδου κλίση περί οριζόντιο άξονα	118
Πίνακας 6.7 Εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη του τοίχου 4 για το συνδυασμό φόρτισης $G+0.3Q+0.3E_y+E_x$ σε εκτός επιπέδου κλίση περί κατακόρυφο άξονα	121
Πίνακας 6.8 Έλεγχος πεσσών 10, 29 του τοίχου 4 σε αξονικά φορτία	124
Πίνακας 6.9 Εντατικά μεγέθη πεσσού 10 του τοίχου 4 στην στάθμη του ισογείου για το συνδυασμό φόρτισης $G+0.3Q+0.3E_x+E_y$	124
Πίνακας 6.10 Αναλυτικός υπολογισμός του δείκτη ανεπάρκειας σε κάμψη εντός επιπέδου του πεσσού 10 του ισογείου	125
Πίνακας 6.11 Αναλυτικός υπολογισμός του δείκτη ανεπάρκειας σε διάτμηση εντός επιπέδου του πεσσού 10 του ισογείου	127
Πίνακας 6.12 Εντατικά μεγέθη πεσσού 10 του τοίχου 4 στην στάθμη του ισογείου για το συνδυασμό φόρτισης $G+0,3Q+0.3E_y+E_x$	128
Πίνακας 6.13 Αναλυτικός υπολογισμός του δείκτη ανεπάρκειας σε εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα του πεσσού 29 του α ορόφου	129

Πίνακας 6.14 Αναλυτικός υπολογισμός του δείκτη ανεπάρκειας σε εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα του πεσσού 29 του α ορόφου	131
Πίνακας 7.1 Δεδομένα ενισχυμένου φορέα με ομογενοποίηση μάζας.....	138
Πίνακας 8.1 Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας σε αξονικό φορτίο για την αποτίμηση και των προτάσεων ανασχεδιασμού	146
Πίνακας 8.2 Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας σε διάτμηση εντός και εκτός επιπέδου για την αποτίμηση και των προτάσεων ανασχεδιασμού στο επίπεδο του ισογείου ...	148
Πίνακας 8.3 Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας σε κάμψη εντός επιπέδου για την αποτίμηση και των προτάσεων ανασχεδιασμού	150
Πίνακας 8.4 Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας σε κάμψη εκτός επιπέδου περί οριζόντιο άξονα για την αποτίμηση και των προτάσεων ανασχεδιασμού.....	152
Πίνακας 8.5 Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας σε κάμψη εκτός επιπέδου περί κατακόρυφο άξονα για την αποτίμηση και των προτάσεων ανασχεδιασμού.....	154
Πίνακας 8.6 Υπολογισμός της περιβάλλουσας αντοχής έναντι ανατροπής για το υφιστάμενο φορέα και τις περιπτώσεις ανασχεδιασμού μόνο με διαφράγματα...	157
Πίνακας 9.1 Σύγκριση πεσσών που επαρκούν ή δεν επαρκούν κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό με όρους εντατικών μεγεθών.....	161

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η μελέτη του φέροντος οργανισμού παραδοσιακών και εν γένει ιστορικών κτιρίων, από φέρουσα τοιχοποιία, για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας τους, με βάση το υφιστάμενο κανονιστικό πλαίσιο, απαιτεί εξειδικευμένη γνώση και εμπειρία του μελετητή μηχανικού. Ο Μηχανικός, αφού εκτιμήσει την φέρουσα ικανότητα του δομήματος, θα πρέπει σε συνεργασία με τις αρμόδιες αρχαιολογικές υπηρεσίες να προτείνει επεμβάσεις ανασχεδιασμού, που θα ικανοποιούν τόσο το αυστηρό νομοθετικό πλαίσιο προστασίας της πολιτιστικής κληρονομιάς όσο και τους ελέγχους ασφαλείας του φέροντα οργανισμού με βάση το υφιστάμενο νομοθετικό πλαίσιο.

Κεφάλαιο 1

ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΚΑΙ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΕΣ ΓΙΑ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΥ ΧΑΡΑΚΤΗΡΑ ΣΕ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΑ ΚΤΙΡΙΑ ΚΑΙ ΝΕΟΤΕΡΑ ΜΝΗΜΕΙΑ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ

1.1 ΟΡΙΣΜΟΙ

Ένα ακίνητο μνημείο χαρακτηρίζεται ως νεότερο όταν είναι κατασκευασμένο προγενέστερα ή κατά την περίοδο των εκάστοτε τελευταίων εκατό ετών, λόγω της ιδιαίτερης αρχιτεκτονικής, πολεοδομικής, κοινωνικής, εθνολογικής, λαογραφικής, τεχνικής, βιομηχανικής ή εν γένει ιστορικής, καλλιτεχνικής ή επιστημονικής σημασίας του (Ν.4858, άρθρο 6,παρ.1α,β, 2021).

Ένα ακίνητο χαρακτηρίζεται ως διατηρητέο για την προστασία του παραδοσιακού του χαρακτήρα και της ιδιαίτερης φυσιογνωμίας του (ιστορικής, πολεοδομικής, αρχιτεκτονικής, λαογραφικής, κοινωνικής, αισθητικής) (Ν.4067, αρθρο 6, παρ3α, 2012).

1.2 Η ΑΝΑΓΚΗ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΑ ΚΤΙΡΙΑ ΚΑΙ ΝΕΟΤΕΡΑ ΜΝΗΜΕΙΑ ΓΙΑ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΑΠΟ ΤΟΝ ΣΕΙΣΜΟ

Για να είναι ένα διατηρητέο μνημείο ανθεκτικό και ασφαλές σε σεισμό θα πρέπει να εξασφαλίζονται οι παρακάτω προϋποθέσεις:

1. να είναι καλά κατασκευασμένο (λαμβάνοντας υπόψη την γήρανση των υλικών και προγενέστερες τυχηματικές επιβαρύνσεις)
2. να είναι καλά διατηρημένο δηλαδή να συντηρείται τακτικά
3. να μην έχει υποστεί λανθασμένες επεμβάσεις
4. να έχει αντέξει σε ισχυρούς σεισμούς

Εδώ θα πρέπει να λάβουμε υπόψη τα ενεργά ρήγματα της περιοχής, την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και τους ισχύοντες Αντισεισμικούς Κανονισμούς (Σπυράκος, 2019).

1.3 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΣΤΟΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΤΩΝ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΣΕ ΝΕΟΤΕΡΑ ΜΝΗΜΕΙΑ ΚΑΙ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΑ ΚΤΙΡΙΑ.

Στα διατηρητέα κτίρια και μνημεία οι επεμβάσεις θα πρέπει να είναι οι ελάχιστες δυνατές. Στόχος των επεμβάσεων είναι να επιτυγχάνεται ένα αποδεκτό επίπεδο ασφαλείας. Για να πετύχει ένας τέτοιος στόχος, θα πρέπει να γίνουν επεμβάσεις που να επικεντρώνονται στην συνολική βελτίωση της συμπεριφοράς του δομήματος έναντι σεισμού με στόχο χαμηλότερο από τα νέα κτίρια. Επίσης θα πρέπει να στοχεύουν στην βελτίωση της κατασκευής τοπικά μέσω συγκεκριμένων επεμβάσεων, χωρίς να επηρεάζεται η συνολική συμπεριφορά του δομήματος (Σπυράκος, 2019).

1.4 ΘΕΣΜΙΚΟ ΚΑΙ ΝΟΜΟΘΕΤΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΜΝΗΜΕΙΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΔΙΕΘΝΕΙΣ ΣΥΜΒΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΔΙΑΚΗΡΥΞΕΙΣ. ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΝΟΜΟΘΕΤΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ.

Το θεσμικό πλαίσιο των επεμβάσεων σε μνημεία και διατηρητέα κτίρια βασίζεται σε μία σειρά διεθνών συμβάσεων και διακηρύξεων για την προστασία της πολιτιστικής κληρονομιάς, καθώς επίσης θεμελιώνεται συνταγματικά και νομικά στο ελληνικό κράτος. Ενδεικτικά στον Πίνακα 1.1 τα σημαντικότερα από αυτά.

Πίνακας 1.1 Διεθνείς συμβάσεις & νόμοι του ελληνικού κράτους για προστασία της πολιτιστικής κληρονομιάς (Σπυράκος, 2019).

Διεθνείς και ευρωπαϊκές συμβάσεις για την προστασία της πολιτιστικής κληρονομιάς
1. Η Ευρωπαϊκή Πολιτιστική Σύμβαση (1954)
2. Ο Χάρτης της Βενετίας (1964)
3. Η Ευρωπαϊκή Σύμβαση για την προστασία της Αρχαιολογικής κληρονομιάς (1969)
4. Η Διεθνής Σύμβαση για την Προστασία της Παγκόσμιας Πολιτιστικής και Φυσικής Κληρονομιάς (1972)
5. Ο Ευρωπαϊκός Χάρτης της Αρχιτεκτονικής Κληρονομιάς (1975)
6. Η Διακήρυξη του Άμστερνταμ (1975)
7. Η Σύμβαση της Γρανάδας για την Προστασία της Αρχιτεκτονικής Κληρονομιάς της Ευρώπης (1985)

8. Η Σύμβαση για την Προστασία της Αρχαιολογικής Κληρονομιάς (1992)
Ελληνικό Σύνταγμα-Νόμοι-Π.Δ, Υπουργικές Αποφάσεις για την προστασία της αρχιτεκτονικής κληρονομιάς
1. Άρθρο 24 παρ. 1 του Ελληνικού Συντάγματος
2. Ν.1337/1983(ΦΕΚ Α 33/14-03-1983). Επέκταση των πολεοδομικών σχεδίων, οικιστικής ανάπτυξης και σχετικές ρυθμίσεις
3. Π.Δ. 15/28.4.1988 (ΦΕΚ Δ 317/28-04-1988)Διατήρηση Επισκευή ή Ανακατασκευή Αρχιτεκτονικών, καλλιτεχνικών και στατικών στοιχείων διατηρητέων κτιρίων
4. Ν.3028/2002 (ΦΕΚ Α 153/28-06-2002) Για την προστασία των αρχαιοτήτων και εν γένει της πολιτιστικής κληρονομιάς
5. Ν.4067/2012(ΦΕΚ 79/09-04-2012) Νέος Οικοδομικός Κανονισμός
6. Ν.4178/20213)(ΦΕΚ Α´174/8.8.2013) Αντιμετώπιση της Αυθαίρετης Δόμησης - Περιβαλλοντικό Ισοζύγιο και άλλες διατάξεις.
7. ΥΠΠΟΑ/ΑΤΝΕΚΕ/356112/929/2-7-2019 Κανονιστικό πλαίσιο για την εκπόνηση μελετών και την εκτέλεση εργασιών σε ακίνητα μνημεία.

1.5 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΤΩΝ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Η επέμβαση σε μνημεία και διατηρητέα κτίρια, λόγω της διεπιστημονικής προσέγγισης του θέματος, προϋποθέτει την ύπαρξη μεθοδολογίας που θα καθορίσει την συνεργασία των επιστημονικών ειδικοτήτων (Αρχαιολόγοι, Αρχιτέκτονες, Πολιτικοί Μηχανικοί, Τοπογράφοι, Χημικοί Μηχανικοί, Μηχανολόγοι, Συντηρητές).

Η μεθοδολογία μπορεί να διαιρεθεί σε 5 στάδια:

1. Τοπογραφική μελέτη του περιβάλλοντος χώρου.
2. Αρχαιολογική και ιστορική τεκμηρίωση.
3. Ανάλυση και τεκμηρίωση της αρχιτεκτονικής του.
4. Διερεύνηση του φέροντος οργανισμού, και δομοστατική ανάλυση.
5. Τεκμηριωμένη πρόταση επεμβάσεων (Σπυράκος, 2019).

1.6 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΣΕ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΑ ΚΤΙΡΙΑ ΚΑΙ ΜΝΗΜΕΙΑ

Σε μνημεία και διατηρητέα κτίρια όταν γίνονται επεμβάσεις θα πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω αρχές:

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

1. Η διατήρηση της αυθεντικότητας του μνημείου, ο σεβασμός στο πρωτότυπο και η διάκριση των νέων επεμβάσεων.
2. Αρχαιολογική, ιστορική, αρχιτεκτονική, δομοστατική τεκμηρίωση, ανάλυση της παθολογίας του κτιρίου και διερεύνηση των υλικών δόμησης.
3. Διερευνάται η συμβατότητα, μεταξύ των υφιστάμενων και νέων υλικών, των κονιαμάτων, των χρήσεων του κτιρίου πριν και μετά την επέμβαση.
4. Εξετάζεται η αναγκαιότητα, η αποτελεσματικότητα, η ανθεκτικότητα σε διάρκεια, των νέων επεμβάσεων καθώς και το κατά πόσο οι επεμβάσεις αυτές έχουν αναστρέψιμο χαρακτήρα.

Το σημαντικότερο στην επιλογή των επεμβάσεων σε ένα ακίνητο μνημείο ή διατηρητέο κτίριο είναι να επιτυγχάνεται συνδυασμός των δυο βασικών αρχών της συμβατότητας και της αντιστρεψιμότητας της επέμβασης. Αυτό επιτυγχάνεται με συνδυασμό ήπιων επεμβάσεων με παρεμβατικές ενέργειες όταν αυτό επιτρέπεται, που αποτελεί και την βέλτιστη λύση διότι:

1. Δεν αλλοιώνονται τα χαρακτηριστικά του μνημείου παρέχοντας ικανοποιητική προστασία.
2. υπάρχει η δυνατότητα στο μέλλον να εφαρμοστούν νέες επιστημονικές τεχνικές αφού θα είναι δυνατή η αντιστρεψιμότητα των επεμβάσεων που έχουμε υλοποιήσει.
3. όταν οι αναστρέψιμες επεμβάσεις δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν τότε δίνεται η δυνατότητα χρήσης συμβατών επεμβάσεων (Σπυράκος, 2019).

1.7 ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΝΟΜΟΘΕΤΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΚΑΘΩΣ ΚΑΙ ΤΗΝ ΕΚΠΟΝΗΣΗ ΜΕΛΕΤΩΝ ΣΕ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΑ ΚΤΙΡΙΑ ΚΑΙ ΜΝΗΜΕΙΑ

Τα διατηρητέα κτίρια και τα νεότερα μνημεία δεν έχουν κατασκευαστεί με κάποιο κανονισμό, παρά μόνο με την παραδοσιακή τεχνική των μαστόρων της εποχής τους. Για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και για τον σχεδιασμό των επεμβάσεων κτιρίων, εκδόθηκε το 2010 ο Ευρωκώδικας 8/μέρος 3 ο οποίος στο Παράρτημα Γ αναφέρεται σε

κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία. Ο Κανονισμός αυτός τέθηκε σε ισχύ από το 2014. Ο ισχύων Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ-Αναθεώρηση-2022) για την αποτίμηση κτιρίων δεν περιλαμβάνει κανόνες σχεδιασμού για κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία παρά μόνο γενικές αρχές. Το πρώτο προσχέδιο του ΚΑ.Δ.Ε.Τ για δομητικές επεμβάσεις τοιχοποιίας κυκλοφόρησε το Σεπτέμβριο του 2014 (Παπαχρηστίδης κ.α.,2019). Μετά από πολλά χρόνια διαβούλευσης και διορθώσεων των σχεδίων του κανονισμού, ο ΚΑΔΕΤ τέθηκε σε ισχύει σύμφωνα την υπουργική απόφαση ΥΠ 261/2023 ΦΕΚ 2493/Β/18-4-2023 με τίτλο «Έγκριση του Κανονισμού για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας-ΚΑ.Δ.Ε.Τ»

Το έτος 2019, εκδόθηκε το κανονιστικό πλαίσιο για την εκπόνηση μελετών και την εκτέλεση εργασιών σε ακίνητα μνημεία, όπως περιγράφεται στη (ΥΠΠΟΑ/ΑΤΝΕΚΕ/356112/929/2019, 2019), σε ότι αφορά την εκπόνηση μελετών, αναφέρει το άρθρο 6 παρ. 3 για τις μελέτες φέρουσας κατασκευής:

«Αντικείμενο της μελέτης φέρουσας κατασκευής (στατικής μελέτης) είναι η αξιολόγηση της στατικής λειτουργίας του μνημείου στη σημερινή του ή και στην αρχική του μορφή, η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητάς του και η διατύπωση πρότασης επεμβάσεων, επισκευών ή ενισχύσεων για την στερέωση, αποκατάσταση ή ενίσχυση του φέροντος οργανισμού ή τμημάτων αυτού. Η μελέτη φέρουσας κατασκευής εκπονείται σε στάδια «Αντικείμενο της μελέτης φέρουσας κατασκευής (στατικής μελέτης) είναι η αξιολόγηση της στατικής λειτουργίας του μνημείου στην σημερινή του ή στην αρχική του μορφή, η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του και η διατύπωση πρόταση επεμβάσεων, επισκευών ή ενισχύσεων για την στερέωση, αποκατάσταση ή ενίσχυση του φέροντος οργανισμού ή τμήματος αυτού. Η μελέτη φέρουσας κατασκευής εκπονείται σε στάδια.»

Το άρθρο 7 παρ. 3 για το στάδιο της **προμελέτης της φέρουσας κατασκευής** αναφέρει: *«Η προμελέτη φέρουσας κατασκευής (στατική μελέτη) περιέχει:*

- 1. Τεχνική έκθεση που περιλαμβάνει αποτίμηση και έλεγχο του υφιστάμενου μνημείου ή διατηρητέου μνημείου και γενική περιγραφή των προτεινόμενων επεμβάσεων επί της φέρουσας κατασκευής. Συντάσσεται τόσο για υφιστάμενα δομήματα χωρίς εμφανείς βλάβες ή φθορές για τα οποία ενδέχεται να απαιτηθεί αντισεισμικός ανασχεδιασμός*

τους, όσα και για εκείνα που έχουν υποστεί βλάβες. Περιλαμβάνει την μελέτη μηχανικής συμπεριφοράς και αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας, η οποία εμπεριέχει την (μέσω απλών ή προηγμένων υπολογιστικών προσομοιωμάτων του συνόλου του μνημείου καθώς και τμημάτων του, για την διαπίστωση τοπικών μηχανισμών αστοχίας) επαλήθευση και διάγνωση των αιτιών του μνημείου, τον έλεγχο και την επιστημονική τεκμηρίωση των ασθενών δομικών χαρακτηριστικών του, την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας στην υφιστάμενη κατάσταση και τον σχολιασμό των αποτελεσμάτων των αναλύσεων (υπό μορφή εντατικών μεγεθών ή παραμορφώσεων, καθώς και των αποτελεσμάτων των ελέγχων ανά δομικό στοιχείο ή ανά περιοχή του μνημείου, ώστε να συσχετίζονται τα αποτελέσματα των ελέγχων με τις βασικές παρατηρούμενες βλάβες. Συμπεριλαμβάνονται τεύχη υπολογισμών και ελέγχων, γενική τεχνική περιγραφή των προτεινόμενων επεμβάσεων επί της φέρουσας κατασκευής, προτάσεις και προδιαγραφές υλικών επεμβάσεων επί της φέρουσας κατασκευής, καθώς και προσεγγιστικός προϋπολογισμός δαπάνης του μελετώμενου έργου.

2. Σχέδια προτάσεων, τα οποία αποδίδουν γραφικώς τα αποδιδόμενα στην έκθεση και στα οποία γίνεται σαφή αναφορά σε άλλες μελέτες που τυχόν χρησιμοποιήθηκαν. Στα σχέδια περιλαμβάνονται κατόψεις όψεις και τομές φέρουσας κατασκευής, όπου παρουσιάζονται αναλυτικά τυχόν φθορές ή βλάβες καθώς και σχέδια προτεινόμενων επεμβάσεων. Ο ακριβής προσδιορισμός των κλιμάκων των σχεδίων εξαρτάται από την έκταση και την φύση του υπό μελέτη έργου.»

Το άρθρο 8 παρ. 3 για το στάδιο της **οριστικής μελέτης της φέρουσας κατασκευής** αναφέρει:

«Η οριστική μελέτη φέρουσας κατασκευής περιέχει:

1. Τεχνική περιγραφή η οποία περιλαμβάνει οριστική πρόταση επεμβάσεων στερέωσης, επισκευής ή ενίσχυσης, λαμβάνοντας υπόψη τυχόν παρατηρήσεις της εγκριτικής απόφασης της προμελέτης, αποτίμησης της φέρουσας κατασκευής μετά από τις επεμβάσεις, η οποία περιλαμβάνει την ανάλυση της μηχανικής συμπεριφοράς (μέσω απλών ή προηγμένων υπολογιστικών προσομοιωμάτων του συνόλου του μνημείου καθώς και τμημάτων του, λαμβάνοντας κατάλληλα υπόψη τις προτεινόμενες επεμβάσεις), την τεκμηρίωση της αποτελεσματικότητας των προτεινόμενων

επεμβάσεων ή και την αποτελεσματικότητα ή και την αναγκαιότητα λήψης πρόσθετων μέτρων με τρόπο ώστε να τεκμηριώνεται η επιρροή των προτεινόμενων μέτρων στην μηχανική συμπεριφορά του επισκευασμένου φορέα. Περιλαμβάνονται τεύχη υπολογισμών και ελέγχων, αναφέρονται οι παραδοχές της μελέτης και των υλικών των επεμβάσεων και αιτιολόγηση της επιλογής τους, οι κανονισμοί που εφαρμόζονται, πλήρης επίλυση και διαστασιολόγηση των προτεινόμενων επεμβάσεων, αναλυτική περιγραφή των προτεινόμενων εργασιών και μεθόδων εφαρμογής των επεμβάσεων και της σύνδεσης τους με τον υφιστάμενο φορέα. Η αιτιολόγηση της επιλογής των υλικών αφορά όχι μόνο σε ζητήματα τεχνικής αρτιότητας αλλά και στην συμφωνίας τους με την δεοντολογία των επεμβάσεων σε μνημεία και αρχαιολογικούς χώρους.

- 2. Σχέδια, στα οποία σημειώνεται ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός και τυχόν μη φέροντα στοιχεία (εάν συνεκτιμώνται), σχεδιάζονται όλες οι προβλεπόμενες επεμβάσεις, η θεμελίωση τυχόν νέων στοιχείων σε συνδυασμό με την υφιστάμενη, οι τυχόν επεμβάσεις στην υφιστάμενη θεμελίωση, τυχόν καθαιρέσεις φερόντων ή άλλων στοιχείων και αναφέρονται συνοπτικά τα μέτρα ασφαλείας, τυχόν υποστυλώσεις ή αντιστηρίξεις. Ο ακριβής προσδιορισμός των κλιμάκων των σχεδίων εξαρτάται από την έκταση και την φύση του υπό μελέτη έργου. Αν προβλέπονται νέα δομικά στοιχεία η σύνδεση τους με την υφιστάμενη φέρουσα κατασκευή πρέπει απαραίτητα να φαίνεται σε σχέδια λεπτομερειών.»*

Το άρθρο 9 παρ. 3 αναφέρει για την **μελέτη εφαρμογής της φέρουσας κατασκευής:**

«Η μελέτη εφαρμογής φέρουσας κατασκευής (στατική μελέτη) περιέχει:

- 1. Τεχνική έκθεση η οποία περιλαμβάνει λεπτομερή ανάλυση των εργασιών καθώς και επεξήγηση και συμπλήρωση των σχεδίων της μελέτης, ούτως ώστε να είναι δυνατός ο έλεγχος και η απρόσκοπτη εκτέλεση του έργου. Στην τεχνική περιγραφή πρέπει να υπάρχει υπομνηματισμός των εργασιών σε αντιστοιχία με τα κατασκευαστικά σχέδια όλων των προβλεπόμενων επεμβάσεων, τεχνικές προδιαγραφές και πρότυπα των υλικών και μέθοδοι εφαρμογής τους, απαιτήσεις ποιοτικού ελέγχου υλικών στο έργο και εργαστηριακά, περιγραφή μέτρων ασφαλείας που πρέπει να ληφθούν κατά την διάρκεια του έργου, των τυχόν προεργασιών που πρέπει να γίνουν, των μέτρων*

επιθεώρησης και συντήρησης μετά το πέρας του έργου καθώς και περιοδικών ελέγχων.

2. Κατασκευαστικά σχέδια.»

Ο Κανονισμός για την Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις σε κτίρια από φέρουσα Τοιχοποιία (ΚΑΔΕΤ, 2023), έχει σαν κύριο σκοπό του, την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων δομημάτων από φέρουσα τοιχοποιία καθώς και να ρυθμίσει τον ανασχεδιασμό των δομημάτων αυτών σε ενδεχόμενες επεμβάσεις (επισκευές ή ενισχύσεις).

1.8 ΑΝΑΦΟΡΕΣ ΤΟΥ ΚΑΔΕΤ 2023 ΣΕ ΜΝΗΜΕΙΑ Η ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ.

Στην ενότητα αυτή γίνεται μία συστηματική καταγραφή των αναφορών του ΚΑΔΕΤ (2023), σε μνημεία και ιστορικά κτίρια. Μελετώντας τα διάφορα κεφάλαια του εν λόγω κειμένου για την αποτίμηση και δομητικές επεμβάσεις σε τοιχοποιία, διαπιστώνουμε ότι λαμβάνεται μέριμνα κυρίως με μορφή συστάσεων για τα ιστορικά κτίρια και τα μνημεία, για την προστασία της πολιτιστικής κληρονομιάς. Το πλαίσιο αυτό έρχεται σε συμφωνία με το ήδη υφιστάμενο κανονιστικό πλαίσιο για την εκπόνηση μελετών και την εκτέλεση εργασιών σε ακίνητα μνημεία.

Πίνακας 1.2 Συστάσεις του ΚΑΔΕΤ, για ιστορικά κτίρια και μνημεία (ΚΑΔΕΤ, 2023).

Κεφάλαιο Κανονισμού	Ενότητα	Κείμενο Κανονισμού	Κείμενο Σχολίων
Κεφ. 1. Σκοπός-Πεδίο Εφαρμογής-Υποχρεώσεις και Ευθύνες.	1.1.1 Σκοπός του κανονισμού		«Ο Κανονισμός δεν έχει εφαρμογή σε ελληνορωμαϊκά κτήρια που είναι κτισμένα εν ξηρώ. Ο Κανονισμός εφαρμόζεται τόσο σε συνήθη κτίρια όσο και σε μνημεία και διατηρητέα κτίρια, μαζί με συμπληρωματικές ειδικότερες διατάξεις που τυχόν ισχύουν.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 1.1.1)
	1.2 Πεδίο Εφαρμογής 1.2.1 Γενικά. Παρ. δ	«Παρ' όλο που οι διατάξεις του παρόντα κανονισμού είναι εφαρμόσιμες σε όλες τις κατηγορίες κτιρίων από Φ.Τ, η σεισμική αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και η επέμβαση σε μνημεία και διατηρητέα κτίρια,	

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

		<p>συχνά απαιτεί πρόσθετες διατάξεις και διαφορετικές προσεγγίσεις και υπόκειται σε περιορισμούς οι οποίοι εξαρτώνται από τις ιδιαιτερότητες των κτιρίων αυτών.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 1.2.1)</p>	
<p>Κεφ. 2.Βασικές Αρχές Κριτήρια και διαδικασίες</p>	<p>2.4 Δομητικές επεμβάσεις. 2.4.2 Μετασεισμικά άμεσα μέτρα ασφαλείας. 2.4.2.1 Κριτήρια επιλογής και τύποι δομητικής επέμβασης παρ. α, β</p>	<p>«α. Με βάση τα συμπεράσματα από την αποτίμηση του δομήματος καθώς και από τη φύση, την έκταση και την ένταση των βλαβών ή φθορών (όταν υπάρχουν), λαμβάνονται αποφάσεις για επεμβάσεις με στόχο αφενός μεν την ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων του αντισεισμικού σχεδιασμού, αφετέρου δε την ελαχιστοποίηση του κόστους, την εξυπηρέτηση των κοινωνικών αναγκών και την ικανοποίηση των απαιτήσεων και περιορισμών που τίθενται από τον μελετητή ή/και τις αρμόδιες υπηρεσίες σε περίπτωση δομήματος με μνημειακή αξία</p> <p>β)Η επιλογή των τύπων δομητικής επέμβασης θα γίνεται καταρχήν με βάση γενικά κριτήρια αποτελεσματικότητας, κόστους και χρόνου, διαθεσιμότητας των απαιτούμενων μέσων, αρχιτεκτονικών, λειτουργικών ή άλλων αναγκών. Για την επιλογή αυτή πρέπει να συνεκτιμάται και η οικονομική και η μνημειακή αξία του δομήματος, τόσο πριν όσο και μετά τις επεμβάσεις». (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 2.4.2.1α)</p>	<p>β)«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.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 2.4.2.1β)</p>
<p>Κεφ. 3. Διερεύνηση, τεκμηρίωση</p>	<p>3.1 Γενικά</p>		<p>«(γ) Βαριές βλάβες, με ή χωρίς κατάρρευση: Θα πρέπει να απαγορεύεται η πρόσβαση στο κτίριο και η πρόσβαση στην γύρω περιοχή. Τα τμήματα που ενδέχεται</p>

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

		<p>να καταρρεύσουν ζαφνικά πρέπει να κατεδαφίζονται αμέσως, πρέπει δε να εξετάζεται το ενδεχόμενο άμεσων μέτρων επέμβασης (κυρίως προσωρινών), ιδίως στην περίπτωση κατά την οποία πρόκειται για κτίριο με ιστορική/αρχιτεκτονική αξία.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 3.1)</p>
	3.3 Ιστορικό	<p>«Στην περίπτωση κτιρίων με ιστορική/αρχιτεκτονική/καλλιτεχνική ή αξία, απαιτείται αναδρομή στην βιβλιογραφία για την αναζήτηση των σχετικών στοιχείων.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 3.3)</p>
	3.4 Καταγραφή βλαβών και φθορών	<p>«Στην περίπτωση κτιρίων χαρακτηρισμένων ως διατηρητέων ή μνημείων, οι σχετικές εργασίες θα πρέπει να έχουν προηγουμένως εγκριθεί από την αρμόδια δημόσια αρχή, κατά τις προβλεπόμενες διαδικασίες πάντως δε αναλόγως με το βαθμό του επείγοντος που επιβάλλεται από την επικινδυνότητα των περιστάσεων.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 3.4)</p>

	<p>3.5 Διερευνητικές εργασίες.</p> <p>3.5.1 Γενικά</p> <p>3.5.3.3 Επί τόπου μετρήσεις μέσω οργάνων</p> <p>3.5.4.1 Τρόπος δόμησης της τοιχοποιίας κατά τις όψεις</p> <p>3.5.4.2 Τρόπος δόμησης της τοιχοποιίας κατά το πάχος της</p> <p>3.5.4.3 Εντόπιση οριζόντιων διαζωμάτων στην τοιχοποιία</p>	<p>«(ii) Σε ορισμένες περιπτώσεις κατασκευών χαρακτηρισμένων ως μνημείων ή διατηρητέων κτιρίων, μέσω χρήσης ραντάρ ή ενδοσκοπήσεων σε κατάλληλες θέσεις, εντοπίζονται οι θέσεις και οι διαστάσεις των διαμήκων διαζωμάτων και των τοίχων εγκάρσιων στοιχείων σύνδεσης, στην περίπτωση των ξυλοδεσιών ή των μεταλλικών διαζωμάτων.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 3.5.4.3)</p>	<p>«Όταν πρόκειται για κτίριο το οποίο είναι χαρακτηρισμένο ως διατηρητέο ή μνημείο, το πρόγραμμα των δοκιμών οφείλει να λαμβάνει υπ' όψη τους περιορισμούς (ως προς τις θέσεις και ως προς το πλήθος των δοκιμών) οι οποίοι προκύπτουν από την ιστορική/αρχιτεκτονική αξία του κτιρίου. Σ' αυτές τις περιπτώσεις, το πρόγραμμα των δοκιμών θα πρέπει να έχει την έγκριση των αρμόδιων Υπηρεσιών» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 3.5.1)</p> <p>«Το κτίριο που εξετάζεται είναι κηρυγμένο ως διατηρητέο ή μνημείο» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 3.5.3.3)</p> <p>«Στις περιπτώσεις κτιρίων τα οποία είναι κηρυγμένα ως μνημεία ή διατηρητέα και όταν τα επιχρίσματα φέρουν διακοσμητικά στοιχεία προς διατήρηση, τότε χρειάζεται η εφαρμογή της θερμογραφίας ή και άλλων μη καταστροφικών τεχνικών.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 3.5.4.1)</p> <p>«(ε) Οι τεχνικές αυτές εφαρμόζονται σε κτίρια μεγάλης ιστορικής / αρχιτεκτονικής αξίας» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 3.5.4.2)</p>

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

	3.6 Επιτόπου μέτρηση αντοχών υλικών 3.6.6 Μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας		«(β) Η μέθοδος αυτή δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί στις περιπτώσεις κτιρίων τα οποία είναι κηρυγμένα μνημεία, λόγω του έντονα καταστροφικού της χαρακτήρα» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 3.6.6)
	3.7 Παρακολούθηση της συμπεριφοράς του δομήματος		«Στις περιπτώσεις σημαντικών (από απόψεως αρχιτεκτονικής/ιστορικής κτηρίων, καθώς και στις περιπτώσεις περίπλοκων δομικών συστημάτων, ενδέχεται να χρειάζεται εγκατάσταση ενός ολόκληρου συστήματος ενόργανης παρακολούθησης του κτιρίου για μεγάλο χρονικό διάστημα. Στην περίπτωση σημαντικών μνημείων, αυτό το σύστημα συνιστάται να παραμένει εν λειτουργία και μετά από την ολοκλήρωση των επεμβάσεων, ώστε να συλλέγονται στοιχεία τα οποία επιτρέπουν να αποτιμηθεί η αποτελεσματικότητα των επεμβάσεων και να ληφθούν-αν χρειασθεί-διορθωτικά μέτρα.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 3.7)
	3.8. Εργαστηριακές δοκιμές 3.8.1 Μέτρηση μηχανικών χαρακτηριστικών λιθοσωμάτων		«Σε ορισμένες περιπτώσεις, εάν είναι γνωστό το λατομείο προέλευσης των λίθων δόμησης του μνημείου, είναι δυνατή η συμπληρωματική δοκιμασία λίθων από το λατομείο αυτό.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 3.8.1)
	3.9 Δοκιμές σε ομοιώματα κτιρίων υπό κλίμακα	«Σε ορισμένες περιπτώσεις κτιρίων κηρυγμένων ως μνημείων, είναι δυνατή η κατασκευή ομοιωμάτων και η εκτέλεση δοκιμών(π.χ. σε σεισμική τράπεζα), με στόχο την αποτίμηση του μνημείου, καθώς και την μελέτη της επιρροής διαφόρων μεθόδων επέμβασης» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 3.9)	
	3.10 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων. 3.10.1 Γενικά		«Ειδικότερα δε στην περίπτωση των μνημείων που είναι χαρακτηρισμένα μνημεία ή διατηρητέα η εφαρμογή επιτόπου διερευνητικών εργασιών και δοκιμών, ενδέχεται να οδηγήσουν σε αυξημένες αποκλίσεις των εκτιμώμενων τιμών από τα πραγματικά κατά χώραν μηχανικά χαρακτηριστικά.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, §

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

	3.10.2 Κατηγορίες ΣΑΔ		3.10.1) «Για την περίπτωση των μνημείων και διατηρητέων κτιρίων, το επίπεδο της ΣΑΔ ορίζεται από την εκάστοτε αρμόδια Δημόσια Υπηρεσία. Σε ειδικές περιπτώσεις η επιλογή της ελάχιστης ΣΑΔ γίνεται σε συνεργασία του Μηχανικού με την Υπηρεσία» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 3.10.2)
	3.10.5 Ελάχιστες απαιτήσεις διερεύνησης-αξιολόγηση αποτελεσμάτων-ορισμός των ΣΑΔ. 3.10.5.1 Ανεκτή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων	δ1) Τεκμηρίωση υλικών	«Η δυνατότητα χρήσης ερήμην τιμών δεν ισχύει σε καμία περίπτωση για κτίριο κηρυγμένο ως μνημείο ή διατηρητέο, ανεξαρτήτως του μεγέθους ή της χρήσεως του.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 3.10.5.1)
		δ2) Τεκμηρίωση τρόπου δομήσεως της τοιχοποιίας	«Στην περίπτωση κτιρίων στα οποία η τοιχοποιία είναι επιχρισμένη και δεν επιτρέπεται εν γένει καθαίρεση των επιχρισμάτων (δηλαδή, στην περίπτωση κτηρίων κηρυγμένων μνημείων), συνιστάται (α) είτε-από κοινού και υπό την επίβλεψη της αρμόδιας Αρχής-να αναζητούνται θέσεις στις οποίες η τοπική καθαίρεση επιχρισματος δεν αποτελεί βλάβη σημαντικών στοιχείων (π.χ. τοιχογραφιών), είτε (β) να εφαρμόζονται έμμεσες διερευνητικές μέθοδοι για την διαπίστωση του τρόπου δομήσεως.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 3.10.5.1)
	3.10.5.3 Υψηλή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων		«Στην περίπτωση κηρυγμένων μνημείων, το σύνολο των διερευνητικών εργασιών οι οποίες απαιτούνται για υψηλή ΣΑΔ προτείνεται από τον Μελετητή και εγκρίνεται από την αρμόδια Αρχή.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 3.10.5.3)
Κεφ.5. Ανάλυση πριν και μετά την επέμβαση	5.7 Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοιστορίας)	«Δεδομένου ότι μία τέτοια ανάλυση σε μη πλαισιωτές κατασκευές παρουσιάζει μεγάλη πολυπλοκότητα δεν συνιστάται παρά μόνον για εξαιρετικά σημαντικές μνημειακές κατασκευές και εφόσον το επιλέξει ο μελετητής.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 5.7)	
Κεφ. 6. Βασικά	6.5.2 Αντοχή		«Όταν πρόκειται για αποτίμηση

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

προσομοιώματα συμπεριφοράς	άοπλης τοιχοποιίας σε διάτμηση		<i>κτιρίων με ιστορική/ αρχιτεκτονική αξία, συνίσταται να λαμβάνεται υπόψη κατάλληλη (αυξημένη) τιμή του συντελεστή τριβής βάσει βιβλιογραφίας.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 6.5.2)</i>
Κεφ. 7. Προσδιορισμός συμπεριφοράς δομικών στοιχείων	7.2.2 Φέρουσα ικανότητα έναντι τέμνουσας.		<i>«Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, ο συντελεστής τριβής μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.40. Δεδομένου ότι αυτή η τιμή αντιστοιχεί σε μεγάλες τιμές θλιπτικής τάσης κάθετης στην διεπιφάνεια, όταν πρόκειται για αποτίμηση κτιρίων με ιστορική/ αρχιτεκτονική αξία, συνίσταται να λαμβάνεται υπ' όψη κατάλληλη (αυξημένη) τιμή του συντελεστή τριβής, βάσει της βιβλιογραφίας.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 7.2.2)</i>
Κεφ. 8. Επισκευές-Ενισχύσεις, διαστασιολόγηση	8.2 Γενικές αρχές-απαιτήσεις		<i>«Στην περίπτωση μεγάλων ή σημαντικών κτιρίων (π.χ. ιστορικά κτίρια, μνημεία), συνιστάται να εξετάζεται(α) η αποτελεσματικότητα κάθε τεχνικής επέμβασης (π.χ. ομογενοποίηση μάζας, προσθήκη ελκυστήρων/θλιπτήρων, ενίσχυση διαφραγματικής λειτουργίας, κ.λπ.) ξεχωριστά και, εν συνεχεία, (β) η αποτελεσματικότητα συνδυασμών των τεχνικών επέμβασης, ώστε να οδηγείται ο Μηχανικός στην επιλογή της βέλτιστης λύσης» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 8.2)</i>
	8.9 Ενισχύσεις 8.9.5 Ομογενοποίηση της μάζας (μέσω ενέσεων)		<i>«Μόνο όταν τα υφιστάμενα επιχρίσματα έχουν διάκοσμο, που πρέπει να διατηρηθεί και συντηρηθεί επί τόπου, μπορούν να εφαρμοστούν ενέματα ομογενοποίησης χωρίς την αφαίρεση τους, ακολουθώντας κατάλληλη μεθοδολογία για την τοποθέτηση των σωληνίσκων και την εκτέλεση των ενέσεων. Στην περίπτωση ύπαρξης τοιχογραφιών, ψηφιδωτών ή άλλων επιχρισμάτων που πρέπει να διατηρηθούν επί τόπου συνίσταται η εφαρμογή μη καταστρεπτικών τεχνικών για τον εντοπισμό του τρόπου δόμησης της όψης και των θέσεων των αρμών.</i> <i>Για τους λόγους αυτούς, η εφαρμογή αυτής της τεχνικής δεν προβλέπεται προκειμένου περί ιστορικών</i>

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

	8.9.7 Μανδίες		<i>κτιρίων και μνημείων, δεν συνιστάται δε ούτε στην περίπτωση κτηρίων που δεν κατατάσσονται στις κατηγορίες των προστατευόμενων κατασκευών.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 8.9.7)</i>
	8.9.8 Ενίσχυση με συνθετικά υλικά		<i>«Όπου δεν είναι αποδεκτή η χρήσητσιμεντοκονιαμάτων (π.χ. λόγω μείωσης της δυνατότητας διαπνοής ή λόγω χημικής ασυμβατότητας με τα υφιστάμενα υλικά, ή στις περιπτώσεις ιστορικών κτιρίων, κ.λπ.), συνιστάται η χρήση ινοπλεγμάτων σε συνδυασμό με άλλου είδους κονιάματα (π.χ. υδραυλικής ασβέστου)» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 8.9.8)</i>
	8.9.10 Διάταξη ελκυστήρων/θλιπτήρων περιίδεσης		<i>«Συνήθως, οι ελκυστήρες/θλιπτήρες είναι μεταλλικοί. Στην περίπτωση ιστορικών κτιρίων και μνημείων, ενδέχεται να απαιτείται η αντικατάσταση υφιστάμενων ή η τοποθέτηση νέων ελκυστήρων/θλιπτήρων από ξύλο. Στην περίπτωση των ιστορικών τοιχοποιιών ανάμεσα στηντσιμεντοκονία σταθερού όγκου και την επιφάνεια του τοίχου τοποθετείται επίχρισμα υδραυλικής ασβεστού ή φύλλο πολυπροπυλενίου» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 8.9.10)</i>
	8.9.12 Διαζώματα		<i>«Κατ' εξαίρεση σε περιπτώσεις μνημείων ή διατηρητέων μνημείων κατά τις οποίες απαιτείται η διατήρηση της μορφής των όψεων του κτιρίου ή η προστασία τυχόν εσωτερικού διακόσμου, το πλάτος του διαζώματος μπορεί να μειώνεται, υπό την προϋπόθεση ότι θα καλύπτει το πλάτος της μιας παρειάς (εσωτερική ή εξωτερική κατά περίπτωση) και αυτό της μεσαίας στρώσης (αν υπάρχει) και κατά 2/3 το πάχος της άλλης παρειάς, εφόσον όμως η απομένουσα διατομή της εν λόγω παρειάς θα είναι επαρκής για να παραλάβει τα υπερκείμενα φορτία.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 8.9.12)</i>

Κεφάλαιο 2

Η ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΔΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

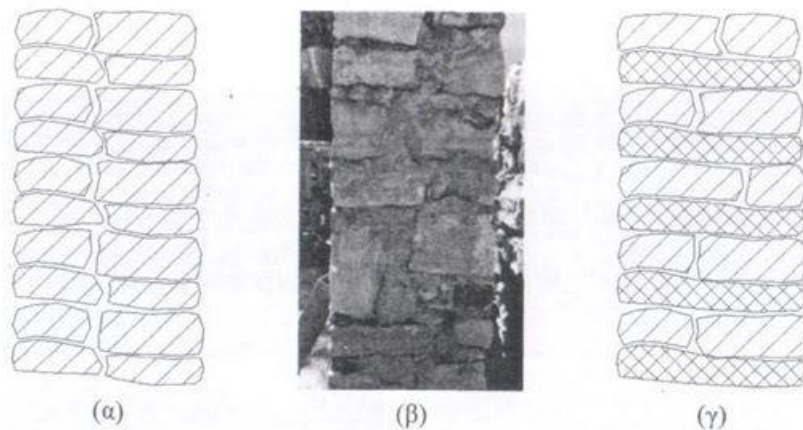
2.1 ΔΙΑΚΡΙΣΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΕΝΝΟΙΑ ΤΟΥ ΠΑΧΟΥΣ

Οι τοιχοποιίες κατά την έννοια του πάχους διακρίνονται σε πέντε κατηγορίες:

1. μονόστρωτες τοιχοποιίες όταν αποτελούνται από μία στρώση λιθοσωμάτων
2. δίστρωτες τοιχοποιίες όταν αποτελούνται από δυο στρώσεις λιθοσωμάτων

Υπάρχουν δυο υποκατηγορίες δίστρωτων τοιχοποιιών:

- i. Δίστρωτη τοιχοποιία με κατακόρυφο αρμό (Σχήμα 2.1, (α), (β)).
- ii. Δίστρωτη τοιχοποιία με διάτονα λιθοσώματα (Σχήμα 2.1, (γ)).



Σχήμα 2.1 (α), (β) Δίστρωτη τοιχοποιία με κατακόρυφο αρμό (γ) Δίστρωτη τοιχοποιία με διάτονα λιθοσώματα χωρίς διαγράμμιση (Σπυράκος, 2019).

3. Τρίστρωτες τοιχοποιίες όταν αποτελούνται από τρεις στρώσεις, δυο εξωτερικές και μια εσωτερική που αποτελείται είτε από χαλαρό υλικό είτε από κονίαμα.
4. Μεικτές κατά την έννοια του μήκους, του ύψους και του πάχους αντίστοιχα.
5. Κοίλες τοιχοποιίες (Σπυράκος, 2019).

Στο κεφάλαιο αυτό θα εξετάσουμε την μηχανική συμπεριφορά της δίστρωτης τοιχοποιίας με διάτονα λιθοσώματα.

2.2 ΤΡΟΠΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Η τοιχοποιία είναι ένα υλικό που δεν είναι ομογενές και ισότροπο για τον λόγο αυτόν ο προσδιορισμός των μηχανικών ιδιοτήτων της τοιχοποιίας είναι αρκετά δύσκολος. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας εξαρτώνται:

1. από την κατεργασία των λιθοσωμάτων
2. από την ποιότητα δόμησης
3. από το είδος των λιθοσωμάτων
4. από την δόμηση κατά το πάχος
5. από την ύπαρξη ή μη, στοιχείων ανάληψης εφελκυσμού
6. από την ύπαρξη ξύλινων στοιχείων στον φέροντα οργανισμό.

Υπάρχουν τρεις τρόποι προσδιορισμού των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας:

A) Με καταστροφικούς ή με μη καταστροφικούς ελέγχους ή με ελέγχους καθολικής φόρτισης. Σε αυτούς τους ελέγχους θα προσθέσουμε όλους τους ενόργανους εργαστηριακούς ελέγχους καθώς και την ενόργανη παρακολούθηση για την παραμορφωσιακή ικανότητα του φορέα.

B) Με την χρήση πινάκων, όπως προβλέπεται από τον νέο αναθεωρημένο Ευρωκώδικα 8 μέρος 3. Στην περίπτωση αυτή κάνουμε αντιστοίχιση των αντιπροσωπευτικών τύπων τοιχοποιίας (οι οποίες δεν έχουν καλή ποιότητα κονιάματος, και δεν υπάρχει εγκάρσια σύνδεση και αλληλεμπλοκή των λίθων) με τις μέσες τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών. Για μονόστρωτες και δίστρωτες τοιχοποιίες με διάτονα λιθοσώματα μπορούμε να πάρουμε τιμές του Πίνακα 2.1

Σε περίπτωση καλής δόμησης πολλαπλασιάζουμε με τους συντελεστές του Πίνακα 2.2, με τις μέσες τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών f , f_t , f_{v0} , E , G του Πίνακα 2.1 διατηρώντας σταθερούς τους συντελεστές διακύμανσης (c.o.v). Όπου f = θλιπτική αντοχή, f_t = εφελκυστική αντοχή, f_{v0} = διατμητική αντοχή απουσία κατακόρυφου φορτίου, E = μέτρο ελαστικότητας, G = μέτρο διάτμησης, w = ειδικό βάρος (Σπυράκος, 2019).

Πίνακας 2.1 Τιμές αναφοράς για τα μηχανικά χαρακτηριστικά διαφορετικών τύπων τοιχοποιίας (Σπυράκος, 2019).

Τύπος τοιχοποιίας		f [MPa]	f_t [MPa]	f_{t0} [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	w [kN/m ³]
I	Ακατέργαστοι (αργοί) λίθοι με μη κανονική δόμηση (Αργολιθοδομή)	μ	1.5	0.039	-	870	290
		c.o.v.	0.29	0.24	-	0.21	0.21
II	Εξωτερικές στρώσεις από ημικατεργασμένους (ημιλαξευτούς) λίθους και εσωτερική στρώση (πυρήνας) περιορισμένου πάχους με φτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά (δίστρωτες, τρίστρωτες τοιχοποιίες)	μ	2.5	0.065	-	1230	410
		c.o.v.	0.20	0.19	-	0.17	0.17
III	Ακατέργαστοι (αργοί) λίθοι με κανονική δόμηση	μ	3.2	0.097	-	1740	580
		c.o.v.	0.19	0.14	-	0.14	0.14
IV	Μαλακοί λαξευτοί λίθοι με μη κανονική δόμηση	μ	1.8	0.052	-	1080	360
		c.o.v.	0.23	0.14	-	0.17	0.17
V	Μαλακοί λαξευτοί λίθοι με κανονική δόμηση	μ	2.6	-	0.145	1410	470
		c.o.v.	0.23	-	0.31	0.15	0.15
VI	Λαξευτοί λίθοι με κανονική δόμηση	μ	7.0	-	0.220	2800	860
		c.o.v.	0.14	-	0.14	0.14	0.09
VII	Συμπαγείς οπτόπλινθοι και ασβεστοκονίαμα	μ	3.4	0.114	0.160	1500	500
		c.o.v.	0.26	0.21	0.21	0.20	0.20
VIII	Διάτρητοι οπτόπλινθοι (ποσοστό οπών < 40%) και ασβεστοσιμεντοκονίαμα	μ	6.5	-	0.280	4550	1138
		c.o.v.	0.24	-	0.14	0.24	0.24

¹Καθορίζονται από το Εθνικό Προσάρτημα.

² μ : μέση τιμή.

³Η χρήση του συντελεστή διακύμανσης (coefficient of variation (c.o.v.)) λαμβάνει υπόψη τη διατιθέμενη ακρίβεια των δεδομένων μέσω διερευνητικών μεθόδων.

Πίνακας 2.2 Διορθωτικοί συντελεστές λ_i που εφαρμόζονται στα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας με κανόνες καλής πρακτικής (Σπυράκος, 2019).

Τύπος τοιχοποιίας	Καλό	Κανονική	Εγκάρσια	
	κονίαμα ²	αλληλεμπλοκή ³	σύνδεση ³	
	λ_1	λ_2	λ_3	
I	Ακατέργαστοι (αργοί) λίθοι με μη κανονική δόμηση (Αργολιθοδομή)	1.5	1.3	1.3
II	Εξωτερικές στρώσεις από ημικατεργασμένους (ημιλαξευτούς) λίθους και εσωτερική στρώση (πυρήνας) περιορισμένου πάχους με φτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά (δίστρωτες, τρίστρωτες τοιχοποιίες)	1.3	1.2	1.5
III	Ακατέργαστοι (αργοί) λίθοι με κανονική δόμηση	1.4	1.1	1.3
IV	Μαλακοί λαξευτοί λίθοι με μη κανονική δόμηση	1.5	1.2	1.3
V	Μαλακοί λαξευτοί λίθοι με κανονική δόμηση	1.6	-	1.2
VI	Λαξευτοί λίθοι με κανονική δόμηση	1.2	-	1.2
VII	Συμπαγείς οπτόπλινθοι και ασβεστοκονίαμα	1.5	-	1.3
VIII	Διάτρητοι οπτόπλινθοι (ποσοστό οπών < 40%) και ασβεστοσιμεντοκονίαμα	1.2	-	-

¹Καθορίζονται από το Εθνικό Προσάρτημα.

²Διορθωτικοί συντελεστές που εφαρμόζονται σε όλα τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας (f, f_t, f_{t0}, E, G).


³Διορθωτικοί συντελεστές που εφαρμόζονται στις παραμέτρους αντοχής (f, f_t, f_{t0}), αλλά όχι στα μέτρα ελαστικότητας και διάτμησης (E, G).

Σύμφωνα το ΚΑΔΕΤ (2023), όταν τα κτίρια είναι κατηγορίας σπουδαιότητας I και II και έχουν το πολύ μέχρι δυο ορόφους πάνω από το υπόγειο και το άθροισμα του εμβαδού των ορόφων είναι μέχρι 100m², μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την τεκμηρίωση της αντοχής των υλικών αξιόπιστα δεδομένα προγενέστερων ποιοτικών ελέγχων. Σε περίπτωση έλλειψης αυτών μπορούν να χρησιμοποιηθούν «ερήμην», αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

των λιθοσωμάτων (Πίνακας 2.3) και των κονιαμάτων (Πίνακας 2.4), αξιοποιώντας στοιχεία που θα προκύψουν από οπτική παρατήρηση. Εάν το κτίριο είναι χαρακτηρισμένο διατηρητέο ή μνημείο, ανεξάρτητα από το μέγεθος ή την χρήση του, δεν μπορεί να γίνει χρήση ερήμην τιμών (ΚΑΔΕΤ, 2023).

Πίνακας 2.3 Ενδεικτικές τιμές μηχανικών χαρακτηριστικών συνηθέστερων πετρωμάτων και ερήμην τιμές λιθοσωμάτων με βάση την επί τόπου οπτική παρατήρηση, εξέταση και κατάταξη του λιθοσώματος στις κατηγορίες του πίνακα (ΚΑΔΕΤ, 2023).

ΠΕΤΡΩΜΑ	Φαινόμενη πυκνότητα ρ (gr/cm ³)	Αντοχή σε θλίψη (MPa)	Αντοχή σε εφελκυσμό (MPa)	Μέτρο ελαστικότητας E, (GPa)	Ενδεικτικές υφές πετρωμάτων	Ερήμην τιμή αντοχής σε θλίψη (MPa)
Γρανίτης	2,60 – 2,82	16 – 434	3 – 40	10 – 77		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25
Διορίτης	2,50 – 3,03	64 – 333	5 – 50	29 – 107		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25
Πορφυρίτης	2,50 – 2,80	173 – 250	12 – 13	65 – 76		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25
Ηφαιστειακός τόφος	1,80 – 2,11	6 – 300	1 – 40	2 – 55		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25 Ασθενές: 5
Αργιλικός σχιστόλιθος	1,60 – 2,90	34 – 503	0,7 – 23	2 – 90		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25
Δολομίτης	2,40 – 2,87	45 – 410	3 – 13	23 – 90		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25
Μάρμαρο	2,54 – 3,02	38 – 280	2 – 29	24 – 103		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25
Ασβεστόλιθοι	2,4 – 2,70	18 – 197	3,5 – 14	10,5 – 67,0		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25 Ασθενές: 18
Τραβερτίνης	2,40 – 2,54	18 – 68	4 – 10	4 – 45		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25 Ασθενές: 18
Σερπεντίνης	2,51 – 2,80	70 – 250	16 – 19	45 – 62		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25
Ψαμμίτες (λ.χ. λιθαρενίτες)	2,50 – 2,80	35 – 140	5 – 16	13 – 54		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25
Πυρόλιθοι (πορώδεις ψαμμίτες (π.χ. βρακαστικοί ασβεστολίθοι, ασβεστομαργαικοί ψαμμίτες) ή απολιθωματοφόροι μισργαικοί ασβεστόλιθοι κ.λπ.)	1,57 – 2,45	1 – 25	1,8 – 10	-		Ασθενές: 5 Πολύ Ασθενές: 1

Πίνακας 2.4 Εκτίμηση αντοχών παλαιών κονιαμάτων-Πρόταση ερήμην τιμές (ΚΑΔΕΤ, 2023)

Κονιάματα δόμησης	Εύρος τιμών θλιπτικής αντοχής (MPa)	Ερήμην τιμές για τη θλιπτική αντοχή (MPa)
Πηλοκονιάματα	0,1 – 0,5	0,2
Ασβεστοπηλοκονιάματα	0,2 – 0,7	0,3
Ασβεστοκονιάματα	0,3 – 2,0	0,4
Αβεστοκονιάματα που περιέχουν ποζολάνη και πηλό	0,7 – 2,5	0,8
Ασβεστοποζολανικά κονιάματα	0,9 – 4,0	1,0
Ασβεστοκονιάματα με θραυστό κεραμικό και πιθανή χρήση ποζολάνης (κουρασάνια)	1,0 – 5,0	1,5
Ασβεστοτσιμεντοκονιάματα	2,0 – 10,0	2,0
Τσιμεντοκονιάματα	5,0 – 15,0	5,0

Γ) Υπολογισμός με ημιεμπειρικές μεθόδους. Το μέτρο ελαστικότητας μπορεί να μετρηθεί πειραματικά, αλλά όταν αυτό δεν είναι δυνατό μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές από παρόμοιες εξεταζόμενες τοιχοποιίες από αξιόπιστη βιβλιογραφία ή να χρησιμοποιηθούν τα ακόλουθα:

α) Προσδιορίζουμε το τέμνον μέτρο ελαστικότητας E_{wc} (Σχέση 2.1) ότι είναι ίσο με το 30% της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας f_c . Σύμφωνα με την § 6.2.5 του ΚΑΔΕΤ, 2023 μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε την εμπειρική σχέση για $1\text{MPa} < f_{wc} < 3\text{MPa}$.

$$E_{wc} = 1300 \cdot \left(1 - \frac{f_{wc}}{5}\right) \cdot f_{wc} \pm 140f_{wc}^2 [\text{MPa}] \quad (2.1)$$

β) Η θλιπτική αντοχή της δίστρωτης τοιχοποιίας με διάτονα λιθωσώματα (Σχέση 2.2) λαμβάνεται η μικρότερη τιμή των δύο τιμών θλιπτικών αντοχών της κάθε ανεξάρτητης παρειάς. Η μέση θλιπτική αντοχή της μονόστρωτης δίδεται από την εμπειρική σχέση:

$$f_{wc} = \xi \left[\left\{ \left(\frac{2}{3} \right) \sqrt{f_{bc}} - f_o \right\} + \lambda f_{mc} \right] \quad (2.2)$$

Όπου ξ = συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την δυσμενή επιρροή του πάχους των αρμών δίνεται από την σχέση (2.3)

$$\xi = 1 / [1 + 3.5(\kappa - 0.30)] < 1.0 \quad (2.3)$$

$\kappa = (\text{όγκος κονιάματος}) / (\text{όγκος τοιχοποιίας}) = V_m / V_w \geq 0.30$. Αν $V_m / V_w \leq 0.30$ τότε λαμβάνεται $\xi = 1.0$. Ο συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος κονιάματος λαμβάνει τις τιμές $\lambda = 0.50$ για τραχείς λίθους, $\lambda = 0.1$ για πολύ λείους λίθους. Η $f_{bc} = \eta$ θλιπτική του λιθοσώματος, $f_{mc} = \eta$ θλιπτική του κονιάματος. Το $f_o =$ συντελεστής (MPa), ο οποίος συνυπολογίζει το βαθμό λάξευσης των λίθων και λαμβάνει τις παρακάτω τιμές: Λαξευτή λιθοδομή $f_o = 0.00$, λιθοδομή από ημικανονικούς λίθους $f_o = 0.50 - 1.00$, αργολιθοδομή ανάλογα με την ποιότητα δόμησης $f_o = 1.50-2.50$. Η σχέση (2.2) εφαρμόζεται για $f_{bc} = 25-75$ MPa και $f_{mc} = 0.5 - 2.5$ MPa (Σπυράκος, 2019).

