



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

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



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς και πρόταση
ενίσχυσης ιστορικού κτηρίου**



ΑΝΔΡΟΜΑΧΗ ΕΛΕΥΘΕΡΙΟΥ
Διπλ. Πολιτικός Μηχανικός
Μεταπτυχιακή φοιτήτρια

Επιβλέπων καθηγητής
ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ

ΑΘΗΝΑ ΙΟΥΛΙΟΣ 2022

στην αείμνηστη μητέρα μου...

Η Διπλωματική Εργασία έγινε αποδεκτή και βαθμολογήθηκε από την εξής τριμελή επιτροπή:

ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ ΚΑΘΗΓΗΤΗ	ΥΠΟΓΡΑΦΗ
ΡΕΠΑΠΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ (Επιβλέπων)	
ΠΝΕΥΜΑΤΙΚΟΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ (Εξεταστής)	
ΒΡΥΖΙΔΗΣ ΙΣΑΑΚ (Εξεταστής)	

Δήλωση Συγγραφέα Διπλωματικής Εργασίας

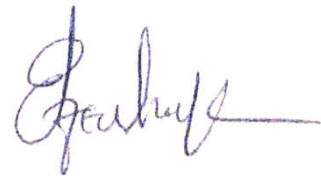
Η κάτωθι υπογεγραμμένη Ανδρομάχη Ελευθερίου του Παναγιώτη με αριθμό μητρώου 26 φοιτήτρια του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής της Σχολής Μηχανικών του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, δηλώνω υπεύθυνα ότι:

«Είμαι συγγραφέας αυτής της διπλωματικής 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».

Η Δηλούσα

ΑΝΔΡΟΜΑΧΗ ΕΛΕΥΘΕΡΙΟΥ



ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα εργασία έχει ως αντικείμενο μελέτης ένα ιστορικό διώροφο κτήριο, κατασκευασμένο από φέρουσα τοιχοποιία, το οποίο βρίσκεται στη πόλη της Ρόδου.

Στόχος της εργασίας είναι η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτηρίου και η πρόταση επεμβάσεων για την ενίσχυσή του και την βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών του.

Για το σκοπό αυτό αρχικά, συλλέχθηκαν πληροφορίες σχετικά με τους τρόπους δόμησης και τα υλικά κατά την εποχή κατασκευής του κτηρίου.

Ακολούθησε η φωτογραφική και σχεδιαστική τεκμηρίωση του κτιρίου και στη συνέχεια η εργασία διαρθρώθηκε σε κεφάλαια, ως εξής:

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια γενική περιγραφή της φέρουσας τοιχοποιίας και των μηχανικών χαρακτηριστικών της.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζεται συνοπτικά ο Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ) .

Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφονται τα ιστορικά και αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά του κτηρίου μελέτης - συνοδευόμενα με την αντίστοιχη φωτογραφική και σχεδιαστική τεκμηρίωση - η παθολογία του και στη συνέχεια ακολουθεί η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του με βάση τον ΚΑΔΕΤ.

Στο τέταρτο κεφάλαιο προτείνονται μέθοδοι δομητικών επεμβάσεων, βάσει των αποτελεσμάτων της ανάλυσης, σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ.

Στο πέμπτο και τελευταίο κεφάλαιο γίνεται συγκριτική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των μεθόδων ανάλυσης των Κανονιστικών Κειμένων για την Αποτίμηση Κτηρίων από Φέρουσα Τοιχοποιία και καταγράφονται τα αντίστοιχα συμπεράσματα που προκύπτουν για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτηρίου μελέτης και των προτεινόμενων μεθόδων επεμβάσεων.

Για το υπολογιστικό προσομοίωμα και την ανάλυση της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό 3DR.PESSOS 2022, της εταιρείας 3DR.

ABSTRACT

The object of this study is a historic two-storey masonry building, located in the city of Rhodes.

The aim of the work is the assessment of the building's seismic behavior and the analysis and recommendation of interventions for its reinforcement and the betterment of its mechanical characteristics and its materials.

For this purpose, information was initially collected on the construction methods and materials of the time of construction of the building.

This was followed by the photographic and design documentation of the building and then the work was structured in chapters, as follows:

The first chapter gives a general description of the load-bearing masonry and its mechanical characteristics.

The second chapter briefly presents the Regulation for Valuation and Structural Interventions of Masonry (KADET).

The third chapter describes the historical and architectural features of the study building with the corresponding photographic and design documentation, its pathology and then follows the assessment of its seismic behavior, according to KADET.

In the fourth chapter, methods of structural interventions are proposed, based on the results of the analysis, according to KADET.

In the fifth and last chapter, a comparative evaluation of the results of methods of analysis according to the Regulatory Texts for the assessment of Buildings by Masonry is made and the corresponding conclusions that emerge about the evaluation of the seismic behavior of the study building are recorded.

The 3DR.PESSOS 2022 software, from the company 3DR, was used for the computer simulation and the analysis of the construction.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στο πλαίσιο ολοκλήρωσης του προγράμματος μεταπτυχιακών σπουδών μου στο τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής, με τίτλο «Αρχιτεκτονική και Δομοστατική αποκατάσταση ιστορικών κτιρίων και συνόλων» .

Οφείλω να ευχαριστήσω θερμά τον Καθηγητή μου και Επιβλέπων, κο. Κωνσταντίνο Ρεπαπή για την πολύτιμη βοήθειά του και την συνεχή καθοδήγηση του κατά τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας μου.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω την Υπηρεσία Νεωτέρων Μνημείων και Τεχνικών Έργων Δωδεκανήσου, για την διάθεση των αρχιτεκτονικών σχεδίων αλλά και βιβλιογραφίας από την οποία αντλήθηκαν σημαντικά ιστορικά στοιχεία για το κτήριο μελέτης.

Τέλος ευχαριστώ την εταιρεία 3DR και τον κο. Παπαχρηστίδη που μου παραχώρησαν την άδεια χρήσης του λογισμικού 3DR.PESSOS 2022 για την εκπόνηση της διπλωματικής εργασίας.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1.....	11
1. ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ.....	11
1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ.....	11
1.2 ΕΙΔΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ.....	11
1.3 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ.....	13
1.3.1 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας.....	13
1.3.2 Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας.....	13
1.3.3 Καμπτική εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας.....	14
1.3.4 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας.....	15
1.4 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ.....	16
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2.....	21
2. ΒΑΣΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ ΚΑΔΕΤ.....	21
2.1 ΣΤΟΧΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ Η ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (ΚΑΔΕΤ §2.3.1).....	21
2.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ (ΚΑΔΕΤ §2.3.2).....	21
2.3 ΣΤΑΘΜΕΣ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ (ΚΑΔΕΤ §3.10.2).....	22
2.4 ΔΡΑΣΕΙΣ-ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ (ΚΑΔΕΤ §4.4.1).....	22
2.5 ΦΑΣΜΑΤΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ (ΚΑΔΕΤ §4.4.1.3).....	23
2.6 ΔΥΣΚΑΜΨΙΕΣ (ΚΑΔΕΤ §4.4.1.4).....	23
2.7 ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ (ΚΑΔΕΤ §4.5.1).....	23
2.8 ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ (ΚΑΔΕΤ §5.3.3).....	25
2.9 ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ (ΚΑΔΕΤ §5.3.6).....	25
2.10 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	26
2.10.1 Ελαστική ισοδύναμη στατική ανάλυση (ΚΑΔΕΤ §5.4).....	26
2.10.2 Ελαστική ιδιομορφική φασματική ανάλυση (ΚΑΔΕΤ §5.4).....	27
2.10.3 Ανελαστική στατική ανάλυση (ΚΑΔΕΤ §5.4).....	27
2.10.4 Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ΚΑΔΕΤ §5.4).....	27
2.11 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ (ΚΑΔΕΤ §6.2.4).....	28
2.11.1 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας.....	28
2.11.2 Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ §6.2.5).....	29
2.12 ΈΛΕΓΧΟΙ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΔΟΜΗΜΑΤΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ.....	30
2.13 ΕΠΙΠΛΕΟΝ ΚΑΘΟΛΙΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ.....	31
2.14 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΡΑΣΗ, ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ (ΚΑΔΕΤ, §7.2).....	33
2.15 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΡΑΣΗ, ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (ΚΑΔΕΤ, §7.1.2.1).....	37

2.16	ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ, ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ (ΚΑΔΕΤ, §7.3).....	38
2.17	ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ, ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (ΚΑΔΕΤ, §7.4.2).....	41
	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3.....	43
3.	ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΟΥ ΙΣΤΟΡΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΣΤΟ «ΜΑΡΑΣΙ» ΑΓ. ΝΙΚΟΛΑΟΥ ΣΤΗ ΡΟΔΟ, ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΔΕΤ	43
3.1	ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΜΕΛΕΤΗΣ	43
3.2	«ΜΑΡΑΣΙΑ» ΟΙ ΕΚΤΟΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΣΥΝΟΙΚΙΕΣ.....	43
3.3	ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΛΕΤΗΣ ΣΤΟ ΠΟΛΕΟΔΟΜΙΚΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ .	44
3.4	ΕΙΔΙΚΟ ΝΟΜΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ.....	45
3.5	ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ.....	47
3.6	ΤΥΠΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ	56
3.7	ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ	57
3.8	ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ	59
3.9	ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ	60
3.10	ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ.....	63
3.11	ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ.....	63
3.12	ΣΤΟΧΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....	65
3.13	ΕΠΙΛΟΓΗ ΣΤΑΘΜΗΣ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ	66
3.14	ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	66
3.15	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ 3DR.PESSOS	67
3.15.1	Γενικά.....	67
3.15.2	Γεωμετρία κτηρίου.....	67
3.15.3	Δημιουργία του προσομοιώματος του κτηρίου	67
3.16	ΕΛΑΣΤΙΚΗ (ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ) ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ, ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΕΝΙΑΙΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q	72
3.16.1	Επιλογή του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q	73
3.16.2	Συντελεστές ασφαλείας.....	73
3.16.3	Τιμές του όρου a_{gR}/q^* για την τέμνουσα βάσεως, με τιμή αναφοράς που αντιστοιχεί σε στάθμη επιτελεστικότητας (B) και πιθανότητα υπερβάσεως 50 % εντός της 50 – ετίας (βλ. ΕΚ 8-1).....	74
3.16.4	Φάσμα σχεδιασμού και φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού ...	74
3.16.5	Επιβαλλόμενα φορτία.....	75
3.16.6	Συνδυασμοί φόρτισης	76
3.16.7	Γενικοί έλεγχοι του κτηρίου μελέτης.....	77
3.16.8	Έλεγχος τοιχοποιίας σε κατακόρυφα φορτία	80

3.16.9	Αναλυτικός υπολογισμός λόγου ανεπάρκειας λ , πεσσού 6 και πεσσού 32, τοίχου 4, με καθολικό δείκτη q , σε όρους δυνάμεων	82
3.16.10	Αναλυτικός υπολογισμός λόγου ανεπάρκειας λ , τοίχου 4, με καθολικό δείκτη q , σε όρους παραμορφώσεων	89
3.17	ΕΛΑΣΤΙΚΗ (ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ) ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ, ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΠΙΚΩΝ ΔΕΙΚΤΩΝ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ m	94
3.17.1	Αναλυτικός υπολογισμός λόγου ανεπάρκειας λ , πεσσού 6, και πεσσού 32, τοίχου 4, με χρήση τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m	94
3.18	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΕΓΧΩΝ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ (ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ) ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	100
3.18.1	Με χρήση καθολικού δείκτη q	100
3.18.2	Με χρήση τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m	125
3.18.3	Με χρήση καθολικού δείκτη q και στάθμη επιτελεστικότητας B2 132	
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4	133
4.	ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ	133
4.1	Γενικές αρχές επεμβάσεων.....	133
4.2	Προτεινόμενες επεμβάσεις.....	133
4.2.1	Ενίσχυση τοιχοποιίας.....	133
4.2.2	Ενίσχυση διαφραγματικής λειτουργίας μεσοπατώματος και δώματος.....	136
4.2.3	Επισκευή βλαβών και φθορών	138
4.3	Έλεγχοι του κτηρίου μετά τις επεμβάσεις.....	138
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5	149
5.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	149

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

1. ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Τα κτήρια από φέρουσα τοιχοποιία μέχρι τα μέσα του 19^{ου} αιώνα, αποτελούσαν την πλειονότητα του δομημένου περιβάλλοντος όχι μόνο στην Ελλάδα αλλά και σε όλο το κόσμο. Στη συνέχεια όπου ως υλικά δόμησης έκαναν την εμφάνισή τους ο χάλυβας και έπειτα το οπλισμένο σκυρόδεμα σε όλα τα έργα που κατασκευάζονταν, η χρήση της τοιχοποιίας ως δομικό υλικό άρχισε να περιορίζεται.