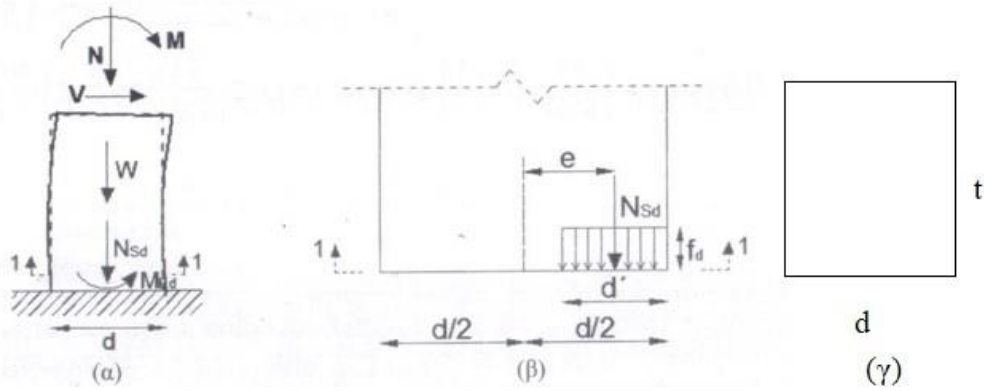
2.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΓΙΑ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΦΟΡΤΙΣΗ.

2.3.1 Αντοχή άοπλης τοιχοποιίας σε ορθή κάμψη εντός επιπέδου.

Η καμπτική ροπή αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας (Σχήμα 2.2) που καταπονείται από ορθή δύναμη N , ροπή M και οριζόντια δύναμη V δίδεται από την σχέση (2.4):

$$M_{Rd} = \frac{N_{sd}}{2} d \left(1 - 1.15 \frac{N_{sd}}{d t f_d} \right) \quad (2.4)$$

όπου $N_{sd} = N + W$ όπου $N =$ αξονικό φορτίο, $W =$ ίδιο βάρος, $d =$ πλάτος της διατομής, $t =$ πάχος της διατομής, $f_d =$ οι θλιπτικές τάσεις στην βάση.



Σχήμα 2.2 (α) Στοιχείο άοπλης τοιχοποιίας σε ορθή κάμψη εντός επιπέδου (β) Φόρτιση διατομής (τομή 1-1) (γ) οριζόντια τομή (Σπυράκος, 2019)

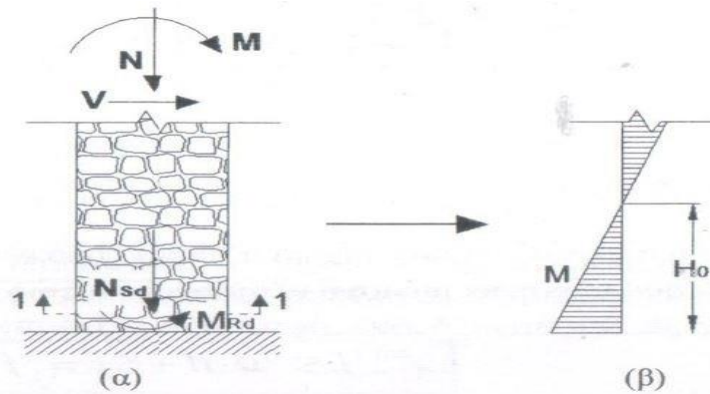
Η αξονική δύναμη σχεδιασμού, η οποία μεγιστοποιεί την ροπή αντοχής του στοιχείου δίδεται από την σχέση (2.5):

$$N_{sd} = dt \frac{f_d}{2.3} \quad (2.5)$$

Η διατμητική ικανότητα $V_{Rd,f}$ του στοιχείου που ελέγχεται σε κάμψη δίδεται από την σχέση (2.6):

$$V_{Rd,f} = \frac{N_{sd}}{2H_o} d \left(1 - 1.15 \frac{N_{sd}}{dtf_d} \right) \quad (2.6)$$

Ενώ η καμπτική αντοχή σχεδιασμού ενός στοιχείου μπορεί να υπολογιστεί ως το γινόμενο της $V_{Rd,f}$ και της απόστασης H_o του σημείου μηδενισμού της ροπής στην διατομή ελέγχου (Σχήμα 2.3) (Σπυράκος, 2019).



Σχήμα 2.3 (α) Στοιχείο υπό ορθή κάμψη (β) κατανομή των ροπών και ύψος H_0 μηδενισμού ροπής (Σπυράκος, 2019).

2.3.2 Διατμητική αστοχία ολίσθησης κατά μήκος οριζόντιων αρμών

Η διατμητική αντοχή ενός στοιχείου που ελέγχεται σε τέμνουσα με καθορισμένο οριζόντιο αρμό, δίδεται από την σχέση (2.7):

$$V_{Rd,v} = f_{vd} d' t \quad (2.7)$$

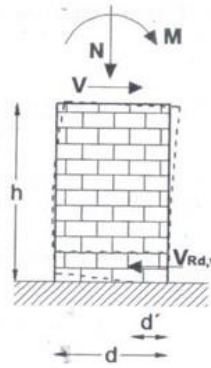
όπου d' = το μήκος της θλιβόμενης ζώνης,

f_{vd} = η διατμητική αντοχή σχεδιασμού (Σχήμα 2.4).

Η διατμητική αντίσταση f_v δίδεται από την σχέση (2.8):

$$f_v = f_{v0} + \mu \sigma_o \leq f_{s,lim}^2 \quad (2.8)$$

όπου f_{v0} = η μέση διατμητική αντοχή απουσία κατακόρυφου αρμού & μ = συντελεστής τριβής που λαμβάνεται ίσο 0.40. Προτείνεται $f_{s,lim} = 0.065 f_b$, όπου f_b = θλιπτική αντοχή λιθοσωμάτων.



Σχήμα 2.4 Διατομή άοπλης τοιχοποιίας υπό εντός επιπέδου διάτμηση (Σπυράκος, 2019)

Η διατμητική αντοχή σχεδιασμού, προκύπτει από την σχέση (2.9), ως ο λόγος της διατμητικής αντίστασης προς τον συντελεστή ασφαλείας γ_m (Σπυράκος, 2019)

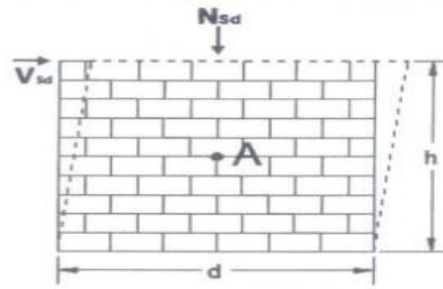
$$f_{v,d} = \frac{f_v}{\gamma_m} \quad (2.9)$$

2.3.3 Διατμητική αντοχή σχεδιασμού σε περίπτωση διαγώνιας ρηγμάτωσης τοιχοποιίας με καθορισμένους οριζόντιους αρμούς

Η οριακή διατμητική αντοχή σχεδιασμού ενός στοιχείου που ελέγχεται σε τέμνουσα (Σχήμα 2.5) και έχει σχέση τόσο με την αντοχή εφελκυσμού των λιθοσωμάτων όσο και με την γεωμετρία του πεσσού, δίνεται από την σχέση (2.10)

$$V_{d,lim} = \frac{d t f_{bt}}{b_s 2.3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{f_{bt}}} \quad (2.10)$$

d = η εντός επιπέδου οριζόντια διάσταση, t = πάχος του δομικού στοιχείου, b_s διορθωτικός συντελεστής οποίος σχετίζεται με την κατανομή της οριζόντιας διάτμητικής τάσης σε διατομή η οποία βρίσκεται στο μέσο του δομικού μέλους και υπολογίζεται: $b_s = h / d$, $1.0 \leq b_s \leq 1.5$ με h = ύψος του δομικού στοιχείου f_{bt} είναι η αντοχή σε εφελκυσμό των λιθοσωμάτων που έχουν προέλθει από εργαστηριακές δοκιμές ή από την προσεγγιστική σχέση $f_{bt} = 0.1 f_b$, όπου f_b η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος.



Σχήμα 2.5 Διαγώνια ρηγμάτωση τοιχοποιίας με σαφείς οριζόντιους αρμούς υπό εντός επιπέδου οριζόντια και αξονική φόρτιση (Σπυράκος, 2019)

Η διατμητική αντοχή σχεδιασμού στην περίπτωση διαγώνιας ρηγμάτωσης με καθορισμένους οριζόντιους αρμούς δίνεται από την σχέση (2.11).

$$V_d = \frac{d t}{b_s} \left(\frac{f_{v0}}{1 + \mu_j \varphi} + \left(\frac{\mu_j}{1 + \mu_j \varphi} \right) \sigma_0 \right) \quad (2.11)$$

d = η οριζόντια διάσταση εντός επιπέδου, b_s συντελεστής διόρθωσης που σχετίζεται με την κατανομή της διατμητικής τάσης σε διατομή στο μέσο του δομικού στοιχείου, $b_s = h / d$, $1 \leq b_s \leq 1.5$, όπου h το ύψος του δομικού στοιχείου, f_{v0} διατμητική αντοχή του αρμού του κονιάματος, ο συντελεστής αλληλεμπλοκής $\varphi = \text{o λόγος του ύψους του λιθοσώματος προς το πλάτος υπέρθεσης μεταξύ των λιθοσωμάτων}$, $\mu = \text{o συντελεστής τοπικής τριβής } \mu_j$. Η ορθή τάση σ_0 που για πεσσούς λαμβάνεται η μέση κατακόρυφη τάση στην διατομή N_{sd} , ενώ για υπέρθυρα είναι συνήθως 0 (Σπυράκος, 2019).

Πρέπει να ισχύει η σχέση (2.12):

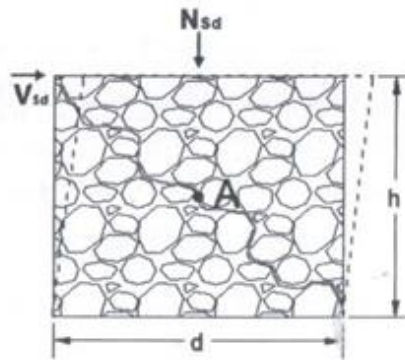
$$V_d \leq V_{d,lim} \quad (2.12)$$

2.3.4 Διατμητική αντοχή σχεδιασμού σε περίπτωση διαγώνιας ρηγμάτωσης τοιχοποιίας σε αργολιθοδομή

Σε αργολιθοδομές χωρίς σαφείς οριζόντιους αρμούς (Σχήμα 2.6), όταν η φόρτιση υπερβεί την αντίσταση σε εφελκυσμό, αναπτύσσονται διαγώνιες ρωγμές στο κέντρο του στοιχείου. Στην περίπτωση αυτή η διατμητική αντοχή σχεδιασμού $V_{Rd,s}$, δίδεται από την σχέση (2.13).

$$V_{Rd,s} = \left[\left(\frac{d t f_{td}}{b_s} \right) \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \right] \quad (2.13)$$

Όπου f_{td} = αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό της τοιχοποιίας και b_s διορθωτικός $b_s = h / d$, $1 \leq b_s \leq 1.5$, όπου h το ύψος του δομικού στοιχείου (Σπυράκος, 2019).



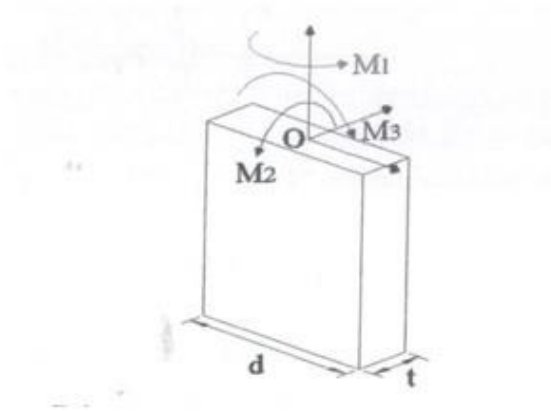
Σχήμα 2.6 Ανάπτυξη ρωγμών υπό αξονική δύναμη και αξονική φόρτιση σε αργολιθοδομή (Σπυράκος, 2019)

2.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΓΙΑ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΦΟΡΤΙΣΗ

2.4.1 Καμπτική αντοχή τοιχοποιίας περί οριζόντιο άξονα 2

Η καμπτική αντοχή σχεδιασμού που μπορεί να αναπτύξει η διατομή περί τον άξονα 2, του Σχήματος 2.7, δίδεται από την σχέση (2.14) (Σπυράκος, 2019).

$$M_{Rd2} = \frac{1}{2} d t^2 \sigma_o \left(1 - \frac{\sigma_o}{f_d}\right), \quad (2.14)$$



Σχήμα 2.7 Τοπικοί άξονες και αντίστοιχες ροπές (Σπυράκος, 2019)

2.4.2 Καμπτική αντοχή τοιχοποιίας περί κατακόρυφο άξονα 1

Η καμπτική αντοχή της τοιχοποιίας M_{Rd1} ως προς τον άξονα 1, του Σχήματος 2.7, δίνεται σχέση (2.15), συγκρίνοντας την αναπτυσσόμενη εφελκυστική τάση στην ακραία εφελκυόμενη ίνα σ_{td} , με την αντίστοιχη εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού f_{td} (Σπυράκος, 2019).

$$\sigma_{td} = \frac{6 \cdot M_{Rd1}}{d \cdot t^2} < f_{td} \quad (2.15)$$

2.5 ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Οι εφελκυστικές τάσεις στην φέρουσα τοιχοποιία είναι αποτέλεσμα του συνδυασμού της κατακόρυφης θλιπτικής δύναμης, της τέμνουσας και της ροπής κάμψης που αναπτύσσονται σε αυτή (ΚΑΔΕΤ, 2023, §6.3).

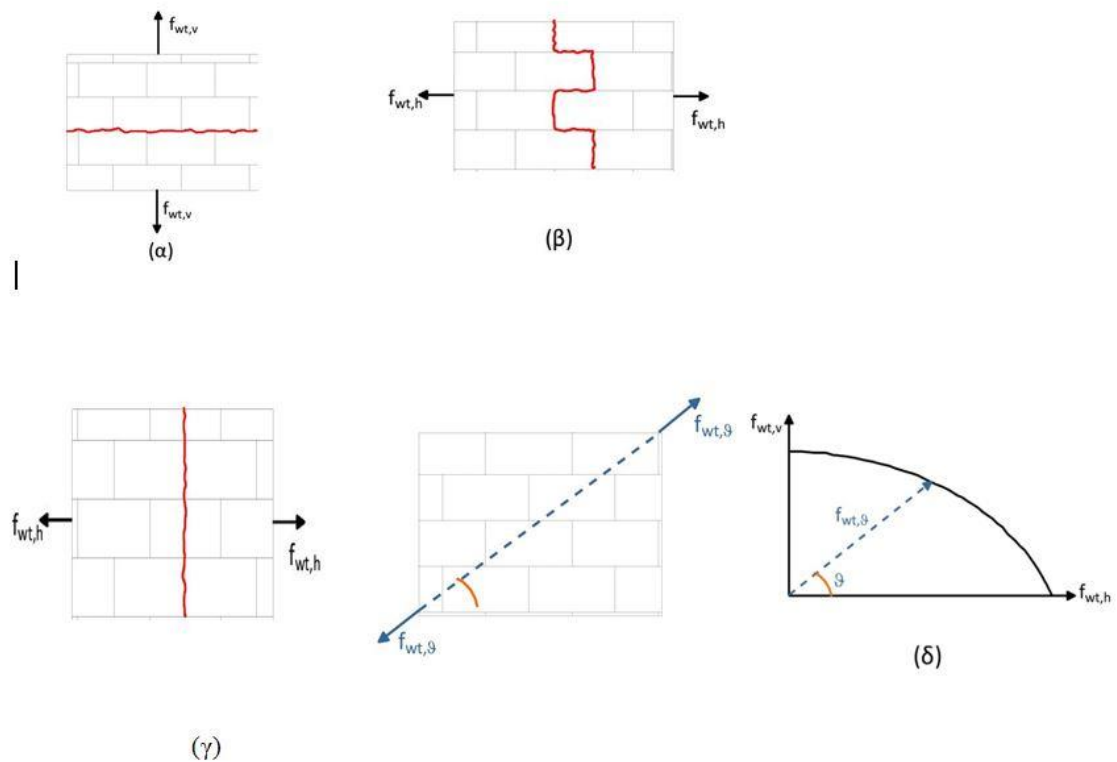
Διακρίνουμε τις εξής περιπτώσεις (Σχήμα 2.8):

α) αντοχή υπό κατακόρυφο εφελκυσμό $f_{wt,v}$ (Σχήμα 2.8, (α))

β) αντοχή υπό οριζόντιο εφελκυσμό $f_{wt,h}$, όταν η αντοχή του κονιάματος είναι πολύ μικρότερη της αντοχής του λιθοσώματος (Σχήμα 2.8, (β))

γ) αντοχή υπό οριζόντιο εφελκυσμό $f_{wt,h}$ όταν οι αντοχές κονιάματος και λιθοσώματος είναι συγκρίσιμες (Σχήμα 2.8, (γ))

δ) λόγω διαφορετικής γωνίας υπό την οποία εμφανίζεται η κύρια εφελκυστική τάση (λοξός εφελκυσμός) $f_{wt,\theta}$, (Σχήμα 2.8, (δ)) (ΚΑΔΕΤ, 2023)



Σχήμα 2.8 Εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ, 2023)

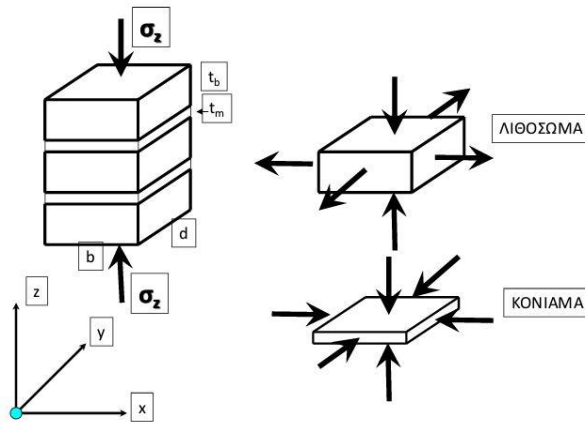
2.6 ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΘΛΙΨΗ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ.

Η θλιπτική αντοχή της άοπλης δίστρωτης τοιχοποιίας με διάτονα λιθοσώματα, καθορίζεται από τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά καθώς και από τον τρόπο αστοχίας της.

Τόσο στην μονόστρωτη όσο και στην δίστρωτη τοιχοποιία με διάτονα λιθοσώματα, το μέτρο ελαστικότητας και ο λόγος Poisson του κονιάματος και των λιθοσωμάτων είναι

διαφορετικός, αυτό έχει σαν αποτέλεσμα το λιθόσωμα να υποβάλλεται σε ταυτόχρονο εγκάρσιο εφελκυσμό και το κονίαμα σε εγκάρσια θλίψη (ΚΑΔΕΤ, 2023, §6.2.2).

Τα λιθοσώματα εμφανίζουν κατακόρυφες ρωγμές όταν υποβάλλονται σε ετερόσημη τριαξονική καταπόνηση, παρόλο που έχουν μεγαλύτερη αντοχή σε μονοαξονική θλίψη σε σχέση με αυτή του κονιάματος (Σχήμα 2.9). Έτσι η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας προκύπτει μεγαλύτερη από την θλιπτική αντοχή του κονιάματος και μικρότερη από την θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος (ΚΑΔΕΤ, 2023, §6.2.2 α).



Σχήμα 2.9 Τριαξονική φόρτιση τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ, 2023)

Η θλιπτική αντοχή μπορεί να προσδιοριστεί σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στην παράγραφο 2.2 του παρόντος κεφαλαίου καθώς επίσης μπορεί να γίνει υπολογισμός της χαρακτηριστικής αντοχής f_k σχέση (2.16), της τοιχοποιίας όπως προβλέπει ο Ευρωκώδικας EC6 - (§3.6) για την περίπτωση όμως λαξευτών λιθοδομών, υπό τον όρο ότι οι αρμοί του κονιάματος δεν υπερβαίνουν σε πάχος το 1.5cm και οι αντοχές τόσο των λιθοσωμάτων όσο και του κονιάματος πληρούν τους σχετικούς περιορισμούς (ΚΑΔΕΤ, 2023)

$$f_k = K \cdot f_b^a f_m^b \quad (2.16)$$

f_k = χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας, K = σταθερά που δίνεται από τον Πίνακα 2.5, f_b = ανηγμένη μέση θλιπτική αντοχή λιθοσώματος κατά την διεύθυνση της

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

εφαρμοζόμενης δράσης, $f_m = \eta$ θλιπτική αντοχή του κονιάματος, τα a , b είναι σταθερές που παίρνουν τιμές σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} f_m^{0.3} \quad (2.17)$$

$$f_k = K \cdot f_b^{0.85} \quad (2.18)$$

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \quad (2.19)$$

Οι σχέσεις (2.17), (2.18), (2.19) μπορούν να χρησιμοποιηθούν και σε υφιστάμενα κτίρια με τις προϋποθέσεις του EC6-1 (Σπυράκος, 2019).

Πίνακας 2.5 Τιμές του συντελεστή K για τοιχοποιίες με κονίαμα γενικής εφαρμογής λεπτής στρώσης και ελαφροκονίαμα (Βιντζηλαίου κ.α., 2009)

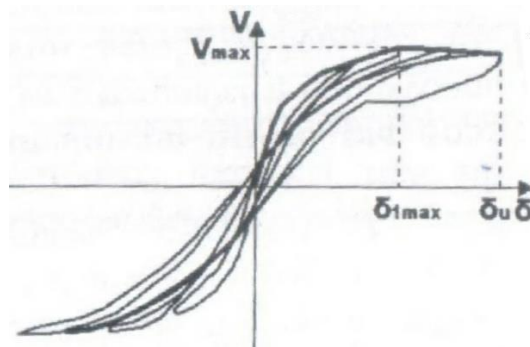
Υλικό λιθοσώματος	Κονίαμα γενικής εφαρμογής	Κονίαμα λεπτής στρώσεως (N/mm^2) (οριζόντιος αρμός $\leq 3mm$)	Ελαφροκονίαμα με πυκνότητα		
			$600 \leq \rho \leq 700$ Kg/m^3	$700 \leq \rho \leq 1500$ Kg/m^3	
Άργιλος	Ομάδα 1	0,50	0,75	0,30	0,40
	Ομάδα 2	0,45	0,55	0,30	0,40
	Ομάδα 3	0,40	0,45	0,20	0,25
	Ομάδα 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Πυριτικό Ασβέστιο	Ομάδα 1	0,50	0,80	‡	‡
	Ομάδα 2	0,45	0,55	‡	‡
Σκυρόδεμα με αδρανή	Ομάδα 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Ομάδα 2	0,45	0,80	0,45	0,45
	Ομάδα 3	0,40	0,60	‡	‡
	Ομάδα 4	0,35	‡	‡	‡
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	Ομάδα 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Τεχνητοί λίθοι	Ομάδα 1	0,45	0,75	‡	‡
Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	Ομάδα 1	0,45	‡	‡	‡

‡ Συνδυασμός κονιάματος/λιθοσώματος ο οποίος συνήθως δεν εφαρμόζεται. Δεν δίδεται σχετική τιμή του K .

2.7 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΥΠΟ ΑΝΑΚΥΚΛΙΖΟΜΕΝΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΜΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ-ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ

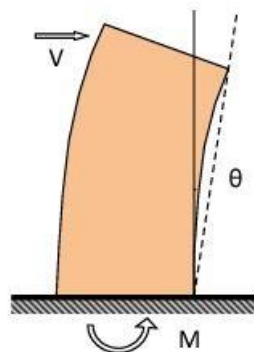
2.7.1 Προσδιορισμός της καμπύλης αντίστασης

Ο τρόπος που συμπεριφέρεται η φέρουσα τοιχοποιία (πεσσός, υπέρθυρος δίσκος) σε εντός επιπέδου οριζόντια ανακυκλιζόμενη σεισμική δράση, υπό σταθερό αξονικό θλιπτικό φορτίο μπορεί να περιγραφεί γραφικά με την σχέση εντατικού μεγέθους και της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης (ΚΑΔΕΤ, 2023) (Σχήμα 2.10).



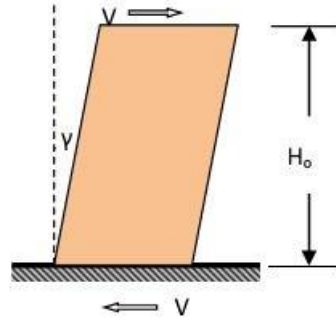
Σχήμα 2.10 Απόκριση δοκιμίων τοιχοποιίας σε ανακυκλιζόμενη παραμόρφωση (αστοχία σε ορθή κάμψη) (Σπυράκος, 2019).

Όταν η κυρίαρχη συμπεριφορά του δομικού στοιχείου είναι η κάμψη, τότε εξετάζουμε το διάγραμμα, ροπής κάμψης (M) και στροφή χορδής (θ) του στοιχείου (Σχήμα 2.11).



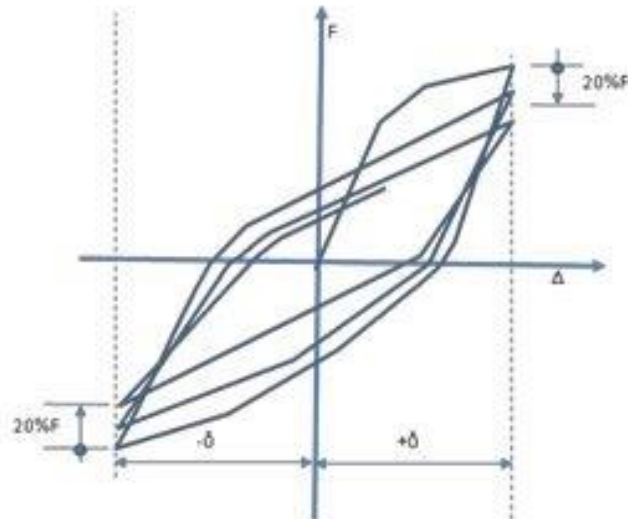
Σχήμα 2.11 Παραμόρφωση εντός επιπέδου σε όρους ροπής κάμψης (M) και στροφή χορδής (θ) (ΚΑΔΕΤ, 2023)

Όταν η κυρίαρχη συμπεριφορά του δομικού στοιχείου είναι η διάτμηση, τότε εξετάζουμε το διάγραμμα τέμνουσας δύναμης (V) και γωνιακής (διατμητικής) παραμόρφωσης (γ) του στοιχείου (Σχήμα 2.12).



Σχήμα 2.12 Παραμόρφωση εντός επιπέδου σε όρους τέμνουσας δύναμης (V) γωνιακής παραμόρφωσης (γ) (ΚΑΔΕΤ, 2023)

Όταν το διάγραμμα εντατικού μεγέθους-παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης, προκύπτει από πειραματικά δεδομένα (Σχήμα 2.13), τότε: «η περιγραφή της μηχανικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας δίδεται από την περιβάλλουσα των εξασθενημένων αποκρίσεων F , στο τέλος του πρώτου κύκλου, μετά από πλήρως ανακυκλιζόμενη παραμόρφωση $\pm\delta$, έως ότου η απώλεια της φέρουσας ικανότητας του δομικού στοιχείου να φτάσει το 20% της μέγιστης τιμής.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, §7.1.2.1).

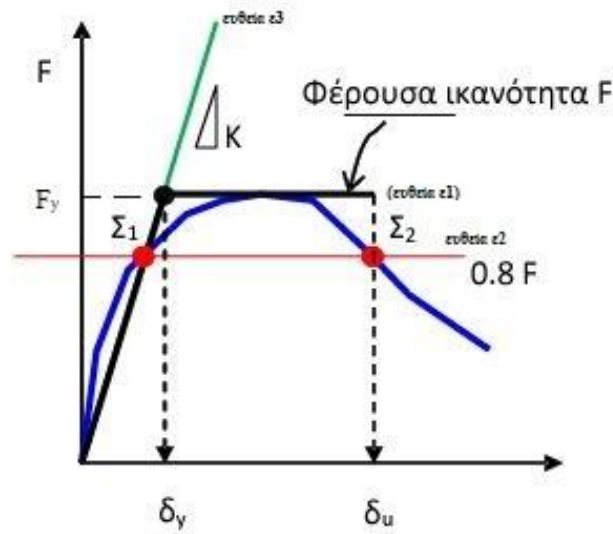


Σχήμα 2.13 Περιβάλλουσα εξασθενημένων αποκρίσεων F μετά από πλήρως ανακυκλιζόμενη παραμόρφωση $\pm\delta$ (ΚΑΔΕΤ, 2023).

Στην περίπτωση που διατίθεται η πειραματική περιβάλλουσα καμπύλη απόκρισης ενός στοιχείου (μπλε καμπύλη, Σχήμα 2.14), τότε για να προσδιορίσουμε την παραμόρφωση διαρροής και παραμόρφωση αστοχίας ακολουθούμε τα εξής βήματα:

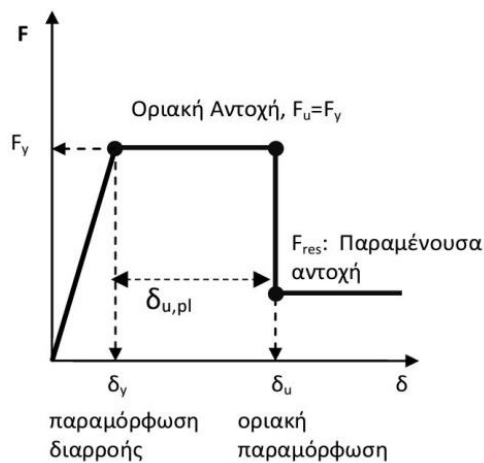
α) χαράσσεται η οριζόντια εφαπτομένη (ευθεία ϵ_1) της περιβάλλουσας στο μέγιστο φορτίο της στάθμης της φέρουσας ικανότητας (μέγιστη αντίσταση F_y),

β) σχεδιάζεται η οριζόντια ευθεία (ευθεία ϵ_2) σε στάθμη φορτίου ίση με το 80% F_y , η οποία τέμνει την πειραματική περιβάλλουσα στον ανιόντα κλάδο (σημείο Σ_1) και στον κατιόντα κλάδο (σημείο Σ_2) μετά το μέγιστο. Η επιβατική τέμνουσα δυσκαμψίας στο στάδιο της οιοινεί διαρροής προκύπτει από την κλίση της ευθείας (ευθεία ϵ_3) που ορίζεται από την αρχή των αξόνων και το σημείο Σ_1 . Η τετμημένη δ_y του σημείου τομής της ευθείας (ϵ_1) με την ευθεία (ϵ_3), ορίζεται ως παραμόρφωση διαρροής (δ_y). Η τετμημένη δ_u , του σημείου τομής της ευθείας (ϵ_2) με την πειραματική περιβάλλουσα στο σημείο Σ_2 , ορίζει την μέγιστη ικανότητα παραμόρφωσης δ_u (ΚΑΔΕΤ, 2023, §7.1.2.1)



Σχήμα 2.14 Διάγραμμα καμπύλης αντίστασης τοίχου (παραμόρφωση διαρροής δ_y , παραμόρφωση αστοχίας δ_u) (ΚΑΔΕΤ, 2023).

Όταν δεν υπάρχουν πειραματικά δεδομένα για την συμπεριφορά των δομικών στοιχείων, μπορούνε να χρησιμοποιούνται σχηματοποιημένα πολυγραμμικά διαγράμματα συμπεριφοράς (Σχήμα 2.15). Ο πρώτος κλάδος εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι την συμβατική διαρροή δ_y , μετά την οποία, η ευθεία είναι οριζόντια μέχρι την μέγιστη ικανότητα παραμόρφωση δ_u .



Σχήμα 2.15 Πολυγραμμικό σχηματοποιημένο διάγραμμα συμπεριφοράς F-δ (ΚΑΔΕΤ, 2023)

Η μέγιστη αντίσταση διαρροής F_y , είναι ίση με την μέγιστη αντίσταση του αντίστοιχου τρόπου αστοχίας. Όταν έχουμε μείωση της αντίστασης ενός φέροντος δομικού στοιχείου, υποβαλλόμενο σε μονοτονικά αυξανόμενη παραμόρφωση ή υπό ανακυκλιζόμενη παραμόρφωση, κατά περίπου ίση με το 20% της μέγιστης τιμής της τότε θεωρούμε ότι αυτό αστοχεί. Η ικανότητα πλαστικής στροφής-χορδής $\theta_{u,pl}$, μιας κρίσιμης περιοχής ή μιας σύνδεσης στοιχείων ορίζεται: $\theta_{u,pl} = \theta_u - \theta_y$ (ΚΑΔΕΤ, 2023 §7.1.4).

- Για εντός επιπέδου κάμψη ή για εντός επιπέδου διάτμηση η στροφή διαρροής $\theta_y = 0.0015$.
- Για εκτός επιπέδου κάμψη η στροφή διαρροής $\theta_y = 0.0020$.

Η γωνία στροφής χορδής, μπορεί να εκφράζεται ως ανηγμένο μέγεθος με την βοήθεια του δείκτη πλαστιμότητας στροφής-χορδής, $\mu_\theta = \theta / \theta_y$.

Ο δείκτης πλαστιμότητας μ_θ αφορά γωνίες στροφής χορδής ή γωνίες διατμητικής παραμόρφωσης γ , δηλ. σχετική μετάθεση άκρων στοιχείου ανηγμένη τους προς την μεταξύ τους απόσταση. Η μέγιστη διαθέσιμη πλαστιμότητα γωνίας στροφής χορδής $\mu_{\theta u} = \theta_u / \theta_y$. Η απομένουσα αντίσταση F_{res} , μετά την γωνία στροφής θ_u , μειώνεται αισθητά αλλά δεν μηδενίζεται, για λόγους προσομοίωσης (ΚΑΔΕΤ, 2023).

2.7.2 Πλάστικη και ψαθυρή συμπεριφορά

Πλάστικη θεωρείται η συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου όταν η διαθέσιμη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας ανηγμένων σχετικών μετακινήσεων στροφών χορδών των τοίχων $\mu_\theta \geq 1.5$

Ψαθυρή θεωρείται η συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου όταν η διαθέσιμη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας ανηγμένων σχετικών μετακινήσεων στροφών χορδών των τοίχων $\mu_\theta < 1.5$ (ΚΑΔΕΤ, 2023).

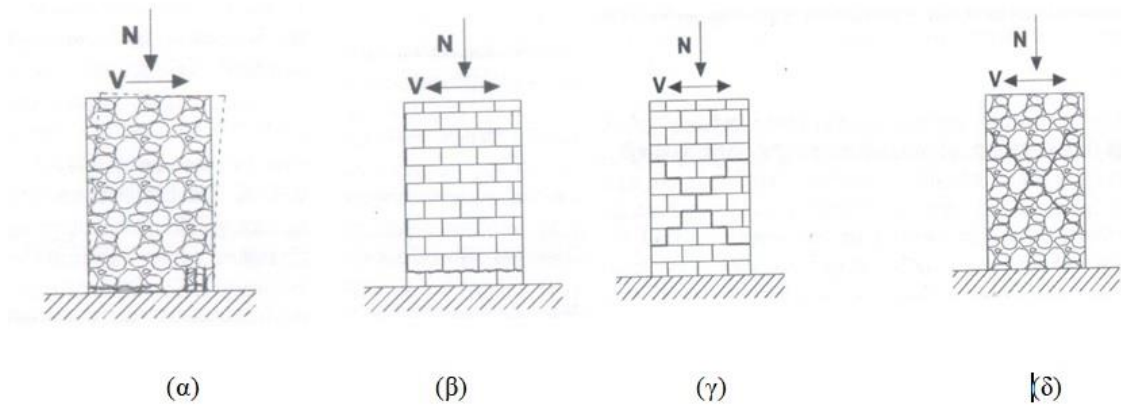
2.7.3 Μορφές αστοχίας τοίχου υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση υπό σταθερό θλιπτικό φορτίο.

Η φέρουσα τοιχοποιία υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση υπό σταθερό θλιπτικό φορτίο εντός επιπέδου, χαρακτηρίζεται από τις ακόλουθες μορφές αστοχίας:

α) παραμόρφωση λόγω κάμψης (Σχήμα 2.16, (α))

β) παραμόρφωση λόγω διατμητικής ολίσθησης (Σχήμα 2.16, (β))

γ) διαγώνια ρηγμάτωση λόγω τέμνουσας (Σχήμα 2.16, (γ), (δ)) (Σπυράκος, 2019).



Σχήμα 2.16 Μορφές αστοχίας: (α) κάμψη, (β) διατμητική ολίσθηση, ((γ),(δ)) διαγώνια ρηγμάτωση λόγω τέμνουσας (Σπυράκος, 2019)

Κεφάλαιο 3

ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟ ΚΑΔΕΤ 2023

3.1 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ, ΣΤΟΧΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (ΚΑΔΕΤ, 2023, §2.3.1,2)

Κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό ενός υφιστάμενου δομήματος από φέρουσα τοιχοποιία θα πρέπει πρώτα να καθορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας δηλαδή οι ανεκτοί βαθμοί βλάβης του φέροντα οργανισμού για δεδομένες ανηγμένες εδαφικές επιταχύνσεις (Πίνακας 3.1). Οι ανηγμένες αυτές εδαφικές επιταχύνσεις αντιστοιχούν σε κάθε περίπτωση σε μία συγκεκριμένη περίοδο επαναφοράς και πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσεις εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών (Πίνακας 3.2). Η πιθανότητα υπέρβασης 30% σε 50 χρόνια αντιστοιχεί σε μία μέση περίοδος αναφοράς περίπου 135 χρόνων, ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια αντιστοιχεί σε μία μέση περίοδος αναφοράς περίπου 475 χρόνων.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας είναι:

«Α) «Περιορισμένες βλάβες» (Α). Το δόμημα έχει υποστεί μόνο ελαφρές βλάβες. Τα δομικά στοιχεία διατηρούν σε υψηλό βαθμό τη φέρουσα ικανότητα και τη δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες

Β) «Σημαντικές βλάβες» (Β). Το δόμημα έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, ορισμένες από τις οποίες ενδέχεται να είναι βαριές, χωρίς να υπάρχουν τοπικές καταρρεύσεις, ωστόσο διαθέτει απομένουσα φέρουσα ικανότητα και δυσκαμψία. Τα κατακόρυφα στοιχεία είναι σε θέση να αναλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία. Υπάρχουν μέτριες μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων, οι οποίες τοπικά μπορεί να είναι έντονες. Ο φέρων οργανισμός είναι σε θέση να αντεπεξέλθει σε μελλοντικούς σεισμούς μέτριας έντασης.

Γ) «Οιονεί κατάρρευση» (Γ). Το δόμημα έχει υποστεί βαριές βλάβες, στην πλειονότητά τους μη επισκευάσιμες. Η απομένουσα φέρουσα ικανότητα και δυσκαμψία είναι χαμηλή, όμως τα κατακόρυφα στοιχεία είναι ακόμα σε θέση να αναλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία.

Υπάρχουν μεγάλες μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων. Ο φέρων οργανισμός ουσιαστικά δεν διαθέτει περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής κατάρρευσης και πιθανόν δεν θα αντεπεξέλθει σε επόμενο σεισμό, ακόμα και μέτριας έντασης.» (ΚΑΔΕΤ, 2023, §2.3.2)

Πίνακας 3.1 Στάθμες επιτελεστικότητας σε σχέση με τις ανηγμένες εδαφικές επιταχύνσεις που αντιστοιχούν σε διάφορες πιθανότητες υπέρβασης της σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών (ΚΑΔΕΤ, 2023)

$\alpha_g / \alpha_{g,ref}$	Στάθμη Επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
	A «Περιορισμένες Βλάβες»	B «Σημαντικές Βλάβες»	Γ «Οιονεί Κατάρρευση»
1.80	A0	B0	Γ0
1.30	A1⁺	B1⁺	Γ1⁺
1.00	A1	B1	Γ1
0.75	A2⁺	B2⁺	Γ2⁺
0.60	A2	B2	Γ2
0.45	A3⁺	B3⁺	Γ3⁺
0.35	A3	B3	Γ3
0.25	A4⁺	B4⁺	Γ4⁺
<0.25	A4	B4	Γ4

Πίνακας 3.2 Ενδεικτική συσχέτιση περιόδου επαναφοράς και πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης με την αντίστοιχη ανηγμένη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση (ΚΑΔΕΤ, 2023).

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

Οι ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού καθορίζονται από την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου (Πίνακας 3.3). Ο στόχος αποτίμησης επιλέγεται από τον κύριο του έργου και δεν μπορεί να είναι χαμηλότερος από τον οριζόμενο από την δημόσια αρχή (ΚΑΔΕΤ, 2023).

Πίνακας 3.3 Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης/ανασχεδιασμού ανά κατηγορία σπουδαιότητας υφιστάμενων κτιρίων (ΚΑΔΕΤ, 2023)

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Στόχοι
I	Γ2
II	Γ1
III	B1
IV	B1 και A2 (Ικανοποίηση και των δύο στόχων)

Σε κάθε περίπτωση να θεωρηθεί ότι ισχύει $A1 > A2$, $B1 > B2$, $\Gamma1 > \Gamma2$, $A1 > B1 > \Gamma1$ και $A2 > B2 > \Gamma2$

3.2 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΠΡΩΤΕΥΟΝΤΩΝ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ (ΚΑΔΕΤ, 2023, §2.5.3)

Κύρια ή πρωτεύοντα στοιχεία του φέροντα οργανισμού είναι αυτά που συμβάλουν στην ευστάθεια και στην φέρουσα ικανότητα του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία. Όσα φέροντα στοιχεία δεν χαρακτηρίζονται ως κύρια, θεωρούνται δευτερεύοντα (ΚΑΔΕΤ, 2023).

3.3 ΣΤΑΘΜΕΣ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ (ΚΑΔΕΤ, 2023, §3.10.4.5.1)

Οι στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων, αφορούν δράσεις ή αντιστάσεις και τα δεδομένα των υλικών και εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφιστάμενου κτιρίου, τα οποία λαμβάνονται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Τα κριτήρια καθορισμού της στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων (Πίνακας 3.4), είναι η πληρότητα της αποτύπωσης, του ιστορικού και της καταγραφής φθορών και βλαβών του φέροντα οργανισμού καθώς και ο βαθμός τεκμηρίωσης, των υλικών, του τρόπου δόμησης, της θεμελίωσης, του εδάφους θεμελίωσης, πατωμάτων, δωματίων, θόλων και στεγών. Όταν υπό τις προϋποθέσεις που ορίζει ο Κανονισμός (ΚΑΔΕΤ, 2023) γίνεται χρήση των «ερήμην» αντιπροσωπευτικών τιμών αντοχής των υλικών, τότε η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων θεωρείται υποχρεωτικά ανεκτή (ΚΑΔΕΤ, 2023).

Πίνακας 3.4 Κριτήρια καθορισμού της κάθε στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων κατά ΚΑΔΕΤ 2023

Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων	Κριτήρια καθορισμού στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων(ΚΑΔΕΤ)						
	Αποτύπωση φέροντος οργανισμού	Ιστορικό της κατασκευής	Καταγραφή φθορών και βλαβών	Τεκμηρίωση υλικών	Τεκμηρίωση τρόπου δόμησης τοιχοποιίας	Τεκμηρίωση της θεμελίωσης και του εδάφους θεμελίωσης	Τεκμηρίωση πατωμάτων, δωματίων, θόλων, στεγών
Ανεκτή	§3.10.5.1 (α)	§3.10.5.1 (β)	§3.10.5.1 (γ)	§3.10.5.1 (δ1)	§3.10.5.1 (δ2)	§3.10.5.1 (δ3)	§3.10.5.1 (δ4)
Ικανοποιητική	§3.10.5.2 (α)	§3.10.5.2 (β)	§3.10.5.2 (γ)	§3.10.5.2 (δ1)	§3.10.5.2 (δ2)	§3.10.5.2 (δ3)	§3.10.5.2 (δ4)
Υψηλή	§3.10.5.3 (α)	§3.10.5.3 (β)	§3.10.5.3 (γ)	§3.10.5.3 (δ1)	§3.10.5.3 (δ2)	§3.10.5.3 (δ3)	§3.10.5.3 (δ4)

3.4 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ (ΚΑΔΕΤ, 2023, §4.5)

Οι συντελεστές ασφαλείας που χρησιμοποιούνται στο τελικό κείμενο εφαρμογής του ΚΑΔΕΤ, 2023, μπορούν να κατηγοριοποιηθούν στις ακόλουθες κατηγορίες:

Για τα προσομοιώματα

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αβεβαιότητας προσομοιωμάτων εκτίμησης των συνεπειών των δράσεων γ_{Ed} δίνεται από τον Πίνακα 3.5. Οι τιμές του συντελεστή γ_{Ed} επηρεάζονται από τον βαθμό των επεμβάσεων και την έκταση των βλαβών ενώ δεν εξαρτώνται από την μέθοδο ανάλυσης.

Πίνακας 3.5 Τιμές του συντελεστή γ_{Ed} (ΚΑΔΕΤ, 2023)

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή / και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
$\gamma_{Ed} = 1,10$	$\gamma_{Ed} = 1,05$	$\gamma_{Ed} = 1,00$

Για τις δράσεις

Για μεταβλητές δράσεις, ο συντελεστής ασφαλείας γ_f λαμβάνει υπόψη τις ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές και οι μειωτικοί συντελεστές ψ_0, ψ_1, ψ_2 δράσεων, χρησιμοποιούνται σύμφωνα με τους κανονισμούς.

Για μόνιμες δράσεις, ο συντελεστής ασφαλείας γ_g , παίρνει τιμές ανάλογα με την στάθμη αξιοπιστίας των γεωμετρικών δεδομένων για τους διάφορους συνδυασμούς δράσεων (Πίνακας 3.6).

Πίνακας 3.6 Τιμές του συντελεστή γ_g (ΚΑΔΕΤ, 2023)

ΒΑΣΙΚΟΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΚΑΙ ΔΥΣΜΕΝΕΙΣ ΕΠΙΡΡΟΕΣ ΤΗΣ ΔΡΑΣΗΣ		
Υψηλή ΣΑΔ	Ικανοποιητική ΣΑΔ	Ανεκτή ΣΑΔ
$\gamma_g = 1,20$	$\gamma_g = 1,35$	$\gamma_g = 1,50$
ΥΠΟΛΟΙΠΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΩΝ ΚΑΙ ΕΠΙΡΡΟΩΝ ΤΗΣ ΔΡΑΣΗΣ		
Υψηλή ΣΑΔ	Ικανοποιητική ΣΑΔ	Ανεκτή ΣΑΔ
$\gamma_g = 1,00$	$\gamma_g = 1,10$	$\gamma_g = 1,20$

Για υφιστάμενα υλικά

Για τις ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών ο συντελεστής ασφαλείας γ_m , με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές, γ_m για τα υφιστάμενα υλικά παίρνει τιμές ανάλογα με την στάθμη αξιοπιστίας των υλικών και αν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται με όρους εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών (Πίνακας 3.7).

Πίνακας 3.7 Τιμές του συντελεστή γ_m (ΚΑΔΕΤ, 2023)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ		
Υψηλή ΣΑΔ	Ικανοποιητική ΣΑΔ	Ανεκτή ΣΑΔ
$\gamma_m = 1,20$	$\gamma_m = 1,35$	$\gamma_m = 1,50$
ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ		
Υψηλή ΣΑΔ	Ικανοποιητική ΣΑΔ	Ανεκτή ΣΑΔ
$\gamma_m = 1,00$	$\gamma_m = 1,10$	$\gamma_m = 1,20$

Για προστιθέμενα υλικά

Ο συντελεστής ασφαλείας για τις ιδιότητες των προστιθέμενων υλικών γ_m , λαμβάνεται από τους κανονισμούς που ισχύουν για τα υλικά αυτά. Χρησιμοποιείται επιπλέον ο συντελεστής ασφαλείας γ'_m , μεγαλύτερος από αυτόν των υλικών για να λάβει υπόψη τυχόν αβεβαιότητες, οι οποίες σχετίζονται με τον τρόπο τεχνικής επέμβασης. Σε περίπτωση που δεν υπάρχουν ακριβή στοιχεία λαμβάνεται από τον Πίνακα 3.8 (ΚΑΔΕΤ, 2023, §2.3.2)

Πίνακας 3.8 Τιμές του λόγου γ'_m/γ_m για προστιθέμενα «συμβατικά» υλικά (ΚΑΔΕΤ, 2023)

Διατομή (ή και όγκος) προστιθέμενων υλικών ή/και προσπελασιμότητα της θέσης όπου γίνεται η επέμβαση	
Κανονικές (συνήθεις)	Μειωμένες
1,00	1,10

3.5 ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ (ΚΑΔΕΤ, 2023, §5.3.6)

Θα πρέπει να λαμβάνουμε υπόψη τον υπολογισμό των μετακινήσεων των κατακόρυφων στοιχείων εξαιτίας της εντός επιπέδου παραμόρφωσης του διαφράγματος υπό την επίδραση σεισμικών αδρανειακών δυνάμεων καθώς και των αντιδράσεων και των κατακόρυφων στοιχείων που συνδέονται με το διάφραγμα. Για το σκοπό αυτό τα διαφράγματα χωρίζονται σε δυο κατηγορίες:

- A. **Ευπαράμορφα:** όταν η μέγιστη οριζόντια παραμόρφωσή τους εντός του επιπέδου τους (υπό σεισμό) υπερβαίνει το διπλάσιο του μέσου σχετικού βέλους των κατακόρυφων φορέων του υποκείμενου ορόφου.
- B. **Απαράμορφα:** όταν η μέγιστη εντός του επιπέδου τους οριζόντια παραμόρφωση κατά μήκος του διαφράγματος είναι μικρότερη του μισού του μέσου σχετικού βέλους των κατακόρυφων φορέων του υποκείμενου ορόφου (ΚΑΔΕΤ, 2023, §5.3.6)

Σε όλες τις άλλες περιπτώσεις το διάφραγμα χαρακτηρίζεται ως **δυσπαράμορφο**.

3.6 ΕΛΑΣΤΙΚΗ (ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ) ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (ΚΑΔΕΤ, 2023, §5.4)

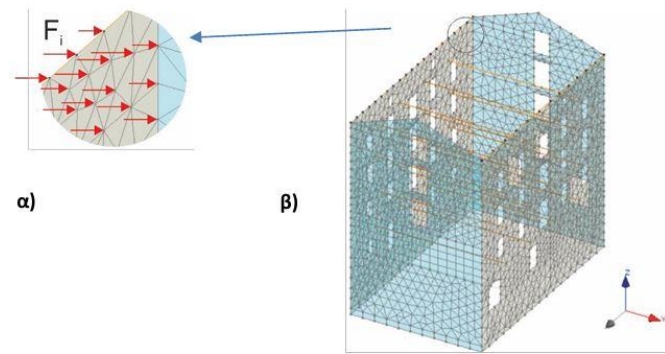
Από τις μεθόδους ανάλυσης που προτείνει το τελικό κείμενο εφαρμογής του ΚΑΔΕΤ, 2023 θα επικεντρωθούμε στην βασική μέθοδο για την σεισμική αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό σε όλα τα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία, που είναι η ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση (προκαταρτικός έλεγχος).

Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή θεωρούμε δυο εναλλακτικές κατανομές των οριζόντιων σεισμικών ωθήσεων καθ' ύψος του κτιρίου:

- α) την ανεστραμμένη τριγωνική.
- β) την ομοιόμορφη κατανομή.

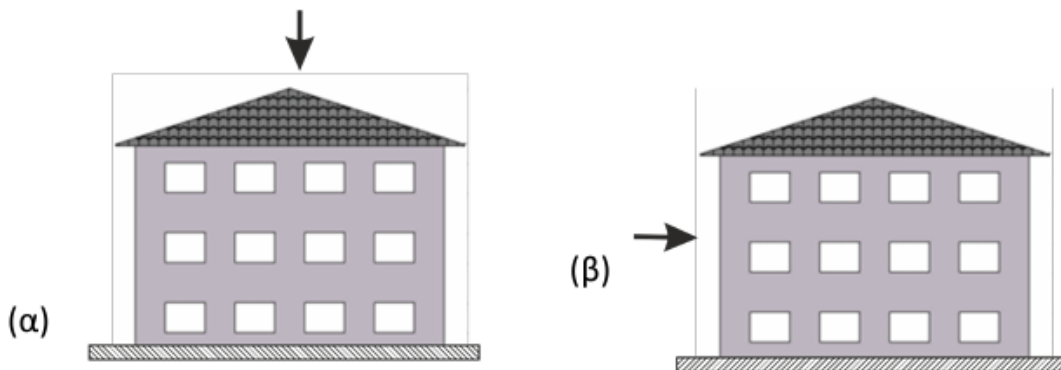
Στην περίπτωση κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία με ευπαράμορφα διαφράγματα, όπου η μάζα του κτιρίου θεωρείται συνεχώς κατανεμημένη καθ' ύψος και μήκος των τοίχων, οι κατανομές μπορούν να γίνουν είτε:

1. με την επιβολή επικόμβιων δυνάμεων στο πλέγμα των πεπερασμένων στοιχείων ανάλογες της επιμεριζόμενης μεταφορικής μάζας που αντιστοιχεί ανά κόμβο για διεύθυνση σεισμού Y (Σχήμα 3.1).



Σχήμα 3.1 α) κατανομή των σεισμικών φορτίων κατά την διεύθυνση Y, σε τμήμα που βρίσκεται σε κύκλο του κτιρίου β) προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων (ΚΑΔΕΤ, 2023)

2. με επιβολή της επιτάχυνσης της βαρύτητας κατά μήκος των αξόνων της σεισμικής διέγερσης, με την προϋπόθεση ότι οι μάζες από τα φορτία βαρύτητας είναι είτε κατανομημένα στους τοίχους είτε συγκεντρωμένα στις στάθμες των διαφραγμάτων (Σχήμα 3.2)



Σχήμα 3.2 (α) Ανάλυση για τα βαρυτικά φορτία για τον σεισμικό συνδυασμό (β) προσδιορισμός εσωτερικών δυνάμεων και μετατοπίσεων για ολική φασματική επιτάχυνση ίση με $1g$. Για την εκτίμηση των ελαστικών δυνάμεων λόγω σεισμού στον σεισμικό συνδυασμό, οι τιμές από την ανάλυση αυτής της περίπτωσης πολλαπλασιάζονται με τον σεισμικό συντελεστή $S_e(T)/g$ με ομοιόμορφη κατανομή καθ' ύψος του κτιρίου. Τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από αυτή την ανάλυση αφού πολλαπλασιασθούν περαιτέρω με το γινόμενο $C_m \cdot S_e$ μπορούν να συνδυασθούν με τα αποτελέσματα της συμβατικής ανάλυσης φορτίων βαρύτητας κατά τον σεισμικό συνδυασμό για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης διαρροής (ΚΑΔΕΤ, 2023).

3.6.1 Υπολογισμός ιδιοπεριόδου του κτιρίου με εμπειρικές εκφράσεις

Ο υπολογισμός της ιδιοπεριόδου του κτιρίου σχέση (3.1) γίνεται με προσεγγιστικές εμπειρικές εκφράσεις που προέρχονται από τον EC8-1, §4.3.3.2.2.

$$T_{1_{\max}} = C_t H^{3/4} \quad (3.1)$$

H = ύψος κτιρίου σε m, μετρούμενο από την θεμελίωση ή από την άνω επιφάνεια του άκαμπτου υπογείου, όπου από την σχέση (3.2):

$$C_t = 0.075 \sqrt{A_c} \geq 0.05 \quad (3.2)$$

A_c : είναι η συνολική δρώσα επιφάνεια των τοιχωμάτων στο ισόγειο του κτιρίου, σχέση (3.3), σε m^2 και ισούται με:

$$A_c = \Sigma[A_i(0.2 + (l_{wi}/H))^2] \quad (3.3)$$

A_i = η δρώσα επιφάνεια της διατομής του τοίχου στη θεωρούμενη κατεύθυνση στον πρώτο όροφο του κτιρίου, σε m^2 . Το l_{wi} είναι το μήκος του τοίχου i στον πρώτο όροφο σε διεύθυνση παράλληλη με την εφαρμοζόμενη φόρτιση, με τον περιορισμό ότι l_{wi} / H δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερο από 0.9 (ΚΑΔΕΤ, 2023).

3.6.2 Υπολογισμός της σεισμικής τέμνουσας βάσης από φασματική ανάλυση ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή λαμβάνοντας υπόψη την θεμελιώδη μεταφορική ιδιοπερίοδο

Ο υπολογισμός της σεισμικής τέμνουσας βάσης, γίνεται βάσει του Πίνακα 3.9.

Πίνακας 3.9 Πίνακας υπολογισμού σεισμικής τέμνουσας βάσης με κριτήριο ελέγχου τις δυνάμεις και τις παραμορφώσεις (ΚΑΔΕΤ, 2023)

Σεισμική τέμνουσα βάσης	
Κριτήριο ελέγχου οι δυνάμεις	Κριτήριο ελέγχου οι παραμορφώσεις
$Vel = C_m S_d(T) \left(\frac{W}{g}\right)$	$Vel = C_m S_e(T) \left(\frac{W}{g}\right)$
Η φασματική ολική επιτάχυνση $S_d(T)$ που αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T , όπως προκύπτει από το τροποποιημένο φάσμα (ΚΑΔΕΤ, 2022).	Η φασματική ολική επιτάχυνση $S_e(T)$ που αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T , όπως προκύπτει από το ελαστικό φάσμα (ΚΑΔΕΤ, 2022).
C_m : Συντελεστής δρώσας μάζας, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με: 1.0 για μονώροφα και δώροφα κτίρια, 0.8 για τρεις ή παραπάνω ορόφους	

Ο λόγος της αναμενόμενης μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης προς την αντίστοιχη που υπολογίζεται από την γραμμική ελαστική ανάλυση, d_{inel} / d_{el} μπορεί να λαμβάνεται από τις σχέσεις (3.4) & (3.5).

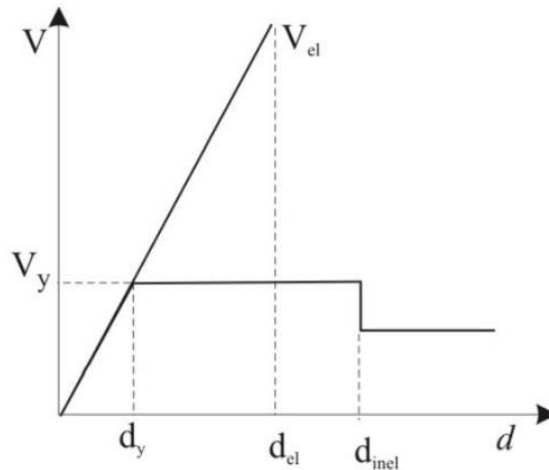
$$\frac{d_{inel}}{d_{el}} = 1 \quad T \geq T_c \quad (3.4)$$

$$\frac{d_{inel}}{d_{el}} = \frac{[(1.0+(R-1)\frac{T_c}{T})]}{R} \geq 1 \quad \text{για } T < T_c \quad (3.5)$$

Ο συντελεστής $R = \frac{V_{el}}{V_y}$ είναι ο λόγος της ελαστικής απαίτησης V_{el} προς την τέμνουσα που αντιστοιχεί στην οιονεί διαρροή του φορέα V_y

$$\frac{V_{el}}{V_y} = \frac{d_{el}}{d_y} \quad (3.6)$$

Γραφικά η παραπάνω σχέση (3.6) προκύπτει από ομοιότητα τριγώνων της γραφικής παράστασης V-d (Σχήμα 3.3).



Σχήμα 3.3 Διάγραμμα τέμνουσας σεισμικής βάσης-μετακίνησης (ΚΑΔΕΤ, 2023)

3.6.3 Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με την χρήση ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q (ΚΑΔΕΤ, 2023, §4.6.1)

Ο ενιαίος δείκτη συμπεριφοράς q', μπορεί να χρησιμοποιηθεί κατά την αποτίμηση αλλά και για τον ανασχεδιασμό στο σύνολο του κτιρίου. Για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού του κτιρίου, λαμβάνονται υπόψη οι διαφοροποιημένες τιμές q* ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας, που δίνονται στον παρακάτω Πίνακα 3.10, με τιμή αναφοράς q' την τιμή που ισχύει για στάθμη επιτελεστικότητας B (προστασία ζωής), η οποία αντιστοιχεί στις προβλέψεις και διατάξεις του ΕΚ 8-1, όπως αυτές ισχύουν για τον σχεδιασμό νέων κτιρίων (ΚΑΔΕΤ, 2023, §4.6.1).

Πίνακας 3.10 Τιμές του λόγου q^*/q' αναλόγως του στόχου επανελέγχου (ΚΑΔΕΤ, 2023).

Στάθμη επιτελεστικότητας		
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό (Α)	Προστασία ζωής (Β)	Αποφυγή κατάρρευσης (Γ)
0,6 πάντως δε $1,0 < q^* < 1,2$	1,0	1,4

Η ανηγμένη τιμή της τέμνουσας βάσης του κτιρίου υπό σεισμό δηλαδή ($a_{gR}: q^*$) για $T_B \leq T \leq T_C$, χωρίς τους συντελεστές γ_I, η, S και 2.5, κατά ΕΚ 8-1, δίδεται από τον Πίνακα 3.11 ο οποίος ισχύει τόσο για την αποτίμηση όσο και κατά τον ανασχεδιασμό, ανάλογα της στάθμης επιτελεστικότητας και την πιθανότητα υπερβάσεως.

Πίνακας 3.11 Τιμές του όρου $a_{gR}: q^*$ για την τέμνουσα βάσης που αντιστοιχεί σε στάθμη επιτελεστικότητας Β και πιθανότητα υπέρβασης 10% εντός της 50ετίας (ΚΑΔΕΤ, 2023)

ΠΙΘΑΝΟΤΗΤΑ ΥΠΕΡΒΑΣΕΩΣ ΕΝΤΟΣ ΤΗΣ 50 – ΕΤΙΑΣ	ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ		
	Περιορισμένες βλάβες (Α)	Σημαντικές βλάβες (Β)	Οιονεί κατάρρευση (Γ)
10 %	≈ 1,65	1,00	≈ 0,70
30 %	≈ 1,00	0,60	≈ 0,45

Για την αποτίμηση

Η περίοδος που κατασκευάστηκε ένα κτίριο και το εάν υπάρχουν βλάβες που οδηγούν σε μείωση της φέρουσας ικανότητας του κατά 25%, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη για την

επιλογή του συντελεστή q' κατά την αποτίμηση. Σε περίπτωση μη διαθέσιμων στοιχείων θα λαμβάνεται υπόψη οι τιμές του (Πίνακας 3.12).

Πίνακας 3.12 Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q' για την στάθμη επιτελεστικότητας Β (Σημαντικές Βλάβες) (ΚΑΔΕΤ, 2023)

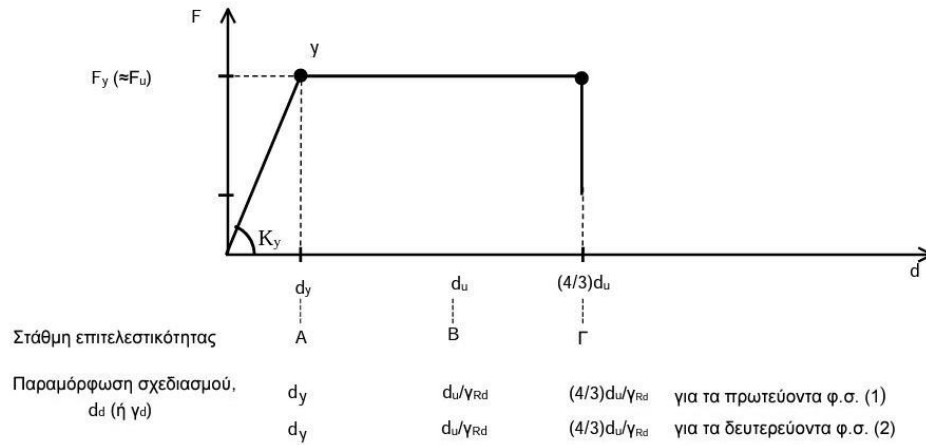
ΤΟΙΧΟΔΟΜΕΣ	ΟΥΣΙΩΔΕΙΣ ΒΛΑΒΕΣ (ΚΑΙ ΦΘΟΡΕΣ) ΣΕ ΠΡΩΤΕΥΟΝΤΑ ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	
	ΝΑΙ	ΟΧΙ
ΑΟΠΛΕΣ	1,20	1,50
ΔΙΑΖΩΜΑΤΙΚΕΣ ΜΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΖΩΜΑΤΑ ΜΟΝΟΝ	1,50	2,00
ΔΙΑΖΩΜΑΤΙΚΕΣ ΜΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΔΙΑΖΩΜΑΤΑ	2,00	2,50

3.6.4 Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με την χρήση τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m

Οι τοπικοί δείκτες πλαστιμότητας m μας δείχνουν την τοπική διαθέσιμη πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές των δομικών στοιχείων, με όρους παραμορφώσεων

$$m = d_d / d_y = \gamma_d / \gamma_y = \theta_d / \theta_y$$

και εξαρτώνται από την στάθμη επιτελεστικότητας. Έτσι από το σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς $F-d$ (Σχήμα 3.4) ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας έχουμε:



Σχήμα 3.4 Σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς F-d (ΚΑΔΕΤ, 2023)

Για στάθμη επιτελεστικότητας Α, για $d_d = d_y$, $m \cong 1$, με $\gamma_{Rd}=1$

Για στάθμη επιτελεστικότητας Β, για $d_d = d_u / \gamma_{Rd}$, $m \cong (d_u/\gamma_{Rd}) / d_y$

Για στάθμη επιτελεστικότητας Γ, για $d_d = (4/3) d_u / \gamma_{Rd}$, $m \cong ((4/3) d_u / \gamma_{Rd}) / d_y$

Οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} , είναι διαφορετικοί ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας, εάν αφορά πρωτεύοντα ή δευτερεύοντα στοιχεία και αν ο τρόπος αστοχίας είναι ψαθυρός ή πλαστικός (ΚΑΔΕΤ, 2023).

Κεφάλαιο 4

ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟ ΤΕΛΙΚΟ ΚΕΙΜΕΝΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΟΥ ΚΑΔΕΤ, 2023

4.1 ΚΑΘΟΛΙΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ

4.1.1 Φαινόμενα δευτέρας τάξεως.

Ο έλεγχος μεταθετότητας του κτιρίου λαμβάνεται υπόψη όταν υπάρχουν απαραμόρφωτα διαφράγματα και όταν δεν υπάρχουν τοίχοι επαρκούς πάχους. Για να μην ληφθεί υπόψη η μεταθετότητα του κτιρίου στη βάση του κατά την διεύθυνση εξέτασης του, θα πρέπει να ισχύουν οι σχέσεις (4.1) & (4.2):

$$h_{\text{tot}} \sqrt{\frac{N_{\text{sd}}}{\Sigma EI}} \leq 0.2 + 0.1n_{\text{για } 1 \leq n < 4} \quad (4.1)$$

$$h_{\text{tot}} \sqrt{\frac{N_{\text{sd}}}{\Sigma EI}} \leq 0.6_{\text{για } n \geq 4} \quad (4.2)$$

όπου h_{tot} : είναι το συνολικό ύψος του κτιρίου από την στέψη της θεμελίωσης, N_{sd} : είναι οι τιμές σχεδιασμού όλων των κατακόρυφων φορτίων στη βάση του κτιρίου, ΣEI : είναι το άθροισμα των δυσκαμψιών όλων των στοιχείων δυσκαμψίας κατά την θεωρούμενη διεύθυνση, n : είναι το πλήθος των ορόφων (ΚΑΔΕΤ, 2023).

4.1.2 Έλεγχος ανατροπής

Θα γίνεται έλεγχος έναντι των δυνάμεων ανατροπής που προκύπτουν από τα σεισμικά φορτία. Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται ως εξής:

4.1.2.1 Έλεγχος εκκεντρότητας (ΚΑΔΕΤ, 2023, § 5.8.3 (α))

Θα πρέπει ο λόγος της ροπής ανατροπής M_{Ed} που προκαλεί ο σεισμός, προς το ίδιο βάρος του κτιρίου N_{Ed} που προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό $G + \psi_2 Q$ κατά την διεύθυνση

x και κατά την διεύθυνση y και ορίζει αντίστοιχα την εκκεντρότητα e_x και e_y να ικανοποιούν τις σχέσεις (4.3) & (4.4), όπου L_x , L_y , οι διαστάσεις του κτιρίου κατά τις κύριες διευθύνσεις x και y αντίστοιχα :

$$e_x \leq e_{\text{lim}, x} = 1/6 L_x \quad (4.3)$$

$$e_y \leq e_{\text{lim}, y} = 1/6 L_y \quad (4.4)$$

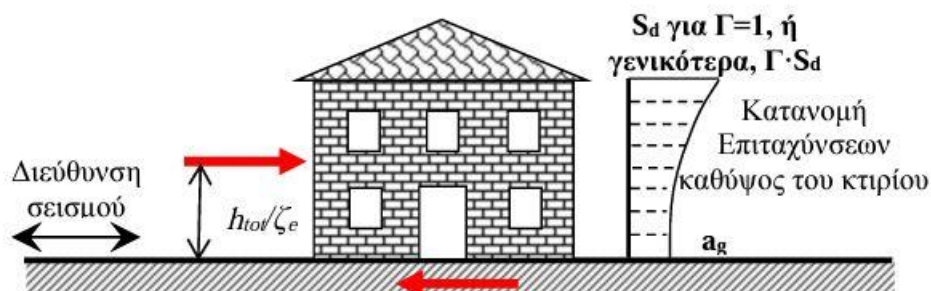
Αν ικανοποιούνται οι σχέσεις (4.5) & (4.6), τότε θα πρέπει να εξασφαλίζεται ότι τα θλιβόμενα τμήματα των τοίχων είναι ικανά να αναλάβουν το σύνολο των οριζόντιων και κατακόρυφων φορτίων (ΚΑΔΕΤ, 2023).

$$1/6 L_x < e_x \leq 0.5 L_x \quad (4.5)$$

$$1/6 L_y < e_y \leq 0.5 L_y \quad (4.6)$$

4.1.2.2 Έλεγχος αποφυγής αδρανούς περιοχής (ΚΑΔΕΤ, 2023, §5.8.3 (β))

Για την αποφυγή περιοχής στην κάτοψη όπου αναπτύσσονται ορθές εφελκυστικές τάσεις υπό τον σεισμικό συνδυασμό (αδρανή περιοχή) θα πρέπει να ικανοποιείται η σχέση (4.7).



Σχήμα 4.1 Κατανομή πραγματικών σεισμικών επιταχύνσεων καθ ύψος του κτιρίου τη στιγμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης και ορισμός μοχλοβραχίονα της ροπής ανατροπής (ΚΑΔΕΤ, 2023)

$$\frac{S_d(T)}{g} \leq \frac{\zeta_e \Omega_w}{C_m n S h_{tot}} \left[\frac{f_{tm}}{N_{Ed}} + \frac{1}{A_w} \right] \quad (4.7)$$

C_m : συντελεστής δρώσας μάζας. $C_m = 1$, για μονώροφα και διώροφα κτίρια, $C_m = 0.8$ για τρείς ή παραπάνω ορόφους.

ζ_e : Συντελεστής σχήματος κατανομής οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων, $\zeta = 2$ για ομοιόμορφη κατανομή, $\zeta = 1.5$ για ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή (Σχήμα 4.1).

$S_d(T)/g$: Η ανηγμένη φασματικής ολικής επιτάχυνσης που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού (κατά τον EC 8-1 §3.2.2.2), για τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T του κτιρίου (g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας).

Ω_w : Η ροπή αντίστασης της κάτοψης του δομήματος περί τον άξονα κάμψης στον οποίο αναπτύσσεται η ροπή ανατροπής

A_w : Συνολικό εμβαδόν φερόντων τοίχων στη στάθμη ελέγχου n : συντελεστής εξαρτώμενος από την απόσβεση (κατά τον EC §3.2.2.2) = 1.

H : το ύψος του κτιρίου.

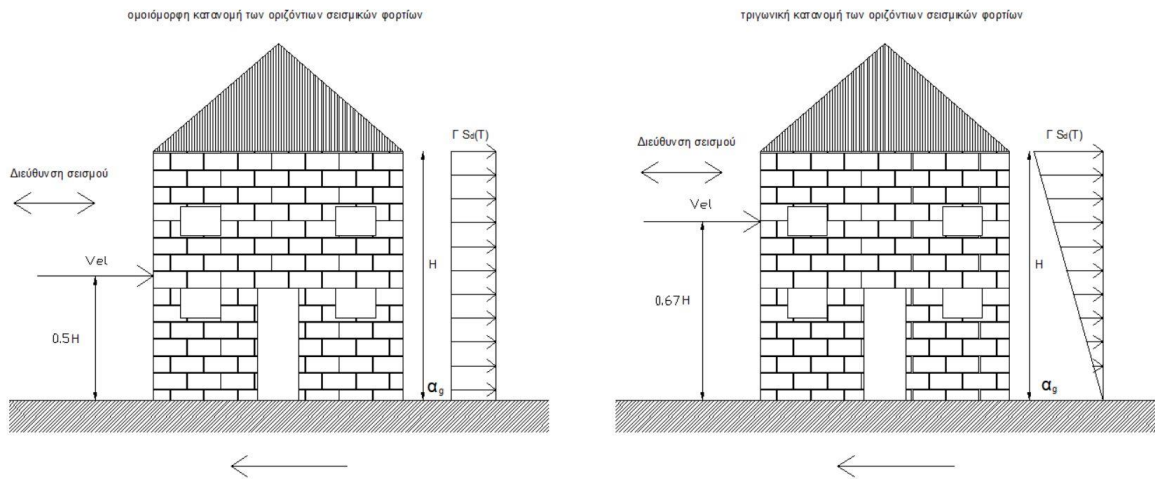
n : συντελεστής εξαρτώμενος από την απόσβεση.

S : Συντελεστής που εξαρτάται από το έδαφος.

f_{tm} : Η χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ, 2023).

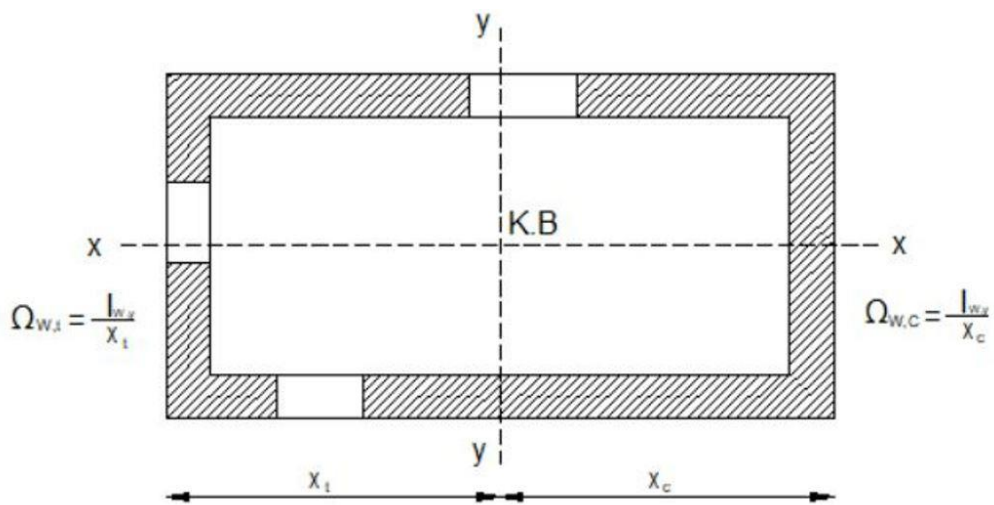
4.1.2.3 Έλεγχος μέγιστης ορθής θλιπτικής τάσης στο περισσότερο θλιβόμενο άκρο της κάτοψης στην στάθμη ελέγχου (ΚΑΔΕΤ, 2023, §5.8.3 (γ))

Προσδιορίζουμε πρώτα την ροπή ανατροπής M_{Ed} ως το γινόμενο της τέμνουσας βάσης (V_{el}) επί την απόσταση από το σημείο δράσης της συνισταμένης οριζόντιας σεισμικής δύναμης μέχρι την στάθμη ελέγχου. Η απόσταση αυτή είναι: α) 0.5 H , για ομοιόμορφη κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων, β) 0.67 H , για ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή (Σχήμα 4.2).



Σχήμα 4.2 Ομοιόμορφη και ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων και ορισμός του μοχλοβραχίονα της ροπής ανατροπής (ΚΑΔΕΤ, 2023).

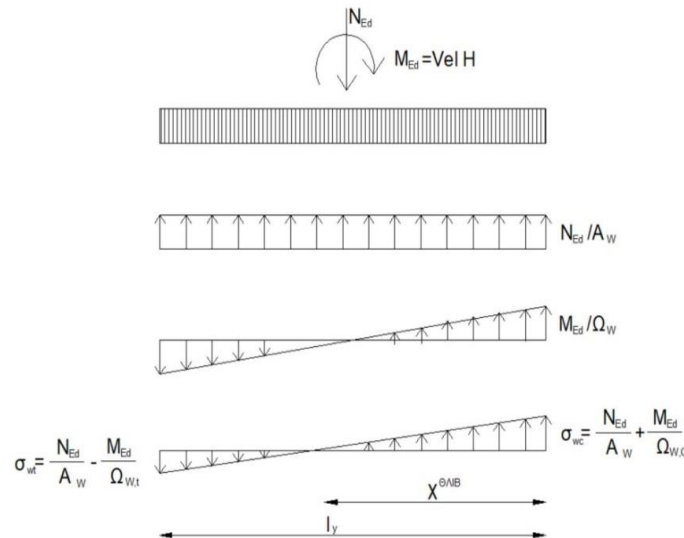
Υπολογίζουμε την ροπή αντίστασης της κάτοψης του δομήματος περί τον άξονα κάμψης στον οποίο αναπτύσσεται η ροπή ανατροπής, αφού πρώτα προσδιορίσουμε το κέντρο βάρους της κάτοψης βάσει των φερόντων τοίχων και την ροπή αδράνειας I_{wy} της διατομής στην στάθμη του ισογείου της κάτοψης περί τον άξονα y (Σχήμα 4.3).



Σχήμα 4.3 Ορισμός ροπής αντίστασης στην κάτοψη (ΚΑΔΕΤ, 2023)

Τέλος, υπολογίζουμε την μέγιστη θλιπτική τάση στο περισσότερο θλιβόμενο άκρο (Σχήμα 4.4), βάσει της σχέσης (4.8), η οποία δεν θα πρέπει να υπερβαίνει τόσο την οιονει χαρακτηριστική μέση θλιπτική τιμή αντοχής της τοιχοποιίας όσο και του υπερκείμενου εδάφους.

$$\sigma_{wc} = \frac{N_{Ed}}{A_w} + \frac{M_{Ed}}{\Omega_{w,c}} \quad (4.8)$$



Σχήμα 4.4 Ορισμός ορθών τάσεων στην βάση του κτιρίου (ΚΑΔΕΤ, 2023)

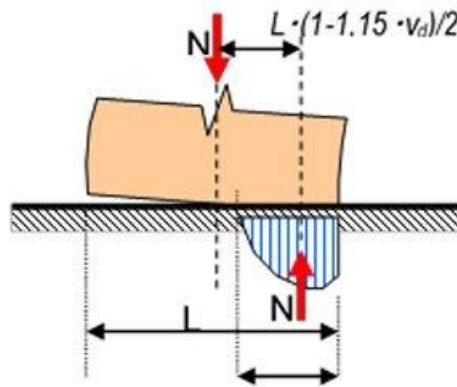
4.2 ΈΛΕΓΧΟΙ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

Εφόσον στην παρούσα εργασία εφαρμόζεται η ισοδύναμη ελαστική στατική ανάλυση, το κριτήριο ελέγχου τόσο στην εντός όσο και στην εκτός επιπέδου σεισμική δράση είναι είτε τα εντατικά μεγέθη σε όρους δυνάμεων (χρήση δείκτη συμπεριφοράς q και τροποποιημένου φάσματος $S_d(T)$), είτε οι παραμορφώσεις με χρήση του ελαστικού φάσματος $S_e(T)$ (ΚΑΔΕΤ, 2023).

4.2.1 Έλεγχος εντός επιπέδου κάμψη σε δομικά στοιχεία υποβαλλόμενα σε κατακόρυφη αξονική δύναμη και εντός επιπέδου τέμνουσα (με όρους δυνάμεων)

Η ροπή αντίστασης M_{Rd} του δομικού στοιχείου δίδεται από την σχέση (4.9):

$$M_{Rd} = \frac{N_{sd} L}{2} (1 - 1.15v_{sd}) \quad (4.9)$$



Σχήμα 4.5 Ορισμός εσωτερικής ροπής σε εντός επιπέδου κάμψη στοιχείου (ΚΑΔΕΤ, 2023)

Το ανηγμένο αξονικό φορτίο δίδεται από την σχέση (4.10):

$$v_{sd} = \frac{N_{sd}}{L t f_d} \quad (4.10)$$

N_{sd} = αξονικό φορτίο του τοίχου για τον σεισμικό συνδυασμό, L = οριζόντια εντός επιπέδου διάσταση του τοίχου v_{sd} = ανοιγμένο αξονικό φορτίο.

Η ροπή M_{Ed} των δράσεων που εφαρμόζονται στο δομικό στοιχείο και προκύπτει από την στατική επίλυση του φορέα. Πρέπει $M_{Rd} \geq M_{Ed}$ (ΚΑΔΕΤ, 2023).

4.2.2 Ικανοτική τέμνουσα V_f

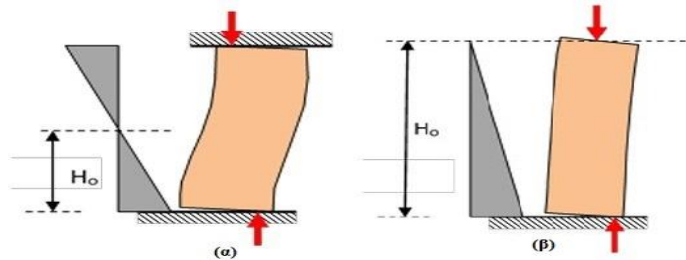
Η αντοχή σε κάμψη της τοιχοποιίας λόγω οριζόντιας σχετικής μετάθεσης των άκρων του τοίχου στην κρίσιμη διατομή θα πρέπει να εξισορροπηθεί με μία τέμνουσα δύναμη που δρα στο διατμητικό μήκος H_o που ονομάζεται ικανοτική τέμνουσα, σχέση (4.11)

$$V_f = \frac{L N}{2H_o} (1 - 1.15v_{sd}) \quad (4.11)$$

H_o = η απόσταση μεταξύ της διατομής στην οποία αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή και του σημείου μηδενισμού των ροπών.

Η οριζόντια σχετική μετάθεση των άκρων του τοίχου εξαρτάται από το εάν υπάρχει ή όχι άκαμπτο διάφραγμα (Σχήμα 4.6).

Η ικανοτική τέμνουσα V_f , συγκρίνεται με την δρώσα τέμνουσα V_{Ed} , για την υπέρβαση του ελαστικού ορίου (ΚΑΔΕΤ, 2023).



Σχήμα 4.6 Προσδιορισμός του διατμητικού ύψους H_o σε άκαμπτά (α) και μη άκαμπτα (β) διαφράγματα (ΚΑΔΕΤ, 2023).

4.2.3 Διατμητική αντοχή V_v

Η διατμητική αντοχή ενός τοίχου δίνεται από την σχέση (4.12) μέσω της σχέσης (4.13)

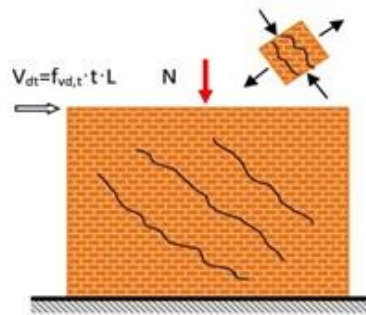
$$V_v = f_{vd} \cdot L' \cdot t \quad (4.12)$$

$$f_{vd} = f_{vm0} + \frac{0.4N_{sd}}{L't} \leq 0.065f_{bc} \quad (4.13)$$

L = μήκος θλιβόμενης περιοχής του τοίχου, t = πάχος του τοίχου, f_{vd} = αντιπροσωπευτική τιμή διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας, f_{vm0} = διατμητική αντοχή απουσία κατακόρυφου φορτίου, f_{bc} = η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος.

Όταν η άοπλη τοιχοποιία είναι δίστρωτη και υποβάλλεται σε ταυτόχρονη δράση κατακόρυφης αξονικής φόρτισης και τέμνουσας τότε αστοχεί με ένα από τους παρακάτω τρόπους:

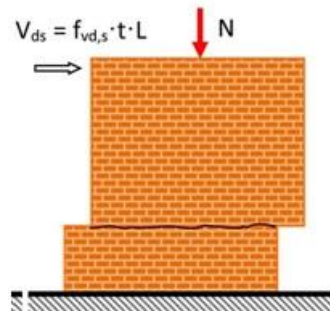
1. « Με την εμφάνιση λοξών ρωγμών (κατά την μία ή και κατά τις δυο διαγώνιους της τοιχοποιίας), (Σχήμα 4.7)
2. λόγω θλιπτικής αστοχίας του διαγώνιου θλιπτήρα υπό ταυτόχρονο εγκάρσιο εφελκυσμό, (Σχήμα 4.7)
3. με ολίσθηση κατά μήκος των οριζοντίων αρμών (Σχήμα 4.8)» (ΚΑΔΕΤ, 2023, §7.2)



Σχήμα 4.7 Διαγώνια εφελκυστική αστοχία (ΚΑΔΕΤ, 2023)

Η διατμητική αντοχή λόγω λοξής ρηγμάτωσης δίδεται από την σχέση (4.14):

$$f_{v,d,t} = \left[\left(-f_{wt,d} - \frac{v_d f_d}{2} \right)^2 - \left(\frac{v_d f_d}{2} \right)^2 \right]^{1/2} = \sqrt{f_{wt,d}(f_{wt,d} + v_d f_d)} \quad (4.14)$$



Σχήμα 4.8 Ολίσθηση κατά μήκος οριζόντιου αρμού (ΚΑΔΕΤ, 2023).

Η διατμητική αντίσταση της τοιχοποιίας που σχετίζεται με την ολίσθηση των οριζόντιων αρμών (Σχήμα 4.8) δίδεται από την σχέση (4.15), (4.16):

$$V_{vd,s} = f_{vd,s} \cdot L' \cdot t \quad (4.15)$$

$$f_{vd,s} = f_{vm0} + \mu \cdot (V_d \cdot f_d) \quad (4.16)$$

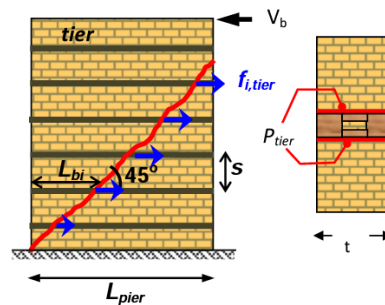
t = το πάχος του τοίχου,

L' = το μήκος της θλιβόμενης περιοχής του τοίχου

Κατά τον έλεγχο επάρκειας με όρους **εντατικών μεγεθών**, θα πρέπει:

$V_d < \min\{V_{vd,t}, V_{vd,s}\}$, όπου V_d η τέμνουσα σχεδιασμού (ΚΑΔΕΤ, 2023).

4.2.4 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας λόγω οριζόντιων ξύλινων στοιχείων



Σχήμα 4.9 Η συμβολή των οριζόντιων ξύλινων στοιχείων (ΚΑΔΕΤ, 2023)

Κάθε ξύλινο στοιχείο το οποίο τέμνεται από μία ιδεατή ρωγμή με κλίση ίση με 45° (Σχήμα 4.9) συμβάλλει στην διατμητική αντίσταση του τοίχου κατά V_{tier} , σχέση (4.17):

$$V_{tier} = u_{b,tier} \cdot p_{tier} \cdot L_{bt} \quad (4.17)$$

$u_{b, tier}$ = είναι η τάση συνάφειας μεταξύ του ξύλινου διαζώματος και της άοπλης φέρουσας τοιχοποιίας,

p_{tier} : είναι η περίμετρος επαφής μεταξύ του ξύλινου διαζώματος και της άοπλης φέρουσας τοιχοποιίας

$L_{b,t}$: είναι το ελάχιστο μήκος επαφής του ξύλινου στοιχείου με την τοιχοποιία μετρούμενο αριστερά ή δεξιά του επιπέδου της διαγώνιας ρωγμής

«Η φέρουσα ικανότητα έναντι τέμνουσας στοιχείου τοιχοποιίας που διαθέτει ξυλοδεσιές μπορεί να υπολογίζεται ως άθροισμα της συνεισφοράς της άοπλης τοιχοποιίας V_f και της συνεισφοράς των ξύλινων στοιχείων V_{tier} » (ΚΑΔΕΤ, 2023).

4.2.5 Έλεγχος σε τέμνουσα ή σε κάμψη δομικού στοιχείου σε εντός επιπέδου δράση (σε όρους παραμορφώσεων)

- Εάν $V_v \leq V_f$ τότε το δομικό στοιχείο ελέγχεται σε **τέμνουσα** με **όρους παραμορφώσεων** (ΚΑΔΕΤ, 2023, §7.2.3).

Για εντός επιπέδου κάμψη ή διάτμηση, $\theta_y = 0.0015$ (ΚΑΔΕΤ, 2023, §7.1.2.2).

Για πρωτεύοντα δομικά στοιχεία, $\theta_u = 0.004$ (ΚΑΔΕΤ, 2023, §7.4.1).

Για δευτερεύοντα δομικά στοιχεία, $d_u = 0.006$ (ΚΑΔΕΤ, 2023, §7.4.1).

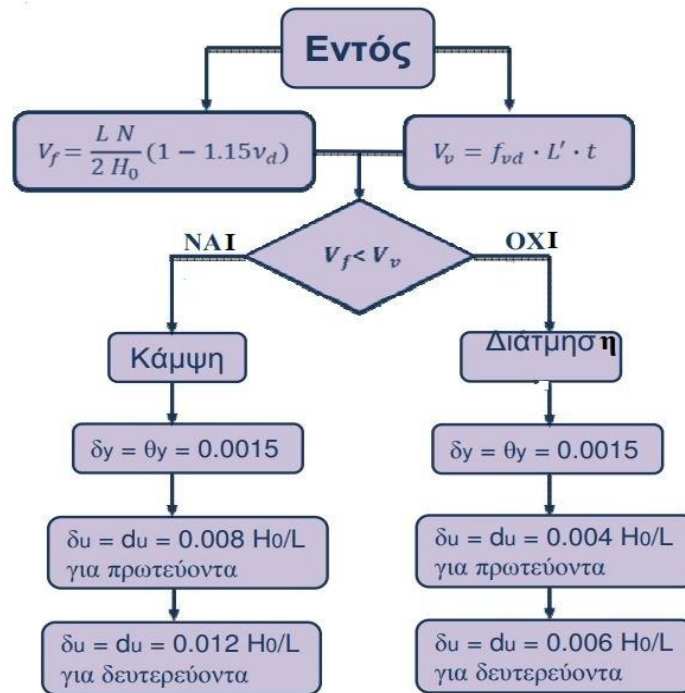
- Εάν $V_f < V_v$ τότε το δομικό στοιχείο ελέγχεται σε **κάμψη** με **όρους παραμορφώσεων** (ΚΑΔΕΤ, 2023, §7.2.3).

Για εντός επιπέδου διάτμηση, $\theta_y = 0.0015$ (ΚΑΔΕΤ, 2023, §7.1.2.2).

Για πρωτεύοντα δομικά στοιχεία, $d_u = 0.008 H_o / L$ (ΚΑΔΕΤ, 2023, §7.4.1).

Για δευτερεύοντα δομικά στοιχεία, $d_u = 0.012 H_o / L$ (ΚΑΔΕΤ, 2023, §7.4.1).

Έτσι προκύπτει το παρακάτω διάγραμμα ροής (Σχήμα 4.10), για έλεγχο σε τέμνουσα ή κάμψη στην εντός επιπέδου δράση (ΚΑΔΕΤ, 2023).



Σχήμα 4.10 Διάγραμμα ροής ελέγχων σε εντός επιπέδου δράση (Δρίτσος και Βασιλειάδη , 2018)

4.3 ΈΛΕΓΧΟΙ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

4.3.1 Έλεγχος σε εκτός επιπέδου κάμψη

Οι εγκάρσιοι τοίχοι σε κτίρια με ευπαραμόρφωτα διαφράγματα, ελέγχονται σε εκτός επιπέδου κάμψη υπό ομοιόμορφα οριζόντιο καταναμημένο φορτίο w_{Ed} , σχέση (4.18) όπου, $S_e(T_c)$ = η φασματική επιτάχυνση, B = το ίδιο βάρος ανά μονάδα επιφάνειας του τοίχου (σε kN/m^2), C_m = συντελεστής δρώσας μάζας.

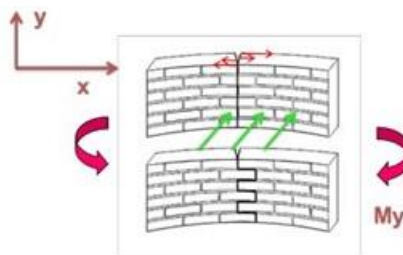
$$w_{Ed} = S_e(T_c) \cdot B \cdot C_m/g \quad (4.18)$$

Στον έλεγχο σε εκτός επιπέδου κάμψη λαμβάνεται υπόψη και οι δυνάμεις που ασκούνται κάθετα προς τον τοίχο στην στάθμη του πατώματος και το μέγεθος του δίνεται από την σχέση (4.19), M_{di} = η επιμεριζόμενη μάζα του οριζόντιου διαφράγματος (ΚΑΔΕΤ, 2023).

$$F_{Ed} = S_e(T_c) \cdot C_m \cdot M_{di} \quad (4.19)$$

4.3.1.1 Εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα (με όρους δυνάμεων)

Όταν το επίπεδο αστοχίας της διατομής είναι κάθετο στους οριζόντιους αρμούς (Σχήμα 4.11).



Σχήμα 4.11 Εκτός επιπέδου ροπή κάμψης με επίπεδο αστοχίας κάθετο στους οριζόντιους αρμούς (ΚΑΔΕΤ, 2023)

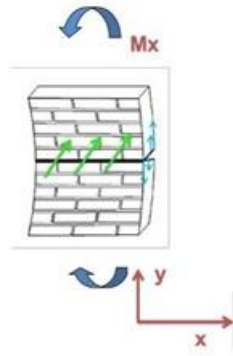
Τότε η ροπή κάμψης που μπορεί να αναλάβει η κρίσιμη διατομή δίνεται από την σχέση (4.20):

$$M_{Rd2,0} = \frac{1}{6} \cdot f_{wt,d} \cdot t^2 \cdot l \quad (4.20)$$

$f_{wt,d}$ = η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας, t = πάχος καμπτόμενης διατομής, l = ύψος του τοίχου. Θα πρέπει $M_y \leq M_{Rd2,0}$ (ΚΑΔΕΤ, 2023).

4.3.1.2 Εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα (με όρους δυνάμεων)

Όταν το επίπεδο αστοχίας της διατομής είναι παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς (Σχήμα 4.12).



Σχήμα 4.12 Εκτός επιπέδου ροπή κάμψης με επίπεδο αστοχίας παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς (ΚΑΔΕΤ, 2023)

Τότε η ροπή κάμψης που μπορεί να αναλάβει η κρίσιμη διατομή δίνεται από την σχέση (4.21):

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot l \cdot t_w^2 \cdot \sigma_o \cdot \left(1 - \frac{\sigma_o}{f_d}\right) \quad (4.21)$$

σ_o = η μέση θλιπτική τάση της τοιχοποιίας λόγω αξονικής δράσης στη διατομή ελέγχου

l = το μήκος της διατομής, t_w = πάχος διατομής, f_b = η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας.

Θα πρέπει $M_x \leq M_{Rd1,o}$ (ΚΑΔΕΤ, 2023).

4.3.1.3 Έλεγχος τοίχων στην εκτός επιπέδου κάμψη, πάνω στους οποίους στηρίζονται και δοκοί πατωμάτων (με όρους δυνάμεων)

Όταν σε τοίχο που ελέγχεται σε εκτός επιπέδου κάμψη στηρίζονται και δοκοί πατωμάτων, για την εκτίμηση των μεγεθών ελέγχου θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι συγκεντρωμένες δράσεις, F_{Ed} , που ασκούν αυτές οι δοκοί καθώς μεταφέρουν τις αδρανειακές δυνάμεις των επιμεριζόμενων σε αυτές μάζες των πατωμάτων, σχέση (4.22):

όπου $A_{L,w}$ η επιφάνεια του τοίχου καθέτως προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης $\lambda = 2$

$$F_{Ed,tot} = \lambda \cdot (w_{Ed} \cdot A_{L,w} + F_{Ed}) \quad (4.22)$$

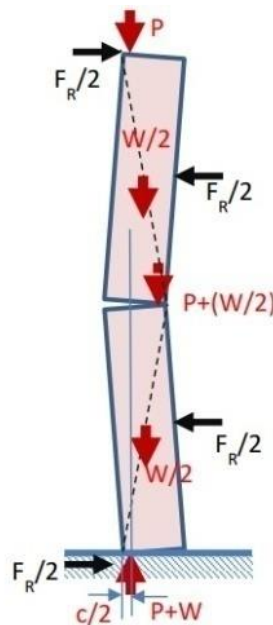
για τοίχο με συνθήκες πάκτωσης πάνω και κάτω, ή αριστερά και δεξιά και $\lambda = 1$ για όλες τις άλλες περιπτώσεις.

Αντί του F_{Ed} στην σχέση (4.22), μπορεί να χρησιμοποιηθεί το κατακόρυφο αξονικό φορτίο N που προκύπτει από την ανάλυση του σεισμικού συνδυασμού $G + 0.3 Q$ κατόπιν αναγωγής προς την επιτάχυνση της βαρύτητας (g) πολλαπλασιαζόμενο με την σεισμική επιτάχυνση (ΚΑΔΕΤ, 2023).

4.3.2 Έλεγχος ανατροπής σε εκτός επιπέδου κάμψη.

Η αντοχή F_{Rd} του στοιχείου έναντι ανατροπής (Σχήμα 4.13), δίδεται από την σχέση (4.23):

$$F_R = \lambda \cdot W \cdot (1 + \Psi) \cdot tw/Ho \quad (4.23)$$



Σχήμα 4.13 Αντοχή ανατροπής πεσσού, F_R , σε εκτός επιπέδου αστοχία (ΚΑΔΕΤ, 2023).

Όπου $\Psi = 2 P/W$. Πρέπει $F_y < F_R$ (ΚΑΔΕΤ, 2023).

4.3.3 Εκτός επιπέδου διατμητική αντοχή (με όρους δυνάμεων)

4.4.3.1 Η ικανοτική τέμνουσα F_y και F_x έναντι εκτός επιπέδου κάμψη.

Η ικανοτική τέμνουσα σε εκτός επιπέδου κάμψη υπολογίζεται από τον λόγο της αντίστοιχης ροπής κάμψης περί τον κατακόρυφο και τον οριζόντιο άξονα δια το μήκος διάτμησης του τοίχου. Άρα, θα έχουμε:

Ικανοτική τέμνουσα περί τον κατακόρυφο άξονα: $F_x = M_{Rd2} / H_o$.

Ικανοτική τέμνουσα περί τον οριζόντιο άξονα: $F_y = M_{Rd1} / H_o$

όπου H_o η απόσταση από την κρίσιμη διατομή όπου αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή μέχρι το σημείο μηδενισμού της ροπής (ΚΑΔΕΤ, 2023).

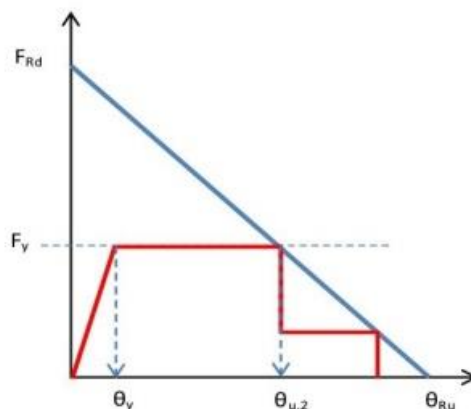
4.3.4 Έλεγχος σε εκτός επιπέδου κάμψη και τέμνουσα, (με όρους παραμορφώσεων)

4.3.4.1 Η στροφή διαρροής θ_y - στροφή ανατροπής $\theta_{R,u}$.

Η στροφή που αντιστοιχεί στο στάδιο της «οιονεί διαρροής» επιφανειακών στοιχείων από φέρουσα τοιχοποιία, θ_y , είναι η μέση ανηγμένη απόκλιση μεταξύ του παραμορφωμένου στοιχείου και της χορδής του κατά την έναρξη της ρηγμάτωσης. Για εκτός επιπέδου κάμψη, η στροφή χορδής «διαρροής», θ_y , μπορεί να λαμβάνεται ως 0.0020 (ΚΑΔΕΤ, 2023, §7.4.2). Η στροφή ανατροπής τμήματος τοίχου που κάμπτεται περί άξονα, λαμβάνεται από την σχέση $\theta_{R,u} = t / H_o$, t = πάχος τοίχου, H_o = η απόσταση του σημείου μέγιστης μετακίνησης από την ακμή αστοχίας

4.3.4.2 Ικανότητα παραμόρφωσης θ_u

Η διαθέσιμη ικανότητα παραμόρφωσης θ_u προκύπτει από το διάγραμμα (F- θ), από το σημείο τομής της περιβάλλουσας ευθείας που ορίζουν τα σημεία (F_{Rd} , $\theta_{R,u}$), με την ευθεία F_y .



Σχήμα 4.14 Ορισμός των σημείων περιβάλλουσας αντοχής τοίχου σε εκτός επιπέδου αστοχία (ΚΑΔΕΤ, 2023).

Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων γίνεται χρήση των ακόλουθων τιμών:

α) Για τοίχο που ελέγχεται από κάμψη στην εκτός επιπέδου δράση, η διαθέσιμη ικανότητα παραμόρφωσης θ_u δίδεται από την σχέση $\theta_u = \min\{\theta_{u1}, \theta_{u2}\}$, όπου $\theta_{u1} = 0.003 H_0 / t$, $\theta_{u2} = \theta_{R,u} (1 - F_y / F_{Rd})$

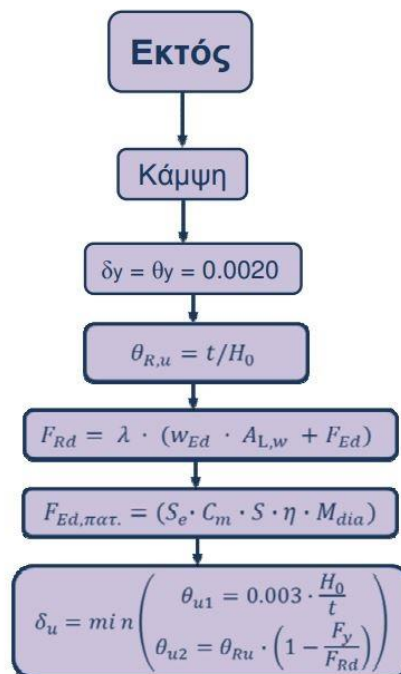
β) Για ορόφους όπου υπάρχουν άκαμπτα διαφράγματα, ελέγχονται από τέμνουσα. Τότε η σχετική οριζόντια μετακίνηση ορόφου = [(μετακίνηση οροφής-μετακίνηση βάσης) / (ύψος του κτιρίου)] %, εξαρτάται από το τρόπο δόμησης της τοιχοποιίας και παίρνει τις τιμές:

- i) 0.7% για τοιχοποιία με συμπαγής πλίνθους
- ii) 0.45% για τοιχοποιία με διάτρητους πλίνθους
- iii) 0.6% για τοιχοποιία από αργολιθοδομή.

Ακολουθεί το συγκεντρωτικό διάγραμμα ροής για τους ελέγχους εκτός επιπέδου (ΚΑΔΕΤ, 2023).

4.3.4.3 Διάγραμμα ροής ελέγχων εκτός επιπέδου

Ακολουθεί το διάγραμμα ροής για τους ελέγχους εκτός επιπέδου (Σχήμα 4.15).

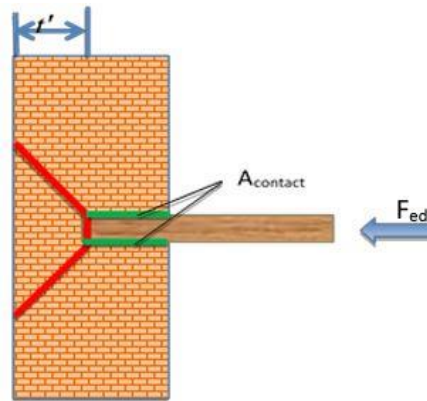


Σχήμα 4.15 Διάγραμμα ροής ελέγχων σε εκτός επιπέδου δράση (Δρίτσος και Βασιλειάδη, 2018)

4.3.5 Τοπικοί έλεγχοι

4.3.5.1 Έλεγχος σε διάτρηση (ΚΑΔΕΤ, 2023, §9.3.3.1)

Σε περίπτωση μη άκαμπτου διαφράγματος, γίνεται έλεγχος σε σημεία στήριξης διαδοκίδων σε εσοχές των φερόντων τοίχων, Σχήμα 4.16.



Σχήμα 4.16 Κρίσιμη επιφάνεια διάτρησης (ΚΑΔΕΤ, 2023)

Η σχέση (4.24) μας δείχνει, τότε ικανοποιείται ο έλεγχος σε συγκεντρωμένες δυνάμεις.

$$F_{ed} \leq R_d + \mu \cdot \sigma_d \cdot A_{contact} \quad (4.24)$$

Όπου R_d η αντίσταση σε διάτρηση του τοίχου, όπου για την αργολιθοδομή αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία λαμβάνεται από την σχέση (4.25).

$$R_d = (0.1 \cdot f_d) \cdot \pi \cdot t^2 \cdot \sqrt{2} \quad (4.25)$$

Ο συντελεστής τριβής αντίστοιχα λαμβάνει τιμή $\mu = 0.4$, σ_d είναι η μέση ορθή τάση που δρα κάθετα στην επιφάνεια ολίσθησης για τον σεισμικό συνδυασμό. $A_{contact}$ = η επιφάνεια επαφής κατά μήκος της έδρασης.

4.3.5.2 Έλεγχος έναντι αποκόλλησης (ΚΑΔΕΤ, 2023, §9.3.3.2)

Όταν δεν υπάρχει διαφραγματική λειτουργία απαιτείται έλεγχος αποκόλλησης έναντι ορθού εφελκυσμού σε συνδυασμό με ροπές κάμψης εκτός επιπέδου, κατά μήκος των

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

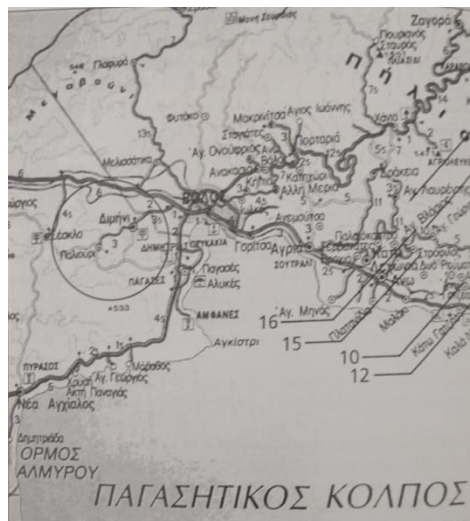
κατακόρυφων ακμών στις γωνίες της περιμέτρου του δομήματος. Η δύναμη σχεδιασμού S_d , προκύπτει από ισορροπία με την δύναμη $F_{Ed,tot}$ της σχέσης (4.22). Το R_d είναι η αντίσταση σε κάμψη σε συνδυασμό με ορθό εφελκυσμό. Πρέπει: $S_d \leq R_d$

Κεφάλαιο 5

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΑΙ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ ΔΙΩΡΟΦΗΣ ΠΕΤΡΟΚΤΙΣΤΗΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΗΣ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

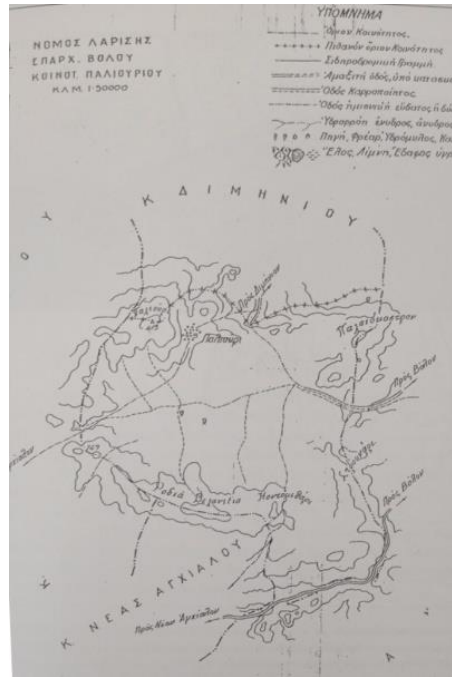
5.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΜΕΛΕΤΗΣ.

Ο οικισμός Παλιούρι του Δήμου Αισωνίας βρίσκεται σε υψόμετρο 230 m και απέχει περίπου 10 χιλιόμετρα δυτικά νοτιοδυτικά του Βόλου και 3 χιλιόμετρα νοτιοδυτικά από τον οικισμό Διμήνη (Σχήμα 5.1).



Σχήμα 5.1 Απόσπασμα χάρτη της ευρύτερης περιοχής του Βόλου (Σακαβάλας, 2006)

Είναι ένα πετρόκτιστο χωριό, κτισμένο εδώ και 200 περίπου χρόνια, σε ένα μικρό οροπέδιο που σχηματίζουν τα υψώματα Άγιος Νικόλαος (Παλιούρι), Καλοεράκι και Πετρομέλισσο, πάνω στον δρόμο Παλιουριώστρατα που συνέδεε τον Βόλο με την Ν. Αγχίαλο και τον κάμπο (Σχήμα 5.2) (Σακαβάλας, 2006).



Σχήμα 5.2 Χάρτης της ευρύτερης περιοχής του οικισμού Παλιούρι (Σακαβάλας, 2006).

5.2 ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΜΕΛΕΤΗΣ.

Πριν το έτος 1800 δημιουργήθηκε ο οικισμός Παλιούρι, από οικογένειες κτηματιών της Μακρινίτσας αλλά και από αγρεργάτες, κτηνοτρόφους και κτηματίες που εγκαταστάθηκαν μόνιμα στην περιοχή. Ο οικισμός κατά την πρώτη οικιστική του φάση (18^{ος}-19^{ος} αιώνας), πιθανόν να αναπτύχθηκε γύρο από τον πύργο των Αξελαίων, λόγω της διάταξης των παλαιότερων κτισμάτων του οικισμού. Ο πύργος αυτός είναι ένα κτίριο της μεταβυζαντινής περιόδου, των πρώτων μετά την άλωση της Πόλης αιώνων ή ένα βυζαντινός πύργος του μεσαίωνα που είχε αμυντικό και επιθετικό χαρακτήρα, που χρησιμοποιήθηκε σαν κατοικία, χρονολογείται στον 17^ο αιώνα ή και παλαιότερα (Σακαβάλας, 2009).

Το χωριό αναπτύχθηκε από το 19^ο αιώνα μέχρι τα μέσα του 20^{ου} αιώνα, ενώ πήρε την τελική του μορφή περί τα τέλη του 19^{ου} αιώνα. Την περίοδο της Κατοχής ήταν ένα εύπορο χωριό διότι οι κάτοικοι διέθεταν τα απαραίτητα τρόφιμα για τους ίδιους και τις οικογένειες τους, ενώ σημαντική ήταν η γενναιόδωρη προσφορά τους προς τους απελπισμένους Βολιώτες που υπέφεραν από την πείνα. Οι κάτοικοι του Παλιουριού μετεγκαταστάθηκαν μαζικά κυρίως προς το χωριό Διμήνη την δεκαετία 1960-1970 λόγω της έλλειψης υποδομών δικτύου ύδρευσης και ηλεκτρισμού καθώς και εξαιτίας της έλλειψης Γυμνασίου και

στοιχειώδης συγκοινωνίας με την πόλη του Βόλου. Στις αιτίες εγκατάλειψης του οικισμού μπορούμε να προσθέσουμε σειρά αντικειμενικών παραγόντων όπως είναι ο σεισμός του 1956-1957, οι κοινωνικές αλλαγές, η εκβιομηχάνιση, ο εμφύλιος πόλεμος και η μετεμφυλιακή εσωτερική και εξωτερική μετανάστευση (Μπότση κ.α., 2010).

5.2.1 Η αρχιτεκτονική της κατοικίας στην περιοχή μελέτης.

Τα παλαιότερα κτίρια του οικισμού ήταν τριώροφα πυργόσπιτα με μικρές πόρτες, λίγα παράθυρα καθώς και διώροφα κτίρια, τα οποία διέθεταν τους απαραίτητους βοηθητικούς χώρους μαγειριά-φουρναριά, αποθήκες, αχυρώνες, στάβλους, λαδαριά, αλώνια (Σακαβάλας, 2006). Η παραδοσιακή αρχιτεκτονική του οικισμού ήταν προσαρμοσμένη στην γεωκτηνοτροφική οικονομία.

Το κύριο υλικό δόμησης ήταν η πέτρα με το χαρακτηριστικό υπόλευκο έως φαιό χρώμα της. Η στέγη ήταν κατασκευασμένη από ξύλο καστανιάς από την περιοχή του Πηλίου και επικάλυψη από πλάκες από σχιστόλιθο από την γύρο περιοχή. Το δάπεδο ήταν κατασκευασμένο από ξύλινα σανίδια. Οι χτίστες αυτών των κατοικιών προέρχονταν από την Δυτική Μακεδονία κυρίως το Λέχοβο και από την Ήπειρο, οι ονομαζόμενοι Ζαπανιώτες, όπου τον χειμώνα διέμεναν στο Παλιούρι σε οικογένειες και πραγματοποιούσαν οικοδομικές εργασίες.

Τα διώροφα κτίρια είχαν από ένα δωμάτιο σε κάθε όροφο. Μέσω της εσωτερικής ή εξωτερικής σκάλας επικοινωνούσε το πάνω πάτωμα (σάλα) με το ισόγειο. Το ισόγειο είχε χολ και χωρίζονταν στην κουζίνα και στο κυρίως δωμάτιο και στην αποθήκη. Το τζάκι κατασκευάζονταν στο ισόγειο όπου γινόταν το μαγείρεμα, ενώ άλλο τζάκι υπήρχε στον επάνω όροφο (Μπότση κ.α., 2010)

5.3 ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΛΕΤΗΣ

5.3.1 Γενικά

Το ακίνητο που εξετάζουμε όπως αποτυπώνεται στο τοπογραφικό του Τοπογράφου Μηχανικού Νικόλαου Κορέντη, βρίσκεται εντός του οικισμού Παλιούρι σε οικόπεδο

εμβαδού $E(1,2,\dots,12,1) = 570.00 \text{ m}^2$, ενώ συνορεύει βόρεια και ανατολικά με δημοτική οδό, δυτικά με ιδιοκτησία Δημότσου και νότια με ιδιοκτησία Ιερού Ναού Αγίου Νικολάου. Στο εν λόγω οικοπέδο αποτυπώνεται διώροφη πετρόκτιστη κατοικία με τα ερειπωμένα (ασκεπή) παρακολουθήματα (Σχήμα 5.3), ιδιοκτησίας Χρήστου Τσιγαρίδα.



Σχήμα 5.3 Τοπογραφικό διάγραμμα οικοπέδου (προσάρτημα του υπ αριθμ. 1.885/13-08-2018 συμβολαίου γονικής παροχής υψηλής κυριότητας με παρακράτηση δικαιώματος επικαρπίας του Συμβολαιογράφου Φίλιππου Κόντα του Ελευθερίου)

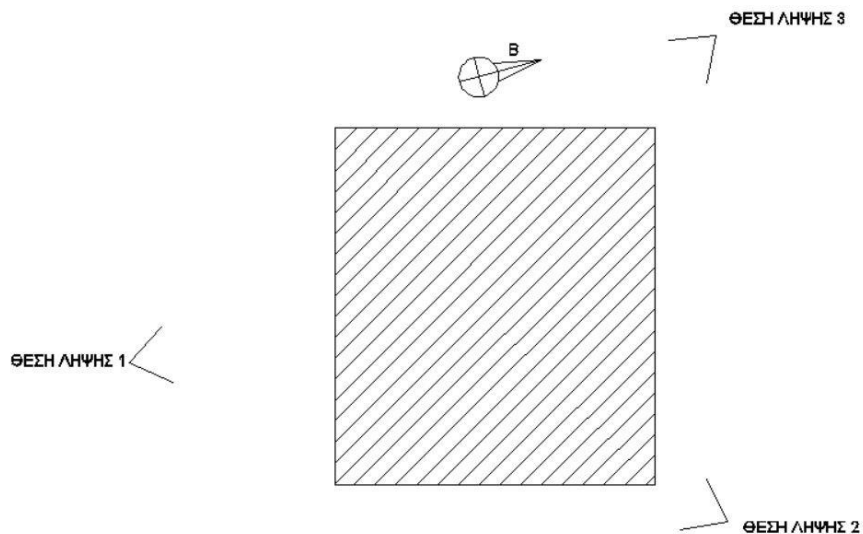
Από την αντιπαραβολή των αεροφωτογραφιών (Σχήμα 5.4) των ετών 1945-1960 & 2015-2016 διαπιστώνεται ότι το κτίριο ήταν κατασκευασμένο πριν το έτος 1945-1960. Ο τρόπος δόμησης του διώροφου κτίσματος που ακολουθεί την παραδοσιακή αρχιτεκτονική των κτισμάτων του οικισμού, μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι το ακίνητο πιθανόν να κατασκευάστηκε το 19^ο αιώνα με αρχές του 20^{ου} αιώνα. Το κτίριο χρησιμοποιήθηκε ως κατοικία, ενώ σήμερα δεν κατοικείται.



Σχήμα 5.4 Αεροφωτογραφίες έτους 1945-1960 & 2015-2016 για τον χρόνο κατασκευής (Ελληνικό κτηματολόγιο <https://maps.gov.gr/>)

5.3.2 Φωτογραφική τεκμηρίωση των όψεων του κτιρίου.