Παρά το γεγονός ότι η τοιχοποιία είναι από τα αρχαιότερα δομικά υλικά, η γνώση σε σχέση με την μηχανική της συμπεριφορά ήταν περιορισμένη.

Η έρευνα για το συγκεκριμένο δομικό υλικό δεν υπήρχε μέχρι την δεκαετία του '70 αφού είχε προσανατολιστεί προς τον χάλυβα και το σκυρόδεμα, ενώ η τοιχοποιία ήταν πια παρελθόν για τις κατασκευές. Την δεκαετία αυτή, ξεκινά το έντονο ερευνητικό ενδιαφέρον, που συνεχίζεται μέχρι σήμερα, κυρίως από την ανάγκη συντήρησης των παλαιών κατασκευών που αποτελούν μνημεία πολιτιστικής κληρονομιάς καθώς είχε αποδειχθεί ότι οι μέθοδοι συντήρησης και ενισχύσεως τους που είχαν γίνει στο παρελθόν, ήταν αναποτελεσματικές και μερικές φορές και επικίνδυνες (Καραντώνη, 2004).

1.2 ΕΙΔΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Η τοιχοποιία αποτελεί ένα δομικό σύστημα όπου τα κύρια συστατικά του είναι τα λιθοσώματα και το κονίαμα το οποίο συνδέει τα λιθοσώματα.

Ανάλογα με την προέλευση του τοιχοσώματος, εάν είναι φυσικό ή τεχνητό, οι τοιχοποιίες διαχωρίζονται σε δύο βασικές κατηγορίες (Καραντώνη, 2004):

α) Τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους (λιθοδομές)

Πρόκειται για το αρχαιότερο και το κυριότερο δομικό υλικό σε πολλές περιοχές της γης. Το κύριο υλικό είναι λίθοι οι οποίοι μετά από κατεργασία, αποκτούν κατάλληλο σχήμα προκειμένου να χρησιμοποιηθούν για την κατασκευή κάποιου έργου.

Οι τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους, ανάλογα με το εάν έχουν ή όχι συνδετικό κονίαμα διακρίνονται επίσης σε:

- *Ξηρολιθοδομές (ξερολιθιές)*, από ακατέργαστους φυσικούς λίθους χωρίς συνδετικό κονίαμα, οι οποίες χρησιμοποιούνται κυρίως για περιφράξεις και χαμηλούς τοίχους αντιστήριξης.
- *Λιθοδομές*, από φυσικούς λίθους οι οποίοι συνδέονται με χρήση κονιάματος και χρησιμοποιούνταν για κάθε είδος κατασκευής, μέχρι την εμφάνιση του οπλισμένου σκυροδέματος. Οι λιθοδομές μπορεί επίσης να διακρίνονται σε αργολιθοδομές, ημιλαξευτές ή λαξευτές λιθοδομές.
- *Χυτές τοιχοποιίες*, από πλαστικά μείγματα πηλού, κροκάλων και σκυροδέματος, τα οποία σκληρύνονται και αποτελούν ένα ενιαίο

σύνολο τοίχου. Παραδείγματα χυτών τοιχοποιιών ήταν οι ρωμαϊκές τοιχοποιίες, στις οποίες για καλούπι έχουν χρησιμοποιηθεί συμπαγείς οπτόπλινθοι, που αποτελούσαν την εξωτερική επένδυση των τοίχων.

β) Τοιχοποιίες από τεχνητούς λίθους (πλινθοδομές)

Το υλικό τοιχοσωμάτων είναι βιοτεχνικό, ή βιομηχανικό προϊόν, κατασκευασμένο είτε επί τόπου, είτε μακριά από το έργο. Το κύριο χαρακτηριστικό τους είναι το συγκεκριμένο σχήμα και οι σταθερές διαστάσεις. Ανάλογα με το υλικό, οι πλινθοδομές διακρίνονται σε:

- *Ωμοπλινθοδομές*, από ωμόπλινθους, δηλ. «άψητες χωματόπλιθες» οι οποίες στην Ελλάδα σε πεδινές περιοχές χρησιμοποιήθηκαν σε οικοδομικά έργα μέχρι τα πρώτα μεταναστευτικά χρόνια και σε αγροικίες μέχρι την εμφάνιση των τσιμεντόλιθων. Χαρακτηριστικό τους είναι η χαμηλή αντοχή τους σε ισχυρές σεισμικές δυνάμεις, καθώς και η αιτία μεγάλων καταστροφών στις περιοχές αυτές,
- *Οπτοπλινθοδομές*, από ψημένες (οπτές) πλίνθους, κοινώς τούβλα, συνήθως από αργιλικό υλικό. Οι κατασκευές από φέρουσα οπτοπλινθοδομή, αποτελούν την πλειονότητα των κτηρίων σε πολλές περιοχές στον κόσμο. Σήμερα οι τοιχοποιίες από οπτοπλινθοδομή κατασκευάζονται είτε ως φέρουσες, είτε ως τοιχοπληρώσεις σε κατασκευές με φέροντα οργανισμό από χάλυβα, ή οπλισμένο σκυρόδεμα,
- *Τσιμεντοπλινθοδομές (τσιμεντολιθοδομές)*, από τεχνητά τοιχοσώματα με βάση το σκυρόδεμα (τσιμεντόλιθοι). Στην Ελλάδα, σήμερα, χρησιμοποιούνται για περιφράξεις και αγροτικές και βιομηχανικές εγκαταστάσεις. Λόγω της κακής θερμομονωτικής ικανότητας τους η χρήση τους για κατοικία είναι απαγορευτική.

Επίσης, οι τοιχοποιίες ανάλογα με την λειτουργία τους στο δόμημα, διακρίνονται σε:

- *Φέρουσες*, όταν προορίζονται να μεταφέρουν στο έδαφος κατακόρυφα ή/και οριζόντια φορτία,
- *Πληρώσεως*, όταν δεν προορίζονται για την μεταφορά φορτίων, αλλά για την διαμόρφωση των χώρων σε ένα οικοδόμημα,
- *Αντιστήριξης*, για την στήριξη γαιωδών πρानών. Διαχωρίζονται εδώ οι παλαιότερες πραγματικές τοιχοποιίες αντιστήριξης, από τις νεώτερες που απλώς αποτελούν επένδυση τοίχων αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα και γίνονται για αισθητικούς λόγους,
- *Επένδυσης*, όταν κατασκευάζονται σε επαφή με τοίχους ή με στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα και χρησιμοποιούνται μόνο για διακοσμητικούς σκοπούς.

Τέλος, οι τοιχοποιίες ανάλογα με τον τρόπο δόμησης τους, είτε είναι από φυσικούς είτε από τεχνητούς λίθους, διακρίνονται σε *συμπαγή*, *κοίλη* ή με

πυρήνα. Σε μια κατακόρυφη τομή σε συμπαγή τοιχοποιία δεν διακρίνονται κατακόρυφα ξεχωριστές στρώσεις, ενώ στην κοίλη διακρίνονται εξωτερική και εσωτερική στρώση και ανάμεσά τους ο πυρήνας, είτε κενός (δίστρωτη τοιχοποιία), είτε πληρωμένος με κονίαμα (τρίστρωτη τοιχοποιία), το οποίο μπορεί να είναι κροκαλόδεμα, ή σκυρόδεμα ή τσιμεντοκονίαμα.

1.3 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Η τοιχοποιία είναι ένα ανομοιογενές και ανισότροπο υλικό και γι αυτό το λόγο ο προσδιορισμός της αντοχής της τοιχοποιίας σε θλίψη, εφελκυσμό και διάτμηση, εξαρτάται από πολλούς παράγοντες. Λόγω αυτής της δυσχέρειας οι εργαστηριακοί προσδιορισμοί των μηχανικών χαρακτηριστικών της συγκρίνονται με προταθείσες θεωρητικές σχέσεις.

1.3.1 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας

Η υψηλή θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας σε σχέση με τα υπόλοιπα μηχανικά χαρακτηριστικά της, καθόρισε και τη χρήση της ως κυρίως θλιβόμενου φέροντος δομικού στοιχείου (Ιγνατάκης και Στυλιανίδης, 2009).

Τόσο η αντοχή όσο και ο τύπος της αστοχίας επηρεάζεται από την γωνία της θλιπτικής δύναμης ως προς την διεύθυνση των οριζόντιων αρμών. Για το λόγο αυτόν ο όρος θλιπτική αντοχή αναφέρεται στην θλιπτική αντοχή κάθετα στους οριζόντιους αρμούς.

Η αντοχή της τοιχοποιία καταπονούμενης σε θλίψη κάθετα στους οριζόντιους αρμούς, επηρεάζεται από:

- *Τα χαρακτηριστικά των τοιχοσωμάτων*, δηλαδή την αντοχή, τον τύπο, την γεωμετρία και την υδατοαπορροφητικότητα τους,
- *Τα χαρακτηριστικά του κονιάματος*, δηλαδή την αντοχή, τη σύνθεσή του μείγματος, το σχετικό πάχος του σε σχέση προς το τοιχόσωμα και την σχετική παραμόρφωση των δύο υλικών,
- *Τις συνθήκες που επικρατούν στην τοιχοποιία*, δηλαδή τον τρόπο εμπλοκής των τοιχοσωμάτων, την διεύθυνση φόρτισης, τις τοπικές αυξήσεις τάσεων, τον τρόπο επιβολής του φορτίου, κ.ά.

Εργαστηριακές δοκιμές έχουν αποδείξει ότι η τοιχοποιία υπό ομοιόμορφη θλίψη αστοχεί, είτε από εφελκυστικές ρωγμές παράλληλες στο επιβαλλόμενο φορτίο, είτε εμφανίζει ένα είδος διατμητικής αστοχίας ο τύπος της οποίας εξαρτάται από το ποιο υλικό (τοιχόσωμα ή κονίαμα) είναι πιο ισχυρό (Καραντώνη, 2004).

1.3.2 Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας

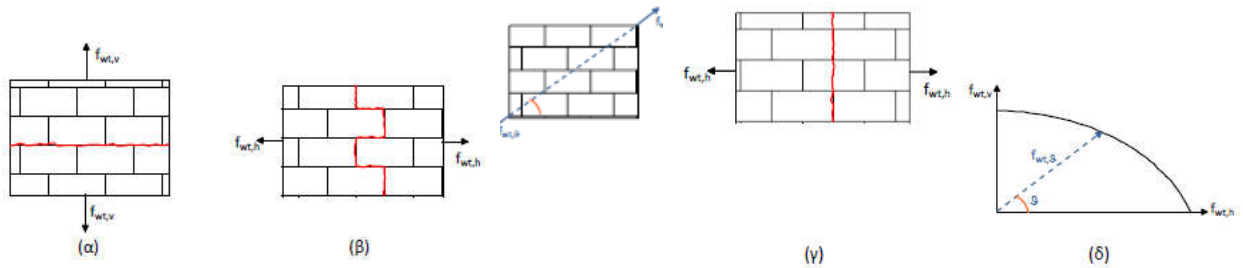
Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας είναι γενικά πολύ μικρότερη από την θλιπτική αντοχή και εξαρτάται από την συνεργασία του κονιάματος και των λιθοσωμάτων σε συνδυασμό με ένα πλήθος παραγόντων, όπως:

- *Τη σύνθεση του κονιάματος (αναλογία υλικών)*, την περιεκτικότητα σε νερό, τυχόν χημικά πρόσθετα,

- Το είδος του τοιχοσώματος, το πορώδες, την υγρασία, την μορφή της διεπιφάνειας, την μορφή του, την ύπαρξη και το μέγεθος των οπών και εγκοπών.