Στο σκαρίφημα που ακολουθεί (Σχήμα 5.5), περιγράφονται οι θέσεις λήψης των φωτογραφιών της υφιστάμενης κατάστασης των όψεων του κτιρίου (Σχήματα 5.6 έως 5.8)



Σχήμα 5.5 Σκαρίφημα κτιρίου με την θέση λήψης των φωτογραφιών



Σχήμα 5.6 Νότια όψη-πρόσοψη, θέση λήψης 1



Σχήμα 5.7 Ανατολική και βόρεια όψη, θέση λήψης 2



Σχήμα 5.8 Δυτική και βόρεια όψη, θέση λήψης 3

5.3.3 Αρχιτεκτονική αποτύπωση υφιστάμενης κατάστασης & αρχιτεκτονική περιγραφή (τυπολογικά & μορφολογικά στοιχεία του κτιρίου)

Έγινε αρχιτεκτονική αποτύπωση των κατόψεων, όψεων και τομών, τα σχέδια βρίσκονται στο Παράρτημα I, (αρχιτεκτονική αποτύπωση υφιστάμενης κατάστασης) σχέδια A1 έως A8.

Το κτίριο που εξετάζουμε ακολουθεί τα τυπολογικά και μορφολογικά χαρακτηριστικά των παραδοσιακών πετρόκτιστων κατοικιών του οικισμού. Είναι διώροφο κτίριο ορθογωνικής κάτοψης, με λιτή διαμόρφωση των όψεων που χαρακτηρίζεται από μη συμμετρικά τοποθετημένα ανοίγματα. Φέρει ξύλινη τετράριχτη εμφανή στέγη με γείσο και επικάλυψη από σχιστολιθικές πλάκες της περιοχής. Τα ερειπωμένα ασκεπή ερείπια βρίσκονται στην δυτική πλευρά του κτιρίου.

Το κτίριο έχει συνολικό ύψος 4.55 m χωρίς την στέγη (6.25 m με την στέγη) και οι χώροι εσωτερικά έχουν καθαρό ύψος ισόγειου 2.0m και καθαρό ύψος ορόφου 2.40 m. Το κτίριο είναι κατασκευασμένο από εμφανή αργολιθοδομή με λίθους της περιοχής με το χαρακτηριστικό υπόλευκο έως φαιό χρώμα τους. Ένα τμήμα της πρόσοψης του ισόγειου είναι επιχρισμένο με ασβεστοκονίαμα προφανώς μεταγενέστερης επέμβασης.

Τα ανοίγματα, φέρουν τοξωτά υπέρθυρα από ημιλαξευτή πέτρα. Στο πρέκι τους φέρουν ξύλινους ελκυστήρες, ενώ οι λαμπάδες και τα υπέρθυρα των ανοιγμάτων παρουσιάζουν διεύρυνση προς το εσωτερικό. Σχεδόν όλα τα ανοίγματα φέρουν ξύλινα παραθυρόφυλλα εκτός ενός παράθυρου του ισόγειου που φέρει σιδερένια παντζούρια και ενός μικρότερου που δεν φέρει τίποτα, ενώ στα περισσότερα ανοίγματα υπάρχει το κάσωμα χωρίς το κούφωμα του ανοίγματος. Εσωτερικά, στο ισόγειο του κτιρίου, υπάρχει φέρων διαχωριστικός τοίχος που χωρίζει τον χώρο σε δύο τμήματα, στον ενιαίο χώρο της εισόδου και στον χώρο δωματίου και βοηθητικού χώρου, που διαμορφώνεται στο ανατολικό τμήμα του σπιτιού. Ο ενιαίος χώρος του ορόφου διαχωρίζεται με το ισόγειο με ξύλινο πάτωμα με δάπεδο από σανίδια και επικοινωνεί με αυτόν με ευθύγραμμη εσωτερική ξύλινη σκάλα. Το κτίριο διαθέτει δύο ενσωματωμένα στην φέρουσα τοιχοποιία τζάκια, ένα στον χώρο του δωματίου στο ισόγειο, και ένα στον α όροφο. Επί της φέρουσας τοιχοποιίας ανοίγονταν εσοχές για την δημιουργία ντουλαπιών.

5.3.4 Διερεύνηση και Τεκμηρίωση του υφιστάμενου φέροντα οργανισμού του κτιρίου μελέτης

5.3.4.1 Αποτύπωση του φέροντα οργανισμού

Κατά το στάδιο της αποτύπωσης του φέροντα οργανισμού δεν ήταν εφικτό να γίνουν δοκιμαστικές τομές προκειμένου να αποτυπώσουμε τα γεωμετρικά στοιχεία της θεμελίωσης του κτιρίου. Για την αποτύπωση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών του φέροντα οργανισμού χρησιμοποιήθηκαν τα αρχιτεκτονικά σχέδια έως υπόβαθρο και συμπληρώθηκαν κατάλληλα στο Παράρτημα II (αποτύπωση φέροντα οργανισμού). Το Παράρτημα περιλαμβάνει τα σχέδια B1 έως B4, που αντιστοιχούν στην κάτοψη ισογείου, κάτοψη πατώματος α ορόφου, κάτοψη ορόφου και κάτοψη στέγης, ενώ στα σχέδια B5 και B6 του Παραρτήματος II αντιστοιχούν στις τομές A-A και B-B του κτιρίου.

Το κτίριο είναι ορθογωνίου σχήματος, διαστάσεων 6.90 m·7.70 m. Ο φέρων οργανισμός είναι από φέρουσα δίστρωτη εξωτερική τοιχοποιία πάχους 0.60 m, ενώ εσωτερικά, εγκάρσια στην μεγάλη διάσταση του κτιρίου υπάρχει φέρουσα τοιχοποιία πάχους 0.45m που δεν συνεχίζει στον όροφο. Το πάτωμα του α ορόφου εδράζεται σε ξύλινες ορθογωνικής διατομής δοκούς (10 cm·8 cm) που πακτώνονται εν μέρει στους εξωτερικούς τοίχους πλευράς 6.90 m και εν μέρει εδράζονται στην ενδιάμεση τοιχοποιία, και απέχουν μεταξύ τους 0.45 m. Ο ενδιάμεσος φέρων τοίχος φέρει παράλληλα στην στέψη του δυο ξύλινες ορθογωνικής διατομής δοκούς (10 cm·12 cm), πάνω στις οποίες εδράζονται οι δοκίδες του πατώματος. Περιμετρικά και εξωτερικά του πατώματος υπάρχει ξυλοδεσιά από ξύλα ορθογωνικής διατομής διαστάσεων (6 cm·8 cm), που μαζί με το πάτωμα σχηματίζουν το οριζόντιο διάφραγμα (σχέδιο B2, Παράρτημα II). Στον όροφο τα περισσότερα ανοίγματα είναι μεγαλύτερα του ισογείου με τοξωτά υπέρθυρα εσωτερικά και διπλά υπέρθυρα εξωτερικά, φέρουν όλα ξύλινους ελκυστήρες διατομής 10 cm·10 cm στο σημείο γέννησης των τόξων, ενώ στην ποδιά του ανοίγματος υπάρχει ξυλοδεσιά για την διαμόρφωση του (σχέδιο B3, Παράρτημα II). Περιμετρικά στη στέψη της φέρουσας τοιχοποιίας έχει κατασκευαστεί σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 10cm. Επάνω στο σενάζ εδράζεται στέγη με ζευκτά από ξύλο διατομής 12 cm·12 cm. Η διάταξη των ζευκτών αποτελείται από παράλληλες μεταξύ τους δοκούς, ανά σταθερή απόσταση, κατά τις δυο διευθύνσεις που τέμνονται στις διαγώνιες του κτιρίου, τόσο κατά την οριζόντια όσο και

κατά την διεύθυνση της κλίσης της στέγης (B4, Παράρτημα II). Ακολουθεί το πέτωμα της στέγης από σανίδια διατομής 15 cm·1.5 cm, κάθετα στα ζευκτά της στέγης και τοποθέτηση πάνω σε αυτά καρφωτά σχιστολιθικές πλάκες της περιοχής.

5.3.4.2 Ιστορικό του δομήματος

Το κτίριο κατασκευάστηκε πριν το 1945-1960, σύμφωνα με όσα αναφέραμε στην παράγραφο 2.2 της παρούσας εργασίας. Από τον οπτικό έλεγχο της οικοδομής διαπιστώνουμε τον ομοιόμορφο τρόπο δόμησης του κτιρίου καθώς και την μη ύπαρξη κατασκευαστικών αρμών, μπορούμε να υποθέσουμε ότι το κτίριο έγινε σε μία κατασκευαστική φάση. Στο κτίριο υπήρχε εξώστης στην πρόσοψη του, ο οποίος καταστράφηκε πιθανόν λόγω φθοράς που υπέστη η ξυλεία με την πάροδο του χρόνου. Επίσης, έγινε επέμβαση αντικατάστασης της υπάρχουσας φθαρμένης στέγης με τοποθέτηση περιμετρικού σενάζ από σκυρόδεμα και έδραση πάνω σε αυτό μίας νέας ξύλινης στέγης και επικάλυψης με σχιστολιθικές πλάκες.

Στην ευρύτερη περιοχή του Παλιουρίου με τον μεγάλο σεισμό του 1956-1957 έπαθαν μεγάλες ζημιές τα τριώροφα πυργόσπιτα και αρκετά διώροφα κτίρια. Με προτροπή των μηχανικών της νομαρχίας αφαιρέθηκαν όροφοι (που είχαν υποστεί βλάβες) και έτσι αλλοιώθηκε σημαντικά η μορφή του οικισμού (Σακαβάλας, 2006). Το κτίριο μελέτης αν και παρουσιάζει βλάβες που αναπτύσσονται στην ενότητα της παθολογίας, δεν μπορούμε να διερευνήσουμε το χρονικό διάστημα που αυτές δημιουργήθηκαν.

5.3.5 Καταγραφή φθορών και βλαβών (παθολογία)

Σε αυτή την ενότητα θα ασχοληθούμε κυρίως με φθορές και βλάβες που αφορούν τον φέροντα οργανισμό του κτιρίου μελέτης καθώς και τις πιθανές αιτίες που τις δημιούργησαν.

Οι βλάβες που αφορούν τον φέροντα οργανισμό αποτυπώνονται στα σχέδια Γ1 έως Γ5 καθώς γίνεται και φωτογραφική τεκμηρίωση στα σχήματα Γ6 έως Γ12 στο Παράρτημα III και είναι:

A) Άνοιγμα ή αποκόλληση τοίχων, που εμφανίζεται με ρωγή κατά μήκος της γωνίας σύνδεσης στην εσωτερική πλευρά των φερόντων τοίχων του α ορόφου. Το πάχος ρωγμής

κυμαίνεται από 0.5 cm-1.5 cm (Παράρτημα ΙΙΙ). Η αποσύνδεση οφείλεται σε σεισμική δράση και στην κακή δόμηση, όπως είναι η κακή αλληλεμπλοκή των λίθων, η μεγάλη ποσότητα ισχνού κονιάματος, η μη ύπαρξη ισχυρού διαζώματος (Καραντώνη, 2012).

Β) Υπό γωνία ρηγμάτωση στις εξωτερικές γωνίες των τοίχων (εντός επιπέδου), με ανεπαρκή σύνδεση τόσο μεταξύ των εγκάρσιων τοίχων όσο και των πατωμάτων στεγών με σύστημα ελκυστήρων διαζωμάτων, κυρίως στον όροφο (Παράρτημα ΙΙΙ). Η ρηγμάτωση παραπέμπει σε έναρξη τοπικού μηχανισμού αστοχίας γωνιακής σφήνας (Σπυράκος, 2019).

Γ) Ρηγμάτωση τοξωτού ανωφλιού στον όροφο λόγω ανεπαρκείας του μήκους έδρασης του ξύλινου ελκυστήρα μέσα στον τοίχο είτε λόγω κάμψης (Παράρτημα ΙΙΙ).

Δ) Περιμετρική ρηγμάτωση της επιφάνειας της καπνοδόχου στον τοίχο, εκτός επιπέδου αστοχία, στον α όροφο (Παράρτημα ΙΙΙ).

Ε) Διαγώνια ρηγμάτωση στην ποδιά ανοίγματος στο ισόγειο, πιθανόν λόγω μικρής διαφορικής καθίζησης του τοίχου (Παράρτημα ΙΙΙ).

Ζ) Οριζόντια ρηγμάτωση στην διεπιφάνεια διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος (σενάζ) και φέρουσας τοιχοποιίας στον όροφο, λόγω ολίσθησης (Παράρτημα ΙΙΙ).

Η) Φθορά της ξυλείας στις δοκούς έδρασης του πατώματος καθώς και στους ελκυστήρες των ανοιγμάτων λόγω έλλειψη συντήρησης, και οριζόντια ρηγμάτωση λόγω καμπτικών φορτίων. Στην φθορά των υλικών μπορούμε να προσθέσουμε την ανεπάρκεια συνδετικού κονιάματος στην εξωτερική πλευρά της δίστρωτης τοιχοποιίας με διάτονα λιθοσώματα (Παράρτημα ΙΙΙ).

5.3.6 Διερευνητικές εργασίες

Οι διερευνητικές εργασίες στο συγκεκριμένο κτίριο περιορίστηκαν στην συστηματική παρατήρηση και καταγραφή στοιχείων για την κατανόηση του φέροντα οργανισμού. Η αποτύπωση των γεωμετρικών στοιχείων καθώς και η αποτύπωση των φθορών και των βλαβών στο κτίριο έγιναν με χρήση μετροταινίας, αλφαδιού και νήματος της στάθμης.

5.3.6.1 Τρόπος δόμησης της τοιχοποιίας κατά τις όψεις

Η τοιχοποιία στην εξωτερική όψη, ακολουθεί το σύστημα της ξηρολιθοδομής με χρήση φυσικών λίθων χωρίς χρήση κονιάματος, ενώ ακολουθείται το ανισόδομο σύστημα δόμησης. Από την εσωτερική όψη της φέρουσας τοιχοποιίας στον όροφο διαπιστώνουμε ότι εσωτερικά έχουμε χρήση πηλοκονιάματος με χρήση άχυρου για βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων της (Σχήμα 5.9).



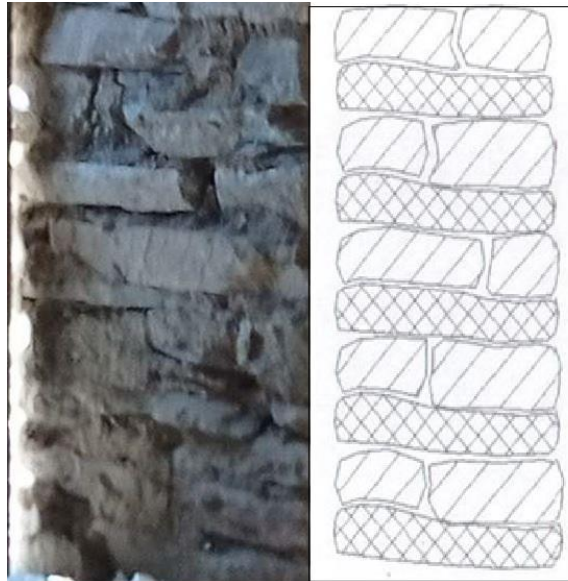
α) Εξωτερική όψη της τοιχοποιίας

β) Εσωτερική όψη της τοιχοποιίας

Σχήμα 5.9 Εξωτερική όψη & εσωτερική όψη φέρουσας εξωτερικής φέρουσας τοιχοποιίας.

5.3.6.2 Τρόπος δόμησης της τοιχοποιίας κατά το πάχος της

Από μία εγκάρσια όψη του λαμπά του κεντρικού ανοίγματος του α ορόφου (Σχήμα 5.10), όπου είναι εμφανής ο τρόπος δόμησης κατά το πάχος της φέρουσας τοιχοποιίας, διαπιστώνουμε ότι είναι δίστρωτη τοιχοποιία με διάτονα λιθοσώματα και το συνδετικό κονίαμα είναι από πηλό και άχυρο.



Εγκάρσια όψη του λαμπά του του κεντρικού ανοίγματος α ορόφου

Σκαρίφημα εγκάρσιας όψης τοιχοποιίας με διάτονα λιθοσώματα

Σχήμα 5.10 Εγκάρσια όψη του τοίχου, και σκαρίφημα δίστρωτης τοιχοποιίας με διάτονα λιθοσώματα, (Σπυράκος, 2019).

5.3.6.3 Εντόπιση ξύλινων ενισχύσεων στην τοιχοποιία

Οι ξύλινες ενισχύσεις στην τοιχοποιία είναι κυρίως η περιμετρική εξωτερικά εμφανή ξυλοδεσιά στο επίπεδο του δαπέδου του α ορόφου από ξυλεία καστανιάς (Σχήμα 5.11). Η ξυλοδεσιά αποτελούνταν από δυο οριζόντιες ξύλινες δοκούς τοποθετημένες στην εσωτερική και εξωτερική πλευρά της περιμετρικά φέρουσας τοιχοποιίας και σε απόσταση 0.70m περίπου πάνω από αυτές τοποθετούνταν εγκάρσιες δοκίδες διατομής 5 cm·5 cm.

Ένα άλλο στοιχείο είναι ο ξύλινος ελκυστήρας που είναι τοποθετημένος στα σημεία γέννησης των τοξωτών ανωφλιών (υπέρθυρα) (Σχήμα 5.12). Ο ελκυστήρας αποτελείται από δυο ξύλα καστανιάς διατομής 10 cm·10 cm που είναι τοποθετημένα στην εσωτερική και εξωτερική πλευρά του σημείου γέννησης των τόξων.



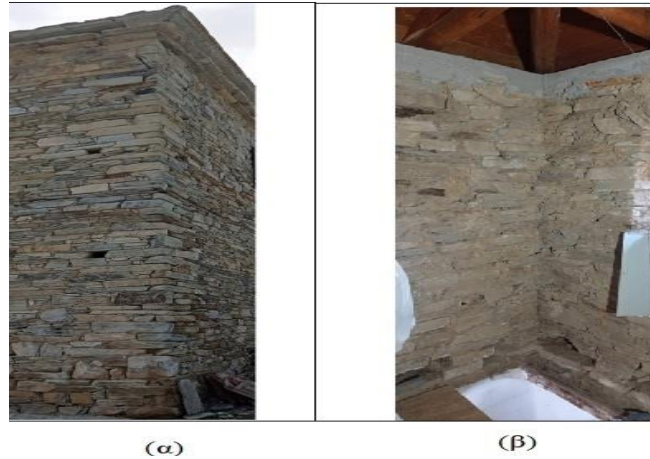
Σχήμα 5.11 Όψη της ξυλοδεσιάς στην στάθμη του δαπέδου του α ορόφου.



Σχήμα 5.12 Όψη ελκυστήρων πάνω από τα ανοίγματα.

5.3.6.4 Διαπίστωση του τρόπου δομήσεως στις συνδέσεις μεταξύ των τοίχων

Οι γωνίες του κτιρίου κατασκευάζονται από μεγάλους λαξευτούς λίθους ορθογωνικής διατομής, τα οποία ονομάζονται αγκωνάρια. Η λιθοσυραφή των τοίχων γίνεται με την τοποθέτηση στην μία πλευρά του κτιρίου, του λίθου με την μεγάλη διάσταση, το οποίο αποτελεί την βάση για τοποθετηθεί πάνω σε αυτό η μικρή πλευρά του επόμενου εγκάρσιου λίθου, τα υπόλοιπα διαστήματα συμπληρώνονται με κατάλληλης διαστάσεων λίθους (Σχήμα 5.13).



Σχήμα 5.13 Όψη εξωτερικής και εσωτερικής γωνίας του κτιρίου για διαπίστωση του τρόπου δόμησης των τοίχων μεταξύ τους.

5.3.7 Προσδιορισμός μηχανικών χαρακτηριστικών του φέροντα οργανισμού.

Για τον προσδιορισμό των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών της τοιχοποιίας, δεν διενεργήθηκαν καταστροφικές μέθοδοι, αλλά ούτε και εργαστηριακές δοκιμές. Δεδομένου ότι το συγκεκριμένο ακίνητο δεν έχει χαρακτηριστεί διατηρητέο ή νεότερο μνημείο, μπορεί να γίνει χρήση ερήμην τιμών των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ, 2023.

Από την οπτική αναγνώριση των λίθων μπορούμε να κατατάξουμε τα λιθοσώματα της τοιχοποιίας σε σχιστόλιθους γεγονός που τεκμηριώνεται από την σχιστότητα και το χαρακτηριστικό γκρι χρώμα του λίθου ενώ οι κίτρινες αποχρώσεις φανερώνουν προσμίξεις με υδροξείδια. Για την εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής του λιθοσώματος έγινε επί τόπου οπτική παρατήρηση και απλή εξέταση με γεωλογικό σφυρί και μαχαίρι, από την οποία διαπιστώθηκε ότι δεν χαράσσεται με μαχαίρι και θραύεται με ένα μόνο κτύπο με γεωλογικό σφυρί. Βάσει αυτών των δεδομένων και μέσω του Πίνακα 5.1 μπορούμε να χαρακτηρίσουμε το λιθόσωμα ως μετρίως ισχυρό και επομένως η μονοαξονική θλιπτική αντοχή κυμαίνεται από 25-50 MPa.

Πίνακας 5.1 Χαρακτηρισμός ακέραιου πετρώματος στο πεδίο και εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής (ΚΑΔΕΤ, 2023)

Χαρακτηρισμός	Μονοαξονική θλιπτική αντοχή (MPa)	Επί τόπου εκτίμηση της αντοχής	Παραδείγματα
Εξαιρετικά ισχυρό	> 250	Δεν θραύεται με γεωλογικό σφυρί	Υγής βασάλτης, χαλαζίτης, διαβάσης, γνεύσιος, γρανίτης, πυριτιόλιθος
Πολύ ισχυρό	100–250	Θραύεται μετά από πολλούς κτύπους με γεωλογικό σφυρί	Αμφιβολίτης, ψαμμίτης, βασάλτης, γάββρος, γνεύσιος, γρανοδιορίτης, περιδοσίτης, ρυόλιθος, τόφφος
Ισχυρό	50–100	Θραύεται με περισσότερο από έναν κτύπους με γεωλογικό σφυρί	Ασβεστόλιθος, μάρμαρο, φυλλίτης, ψαμμίτης, σχιστόλιθος
Μετρίως ισχυρό	25–50	Δεν χαράσσεται με μαχαίρι. Θραύεται με έναν μόνο κτύπο με γεωλογικό σφυρί	Σκυρόδεμα, φυλλίτης, σχιστόλιθος, ιλυόλιθος*
Ασθενές	5–25	Χαράσσεται δύσκολα με μαχαίρι	Κιμωλία, αργιλόλιθος, ποτάσα, μάργα, αργιλικός σχιστόλιθος, ορυκτό άλας **
Πολύ ασθενές	1–5	Θρυμματίζεται με ισχυρά κτυπήματα με γεωλογικό σφυρί. Χαράσσεται με μαχαίρι	Έντονα αποσπασθωμένο ή εξαλλοιωμένος βράχος
Εξαιρετικά ασθενές	0,25–1	Χαράσσεται με το νύχι	Στιφρό υλικό πλήρωσης ρήγματος

Σημειώσεις από τους συντάκτες του ΚΑΔΕΤ
 * Στη κατηγορία αυτή κατατάσσεται και ο τραβερτίνης
 ** Στη κατηγορία αυτή κατατάσσονται και οι πορώδεις ψαμμίτες, όπως βιοκλαστικοί ασβεστόλιθοι (βιοκαλκαρενίτες) και ασβεστομαργαϊκοί/μαργαϊκοί ψαμμίτες που απαντούν στην Ελλάδα, όπως λ.χ. ο πωρόλιθος Ρόδου, Κρήτης, Κεφαλονιάς. Στην ίδια κατηγορία κατατάσσονται και οι απολιθωματοφόροι μαργαϊκοί ασβεστόλιθοι, όπως ο κογχυλιάτης λίθος.

Βάσει του Πίνακα 2.3 για αργιλικό σχιστόλιθο έχουμε:

Ειδικό βάρος αργιλικού σχιστόλιθου: 29.00 kN/m^3

Το τέμνον μέτρο ελαστικότητας λαμβάνεται $E = 698632 \text{ kN/m}^2$

Ο λόγος Poisson $n = 0.20$

Το μέτρο διάτμησης $G_{wc} = 312500 \text{ kN/m}^2$

5.3.7.1 Θλιπτική αντοχή λιθοσώματος f_{bc}

Η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος λαμβάνει ερήμην τιμή από τον κανονισμό για αποτίμηση και δομητικές επεμβάσεις τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ, 2023). $f_{bc} = 25.0 \text{ MPa}$

Το κονίαμα είναι από πηλό, ενώ εμφανής είναι και η χρήση άχυρου, για βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων.



Σχήμα 5.14 Λεπτομέρεια του κονιάματος με την χρήση άχυρου σε εσωτερική πλευρά της φέρουσας τοιχοποιίας

5.3.7.2 Θλιπτική αντοχή κονιάματος f_{mc}

Η θλιπτική αντοχή του κονιάματος λαμβάνεται από τον κανονισμό για αποτίμηση και δομητικές επεμβάσεις τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ, 2023). $f_{mc} = 0.2 \text{ MPa}$

5.3.7.3 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας f_{wc}

Η μέση θλιπτική αντοχή της μονόστρωτης τοιχοποιίας υπολογίζεται από την εμπειρική σχέση (5.1):

$$f_{wc} = \xi \left[\frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - f_0 \right] + f_{mc} \quad (5.1)$$

όπου ξ = συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την δυσμενή επιρροή του πάχους των αρμών που λαμβάνεται από την σχέση (5.2)

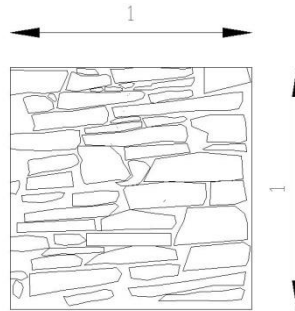
$$\xi = 1: [1 + 3.5(k - k_0)] \quad (5.2)$$

$$k = (\text{όγκος αρμών}) / \text{όγκος τοιχοποιίας} = V_m / V_w$$

Αν $k < 0.30$ τότε λαμβάνεται $\xi = 1.0$.

Ο συντελεστής k_o λαμβάνεται ίσος με 0.30.

Για να υπολογίσουμε τον συντελεστή k , λόγω της μη εκτέλεσης εργαστηριακών δοκιμών, υπολογίζεται το εμβαδό των λίθων προσεγγιστικά στο 1.0 m^2 επιφάνειας εξωτερικής τοιχοποιίας, θεωρώντας ίδιο πάχος λίθων και τοιχοποιίας.



5.15 Επιφάνεια εξωτερικής όψης τοιχοποιίας 1.0 m^2

Με την θεώρηση ότι το πάχος των αρμών της τοιχοποιίας είναι σταθερό, υπολογίζουμε τον όγκο των αρμών, του σχήματος της εξωτερικής όψης

$$E_w = 1.00 \text{ m} \cdot 1.00 \text{ m} = 1.00 \text{ m}^2 \text{ εμβαδό τοιχοποιίας (λιθόσωμα + αρμού).}$$

$$E_{bc} = 0.67 \text{ m}^2 \text{ (εμβαδομέτρηση μέσω προγράμματος AutoCAD).}$$

$$\text{Άρα, ο όγκος του κονιάματος είναι: } V_m = (E_w - E_{bc}) \cdot 0.60 = 0.198 \text{ m}^3 < 0.30$$

Άρα, το $\xi = 1$.

Το $f_o =$ συντελεστής (MPa), ο οποίος συνυπολογίζει το βαθμό λάξευσης των λίθων και λαμβάνει για αργολιθοδομή ανάλογα με την ποιότητα δόμησης τιμές $f_o = 1.50-2.50$. Επειδή θεωρούμε ότι ο βαθμός λάξευσης είναι καλός τότε $f_o = 1.50 \text{ MPa}$.

Επομένως η σχέση (5.1), με αντικατάσταση προκύπτει:

$$f_{wc} = 1 \cdot \left[\left(\frac{2}{3} \right) \cdot \sqrt{25-1.5} \right] + 0.2 = 2.03 \text{ MPa}$$

5.3.7.4 Διατμητική αντοχή συνοχής τοιχοποιίας f_{vm0} :

Η διατμητική αντοχή συνοχής f_{vm0} , της τοιχοποιίας για φυσικούς λίθους λαμβάνει είναι ίση με: $f_{vm0} = 0.10$ MPa.

5.3.7.5 Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας f_{wt} :

Σύμφωνα με την παράγραφο 6.5 του ΚΑΔΕΤ, ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας, f_{wt} , μπορεί να λαμβάνεται ίση με 0.2 MPa όταν η θλιπτική αντοχή του κονιάματος είναι μεταξύ 2 και 5 MPa. Επομένως, η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας του δομήματος της μελέτης περί τον κατακόρυφο άξονα λαμβάνεται ίση με $f_{wt} = 0.2$ MPa.

5.3.7.6 Αντοχή ξυλείας

Για το κτίριο μελέτης όλα τα δομικά ξύλινα στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν κατά το αρχικό στάδιο της κατασκευής είναι φυσική πελεκητή ξυλεία καστανιάς. Η κατηγορία αντοχής σύμφωνα με τον EC-5 είναι D-40. Για να ληφθεί υπόψη και να προσομοιωθεί η ελαττωμένη αντοχή των ξύλων λόγω χρόνου και σήψης θεωρήθηκε ότι η αντοχή του ξύλου είναι D-30. Τα ξύλινα στοιχεία στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου τα συναντάμε στις δοκούς των πατωμάτων, στις ξύλινες περιδεσίες (ξυλοδεσιές), στον σκελετό της στέγης και είναι από ξύλο καστανιάς.

Η δομική ξυλεία της στέγης που είναι μεταγενέστερη επέμβαση ανήκει στην κατηγορία αντοχής D-40. Επειδή ο φορέας της ξύλινης στέγης δεν θα προσομοιωθεί λόγω του ιδιαίτερα σύνθετου στατικού συστήματος, αλλά απλά θα υπολογιστούν τα φορτία και θα κατανεμηθούν στους περιμετρικούς πεσσούς, δεν θα ληφθεί υπόψη στους υπολογισμούς. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας ελήφθησαν από την βιβλιογραφία (Δοδούρα, 2015).

Χαρακτηριστική καμπτική αντοχή ξυλείας D-30: $f_{mk} = 30$ MPa

Χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή ξυλείας D-30 // στις ίνες: $f_{t,0,k} = 18$ MPa

Χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή ξυλείας D-30 \perp στις ίνες: $f_{t,90,k} = 0.60$ MPa

Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή ξυλείας D-30 // στις ίνες: $f_{c,0,k} = 23 \text{ MPa}$

Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή ξυλείας D-30 \perp στις ίνες: $f_{c,90,k} = 8 \text{ MPa}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή ξυλείας D-30 : $f_{v,k} = 3 \text{ MPa}$

Μέτρο ελαστικότητας (στάδιο I) // στις ίνες: $E = 10 \text{ GPa}$

Μέτρο ελαστικότητας (στάδιο I) \perp στις ίνες: $E = 8 \text{ GPa}$

Συντελεστής θερμικής διαστολής: $\alpha = 4 \cdot 10^{-6}/\text{C}^\circ$

Λόγος Poisson : $\nu = 0.20$

Ειδικό βάρος: $\gamma_s = 5.3 \text{ kN/m}^3$

5.3.8 Καθορισμός Στάθμης Επιτελεστικότητας.

Το κτίριο είναι κατηγορία σπουδαιότητας Σ2 διότι η χρήση του είναι κατοικία. Ο ελάχιστος ανεκτός στόχος αποτίμησης είναι βάσει του Πίνακα 3.3, Γ1, ωστόσο για την μελέτη του κτιρίου επιλέχθηκε στάθμη επιτελεστικότητας B1 σημαντικές βλάβες (SD), με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια. Άρα, από τον Πίνακα 3.3, προκύπτει ότι $a_g / a_{gref} = 1.0$, όπου a_g η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση που αναφέρεται σε μία πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης και a_{gref} η πιθανότητα υπέρβασης 10% εντός του συμβατικού χρόνου ζωής 50 έτη του κτιρίου, με περίοδο επαναφοράς 475 έτη. Στην στάθμη αυτή το δόμημα θα έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, ορισμένες εκ των οποίων ενδέχεται να είναι βαριές χωρίς τοπικές καταρρεύσεις. Ωστόσο το δόμημα θα διαθέτει απομένουσα φέρουσα ικανότητα και δυσκαμψία. Τα κατακόρυφα στοιχεία θα μπορούν να αναλάβουν κατακόρυφα φορτία και ο φέρων οργανισμός θα είναι σε θέση να αντεπεξέλθει σε μελλοντικούς σταθμούς μέτρησης έντασης.

5.3.9 Καθορισμός Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων

Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων θεωρούμε ότι ανήκει στην κατηγορία “**Ανεκτή**”, η χαμηλότερη δυνατή, διότι κατά την διερεύνηση του φορέα δεν ικανοποιούνται οι

απαιτήσεις σε ότι αφορά την αποτύπωση του φέροντος οργανισμού του κτιρίου, του ιστορικού του δομήματος, της καταγραφής των φθορών, της τεκμηρίωσης των υλικών και του τρόπου δομήσεως της τοιχοποιίας καθώς και της θεμελίωσης και του εδάφους θεμελίωσης και της τεκμηρίωσης οριζόντιων πατωμάτων και στεγών που περιγράφονται στις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων ικανοποιητικής και υψηλής.

5.3.10 Μέθοδος ανάλυσης

Η μέθοδος ανάλυσης που θα χρησιμοποιηθεί τόσο για την αποτίμηση όσο και τον ανασχεδιασμό του δομήματος είναι η ισοδύναμη στατική. Για την επιλογή της μεθόδου ανάλυσης λήφθηκε υπόψη η επιλεχθείσα στάθμη αξιοπιστίας (ανεκτή), η μέθοδος ανάλυσης του προγράμματος επίλυσης πεπερασμένα στοιχεία κελύφους που έχω επιλέξει να χρησιμοποιήσω, όπου θα γίνει επίλυση με την μέθοδο του ενιαίου συντελεστή q . Η μέθοδος είναι γενική και λαμβάνει υπόψη την χωρική κατανομή της μάζας και της δυσκαμψίας, ενώ χρησιμοποιείται για οριστικό έλεγχο διατύπωσης των ανελαστικών σχέσεων τάσεων παραμορφώσεων.

Η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων, κατά την ισοδύναμη στατική ανάλυση του κτιρίου, γίνεται με βάση την θεμελιώδη ιδιομορφή ταλάντωσης. Οι σεισμικές δυνάμεις εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία, παράλληλα στις δυο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή, γίνεται θεώρηση δύο εναλλακτικών κατανομών των οριζόντιων σεισμικών φορτίων, της ομοιόμορφης καθ' ύψος του κτιρίου κατανομής και της ανεστραμμένης τριγωνικής κατανομής.

Στην παρούσα εργασία θα εξεταστούν δυο περιπτώσεις:

A) Θεώρηση ευπαραμόρφωτων διαφραγμάτων. Στην περίπτωση αυτή επιλέγεται η ομοιόμορφη κατανομή των οριζόντιων σεισμικών ωθήσεων, μιας και η μάζα είναι κατανεμημένη σε όλο το ύψος και το μήκος των τοίχων και όχι στις στάθμες των δαπέδων όπως συμβαίνει στις πλαισιακές κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στην περίπτωση αυτή θεωρούμε ανύπαρκτη την διαφραγματική λειτουργία.

Β) Θεώρηση απαραμόρφωτων διαφραγμάτων. Στην περίπτωση αυτή εξετάζεται η αντικατάσταση του πατώματος με άκαμπτο διάφραγμα. Στην περίπτωση αυτή επιλέγεται πάλι η ομοιόμορφη κατανομή των οριζόντιων σεισμικών ωθήσεων, μιας και η μάζα είναι κατανεμημένη σε όλο το ύψος και το μήκος των τοίχων και όχι στις στάθμες των δαπέδων αλλά λαμβάνουμε την επιρροή του οριζόντιου διαφράγματος.

5.3.11 Προσδιορισμός συντελεστή ασφαλείας τοιχοποιίας

1. Ο συντελεστής ασφαλείας γ_m , για τις ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών, για έλεγχο με όρους δυνάμεων και όρους μετακινήσεων.

Για στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων «Ανεκτή» για τον έλεγχο με όρους δυνάμεων με την ισοδύναμη στατική μέθοδο του ενιαίου συντελεστή συμπεριφοράς q , το $\gamma_m = 1.50$.

Για στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων «Ανεκτή» για τον έλεγχο με όρους παραμορφώσεων με την ισοδύναμη στατική μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστικότητας m , το $\gamma_m = 1.20$.

2. Ο συντελεστής ασφαλείας για δράσεις

Για μεταβλητές δράσεις χρησιμοποιούνται οι τιμές των συντελεστών γ_f και ψ_i κατά τους κανονισμούς EC-1.

Για μόνιμες δράσεις για ανεκτή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, οι τιμές του $\gamma_g = 1.50$ για τους βασικούς συνδυασμούς και για δυσμενείς επιρροές της δράσεως ενώ για τις υπόλοιπες περιπτώσεις συνδυασμών και επιρροών της δράσεως οι τιμές του $\gamma_g = 1.20$.

3. Ο συντελεστής ασφαλείας για το προσομοίωμα

Για τοπικές ή ελαφριές βλάβες στον φέροντα οργανισμό του υφιστάμενου δομήματος λαμβάνεται ένας συντελεστής ασφαλείας για το προσομοίωμα $\gamma_{Ed} = 1.20$.

5.3.12 Κανονισμός σχεδιασμού. Σεισμολογικά και γεωτεχνικά στοιχεία της περιοχής μελέτης

Θα χρησιμοποιηθεί το υφιστάμενο νομοθετικό πλαίσιο για την αποτίμηση και ανασχεδιασμό κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία που είναι ο EC-8 μέρος 3 καθώς και το Εθνικό Προσάρτημα.

Ο νομός Μαγνησίας ανήκει στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2 κατά EC-8. Άρα, η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση στον βράχο είναι $a_{gR} = 0.24$ g. Το κτίριο έχει χρήση κατοικίας άρα η κατηγορία σπουδαιότητας είναι II, επομένως ο συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου είναι $\gamma_I = 1.0$.

Η κατηγορία του εδάφους θεμελίωσης έχει θεωρηθεί ότι είναι Β τύπος I, δηλαδή αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων ή πολύ στιφρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον μερικών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία αύξηση, με το βάθος, των μηχανικών χαρακτηριστικών.

5.3.13 Επιλογή συντελεστή συμπεριφοράς q'

Η επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς q' κατά την φάση της αποτίμησης του κτιρίου, υπόψη την μη ύπαρξη ουσιωδών βλαβών σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία και στην περίπτωση της άοπλης τοιχοποιίας χωρίς βλάβες το $q' = 1.5$.

5.3.14 Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς q^*

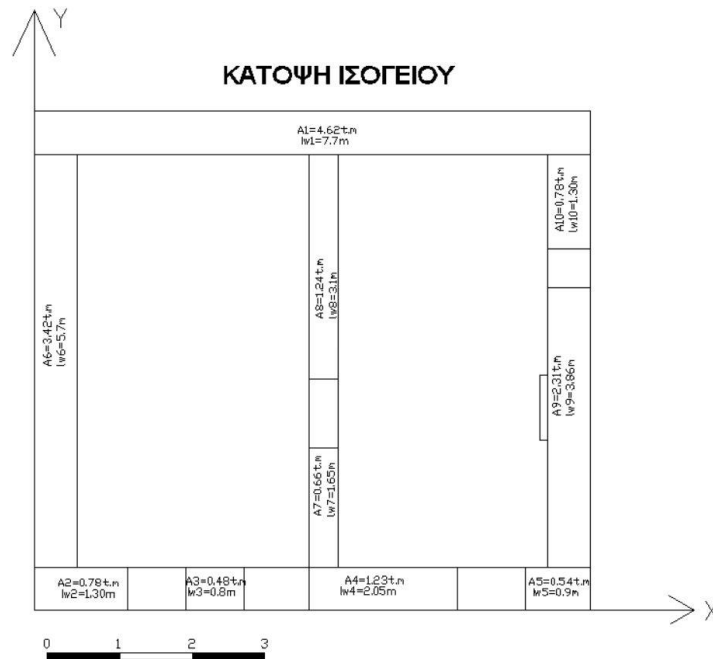
Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς q^* προκύπτει από τον Πίνακα 3.10 για την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας B1. Από τον πίνακα αυτόν μας δίδεται ο λόγος $q^* / q' = 1$. Άρα, ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς $q^* = 1.5$.

5.3.15 Επιλογή μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης στον βράχο a_{gR} για στάθμη επιτελεστικότητας B1

Από τον Πίνακα 3.11 για στάθμη επιτελεστικότητας B1 προκύπτει ο λόγος $a_{gR} / q^* = 1$. Άρα, το $a_{gR} = q^* = 1.5$. Από τον κανονισμό $a_{gR} = 0.24$ g. Εμείς λαμβάνουμε υπόψη την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση στο βράχο, άρα $a_{gR} = 0.24$ g.

5.3.16 Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού κατά την διεύθυνση X-X και Y-Y της σεισμικής δράσης

Υπολογίζω πρώτα την δρώσα επιφάνεια των τοιχωμάτων του ισογείου (Σχήμα 5.16) κατά την διεύθυνση x-x και κατά την διεύθυνση y-y βάσει της σχέσης (3.3)



Σχήμα 5.16 Κάτοψη ισογείου για υπολογισμό της συνολικής δρώσας επιφάνειας του ισογείου

Πίνακας 5.2 Υπολογισμός της δρώσας επιφάνειας των τοιχωμάτων κατά την διεύθυνση x-x

ΠΕΣΣΟΣ	$A_i(m^2)$	$l_{wi}(m)$	$l_{wi}/H < 0.9$	$A_i(0.2+(l_{wi}/H))^2$
1	4,62	7,7	0,90	5,59
2	0,78	1,3	0,59	0,49
3	0,48	0,8	0,36	0,15
4	1,23	2,05	0,90	1,49
5	0,54	0,9	0,41	0,20
				7,92

Πίνακας 5.3 Πίνακας υπολογισμού της δρώσας επιφάνειας των τοιχωμάτων κατά την διεύθυνση y-y

ΠΕΣΣΟΣ	$A_i(m^2)$	$l_{wi}(m)$	$l_{wi}/H < 0.9$	$A_i(0.2+(l_{wi}/H))^2$
6	3,42	5,7	0,90	4,14
7	0,66	1,65	0,75	0,60
8	1,24	3,1	0,90	1,50
9	2,31	3,86	0,90	2,80
10	0,78	1,3	0,59	0,49
				9,52

Υπολογίζω το C_i κατά την διεύθυνση x-x και y-y αντίστοιχα από την σχέση (3.2) και έπειτα αντικαταστώ στην (3.1) και υπολογίζω την ιδιοπερίοδο αντίστοιχα. Έτσι έχω:

$$C_i(x) = 0.027 < 0.05. \text{ Άρα, } C_i(x) = 0.05. \text{ Επομένως, το } T_x = 0.16 \text{ sec}$$

$$C_i(y) = 0.024 < 0.05. \text{ Άρα, } C_i(y) = 0.05. \text{ Επομένως, το } T_y = 0.16 \text{ sec}$$

Εφαρμόζοντας το φάσμα σχεδιασμού της §3.2.2.5 του EC8 έχω:

Επειδή η κατηγορία εδάφους είναι B, τότε $T_B = 0.15 \text{ sec}$, $T_C = 0.50 \text{ sec}$, $T_D = 2.5$, $S = 1.20$.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς $q = 1.5$ και ποσοστό απόσβεσης 5%. από το φάσμα σχεδιασμού από τον EC8 (§3.2.2.5). Επειδή $T_B \leq T \leq T_C$ τότε το ισχύει η σχέση (5.3)

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \tag{5.3}$$

Με αντικατάσταση στην σχέση (5.3) όπου $T = T_x$ προκύπτει $S_{dxx} = 0.48 \text{ g}$

Με αντικατάσταση στην παραπάνω σχέση όπου $T = T_y$ προκύπτει $S_{dy} = 0.48 g$

5.3.17 Μόνιμα κινητά φορτία

Τα στατικά φορτία αποτελούνται:

α) ίδιο βάρος της κατασκευής

β) μόνιμα των ξύλινων πλακών τα οποία διανέμονται κατά τη διεύθυνση των φερόντων τοίχων επάνω στους οποίους εδράζονται οι ξύλινες δοκοί

γ) κινητά των ξύλινων πλακών τα οποία διανέμονται κατά τη διεύθυνση των φερόντων στους οποίους εδράζονται οι ξύλινες δοκοί.

Τα στατικά φορτία της στέγης είναι:

A) Ίδιο βάρος πλάκας Πηλίου (επικάλυψη στέγης): **1.1 kN/m²** (Λεοντής, 2021)

B) Ίδιο βάρος ξύλινων ζευκτών στέγης και σανιδώματος, λαμβάνοντας υπόψη το σχήμα της στέγης του Παραρτήματος II, υπολογίζεται στον Πίνακα 5.4.

Πίνακας 5.4 Πίνακας υπολογισμού ίδιου βάρους ζευκτών στέγης και σανιδώματος

Όνομα	Περιγραφή	Εμβαδό επιφάνειας σανιδώματος (m ²)	Πάχος t (m)	Ειδικό βάρος (kN/m ³)	Φορτίο (kN)
1	Σανίδωμα στέγης 27cm · 237cm (t=0.035m)	66.47	t=0.035	5.30	12.33
		Εμβαδό διατομής δοκίδων (m ²)	Μήκος δοκίδων (m)	Ειδικό βάρος (kN/m ³)	Φορτίο (kN)
2	Ξύλινες δοκίδες της στέγης (12cm · 12cm) ανά 50cm	0.0144	220	5.30	16.79
ΣΥΝΟΛΟ					29.12

Άρα, το ίδιο βάρος των ζευκτών της στέγης και του σανιδώματος αναγόμενο στην επιφάνεια που εδράζεται η στέγη είναι: $29.12 / 53.13 = 0.55 \text{ kN/m}^2$

Γ) Το ίδιο βάρος του σενάζ σκυροδέματος πάχους 0.10 m

$$B = 2500 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.10 \cdot (53.13 - 37.05) = 39.42 \text{ kN.}$$

Διαιρώντας την τιμή αυτή με την συνολική επιφάνεια της έδρασης του σενάζ βγαίνει 2.45 kN/m^2

Δ) Υπολογισμός φορτίου χιονιού.

Για τον υπολογισμό του φορτίου χιονιού έγινε εφαρμογή του (EN 1991-Δράσεις μέρος 3) (Μαλακάτας και Τρέζος, 2011)

Χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος.

Η σχέση (5.4) που προσδιορίζει το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος είναι σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα:

$$S_k = S_{k,0} \cdot [(1 + (A/917))^2] \quad (5.4)$$

Ο νομός Μαγνησίας ανήκει στην ζώνη Γ και το υψόμετρο στο οποίο βρίσκεται το κτίριο μελέτης είναι 230 m, αλλά για την σχέση (5.4) λαμβάνεται στρογγυλεμένο στην αμέσως επόμενη εκατοντάδα $A = 300 \text{ m}$, άρα το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στην στάθμη της θάλασσας για την ίδια ζώνη λαμβάνεται $S_{k,0} = 1.7 \text{ kPa}$. Άρα, με αντικατάσταση στην σχέση (5.3) προκύπτει ότι το χαρακτηριστικό ύψος χιονιού είναι: $S_k = 1.88 \text{ kN/m}^2$.

Το φορτίο χιονιού της στέγης μπορεί να υπολογιστεί από την σχέση (5.5)

$$S = \mu_1 \cdot C_0 \cdot C_t \cdot S_k \quad (5.5)$$

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

Η κλίση της στέγης είναι $\alpha = 24^\circ$, λόγω του σχήματος της τετράριχτης στέγης μπορεί να υπαχθεί στην κατηγορία της δίριχτης στέγης για τον υπολογισμό του συντελεστή σχήματος φορτίου χιονιού μ_1

Για $\alpha = 24^\circ$ έχουμε $15 \leq \alpha \leq 30$. Άρα το $\mu_1 = 0.8$.

Ο συντελεστής έκθεσης είναι ίσος με $C_e = 1.0$ για κανονικές συνθήκες.

Ο θερμικός συντελεστής $C_t = 1.0$ για κανονικό ανάγλυφο.

Άρα, με αντικατάσταση στην σχέση (5.5) προκύπτει ότι το φορτίο χιονιού είναι **$S = 1.45 \text{ kN/m}^2$**

Το φορτίο ανέμου δεν θεωρείται κρίσιμο μέγεθος σχεδιασμού για την συγκεκριμένη περίπτωση και δεν λαμβάνεται υπόψη κατά τον σχεδιασμό.

Ίδιο βάρος ξύλινου δαπέδου α ορόφου

Από το σχέδιο του Παραρτήματος III υπολογίζουμε το ίδιο βάρος δοκών και σανιδώματος του πατώματος του α ορόφου (Πίνακας 5.5).

Πίνακας 5.5 Πίνακας υπολογισμού ίδιου βάρους δοκών και σανιδώματος α ορόφου.

Όνομα	Περιγραφή	Εμβαδό επιφάνειας σανιδώματος (m ²)	Πάχος t (m)	Ειδικό βάρος (kN/m ³)	Φορτίο (kN)
1	Σανίδωμα πατώματος 27cm · 237cm (t=0.035m)	37.05	t=0.035	5.30	6.87
		Εμβαδό διατομής δοκίδων(m ²)	Μήκος δοκίδων (m)	Ειδικό βάρος (kN/m ³)	
2	Ξύλινες δοκίδες πατώματος (10 cm · 0.08 cm) ανά 50cm οριζόντια	0.008	78.65	5.30	3.34
ΣΥΝΟΛΟ					10.21

Άρα, το ίδιο βάρος των δοκών του πατώματος και του σανιδώματος αναγόμενο στην επιφάνεια του δαπέδου είναι: $10.21 / 37.05 = 0,28 \text{ kN/m}^2$

Το κινητό φορτίο για τα δάπεδα χώρων διαμονής με χρήση κατοικία λαμβάνονται 2 kN/m^2 σύμφωνα με το EC-1 (Μαλακάτας και Τρέζος, 2011)

5.3.18 Συνδυασμοί φόρτισης

Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων λαμβάνονται υπόψη οι συνδυασμοί δράσεων για οριακές καταστάσεις αστοχίας, ενώ δεν ελέγχονται θέματα λειτουργικότητας ή ανθεκτικότητας. Τόσο οι βασικοί όσο και οι τυχηματικοί συνδυασμοί δράσεων γίνονται με το υφιστάμενο νομοθετικό πλαίσιο του EC1 και του ΕΑΚ. Ο σεισμικός συνδυασμός δράσεων για συνήθη κτίρια δίδεται από την σχέση (5.6)

$$S_d = G + \psi_2 \cdot Q \pm E \quad (5.6)$$

G = μόνιμα φορτία, Q = κινητά φορτία, E = σεισμικά φορτία, ψ_2 = συντελεστής δράσης ανάλογα με την φύση της μεταβλητής δράσης. Για συνήθη κτίρια λαμβάνεται $\psi_2 = 0.30$.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι βασικοί συνδυασμοί σεισμικών δράσεων που θα ληφθούν κατά την ανάλυση (Πίνακας 5.6).

Πίνακας 5.6 Βασικοί σεισμικοί συνδυασμοί φόρτισης για την μελέτη

A/A	ΚΩΔΙΚΟΣ ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΥ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΥ ΦΟΡΤΙΣΗΣ
1	EC1-013	$G+0.30Q+Ex+0.30Ey$
2	EC1-022	$G+0.30Q+Ex-0.30Ey$
3	EC1-031	$G+0.30Q-Ex+0.30Ey$
4	EC1-040	$G+0.30Q-Ex-0.30Ey$
5	EC1-049	$G+0.30Q+0.30Ex+Ey$
6	EC1-058	$G+0.30Q+0.30Ex-Ey$
7	EC1-067	$G+0.30Q-0.30Ex+Ey$
8	EC1-076	$G+0.30Q-0.30Ex-Ey$

5.4 ΜΕΘΟΔΟΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ 3DR.PESSOS.

Το πρόγραμμα 3DR.PESSOS εφαρμόζει την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων κελύφους (shell elements). Με την μέθοδο αυτή ο φορέας διαιρείται σε ένα αριθμό περιοχών με απλή γεωμετρία και πεπερασμένο μέγεθος. Οι κορυφές των περιοχών αυτών ονομάζονται κόμβοι και τα σημεία αυτά θα πρέπει να ικανοποιούν τις συνθήκες ισορροπίας και συμβατότητας των μετατοπίσεων. Όλα τα πεπερασμένα στοιχεία είναι τετράκομβα. Το πρόγραμμα μας δίνει τις ορθές και διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στις πλευρές του πεπερασμένου στοιχείου. Η ολοκλήρωση των τάσεων αυτών θα μας δώσει τις δυνάμεις που εφαρμόζονται σε κάθε πεπερασμένο στοιχείο (Ελευθερίου, 2022). Για το κτίριο το οποίο εξετάζουμε ισχύουν τα ακόλουθα.

5.4.1 Καθολικό και τοπικό σύστημα αναφοράς

Το καθολικό σύστημα αναφοράς ορίζεται:

Οριζόντιος Άξονας X, παράλληλος με την μεγάλη πλευρά του κτιρίου.

Οριζόντιος άξονας Y, παράλληλος με την μικρή πλευρά του κτιρίου.

Κατακόρυφος άξονας Z, καθ' ύψος του κτιρίου.

Το τοπικό σύστημα αναφοράς κάθε επιφανειακού στοιχείου σε σχέση με το καθολικό σύστημα, ορίζεται ως εξής:

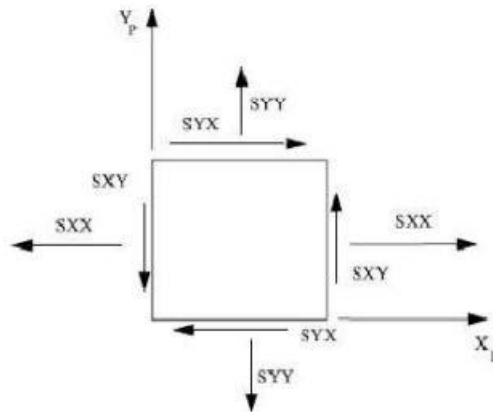
Οριζόντιος τοπικός άξονας x, κατά μήκος της διατομής του επιφανειακού στοιχείου.

Κατακόρυφος τοπικός άξονας y (Z καθολικός), καθ' ύψος της διατομής του επιφανειακού στοιχείου.

Τοπικός άξονας z, κάθετος στο επίπεδο του επιφανειακού στοιχείου

5.4.2 Διευθύνσεις εφαρμογής τάσεων και εντατικών μεγεθών στο τοπικό και στο καθολικό σύστημα

Οι θετικές διευθύνσεις των ορθών και διατμητικών τάσεων στην επιφάνεια των πεπερασμένων στοιχείων, στο τοπικό σύστημα αναφοράς, σύμφωνα με το πρόγραμμα 3DR.PESSOS ορίζονται σύμφωνα με το Σχήμα 5.17.



Σχήμα 5.17 Επίπεδη εντατική κατάσταση των ορθών & διατμητικών τάσεων στην επιφάνεια των πεπερασμένων (Παπαρηστίδης, 2021).

S_{xx} = ορθές αξονικές τάσεις, εντός επιπέδου // στην διεύθυνση x

S_{yy} = ορθές αξονικές τάσεις, εντός επιπέδου // στην διεύθυνση y

S_{yx} = διατμητικές τάσεις, εντός επιπέδου // στην διεύθυνση x

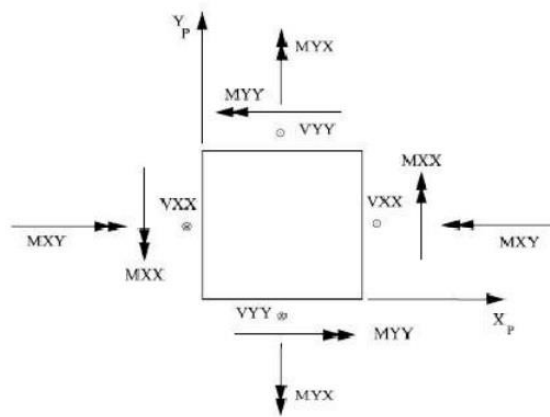
S_{xy} = διατμητικές τάσεις, εντός επιπέδου // στην διεύθυνση y

Το πρόγραμμα ολοκληρώνει τις τάσεις στη βάση, στο μέσο και στην κορυφή και υπολογίζει τρεις δυνάμεις και τρεις ροπές.

Ροπές στις επιφάνειες των πεπερασμένων (Σχήμα 5.18) στο τοπικό σύστημα αναφοράς:

M_{xx} = ροπή περί τον κατακόρυφο άξονα Y του πεπερασμένου

M_{yy} = ροπή περί τον οριζόντιο άξονα X του πεπερασμένου



Σχήμα 5.18 Επίπεδη εντατική κατάσταση ροπών στην επιφάνεια των πεπερασμένων (Παπαρηστίδης, 2021).

Για τις διατομές τις οποίες θα αναλύσουμε στην συνέχεια ισχύουν τα ακόλουθα:

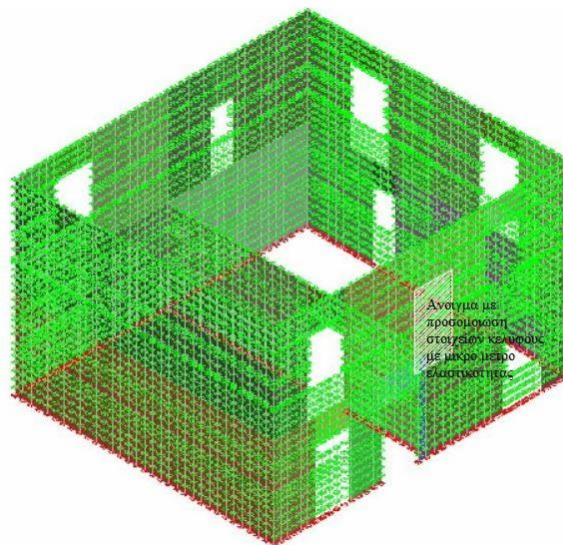
1. F_x = οριζόντια τέμνουσα δύναμη στον πεσσό, (εντός επιπέδου διάτμηση)
2. F_y = κατακόρυφη αξονική δύναμη στον πεσσό, (θλιπτικό αξονικό φορτίο)
3. F_z = Κάθετη δύναμη στο επίπεδο του πεσσού, (εντός επιπέδου διάτμηση)
4. M_x = Καμπτική ροπή εκτός επιπέδου περί τον οριζόντιο άξονα
5. M_y = Καμπτική ροπή εκτός επιπέδου περί τον κατακόρυφο άξονα
6. M_z = Καμπτική ροπή εντός επιπέδου

5.5 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το κτίριο προσομοιώθηκε με το πρόγραμμα PESSOS της 3DR, με ένα πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων κελύφους απλής γεωμετρίας και κατάλληλης πυκνωσης (Σχήμα 5.19). Οι συνδέσεις των τοίχων του ισογείου με το έδαφος θεωρήθηκαν πακτώσεις. Τα πατώματα του κτιρίου προσομοιώθηκαν με ξύλινες πλάκες κατάλληλου πάχους ώστε να ληφθούν υπόψη τα ίδια βάρη τους, τα μόνιμα και κινητά φορτία και να κατανεμηθούν στους περιμετρικούς τοίχους. Εξετάστηκαν δυο περιπτώσεις:

A) Το πάτωμα θεωρήθηκε ευπαράμορφο διάφραγμα, οπότε στο προσομοίωμα ελήφθησαν υπόψη μόνο τα φορτία που μεταβιβάζει στους περιμετρικούς και εσωτερικούς πεσσούς (χωρίς διαφραγματική λειτουργία)

B) Το πάτωμα θεωρήθηκε ως απαραμόρφο, οπότε στο προσομοίωμα έγινε και θεώρηση διαφραγματικής λειτουργίας (ανασχεδιασμός).