Οι εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία οφείλονται σε συνδυασμό θλιπτικής δύναμης, τέμνουσας και ροπή κάμψης (Σχήμα 1.1). Για κάθε συνδυασμό εντατικών μεγεθών, ανάλογα με την γωνία υπό την οποία ασκείται ο εφελκυσμός, προκύπτει διαφορετική τιμή εφελκυστικής αντοχής.

Ενδεικτικά αναφέρεται ότι η αντοχή της τοιχοποιίας υπό οριζόντιο εφελκυσμό είναι περίπου διπλάσια εκείνης υπό κατακόρυφο εφελκυσμό.



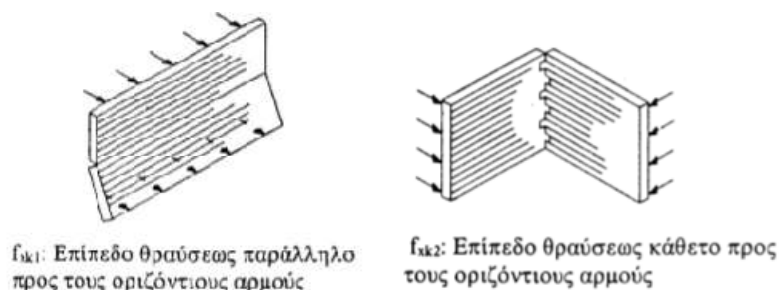
Σχήμα 1.1: Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ, 2021)

1.3.3 Καμπτική εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας

Η καμπτική εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας συνήθως αναφέρεται ως προς τη διεύθυνση του επιπέδου του εφελκυσμού, δηλαδή είτε κάθετα στους αρμούς, είτε παράλληλα σε αυτούς και προσδιορίζεται είτε πειραματικά, είτε χρησιμοποιώντας τιμές από τους πίνακες που περιλαμβάνονται στο Εθνικό Προσάρτημα, ανάλογα με την διεύθυνση της κάμψης, το υλικό των λιθοσωμάτων, καθώς και το είδος και την αντοχή του κονιάματος.

Ανάλογα με τις συνθήκες φόρτισης, η κάμψη, σύμφωνα με το σχήμα 1.2, μπορεί να είναι:

- Ως προς τον οριζόντιο άξονα με επίπεδο θραύσεως παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς,
- Ως προς τον κατακόρυφο άξονα με επίπεδο θραύσεως κάθετο προς τους οριζόντιους αρμούς



Σχήμα 1.2: Καμπτικές αντοχές f_{xk1} και f_{xk2} (ΚΑΔΕΤ, 2021)

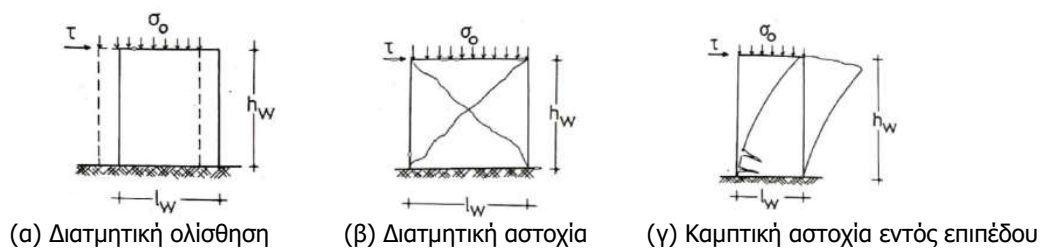
1.3.4 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας

Οι φέροντες τοίχοι από τοιχοποιία, αναλαμβάνουν εκτός από τα κατακόρυφα φορτία, τα οποία δημιουργούν εκτός από θλιπτική και καμπτική ένταση και τέμνουσες δυνάμεις. Επομένως σε ένα τοίχο μπορεί να αναπτυχθούν τάσεις λόγω ορθών και τεμνουσών δυνάμεων και λόγω ροπών.

Οι τρόποι αστοχίας υπό την συνδυασμένη αυτή ένταση, σύμφωνα με το σχήμα 1.3, είναι:

- Διατμητική ολίσθηση, μέσω των αρμών του κονιάματος
- Διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση
- Θλιπτικής αστοχίας λόγω τέμνουσας

Η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας υπολογίζεται βάσει δοκιμών, ή αξιολογών πειραματικών αποτελεσμάτων μέσω της συσχέτισης της χαρακτηριστικής διατμητικής αντοχής άοπλης τοιχοποιίας με την συνοχή f_{vko} μεταξύ λιθοσωμάτων και κονιάματος η οποία δίνεται από πίνακες που περιλαμβάνονται στο Εθνικό Προσάρτημα.



Σχήμα 1.3: Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας (Τάσιος, 1992)

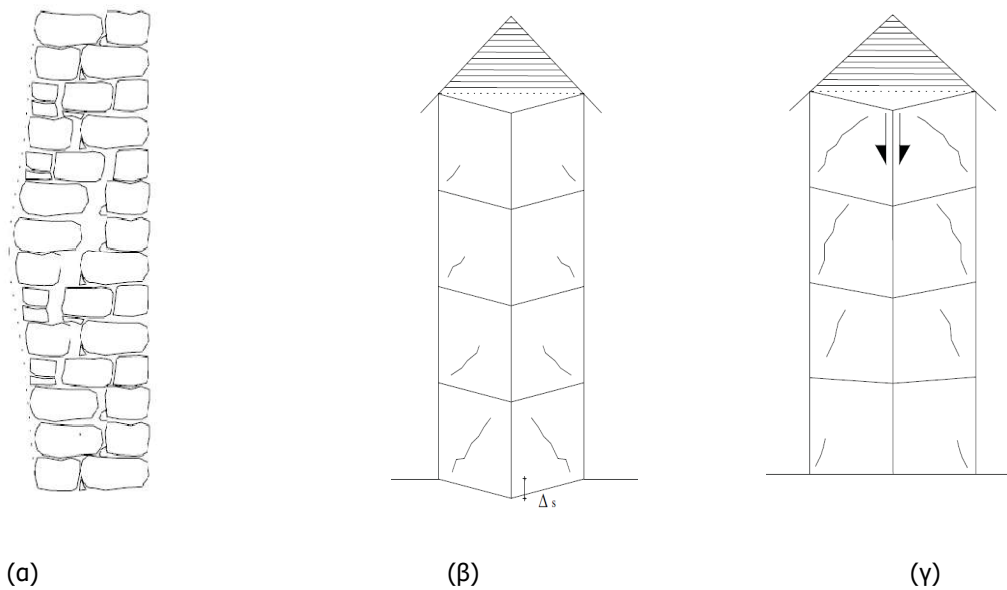
1.4 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Ο προσδιορισμός των αιτιών των βλαβών στις κατασκευές από τοιχοποιία είναι απαραίτητος προκειμένου να αρθεί το αίτιο που τις προκάλεσε και στη συνέχεια να αποκατασταθεί η κατασκευή. Ωστόσο επειδή πολλές φορές μια βλάβη είναι αποτέλεσμα συσσωρευτικών αιτιών, η γνώση της συμπεριφοράς των κατασκευών από τοιχοποιία, σε συνδυασμό με την τεκμηρίωση της κάθε συγκεκριμένης κατασκευής, θα οδηγήσει στην ερμηνεία των αιτιών που προκάλεσαν τη βλάβη και τελικά στη θεραπεία του προβλήματος (Καραντώνη, 2004).

Οι κυριότερες βλάβες που μπορεί να εμφανιστούν σε κτήρια από φέρουσα τοιχοποιία, είναι:

- Τοπική ανεπάρκεια λόγω κακού σχεδιασμού (τοπική ρηγμάτωση τοιχοποιίας υπό ισχυρά μοναχικά φορτία ή λόγω αναντιστοιχίας ανοιγμάτων καθ' ύψος).
- Τοπική ή γενική ανεπάρκεια από διαφορικές καθιζήσεις της θεμελίωσης.
- Τοπική ανεπάρκεια από επεμβάσεις, διαρρυθμίσεις ή προσθήκες κατ' επέκταση.
- Τοπική ή γενική ανεπάρκεια από προσθήκες καθ' ύψος.
- Τοπική ή γενική ανεπάρκεια από αλλαγή χρήσης (αύξηση κινητών φορτίων).
- Τοπική ή γενική ανεπάρκεια από γήρανση υλικών

Όταν υπάρχει τοπική υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής είτε από κακό σχεδιασμό είτε από συγκέντρωση φορτίου, εμφανίζονται είτε σχεδόν κατακόρυφες ρηγματώσεις που οφείλονται στις εγκάρσιες εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται σε μονοαξονικά θλιβόμενη τοιχοποιία, είτε, ιδιαίτερα σε περίπτωση τρίστρωτης λιθοδομής, εμφανίζεται κατακόρυφο επίπεδο ρηγμάτωσης – διαχωρισμού κατά το πάχος του τοίχου που εκδηλώνεται με μονόπλευρο είτε αμφίπλευρο φούσκωμα της τοιχοποιίας (Σχήμα 1.4α).



Σχήμα 1.4 : Βλάβες φέρουσας τοιχοποιίας (Ιγνατάκης και Στυλιανίδης, 2009)

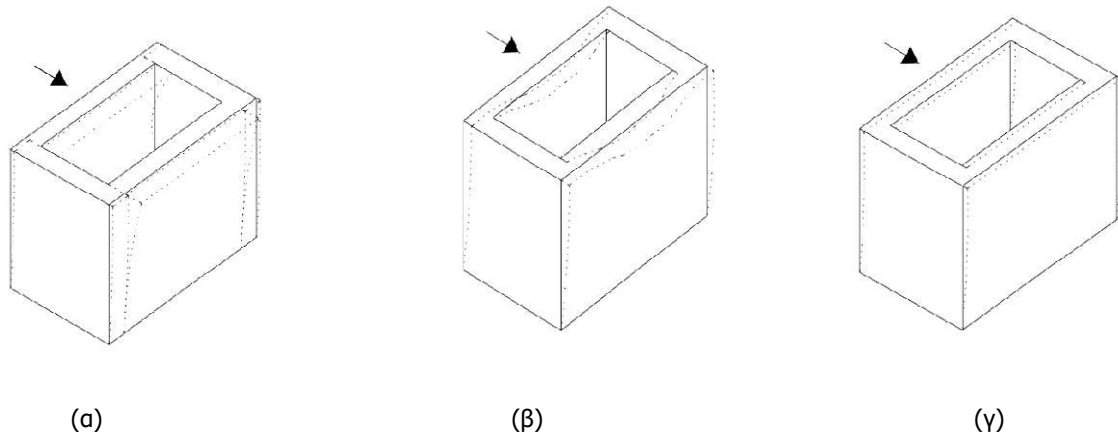
Σε περίπτωση διαφορικών καθιζήσεων εμφανίζονται λοξές ρηγματώσεις μιας διεύθυνσης κατά μήκος της θλιβόμενης διαγωνίου σε πεσσούς ή δίσκους τοιχοποιίας κατά μήκος του πόδα, των οποίων εκδηλώνεται διαφορετική καθίζηση. Οι βλάβες παρουσιάζονται εντονότερες στους χαμηλούς ορόφους (Σχήμα 1.4β).