Σχήμα 5.19 Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου στο πρόγραμμα Pessos 3DR

Τα ανοίγματα παρουσιάζουν διεύρυνση προς το εσωτερικό, το μήκος των ανοιγμάτων στο προσομοίωμα λαμβάνεται ο μέσος όρος της εσωτερικής και εξωτερικής διάστασης του μήκους τους με προσέγγιση στο πρώτο δεκαδικό ψηφίο.

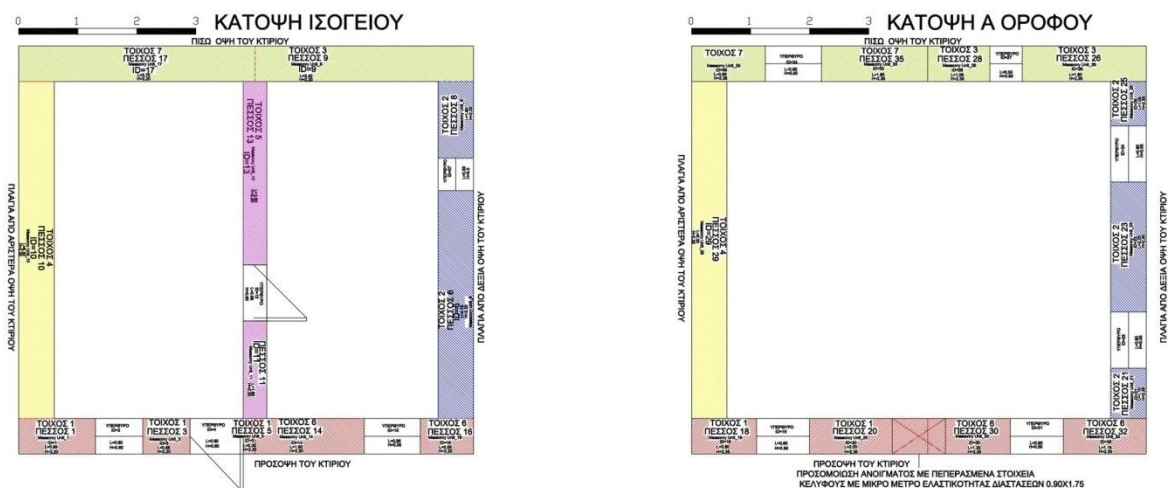
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

Για λόγους σωστής προσομοίωσης του κεντρικού ανοίγματος της πρόσοψης του κτιρίου του α ορόφου το οποίο έχει διαστάσεις 0.90 m μήκος και ύψος 1.75 m δεν προσομοιώθηκε όπως τα υπόλοιπα ανοίγματα αλλά θεωρήθηκε ότι το τμήμα του τοίχου σε αυτή την περιοχή έχει πολύ μικρό μέτρο ελαστικότητας $E = 20 \text{ MPa}$ και μέτρο διάτμησης $G = 8 \text{ MPa}$, τα υπόλοιπα ανοίγματα προσομοιώθηκαν κανονικά.

Το μέσο πάχος του εσωτερικού πεσσού θεωρήθηκε ότι είναι 0.40 m, ενώ το πάχος όλων των εξωτερικών πεσσών είναι 0.60 m. Στο προσομοίωμα δεν ελήφθησαν υπόψη οι ξύλινοι ελκυστήρες στα πρέκια των ανοιγμάτων του κτιρίου, ούτε οι τοξοειδής απολήξεις των ανοιγμάτων του α ορόφου.

Το σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 0.10 m σε όλο του πλάτος των πεσσών του α ορόφου δεν προσομοιώθηκε με γραμμικά επιφανειακά στοιχεία, αλλά δόθηκε σαν ίδιο βάρος σε όλους τους πεσσούς του ορόφου. Τόσο η στέγη όσο και το εσωτερικό δάπεδο του α ορόφου προσομοιώθηκαν στο πρόγραμμα με ισοδύναμου πάχους ξύλινη πλάκα, που αντιστοιχεί στο ίδιο βάρος τους. Οι εσοχές που παρουσιάζονται στην τοιχοποιία, τόσο για την δημιουργία εσωτερικών τζακιών όσο και ερμαρίων δεν ελήφθησαν υπόψη κατά την προσομοίωση, λόγω της περιορισμένης έκτασης τους.

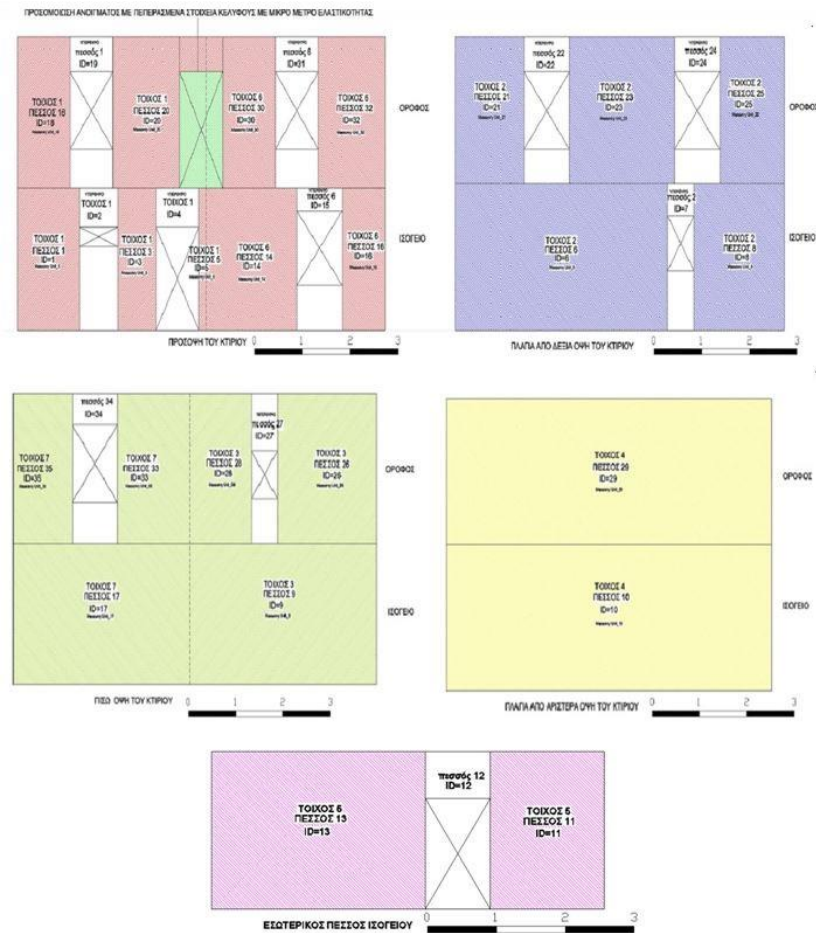
Οι πεσσοί και τα υπέρθυρα του ισογείου και του ορόφου όπως περιγράφονται στο λογισμικό PESSOS της 3DR μετά από τις παραδοχές που έγιναν στην προηγούμενη παράγραφο παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.20.



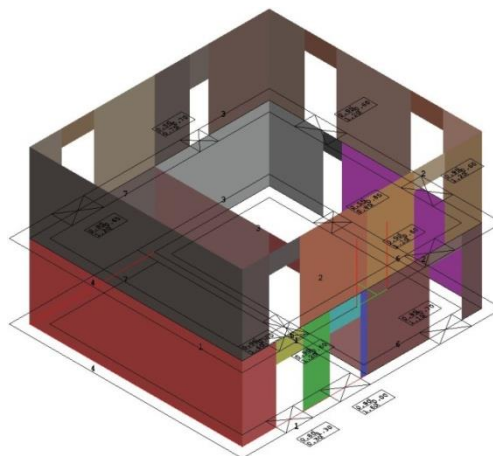
Σχήμα 5.20 Ονομαστική απεικόνιση των πεσσών στις κατόψεις ισογείου & ορόφου

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

Η αντιστοίχιση της αρίθμησης των πεσσών στις όψεις φαίνεται γραφικά στο Σχήμα 5.21. Στο Σχήμα 5.22. φαίνεται η τρισδιάστατη χρωματική απεικόνιση των πεσσών.



Σχήμα 5.21 Ονομαστική απεικόνιση των πεσσών στις όψεις του κτιρίου.



Σχήμα 5.22 Χρωματική απεικόνιση των πεσσών στο τρισδιάστατο προσομοίωμα.

Κεφάλαιο 6

ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΑΤΑ ΚΑΔΕΤ 2023 ΣΤΟ ΣΤΑΔΙΟ ΤΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

6.1 ΓΕΝΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ, ΕΝΑΝΤΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ

Ένα κτίριο στο σύνολο του θα πρέπει να ελέγχεται έναντι των δυνάμεων ανατροπής που προέρχονται από τα σεισμικά φορτία, βάσει της §5.3.8 του ΚΑΔΕΤ, 2023. Ο έλεγχος σε ανατροπή περιλαμβάνει τους παρακάτω τρεις ελέγχους:

6.1.1 Έλεγχος εκκεντρότητας §5.3.8 (α) του ΚΑΔΕΤ, 2023

Το ίδιο βάρος του κτιρίου ορίζεται για τα κατακόρυφα φορτία από το σεισμικό συνδυασμό $G + 0.3 \cdot Q$. Στο πρόγραμμα Pessos της 3DR αντιστοιχεί στην δύναμη Z (Force Z) για τους συνδυασμούς φόρτισης EC_13 έως EC_84, που περιέχουν το βασικό σεισμικό συνδυασμό $G + 0.3 \cdot Q$ και παίρνει την τιμή 2201 kN.

Για τον προσδιορισμό της ροπής ανατροπής θα πρέπει να υπολογίσουμε την σεισμική τέμνουσα.

Η σεισμική τέμνουσα προκύπτει ως το γινόμενο, της συνολικής μάζας του κτιρίου με την φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού κατά τις δυο κύριες διευθύνσεις του σεισμού σχέση (5.3) με βάση την ιδιοπερίοδο του κτιρίου,

$$F_x = M \cdot S_{dx}(T) = \left(\frac{N_{ed}}{g}\right) \cdot S_{dx}(T) = \left(\frac{2201}{g}\right) \cdot 0.48g = 1056.48 \text{ kN}$$

$$F_y = M \cdot S_{dy}(T) = \left(\frac{N_{ed}}{g}\right) \cdot S_{dy}(T) = \left(\frac{2201}{g}\right) \cdot 0.48g = 1056.48 \text{ kN}$$

Η ροπή ανατροπής προκύπτει ως ο μοχλοβραχίονας της τέμνουσας βάσης με το ύψος Z του Κ.Μ. κατά τις δυο κύριες διευθύνσεις του σεισμού. Το ύψος Z προκύπτει από την ανάλυση του προγράμματος $Z_x = 2.35 \text{ m}$, $Z_y = 2.35 \text{ m}$. Άρα, οι ροπές ανατροπής κατά τις δυο κύριες διευθύνσεις του σεισμού είναι:

$$M_{Ed,x} = F_x \cdot Z_x = 1056.49 \cdot 2.35 = 2481.74 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,y} = F_y \cdot Z_y = 1056.49 \cdot 2.35 = 2481.74 \text{ kNm}$$

Ο έλεγχος εκκεντρότητας, γίνεται βάσει του Πίνακα 6.1, κατά τη διεύθυνση X και Y, ως εξής:

Πίνακας 6.1 Έλεγχος εκκεντρότητας κατά τις διευθύνσεις X, Y της σεισμικής δράσης

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΒΑΣΕΙ 5.3.8 α του ΚΑΔΕΤ (2023)						Λόγοι Ανεπάρκειας
$e = M/N \leq e_{lim} = L/6$						
Διεύθυνση	L (m)	M (kNm)	N (kN)	M/N(m)	L/6 (m)	λ
			G+0.30Q			
X	7.7	2481.74	2201.00	1.13	1.28	0.88
Y	6.9	2481.74	2201.00	1.13	1.15	0.98

Για την διεύθυνση X,Y πληρείται ο έλεγχος εκκεντρότητας αφού $e_x = M / N < L_x / 6$ & $e_y = M / N < L_y / 6$

6.1.2 Έλεγχος αδρανούς περιοχής (ΚΑΔΕΤ, 2023, §5.3.8.(β))

Για την αποφυγή αδρανούς περιοχής (ουδέτερες ζώνες) όπου αναπτύσσονται ορθές εφελκυστικές τάσεις στην κάτοψη του δομήματος, εφαρμόζεται κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις του σεισμού η σχέση (6.1)

$$\frac{S_e(T)}{g} \leq \frac{\zeta_e \cdot \Omega_w}{C_m \cdot n \cdot S \cdot H} \cdot \left[\frac{f_{tm}}{N} + \frac{1}{A_w} \right] \quad (6.1)$$

C_m : Συντελεστής δράσας μάζας. Λαμβάνεται ίσος με 1.0 για μονώροφα και διώροφα κτίρια, 0.8 για τρεις ή παραπάνω ορόφους,

ζ_e : Συντελεστής σχήματος κατανομής οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων, $\zeta_e = 2$ για θεώρηση ομοιόμορφης κατανομής, και $\zeta_e = 1.5$ για θεώρηση ανεστραμμένης τριγωνικής κατανομής).

$S_e(T) / g$: Η τιμή της ανηγμένης φασματικής ολικής επιτάχυνσης που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού σχέση (6.2) (κατά τον EN1988-1 § 3.2.2.2), για τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T

του κτιρίου (g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας), στις δυο κύριες κατεύθυνσης της σεισμικής φόρτισης δίνεται από την σχέση (6.3). Επειδή το $T_B = 0.15 \leq T = 0.16 \leq T_C = 0.50$

$$S_e(T)_x = S_e(T)_y = a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.5 \quad (6.2)$$

$a_g = 0.24 g$ (ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2), $S = 1.2$ (κατηγορία εδάφους II), $n = 1$ για απόσβεση $\zeta = 5\%$.

$$\frac{S_e(T)_x}{g} = \frac{S_e(T)_y}{g} = \frac{a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.5}{g} = 0.72 \quad (6.3)$$

Ω_w : Η ροπή αντίστασης της κάτοψης του δομήματος περί τον άξονα κάμψης στον οποίο αναπτύσσεται η ροπή ανατροπής στις δυο κύριες κατεύθυνσης της σεισμικής φόρτισης σχέσεις (6.4),(6.5).

$$\Omega_{w,x,c} = \frac{I_y}{X_c} \quad (6.4)$$

$$\Omega_{w,y,c} = \frac{I_x}{Y_c} \quad (6.5)$$

Από το πρόγραμμα Pessos της 3DR υπολογίζουμε τις ροπές αδράνειας κατά τους άξονες X, Y, από το οποίο προκύπτει ότι $I_x = 148.66 \text{ m}^4$, $I_y = 188.88 \text{ m}^4$, καθώς και την μέγιστη απόσταση από το κέντρο μάζας κατά τους άξονες X, Y, $X_c = 3.94 \text{ m}$, $Y_c = 3.57 \text{ m}$. Με αντικατάσταση στις σχέσεις (6.4), (6.5) προκύπτει:

$$\Omega_{w,x,c} = \frac{I_y}{X_c} = \frac{188.88}{3.94} = 47.77$$

$$\Omega_{w,y,c} = \frac{I_x}{Y_c} = \frac{148.66}{3.57} = 41.56$$

Από την επίλυση του προγράμματος προκύπτει ότι τα εμβαδά των φερόντων τοίχων στην διεύθυνση που υπολογίζουμε την ροπή αντίστασης είναι: $A_{w,x} = 8.52 \text{ m}^2$, $A_{w,y} = 10.08 \text{ m}^2$

η : συντελεστής εξαρτώμενος από την απόσβεση (κατά τον EN 1988-1 §3.2.2.2) = 1

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΛΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

H: το ύψος του κτηρίου = 4.55 m

S: Συντελεστής εξαρτώμενος από το έδαφος (κατά τον EN 1988-1 §3.2.2.2) = 1.20

f_{tm} : η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας = 100 kN/m²

$N_{Ed} = -2201.02$ kN

κατά την διεύθυνση X:

$$0.72 \leq \frac{\zeta_e \cdot \Omega_{w,x,c}}{C_m \cdot n \cdot S \cdot H} \cdot \left[\frac{f_{tm}}{N} + \frac{1}{A_{w,x}} \right] = \frac{2 \cdot 47.77}{1 \cdot 1 \cdot 1.20 \cdot 4.55} \cdot \left[\frac{100}{2201.02} + \frac{1}{8.52} \right] = 2.85$$

κατά την διεύθυνση Y:

$$0.72 \leq \frac{\zeta_e \cdot \Omega_{w,y,c}}{C_m \cdot n \cdot S \cdot H} \cdot \left[\frac{f_{tm}}{N} + \frac{1}{A_{w,y}} \right] = \frac{2 \cdot 41.56}{1 \cdot 1 \cdot 1.20 \cdot 4.55} \cdot \left[\frac{100}{2201.02} + \frac{1}{10.08} \right] = 2.10$$

Ο έλεγχος της αδρανούς περιοχής , γίνεται βάσει του Πίνακα 6.2 έχει ως εξής:

Πίνακας 6.2 Έλεγχος αδρανούς περιοχής βάσει § 5.3.8 (β) του ΚΑΔΕΤ, 2023

$\frac{Se}{g} \leq \frac{\zeta_e \Omega_w}{C_m n S H} \left[\frac{f_{tm}}{N} + \frac{1}{A_w} \right]$						Λόγοι Επάρκειας
Διεύθυνση	$T_{(SEC)}$	Se (m/sec ²)	Ω_w (m ³)	A_w (m ²)	$\frac{\zeta_e \Omega_w}{C_m n S H} \left[\frac{f_{tm}}{N} + \frac{1}{A_w} \right]$ (m)	λ
X	0.16	0.72	47.77	8.52	2.85	0.25
Y	0.16	0.72	41.56	10.8	2.10	0.34

Από τον έλεγχο αδρανούς περιοχής προκύπτει το συμπέρασμα ότι στο κτίριο δεν υπάρχουν περιοχές με ορθές εφελκυστικές τάσεις στην βάση του κτιρίου λόγω υπερκείμενων φορτίων βαρύτητας και ροπής ανατροπής λόγω σεισμού.

6.1.3 Έλεγχος μέγιστης ορθής θλιπτικής τάσης (ΚΑΔΕΤ, 2023, §5.3.8.(γ))

Ο έλεγχος σε μέγιστη ορθή θλιπτική τάση στο άκρο που θλίβεται περισσότερο, δίνεται για τις δυο κύριες διευθύνσεις του σεισμού από τις σχέσεις (6.6) και (6.7) και δεν θα πρέπει να υπερβαίνει την οιονεί μέση χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας αλλά και του υπερκείμενου εδάφους.

κατά την διεύθυνση X του σεισμού:

$$\sigma_{wc,x} = - \left[\frac{N_{Ed}}{A_{w,x}} + \frac{M_{Ed,x}}{\Omega_{w,c,x}} \right] \leq f_{mc} \quad (6.6)$$

κατά την διεύθυνση Y του σεισμού:

$$\sigma_{wc,y} = - \left[\frac{N_{Ed}}{A_{w,y}} + \frac{M_{Ed,y}}{\Omega_{w,c,y}} \right] \leq f_{mc} \quad (6.7)$$

σ_{wc} : η ορθή τάση στη θέση ελέγχου (τα θλιπτικά φορτία λαμβάνονται αρνητικά).

Με αντικατάσταση στις σχέσεις (6.6) & (6.7) προκύπτει ο Πίνακας 6.3:

Πίνακας 6.3 Έλεγχος μέγιστης ορθής θλιπτικής τάσης (ΚΑΔΕΤ, 2023, §5.3.8.(γ))

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΒΑΣΕΙ 5.3.8 γ του ΚΑΔΕΤ 2023							Λόγοι Επάρκειας
$\sigma_w = - \frac{N}{A_w} - \frac{M}{\Omega_w}$							
Διεύθυνση	N (kN) G+0.30Q	A _w (m ²)	M (kNm)	Ω _w (m ³)	f _{mc} (kN/m ²)	$-\frac{N}{A_w} - \frac{M}{\Omega_w}$	λ
X	2210	8.52	2481.74	47.77	2030	311.34	0.15
Y	2210	10.8	2481.74	41.56	2030	264.34	0.13

6.2 ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΠΕΣΣΩΝ ΜΕ ΟΡΟΥΣ (ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ)

Το πρόγραμμα υπολογίζει τους δείκτες ανεπάρκειας των εντατικών μεγεθών δηλαδή τον λόγο των τιμών σχεδιασμού των μεγεθών (E_d) που προκαλούνται από τις δράσεις στον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης, προς τις τιμές σχεδιασμού των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (R_d).

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

Ο έλεγχος επάρκειας με όρους εντατικών μεγεθών γίνεται σε κάθε επιμέρους πεσσο των τοίχων του κτιρίου. Για να επαρκεί ένας πεσσός θα πρέπει να πληρείται η σχέση (6.8), για όλα τα εντατικά μεγέθη που εξετάζεται. Για να επαρκεί ένας τοίχος θα πρέπει όλοι οι πεσσοί από τους οποίους αποτελείται να παρουσιάζουν επάρκεια.

$$E_d / R_d < 1 \quad (6.8)$$

Τα εντατικά μεγέθη που εξετάζουμε σε κάθε πεσσο ξεχωριστά είναι: α) σε κατακόρυφα φορτία, β) σε διάτμηση εντός επιπέδου γ) σε διάτμηση εκτός επιπέδου δ) σε κάμψη εντός επιπέδου ε) σε κάμψη εκτός επιπέδου περί οριζόντιο άξονα ζ) σε κάμψη εκτός επιπέδου περί κατακόρυφο άξονα.

Οι Πίνακες (6.4) και (6.5) που ακολουθούν παρουσιάζουν τους δείκτες ανεπάρκειας σε όλους τους ελέγχους εντατικών μεγεθών των επιμέρους πεσσών των τοίχων στο δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης για το επίπεδο του ισογείου και του ορόφου αντίστοιχα.

Πίνακας 6.4 Δείκτες ανεπάρκειας στο στάδιο της αποτίμηση στο επίπεδο του ισογείου

ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ q=1,5								
		ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΕΡΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΑΞΟΝΑ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΕΡΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΑΞΟΝΑ	ΕΛΕΓΧΟΣ
		ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	
ΤΟΙΧΟΣ 1	ΠΕΣΣΟΣ 1	0,22	10,00	41,52	4,69	22,00	0,97	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 3	0,28	10,00	1,44	18,88	1,60	1,07	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 5	0,41	11,83	3,44	0,61	1,73	4,58	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 6	ΠΕΣΣΟΣ 14	0,14	7,00	1,82	0,91	1,49	0,35	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 16	0,23	11,53	98,55	2,97	40,03	1,20	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 2	ΠΕΣΣΟΣ 6	0,14	2,48	0,73	0,56	1,74	0,07	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 8	0,16	7,99	1,80	1,00	2,82	0,18	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 3	ΠΕΣΣΟΣ 9	0,16	4,93	2,82	0,67	2,17	0,29	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 7	ΠΕΣΣΟΣ 17	0,15	4,26	2,53	0,51	1,92	0,25	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 4	ΠΕΣΣΟΣ 10	0,15	1,39	0,89	0,48	1,82	0,07	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 5	ΠΕΣΣΟΣ 11	0,13	10,00	4,88	44,27	5,43	0,30	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 13	0,10	10,00	1,48	1,66	1,94	0,16	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.5 Δείκτες ανεπάρκειας στο στάδιο της αποτίμηση στο επίπεδο του ορόφου

ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ $q=1,5$						
		ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΕΡΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΑΞΟΝΑ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΕΡΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΑΞΟΝΑ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΕΛΕΓΧΟΣ
ΤΟΙΧΟΣ 1	ΠΕΣΣΟΣ 18	0,09	0,46	0,73	5,63	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 20	0,07	1,65	0,76	2,25	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 6	ΠΕΣΣΟΣ 30	0,07	0,95	0,95	2,47	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 32	0,08	0,67	0,74	2,90	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 2	ΠΕΣΣΟΣ 21	0,09	0,54	0,54	5,58	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 23	0,08	0,47	0,46	2,73	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 25	0,08	0,38	0,49	5,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 3	ΠΕΣΣΟΣ 26	0,09	0,45	0,41	2,64	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 28	0,08	0,55	1,28	4,53	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 7	ΠΕΣΣΟΣ 33	0,08	0,67	0,98	2,38	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 35	0,08	0,52	0,62	4,51	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 4	ΠΕΣΣΟΣ 29	0,08	0,25	0,23	1,28	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Από την ανάλυση των αποτελεσμάτων διαπιστώνουμε ότι το αρχικό κτίριο με θεώρηση ευπαράμορφωτων διαφραγμάτων, παρουσιάζει ανεπάρκεια σε τουλάχιστον έναν έλεγχο σε όλους τους πεσσούς, συγκεκριμένα διαπιστώνουμε ότι:

- Όλοι οι πεσσοί του ισογείου παρουσιάζουν ανεπάρκεια σε διάτμηση όταν η σεισμική δράση είναι παράλληλη στο επίπεδο των τοίχων (εντός επιπέδου διάτμηση).
- Όλοι οι πεσσοί του ισογείου, όταν η σεισμική δράση είναι κάθετη στο επίπεδο των τοίχων, παρουσιάζουν ανεπάρκεια σε κάμψη εκτός επιπέδου ,με επίπεδο θραύσης παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς (εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα).
- Όλοι οι πεσσοί του ορόφου, όταν η σεισμική δράση είναι κάθετη στο επίπεδο των τοίχων, παρουσιάζουν ανεπάρκεια σε κάμψη εκτός επιπέδου, με επίπεδο θραύσης κάθετο στους οριζόντιους αρμούς (εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα).

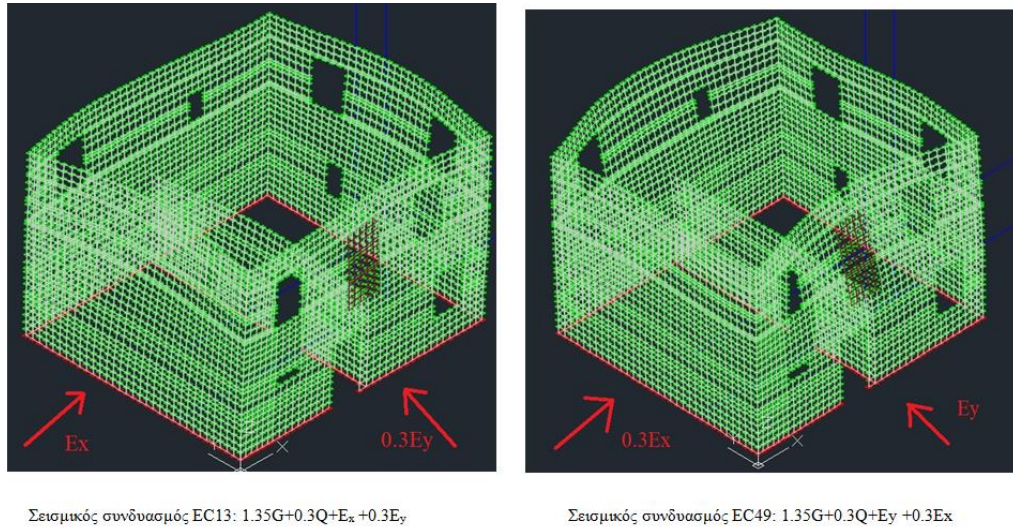
6.3 ΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΓΙΑ ΔΥΟ ΚΥΡΙΕΣ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ.

Η γραφική ανάλυση των αποτελεσμάτων της επίλυσης του φορέα, θα γίνει σε δυο σεισμικές φορτίσεις, συγκεκριμένα για την σεισμική φόρτιση $1.35G+0.3Q+E_x+0.3E_y$ (κύρια διεύθυνση του σεισμού στον άξονα X) και για την σεισμική φόρτιση $1.35G+0.3Q+E_y+0.3E_x$ (κύρια διεύθυνση του σεισμού στον άξονα Y), που αντιστοιχούν στις φορτίσεις EC_13 και EC_49 του προγράμματος, για τον έλεγχο της εντός και εκτός επιπέδου σεισμικής δράσης

στην κατασκευή Η απεικόνιση των αποτελεσμάτων θα γίνει στο 3d προσομοίωμα, για καλύτερη εποπτικότητα.

6.3.1 Γραφική ανάλυση του παραμορφωμένου φορέα.

Από την γραφική ανάλυση του Σχήματος 6.1 του παραμορφωμένου φορέα στις επιλεγμένες φορτίσεις διαπιστώνουμε ότι:



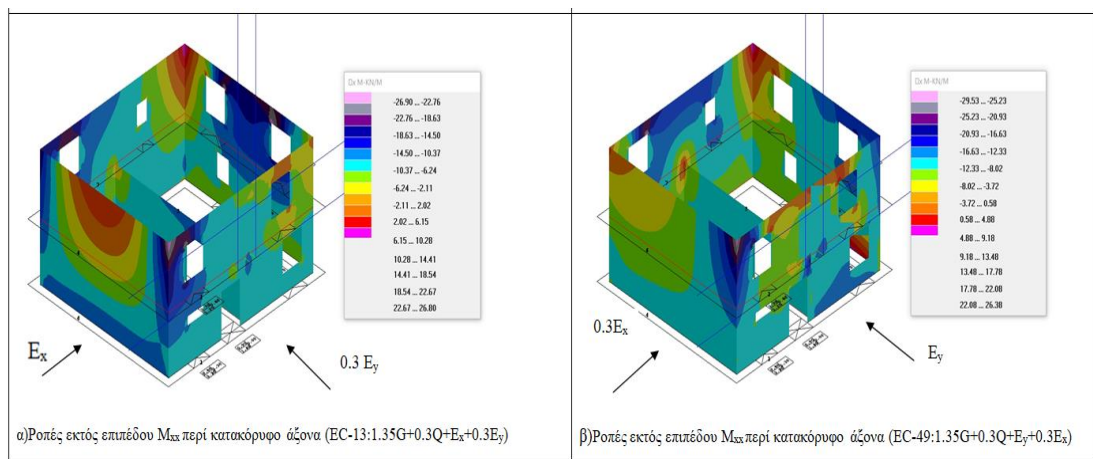
Σχήμα 6.1 Παραμορφωμένος φορέας για τους συνδυασμούς φόρτισης EC_13 και EC_49

- Η ανυπαρξία οριζόντιων άκαμπτων διαφραγμάτων, κάνει την παραμόρφωση κάθε τοίχου, ανεξάρτητη από τις παραμορφώσεις των υπολοίπων, αλλά είναι καμπτική για τους τοίχους που είναι εγκάρσια στην διεύθυνση της δύναμης και καμπτοδιατμητική στους τοίχους που είναι παράλληλα σε αυτήν.
- Ο εσωτερικός πεσσός μειώνει την καμπτική παραμόρφωση στο επίπεδο του ισογείου ενώ η ασυνέχεια του πεσσού αυτού στο όροφο έχει σαν αποτέλεσμα να αυξάνει η παραμόρφωση αυτή, όταν η κύρια σεισμική δράση είναι παράλληλη με τον εσωτερικό πεσσό.

6.3.2 Γραφική ανάλυση εκτός επιπέδου ροπών κάμψης

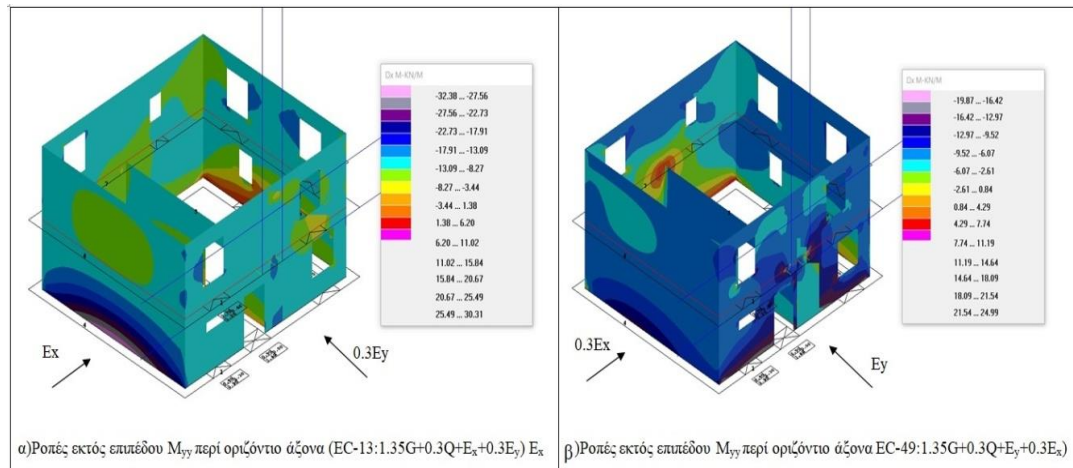
Η γραφική ανάλυση των ροπών κάμψεως εκτός επιπέδου περί κατακόρυφο άξονα M_{xx} και περί οριζόντιο άξονα M_{yy} παρουσιάζεται στα Σχήματα 6.2 & 6.3, για τους συνδυασμούς φόρτισης που εξετάζουμε.

Οι ροπές M_{xx} , εκτός επιπέδου περί κατακόρυφο άξονα, προκύπτουν από την ολοκλήρωση των τάσεων S_{xx} , επί την απόσταση z από το κέντρο βάρους της κάθε στρώσης του πεπερασμένου ανά μονάδα μήκους πεπερασμένου στοιχείου, περί τον άξονα Y ο οποίος ταυτίζεται με τον καθολικό άξονα της τομής που κάνουμε.



Σχήμα 6.2 Ροπές κάμψης M_{xx} εκτός επιπέδου περί κατακόρυφο άξονα για τις περιπτώσεις φόρτισης EC_13 και EC_49

Οι ροπές M_{yy} , εκτός επιπέδου περί οριζόντιο άξονα, προκύπτουν από την ολοκλήρωση των τάσεων S_{yy} , επί την απόσταση z από το κέντρο βάρους της κάθε στρώσης του πεπερασμένου ανά μονάδα μήκους πεπερασμένου στοιχείου, περί τον άξονα X ο οποίος ταυτίζεται με τον καθολικό άξονα της τομής που κάνουμε.



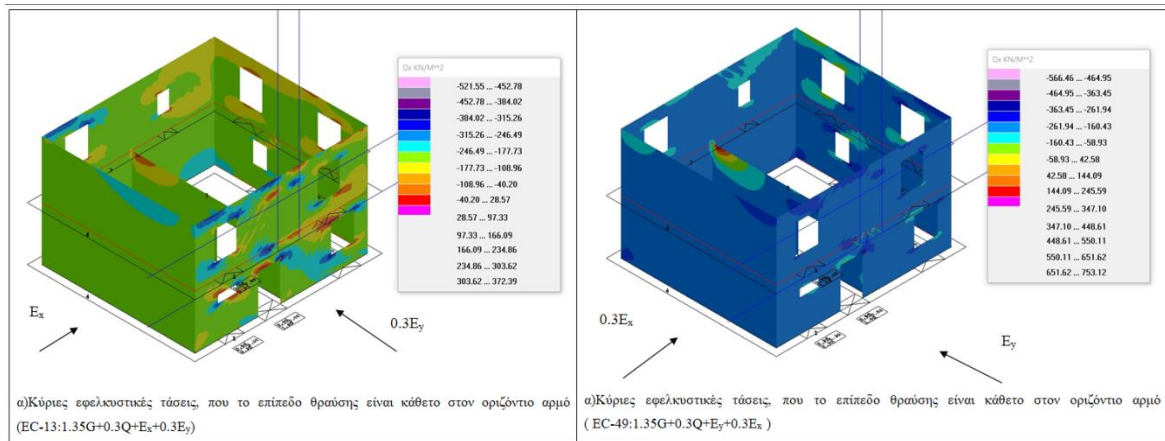
Σχήμα 6.3 Ροπές κάμψης M_{yy} εκτός επιπέδου περί οριζόντιο άξονα για τις περιπτώσεις φόρτισης EC_13 και EC_49

α) Οι μέγιστες ροπές κάμψης εκτός επιπέδου περί κατακόρυφο άξονα (Σχήμα 6.2) των πεσσών που είναι κάθετοι στην κύρια σεισμική φόρτιση, αναπτύσσονται κεντρικά στην στέψη των πεσσών του ανώτερου ορόφου καθώς και στις αντιδιαμετρικές γωνίες αυτών.

β) Οι μέγιστες ροπές κάμψης εκτός επιπέδου περί οριζόντιο άξονα (Σχήμα 6.3) των πεσσών που είναι κάθετοι στην κύρια σεισμική φόρτιση, αναπτύσσονται κεντρικά στην βάση των πεσσών του ισογείου. Στην περίπτωση όπου η κατεύθυνση της σεισμικής φόρτισης είναι παράλληλη με τον ενδιάμεσο εσωτερικό πεσσό του ισογείου παρατηρείται επιπλέον συγκέντρωση ροπών εκτός επιπέδου περί οριζόντιο άξονα, στην στέψη της διεπιφάνειας της τομής των εγκάρσιων τοίχων στην σεισμική φόρτιση με τον εσωτερικό πεσσό.

6.3.3 Γραφική ανάλυση των κύριων εφελκυστικών τάσεων S_{xx}

Η γραφική ανάλυση των εφελκυστικών τάσεων, που το επίπεδο θραύσης είναι κάθετο στον οριζόντιο αρμό, S_{xx} , παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.4 για τους συνδυασμούς φόρτισης που εξετάζουμε.



Σχήμα 6.4 Κύριες εφελκυστικές τάσεις που το επίπεδο θραύσης είναι κάθετο στον οριζόντιο αρμό.

Από την γραφική ανάλυση των αποτελεσμάτων προκύπτουν τα παρακάτω συμπεράσματα:

Παρατηρείται συγκέντρωση εφελκυστικών τάσεων στις αντιδιαμετρικές γωνίες των ανοιγμάτων που είναι παράλληλα στην κύρια σεισμική φόρτιση κατά την διεύθυνση X του σεισμού, τόσο στο ισόγειο όσο και στον όροφο. Στα σημεία αυτά πιθανόν να εμφανιστούν ρωγμές (αστοχία λόγω υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας η οποία έχει ληφθεί ίση με 0.2 MPa), με επίπεδο θραύσης κάθετα στον οριζόντιο αρμό της τοιχοποιίας.

6.4 ΈΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΜΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

Οι έλεγχοι επάρκειας με κριτήριο τις παραμορφώσεις γίνονται σε κάθε τοίχο ξεχωριστά.

Για να υπάρχει επάρκεια σε ένα τοίχο θα πρέπει να ισχύει η ανίσωση ασφαλείας

$$\text{Εάν } \lambda = E_d / R_d < 1,$$

όπου λ συντελεστής ασφαλείας.

E_d οι παραμορφώσεις που προκαλούνται από τις δράσεις στο δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης

R_d : οι διαθέσιμες αντιστάσεις με όρους παραμόρφωσης.

Για τους ελέγχους επάρκειας με όρους παραμόρφωσης επιλέχθηκε ο τοίχος 4 του κτιρίου μελέτης. Οι έλεγχοι επάρκειας με όρους παραμόρφωσης διακρίνονται ανάλογα με τον τρόπο που επιδρά η κύρια σεισμική φόρτιση στον εξεταζόμενο τοίχο:

6.4.1 Ο τοίχος 4 φορτίζεται με το σεισμικό συνδυασμό EC49: 1.35G+0.3Q+E_y+0.3E_x και εξετάζεται στην εντός του επιπέδου δράση

Ο τοίχος 4 ελέγχεται από την κάμψη εντός επιπέδου (κλίση εντός επιπέδου)

Προσδιορίζουμε τον λόγο ανεπάρκειας $\lambda = \theta_{sd} / \theta_u < 1$

θ_{sd} = η απαίτηση του τοίχου με όρους σχετικής μετατόπισης, από κάμψη εντός επιπέδου

θ_u = η ικανότητα του τοίχου με όρους σχετικής μετατόπισης, από κάμψη εντός επιπέδου

A) Προσδιορισμός της ικανότητας του τοίχου με όρους σχετικής μετατόπισης θ_u .

Σύμφωνα με την §7.4.1 του ΚΑΔΕΤ 2023 και επειδή ο τοίχος 4 θεωρείται πρωτεύων σεισμικός τότε $\theta_u = 0.008 H_o/L$

Από την ανάλυση του προγράμματος προκύπτει για $L = 6.90$ m, $H_o = 4.44$ m. Άρα, $\theta_u = 0.0052$

B) Προσδιορισμός της απαίτησης με όρους σχετικής μετατόπισης θ_{sd}

Από την ανάλυση του φορέα με το πρόγραμμα Pessos προκύπτει η απαίτηση του τοίχου σε όρους σχετικής μετατόπισης $\theta_{sd} = 0.0004$

Γ) Προσδιορισμός της στροφής θ_y στο στάδιο της «οιονεί διαρροής».

Σύμφωνα με την §7.1.1.2 του ΚΑΔΕΤ, 2023 για εντός επιπέδου κάμψη η τιμή της στροφής θ_y στο στάδιο της «οιονεί διαρροής» λαμβάνεται $\theta_y = 0.0015$

Δ) Προσδιορισμός της πλαστικής ή ψαθυρής συμπεριφοράς του τοίχου.

Ο δείκτης πλαστιμότητας παραμορφώσεων $\mu_\delta = \theta_u / \theta_y = 0.0052 / 0.0015 = 3,46 > 1.5$. Άρα, σύμφωνα με §7.1.6, του ΚΑΔΕΤ, 2023, η συμπεριφορά του τοίχου σε εντός επιπέδου

κάμψη είναι πλάστιμη. Επομένως, η ανίσωση ασφαλείας εκφράζεται με όρους παραμόρφωσης.

Ε) Προσδιορισμός του δείκτη ανεπάρκειας της εντός επιπέδου κλίσης σε εντός επιπέδου κάμψη

$\lambda = \theta_{sd} / \theta_u < 1 \Rightarrow \lambda = 0.0004 / 0.0052 \Rightarrow \lambda = 0.08 < 1$. Άρα, επαρκεί.

6.4.2 Ο τοίχος 4 φορτίζεται με εκτός επιπέδου δράση με το σεισμικό συνδυασμό EC13: 1.35G+0.3Q+E_x+0.3E_y

6.4.2.1 Προσδιορισμός της περιβάλλουσα αντοχής (δύναμης στροφής) του τοίχου 4 σε εκτός επιπέδου αστοχία

A) Προσδιορισμός της αντοχής του τοίχου 4 έναντι ανατροπής F_{Rd}

Η αντοχή του τοίχου 4 έναντι ανατροπής δίνεται από την σχέση (6.9)

$$F_{R,d} = \lambda \cdot W \cdot (1 + \Psi) \cdot \frac{t_w}{H_0} \quad (6.9)$$

$$\text{Όπου } \Psi = \frac{2P}{W}$$

Όπου $\lambda=2$ θεωρώντας αριστερά και δεξιά του τοίχου συνθήκες πάκτωσης.

Από το αρχείο τομής πεπερασμένων του τοίχου Wall_4 που εξετάζουμε στην βάση του τοίχου προκύπτει το συνολικό βάρος του τοίχου 4 ότι είναι $W = 529.53 \text{ kN}$, $P = 0 \text{ kN}$ (θεωρούμε ότι δεν ασκούνται συγκεντρωμένα φορτία στο τοίχο), $\Psi = 0$, $t_w = 0.60 \text{ m}$, $H_0 = 2.16\text{m}$.

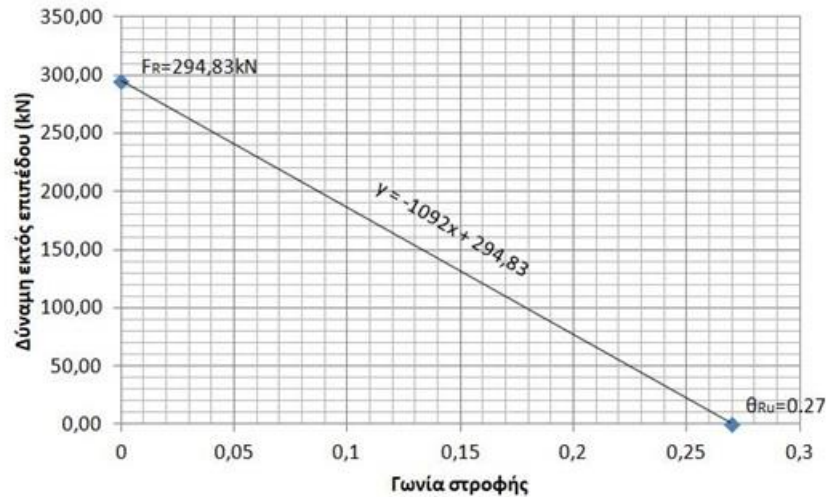
$$F_{R,d} = \lambda \cdot W \cdot (1 + \Psi) \cdot \frac{t_w}{H_0} = 2 \cdot 529.53 \cdot (1 + 0.00) \cdot \frac{0.60}{2.16} = 294.83\text{kN}$$

B) Προσδιορισμός της στροφής ανατροπής θ_{Rd}

Η στροφή ανατροπής του τοίχου 4 που κάμπτεται περί άξονα δίδεται από την σχέση:

$$\theta_{R,u} = \frac{t}{H_0} = \frac{0.60}{2.16} = 0.27$$

Άρα, η περιβάλλουσα αντοχής του τοίχου σε εκτός επιπέδου αστοχία ορίζεται από τα σημεία (0, 294.83) και (0.27, 0).



Σχήμα 6.5 Περιβάλλουσα αντοχής του τοίχου 4 σε εκτός επιπέδου αστοχία

Άρα, η γραφική παράσταση της περιβάλλουσας αντοχής (Σχήμα 6.5) δίνεται από την σχέση (6.10):

$$y = - 1092x + 294.83 \quad (6.10)$$

Γ1) Προσδιορισμός της διαθέσιμης ικανότητας παραμόρφωσης F_y σε κάμψη περί οριζόντιο άξονα

Η διαθέσιμη ικανότητα παραμόρφωσης F_y , υπολογίζεται από τον λόγο της αντίστοιχης ροπής δια το μήκος διάτμησης του τοίχου σχέση (6.11)

$$F_y = \frac{M_{Rdi,0}}{H_0} \quad (6.11)$$

Από την ανάλυση του φορέα με το πρόγραμμα Pessos, προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα (Πίνακας 6.6):

Πίνακας 6.6 Εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη του τοίχου 4 για το συνδυασμό φόρτισης $G+0.3Q+0.3E_y+E_x$ σε εκτός επιπέδου κλίση περί οριζόντιο άξονα

Τοίχος 4 (L=6.90m, / Ho _x 2.16m)							
Συνδυασμός φόρτισης G+0.3Q+ 0.3E _y +E _x	Εντατικά μεγέθη						Παραμορφωσιακά μεγέθη (εκτός επιπέδου περί οριζόντιο άξονα)
	F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z	θ _{sd}
	(V _{sd}) (kN)	(N _{sd}) (kN)	(kN)	(M _{sd,x}) (kNm)	(M _{sd,y}) (kNm)	(M _{sd,z}) (kNm)	
	90.74	322.16	154.53	156.48	1.75	198.05	0.0021

Η ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα που μπορεί να αναλάβει η διατομή ελέγχου δίδεται από την σχέση (6.12)

$$M_{Rd1,0} = \frac{1}{2} \cdot L \cdot t_w^2 \cdot \sigma_o \cdot \left(1 - \frac{\sigma_o}{f_d}\right) \quad (6.12)$$

Η μέση θλιπτική τάση σ_o λόγω αξονικής δράσης στην διατομή ελέγχου δίδεται από την παρακάτω σχέση, όπου: $N_{sd} = F_y = 322.16 \text{ kN}$, $L = 6.90 \text{ m}$, $t_w = 0.60 \text{ m}$

$$\sigma_o = \frac{N_{sd}}{L \cdot t_w} = \frac{322.16 \text{ kN}}{6.90 \text{ m} \cdot 0.60 \text{ m}} = 77.82 \text{ kN/m}^2$$

$$f_d = f_{sd} / 1.5 = 2030 / 1.5 = 1.353.33 \text{ kN/m}^2$$

Άρα, η σχέση (6.12) με αντικατάσταση γίνεται:

$$M_{Rd1,0} = \frac{1}{2} \cdot L \cdot t_w^2 \cdot \sigma_o \cdot \left(1 - \frac{\sigma_o}{f_d}\right) = \frac{1}{2} \cdot 6.90 \cdot (0.60)^2 \cdot 77.82 \cdot \left(1 - \frac{77.82}{1353.33}\right) =$$

= 91.09 kNm. Επομένως, με αντικατάσταση στη σχέση (6.11) έχουμε:

$$F_y = \frac{M_{Rdi,0}}{H_o} = \frac{91.09 \text{ kNm}}{2.16 \text{ m}} = 42.17 \text{ kN}$$

Δ1) Προσδιορισμός της στροφής θ_y που αντιστοιχεί στο στάδιο της οιονεί διαρροής

Η στροφή θ_y για το στάδιο της **οιονεί** διαρροής για εκτός επιπέδου κάμψη δίδεται στην §7.1.1.2 του ΚΑΔΕΤ, 2023 και είναι ίση με $\theta_y = 0.0020$

E1) Γραφικός υπολογισμός θ_{u2}

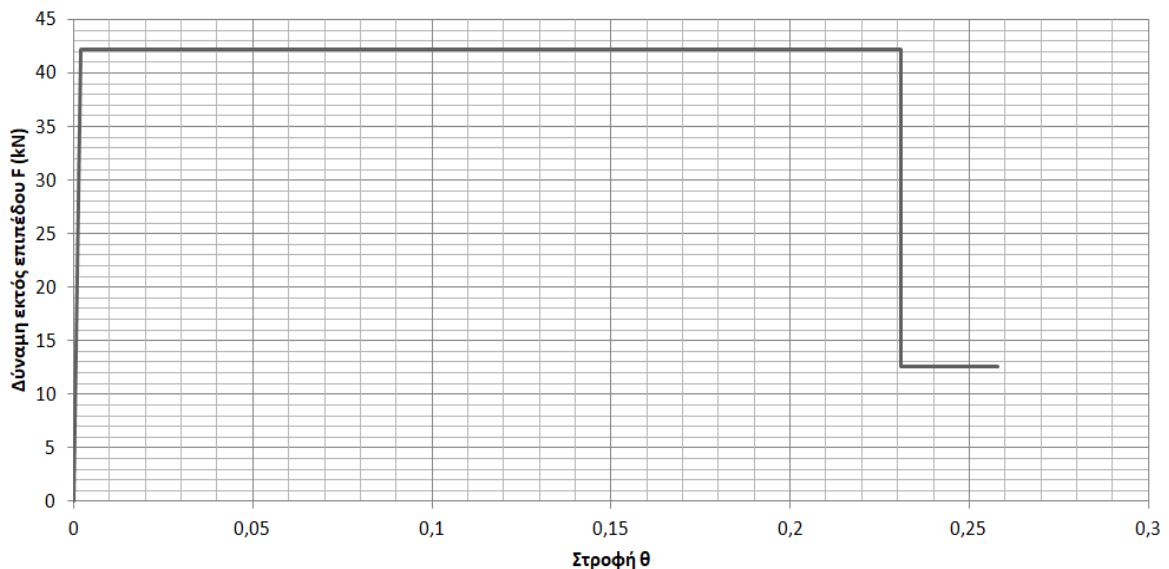
Προσδιορίζουμε την στροφή αστοχίας γραφικά από την τομή της ευθείας $y = F_y = 42.17$ και της εξίσωσης της περιβάλλουσας αντοχής $y = -1092x + 294.83$

Από την επίλυση του συστήματος προκύπτει $\theta_u = 0.231$

Άρα, έχοντας τα σημεία $(\theta_y, F_y) = (0.002, 42.17)$, $(\theta_u, F_y) = (0.231, 42.17)$ μπορούμε να προσδιορίσουμε τους δυο κλάδους της καμπύλης φέρουσας ικανότητας του τοίχου 4 (Σχήμα 6.6).

Z1) Προσδιορισμός της παραμένουσας αντοχής F_{rs}

Η παραμένουσα αντοχή F_{rs} για εκτός επιπέδου αστοχία είναι το 30% της οριακής αντοχής για διαζωματική τοιχοποιία. Άρα, χρησιμοποιώντας την σχέση (6.10) για $y = 0.3 \cdot 42.17 = 12.65$ kN προκύπτει ότι $\theta_{R,u} = 0.258$



Σχήμα 6.6 Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας του τοίχου 4 σε κλίση εκτός επιπέδου περί οριζόντιου άξονα

H1) Προσδιορισμός δείκτη πλαστιμότητας $\mu\theta$

Ο δείκτης πλαστιμότητας μ_{θ} δίδεται από την σχέση:

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y} = \frac{0.231}{0.002} = 115.5 > 1.5$$

Άρα, σύμφωνα με την §7.1.6 του ΚΑΔΕΤ, 2023 η συμπεριφορά του στοιχείου είναι πλάστιμη.

Προσδιορισμός δείκτη ανεπάρκειας λ

Ο δείκτης ανεπάρκειας λ δίδεται από τον λόγο της απαίτησης σε στροφή εκτός επιπέδου περί οριζόντιο άξονα που προκύπτει από την ανάλυση του προγράμματος Pessos $\theta_{sd} = 0.0021$, προς την ικανότητα του τοίχου σε κάμψη περί οριζόντιο άξονα $\theta_{Rd} = \theta_u = 0.231$

$$\lambda = \frac{\theta_{sd}}{\theta_{Rd}} = \frac{0.0021}{0.231} = 0.009 < 1$$

Άρα ο τοίχος 4 επαρκεί σε κλίση εκτός επιπέδου περί οριζόντιο άξονα

Γ2) Προσδιορισμός της διαθέσιμης ικανότητας παραμόρφωσης F_y σε κάμψη περί κατακόρυφο άξονα

Η διαθέσιμη ικανότητα παραμόρφωσης F_y , υπολογίζεται από τον λόγο της αντίστοιχης ροπής δια το μήκος διάτμησης του τοίχου, σχέση (6.11)

$$F_y = \frac{M_{Rdi,0}}{H_0}$$

Από την ανάλυση του φορέα με το πρόγραμμα Pessos, προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα (Πίνακας 6.7):

Πίνακας 6.7 Εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη του τοίχου 4 για το συνδυασμό φόρτισης $G+0.3Q+0.3E_y+E_x$ σε εκτός επιπέδου κλίση περί κατακόρυφο άξονα

Τοίχος 4 (L=6.90m, / $H_{o,x}$ 2.16m)							
Συνδυασμός φόρτισης $G+0.3Q+0.3E_y+E_x$	Εντατικά μεγέθη						Παραμορφωσιακά μεγέθη (εκτός επιπέδου περί κατακόρυφο άξονα)
	F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z	θ_{sd}
	(V _{sd}) (kN)	(N _{sd}) (kN)	(kN)	(M _{sd,x}) (kNm)	(M _{sd,y}) (kNm)	(M _{sd,z}) (kNm)	
	90.74	322.16	154.53	156.48	1.75	198.05	0.0022

Η ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα που μπορεί να αναλάβει η διατομή ελέγχου δίδεται από την σχέση (6.13)

$$M_{Rd2,0} = \frac{1}{6} \cdot f_{wt,d} \cdot t^2 l \quad (6.13)$$

$f_{w,t} = 100 / 1.5 = 66.66$ kN, $t = 0.60$ m και $l = 6.90$ m. Με αντικατάσταση στην σχέση (6.13) προκύπτει:

$$M_{Rd2,0} = \frac{1}{6} \cdot 66.66 \cdot 0.60^2 \cdot 6.9 = 27.60 \text{ (kNm)}$$

Με αντικατάσταση στην σχέση (6.11) όπου $H_o = L / 2 = 6.90 / 2 = 3.45$ m προκύπτει:

$$F_y = \frac{M_{Rd20}}{H_o} = \frac{27.60 \text{ kNm}}{3.45 \text{ m}} = 8.00 \text{ kN}$$

Δ2) Προσδιορισμός της στροφής θ_y που αντιστοιχεί στο στάδιο της οιονεί διαρροής

Η στροφή θ_y για το στάδιο της οιονεί διαρροής για εκτός επιπέδου κάμψη δίδεται στην §7.1.1.2 του ΚΑΔΕΤ, 2023 και είναι ίση με $\theta_y = 0.0020$

E2) Γραφικός υπολογισμός θ_{u2}

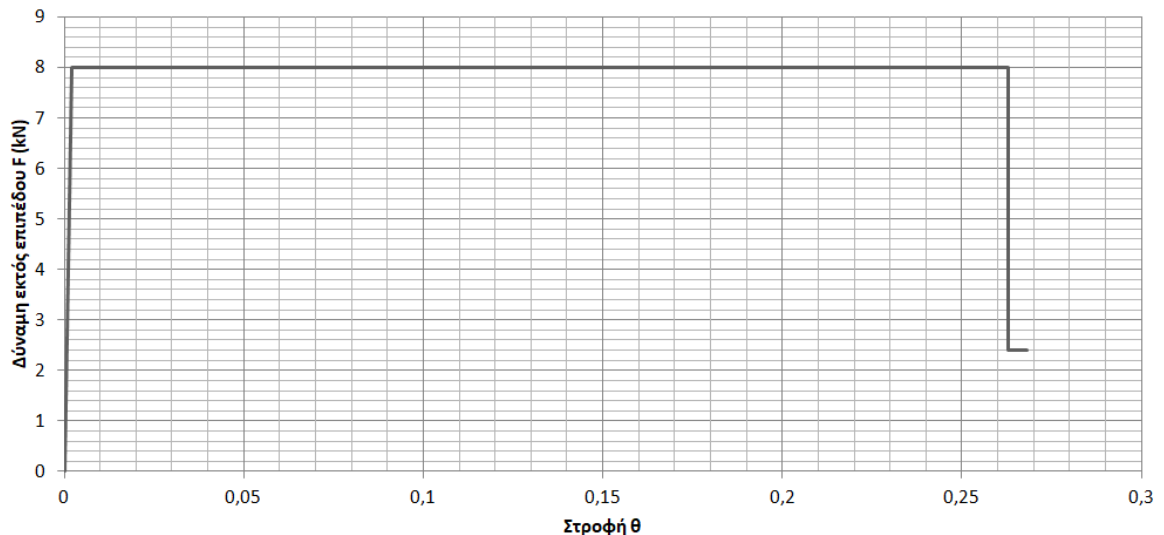
Προσδιορίζουμε την στροφή αστοχίας γραφικά από την τομή της ευθείας $y = F_y = 8$ kN και της εξίσωσης της περιβάλλουσας αντοχής $y = -1092x + 294.83$

Από την επίλυση του συστήματος προκύπτει $\theta_u = 0.263$

Άρα, έχοντας τα σημεία $(\theta_y, F_y) = (0.002, 8.00)$, $(\theta_u, F_y) = (0.263, 8.00)$ μπορούμε να προσδιορίσουμε τους δυο κλάδους της καμπύλης φέρουσας ικανότητας του τοίχου 4 (Σχήμα 6.7).