Σε περίπτωση διαφορετικής βράχυνσης υπό τα κατακόρυφα φορτία σε μεσαίους συνήθως τοίχους, εμφανίζονται λοξές ρηγματώσεις μιας διεύθυνσης στους εγκάρσιους τοίχους, παρόμοιες με αυτές της προηγούμενης περίπτωσης. Με τη διαφορά ότι οι βλάβες εμφανίζονται εντονότερες στους ανώτερους ορόφους (Σχήμα 1.4γ).

Στην περίπτωση που υπάρχει πλήρης απουσία διαφράγματος και διαζωμάτων, οι τοίχοι είναι ασύνδετοι με αποτέλεσμα υπό σεισμική καταπόνηση, μετά τον αποχωρισμό τους να λειτουργούν ανεξάρτητα. Κρίσιμη είναι η εκτός επιπέδου καμπτική λειτουργία των τοίχων που είναι κάθετοι στη διεύθυνση του σεισμού (Αποκόλληση τοίχων, κατακόρυφες ρωγμές στις γωνίες), (Σχήμα 1.5α).

Στην περίπτωση που υπάρχει περιμετρικό διάζωμα αλλά όχι διάφραγμα στη στέψη των τοιχοποιιών, υπό σεισμική καταπόνηση συνήθως αποφεύγεται ο αποχωρισμός των τοίχων στις γωνίες, αλλά η σχετικά μικρή εγκάρσια δυσκαμψία του διαζώματος δεν μπορεί να αποτρέψει την τοπικά έντονη εκτός επιπέδου κάμψη των τοίχων κάθετα στη διεύθυνση του σεισμού (λειτουργία τριέρειστης πλάκας σε κατακόρυφο επίπεδο), (Σχήμα 1.5β).

Στην περίπτωση που υπάρχει πλήρης διαφραγματική λειτουργία στο επίπεδο της στέψης των τοίχων, η μεταφορά και η ανάληψη του συνόλου σχεδόν της σεισμικής τέμνουσας εξασφαλίζεται από τους τοίχους κατά τη διεύθυνση του σεισμού (λειτουργία δίσκου, υψηλή αντοχή τοιχοποιίας), (Σχήμα 1.5γ).

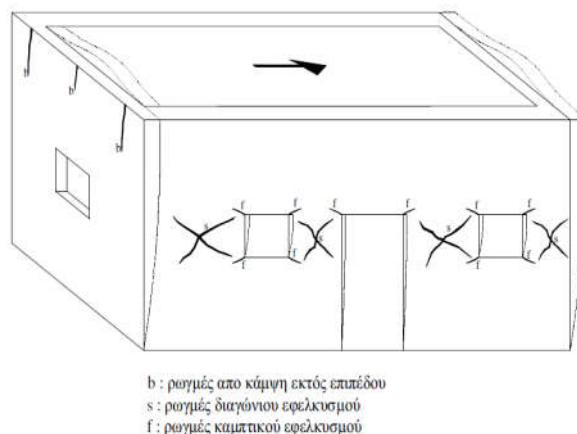


Σχήμα 1.5: Τυπικές μορφές απόκρισης κτηρίων φέρουσας τοιχοποιίας, υπό σεισμική καταπόνηση (Ιγνατάκης και Στυλιανίδης, 2009)

Σε τοίχους κάθετα στη διεύθυνση της σεισμικής καταπόνησης εμφανίζονται, λόγω ανεπαρκούς διαφραγματικής λειτουργίας, ρωγμές από κάμψη εκτός επιπέδου (τύπου b). Σε περίπτωση ανεπαρκούς σύνδεσης στις ακμές με τους εγκάρσιους τοίχους, οι ρωγμές αυτές οδηγούν σε αποκόλληση των τοίχων.

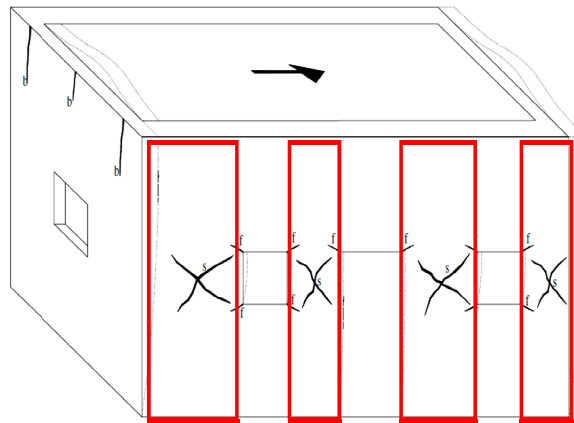
Η υπέρβαση της χαμηλής καμπτικής εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας προκαλεί τις καμπτικές ρωγμές τύπου f (flexure).

Η υπέρβαση της λοξής εφελκυστικής αντοχής της υπό τις κύριες ορθές τάσεις στο σώμα του πεσσού προκαλεί τις λοξές χιαστί καμπτοδιατμητικές ρωγμές τύπου s (shear), (Σχήμα 1.6).



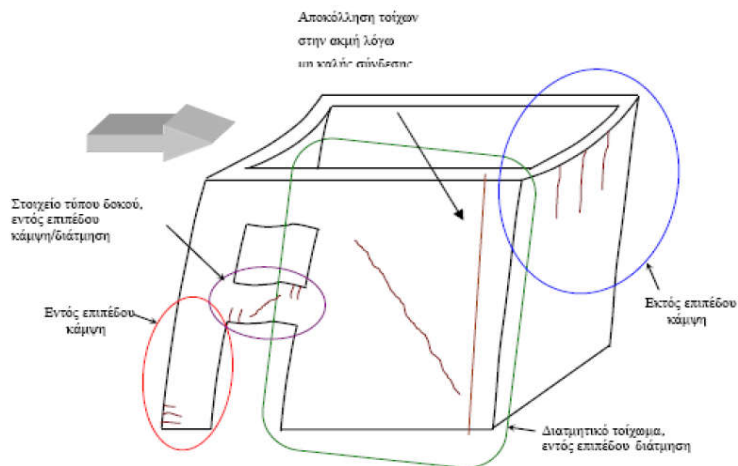
Σχήμα 1.6: Τυπικές μορφές ρηγματώσεων σε τυπικό όροφο κτηρίου από φέρουσα τοιχοποιία (Ιγνατάκης και Στυλιανίδης, 2009)

Σε τοίχους κατά τη διεύθυνση της σεισμικής καταπόνησης, οι πεσσοί μεταξύ των ανοιγμάτων είναι πιο εύκαμπτοι από τις ζώνες τοιχοποιίας πάνω και κάτω από τα παράθυρα. Έτσι, ουσιαστικά όλες οι παραμορφώσεις εμφανίζονται στους πεσσούς (Σχήμα 1.7).



Σχήμα 1.7: Τυπικές μορφές ρηγματώσεων σε πεσσούς (Ιγνατάκης και Στυλιανίδης, 2009)

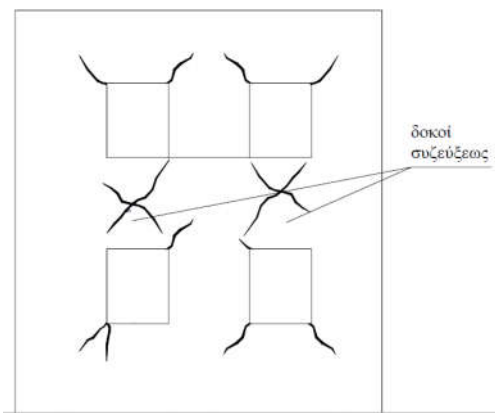
Στις διατομές πόδα και κεφαλής των πεσσών εμφανίζονται οι ισχυρότερες ορθές (θλιπτικές και εφελκυστικές) τάσεις, ενώ η σταθερή καθ' ύψος του πεσσού τέμνουσα δύναμη προκαλεί τις μέγιστες διατμητικές τάσεις περί το κέντρο του (Σχήμα 1.8).



Σχήμα 1.8: Τυπικές μορφές ρηγματώσεων στον πόδα, το κέντρο και την κεφαλή των πεσσών

Στην περίπτωση πολυώροφου κτηρίου με εύκαμπτα ξύλινα πατώματα χωρίς οριζόντια διαζώματα στο επίπεδο των ορόφων και με σχετικά αραιά ανοίγματα, οι ζώνες σύζευξης των ισχυρών πεσσών - προβόλων είναι οι πλέον ευαίσθητες περιοχές και καταπονούνται σε κάμψη και διάτμηση. Οι ζώνες αυτές αστοχούν συνήθως με χιαστί καμπτοδιατμητικά ρήγματα πριν από την αστοχία των πεσσών (Σχήμα 1.9).

Η αστοχία των ζωνών αυτών προκαλεί απώλεια στήριξης των πατωμάτων. Η πρόωρη αστοχία των ζωνών σύζευξης μπορεί να αποτραπεί είτε από άκαμπτα διαφράγματα (π.χ. πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος), είτε από ισχυρά διαζώματα στα επίπεδα των πατωμάτων.



Σχήμα 1.9: Τυπικές μορφές ρηγματώσεων σε κτήριο με εύκαμπτα ξύλινα πατώματα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

2. ΒΑΣΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ ΚΑΔΕΤ

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται μια συνοπτική ανάπτυξη των βασικών διατάξεων του ΚΑΔΕΤ, με σκοπό την κατανόηση της αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς του κτηρίου μελέτης, αλλά και την επιλογή των μέτρων επεμβάσεων όπου απαιτείται.

2.1 ΣΤΟΧΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ Η ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (ΚΑΔΕΤ, 2021 §2.3.1)

Κάθε στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού καθορίζεται από συνδυασμό μιας στάθμης επιτελεσματικότητας και μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού).

Οι ελάχιστοι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού ορίζονται στον πίνακα που ακολουθεί (Πίνακας 2.1):

Πίνακας 2.1: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού (ΚΑΔΕΤ,2021, Πίνακας 2.1)

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεσματικότητας φέροντος οργανισμού		
	Περιορισμένες βλάβες	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Η επιλογή στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί σε πιο συχνές, πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%.

2.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ (ΚΑΔΕΤ, 2021, §2.3.2)

Οι στάθμες επιτελεσματικότητας διακρίνονται στις παρακάτω τρεις βασικές κατηγορίες, αναλόγως του αποδεκτού βαθμού βλάβης που αναμένεται να εμφανίσει το δόμημα κατά την διάρκεια της σεισμικής δράσης:

- «Περιορισμένες βλάβες» (A). 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.
- «Σημαντικές βλάβες» (B). 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.

- «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.

2.3 ΣΤΑΘΜΕΣ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ (ΚΑΔΕΤ,2021, §3.10.2)

Η στάθμη αξιοπιστίας εκφράζει την επάρκεια αλλά και την ποιότητα των δεδομένων των δομικών στοιχείων του υφιστάμενου κτηρίου.

Διακρίνονται τρεις στάθμες αξιοπιστίας:

α. «Υψηλή»

β. «Ικανοποιητική»

γ. «Ανεκτή»

Η επίτευξη υψηλής ΣΑΔ, αντιστοιχεί και σε μείωση των μειωτικών συντελεστών ασφαλείας όσον αφορά στα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών της τοιχοποιίας .

2.4 ΔΡΑΣΕΙΣ-ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ (ΚΑΔΕΤ,2021, §4.4.1)

Κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό λαμβάνονται υπόψη όλες οι δράσεις:

α. Βασικές-μη σεισμικές δράσεις και ο απαιτούμενος συνδυασμός τους με τους ανάλογους συντελεστές ασφαλείας γ_f (γ_g , γ_q) , όπως αυτοί καθορίζονται από τους ισχύοντες κανονισμούς

β. Τυχνηματική δράση (σεισμός), η οποία εξαρτάται από τον στόχο αποτίμησης ή ανασχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψη τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I κατά τον ΕΚ 8-1.