Z1) Προσδιορισμός της παραμένουσας αντοχής F_{rs}

Η παραμένουσα αντοχή F_{rs} για εκτός επιπέδου αστοχία είναι το 30% της οριακής αντοχής για διαζωματική τοιχοποιία. Άρα, χρησιμοποιώντας την σχέση (6.10) για $y = 0.3 \cdot 8.00 = 2.4$ kN προκύπτει ότι $\theta_{R,u} = 0.268$



Σχήμα 6.7 Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας του τοίχου 4 σε κλίση εκτός επιπέδου περί κατακόρυφο άξονα

H1) Προσδιορισμός δείκτη πλαστιμότητας μ_θ

Ο δείκτης πλαστιμότητας μ_θ δίδεται από την σχέση:

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} = \frac{0.263}{0.002} = 131.50 > 1.5$$

Άρα, σύμφωνα με την §7.1.6 του ΚΑΔΕΤ, 2023 η συμπεριφορά του στοιχείου είναι πλάστιμη.

Προσδιορισμός δείκτη ανεπάρκειας λ

Ο δείκτης ανεπάρκειας λ δίδεται από τον λόγο της απαίτησης σε στροφή εκτός επιπέδου περί κατακόρυφο άξονα που προκύπτει από την ανάλυση του προγράμματος Pessos, $\theta_{sd} = 0.0022$, προς την ικανότητα του τοίχου σε κάμψη περί κατακόρυφο άξονα $\theta_{Rd} = \theta_u = 0.263$

$$\lambda = \frac{\theta_{sd}}{\theta_{Rd}} = \frac{0.0022}{0.263} = 0.008 < 1$$

Άρα, ο τοίχος 4 επαρκεί σε κλίση εκτός επιπέδου περί κατακόρυφο άξονα

6.5 Έλεγχοι επάρκειας μεμονωμένων πεσσών με όρους εντατικών μεγεθών

Οι έλεγχοι επάρκειας με όρους εντατικών μεγεθών γίνονται ενδεικτικά στους πεσσούς του τοίχου 4 και συγκεκριμένα στο πεσσοί 10 του ισογείου, σε θλιπτικά φορτία, σε κάμψη εντός επιπέδου, σε διάτμηση εντός επιπέδου, σε διάτμηση εκτός επιπέδου και στο πεσσοί 29 του α ορόφου, σε θλιπτικά φορτία, κάμψη εκτός επιπέδου περί οριζόντιο και περί κατακόρυφο άξονα. Η εκτός επιπέδου σεισμική δράση που εξετάζεται είναι EC13: $1.35G+0.3Q+E_x+0.3E_y$, ενώ η εντός επιπέδου σεισμική δράση είναι η EC49: $1.35G+0.3Q+E_y+0.3E_x$. Το αξονικό φορτίο ελέγχεται για τους πεσσούς 10 και 24 για το συνδυασμό φόρτισης EC2: $1.35G+1.5Q$

6.5.1 Αναλυτικός έλεγχος πεσσού 10 του ισογείου και του πεσσού 29 του ορόφου σε κατακόρυφα (αξονικά) φορτία για το συνδυασμό φόρτισης EC2: $1.35G+1.5Q$

Η μέγιστη ορθή θλιπτική σ_c τάση στην βάση του πεσσού 10, 29 του τοίχου 4 του ισογείου και ορόφου σχέση (6.14) θα πρέπει να είναι μικρότερη από την θλιπτική αντοχή σχεδιασμού f_d .

$$\sigma_c = \frac{N_{Sdmax}}{A_w} \leq f_d \tag{6.14}$$

Η μέγιστη αξονική δύναμη για το πεσσοί 10 στην βάση τους προκύπτει από την ανάλυση του Pessos 3DR για το συνδυασμό φόρτισης EC2: $1.35G+1.5Q$ (Πίνακας 6.8), A_w το εμβαδό

στην στάθμη ελέγχου. Για στάθμη αξιοπιστία δεδομένων ανεκτή η $\gamma_m = 1.50$. Οπότε, το f_d προκύπτει από την σχέση (6.15)

$$f_d = \frac{f_{mc}}{\gamma_m} = \frac{2030}{1.50} = 1353.33 \text{ kPa} \quad (6.15)$$

Τα αποτελέσματα και ο έλεγχος των πεσσών του τοίχου 4 συνοψίζονται στον Πίνακα 6.8, από τον οποίο προκύπτει επάρκεια των δυο πεσσών σε αξονικά φορτία.

Πίνακας 6.8 Έλεγχος πεσσών 10, 29 του τοίχου 4 σε αξονικά φορτία

ΤΟΙΧΟΣ 4	Α/Α ΠΕΣΣΩΝ	Στάθμη	L(m)	t(m)	A_w (m ²)	N_{sdmax} (KN)	σ_c (kPa)	f_d (kPa)	ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ
	ΠΕΣΣΟΣ 10	ΙΣΟΓΕΙΟ	6.3	0.6	3.78	749.2	198.20	1353.33	0.15
	ΠΕΣΣΟΣ 29	ΟΡΟΦΟ	6.3	0.6	3.78	409.38	108.30	1353.33	0.08

6.5.2 Έλεγχος εντός επιπέδου κάμψης του πεσσού 10 του τοίχου 4

Τα εντατικά μεγέθη του πεσσού 10 του ισογείου, τοίχου 4 για την εντός επιπέδου δράση του σεισμικού συνδυασμού EC49: $1.35G+0.3Q+E_y+0.3E_x$, που προκύπτουν από την ανάλυση του προγράμματος δίνετε στον Πίνακα 6.9.

Πίνακας 6.9 Εντατικά μεγέθη πεσσού 10 του τοίχου 4 στην στάθμη του ισογείου για το συνδυασμό φόρτισης $G+0.3Q+0.3E_x+E_y$

πεσσός 10 τοίχος 4 στάθμη 1(L=6.30m, / $H_{oz}= 4.44m$)						
Συνδυασμός φόρτισης EC49 εντός επιπέδου	Εντατικά μεγέθη					
	F_x	F_y	F_z	M_x	M_y	M_z
	(V_{sd}) (kN)	(N_{sd}) (kN)	(kN)	($M_{sd,x}$) (kN)	($M_{sd,y}$) (kNm)	($M_{sd,z}$) (kNm)
$G+0.3Q+0.3E_x+E_y$	311.86	460.75	36.19	43.11	0.59	480.94

Ο έλεγχος σε εντός επιπέδου κάμψη του πεσσού 10 του ισογείου περιγράφεται αναλυτικά στον Πίνακα 6.10.

Πίνακας 6.10 Αναλυτικός υπολογισμός του δείκτη ανεπάρκειας σε κάμψη εντός επιπέδου του πεσσού 10 του ισογείου

Δεδομένα, ανάλυση, υλικών και γεωμετρικά χαρακτηριστικά	N_{sd} (kN)	$M_{sd,z}$ (kNm)	f_{mc} (kN/m ²)	γ_m (ΣΑΔ ανεκτή)	L (m)	t(m)
	460.75	480.94	2030	1.5	6.9	0.60
Μέση θλιπτική αντοχή(kN/m ²)	Ανηγγμένο αξονικό φορτίο	Ροπή αντίστασης στην εντός επιπέδου κάμψη (kNm)	Δείκτης ανεπάρκειας λ σε εντός επιπέδου κάμψη	Έλεγχος σε εντός επιπέδου κάμψη $\lambda < 1$		
$f_d = f_{mc} / \gamma_m$	$v_{sd} = N_{sd} / (L \cdot t \cdot f_d)$	$M_{sd} = N_{sd} (1 - 1.15 v_{sd}) L / 2$	$\lambda = M_{sd,z} / M_{Rd}$			
1353.33	0.09	1301.03	0.37	επαρκεί		

6.5.2.1 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης διατομής πεσσού 10 εντός επιπέδου, ροπής αντοχής M_{Rd} και αξονικής δύναμης N_{sd}

Το ανηγμένο αξονικό φορτίο στην εντός επιπέδου κάμψη δίνεται από την σχέση (6.16)

$$v_{sd} = \frac{N_{sd}}{(L \cdot t \cdot f_d)} \quad (6.16)$$

Η αντοχή του πεσσού 10 σε κάμψη εντός επιπέδου δίνεται από την σχέση (6.17)

$$M_{Rd} = \frac{N_{sd} \cdot L}{2} \cdot (1 - 1.15 \cdot v_{sd}) \quad (6.17)$$

Από την σχέση (6.17) προκύπτει ότι η αντοχή σε κάμψη εντός επιπέδου εξαρτάται από την δρώσα αξονική δύναμη N_{sd} . Όταν η $N_{sd} = 0$ τότε και $M_{Rd} = 0$

Η μέγιστη τιμή της αντοχής σε κάμψη εντός επιπέδου προκύπτει αν θέσουμε ίση με το 0 την παράγωγο ως προς N_{sd} της σχέσης (6.18) που προκύπτει με αντικατάσταση στην σχέση (6.17) της σχέσης (6.16)

$$M_{Rd} = \frac{N_{sd} \cdot L}{2} \cdot \left(1 - 1.15 \cdot \frac{N_{sd}}{(L \cdot t \cdot f_d)} \right) \quad (6.18)$$

Προκύπτει ότι η δρώσα αξονική N_{sd} η οποία μεγιστοποιεί την ροπή κάμψης εντός επιπέδου δίνεται από την σχέση (6.19)

$$N_{sd \max} = L \cdot t \cdot \frac{f_d}{2.30} \quad (6.19)$$

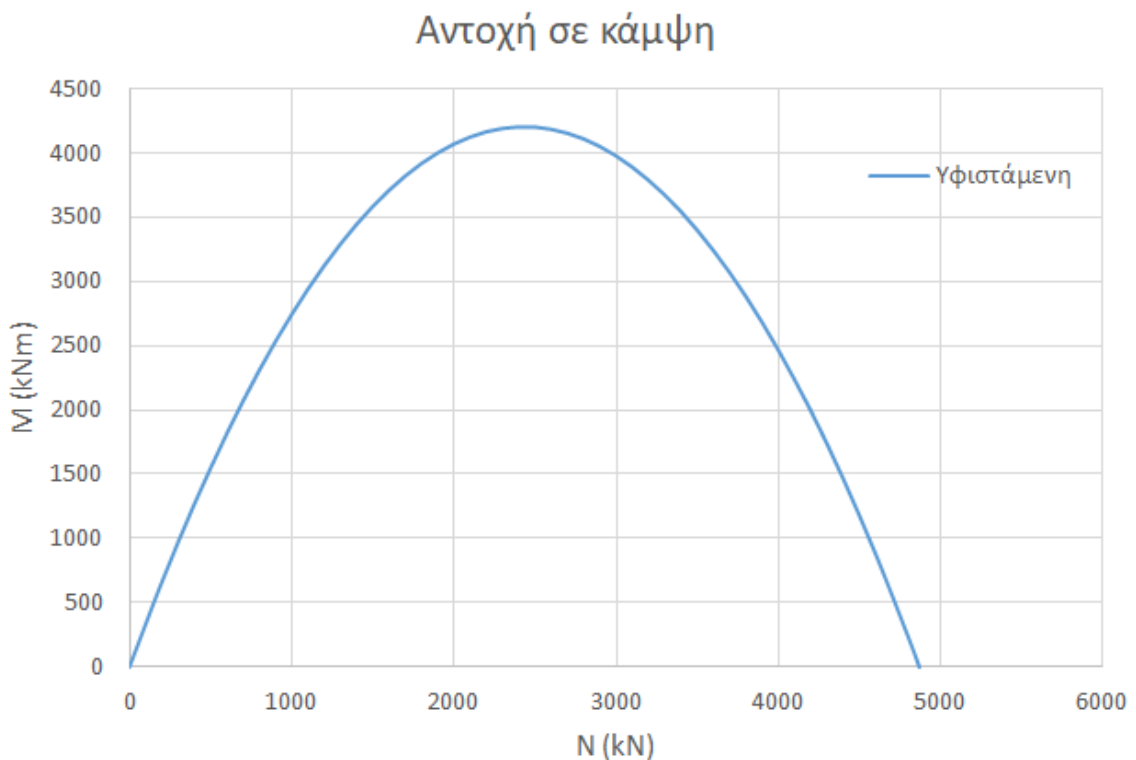
Με αντικατάσταση της σχέσης (6.19) στην σχέση (6.18) έχουμε την σχέση (6.20)

$$M_{Rd \max} = \frac{L^2 \cdot t \cdot f_d}{9.20} \quad (6.20)$$

Η μέγιστη αξονική για την οποία ξανά μηδενίζεται η ροπή εντός επιπέδου προκύπτει από την σχέση (6.18) με μηδενισμό του M_{Rd} , από την οποία προκύπτει η σχέση (6.21)

$$N_{sd \max} = \frac{f_d \cdot L \cdot t}{1.15} \quad (6.21)$$

Επομένως, το διάγραμμα αλληλεπίδρασης για τιμές του $N_{sd} [0, \frac{f_d \cdot L \cdot t}{1.15}]$ προκύπτει από το Σχήμα 6.8.



Σχήμα 6.8 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπής σε κάμψη εντός επιπέδου και αξονικού φορτίο πεσσού 4

6.5.3 Έλεγχος εντός επιπέδου διάτμηση του πεσσού 10 του τοίχου 4

Ο έλεγχος σε εντός επιπέδου διάτμηση του πεσσού 10 του ισογείου περιγράφεται αναλυτικά στον Πίνακα 6.11. Από τον έλεγχο προκύπτει ανεπάρκεια του πεσσού σε εντός επιπέδου διάτμηση.

Πίνακας 6.11 Αναλυτικός υπολογισμός του δείκτη ανεπάρκειας σε διάτμηση εντός επιπέδου του πεσσού 10 του ισογείου

Δεδομένα ανάλυσης, υλικών, γεωμετρικά χαρακτηριστικά	N_{sd} (kN)	V_{sd} (kN)	f_{mc} (kN/m ²)	γ_m (ΣΑΔ ανεκτική)	L (m)	t(m)	H_{oz} (m)
	460.75	311.86	2030	1.5	6.3	0.60	4.44
	f_b (kN/m ²)	f_{vm0} (kN/m ²)	$f_{wt,d}$ (kN/m ²)	l_c (m)			
	$25 \cdot 10^3$	100	100	6.30			
Μέση θλιπτική αντοχή(kN/m ²)	Ανηγμένο αξονικό φορτίο	Ικανοτική τέμνουσα (kN)	Διατμητική αντοχή διαγώνιας εφελκυστικής ρηγματώσεως (kN/m ²)				
$f_d = f_{mc} / \gamma_m$	$v_{sd} = N_{sd} / (L \cdot t \cdot f_d)$	$V_f = \frac{L \cdot N}{2 \cdot H_o} (1 - 1.15 \cdot v_{sd})$	$f_{vd,t} = \sqrt{f_{wt,d} * (f_{wt,d} + v_{sd} * f_d)}$				
1353.33	0.09	293.02	148.96				
Διατμητική αντίσταση διαγώνιας εφελκυστικής ρηγματώσεως (kN)	Διατμητική αντοχή λόγω ολίσησης κατά μήκος του οριζόντιου αρμού του κονιάματος (kN/m ²)						
$V_{v,t} = f_{vd,t} \cdot l_c \cdot t$	$f_{vd,s} = f_{vm0} + 0.4 \cdot \frac{N_{sd}}{L \cdot t} \leq 0.065 \cdot f_b$						
464.30	148.76 ≤ 1625 kN/m ²						
Διατμητική αντίσταση λόγω ολίσησης κατά μήκος του οριζόντιου αρμού του κονιάματος (kN)	Φέρουσα ικανότητα έναντι τέμνουσας (kN)						
$V_{v,s} = f_{vd,s} \cdot l_c \cdot t$	$V_v = \min \{ V_{v,t}, V_{v,s} \}$						
562.30	464.30						
Έλεγχος	Επειδή $V_f < V_v$ κρίσιμη για την αστοχία του πεσσού είναι η κάμψη. Άρα $V_{Rd} = V_f$						
	293.02 kN						
Δείκτης ανεπάρκειας σε εντός επιπέδου διάτμηση	Έλεγχος σε εντός επιπέδου διάτμηση $\lambda > 1$						
$\lambda = V_{sd} / V_{Rd}$							
1.06	Ανεπάρκεια						

6.5.4 Έλεγχος εκτός επιπέδου διάτμηση του πεσσού 10 του τοίχου 4

Τα εντατικά μεγέθη του πεσσού 10 του ισογείου, τοίχου 4 για την εκτός επιπέδου δράση του σεισμικού συνδυασμού EC13:1.35G+0.3Q+E_x+0.3E_y, που προκύπτουν από την ανάλυση του προγράμματος δίνετε στον Πίνακα 6.12

Πίνακας 6.12 Εντατικά μεγέθη πεσσού 10 του τοίχου 4 στην στάθμη του ισογείου για το συνδυασμό φόρτισης $G+0,3Q+0,3E_y+E_x$

πεσσός 10 τοίχος 4 στάθμη 1(L=6.30m, / H_{0x}= 2.16m)						
Συνδυασμός φόρτισης	Εντατικά μεγέθη					
	F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z
	(kN)	(N _{sd}) (kN)	(V _{sd}) (kN)	(M _{sd,x}) (kN)	(M _{sd,y}) (kNm)	(M _{sd,z}) (kNm)
G+0.3Q+0.3E _x +E _y	90.74	322.16	154.53	156.47	1.74	198.05

Για να επαρκεί ο πεσσός 10 του τοίχου 4 σε διάτμηση εκτός επιπέδου θα πρέπει ο δείκτης ανεπάρκειας που ορίζεται από τον λόγο $\lambda = V_{sd} / V_R < 1$

Όπου $V_{sd} = 154.53$ kN (δράση τέμνουσα, προκύπτει από την ανάλυση του προγράμματος)

Η ικανοτική τέμνουσα έναντι ανατροπής δίνεται από την σχέση (6.21)

$$V_{Rd} = \lambda \cdot W \cdot (1 + \Psi) \cdot \frac{t}{H_0} \quad \text{Όπου } \Psi = \frac{2P}{W} \quad (6.21)$$

Όπου $W = N_{sd} = 322.16$ kN,

Λαμβάνεται $\lambda = 2$, $\Psi = 0$ υπέρ της ασφαλείας, $t = 0.60$ m, $H_0 = 2.16$ m

Με αντικατάσταση στη σχέση (6.21) προκύπτει ότι: $V_{Rd} = 178.56$ kN

Έλεγχος σε εκτός επιπέδου διάτμηση

Ο λόγος $\lambda = V_{sd} / V_R = 154.53 / 178.56 = 0.87 < 1$. Άρα, ο πεσσός επαρκεί στην εκτός επιπέδου διάτμηση.

6.5.5 Έλεγχος εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα του πεσσού 29 του τοίχου 4

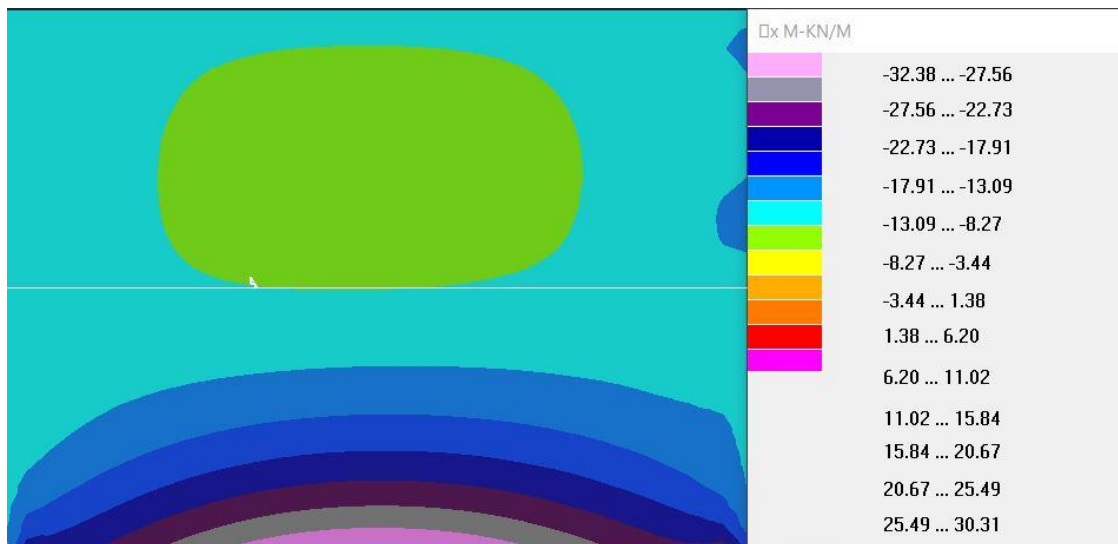
Ο έλεγχος σε εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα του πεσσού 29 του α ορόφου περιγράφεται αναλυτικά στον Πίνακα 6.13. Από τον έλεγχο προκύπτει ανεπάρκεια του πεσσού σε εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα.

Πίνακας 6.13 Αναλυτικός υπολογισμός του δείκτη ανεπάρκειας σε εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα του πεσσού 29 του α ορόφου

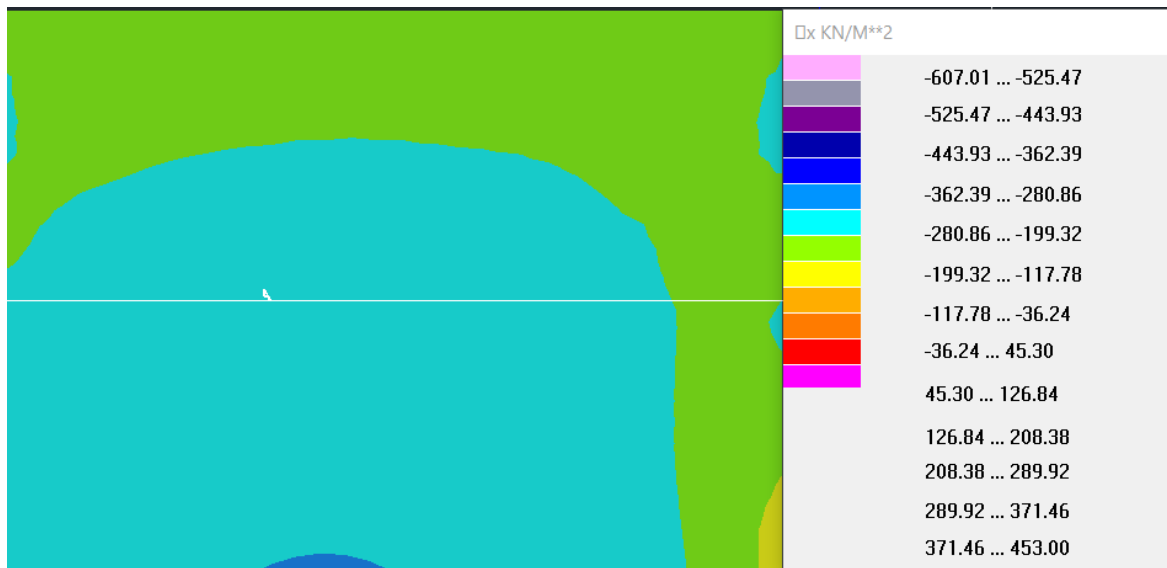
Δεδομένα ανάλυσης, υλικών, γεωμετρικά χαρακτηριστικά	$N_{sd}(kN)$	$M_{sd}(kN \cdot m)$	$f_{mc}(kN/m^2)$	γ_m (ΣΑΔ ανεκτή)	L (m)	t(m)	$H_{ox}(m)$
	322.16	156.48	2030	1.5	6.3	0.60	2.16
	$f_b (kN/m^2)$						
	$25 \cdot 10^3$						
Μέση θλιπτική αντοχή(kN/m^2)	Η μέση θλιπτική τάση λόγω αξονικής δράσεως (kN/m^2)	Ροπή αντοχής σε κάμψη εκτός επιπέδου (kN/m^2)	Δείκτης ανεπάρκειας σε εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιου άξονα		Έλεγχος		
$f_d = f_{mc} / \gamma_m$	$\sigma_o = \frac{N_{sd}}{L \cdot t_w}$	$M_{Rd1.0} = \frac{1}{2} \cdot L \cdot t_w^2 \cdot \sigma_o \cdot (1 - \frac{\sigma_o}{f_d})$	$\lambda = M_{sd} / M_{Rd}$		$\lambda > 1$		
1353.33	85.23	87.95	1.78		Ανεπάρκεια		

Γραφική απεικόνιση

Οι ροπές M_{yy} (Σχήμα 6.9) προκύπτουν από την ολοκλήρωση των τάσεων S_{yy} (Σχήμα 6.10) επί την απόσταση της κάθε στρώσης του πεπερασμένου και είναι ανά μονάδα μήκους πεπερασμένων, περί τον άξονα X της τομής που κάνουμε (καθολικός άξονας X). Άρα, είναι οι ροπές M_x περί οριζόντιο άξονα εκτός επιπέδου.



Σχήμα 6.9 Ροπές κάμψης M_{yy} περί οριζόντιο άξονα εκτός επιπέδου για τον σεισμικό συνδυασμό EC13 του τοίχου 4



Σχήμα 6.10 Τάσεις S_{yy} περί οριζόντιο άξονα εκτός επιπέδου για τον σεισμικό συνδυασμό EC13 του τοίχου 4

6.5.6 Έλεγχος εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα του πεσσού 29 του τοίχου 4

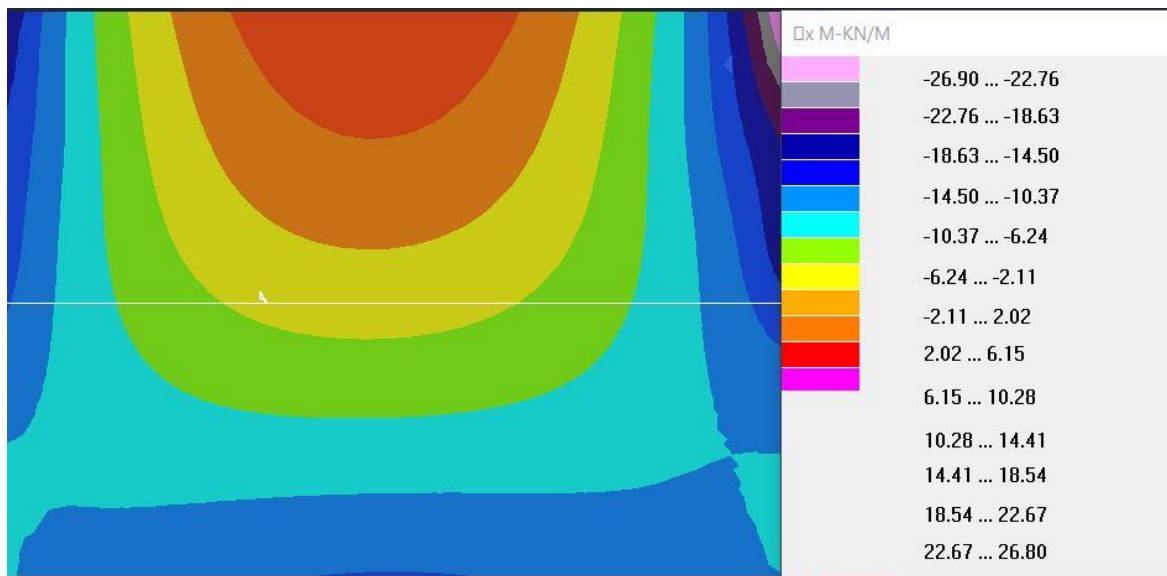
Ο έλεγχος σε εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα του πεσσού 29 του α ορόφου περιγράφεται αναλυτικά στον Πίνακα 6.14. Από τον έλεγχο προκύπτει επάρκεια του πεσσού σε εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα.

Πίνακας 6.14 Αναλυτικός υπολογισμός του δείκτη ανεπάρκειας σε εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα του πεσσού 29 του α ορόφου

Δεδομένα ανάλυσης, υλικών, γεωμετρικά χαρακτηριστικά	$N_{sd}(kN)$	$M_{sd}(kN \cdot m)$	$f_{mc}(kN/m^2)$	γ_m (ΣΑΔ ανεκτή)	L (m)	t(m)	$H_{ox}(m)$
	322.16	1.74	2030	1.5	6.3	0.60	2.16
	f_b (kN/m ²)	$f_{wt,d}$ (kN/m ²)					
	$25 \cdot 10^3$	100					
Μέση θλιπτική αντοχή(kN/m ²)	Η ροπή αντοχής σε κάμψη εκτός επιπέδου περί κατακόρυφο άξονα		Δείκτης ανεπάρκειας σε εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα		Έλεγχος		
$f_d = f_{mc} / \gamma_m$	$M_{Rd2.0} = \frac{1}{6} \cdot f_{wt,d} \cdot t_w^2 \cdot L$		$\lambda = M_{sd} / M_{Rd}$		$\lambda < 1$		
1353.33	25.20	0.07		Επάρκεια			

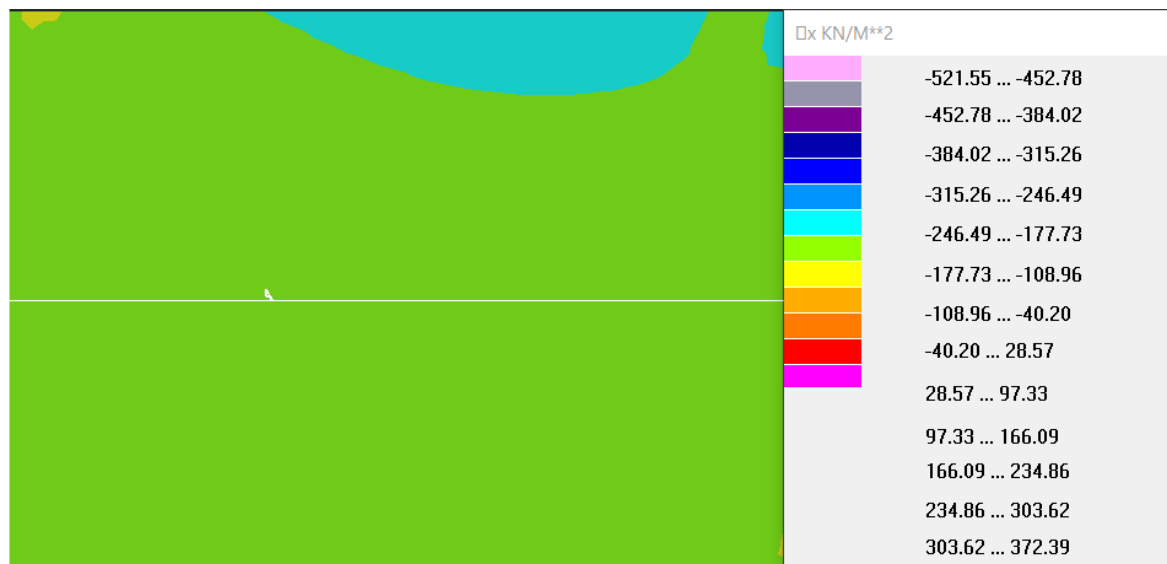
Γραφική απεικόνιση

Οι ροπές M_{xx} (Σχήμα 6.10), προκύπτουν από την ολοκλήρωση των τάσεων S_{xx} (Σχήμα 6.11) επί την απόσταση της κάθε στρώσης του πεπερασμένου και είναι ανά μονάδα μήκους πεπερασμένων, περί τον άξονα Y της τομής που κάνουμε (καθολικός άξονας Y). Άρα, είναι οι ροπές M_y περί κατακόρυφο άξονα.



Σχήμα 6.11 Ροπές κάμψης M_{xx} περί κατακόρυφο άξονα εκτός επιπέδου για τον σεισμικό συνδυασμό EC13 του τοίχου 4

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955



Σχήμα 6.12 Τάσεις S_{xx} περί κατακόρυφο άξονα εκτός επιπέδου για τον σεισμικό συνδυασμό EC13 του τοίχου4

Κεφάλαιο 7

ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΤΕΧΝΙΚΟΥ ΧΑΡΑΚΤΗΡΑ-ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

7.1 Κριτήρια επιλογής και τύποι δομητικής επέμβασης

Η λήψη αποφάσεων δομητικής επέμβασης στο κτίριο που εξετάζουμε εξαρτάται από τα αποτελέσματα της αποτίμησης του καθώς και από την παθολογία του δηλαδή την ένταση και την έκταση των βλαβών του. Στόχος των επεμβάσεων είναι αφενός να ικανοποιούνται οι βασικές απαιτήσεις του Αντισεισμικού Κανονισμού και αφετέρου η ελαχιστοποίηση του κόστους της επέμβασης, λαμβάνοντας υπόψη αρχιτεκτονικούς ή αρχαιολογικούς περιορισμούς.

Οι στρατηγικές τεχνικού χαρακτήρα που προτείνονται είναι: α) η αύξηση της φέρουσας ικανότητας και της δυσκαμψίας του κτιρίου με επεμβάσεις ενίσχυσης της φέρουσας τοιχοποιίας β) στην αναίρεση κρίσιμων ανεπαρκειών που επικεντρώνονται στην άρση όλων εκείνων των χαρακτηριστικών που συνεπάγονται δυσμενή αντισεισμική συμπεριφορά για τον λόγο αυτό επιλέχθηκε η ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας του πατώματος του α ορόφου και της στέγης και η εξασφάλιση της σύνδεσης τους με τα κατακόρυφα στοιχεία (ΚΑΔΕΤ, 2023). Στο κτίριο που μελετάμε εξετάζονται οι παρακάτω περιπτώσεις ενίσχυσης.

7.1.1 Ενίσχυση της φέρουσας τοιχοποιίας με ομογενοποίηση της μάζας της μέσω ενέσεων.

Η συγκεκριμένη μέθοδος της ομογενοποίησης της μάζας των τοίχων με την χρήση ενέσεων υπό ελεγχόμενη πίεση εφαρμόζεται και σε δίστρωτες τοιχοποιίες με διάτονα λιθοσώματα όπως στην περίπτωση που εξετάζουμε (ΚΑΔΕΤ, 2023). Ένας άλλος λόγος για τον οποίο προτείνεται η μέθοδος αυτή είναι το μεγάλο ποσοστό κενών στο εσωτερικό της τοιχοποιίας καθώς και το γεγονός ότι η επέμβαση αυτή δεν τροποποιεί τα μορφολογικά και αισθητικά χαρακτηριστικά του κτιρίου.

Με την χρήση ενεμάτων στην τοιχοποιία πετυχαίνουμε: α) αύξηση της αντοχής της τοιχοποιίας β) πλήρωση των ρηγματώσεων στο εσωτερικό της τοιχοποιίας γ) μέσω ενεμάτων σταθερού όγκου δεν τροποποιείται η εντατική κατάσταση της τοιχοποιίας (Σπυράκος, 2019).

Σε κτίρια ιστορικής και αρχιτεκτονικής αξίας οι τοιχοποιίες παρουσιάζουν τυπικά φαινόμενα μηχανικής φθοράς, όπως δημιουργία διαγώνιων και κάθετων ρωγμών καθώς και σε τρίστρωτες τοιχοποιίες αποκόλληση τοπικά της εξωτερικής παρειάς. Η πιο πρόσφορη τεχνική για την επισκευή βλαβών είναι η ενεμάτωση των τοιχοποιιών με ανόργανα ενέματα με βάση την υδραυλική άσβεστο τα οποία είναι κατάλληλα για την αποκατάσταση ιστορικών τοιχοποιιών (Χατζηνεοφύτου, 2022).

Για την περίπτωση που εξετάζουμε, μπορούμε να προτείνουμε ενίσχυση της δίστρωτης τοιχοποιίας με ομογενοποίηση μάζας με χρήση ενέματος με βάση την υδραυλική άσβεστο. Στόχος είναι να μην επηρεαστεί η ιστορική αξία του ακινήτου τόσο αισθητικά όσο και ως προς τον τρόπο δόμησης, πάντα κατόπιν έγκρισης της σύστασης του ενέματος από την αρμόδια αρχαιολογική υπηρεσία.

Η διαδικασία εφαρμογής της ομογενοποίησης με ενέματα περιλαμβάνει τις ακόλουθες φάσεις:

- Φάση Α: Καθαρισμός του τοίχου. Αρχικά γίνεται καθαίρεση επιχρίσματος αν υπάρχει, έπειτα ακολουθεί καθαρισμός της επιφάνειας με νερό υψηλής πίεσης.
- Φάση Β: Αρμολόγημα και σφράγιση των ρωγμών. Πριν την εφαρμογή του ενέματος προηγείται σφράγιση των ρωγμών με αρμολόγημα ώστε να αποφευχθεί η απώλεια του ενέματος.
- Φάση Γ: Καθορισμός βέλτιστης απόστασης οπών. Πριν την διάνοιξη των οπών πρέπει να καθοριστούν οι ακριβείς θέσεις των οπών, ώστε από το σημείο αναφοράς όπου εισάγεται το ένεμα να μπορεί να παρατηρείται η έξοδος από την πιο κοντινή οπή.
- Φάση Δ: Διάνοιξη οπών. Έχοντας καθορίσει την βέλτιστη απόσταση των οπών, οι υπόλοιπες οπές τοποθετούνται σε διάταξη ισόπλευρου τριγώνου, ώστε να μειωθεί η

επιφάνεια της τοιχοποιίας που δεν φτάνει το ένεμα. Το βάθος διάνοιξης των οπών πρέπει να είναι μεταξύ των 2/3 και των 3/4 του πάχους του τοίχου ενώ οι οπές παρουσιάζουν κλίση από πάνω προς τα κάτω για την καλύτερη ενεμάτωση.

- Φάση Ε: Τοποθέτηση των σωλήνων πλήρωσης. Οι σωλήνες πλήρωσης εισάγονται στις οπές, όπου περιμετρικά αυτών τοποθετείται κονίαμα ταχείας πήξεως ώστε να μην υπάρχουν απώλειες ενέματος κατά την διαδικασία της ενεμάτωσης.
- Φάση ΣΤ: Πλύσιμο και διαβροχή του τοίχου. Ο τοίχος καθαρίζεται με πλύσιμο από τα προϊόντα καθαίρεσης της διάνοιξης των οπών και έπειτα όλη η επιφάνεια του τοίχου διαβρέχεται μέχρι κορεσμού ώστε να μην απορροφηθεί το νερό του ενέματος από την τοιχοποιία.
- Φάση Ζ: Ενεμάτωση. Η τοιχοποιία είναι έτοιμη για ενεμάτωση. Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας, όπως το ποσοστό των κενών στην μάζα της τοιχοποιίας καθώς και η συνοχή της τοιχοποιίας καθορίζεται ο τρόπος που θα γίνει η ενεμάτωση (Σπυράκος, 2019).

Ακολουθεί ο αναλυτικός υπολογισμός των μηχανικών ιδιοτήτων της φέρουσας τοιχοποιίας μετά την ενίσχυση:

7.1.1.1 Υπολογισμός θλιπτικής αντοχής τοιχοποιίας μετά την ενίσχυση $f_{wc,f}$

Η σχέση (7.1), δίνει την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας μετά την ομογενοποίηση $f_{wc,f}$

$$f_{wc,f} = f_{wc,0} + \Delta f_0 + \lambda n f_{grc} \quad (7.1)$$

$f_{wc,0}$ = η αρχική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας, f_{grc} = η θλιπτική αντοχή του ενέματος.

n = ο λόγος του όγκου του εισαγόμενου ενέματος ως προς τον συνολικό όγκο του κονιάματος. Συνίσταται ο λόγος του ενέματος να μην λαμβάνεται μεγαλύτερος από 30% του κονιάματος $n < 0.3$. Επειδή δεν διαθέτουμε ακριβή στοιχεία, λαμβάνουμε την τιμή $n = 0.1$.

$$\Delta f_0 = f_0 \cdot \left(1 + \frac{1}{10n}\right) \quad (7.2)$$

f_0 = συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπόψη το βαθμό λάξευσης των λίθων (σε MPa). Ο συντελεστής f_0 παίρνει τιμές: 0.00 για λαξευτή τοιχοποιία, 0.50-1.00 για ημικανονικούς λίθους και 1.5-2.5 για αργολιθοδομή ανάλογα με την ποιότητα δόμησης.

λ = συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος, κονιάματος, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 0.50 για τραχείς λίθους και 0.1 για λείους λίθους (ΚΑΔΕΤ, 2023).

Για την περίπτωση που εξετάζουμε έχουμε τα εξής δεδομένα: $f_{wc,0} = 2.03$ MPa), $f_0 = 1.5$ για αργολιθοδομή, $n = 0.1$, $\lambda = 0.50$ για τραχείς λίθους. Για την ενίσχυση της τοιχοποιίας προτείνεται η χρήση ενέματος με βάση την υδραυλική άσβεστο, θλιπτικής αντοχής $f_{grc} = 5$ MPa. Από την σχέση (7.2) προκύπτει:

$$\Delta f_0 = 1.5 \cdot (1 + 1/10 \cdot 0.1) = 0.75 \Rightarrow \Delta f_0 = 0.75.$$

Από την σχέση (7.1) με αντικατάσταση:

$$f_{wc,f} = 2.03 + 0.75 + 0.50 \cdot 0.1 \cdot 5.0 \Rightarrow f_{wc,f} = 3.03 \text{ MPa}$$

7.1.1.2 Υπολογισμός εφελκυστικής αντοχής f_{wt}

Η πλήρωση των κενών και των ασυνεχειών της φέρουσας τοιχοποιίας με ένεμα, έχει σαν συνέπεια την αύξηση της θλιπτικής αντοχής της σε εφελκυσμό και την βελτίωση της συνάφειας μεταξύ των διεπιφανειών των λιθοσωμάτων. Η εφελκυστική αντοχή του ομογενοποιημένου τοίχου εκτιμάται με βάση τον λόγο n του όγκου του εισαγόμενου ενέματος προς το συνολικό όγκο του κονιάματος, λαμβάνοντας υπόψη την εκτιμώμενη εφελκυστική αντοχή του μεικτού κονιάματος ενέματος κατά την κρίση του μελετητή (ΚΑΔΕΤ, 2023).

Η τιμή της εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας στην περίπτωση που εξετάζουμε μετά την χρήση ενέματος μπορεί να θεωρηθεί προσαυξημένη κατά 10% της αρχικής εφελκυστικής αντοχής της $f_{wt,0} = 0.10$ MPa. Άρα, η τελική εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας είναι: $f_{wt,f} = f_{wt,0} + 0.1 \cdot f_{wt,0} \Rightarrow f_{wt,f} = 0.11$ MPa

7.1.1.3 Υπολογισμός αντοχής σε διάτμηση f_{vko}

Η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας f_{vo} υπό μηδενική θλιπτική τάση, αυξάνεται με την εφαρμογή ενεμάτων. Για την εκτίμηση της διατμητικής αντοχής της ενισχυμένης τοιχοποιίας λαμβάνεται υπόψη η θλιπτική αντοχή του μικτού κονιάματος (ένεμα-κονίαμα δόμησης) (ΚΑΔΕΤ, 2023).

Η τιμή της ενισχυμένης διατμητικής αντοχής f_{vko} , για την συγκεκριμένη περίπτωση που εξετάζουμε μπορεί να θεωρηθεί αυξημένη κατά 200% σε σχέση με την υφιστάμενη διατμητική αντοχή:

$$f_{vko} = 0.10 + 0.10 \cdot 200\% = 0.10 + 0.2 = 0.3 \text{ MPa} \Rightarrow f_{vko} = 0.3 \text{ MPa}$$

7.1.1.4 Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας της ενισχυμένης τοιχοποιίας E_{we}

Η εφαρμογή ενεμάτων στην τοιχοποιία οδηγεί σε αύξηση του μέτρου ελαστικότητας της, το ποσοστό της αύξησης εξαρτάται από την σύνθεση του ενέματος. Επειδή στην βιβλιογραφία το ποσοστό της αύξησης του μέτρου ελαστικότητας της ενισχυμένης τοιχοποιίας παρουσιάζει αύξηση της τάξεως του 60% κατά μέσο όρο σε σχέση με το μέτρο ελαστικότητας πριν την επέμβαση, συνίσταται από το κανονισμό ΚΑΔΕΤ, 2023, υπέρ της ασφαλείας να γίνονται δυο αναλύσεις μία με την προσαύξηση του μέτρου ελαστικότητας και μία χωρίς την προσαύξηση (ΚΑΔΕΤ, 2023)

Στην μελέτη μας θα θεωρήσουμε ότι το μέτρο ελαστικότητας της ενισχυμένης τοιχοποιίας θα αυξηθεί κατά 60% σε σχέση με το μέτρο ελαστικότητας πριν την επέμβαση.

$$E_{we} = 698.63 \text{ MPa} + 60\% \cdot 698.63 \text{ MPa} = 1117.81 \text{ MPa}$$

7.1.1.5 Υπολογισμός μέτρου διάτμησης της ενισχυμένης τοιχοποιίας G_{we}

Το μέτρο διάτμησης μετά την χρήση ενεμάτων λαμβάνεται σύμφωνα με την βιβλιογραφία (Καραντώνη, 2012), προσαυξημένο ενδεικτικά κατά 15% για χαμηλής ποιότητα αργολιθοδομή, σε σχέση με το αρχικό μέτρο διάτμησης πριν την επέμβαση. Το ποσοστό αυτό εξαρτάται από πόσο επιτυχής υπήρξε ο βαθμός εμποτισμού.

$$G_{we} = 312.5 \text{ MPa} + 15\% \cdot 312.5 \text{ MPa} = 359.37 \text{ MPa}$$

Συγκεντρωτικά τα δεδομένα του ενισχυμένου φορέα δίνονται στον Πίνακα 7.1

Πίνακας 7.1 Δεδομένα ενισχυμένου φορέα με ομογενοποίηση μάζας

Μηχανικά χαρακτηριστικά	Μονάδες μέτρησης	Ενισχυμένος με ενέματα μάζας φορέας
Μέτρο ελαστικότητας E	GPa	1.11781
Μέτρο διάτμησης G	GPa	0.35937
Λόγος poisson ν	-	0.2
Φαινόμενο βάρος	kN/m ³	29
Θλιπτική αντοχή f_{mc}	MPa	3.03
Διατμητική αντοχή f_{vm0}	MPa	0.3
Θλιπτική αντοχή κονιάματος f_m	MPa	5
Θλιπτική αντοχή λιθοσώματος f_b	MPa	25
Τύπος λιθοσώματος	-	Συμπαγής πλίνθοι

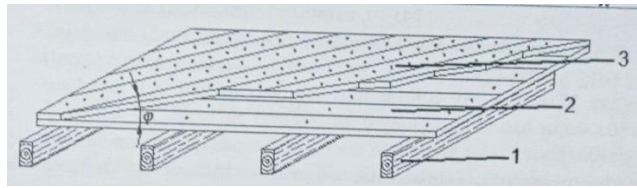
7.1.2 Ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας του δαπέδου α ορόφου και της στέγης μέσω επεμβάσεων στα πατώματα.

Τα υφιστάμενα διαφράγματα του δαπέδου του α ορόφου και της στέγης, θεωρήθηκαν κατά την αποτίμηση ως ευπαράμορφα, θεωρήθηκε δηλαδή ότι η μέγιστη οριζόντια παραμόρφωση εντός του επιπέδου τους υπερβαίνει το διπλάσιο του μέσου σχετικού βέλους των κατακόρυφων φορτίων του υποκείμενου ορόφου (ΚΑΔΕΤ, 2023). Προκειμένου να άρουμε παράγοντες που οδηγούν σε ανεπάρκειες στην αντισεισμική συμπεριφορά του κτιρίου, όπως είναι η σημαντική αύξηση του βάρους των διαφραγμάτων ιδιαίτερα των ανώτερων ορόφων, οι εντός επιπέδου παραμορφώσεις του διαφράγματος υπό την επίδραση διανεμημένων σεισμικών αδρανειακών δράσεων καθώς και των αντιδράσεων των κατακόρυφων στοιχείων που συνδέονται με το διάφραγμα, είναι επιθυμητό τα πατώματα

να έχουν αυξημένη εντός επιπέδου δυσκαμψία (δυστένεια) (Σπυράκος, 2019), (ΚΑΔΕΤ, 2023).

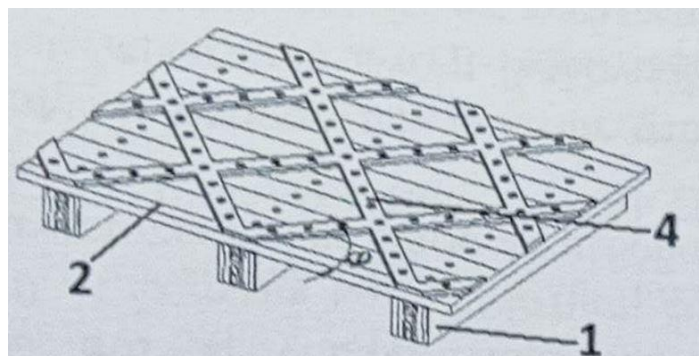
Για την ενίσχυση των ξύλινων πατωμάτων χωρίς σημαντική αύξηση της μάζας του διαφράγματος μπορούν να εφαρμοστούν οι παρακάτω τρεις τεχνικές:

A) Πρόσθετη επικάλυψη του πατώματος με μία ή περισσότερες στρώσεις σανίδων που συνδέονται με το αρχικό δάπεδο με καρφιά ή βίδες (Σχήμα 7.1). Συνίσταται οι πρόσθετες σανίδες να σχηματίζουν γωνία της τάξεως των 45° με τις υποκείμενες σανίδες του δαπέδου.



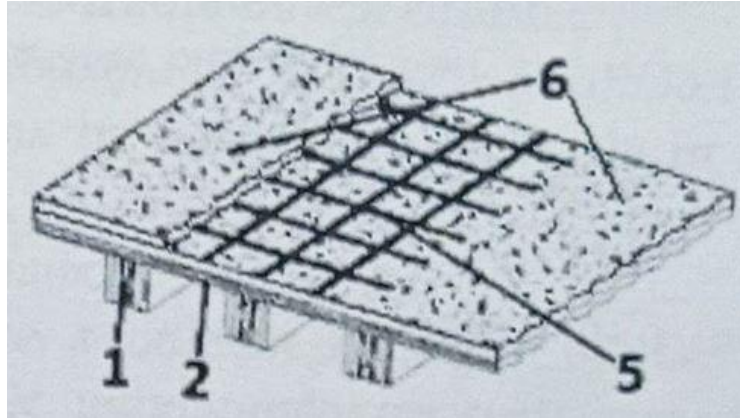
Σχήμα 7.1 Ενίσχυση ξύλινου δαπέδου με πρόσθετη διαγώνια στρώση σανίδων. 1) Δοκοί, 2) Υφιστάμενο σανίδωμα 3) Πρόσθετη διαγώνια στρώση σανιδώματος (Σπυράκος, 2019)

B) Ενίσχυση πατώματος με μεταλλικά στοιχεία ή ινοπλισμένα πολυμερή. Τοποθετώντας στο πάτωμα ένα πλέγμα χαλύβδινων ελασμάτων με διευθύνσεις οι οποίες σχηματίζουν γωνίες 45° σε σχέση με την κατεύθυνση του σανιδώματος παρατηρείται αύξηση της δυσκαμψίας του πατώματος. Αντί μεταλλικών ελασμάτων μπορούν να τοποθετηθούν ινοπλισμένα πολυμερή (Σχήμα 7.2).



Σχήμα 7.2 Ενίσχυση ξύλινου δαπέδου με πρόσθετα μεταλλικά ελάσματα ή ινοπλισμένα πολυμερή. 1) Δοκοί 2) υφιστάμενο σανίδωμα 4)Μεταλλικά ελάσματα ή ελάσματα από ΙΟΠ (Σπυράκος, 2019)

Γ) Πλάκα από οπλισμένο ελαφροσκυρόδεμα. Η δυσκαμπτοποίηση ενός ξύλινου πατώματος μπορεί να πραγματοποιηθεί με μία μικρού πάχους πλάκα από οπλισμένο ελαφροσκυρόδεμα, το οποίο σκυροδετείται πάνω από το υφιστάμενο δάπεδο (Σχήμα 7.3). Ιδιαίτερη μέριμνα σε αυτή την τεχνική θα πρέπει να δοθεί στον μην αυξηθεί σημαντικά η μάζα του διαφράγματος και άρα αυξηθούν οι αδρανειακές δυνάμεις, καθώς και στην σωστή αγκύρωση του οπλισμού της πλάκας μέσα στους πεσσούς (Σπυράκος, 2019)



Σχήμα 7.3 Ενίσχυση ξύλινου δαπέδου με προσθήκη μικρού πάχους πλάκας οπλισμένου ελαφροσκυροδέματος 1) Δοκοί 2) Υφιστάμενο σανίδωμα 5) Χαλύβδινος οπλισμός 6) Ελαφροσκυρόδεμα (Σπυράκος, 2019).

Έτσι στην περίπτωση του υπό μελέτη κτιρίου, προτείνονται:

α) η ενίσχυση του πατώματος του α ορόφου με πρόσθετη στρώση σανιδώματος και ενίσχυση με μεταλλικά ελάσματα.

β) στην στέγη στο επίπεδο της στέψης των πεσσών του β ορόφου όπου υπάρχει το σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος θα τοποθετηθεί νέο σανίδωμα που θα εδραστεί στις υφιστάμενες οριζόντιες δοκούς των ζευκτών της στέγης. Πάνω από αυτό θα τοποθετηθεί πλέγμα χαλύβδινων ελασμάτων με διευθύνσεις που σχηματίζουν γωνία 45° σε σχέση με το νέο μετατρέποντας την στέγη σε μη εμφανή. Το πρόσθετο σανίδωμα μαζί με το πλέγμα των χαλύβδινων ελασμάτων θα ενισχύσει την διαφραγματική λειτουργία της στέγης και θα αυξήσει η δυσκαμψία της. Το ίδιο βάρος των πρόσθετων στρώσεων σανιδώματος και χαλύβδινων ενισχύσεων της στέγης δεν ελήφθησαν υπόψη κατά τους υπολογισμούς.

7.1.3 Επισκευή φθορών και βλαβών της κατασκευής.

Παράλληλα με τις επεμβάσεις που στοχεύουν στην ενίσχυση του κτιρίου και οι οποίες προκύπτουν από τα αποτελέσματα της αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας του, θα γίνουν επεμβάσεις που στοχεύουν στην επισκευή φθορών και βλαβών της κατασκευής ανεξάρτητα από την αιτία που τις δημιούργησε, ώστε να επαναφέρει το δόμημα στην προ των βλαβών φέρουσα ικανότητα του. Επεμβάσεις τέτοιου τύπου είναι:

- Αρμολόγηση και εργασίες επιχρίσματος στα τμήματα της τοιχοποιίας όπου απαιτούνται.
- Πλήρωση ή συρραφή των ρωγμών υπό προϋποθέσεις.
- Αποκατάσταση ή βελτίωση κάθε είδους συνδέσεων του φέροντος οργανισμού του κτιρίου.
- Όπου υπάρχουν έντονες τοπικές βλάβες, τότε επιβάλλεται τοπική ανακατασκευή (ΚΑΔΕΤ, 2023).

7.2 Επιλογή ενιαίου δείκτη σεισμικής συμπεριφοράς q για τον ανασχεδιασμό

Για τις επεμβάσεις που αφορούν την ομογενοποίηση μάζας που έχουμε επιλέξει να πραγματοποιήσουμε στην φέρουσα τοιχοποιία μπορούν να θεωρηθούν ήπιες αλλά εκτεταμένες επεμβάσεις και αφορούν βλάβες στα πρωτεύοντα στοιχεία αλλά και στα υπόλοιπα στοιχεία του φέροντα οργανισμού, με στόχο την αποκατάσταση των μηχανικών χαρακτηριστικών του. Ο Κανονισμός για την αποτίμηση κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία (ΚΑΔΕΤ, 2023), για τις περιπτώσεις αυτές μας επιτρέπει να χρησιμοποιήσουμε τιμές του q χωρίς βλάβες και φθορές. Από την ανάλυση της παθολογίας του κτιρίου οι βλάβες που παρατηρούνται στα πρωτεύοντα στοιχεία του φέροντα οργανισμού του κτιρίου δεν είναι ουσιώδεις, δηλαδή θεωρήσαμε ότι προκαλούν μείωση της φέρουσας ικανότητας σε ποσοστό μικρότερο του 25% (ΚΑΔΕΤ, 2023). Με βάση αυτή την θεώρηση η επίλυση έγινε με ενιαίο συντελεστή συμπεριφοράς q για κτίριο με άοπλη τοιχοποιία χωρίς ουσιώδεις βλάβες και φθορές $q = 1.5$ για όλες τις περιπτώσεις ανασχεδιασμού που εξετάζουμε.

7.3 Προσομοιώματα ανασχεδιασμού

Για να διαπιστώσουμε ότι οι προτεινόμενες επεμβάσεις ενισχύουν την συμπεριφορά του κτιρίου σε σεισμικές δράσεις δημιουργήθηκαν πέντε προσομοιώματα κτιρίου:

A) Ένα προσομοίωμα με την ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας της στέγης. Στην περίπτωση αυτή θεωρήσαμε στο στατικό προσομοίωμα την ενίσχυση αυτή ως άκαμπτο διάφραγμα.

B) Ένα προσομοίωμα με την ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας της στέγης και του μεσοπατώματος. Στην περίπτωση αυτή θεωρήσαμε στην διαμόρφωση του στατικού προσομοιώματος τις ενισχύσεις αυτές ότι παρέχουν πλήρη διαφραγματική λειτουργία στα πατώματα.

Γ) Ένα προσομοίωμα με βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών της φέρουσας τοιχοποιίας με ομογενοποίηση μάζας. Σε αυτή την περίπτωση ελήφθησαν υπόψη τα μηχανικά χαρακτηριστικά που υπολογίστηκαν στις ενότητες 7.1.1 έως 7.1.5 του παρόντος κεφαλαίου για την χρήση ενέματος με βάση την υδραυλική άσβεστο και επιλύθηκε εκ νέου το κτίριο, χωρίς ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας.

Δ) Ένα προσομοίωμα με ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας μόνο της στέγης, και παράλληλα ενίσχυση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας με ομογενοποίηση της μάζας με χρήση ενέματος με βάση την υδραυλική άσβεστο.

E) Τέλος ένα προσομοίωμα με ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας στο επίπεδο της στέγης και του μεσοπατώματος και παράλληλα ενίσχυση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας με ομογενοποίηση της μάζας με χρήση ενέματος με βάση την υδραυλική άσβεστο.