Για πιθανότητα υπερβάσεως 10% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών, λαμβάνεται υπόψη η σεισμική δράση του ΕΚ 8-1, ενώ για πιθανότητα υπερβάσεως 50% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών, λαμβάνεται υπόψη το 60% της σεισμικής δράσεως του ΕΚ 8-1(ΚΑΔΕΤ,2021, Πίνακας 2.1).

Οι συνδυασμοί των δράσεων, τόσο για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας (βασικοί και τυχνηματικοί συνδυασμοί) όσο και για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, γίνονται σύμφωνα με τους ισχύοντες Κανονισμούς και με τους αντίστοιχους συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων ψ_i (ΚΑΔΕΤ,2021, §4.4.2).

Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό λόγω σεισμού, δεν ελέγχονται θέματα λειτουργικότητας (ή ανθεκτικότητας).

2.5 ΦΑΣΜΑΤΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ (ΚΑΔΕΤ, 2021, §4.4.1.3)

Γενικώς χρησιμοποιούνται τα φάσματα απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης, κατά ΕΚ 8-1, συναρτήσει της ιδιοπεριόδου T του κτηρίου και του δείκτη συμπεριφοράς q .

Στις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης χρησιμοποιείται το τροποποιημένο φάσμα σχεδιασμού, δηλ., για $T_B \leq T \leq T_C$ χρησιμοποιείται η σχέση:

$$S_d(T) = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S^*(2.5/q)$$

Στις ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης χρησιμοποιείται το ομαλοποιημένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, δηλ., για $T_B \leq T \leq T_C$ χρησιμοποιείται η σχέση:

$$S_e(T) = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S^* \cdot 2.5$$

2.6 ΔΥΣΚΑΜΨΙΕΣ (ΚΑΔΕΤ, 2021, §4.4.1.4)

Η δυσκαμψία και η δυσστησία θα εκτιμάται με βάση τα πραγματικά χαρακτηριστικά του δομικού στοιχείου, καθώς και την καταπόνηση υπό σεισμό, με μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών.

Ωστόσο, οι διατομές που θα εισάγονται στο προσομοίωμα προς ανάλυση μπορεί να θεωρούνται ρηγματωμένες με συνέπεια η δυσκαμψία και η δυσστησία της ρηγματωμένης διατομής να λαμβάνονται ως το 50% της αρηγμάτωτης διατομής (50%, βλ. ΕΚ 8-1 και ΕΚ 8-3).

2.7 ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ (ΚΑΔΕΤ, 2021, §4.5.1)

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας, διακρίνονται σε κατηγορίες:

α. Για τα προσομοιώματα:

Οι συντελεστές ασφαλείας των προσομοιωμάτων είναι αυξητικοί προκειμένου να ληφθούν υπ' όψη οι αυξημένες αβεβαιότητες που τα συνοδεύουν.

Έτσι για τον βασικό συνδυασμό δράσεων για σεισμό, ο συντελεστής γ_{Ed} παίρνει τιμές σύμφωνα με τον πίνακα 2.2:

Πίνακας 2.2: Τιμές του συντελεστή γ_{Ed} (ΚΑΔΕΤ, 2021, Πίνακας Σ4.1)

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

Ο συντελεστής γ_{Rd} , εξαρτάται από τρόπο αστοχίας εάν είναι πλαστικός ή ψαθυρός, από την στάθμη επιτελεστικότητας και από το εάν το στοιχείο ελέγχου είναι πρωτεύον ή δευτερεύον, οπότε και παίρνει τιμές κατά περίπτωση.

β. Για τις δράσεις

Για τις μεταβλητές δράσεις χρησιμοποιούνται οι καθιερωμένες τιμές γ_f και ψ_i κατά τους κανονισμούς.

Για τις μόνιμες δράσεις οι τιμές γ_g , οι οποίες παρουσιάζονται στον πίνακα 2.3 και στον πίνακα 2.4, εξαρτώνται από την στάθμη αξιοπιστίας των γεωμετρικών χαρακτηριστικών των υφιστάμενων στοιχείων, ως εξής:

Πίνακας 2.3: Τιμές του συντελεστή γ_g

ΒΑΣΙΚΟΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΚΑΙ ΔΥΣΜΕΝΕΙΣ ΕΠΙΡΡΟΕΣ ΤΗΣ ΔΡΑΣΗΣ		
Υψηλή ΣΑΔ	Ικανοποιητική ΣΑΔ	Ανεκτή ΣΑΔ
$\gamma_g = 1,20$	$\gamma_g = 1,35$	$\gamma_g = 1,50$

Πίνακας 2.4: Τιμές του συντελεστή γ_g

ΥΠΟΛΟΙΠΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΩΝ ΚΑΙ ΕΠΙΡΡΟΩΝ ΤΗΣ ΔΡΑΣΗΣ		
Υψηλή ΣΑΔ	Ικανοποιητική ΣΑΔ	Ανεκτή ΣΑΔ
$\gamma_g = 1,00$	$\gamma_g = 1,10$	$\gamma_g = 1,20$

γ. Για τα υφιστάμενα υλικά

Για τα υφιστάμενα υλικά, η τιμή του συντελεστή γ_m εξαρτάται από την στάθμη αξιοπιστίας και από τον έλεγχο ασφαλείας και οι τιμές που παίρνει καθορίζονται σύμφωνα με τον πίνακα 2.5 και τον πίνακα 2.6, ως εξής:

Πίνακας 2.5: Τιμές του συντελεστή γ_m

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

Πίνακας 2.6: Τιμές του συντελεστή γ_m

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

δ. Για τα προστιθέμενα υλικά

Για τα νέα υλικά οι συντελεστές γ_m , λαμβάνονται κατά τους κανονισμούς που ισχύουν για τα υλικά αυτά. Χρησιμοποιούνται και επιμέρους συντελεστές γ'_m , γενικώς μεγαλύτεροι των καθιερωμένων για τα υλικά αυτά, προκειμένου να καλυφθούν τυχόν πρόσθετες αβεβαιότητες .

Για τα νέα υλικά τα οποία δεν καλύπτονται από ισχύοντες Κανονισμούς, για τη διαμόρφωση των τιμών των συντελεστών ασφαλείας, θα λαμβάνεται υπόψη η διαθέσιμη πείρα από τη χρήση αυτών των υλικών, καθώς και οι πρόσθετες αβεβαιότητες που αναφέρονται στην προηγούμενη παράγραφο για συνήθη υλικά, κατά την κρίση του Μηχανικού.

Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν οι τιμές κατά τον πίνακα 2.7, που ακολουθεί:

Πίνακας 2.7: Τιμές του λόγου γ'_m/γ_m για προστιθέμενα «συμβατικά» υλικά (ΚΑΔΕΤ,2021, Πίνακας Σ4.2)

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

Σε ενδιάμεσες περιπτώσεις επιτρέπονται ενδιάμεσες τιμές.

2.8 ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ (ΚΑΔΕΤ, 2021, §5.3.3)

Για την προσομοίωση του φορέα εφαρμόζονται οι παρακάτω αναγνωρισμένες μέθοδοι:

- α. Πεπερασμένων στοιχείων
- β. Μακροστοιχείων
- γ. Ισοδύναμου πλαισίου οιονεί – ραβδωτών στοιχείων-μελών
- δ. Συστήματος θλιπτήρων και ελκυστήρων

2.9 ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ (ΚΑΔΕΤ,2021, §5.3.6)

Κατά τον υπολογισμό των μετακινήσεων των κατακόρυφων στοιχείων, θα πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψη και οι εντός επιπέδου παραμορφώσεις στις οποίες υποβάλλονται τα διαφράγματα λόγω των σεισμικών αδρανειακών δυνάμεων, αλλά και των αντιδράσεων των κατακόρυφων στοιχείων που συνδέονται με τα διαφράγματα. Για το σκοπό αυτό γίνεται διαχωρισμός των διαφραγμάτων στις παρακάτω κατηγορίες:

- α. *Ευπαραμόρφωτα*: 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.
- β. *Απαραμόρφωτα*: 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.

- γ. *Δυσπαραμόρφωτα*: που δεν ανήκουν σε καμιά από τις παραπάνω κατηγορίες, αλλά για απλοποίηση της ανάλυσης μπορούν να κατατάσσονται αιτιολογημένα σε μια από τις παραπάνω κατηγορίες.

2.10 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

2.10.1 Ελαστική ισοδύναμη στατική ανάλυση (ΚΑΔΕΤ, 2021, §5.4)

Αποτελεί τη βασική μέθοδο ανάλυσης για την σεισμική αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, σε όλα τα κτήρια από φέρουσα τοιχοποιία (προκαταρκτικός έλεγχος). Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για οριστικό έλεγχο εφόσον το επίπεδο αξιοπιστίας των δεδομένων δεν είναι αρκετά ικανοποιητικό για την διατύπωση των ανελαστικών σχέσεων τάσεων παραμορφώσεων των υλικών της τοιχοποιίας.

Η ανάλυση για τα ισοδύναμα στατικά φορτία γίνεται για τον υπολογισμό και των δυνάμεων και των παραμορφώσεων. Για τα οριζόντια σεισμικά φορτία καθ' ύψος του δομήματος θεωρούνται δύο κατανομές:

- ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή
- ομοιόμορφη ορθογωνική κατανομή

Με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης, γίνονται οι αντίστοιχοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

Ο υπολογισμός της ιδιοπεριόδου του κτηρίου μπορεί να γίνει προσεγγιστικά από την εμπειρική έκφραση η οποία προέρχεται από τον EN1998-1, §4.3.3.2.2 :

$$T_{1max} = C_t \cdot H^{3/4} \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ.5.4})$$

Όπου:

H: είναι το ύψος του κτιρίου, σε m, μετρούμενο από την θεμελίωση ή από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου

C_t : σταθερά η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$C_t = 0,075/\sqrt{A_c} \geq 0,05 \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ.5.5})$$

όπου το άνω όριο αναφέρεται σε κτίρια με ευπαραμόρφωτα διαφράγματα.

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

$$A_c = \sum \left[A_i (0,2 + l_{wi}/H)^2 \right] \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ.5.6})$$

και

A_i είναι η δρώσα επιφάνεια της διατομής του τοίχου i στη θεωρούμενη κατεύθυνση στον πρώτο όροφο του κτιρίου, σε m^2

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.

Η ελαστική σεισμική τέμνουσα βάσης δίνεται από τη σχέση :

$$V_{el} = C_m \cdot S_e(T) \cdot \frac{W}{g} \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ.5.7})$$

όπου :

C_m : Συντελεστής δρώσας μάζας, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με:

1.0 για μονώροφα και διώροφα κτίρια,

0.8 για τρεις ή παραπάνω ορόφους.

$S_e(T)$: Η φασματική ολική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T

W/g : η μάζα του δομήματος (=συνολικό βάρος του κτιρίου ανηγμένο προς την επιτάχυνση της βαρύτητας)

V_y : όπως υπολογίζεται από το Κεφάλαιο 7 του ΚΑΔΕΤ

Εάν οι κυριαρχούσες ιδιοπερίοδοι σε κάθε διεύθυνση του κτιρίου διαφέρουν ουσιωδώς, ως $S_e(T)$ λαμβάνεται η αντίστοιχη σε κάθε ιδιοπερίοδο τιμή.

2.10.2 Ελαστική ιδιομορφική φασματική ανάλυση (ΚΑΔΕΤ, 2021, §5.4)

Λαμβάνεται υπ' όψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στην συνολική απόκριση.

Οι απαιτήσεις θεωρείται ότι ικανοποιούνται όταν μπορεί να αποδειχθεί οποιοδήποτε από τα ακόλουθα:

i) το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 75% της συνολικής μάζας του φορέα.

ii) λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα, οι παραπάνω συνθήκες πρέπει να ελέγχονται προς κάθε διεύθυνση.

2.10.3 Ανελαστική στατική ανάλυση (ΚΑΔΕΤ, 2021, §5.4)

Η σεισμική απαίτηση εκτιμάται σε όρους μετακίνησης στη στέψη των φερόντων τοίχων, η οποία αντιστοιχεί στη μετακίνηση-στόχο για την υπό εξέταση σεισμική δράση.

2.10.4 Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ΚΑΔΕΤ, 2021, §5.4)

Δεν συνίσταται παρά μόνο σε εξαιρετικά σημαντικές μνημειακές κατασκευές. Για την εφαρμογή της μεθόδου ισχύουν οι προϋποθέσεις και τα κριτήρια που προβλέπει ο ΚΑΝΕΠΕ.

2.11 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ (ΚΑΔΕΤ, 2021, §6.2.4)

2.11.1 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας

Για την προσεγγιστική εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής μονόστρωτης λιθοδομής ή οπτοπλινθοδομής, καθώς και δίστρωτης τοιχοποιίας με διάτονα λιθοσώματα, δίνονται οι παρακάτω αξιόπιστες εμπειρικές σχέσεις από την βιβλιογραφία, αναλόγως του τύπου δόμησης:

α) Καλοδομημένη οπτοπλινθοδομή:

$$f_{wc} = [f_{mc} + 0,40(f_{bc} - f_{mc})](1 - 0,8\sqrt{a}), \quad f_{bc} < f_{mc} \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. Σ6.1})$$

$$f_{wc} = f_{bc}(1 - 0,8\sqrt{a}), \quad f_{bc} < f_{mc} \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. Σ6.2})$$

όπου,

f_{bc} και f_{mc} η θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων και του κονιάματος αντιστοίχως,

$a = t_{jm} : h_{bm}$ ο λόγος του μέσου πάχους των οριζόντιων αρμών κονιάματος και του μέσου ύψους των λιθοσωμάτων.

β) Χαμηλής αντοχής λιθοδομή:

$$f_{wc} = \xi \left[\frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - f_o \right] + \lambda f_{mc} \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. Σ6.3})$$

όπου,

V_m, V_w : ο όγκος του κονιάματος και ο όγκος της τοιχοποιίας

f_{bc} : η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

λ : συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος-κονιάματος, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 0,50 για τραχείς λίθους και ίσος με 0,1 για πολύ λείους λίθους.

f_o : συντελεστής (σε MPa), ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη τον βαθμό λάξευσης των λίθων και παίρνει τις ακόλουθες τιμές

0,00 για λαξευτή λιθοδομή

0,50-1,00 για λιθοδομή από ημικανονικούς λίθους

1,50-2,50 για αργολιθοδομή, ανάλογα με την ποιότητα δομήσεως

ξ : συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη την δυσμενή επιρροή του πάχους των αρμών κονιάματος,

$$\xi = 1 : [1 + 3,5(k - k_o)] < 1,0$$

$$k = (\text{όγκος κονιάματος}) : (\text{όγκος τοιχοποιίας}) = V_m / V_w \geq 0,30$$

$$k_o = 0,30$$

Εάν $V_m / V_w \leq 0,30$, τότε λαμβάνεται $\xi = 1,00$.

Η σχέση (Σ6.3) μπορεί να ισχύσει για $f_{bc} = 25-75$ MPa και $f_{mc} = 0,5-2,5$ MPa.

Οι τιμές των θλιπτικών αντοχών λιθοσωμάτων και κονιάματος είναι αντιπροσωπευτικές τιμές.

Στην περίπτωση μονόστρωτων οπτοπλινθοδομών ή δίστρωτων οπτοπλινθοδομών με διάτονες οπτοπλίνθους, ή στην περίπτωση λαξευτών λιθοδομών, υπό τον όρο ότι οι αντοχές των λιθοσωμάτων και του κονιάματος πληρούν τους σχετικούς περιορισμούς, καθώς και όταν οι αρμοί του κονιάματος δεν υπερβαίνουν σε πάχος τα 15mm, είναι δυνατόν να εφαρμόζονται οι σχέσεις του Ευρωκώδικα 6 (§3.6) για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας.

Για την εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής των εξωτερικών παρειών τριστρωτης τοιχοποιίας, δεδομένου ότι είναι γνωστή η γεωμετρία της τοιχοποιίας κατά τις όψεις και κατά το πάχος της, καθώς και οι θλιπτικές αντοχές τόσο των δυο παρειών, όσο και του υλικού πληρώσεως ανάμεσά τους, μπορεί να εφαρμόζεται η αξιόπιστη εμπειρική σχέση:

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} (2\lambda_e \delta f_{c,e} + \lambda_i f_{c,i}) : (1 + 2\delta), \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. 6.1})$$

όπου,

δ : ο λόγος του πάχους της εξωτερικής παρειάς προς το πάχος του υλικού πληρώσεως,

$f_{c,e}$ και $f_{c,i}$: η θλιπτική αντοχή των εξωτερικών παρειών και του υλικού πληρώσεως αντιστοίχως

λ_e (<1,00) και λ_i (>1,00): εμπειρικοί συντελεστές, οι οποίοι λαμβάνουν υπ' όψη την αλληλεπίδραση εξωτερικών παρειών και υλικού πληρώσεως.

γ_{Rd} : δείκτης αβεβαιότητας, ο οποίος μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1,50.

Όταν το υλικό πληρώσεως είναι χαμηλής αντοχής και η λήψη του δεν είναι δυνατή, μπορεί να λαμβάνεται η θλιπτική αντοχή του ίση με 0,15MPa.

Η εξίσωση 6.1 ισχύει για τριστρωτες τοιχοποιίες στις οποίες οι εξωτερικές παρειές είναι πρακτικώς ισοπαχείς και περίπου της ίδιας θλιπτικής αντοχής.

Σε αντίθετη περίπτωση, μπορεί να χρησιμοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} [\lambda_e (\delta_{e1} f_{c,e1} + \delta_{e2} f_{c,e2}) + \lambda_i f_{c,i}] : (1 + \delta_{e1} + \delta_{e2}),$$

(ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. Σ6.4)

2.11.2 Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ §6.2.5)

Το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας είναι δυνατόν να μετρηθεί μέσω κατάλληλων εργαστηριακών δοκιμών σε ομοιώματα τοιχοποιίας. Όπου αυτό δεν είναι δυνατόν, μπορούν να χρησιμοποιούνται είτε τιμές του μέτρου ελαστικότητας για τοιχοποιίες παρόμοιες με την εξεταζόμενη, από αξιόπιστη βιβλιογραφία ή τιμές οι οποίες προκύπτουν ως ακολούθως:

- Εμπειρική σχέση (Τάσιος 1992)
 $E = \alpha f_{wc}$, όπου $\alpha = 600 \sim 1000$
- Τέμνον μέτρο ελαστικότητας
 (Επιβαλλόμενη τάση 30% f_{wc})
 $E = 300 f_{wc} \sim 300 f_{wc}$
- $1 \text{ MPa} < f_{wc} < 3 \text{ MPa}$
 $E_{wc} \approx 1300 \left(1 - \frac{f_{wc}}{5}\right) f_{wc} \mp 140 f_{wc}^2 \text{ [MPa]}$

2.12 ΈΛΕΓΧΟΙ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΔΟΜΗΜΑΤΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, τις σεισμικές δυνάμεις τις παραλαμβάνουν οι τοίχοι που διάκεινται σε κατεύθυνση παράλληλη με την σεισμική δράση με αποτέλεσμα να αναπτύσσουν κάμψη και διάτμηση εντός του επιπέδου τους. Αντιθέτως οι τοίχοι που διάκεινται ορθογωνίως προς την κατεύθυνση της σεισμικής δράσης κάμπτονται εκτός επιπέδου τους περί οριζόντιο και κατακόρυφο άξονα.

Κατά συνέπεια ο έλεγχος ασφαλείας, εκτελούμενος σε τμήμα ή στο σύνολο του δομήματος, οφείλει να αποδείξει ότι το επιβαλλόμενο κρίσιμο μέγεθος (εντατικό ή και παραμορφωσιακό) είναι αξιόπιστα μικρότερο από την αντίστοιχη διαθέσιμη ικανότητα («αντίσταση»).

Για το σκοπό αυτό σε όλους τους ελέγχους για την αποτίμηση του δομήματος, εξετάζεται η ανίσωση ασφαλείας (ΚΑΔΕΤ, 2021, §4.1.2):

$$E_d < R_d$$

με: $E_d = \gamma_{Ed} * E(E_k * \gamma_f)$ και
 $R_d = (1/\gamma_{Rd}) * R(R_k/\gamma_m)$

Όπου,

E_d = οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις, και

R_d = οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών).

E_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των βασικών και τυχηματικών δράσεων.

R_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις.

γ_f, γ_m : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών, με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές,

γ_{Ed}, γ_{Rd} : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες (σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων και οι κάθε είδους αντιστάσεις, αντιστοίχως .

Ο τύπος της αστοχίας του στοιχείου, δηλαδή εάν αυτή είναι πλάστιμη ή ψαθυρή, καθορίζεται από την τιμή του δείκτη πλαστιμότητας, η οποία μπορεί να ληφθεί ως 1,50. Από την διάκριση αυτή, αποφασίζεται αν ο έλεγχος επάρκειας της τοιχοποιίας θα γίνει σε όρους εντατικών μεγεθών (ψαθυρή αστοχία) ή σε όρους παραμορφώσεων (πλάστιμη αστοχία).

Ο δείκτης πλαστιμότητας των παραμορφώσεων μ_δ , εκφράζεται μέσω της σχέσης (ΚΑΔΕΤ, 2021, §7.1.4):

$$\mu_\delta = \delta / \delta_y = \theta / \theta_y$$

ενώ, η διαθέσιμη (μέγιστη) τιμή του δείκτη πλαστιμότητας των παραμορφώσεων $\mu_{\delta u}$, εκφράζεται μέσω της σχέσης:

$$\mu_{\delta u} = \delta_u / \delta_y = \theta_u / \theta_y$$

2.13 ΕΠΙΠΛΕΟΝ ΚΑΘΟΛΙΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ

➤ **Φαινόμενα δευτέρας τάξεως (ΚΑΔΕΤ, 2021, §5.3.7)**

Όταν υπάρχουν अपαραμόρφωτα διαφράγματα ο έλεγχος μεταθετότητας γίνεται κατά τα αναφερόμενα στον EN 1996- 1-1 §5.4 .

Γενικά, όταν ένα κτήριο έχει τοίχους ικανού πάχους δεν προκύπτει πρόβλημα μεταθετότητας.

Σύμφωνα με τον EN1996-1-1 εάν τα κατακόρυφα στοιχεία δυσκαμψίας ικανοποιούν την εξίσωση (Σ.5.1) κατά την υπό εξέταση διεύθυνση του κτιρίου στη βάση του κτηρίου, η μεταθετότητα δεν χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη:

$$h_{tot} \sqrt{\frac{N_{εδ}}{\Sigma EI}} \leq 0,6 h_{tot} \text{ για } n \geq 4 \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. Σ5.1})$$

$$h_{tot} \sqrt{\frac{N_{εδ}}{\Sigma EI}} \leq 0,2 + 0,1n \text{ για } 1 \leq n < 4 \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. Σ5.2})$$

όπου,

h_{tot} : είναι το συνολικό ύψος του κτιρίου από την στέψη της θεμελίωσης

$N_{εδ}$: 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.