Κεφάλαιο 8

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΡΟΤΑΣΕΩΝ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

8.1 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΣΥΓΚΡΙΣΗΣ ΠΡΟΤΑΣΕΩΝ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Ένας τρόπος σύγκρισης των προσομοιωμάτων ανασχεδιασμού είναι ο δείκτης ανεπάρκειας με όρους εντατικών μεγεθών στο δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης του κάθε προσομοιώματος ξεχωριστά. Ο δείκτης ανεπάρκειας ορίζεται ως ο λόγος της δρώσας εντατικής κατάστασης (αξονική δύναμη, τέμνουσα εντός επιπέδου, τέμνουσα εκτός επιπέδου, ροπή εντός επιπέδου, ροπή περί οριζόντιο άξονα εκτός επιπέδου, ροπή περί κατακόρυφο άξονα εκτός επιπέδου) προς τις αντίστοιχες αντοχές σχεδιασμού. Για να επαρκεί ο κάθε πεσσός του προσομοιώματος θα πρέπει ο δείκτης ανεπάρκειας να είναι μικρότερος της μονάδος, σχέση (8.1).

$$E_d / R_d < 1 \quad (8.1)$$

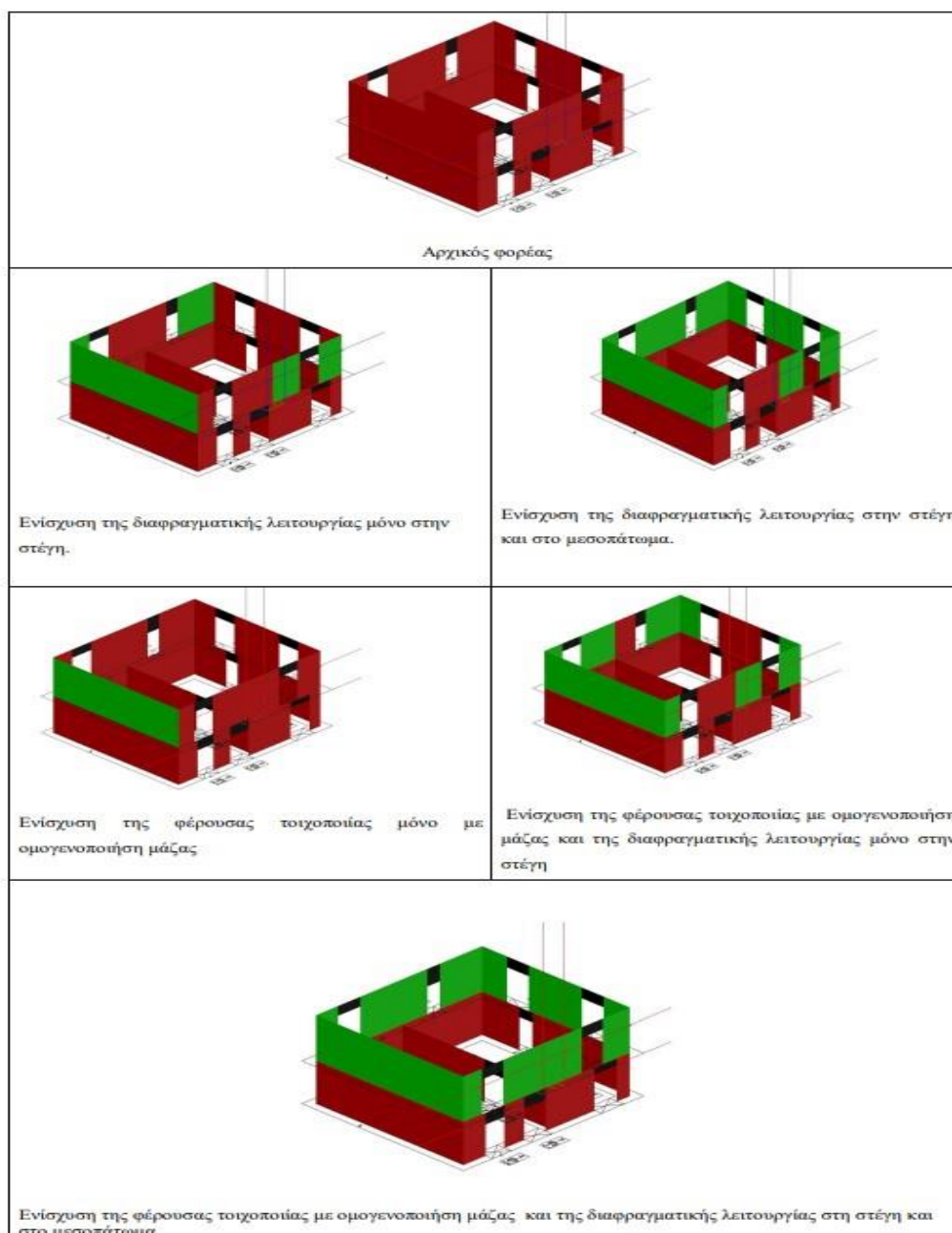
Για τα προσομοιώματα ανασχεδιασμού που επιφέρουν βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών της φέρουσας τοιχοποιίας (ομογενοποίηση μάζας) ένα μέτρο σύγκρισης είναι το διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπής εντός επιπέδου και αξονικής δύναμης πριν και μετά την ενίσχυση, σε κάθε μεμονωμένο πεσσό.

Για τα προσομοιώματα ανασχεδιασμού με διαφραγματική λειτουργία ένα μέτρο σύγκρισης είναι η από κοινού παραμόρφωση των κατακόρυφων στοιχείων και εν γένει η μείωση των παραμορφώσεων στην οποία επιβάλλεται το σύνολο του κτιρίου. Για τον λόγο αυτόν γίνεται σύγκριση των διαγραμμάτων φέρουσας ικανότητας (F-θ) με κριτήριο τις παραμορφώσεις στην εκτός επιπέδου αστοχία, σε κάθε μεμονωμένο τοίχο.

8.1.1 Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας των προσομοιωμάτων με όρους εντατικών μεγεθών

Μετά την επίλυση των προσομοιωμάτων με το πρόγραμμα Pessos της 3DR, προέκυψαν τα αποτελέσματα των δεικτών ανεπάρκειας των Πινάκων 8.1-8.5 που αφορούν τον κάθε πεσσό ξεχωριστά σε αξονικό φορτίο, την διάτμηση εντός επιπέδου, την διάτμηση εκτός επιπέδου,

την κάμψη εντός επιπέδου και την κάμψη εκτός επιπέδου περί οριζόντιο και περί κατακόρυφο άξονα τόσο στο επίπεδο του ισογείου όσο και του ορόφου. Ενώ στο Σχήμα 8.1 γίνεται γραφική σύγκριση της επάρκειας των πεσσών όλου του κτιρίου στους παραπάνω ελέγχους. Για να επαρκεί ένας πεσσός πρέπει όλοι οι δείκτες ανεπάρκειας σε όλους τους επιμέρους ελέγχους να είναι μικρότεροι της μονάδος και μόνο τότε ο πεσσός επισημαίνεται με πράσινο χρώμα, ενώ το κόκκινο χρώμα δείχνει ανεπάρκεια έστω και σε έναν έλεγχο. Επίσης έγιναν τα συγκριτικά διαγράμματα (Σχήματα 8.2 έως 8.10) της μεταβολής του δείκτη ανεπάρκειας, του κάθε πεσσού όλων των προτάσεων ανασχεδιασμού σε κάθε επιμέρους έλεγχο σε σχέση με τον αρχικό φορέα. Στόχος της σύγκρισης αυτής είναι να διερευνήσουμε το πόσο βελτιώνεται η συμπεριφορά του δείκτη ανεπάρκειας κάθε πεσσού στον επιμέρους έλεγχο, σε κάθε πρόταση ανασχεδιασμού σε σχέση με τον δείκτη ανεπάρκειας του αρχικού φορέα. Να σημειώσουμε ότι μείωση δεν σημαίνει και άρση των ανεπαρκειών, άλλα είναι μία εκτίμηση, του βαθμού που επιδρά η κάθε πρόταση ανασχεδιασμού στην μείωση του ποσοστού ανεπάρκειας για κάθε επιμέρους έλεγχο, για να αποτελέσει ένα κριτήριο επιλογής της βέλτιστης πρότασης ανασχεδιασμού.

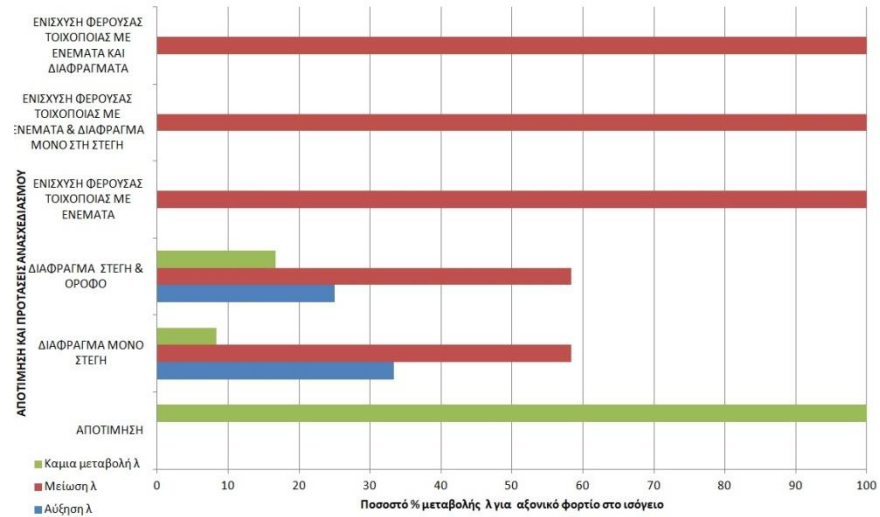


Σχήμα 8.1 Γραφική σύγκριση της επάρκειας των πεσσών στις διάφορες προτάσεις ανασχεδιασμού

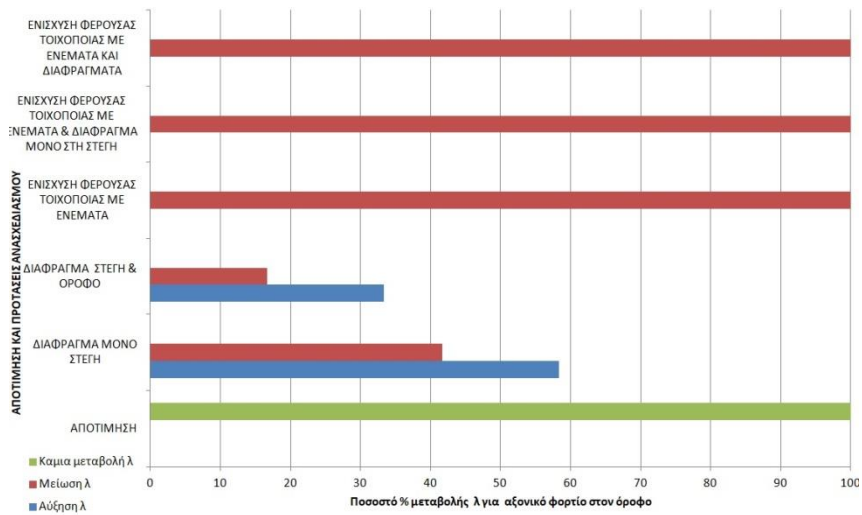
Πίνακας 8.1 Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας σε αξονικό φορτίο για την αποτίμηση και των προτάσεων ανασχεδιασμού

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ (ΙΣΟΓΕΙΟ) ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ		ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΕΓΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΣΤΕΓΗ & ΟΡΟΦΟ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ & ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΗ ΣΤΕΓΗ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ ΚΑΙ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ
ΤΟΙΧΟΣ 1	ΠΕΣΣΟΣ 1	0,219	0,218	0,208	0,146	0,145	0,139
	ΠΕΣΣΟΣ 3	0,279	0,260	0,259	0,198	0,183	0,183
	ΠΕΣΣΟΣ 5	0,407	0,374	0,373	0,280	0,257	0,260
ΤΟΙΧΟΣ 6	ΠΕΣΣΟΣ 14	0,138	0,131	0,133	0,090	0,086	0,088
	ΠΕΣΣΟΣ 16	0,225	0,211	0,206	0,151	0,142	0,139
ΤΟΙΧΟΣ 2	ΠΕΣΣΟΣ 6	0,140	0,140	0,140	0,094	0,095	0,095
	ΠΕΣΣΟΣ 8	0,164	0,178	0,177	0,125	0,133	0,130
ΤΟΙΧΟΣ 3	ΠΕΣΣΟΣ 9	0,162	0,164	0,165	0,136	0,135	0,135
ΤΟΙΧΟΣ 7	ΠΕΣΣΟΣ 17	0,154	0,159	0,158	0,107	0,111	0,110
ΤΟΙΧΟΣ 4	ΠΕΣΣΟΣ 10	0,146	0,147	0,146	0,098	0,099	0,099
ΤΟΙΧΟΣ 5	ΠΕΣΣΟΣ 11	0,132	0,107	0,113	0,087	0,073	0,078
	ΠΕΣΣΟΣ 13	0,097	0,092	0,096	0,067	0,064	0,067
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ (Α ΟΡΟΦΟΣ) ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ		ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΕΓΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΣΤΕΓΗ & ΟΡΟΦΟ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ & ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΗ ΣΤΕΓΗ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ ΚΑΙ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ
ΤΟΙΧΟΣ 1	ΠΕΣΣΟΣ 18	0,089	0,092	0,093	0,060	0,061	0,063
	ΠΕΣΣΟΣ 20	0,066	0,063	0,061	0,043	0,039	0,038
ΤΟΙΧΟΣ 6	ΠΕΣΣΟΣ 30	0,073	0,074	0,071	0,050	0,050	0,048
	ΠΕΣΣΟΣ 32	0,079	0,063	0,067	0,053	0,043	0,045
ΤΟΙΧΟΣ 2	ΠΕΣΣΟΣ 21	0,093	0,084	0,086	0,064	0,057	0,059
	ΠΕΣΣΟΣ 23	0,076	0,077	0,075	0,051	0,053	0,051
	ΠΕΣΣΟΣ 25	0,080	0,085	0,082	0,060	0,063	0,064
ΤΟΙΧΟΣ 3	ΠΕΣΣΟΣ 26	0,086	0,086	0,081	0,051	0,050	0,049
	ΠΕΣΣΟΣ 28	0,081	0,083	0,081	0,048	0,049	0,048
ΤΟΙΧΟΣ 7	ΠΕΣΣΟΣ 33	0,080	0,092	0,087	0,059	0,064	0,063
	ΠΕΣΣΟΣ 35	0,084	0,082	0,086	0,057	0,055	0,058
ΤΟΙΧΟΣ 4	ΠΕΣΣΟΣ 29	0,080	0,081	0,080	0,053	0,054	0,054

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955



Σχήμα 8.2 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε αξονικό φορτίο στο ισόγειο

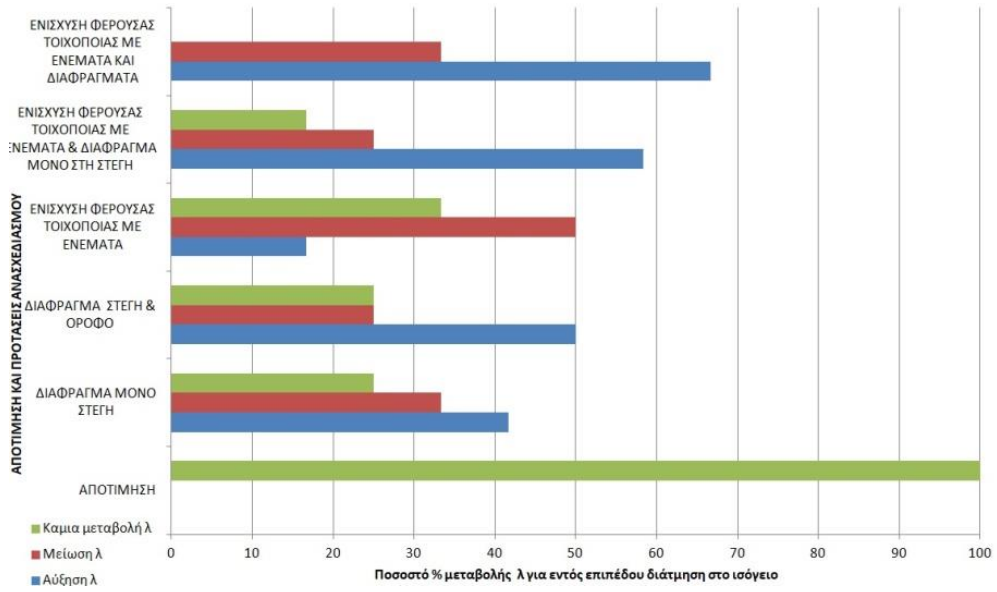


Σχήμα 8.3 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε αξονικό φορτίο στο όροφο

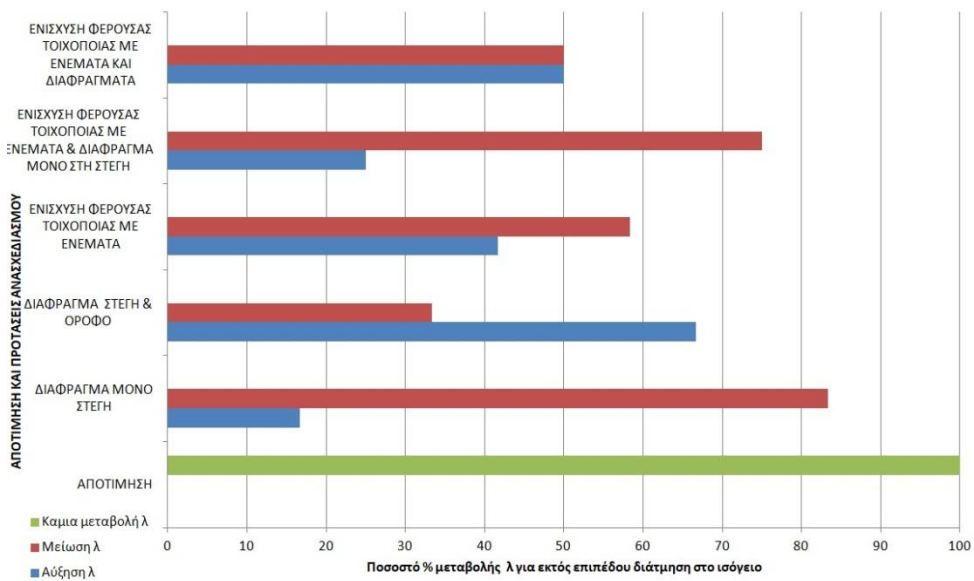
Πίνακας 8.2 Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας σε διάτμηση εντός και εκτός επιπέδου για την αποτίμηση και των προτάσεων ανασχεδιασμού στο επίπεδο του ισογείου

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ (ΙΣΟΓΕΙΟ)		ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΕΓΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΣΤΕΓΗ & ΟΡΟΦΟ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ & ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΗ ΣΤΕΓΗ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ ΚΑΙ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ
ΤΟΙΧΟΣ 1	ΠΕΣΣΟΣ 1	9,999	9,999	9,999	9,999	10,706	15,019
	ΠΕΣΣΟΣ 3	9,999	9,999	9,999	9,999	9,999	9,999
	ΠΕΣΣΟΣ 5	11,834	10,756	11,106	9,197	12,679	13,601
ΤΟΙΧΟΣ 6	ΠΕΣΣΟΣ 14	6,998	5,838	7,340	6,296	5,398	7,445
	ΠΕΣΣΟΣ 16	11,532	11,392	11,462	9,999	12,368	13,317
ΤΟΙΧΟΣ 2	ΠΕΣΣΟΣ 6	2,481	2,501	2,522	2,506	2,433	2,476
	ΠΕΣΣΟΣ 8	7,993	8,795	17,719	9,999	9,999	9,999
ΤΟΙΧΟΣ 3	ΠΕΣΣΟΣ 9	4,929	9,999	9,999	4,368	5,831	6,591
ΤΟΙΧΟΣ 7	ΠΕΣΣΟΣ 17	4,260	6,523	10,745	3,987	5,386	6,083
ΤΟΙΧΟΣ 4	ΠΕΣΣΟΣ 10	1,390	1,496	1,424	1,358	1,471	1,404
ΤΟΙΧΟΣ 5	ΠΕΣΣΟΣ 11	9,999	9,999	9,999	9,999	9,999	9,999
	ΠΕΣΣΟΣ 13	9,999	1,624	2,083	9,999	1,562	1,577
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ (ΙΣΟΓΕΙΟ)		ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΕΓΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΣΤΕΓΗ & ΟΡΟΦΟ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ & ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΗ ΣΤΕΓΗ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ ΚΑΙ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ
ΤΟΙΧΟΣ 1	ΠΕΣΣΟΣ 1	41,519	63,100	50,732	37,073	51,349	74,950
	ΠΕΣΣΟΣ 3	1,443	0,665	1,335	1,620	0,702	1,463
	ΠΕΣΣΟΣ 5	3,436	0,989	4,116	3,345	0,942	3,409
ΤΟΙΧΟΣ 6	ΠΕΣΣΟΣ 14	1,821	0,735	1,897	1,820	0,743	1,980
	ΠΕΣΣΟΣ 16	98,554	19,963	74,267	82,444	15,720	145,348
ΤΟΙΧΟΣ 2	ΠΕΣΣΟΣ 6	0,725	0,515	0,945	0,737	0,518	0,643
	ΠΕΣΣΟΣ 8	1,802	3,881	13,032	1,392	2,483	2,839
ΤΟΙΧΟΣ 3	ΠΕΣΣΟΣ 9	2,817	1,361	3,201	2,501	1,200	2,740
ΤΟΙΧΟΣ 7	ΠΕΣΣΟΣ 17	2,526	1,510	3,416	2,381	1,329	2,972
ΤΟΙΧΟΣ 4	ΠΕΣΣΟΣ 10	0,888	0,679	1,486	0,985	0,737	0,790
ΤΟΙΧΟΣ 5	ΠΕΣΣΟΣ 11	4,884	2,787	2,298	6,897	3,462	2,980
	ΠΕΣΣΟΣ 13	1,476	1,405	1,231	1,601	1,517	1,304

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955



Σχήμα 8.4 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε διάτμηση εντός επιπέδου στο ισόγειο

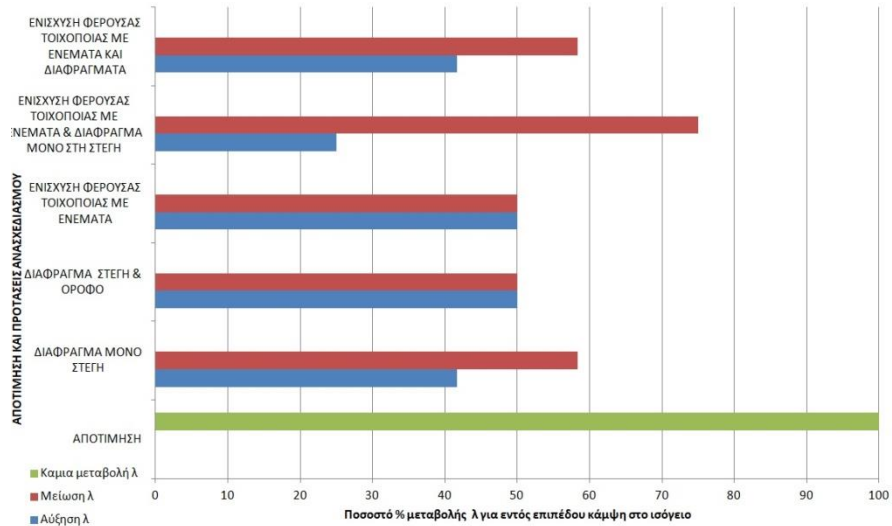


Σχήμα 8.5 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε διάτμηση εκτός επιπέδου στο ισόγειο

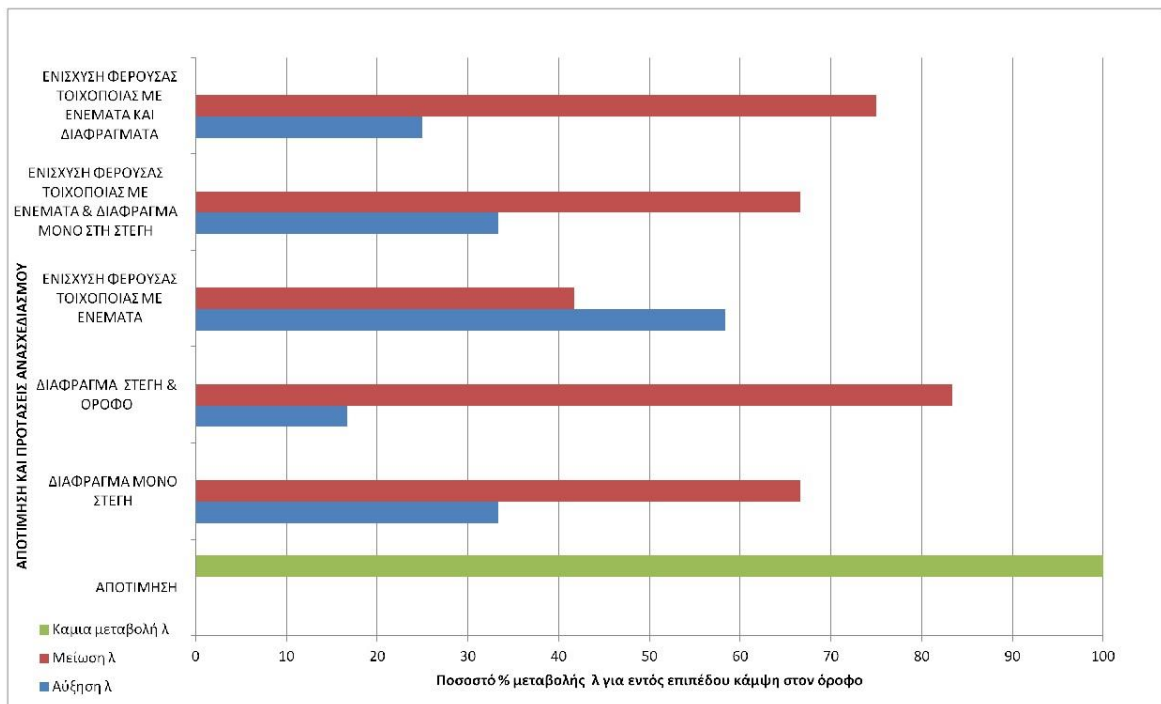
Πίνακας 8.3 Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας σε κάμψη εντός επιπέδου για την αποτίμηση και των προτάσεων ανασχεδιασμού

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ (ΙΣΟΓΕΙΟ)		ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΕΓΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΣΤΕΓΗ & ΟΡΟΦΟ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ & ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΗ ΣΤΕΓΗ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ ΚΑΙ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ
ΤΟΙΧΟΣ 1	ΠΕΣΣΟΣ 1	4,693	3,134	4,158	5,774	3,863	14,158
	ΠΕΣΣΟΣ 3	18,878	8,725	7,977	4,629	10,915	12,830
	ΠΕΣΣΟΣ 5	0,605	0,625	0,670	0,518	0,528	0,571
ΤΟΙΧΟΣ 6	ΠΕΣΣΟΣ 14	0,912	0,799	0,950	0,837	0,745	0,954
	ΠΕΣΣΟΣ 16	2,967	0,772	0,689	5,355	0,856	0,837
ΤΟΙΧΟΣ 2	ΠΕΣΣΟΣ 6	0,560	0,492	0,507	0,581	0,491	0,509
	ΠΕΣΣΟΣ 8	1,002	1,024	1,043	1,089	1,120	1,068
ΤΟΙΧΟΣ 3	ΠΕΣΣΟΣ 9	0,665	1,061	1,234	0,398	0,651	0,645
ΤΟΙΧΟΣ 7	ΠΕΣΣΟΣ 17	0,510	0,878	1,013	0,620	0,892	0,959
ΤΟΙΧΟΣ 4	ΠΕΣΣΟΣ 10	0,480	0,508	0,483	0,461	0,492	0,466
ΤΟΙΧΟΣ 5	ΠΕΣΣΟΣ 11	44,268	1,520	1,158	111,331	1,555	1,222
	ΠΕΣΣΟΣ 13	1,655	0,753	0,921	1,553	0,774	0,875
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ (Α ΟΡΟΦΟΣ)		ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΕΓΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΣΤΕΓΗ & ΟΡΟΦΟ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ & ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΗ ΣΤΕΓΗ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ ΚΑΙ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ
ΤΟΙΧΟΣ 1	ΠΕΣΣΟΣ 18	0,461	0,397	0,317	0,509	0,458	0,322
	ΠΕΣΣΟΣ 20	1,645	1,080	1,014	1,792	1,075	0,950
ΤΟΙΧΟΣ 6	ΠΕΣΣΟΣ 30	0,948	0,653	0,624	1,070	0,740	0,673
	ΠΕΣΣΟΣ 32	6,793	0,606	0,711	17,668	0,639	0,689
ΤΟΙΧΟΣ 2	ΠΕΣΣΟΣ 21	0,535	0,358	0,337	0,569	0,349	0,331
	ΠΕΣΣΟΣ 23	0,470	0,420	0,365	0,481	0,403	0,355
	ΠΕΣΣΟΣ 25	0,383	0,299	0,343	0,299	0,195	0,230
ΤΟΙΧΟΣ 3	ΠΕΣΣΟΣ 26	0,450	0,656	0,387	0,379	0,551	0,503
	ΠΕΣΣΟΣ 28	0,548	0,658	0,536	0,692	0,835	0,690
ΤΟΙΧΟΣ 7	ΠΕΣΣΟΣ 33	0,674	1,121	0,843	0,555	0,758	0,639
	ΠΕΣΣΟΣ 35	0,516	0,391	0,358	0,530	0,409	0,340
ΤΟΙΧΟΣ 4	ΠΕΣΣΟΣ 29	0,254	0,312	0,309	0,252	0,304	0,299

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955



Σχήμα 8.6 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε κάμψη εντός επιπέδου στο ισόγειο

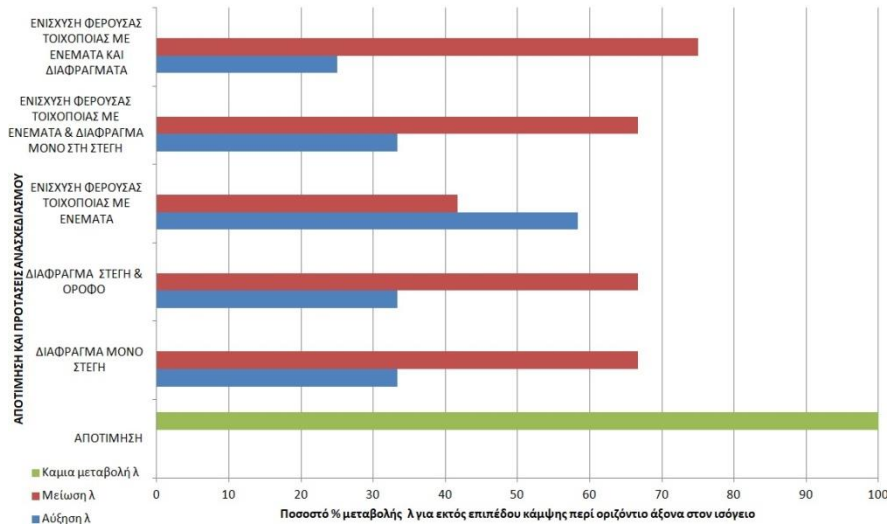


Σχήμα 8.7 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε κάμψη εντός επιπέδου στον όροφο

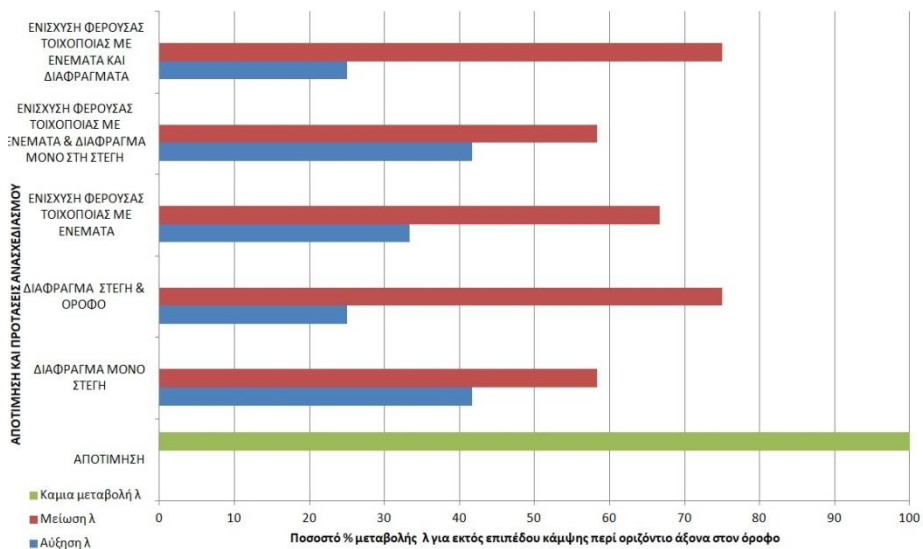
Πίνακας 8.4 Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας σε κάμψη εκτός επιπέδου περι οριζόντιο άξονα για την αποτίμηση και των προτάσεων ανασχεδιασμού

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΕΡΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΑΞΟΝΑ (ΙΣΟΓΕΙΟ)		ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΕΓΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΣΤΕΓΗ & ΟΡΟΦΟ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ & ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΗ ΣΤΕΓΗ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ ΚΑΙ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ
ΤΟΙΧΟΣ 1	ΠΕΣΣΟΣ 1	21,955	76,059	23,882	19,440	61,292	35,185
	ΠΕΣΣΟΣ 3	1,600	1,391	1,064	1,713	1,422	1,130
	ΠΕΣΣΟΣ 5	1,728	2,035	1,879	2,209	1,981	1,493
ΤΟΙΧΟΣ 6	ΠΕΣΣΟΣ 14	1,492	1,138	1,229	1,513	1,110	1,261
	ΠΕΣΣΟΣ 16	40,048	16,864	27,871	33,231	12,954	54,440
ΤΟΙΧΟΣ 2	ΠΕΣΣΟΣ 6	1,743	1,261	0,844	1,750	1,245	0,866
	ΠΕΣΣΟΣ 8	2,821	6,152	7,083	2,312	4,205	3,599
ΤΟΙΧΟΣ 3	ΠΕΣΣΟΣ 9	2,171	1,987	1,977	1,670	1,619	1,494
ΤΟΙΧΟΣ 7	ΠΕΣΣΟΣ 17	1,924	2,239	2,058	1,760	1,918	1,753
ΤΟΙΧΟΣ 4	ΠΕΣΣΟΣ 10	1,821	1,385	1,063	1,883	1,443	1,172
ΤΟΙΧΟΣ 5	ΠΕΣΣΟΣ 11	5,429	3,227	2,301	7,571	3,931	2,936
	ΠΕΣΣΟΣ 13	1,940	1,869	1,188	2,044	1,958	1,251
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΕΡΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΑΞΟΝΑ (Α ΟΡΟΦΟΣ)		ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΕΓΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΣΤΕΓΗ & ΟΡΟΦΟ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ & ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΗ ΣΤΕΓΗ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ ΚΑΙ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ
ΤΟΙΧΟΣ 1	ΠΕΣΣΟΣ 18	0,733	0,393	0,261	0,698	0,413	0,271
	ΠΕΣΣΟΣ 20	0,764	0,917	0,628	0,729	0,859	0,590
ΤΟΙΧΟΣ 6	ΠΕΣΣΟΣ 30	0,949	0,714	0,500	0,975	0,670	0,478
	ΠΕΣΣΟΣ 32	0,744	0,606	0,441	0,941	0,633	0,455
ΤΟΙΧΟΣ 2	ΠΕΣΣΟΣ 21	0,538	0,467	0,319	0,596	0,469	0,347
	ΠΕΣΣΟΣ 23	0,464	1,179	0,709	0,466	1,149	0,721
	ΠΕΣΣΟΣ 25	0,489	0,451	0,399	0,404	0,519	0,394
ΤΟΙΧΟΣ 3	ΠΕΣΣΟΣ 26	0,410	0,688	0,579	0,402	0,752	0,638
	ΠΕΣΣΟΣ 28	1,279	0,931	0,648	1,130	1,021	0,677
ΤΟΙΧΟΣ 7	ΠΕΣΣΟΣ 33	0,981	1,052	0,733	0,915	0,948	0,673
	ΠΕΣΣΟΣ 35	0,623	0,423	0,336	0,612	0,411	0,324
ΤΟΙΧΟΣ 4	ΠΕΣΣΟΣ 29	0,226	0,835	0,572	0,215	0,833	0,586

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955



Σχήμα 8.8 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε κάμψη εκτός επιπέδου περι οριζόντιο άξονα στο ισόγειο

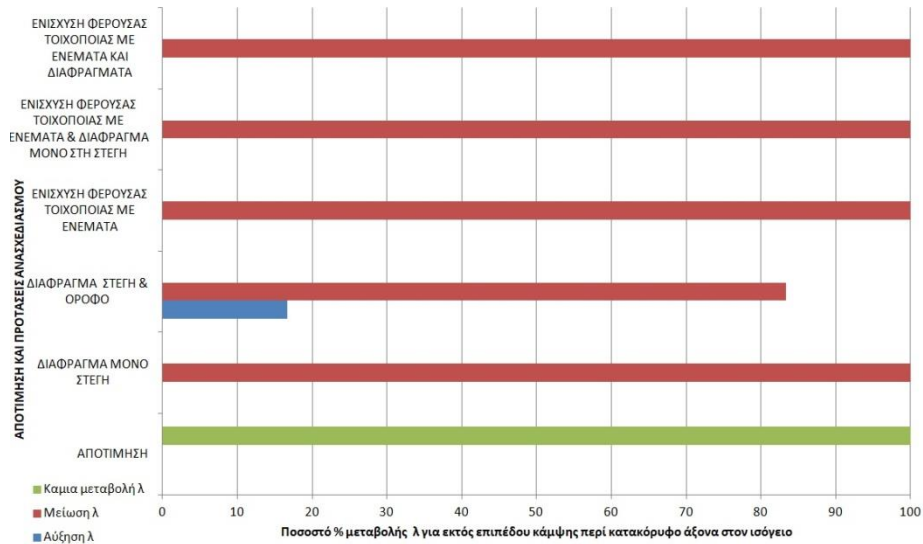


Σχήμα 8.9 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε κάμψη εκτός επιπέδου περι οριζόντιο άξονα στον όροφο

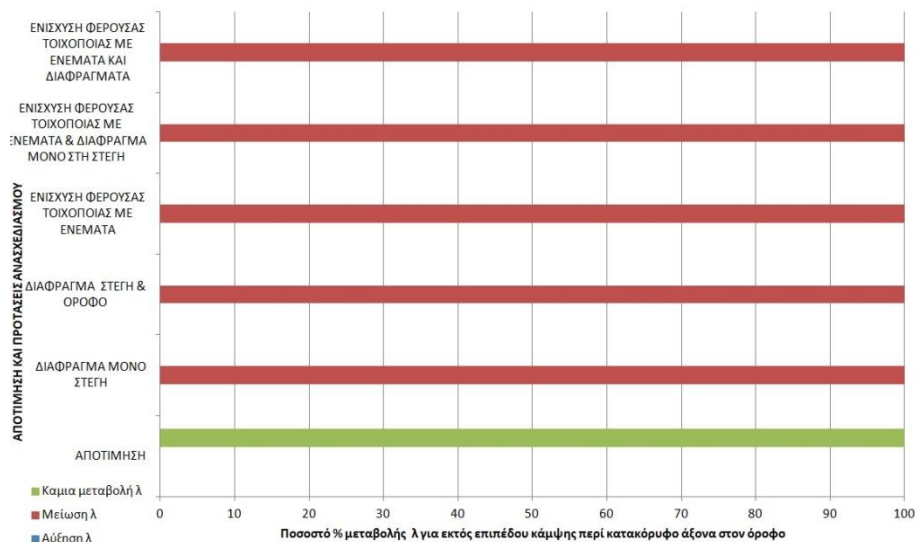
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

Πίνακας 8.5 Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας σε κάμψη εκτός επιπέδου περι κατακόρυφο άξονα για την αποτίμηση και των προτάσεων ανασχεδιασμού

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΕΡΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΑΞΟΝΑ (ΙΣΟΓΕΙΟ)		ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΕΓΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΣΤΕΓΗ & ΟΡΟΦΟ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ & ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΗ ΣΤΕΓΗ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ ΚΑΙ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ
ΤΟΙΧΟΣ 1	ΠΕΣΣΟΣ 1	0,697	0,470	0,477	0,477	0,232	0,242
	ΠΕΣΣΟΣ 3	1,074	0,522	0,529	0,529	0,257	0,268
	ΠΕΣΣΟΣ 5	4,580	1,177	2,258	2,258	1,098	1,145
ΤΟΙΧΟΣ 6	ΠΕΣΣΟΣ 14	0,348	0,172	0,176	0,173	0,086	0,088
	ΠΕΣΣΟΣ 16	1,201	0,594	0,607	0,597	0,297	0,304
ΤΟΙΧΟΣ 2	ΠΕΣΣΟΣ 6	0,070	0,025	0,088	0,028	0,012	0,048
	ΠΕΣΣΟΣ 8	0,182	0,065	0,229	0,072	0,032	0,124
ΤΟΙΧΟΣ 3	ΠΕΣΣΟΣ 9	0,294	0,143	0,172	0,272	0,180	0,105
ΤΟΙΧΟΣ 7	ΠΕΣΣΟΣ 17	0,250	0,124	0,137	0,124	0,060	0,069
ΤΟΙΧΟΣ 4	ΠΕΣΣΟΣ 10	0,072	0,022	0,067	0,033	0,008	0,036
ΤΟΙΧΟΣ 5	ΠΕΣΣΟΣ 11	0,295	0,281	0,098	0,142	0,134	0,054
	ΠΕΣΣΟΣ 13	0,156	0,149	0,052	0,075	0,071	0,029
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΕΡΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΑΞΟΝΑ (Α ΟΡΟΦΟΣ)		ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΕΓΗ	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΣΤΕΓΗ & ΟΡΟΦΟ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ & ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΗ ΣΤΕΓΗ	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ ΚΑΙ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ
ΤΟΙΧΟΣ 1	ΠΕΣΣΟΣ 18	5,632	1,438	0,267	2,661	0,689	0,125
	ΠΕΣΣΟΣ 20	2,253	0,575	0,107	1,064	0,276	0,050
ΤΟΙΧΟΣ 6	ΠΕΣΣΟΣ 30	2,470	0,577	0,060	1,232	0,288	0,030
	ΠΕΣΣΟΣ 32	2,900	0,677	0,070	1,446	0,338	0,035
ΤΟΙΧΟΣ 2	ΠΕΣΣΟΣ 21	5,578	1,225	0,316	2,779	0,590	0,168
	ΠΕΣΣΟΣ 23	2,731	0,600	0,155	1,361	0,289	0,082
	ΠΕΣΣΟΣ 25	5,850	1,285	0,331	2,914	0,619	0,176
ΤΟΙΧΟΣ 3	ΠΕΣΣΟΣ 26	2,644	0,751	0,182	1,516	0,440	0,090
	ΠΕΣΣΟΣ 28	4,532	1,287	0,313	2,598	0,754	0,153
ΤΟΙΧΟΣ 7	ΠΕΣΣΟΣ 33	2,381	0,514	0,082	1,185	0,253	0,041
	ΠΕΣΣΟΣ 35	4,511	0,974	0,156	2,246	0,480	0,078
ΤΟΙΧΟΣ 4	ΠΕΣΣΟΣ 29	1,278	0,274	0,070	0,636	0,136	0,037



Σχήμα 8.10 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε κάμψη εκτός επιπέδου περι κατακόρυφο άξονα στο ισόγειο



Σχήμα 8.11 Μεταβολή % του δείκτη ανεπάρκειας των πεσσών σε κάμψη εκτός επιπέδου περι κατακόρυφο άξονα στον όροφο

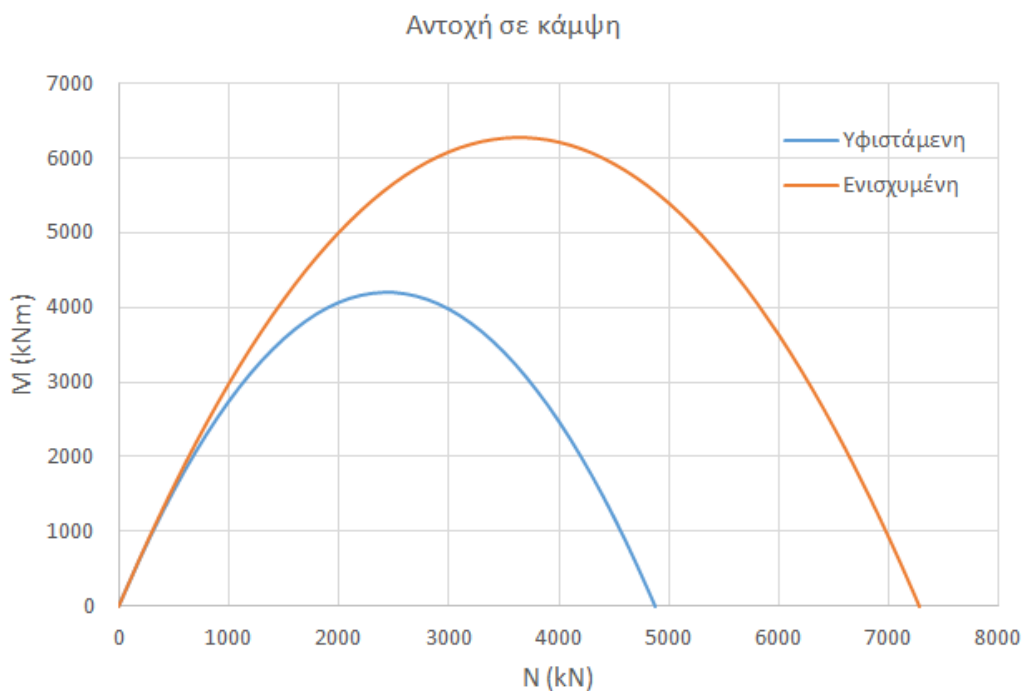
8.1.2 Σύγκριση των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης σε κάμψη εντός επιπέδου και αξονικού φορτίου, του υφιστάμενου φορέα και του φορέα με ενίσχυση με ομογενοποίηση μάζας, του πεσσού 10

Για την κατασκευή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης (Σχήμα 8.12), πριν και μετά την ομογενοποίηση μάζας έγινε χρήση της σχέσης (8.2)

$$M_{Rd} = \frac{N_{sd} \cdot L}{2} \cdot \left(1 - 1.15 \cdot \frac{N_{sd}}{(L \cdot t \cdot f_d)} \right) \quad (8.2)$$

Το N_{sd} για την περίπτωση του υφιστάμενου κτιρίου έχει πεδίο ορισμού $[0, \frac{f_d \cdot L \cdot t}{1.15}]$ kN. Όπου $f_d = 1.3533$ MPa (μέση θλιπτική αντοχή του πεσσού 4), $L = 6.90$ m και $t = 0.60$ m.

Το N_{sd} για την περίπτωση του ενισχυμένου με ομογενοποίηση μάζας κτιρίου έχει πεδίο ορισμού $[0, \frac{f_d \cdot L \cdot t}{1.15}]$ kN. Όπου $f_d = 2.02$ MPa (μέση θλιπτική αντοχή του πεσσού 4), $L = 6.90$ m και $t = 0.60$ m.



Σχήμα 8.12 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης, κάμψης εντός επιπέδου και αξονικού φορτίου πριν και μετά την ομογενοποίηση μάζας για τον πεσσό 10

8.1.3 Σύγκριση της περιβάλλουσας αντοχής έναντι ανατροπής του τοίχου 4 στην εκτός επιπέδου αστοχία του υφιστάμενου φορέα και των περιπτώσεων ανασχεδιασμού με διαφράγματα

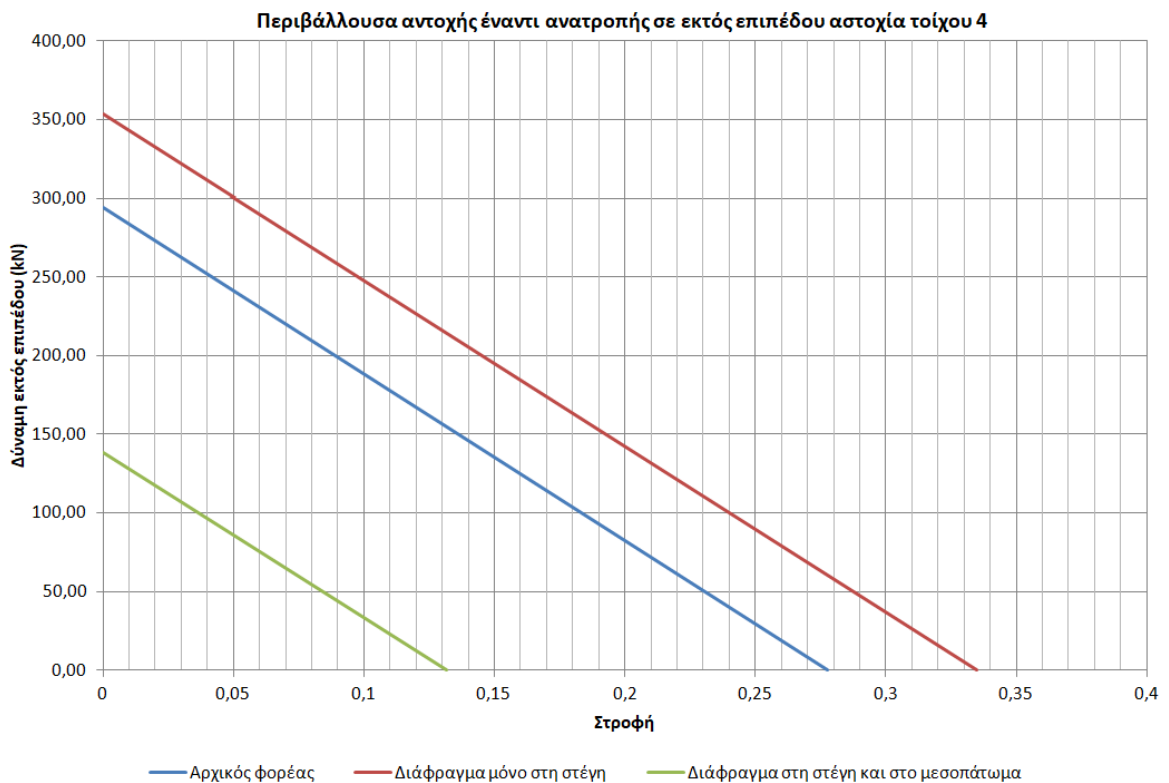
Για την κατασκευή της περιβάλλουσας αντοχής έναντι ανατροπής τόσο για το υφιστάμενο φορέα όσο και για τις προτάσεις ανασχεδιασμού μόνο με διαφράγματα, υπολογίστηκε μέσω του προγράμματος Pessos της 3DR τόσο η δύναμη ανατροπής F_{Rd} όσο και η απόσταση H_0

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟ ΤΟΥ 1955

του σημείου μέγιστης μετακίνησης από την ακμή αστοχίας. Με βάση το H_0 και το πάχος t του τοίχου υπολογίστηκε η στροφή ανατροπής $\theta_{R,U}$ του τοίχου 4 που μελετάμε. Τα αποτελέσματα των οποίων φαίνονται στον Πίνακα 8.6 και στο Σχήμα 8.13

Πίνακας 8.6 Υπολογισμός της περιβάλλουσας αντοχής έναντι ανατροπής για το υφιστάμενο φορέα και τις περιπτώσεις ανασχεδιασμού μόνο με διαφράγματα.

Περιβάλλουσα αντοχής του τοίχου 4 έναντι ανατροπής		Αρχικός φορέας	Διάφραγμα μόνο στη στέγη	Διάφραγμα στη στέγη και στο μεσοπάτωμα
Αντοχή του τοίχου 4 έναντι ανατροπής	FRd (kN)	294,18	353,31	138,48
Στροφή ανατροπής του τοίχου 4	$\theta_{R,U}$	0,28	0,33	0,13
Απόσταση του σημείου μέγιστης μετακίνησης από την ακμή αστοχίας	H_0 (m)	2,17	1,79	4,55
Πάχος του τοίχου	t(m)	0,60	0,60	0,60



Σχήμα 8.13 Περιβάλλουσας αντοχής έναντι ανατροπής για το υφιστάμενο φορέα και τις περιπτώσεις ανασχεδιασμού μόνο με διαφράγματα σε εκτός επιπέδου αστοχία του τοίχου 4.

Κεφάλαιο 9

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

9.1 ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία και ιδιαίτερα όσων από αυτά έχουν χαρακτηριστεί ως διατηρητέα ή μνημεία, εκτός των ελληνορωμαϊκών κτιρίων που είναι κτισμένα εν ξηρώ, καθώς και οι επιτρεπόμενοι τρόποι ανασχεδιασμού τους, αποτελεί αντικείμενο του Κανονισμού για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας ΚΑ.Δ.Ε.Τ, ΦΕΚ 2493/Β/18-4-2023. Ο κανονισμός αυτός σε συνδυασμό με το υφιστάμενο νομοθετικό πλαίσιο που ισχύει για επεμβάσεις σε κτίρια που έχουν χαρακτηριστεί ως διατηρητέα ή μνημεία, αποτελεί, για τους πολιτικούς μηχανικούς που αναλαμβάνουν την εκπόνηση και την επίβλεψη της στατικής μελέτης αποτίμησης και ανασχεδιασμού κτιρίων με φέρουσα τοιχοποιία, ένα πολύτιμο κανονιστικό πλαίσιο.

Στο πλαίσιο αυτού του κανονισμού, η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία, μέσω μίας μελέτης περίπτωσης ενός διώροφου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία προ του 1955, διερευνά την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του δομήματος. Με την βοήθεια του προγράμματος Pessos της 3DR, στο Κεφάλαιο 6 της εργασίας, αναλύονται οι έλεγχοι του (ΚΑΔΕΤ, 2023), συνολικά για τους γενικούς ελέγχους του κτιρίου και ενδεικτικά για έναν επιλεγμένο πεσσό και έναν τοίχο, με κριτήριο τα εντατικά μεγέθη και τις παραμορφώσεις αντίστοιχα. Από τους ελέγχους αυτούς προκύπτουν ανεπάρκειες σε πεσσούς του ισογείου και του ορόφου με κριτήριο τα εντατικά μεγέθη. Για αυτόν τον λόγο στο Κεφάλαιο 7 προτείνονται δυο τρόποι ανασχεδιασμού, βάσει του νέου κανονιστικού πλαισίου, η ομογενοποίηση μάζας της φέρουσας τοιχοποιίας και η διαφραγματική ενίσχυση του πατώματος-στέγης. Στο πλαίσιο αυτό της εργασίας εξετάζονται πέντε προσομοιώματα ανασχεδιασμού: α) ανασχεδιασμό με ενίσχυση διαφράγματος μόνο στην στέγη, β) ανασχεδιασμό με ενίσχυση διαφράγματος στο ενδιάμεσο πάτωμα και στην στέγη, γ) ανασχεδιασμό μόνο με ομογενοποίηση μάζας, δ) ανασχεδιασμό με ενίσχυση διαφράγματος μόνο στην στέγη και ομογενοποίηση μάζας της φέρουσας τοιχοποιίας ε) ανασχεδιασμό με ενίσχυση διαφράγματος στο μεσοπάτωμα και στην στέγη και ομογενοποίηση μάζας της φέρουσας τοιχοποιίας. Τα αποτελέσματα των συγκρίσεων παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 8 και αναλύονται στις παραγράφους §9.2 έως §9.4 του παρόντος κεφαλαίου.

9.2 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΡΟΤΑΣΕΩΝ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΜΟΝΟ ΜΕ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ ΚΑΙ ΑΡΧΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ, ΜΕ ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΤΙΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ 4

Οι προτάσεις ανασχεδιασμού του αρχικού φορέα με ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας, τόσο της στέγης όσο και του ενδιάμεσου πατώματος, επιβάλλεται σύμφωνα με την §8.9.13 του ΚΑΔΕΤ (2023) να ελέγχονται μέσω κατάλληλης προσομοίωσης της κατασκευής η λειτουργία των διαφραγμάτων.

Επειδή ο τρόπος αυτός επέμβασης αποτελεί μία στρατηγική ενίσχυσης του κτιρίου, που στόχο έχει να εξασφαλίζεται η από κοινού παραμόρφωση των κατακόρυφων στοιχείων και η εν γένει μείωση των παραμορφώσεων στις οποίες επιβάλλεται το σύνολο του κτιρίου, επιλέχθηκε σαν κριτήριο ελέγχου οι παραμορφώσεις.

Εξετάστηκε ενδεικτικά ο τοίχος 4 σε εκτός επιπέδου σεισμική δράση για τις προτάσεις ανασχεδιασμού και έγινε σύγκριση της περιβάλλουσας ανατροπής σε εκτός επιπέδου κάμψη σε σχέση με τον υφιστάμενο φορέα. Από το Σχήμα 8.13 προκύπτουν τα ακόλουθα συμπεράσματα, για τον συγκεκριμένο τοίχο του φορέα:

- Αν ενισχυθεί μόνο η διαφραγματική λειτουργία στην στέγη χωρίς παράλληλη βελτίωση της διαφραγματικής λειτουργίας του ενδιάμεσου πατώματος παρατηρείται αύξηση τόσο της δύναμης ανατροπής F_{Rd} όσο και της στροφής ανατροπής θ_{Ru} σε σχέση με το υφιστάμενο φορέα. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η στροφή αστοχίας $\theta_{u,2}$ για την πρόταση αυτή ανασχεδιασμού να έχει μεγαλύτερη πιθανότητα να είναι μεγαλύτερη από του αρχικού φορέα. Άρα η διαφραγματική λειτουργία μόνο στη στέγη στη περίπτωση αυτή λειτουργεί δυσμενώς για το συγκεκριμένο τοίχο, αφού αυξάνει τις παραμορφώσεις.
- Αντίθετα αν ενισχυθεί ταυτόχρονα η διαφραγματική λειτουργία στην στέγη και στο ενδιάμεσο πάτωμα παρατηρείται σημαντική μείωση τόσο της δύναμης ανατροπής F_{Rd} όσο και της στροφής ανατροπής θ_{Ru} σε σχέση με το υφιστάμενο φορέα. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η στροφή αστοχίας $\theta_{u,2}$ για την πρόταση αυτή ανασχεδιασμού να είναι πολύ μικρότερη σε σχέση με το υφιστάμενο φορέα. Έτσι η πρόταση αυτή ανασχεδιασμού δρα ευμενώς για το συγκεκριμένο τοίχο, αφού παρουσιάζει μικρότερες παραμορφώσεις.

Για κτίρια ιστορικής ή και αρχιτεκτονικής αξίας, η ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας αποτελεί μία επέμβαση που δεν επηρεάζει την αισθητική του κτιρίου καθώς μπορεί να προσαρμοστεί κατάλληλα ώστε να μην επηρεάσει τον τρόπο δόμησης εκείνης της εποχής. Πρέπει πρώτα όμως να γίνει διερεύνηση το πώς η επέμβαση αυτή επηρεάζει την παραμορφωσιακή ικανότητα του δομήματος για να επιλεγθεί ως ο κατάλληλος τρόπος ενίσχυσης.

9.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ, ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΟΜΟΓΕΝΟΠΟΙΗΣΗ ΜΑΖΑΣ, ΤΟΥ ΠΕΣΣΟΥ 10

Η στρατηγική ενίσχυσης της φέρουσας τοιχοποιίας με ομογενοποίηση μάζας με ενέματα με βάση την υδραυλική άσβεστο είναι συνηθισμένη σε κτίρια με ιστορική αξία (διατηρητέα κτίρια και μνημεία). Ένα από τα κυριότερα πλεονεκτήματα αυτού του τρόπου ενίσχυσης είναι ότι υπάρχει συμβατότητα με τα μηχανικά χαρακτηριστικά (αντοχή, μέτρο ελαστικότητας, συντελεστής θερμοδιαστολής) καθώς και των φυσικοχημικών χαρακτηριστικών των υλικών της υφιστάμενης τοιχοποιίας (Σπυράκος, 2019).

Από την σύγκριση των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης ροπής εντός επιπέδου και αξονικού φορτίου πριν και μετά την ομογενοποίηση για το πεσσό 10 έχουμε τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Στην περίπτωση του ομογενοποιημένου πεσσού όταν το θλιπτικό φορτίο είναι μικρό (πεσσούς του ορόφου) τότε η αύξηση της αντοχής σε κάμψη εντός επιπέδου είναι μικρή σε σχέση με τον αρχικό φορέα.
- Στην περίπτωση του ομογενοποιημένου πεσσού όταν το θλιπτικό φορτίο είναι μεγάλο (πεσσούς του ισογείου) τότε η αύξηση της αντοχής σε κάμψη εντός επιπέδου είναι μεγάλη σε σχέση με τον αρχικό φορέα.