Σημείωση: Τα ανοίγματα σε κατακόρυφα στοιχεία δυσκαμψίας μπορούν να αγνοούνται, όταν το εμβαδόν τους είναι μικρότερο από $2m^2$ και το ύψος τους δεν υπερβαίνει το $0,6h$.

n : είναι το πλήθος των ορόφων

➤ **Έλεγχος ανατροπής (ΚΑΔΕΤ, 2021, §5.3.8)**

Το κτήριο ελέγχεται έναντι των δυνάμεων ανατροπής που προκύπτουν από τα σεισμικά φορτία. Ο έλεγχος πραγματοποιείται ως εξής:

α) *Έλεγχος εκκεντρότητας (ΚΑΔΕΤ, 2021, §5.3.8.(α))*

Η εκκεντρότητα ορίζεται στη στάθμη του εδάφους ως ο λόγος της ροπής ανατροπής M , την οποία προκαλεί ο σεισμός, προς το ίδιο βάρος του κτιρίου, N . (Το N ορίζεται από τα κατακόρυφα φορτία για τον σεισμικό συνδυασμό, $G+\psi_2Q$).

Είναι επιθυμητό αυτή να μην υπερβαίνει μία οριακή τιμή e_{lim} η οποία είναι το $1/6$ της διάστασης του κτηρίου σε κάθε μία εκ των δύο κυρίων διευθύνσεων. Σε περίπτωση που η εκκεντρότητα υπερβαίνει αυτή την τιμή και μέχρι το $1/2$, θα πρέπει να εξασφαλίζεται ότι τα θλιβόμενα τμήματα των τοίχων μπορούν να παραλάβουν το σύνολο των οριζοντίων και κατακόρυφων φορτίων.

β) *Έλεγχος αδρανούς περιοχής (ΚΑΔΕΤ, 2021, §5.3.8.(β))*

Αδρανείς περιοχές είναι αυτές όπου οι ορθές τάσεις που προκύπτουν από τον συνδυασμό ροπής και αξονικού φορτίου, είναι εφελκυστικές.

Η δημιουργία αδρανούς περιοχής στην κάτοψη του δομήματος, (ουδέτερες ζώνες), αποφεύγεται όταν ισχύει η ακόλουθη σχέση:

$$\frac{S_e}{g} \leq \frac{\zeta_e * \Omega_w}{C_m * n * S * H} \left[\frac{f_{tm}}{N} + \frac{1}{A_w} \right] \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. 5.1})$$

όπου:

C_m : Συντελεστής δρώσας 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. (=2 για θεώρηση ομοιόμορφης κατανομής, και 1.5 για θεώρηση ανεστραμμένης τριγωνικής κατανομής).

$S_e(T)/g$: Η τιμή της ανηγμένης φασματικής ολικής επιτάχυνσης που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού (κατά τον EN1988-1 §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 EN 1988-1 §3.2.2.2) =1

H : το ύψος του κτηρίου

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

f_{tm} : η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας

γ) Έλεγχος μέγιστης ορθής θλιπτικής τάσης (ΚΑΔΕΤ, 2021, §5.3.8.(γ))

Ελέγχεται ότι η μέγιστη ορθή θλιπτική τάση στο περισσότερο θλιβόμενο άκρο, που υπολογίζεται από την κατωτέρω σχέση (5.2) δεν υπερβαίνει τη μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας αλλά και του υποκείμενου εδάφους.

$$\sigma_{wc} = -\frac{N}{A_w} - \frac{M}{\Omega_w} \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. 5.2})$$

Όπου:

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

N: το συνολικό κατακόρυφο φορτίο από τον υπόψη σεισμικό συνδυασμό

M: η ροπή ανατροπής (= Τέμνουσα βάση επί την απόσταση από το σημείο δράσης της συνισταμένης οριζόντιας σεισμικής δύναμης μέχρι τη στάθμη ελέγχου, η οποία λαμβάνεται 0.5H για θεώρηση ομοιόμορφης καθ' ύψος κατανομής των οριζόντιων σεισμικών φορτίων και 0.67H για ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή).

f_{mc} : μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

2.14 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΡΑΣΗ, ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ (ΚΑΔΕΤ, 2021, § 7.2)

Όταν τα κατακόρυφα στοιχεία υποβάλλονται σε κατακόρυφη αξονική δύναμη και ταυτόχρονα εντός επιπέδου τέμνουσα, τότε η άοπλη τοιχοποιία αστοχεί με έναν από τους παρακάτω τρόπους:

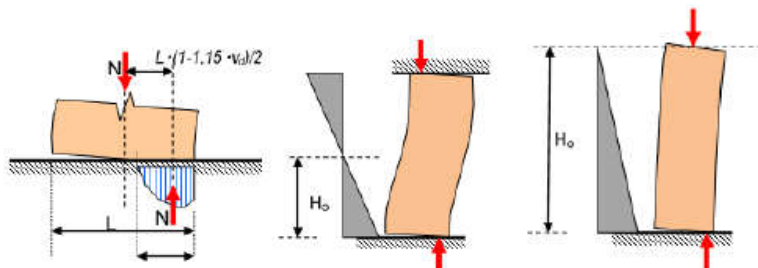
α) με την εμφάνιση λοξών ρωγμών (κατά την μία ή και κατά τις δυο διαγωνίους της τοιχοποιίας),

β) λόγω θλιπτικής αστοχίας του διαγώνιου θλιπτήρα υπό ταυτόχρονο εγκάρσιο εφελκυσμό,

γ) με ολίσθηση κατά μήκος των οριζοντίων αρμών.

➤ **Αντοχή υπό αξονική δύναμη και κάμψη (ΚΑΔΕΤ, 2021, § 7.2.1)**

Όταν αναπτύσσεται η αντοχή σε κάμψη στην κρίσιμη διατομή λόγω οριζόντιας σχετικής μετάθεσης των άκρων του τοίχου, τότε η δύναμη που δρά στο διατμητικό μήκος H_o και βρίσκεται σε ισορροπία με την καμπτική αντοχή, ορίζεται ως ικανοτική τέμνουσα, σύμφωνα με το σχήμα 2.1:



Σχήμα 2.1: Εντός επιπέδου κάμψη (ΚΑΔΕΤ, 2021, Σχήμα Σ7.1.3)

Η ικανοτική τέμνουσα υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_f = \frac{LN}{2H_o} (1 - 1,15v_{sd}), \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. 7.2}\beta)$$

Όπου,

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

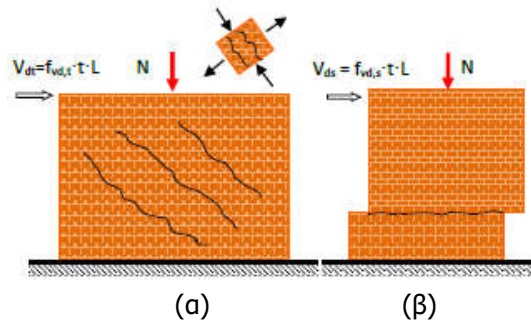
N : είναι το αξονικό φορτίο του τοίχου για το σεισμικό συνδυασμό (λαμβάνεται υπόψη μόνον εφόσον είναι θλιπτικό)

L : είναι το μήκος της διατομής

$v_{sd} = \sigma_d / f_d = N_{sd} / L t f_d$ το ανηγμένο αξονικό φορτίο (με $f_d = f_{mc} / \gamma_w$, όπου f_{mc} είναι η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας όπως λαμβάνεται από επί τόπου δοκιμές και από πρόσθετες πηγές πληροφόρησης, και το γ_w είναι ο συντελεστής ασφαλείας για την τοιχοποιία σύμφωνα με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, το t είναι το πάχος του τοίχου).

➤ **Αντοχή υπό διατμητική ένταση (ΚΑΔΕΤ, 2021, § 7.2.2)**

Η διατμητική αντοχή του τοίχου εντός επιπέδου ορίζεται ως η ελάχιστη των παρακάτω δύο μηχανισμών διατμητικής αστοχίας, σύμφωνα με το σχήμα 2.2:



Σχήμα 2.2: Διατμητική αντοχή τοίχου (ΚΑΔΕΤ, 2021, Σχήμα Σ7.1.4)

α) Λόγω διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας (Σχήμα 2.2(α))

$$f_{vd,t} = \sqrt{f_{wtd} * (f_{wtd} + v_{sd} * f_d)} \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. Σ7.2})$$

όπου:

$f_{vd,t}$: η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας που σχετίζεται με διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση

f_{wtd} : η μέση αντοχή της τοιχοποιίας σε εφελκυσμό

$f_d = f_{mc} / \gamma_w$ η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

f_{mc} : η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

γ_w : είναι ο συντελεστής ασφαλείας για την τοιχοποιία σύμφωνα με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΚΑΔΕΤ, Κεφ. 4 & 4.5.3)

β) Λόγω ολίσθησης κατά μήκος οριζόντιου αρμού κονιάματος (Σχήμα 2.2(β))

Η διατμητική αντίσταση λόγω ολίσθησης αναπτύσσεται μόνο στη θλιβόμενη περιοχή των τοίχων, που βρίσκονται παράλληλα προς την κατεύθυνση της σεισμικής δράσης.

Η μέση διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας, η οποία συνυπολογίζει και την παρουσία κατακόρυφου φορτίου είναι:

$$f_{vd,s} = f_{vm0} + 0,4 * (v_d * f_d), \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. Σ7.3})$$

όπου:

$f_{vd,s}$: η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας που σχετίζεται με ολίσθηση κατά μήκος επιφάνειας τριβής,

f_{vm0} : η συνοχή που αναπτύσσεται στην διεπιφάνεια του κονιάματος-λιθοσώματος

$v_d * f_d = \sigma_d = N_{sd} / L' t$ η υπερκείμενη θλιπτική τάση στο επίπεδο ολίσθησης

Η διατμητική αντίσταση, V_v ενός τοίχου από άοπλη τοιχοποιία, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_v = f_{vd} L' t \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. 7.3α})$$

όπου,

L' : είναι το μήκος της θλιβόμενης περιοχής του τοίχου

t : είναι το πάχος του τοίχου, και

f_{vd} : είναι η μέση διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας η οποία συνυπολογίζει και την παρουσία κατακόρυφου φορτίου ως εξής

$f_{vd} = f_{vm0} + 0,4 N / L' t < 0,065 f_b$ (όπου, f_{vm0} είναι η διατμητική αντοχή στην περίπτωση απουσίας κατακόρυφου φορτίου και f_b είναι η κανονικοποιημένη θλιπτική αντοχή του τοιχοσώματος (κατά τον EN 1996-1-1),

Και οι δύο αντοχές πρέπει να λαμβάνονται από επί τόπου δοκιμές και /ή από πρόσθετες πηγές πληροφόρησης, και να διαιρούνται με τους συντελεστές εμπιστοσύνης CF, όπως ορίζονται στο 3.5(1)P και στον Πίνακα 3.1, του EN 1988-3:2005 συνυπολογίζοντας το επίπεδο της γνώσης που έχει αποκτηθεί.

➤ **Αντοχή υπό κάμψη (ΚΑΔΕΤ, 2021, § 7.2)**

Κατά τον έλεγχο μιας διατομής έναντι εντός επιπέδου κάμψεως, αμελείται η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας, και γίνεται παραδοχή αδρανούς περιοχής. Η ροπή κάμψεως M_{Rd} την οποία μπορεί να αναλάβει η διατομή ελέγχου εξαρτάται από την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας και από την τιμή του (ευμενούς) αξονικού θλιπτικού φορτίου, κατά την ακόλουθη σχέση ως εξής:

$$M_{Rd} = N_{sd} (1 - 1,15 v_{sd}) L / 2 \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. 7.2α})$$

όπου,

N_{sd} : το αξονικό φορτίο του τοίχου για το σεισμικό συνδυασμό (λαμβάνεται υπόψη μόνον εφόσον είναι θλιπτικό)

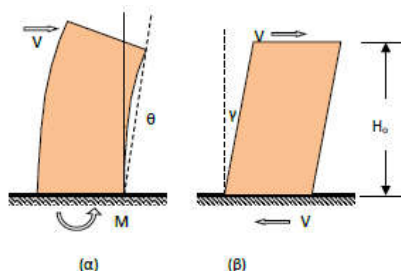
L : η οριζόντια εντός επιπέδου διάσταση του τοιχώματος (μήκος),

$v_{sd} = N_{sd} / (L t f_d)$ είναι το ανηγμένο αξονικό φορτίο (με $f_d = f_{mc} / \gamma_w$, όπου f_{mc} είναι η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας όπως λαμβάνεται από επί τόπου δοκιμές και από πρόσθετες πηγές πληροφόρησης, και το γ_w είναι ο συντελεστής ασφαλείας για την τοιχοποιία σύμφωνα με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΚΑΔΕΤ, Κεφ. 4 § 4.5.3)

t = το πάχος του τοίχου.