9.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΔΕΙΚΤΩΝ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ ΜΕ ΟΡΟΥΣ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

Ο δείκτης ανεπάρκειας του δυσμενέστερου συνδυασμού φόρτισης με όρους εντατικών μεγεθών (αξονικό φορτίο, εντός επιπέδου διάτμηση, εκτός επιπέδου διάτμηση, εντός επιπέδου κάμψη, εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα, εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα) του κάθε πεσσού αποτελεί το κριτήριο όπου ένας πεσσός μπορεί να χαρακτηριστεί ότι επαρκεί ή ότι χρήζει ενίσχυσης.

Έτσι εάν ο δείκτης ανεπάρκειας λ είναι μικρότερος της μονάδας για όλους τους επιμέρους ελέγχους τότε και μόνο τότε θεωρούμε ότι ο πεσσός επαρκεί, σε κάθε άλλη περίπτωση ο πεσσός θεωρείται ότι έχει ανεπάρκεια. Έτσι, από το Σχήμα 8.1, μπορούμε να έχουμε μία συνολική εικόνα της επάρκειας των πεσσών του κτιρίου τόσο κατά την αποτίμηση όσο κατά το στάδιο του ανασχεδιασμού και αποτελεί ένα κριτήριο επιλογής της βέλτιστης λύσης ανασχεδιασμού. Ο Πίνακας 9.1 μας δείχνει τον αριθμό των πεσσών που επαρκούν στο ισόγειο και στον όροφο, για την κάθε περίπτωση ανασχεδιασμού ξεχωριστά.

Πίνακας 9.1 Σύγκριση πεσσών που επαρκούν ή δεν επαρκούν κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό με όρους εντατικών μεγεθών

ΑΡΙΘΜΟΣ ΠΕΣΣΩΝ	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	
	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ	0	12	0	12
ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΕΓΗ	0	12	5	7
ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΣΤΕΓΗ ΚΑΙ ΜΕΣΟΠΑΤΩΜΑ	0	12	11	1
ΜΟΝΟ ΕΝΕΜΑΤΑ	0	12	1	11
ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΗ ΣΤΕΓΗ ΚΑΙ ΕΝΕΜΑΤΑ	0	12	9	3
ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ ΚΑΙ ΕΝΕΜΑΤΑ	0	12	12	0

Από τον Πίνακα 9.1 διαπιστώνουμε ότι καμία πρόταση ανασχεδιασμού δεν δίνει επάρκεια στους πεσσούς του ισογείου ενώ μόνο η πρόταση με διαφράγματα (μεσοπάτωμα & στέγη) και ενέματα δίνει επάρκεια στον όροφο και θεωρείται η βέλτιστη λύση για το επίπεδο αυτό. Συνολικά όμως το κτίριο παρά τις προτάσεις ανασχεδιασμού παρουσιάζει ανεπάρκεια έστω και σε ένα πεσσό. Στόχος είναι το κτίριο συνολικά ή τα επιμέρους δομικά στοιχεία να είναι στην στάθμη επιτελεστικότητας Β, δηλαδή να ικανοποιείται το σκελετικό διάγραμμα του παραρτήματος 4.2 του ΚΑ.Δ.Ε.Τ, 2023, πριν και μετά τον ανασχεδιασμό για $q = 1.5$, στο οποίο έχουν επιλυθεί τα προσομοιώματα.

Από την σύγκριση του ποσοστού των πεσσών, μεταξύ της αποτίμησης και των προτάσεων ανασχεδιασμού, που παρουσιάζουν μείωση του δείκτη ανεπάρκειας σε κάθε επιμέρους έλεγχο, χωρίς όμως αυτό σημαίνει ότι άρει πάντα την ανεπάρκεια τους, μπορούν να βγουν κάποια χρήσιμα συμπεράσματα που μπορεί να αποτελεί ένα από τα κριτήρια επιλογής της βέλτιστης λύσης ανασχεδιασμού.

Οι προτάσεις ανασχεδιασμού, όπως προκύπτει από το Σχήμα 8.2 και 8.3, που βελτιώνουν την αντοχή σε αξονικό φορτίο μέσω της μείωσης σε όλους τους πεσσούς του ισογείου και του ορόφου είναι ή μόνο ενέματα ή και συνδυασμός ενεμάτων και διαφραγματικής λειτουργίας.

Οι εξεταζόμενες προτάσεις ανασχεδιασμού, με διαφραγματική λειτουργία ή με διαφραγματική λειτουργία και ενέματα όπως προκύπτει από το Σχήμα 8.4, δεν βελτιώνουν την αντοχή όλων των πεσσών του ισογείου αλλά αντίθετα προκαλούν και αύξηση του δείκτη ανεπάρκειας σε διάτμηση εντός επιπέδου στην πλειοψηφία των πεσσών εκτός από την ενίσχυση μόνο με ενέματα όπου δεν επηρεάζεται σημαντικά ο δείκτης αυτός. Για την εκτός επιπέδου διάτμηση, όπως προκύπτει από το Σχήμα 8.5, στο ισόγειο, σε όλες τις προτάσεις ανασχεδιασμού εκτός της ενίσχυσης του διαφράγματος στη στέγη και στον όροφο, παρατηρείται βελτίωση των δεικτών ανεπάρκειας. Στην εντός και την εκτός επιπέδου διάτμηση στο ισόγειο, στην πλειοψηφία των πεσσών δεν αίρεται η ανεπάρκεια στις περιπτώσεις ανασχεδιασμού που εξετάζουμε.

Ο έλεγχος σε εντός επιπέδου κάμψη, όπως προκύπτει από το Σχήμα 8.6, εμφανίζει στην πλειοψηφία των πεσσών του ισογείου, βελτιωμένο δείκτη ανεπάρκειας σε όλες τις προτάσεις ανασχεδιασμού εκτός των προτάσεων μόνο με ενέματα, διάφραγμα στην στέγη και στον όροφο, όπου οι μισοί πεσσοί βελτιώνουν τον δείκτη ανεπάρκειας και οι άλλοι μισοί όχι. Στον όροφο αντίθετα σε εντός επιπέδου κάμψη, οι περισσότεροι πεσσοί έχουν βελτιωμένο δείκτη ανεπάρκειας σε όλες τις προτάσεις ανασχεδιασμού εκτός από την ενίσχυση μόνο με ενέματα.

Ο έλεγχος σε εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα, στο ισόγειο, παρουσιάζει σε όλες τις προτάσεις ανασχεδιασμού εκτός από την πρόταση μόνο με ενέματα, βελτιωμένο δείκτη ανεπάρκειας. Στον όροφο παρουσιάζεται στην πλειοψηφία των πεσσών βελτίωση του δείκτη ανεπάρκειας σε όλες τις προτάσεις ανασχεδιασμού.

Τέλος, στην εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα, τόσο στο ισόγειο όσο και στον όροφο παρουσιάζεται σε όλες τις προτάσεις ανασχεδιασμού βελτίωση των δεικτών ανεπάρκειας, χωρίς ωστόσο να αίρεται η ανεπάρκεια στην πλειοψηφία των πεσσών του ορόφου με την πρόταση ανασχεδιασμού μόνο με ενέματα και στην μειοψηφία των πεσσών του ορόφου με την πρόταση ανασχεδιασμού διάφραγμα μόνο στην στέγη.

9.5 ΠΡΟΤΑΣΗ ΓΙΑ ΠΕΡΑΙΤΕΡΩ ΕΡΕΥΝΑ

Είναι λοιπόν κατανοητό από τα παραπάνω ότι η λήψη της τελικής πρότασης ανασχεδιασμού απαιτεί την πολυκριτηριακή σύγκριση των προτάσεων ανασχεδιασμού, με την μέθοδο του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς, με όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων, λαμβάνοντας επιπλέον κριτήρια όπως:

- τα αποτελέσματα της σύγκρισης των προτάσεων ανασχεδιασμού, με την μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m , με όρους δυνάμεων-παραμορφώσεων
- το βαθμό αντιστρεψιμότητας των επεμβάσεων,
- το βαθμό συμβατότητας των υλικών και του τρόπου δόμησης των επεμβάσεων σε σχέση με τα υλικά κατασκευής και του τρόπου δόμησης του αρχικού κτιρίου, με σκοπό το σεβασμό της αυθεντικότητας του ιστορικού κτιρίου
- Τα αποτελέσματα της σύγκρισης των τεχνοοικονομικών προτάσεων ανασχεδιασμού.

Στόχος της προτεινόμενης μελλοντικής έρευνας είναι να βρεθεί ο αλγόριθμος λήψης της βέλτιστης απόφασης ανασχεδιασμού σε διατηρητέα κτίρια ή μνημεία.

Αναφορές

Βιντζηλαίου, Ε. Καραντώνη, Φ. Στυλιανίδης, Κ. (2009). Σημειώσεις: Εισαγωγή στον Ευρωκώδικα 6. Αθήνα.

Δοδούρα, Χ. (2015). Αποκατάσταση του αρχοντικού Νερατζόπουλου στη Σιάτιστα, Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης. Ανακτήθηκε από:<http://ikee.lib.auth.gr/record/285104/files/GRI-2016-17440.pdf>

Δρίτσος, Σ. Βασιλειάδη, Μ. (2018). Σεμινάριο: Αποτίμηση Σεισμικής Επάρκειας, Ανασχεδιασμός και Ενισχύσεις ΚΑΝ.ΕΠΕ. , ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8-3 και Κ.Α.Δ.Ε.Τ. Χανιά

Ελευθερίου, Α. (2022). Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς και πρόταση ενίσχυσης ιστορικού κτιρίου, Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής.

Ανακτήθηκε από:<https://polynoe.lib.uniwa.gr/xmlui/handle/11400/2406>

Κανονισμός για Αποτίμηση & Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας. ΥΠ 261/2023 ΦΕΚ 2493/Β/18-4-2023 , «Έγκριση του Κανονισμού για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας – ΚΑ.Δ.Ε.Τ»

Καραντώνη, Φ. (2012). Κατασκευές απο τοιχοποιία. Σχεδιασμός και επισκευές. Αθήνα: Παπασωτηρίου

Λεοντής. (2021). *Αποτύπωση και Αποκατάσταση Πύργου Ιεράς Μονής, Αγίου Πάυλου, Άγιο Όρος*, Διπλωματική εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.

Ανακτήθηκε από:<https://ikee.lib.auth.gr/record/332883/>

Μαλακάτας, Ν, Τρέζος, Κ, (2011). Σημειώσεις για τη χρήση των ευρωκωδίκων. EN1990:Βάσεις σχεδιασμού των φέρουσων κατασκευών. EN1991:Δράσεις επι των κατασκευών.Αθήνα:IEKEM-ΤΕΕ.

Μπότση, Ε., Πολίτη, Π., Αυδίκος, Ε. (Επιμ.) (2010). *Διμήνι και Παλιούρι Μαγνησίας. Χώρος και Ταυτότητα*. Βόλος: Δήμος Αισωνίας Μαγνησίας.

Ν.4067, άρθρο 6, παρ3α. (2012, 4 27). *Νέος Οικοδομικός Κανονισμός*. Αθήνα: Εφημερίς της Κυβερνήσεως της Ελληνικής Δημοκρατίας.

Ν.4858, άρθρο 6,παρ.1α,β. (2021, 11 19). *Κύρωση Κώδικα για την προστασία των αρχαιοτήτων και εν γένει της πολιτιστικής κληρονομιάς*. Αθήνα: Εφημερίς της Κυβερνήσεως της Ελληνικής Δημοκρατίας ΦΕΚ(220/Α 2019).

Παπαχρηστίδης Α, Βαδαλούκας Κ, Γεωργιουδάκης Μ. (2019). Συγκριτική Αξιολόγηση Κανονιστικών Κειμένων στην Αποτίμηση Κτηρίων από Φέρουσα Τοιχοποιία. 4^ο Πανελλήνιο συνέδριο αντισεισμικής μηχανικής τεχνικής σεισμολογίας. Αθήνα: ΕΤΑΜ/ΤΕΕ.

Παπαχρηστίδης, Α. (2021). GT STRUDL® Advanced Training Course 2021, Finite Element Analysis,.

Σακαβάλας, Κ. (2006). *Το Παλιούρι του Δήμου Αισωνίας*. Βόλος: Επικοινωνία.

Σακαβάλας, Κ. (2009). *Φώς στους θόλους*. Βόλος: Καρεκλίδη.

Σπυράκος, Κ. (2019). *Κατασκευές απο τοιχοποιία Αποτίμηση & Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία*. Αθήνα: ΕΡΓΟΝΟΜΟΣ ΙΚΕ.

ΥΠΠΟΑ/ΑΤΝΕΚΕ/356112/929/2019, ά. 6. (2019, 07 5). Κανονιστικό πλαίσιο για την εκπόνηση μελετών και την εκτέλεση εργασιών σε ακίνητα μνημεία. (ΦΕΚ 2837/Β/5-07-2019) . Αθήνα: Εφημερίς της Κυβερνήσεως της Ελληνικής Δημοκρατίας.

Χατζηνεοφύτου, Κ. (2022). *Σχεδιασμός και έλεγχος ενεμάτων βασισμένων στην άσβεστο με ειδικά πρόσθετα και εφαρμογή σε δοκίμια τοιχοποιίας*. Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.

Ανακτήθηκε από: <http://ikee.lib.auth.gr/record/339697/files/Chatzineophytou.pdf>

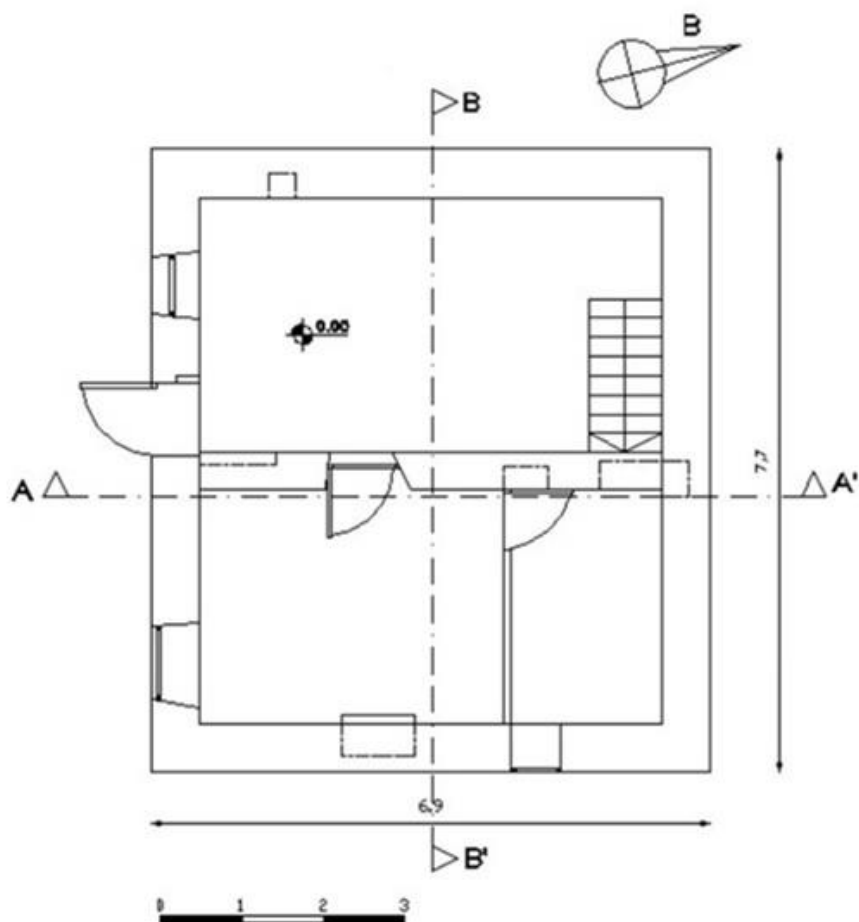
Ιστοσελίδα διαδικτύου

(Ελληνικό κτηματολόγιο <https://maps.gov.gr/>)

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

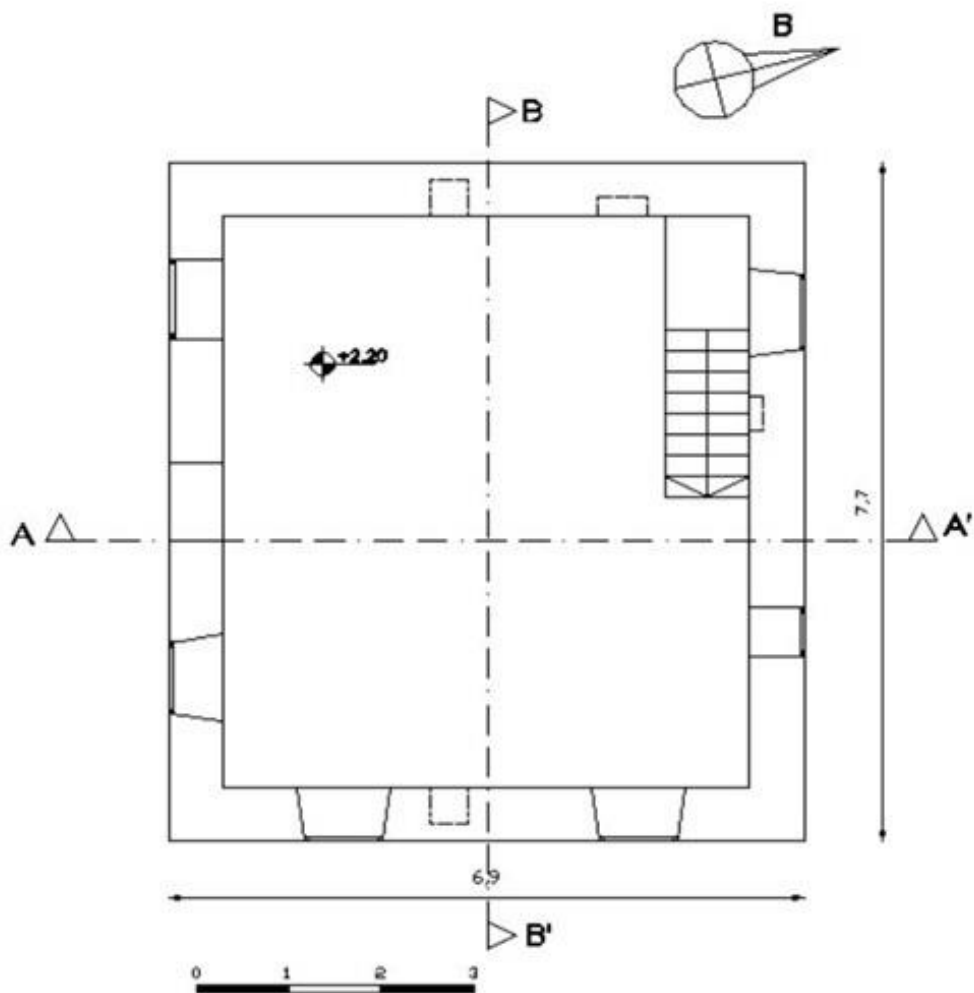
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Α.1 Κάτοψη υφιστάμενου ισογείου



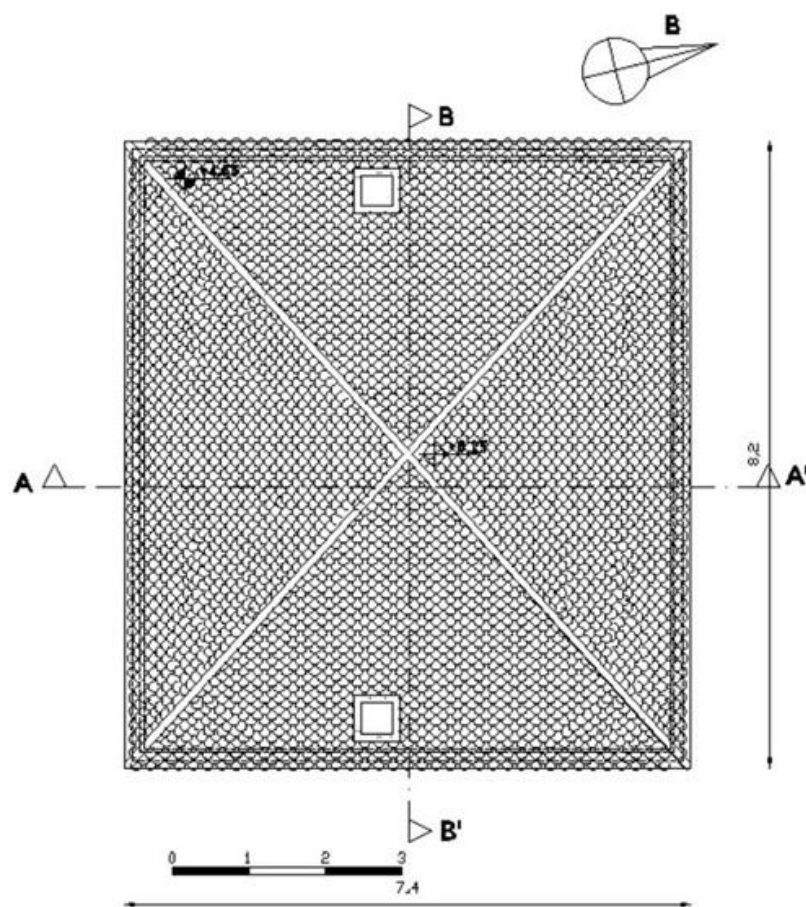
Σχήμα Α.1 Κάτοψη υφιστάμενου ισογείου.

Α.2 Κάτοψη υφιστάμενου ορόφου



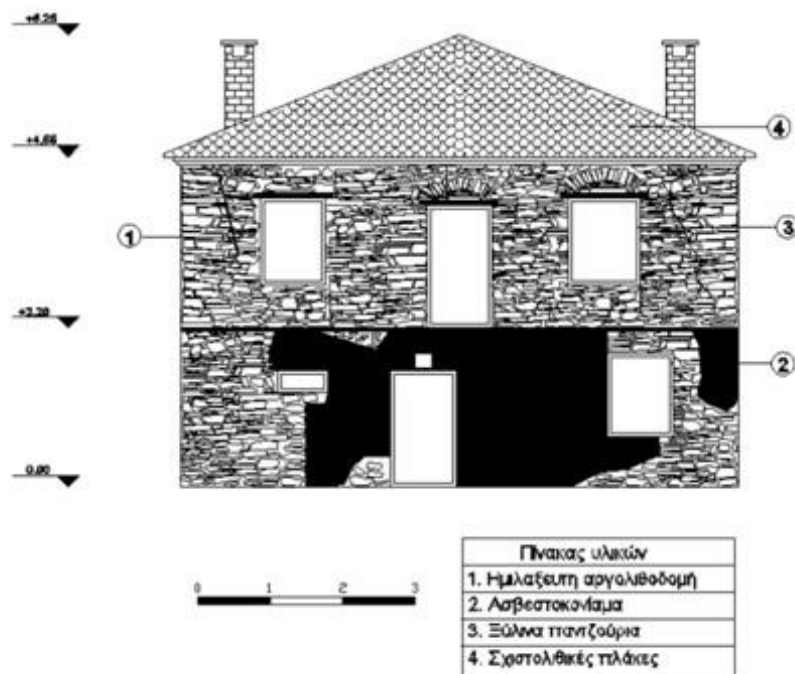
Σχήμα Α.2 Κάτοψη υφιστάμενου ορόφου

Α.3 Κάτοψη υφιστάμενης στέγης

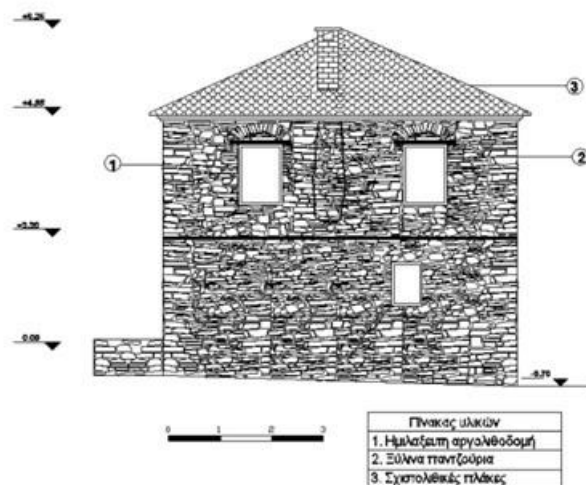


Σχήμα Α.3 Κάτοψη υφιστάμενης στέγης

A.4 Πρόσοψη και ανατολική όψη υφιστάμενου κτιρίου

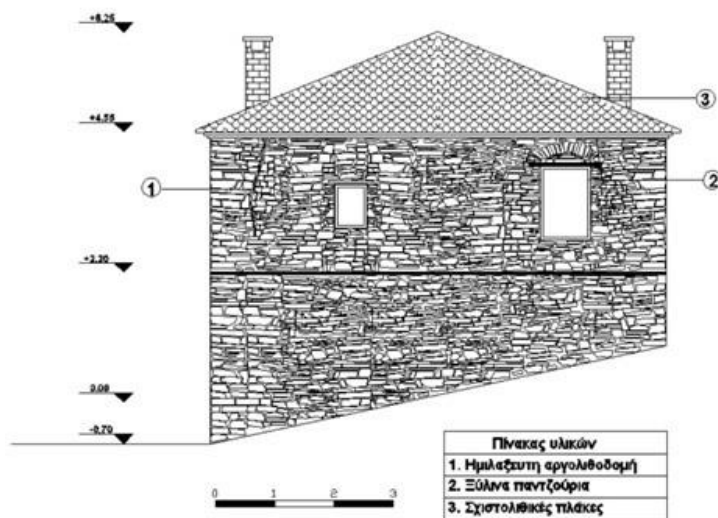


Σχήμα A.4 Πρόσοψη υφιστάμενου κτιρίου

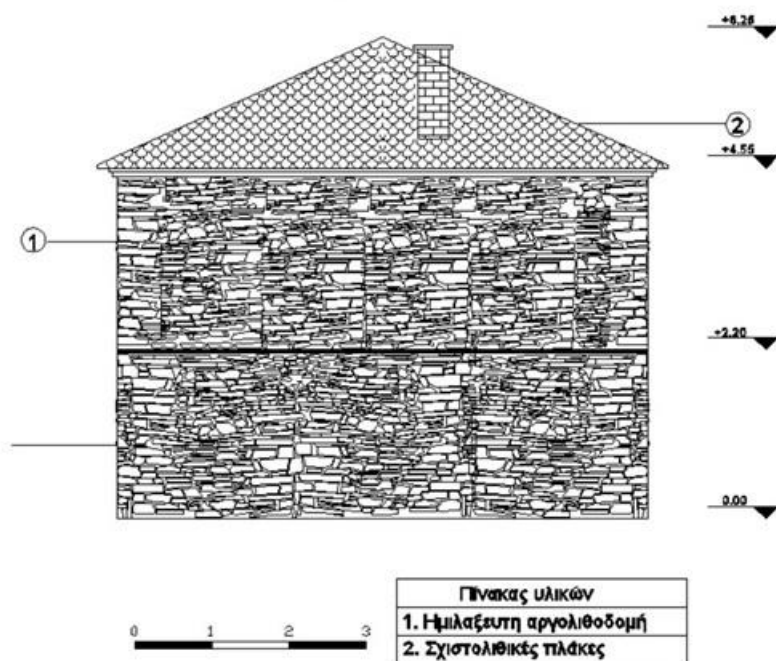


Σχήμα A.5 Ανατολική όψη υφιστάμενου κτιρίου

A.5 Βόρεια και δυτική όψη υφιστάμενης κατοικίας

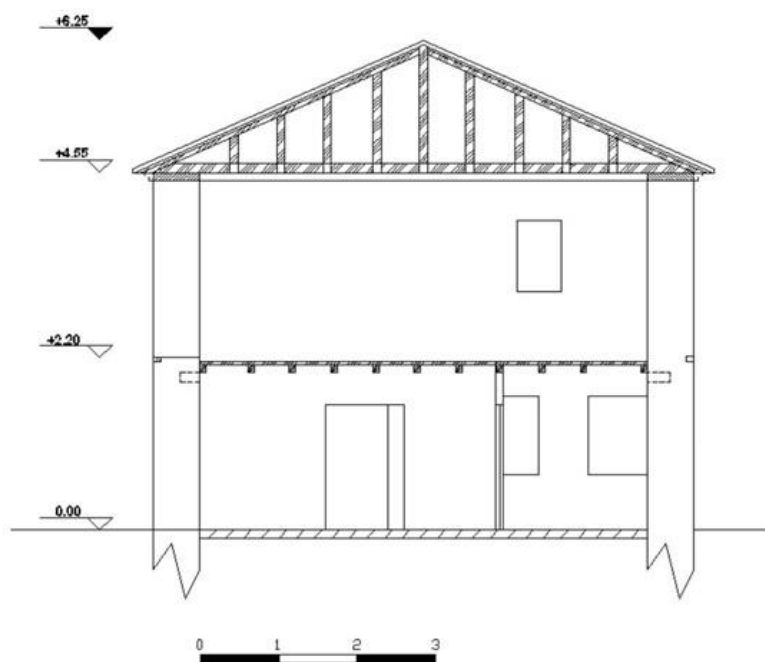


Σχήμα A.6 Βόρεια όψη υφιστάμενου κτιρίου

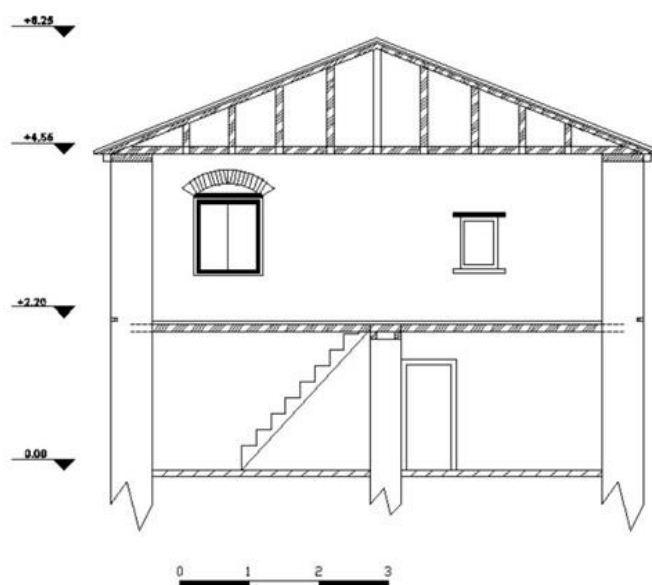


Σχήμα A.7 Δυτική όψη υφιστάμενου κτιρίου

Α.6 Τομή Α-Α & Β-Β υφιστάμενης κατοικίας



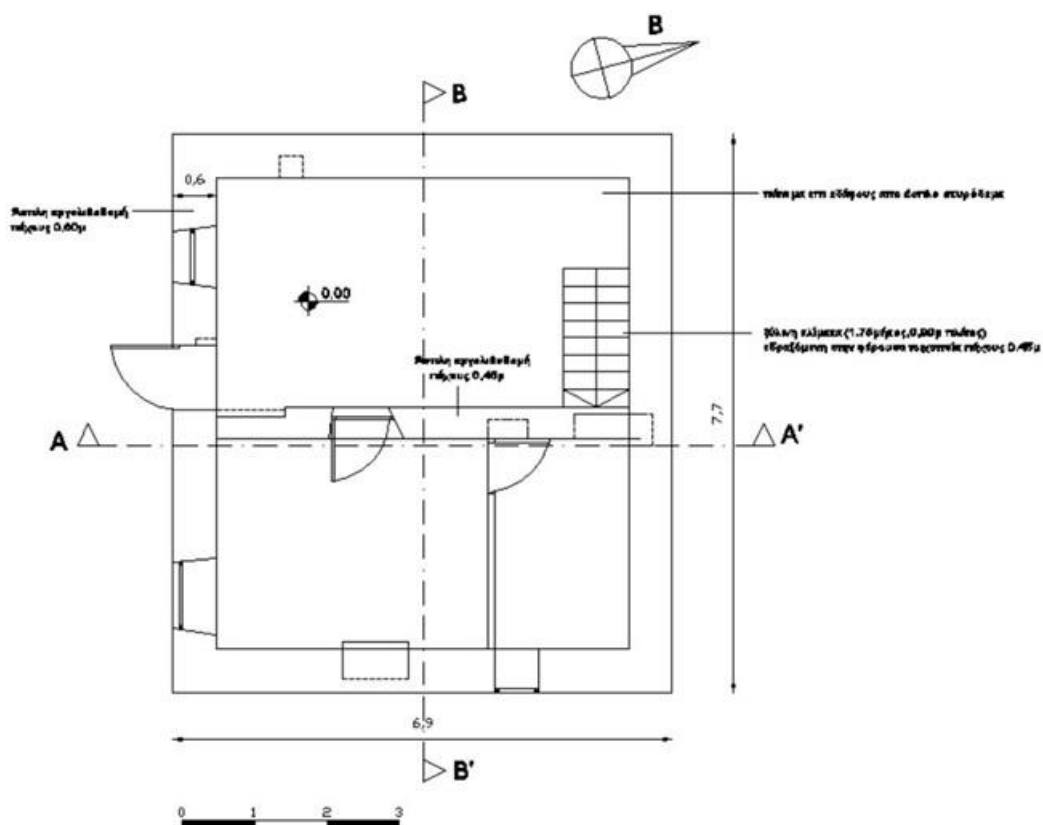
Σχήμα Α.8 Τομή Α-Α υφιστάμενου κτιρίου



Σχήμα Α.9 Τομή Β-Β υφιστάμενου κτιρίου

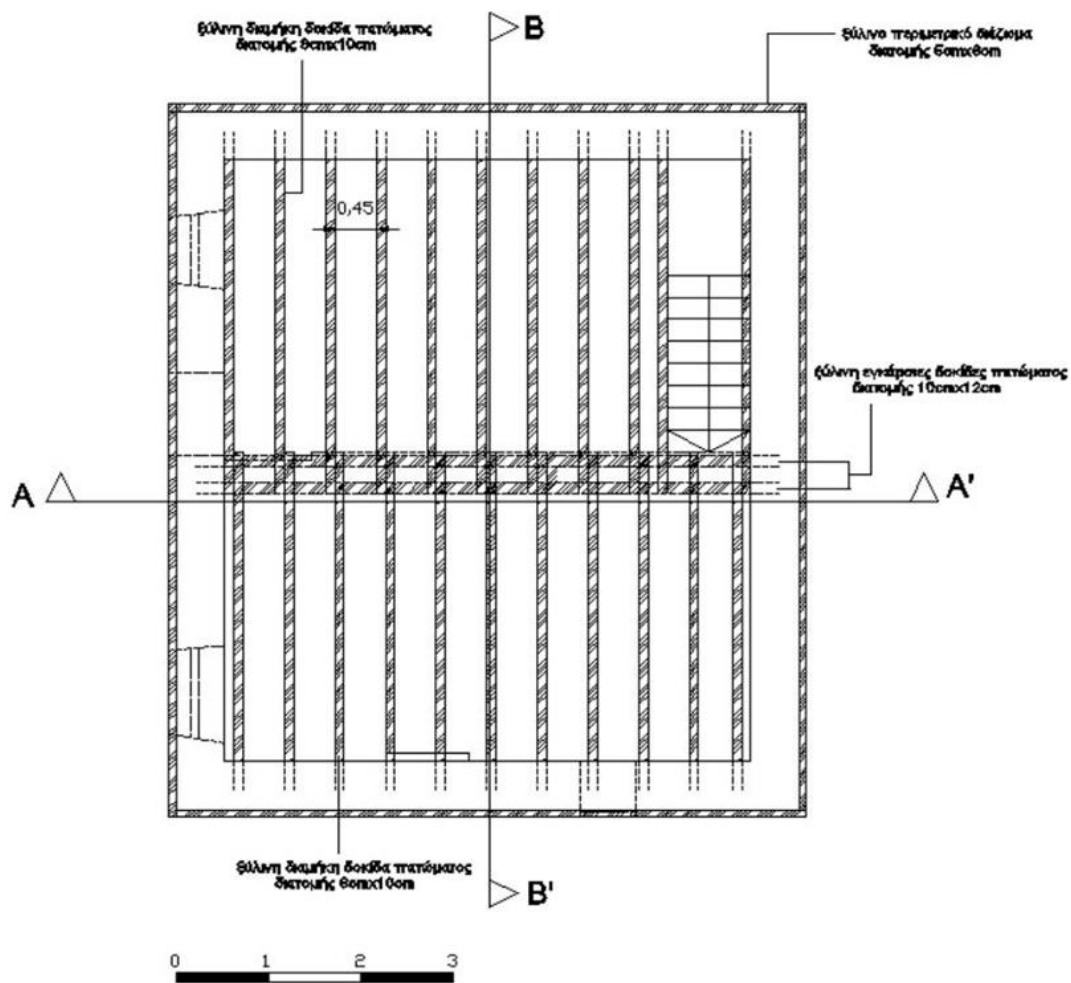
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β
ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ
ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

B.1 Κάτοψη φέροντος οργανισμού ισογείου



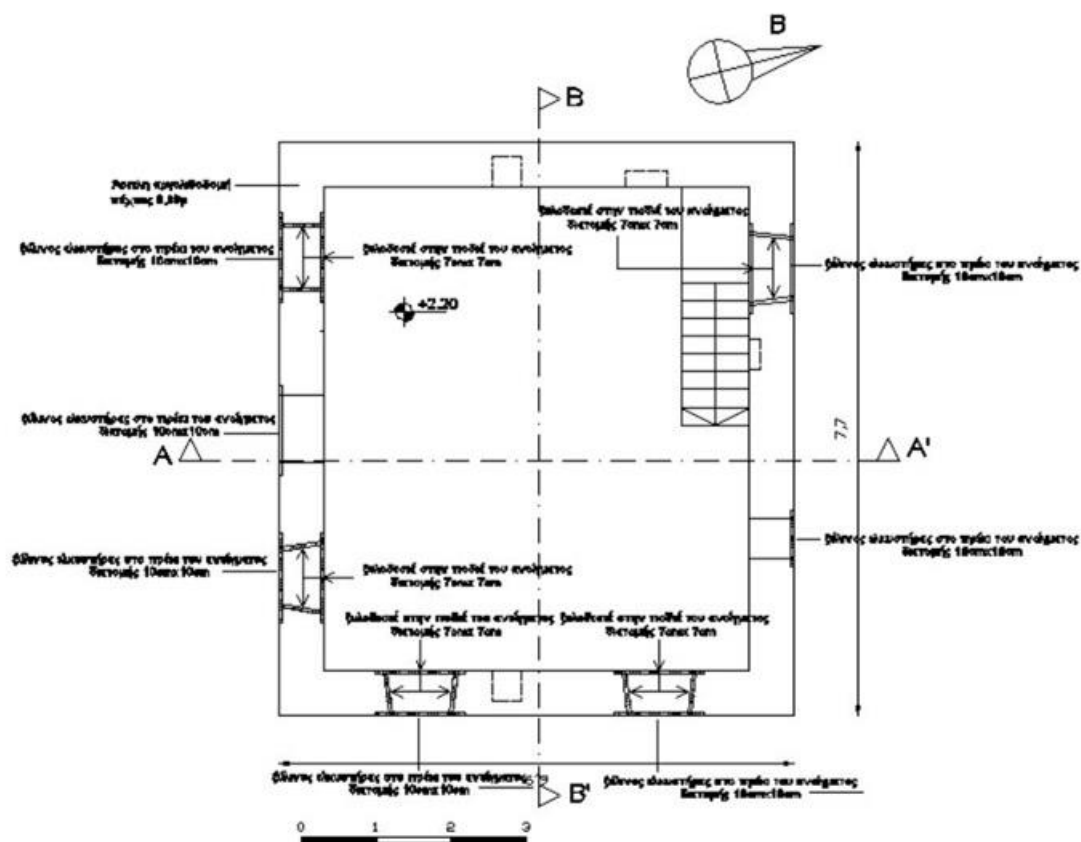
Σχήμα Β.1 Κάτοψη φέροντος οργανισμού ισογείου.

B.2 Κάτοψη φέροντος οργανισμού πατώματος α ορόφου



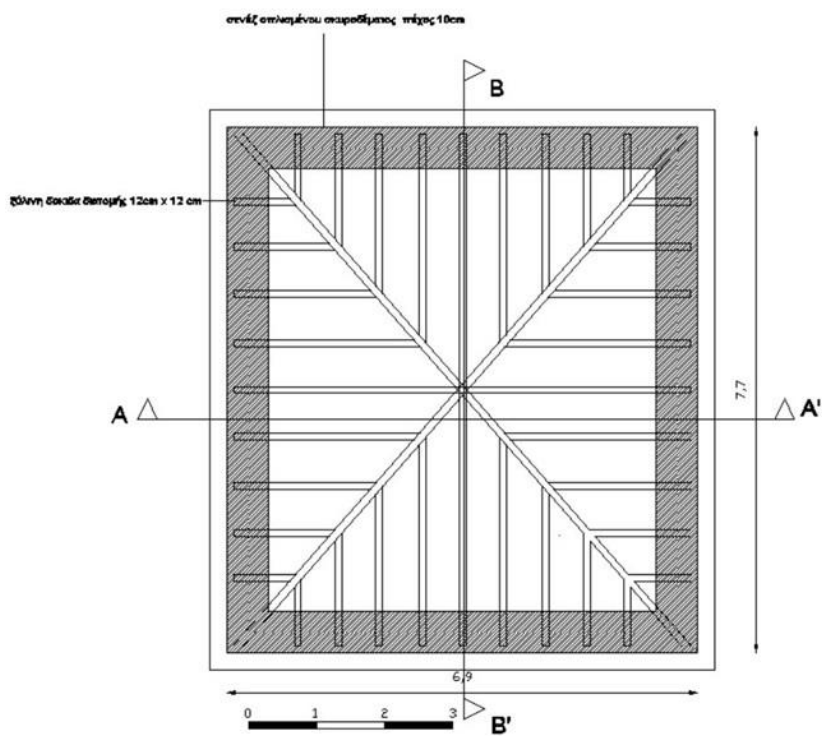
Σχήμα B.2 Κάτοψη φέροντος οργανισμού πατώματος α ορόφου

Β.3 Κάτοψη φέροντος οργανισμού ορόφου



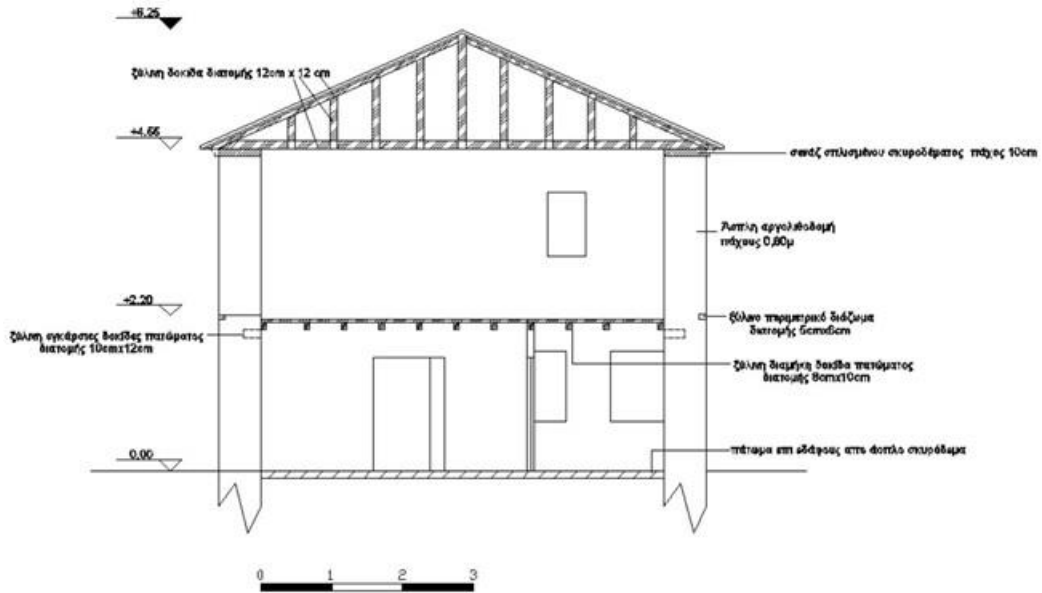
Σχήμα Β.3 Κάτοψη φέροντος οργανισμού ορόφου

B.4 Κάτοψη φέροντος οργανισμού στέγης

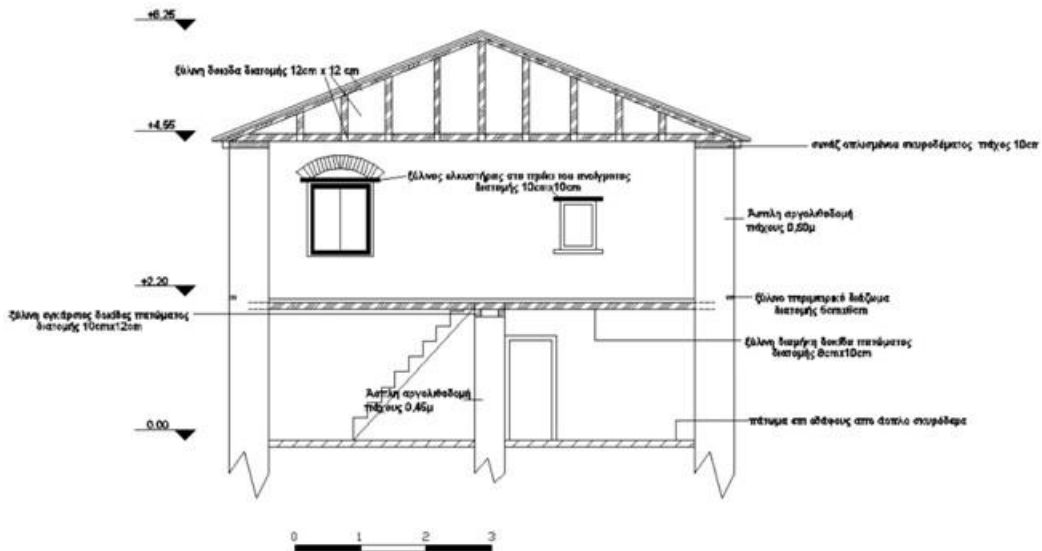


Σχήμα B.4 Κάτοψη φέροντος οργανισμού στέγης

B.5 Τομές A-A & B-B φέροντος οργανισμού



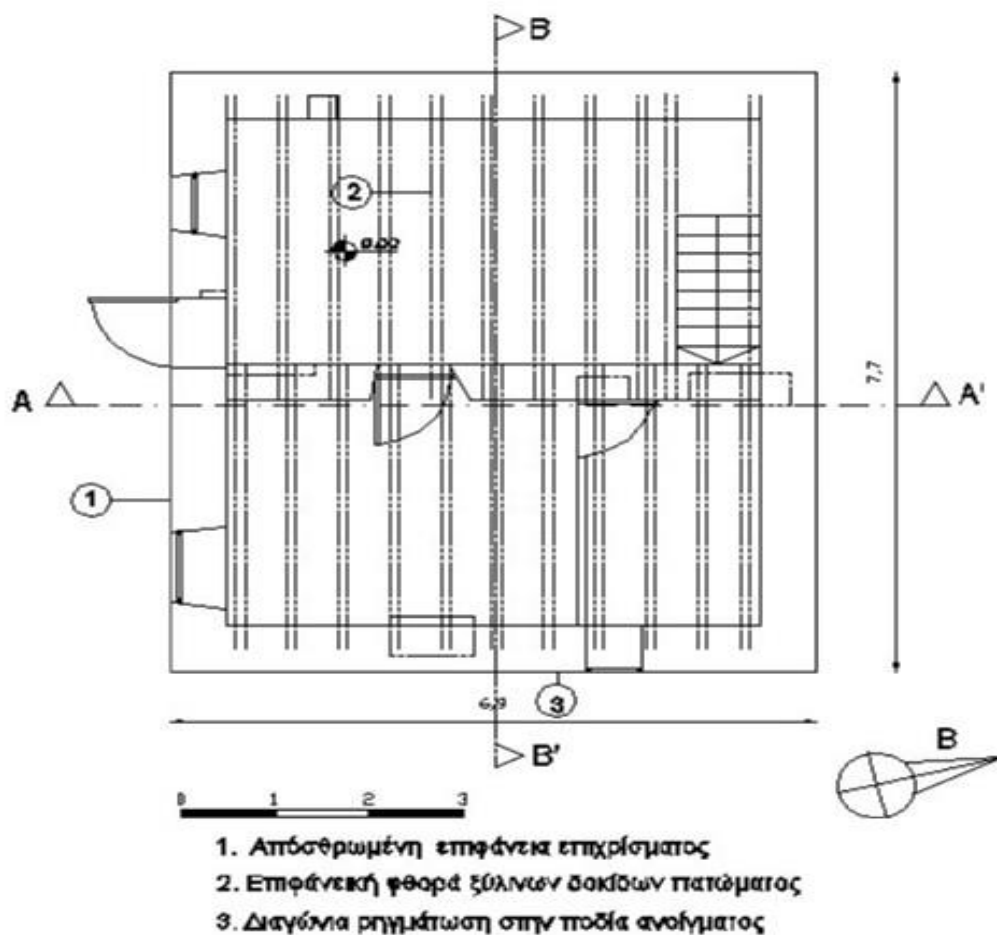
Σχήμα B.5 Τομή A-A φέροντος οργανισμού



Σχήμα B.6 Τομή B-B φέροντος οργανισμού

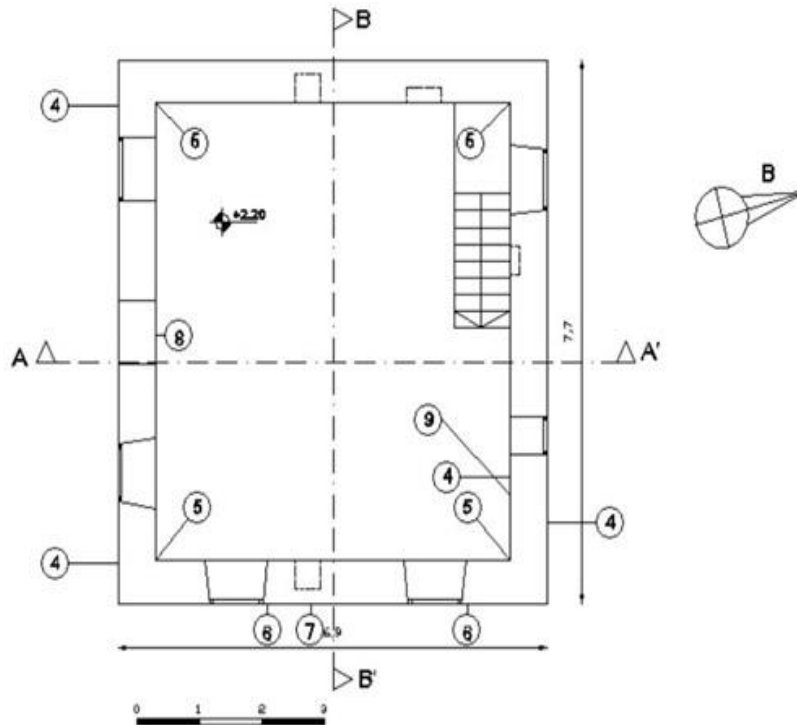
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ
ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ ΚΑΙ ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΚΗ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ
ΠΑΘΟΛΟΓΙΑΣ

Γ.1 Παθολογία φέροντα οργανισμού κάτοψη ισογείου-προβολή πατώματος α ορόφου



Σχήμα Γ.1 Παθολογίας φέροντος οργανισμού κάτοψη ισογείου.

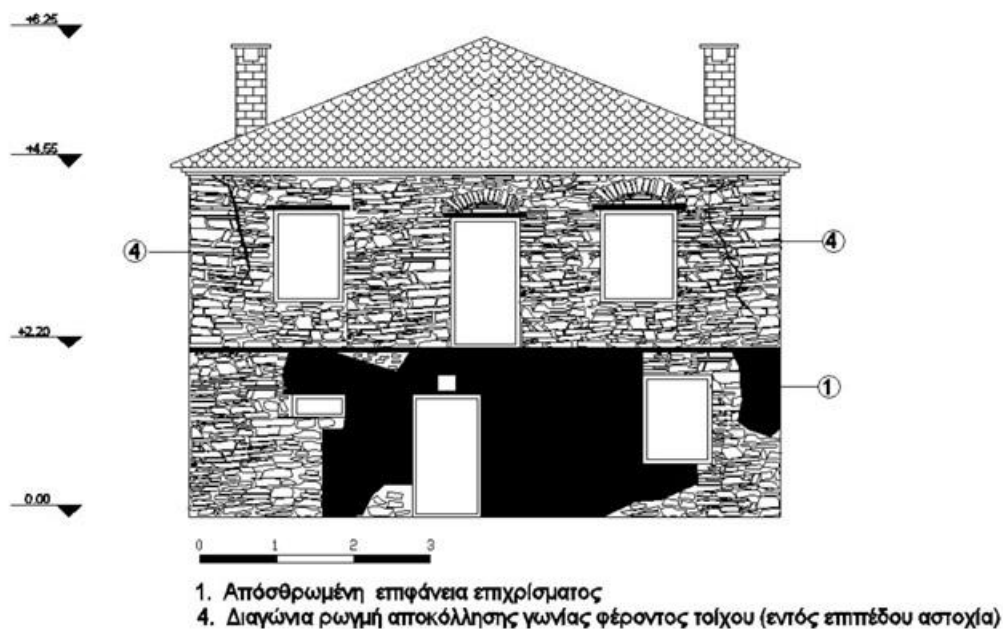
Γ.2 Παθολογία φέροντος οργανισμού κάτοψης α ορόφου



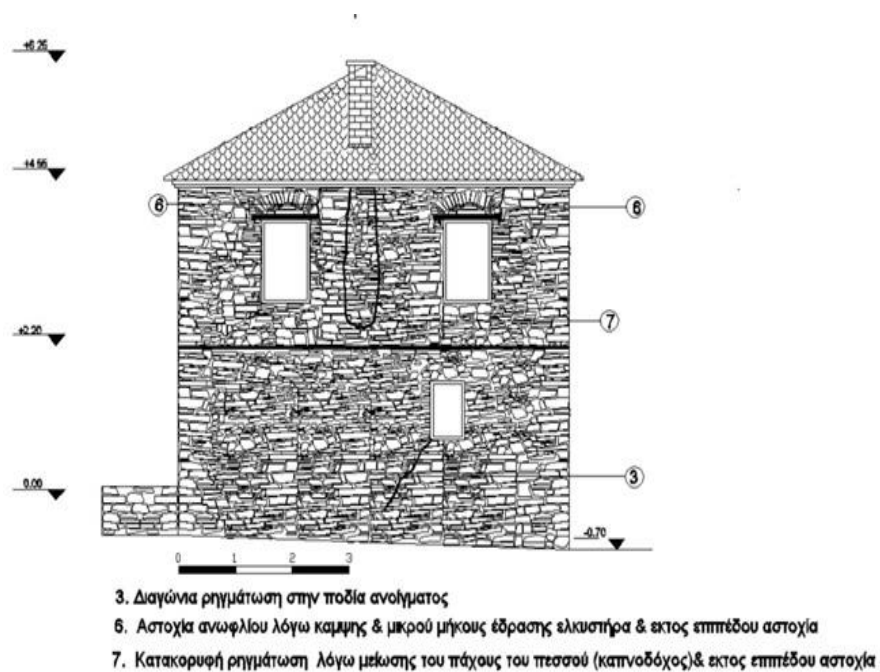
4. Διαγώνια ρωγμή αποκόλλησης γωνίας φέροντος τοίχου (εντός επιπέδου ασοχία)
5. Ρωγμή αποκόλλησης σε όλο το ύψος της εσωτερικής γωνίας σύνδεσης φερόντων τοίχων (εντός επιπέδου ασοχία)
6. Ασοχία ανωφλίου λόγω καμψής & μικρού μήκους έδρασης ελκυστήρα & εκτός επιπέδου ασοχία
7. Κατακορυφή ρηγάτωση λόγω μείωσης του πάχους του πιεσσαού (καπινοδόχος) & εκτός επιπέδου ασοχία
8. Ασοχία ανωφλίου λόγω καμψής
9. Οριζόντια ρηγάτωση διαζώματος (αεράζ, στέγης) στα σπλισμένα σκυρόδεμα εντός επιπέδου ασοχία

Σχήμα Γ2 Παθολογία κάτοψης α ορόφου

Γ.3 Παθολογία πρόσοψης και ανατολικής όψης του κτιρίου

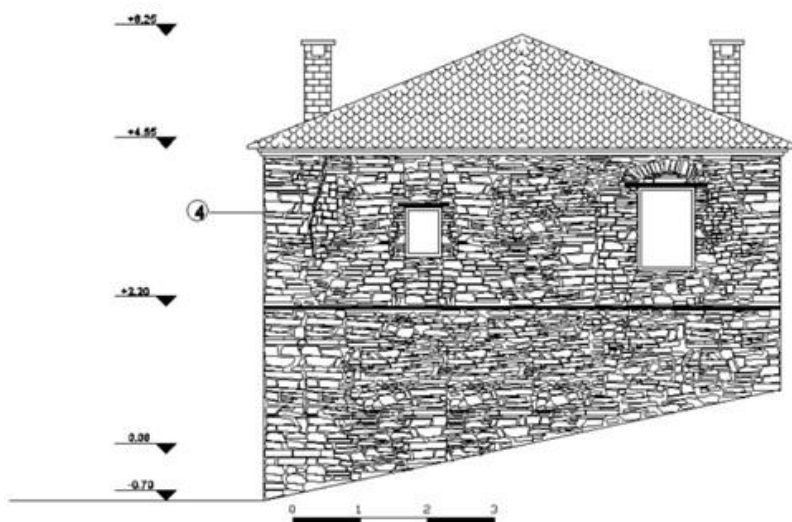


Σχήμα Γ.3 Παθολογία πρόσοψης του κτιρίου



Σχήμα Γ.4 Παθολογία ανατολικής όψης του κτιρίου

Γ.4 Παθολογία βόρειας όψης



4. Διαγώνια ρωγμή αποκόλλησης γωνίας φέροντος τοίχου (εντός επιπέδου αστοχία)

Σχήμα Γ.5 Παθολογία βόρειας όψης του κτιρίου

Γ.5 Φωτογραφική τεκμηρίωση παθολογίας



Σχήμα Γ.6 Ρωγμή αποκόλλησης στην σύνδεση φερόντων τοίχων α ορόφου-παθολογία.



Σχήμα Γ.7 Ρωγμή αποκόλλησης στην σύνδεση φερόντων τοίχων- διαγώνια ρηγμάτωση φέροντα τοίχου (εντός επιπέδου αστοχία), οριζόντια ρηγμάτωση διαζώματος από Ω/Σ στον α όροφο-παθολογία)



Σχήμα Γ.8 Ρωγμή αποκόλλησης στην σύνδεση φερόντων τοίχων- διαγώνια ρηγμάτωση φέροντα τοίχου (εντός επιπέδου αστοχία), οριζόντια ρηγμάτωση διαζώματος από Ω/Σ στον α όροφο-παθολογία.)



Σχήμα Γ.9 Διαγώνιες ρωγμές στις γωνίες του κτιρίου α όροφος



Σχήμα Γ.10 Αστοχία διπλών υπέρθυρων (τοξωτών και ευθύγραμμων), ρηγμάτωση περιμετρικά της εσωτερικής καπνοδόχου, ρηγμάτωση στην γωνία του κτιρίου του ορόφου και διαγώνια ρηγμάτωση στην ποδιά ανοίγματος στο ισόγειο)



Σχήμα Γ.11 Ρωγή αποκόλλησης στην σύνδεση φερόντων τοίχων- Ρηγμάτωση περιμετρικά της εσωτερικής καπνοδόχου, α όροφος



Σχήμα Γ.12 Φθορά ξυλείας δοκίδων πατώματος α ορόφου-παθολογία