2.15 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΡΑΣΗ, ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (ΚΑΔΕΤ, 2021, § 7.1.2.1)

Κατά την ανελαστική συμπεριφορά της τοιχοποιίας στην εντός επιπέδου ένταση, εάν καθοριστική είναι η κάμψη, τότε κατάλληλο μέγεθος είναι η στροφή χορδής θ του στοιχείου, ενώ εάν καθοριστική για την ανελαστική συμπεριφορά είναι η διάτμηση, κατάλληλο μέγεθος είναι η γωνιακή (διατμητική) παραμόρφωση γ (σχήμα 2.3):



Σχήμα 2.3: Παραμόρφωση εντός επιπέδου του τοίχου (ΚΑΔΕΤ, 2021, Σχήμα Σ7.1.1)

Η ικανότητα παραμόρφωσης ενός φέροντος στοιχείου το οποίο αστοχεί λόγω εντός επιπέδου κάμψεως εξαρτάται από πολλές παραμέτρους, όπως ο τρόπος δομήσεως της τοιχοποιίας, η παρουσία στοιχείων «οπλισμού» στο σώμα της τοιχοποιίας, κ.λπ. επομένως, η εκτίμηση των κατάλληλων τιμών ικανότητας παραμόρφωσης μπορεί να βασίζεται σε κατάλληλα πειραματικά αποτελέσματα (ΚΑΔΕΤ, 2021, §7.4.1).

Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, μπορεί να γίνεται χρήση των ακόλουθων τιμών, κατά περίπτωση:

α) Για άοπλη τοιχοποιία σε κάμψη

$d_u = 0,008 \cdot H_0/L$ για πρωτεύοντες σεισμικούς τοίχους,

$d_u = 0,012 \cdot H_0/L$ για τους δευτερεύοντες,

β) Για άοπλη τοιχοποιία σε τέμνουσα

$d_u = 0,004$ για πρωτεύοντες σεισμικούς τοίχους

$d_u = 0,006$ για δευτερεύοντες

Η στροφή θ_γ που αντιστοιχεί στο στάδιο της «οιονεί διαρροής» για εντός επιπέδου κάμψη ή για διάτμηση, μπορεί να λαμβάνεται ίση με 0.0015 (ΚΑΔΕΤ, 2021, § 7.1.2.2.i)

2.16 ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ, ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ (ΚΑΔΕΤ, 2021, §7.3)

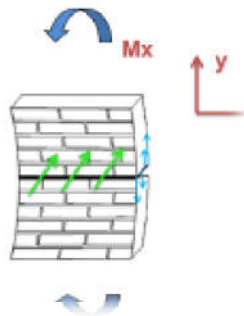
Η φέρουσα ικανότητα ενός στοιχείου υποβαλλόμενου σε εκτός επιπέδου κάμψη υπολογίζεται για δυο πιθανούς τρόπους αστοχίας, δηλαδή, παράλληλα και κάθετα προς τους οριζώντιους αρμούς κονιάματος της τοιχοποιίας.

➤ Εκτός επιπέδου ροπή κάμψεως περί οριζόντιο άξονα (ΚΑΔΕΤ, 2021, § 7.3α):

Όταν το επίπεδο αστοχίας της διατομής είναι παράλληλο στους οριζώντιους αρμούς σύμφωνα με το σχήμα 2.4, γίνονται οι κατωτέρω παραδοχές:

Η εφελκυστική αντοχή της μονόστρωτης ή δίστρωτης με διάτονα λιθοσώματα τοιχοποιίας αμελείται, γίνεται παραδοχή αδρανούς περιοχής, η δε ροπή κάμψεως την οποία μπορεί να αναλάβει η διατομή ελέγχου εξαρτάται από την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας και από την τιμή του (ευμενούς) αξονικού φορτίου, κατά την ακόλουθη σχέση:

$$M_{Rd1,0} = \frac{1}{2} l t_w^2 \sigma_o \left(1 - \frac{\sigma_o}{f_d} \right) \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ.7.6α})$$



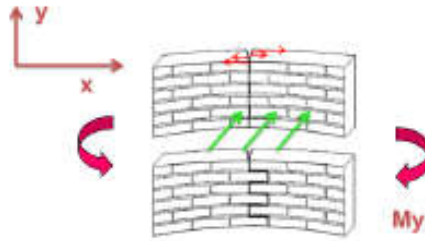
Σχήμα 2.4: Καμπτική αντοχή παράλληλα στον οριζόντιο αρμό (ΚΑΔΕΤ, 2021, Σχήμα 5B.3)

όπου,
 $\sigma_o (=N_{sd}/lt_w)$: η μέση θλιπτική τάση λόγω αξονικής δράσεως στην διατομή ελέγχου,
 l και t_w : το μήκος και το πάχος της διατομής και
 f_d : η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

➤ **Υπολογισμός καμπτικής αντοχής εκτός επιπέδου, περί κατακόρυφο άξονα (ΚΑΔΕΤ, § 7.3β):**

Στην περίπτωση, που το επίπεδο αστοχίας της διατομής είναι κάθετο στους οριζώντιους αρμούς σύμφωνα με το σχήμα 2.5, η ροπή κάμψης την οποία μπορεί να αναλάβει η κρίσιμη διατομή εκτιμάται με βάση την αντίστοιχη εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας:

$$M_{Rd2,0} = \frac{1}{6} f_{wt,d} t^2 l \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ.7.6β})$$



Σχήμα 2.5: Καμπτική αντοχή κάθετα στον οριζόντιο αρμό (ΚΑΔΕΤ,2021, Σχήμα 5B.3)

όπου,

l και t : το μήκος και το πάχος της καμπτόμενης διατομής του στοιχείου αντίστοιχως, εν προκειμένω το l αντιστοιχεί στο ύψος του τοίχου.

$f_{wt,d}$ ($= f_{wt}/\gamma_w$): η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας

$\gamma_w (=1,35)$: συντελεστής ασφαλείας, ανάλογα με ΣΑΔ

➤ **Υπολογισμός διατμητικής αντοχής έναντι εκτός επιπέδου κάμψης (ΚΑΔΕΤ, 2021, § 7.3β):**

Η ικανοτική τέμνουσα, F_y σε εκτός επιπέδου κάμψη υπολογίζεται από τον λόγο της αντίστοιχης ροπής (ΚΑΔΕΤ, 2021, εξισώσεις 7.6(a), και 7.6(b)) δια το μήκος διάτμησης του τοίχου, H_o , δηλαδή την απόσταση από την κρίσιμη διατομή όπου αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή, μέχρι το σημείο μηδενισμού της ροπής

Ως F_{Rd} ορίζεται η αντοχή του στοιχείου έναντι ανατροπής. Αυτή υπολογίζεται, με αναφορά στο σχήμα 2.6, από την εξίσωση Σ.7.7 του ΚΑΔΕΤ:

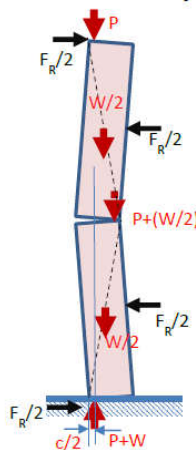
$$F_{Rd} = lW(1 + \Psi) \frac{t_w}{H_o} \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ.Σ7.7})$$

όπου,

l και t_w : το μήκος και το πάχος της καμπτόμενης διατομής του στοιχείου αντιστοιχώς, εν προκειμένω το l αντιστοιχεί στο ύψος του τοίχου.

H_o : μήκος διάτμησης τοίχου

$$\Psi = \frac{2P}{W}$$



Σχήμα 2.6: Αντοχή ανατροπής πεσσού, σε εκτός επιπέδου αστοχία (ΚΑΔΕΤ,2021, Σχήμα Σ7.1.8(a))

2.17 ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ, ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (ΚΑΔΕΤ, 2021, §7.4.2)

Η ικανότητα παραμόρφωσης ενός φέροντος στοιχείου το οποίο αστοχεί λόγω εκτός επιπέδου κάμψεως εξαρτάται από πολλές παραμέτρους, όπως ο τρόπος δομήσεως της τοιχοποιίας, οι συνθήκες στηρίξεως στην βάση, στην οροφή και στις κατακόρυφες ακμές του τοίχου, η παρουσία ανοιγμάτων, η παρουσία στοιχείων «οπλισμού» στο σώμα της τοιχοποιίας, κ.λπ.

Για τοίχους που ελέγχονται από την κάμψη σε εκτός επιπέδου δράση, ως στροφή αστοχίας θα λαμβάνεται η ελάχιστη των παρακάτω τιμών (ΚΑΔΕΤ, 2021, σελ. 7-27):

$$\theta_{u,1} = 0,003 H_0/t \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. Σ7.9(α)})$$

$$\theta_{u,2} = \theta_{R,u} (1 - F_y/F_{Rd}) \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. Σ7.9(β)})$$

όπου,

H_0 : μήκος μεταξύ του σημείου της μέγιστης ροπής και του σημείου μηδενισμού της

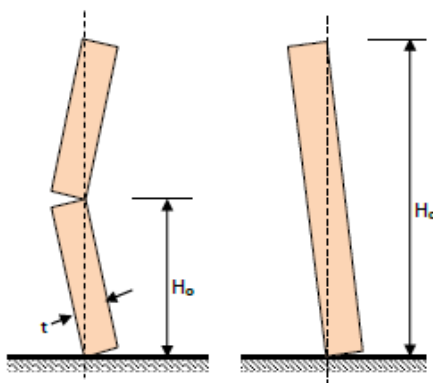
t : το πάχος του τοιχώματος

F_y : η φέρουσα ικανότητα του στοιχείου έναντι εκτός επιπέδου κάμψης

F_{Rd} : η συνισταμένη δύναμη λόγω σεισμού και συγκεντρωμένων δυνάμεων λόγω έδρασης δοκών στους τοίχους, σε κτήρια με ευπαραμόρφωτα διαφράγματα (ΚΑΔΕΤ, 2021, εξίσωση Σ7.7)

$\theta_{R,u} = t/H_0$: στροφή ανατροπής του τοίχου, θεωρώντας τον τοίχο μονολιθικό (ΚΑΔΕΤ, 2021, εξίσωση Σ7.8)

Στο σχήμα 2.7, απεικονίζεται στο αριστερό σχήμα η οριακή στροφή $\theta_{R,u}$ λόγω κάμψης εντός επιπέδου, σε κτήριο με δυσπαραμόρφωτο διάφραγμα και δεξιά η οριακή στροφή $\theta_{R,u}$ λόγω κάμψης εντός επιπέδου, σε κτήριο με ευπαραμόρφωτο διάφραγμα (τοίχος πρόβολος).



Σχήμα 2.7: Ορισμός οριακής στροφής $\theta_{R,u}$ (ΚΑΔΕΤ, 2021, Σχήμα Σ7.1.9)

Για ορόφους που ελέγχονται από την τέμνουσα (εφόσον υπάρχουν άκαμπτα διαφράγματα) μπορούν να χρησιμοποιούνται τα κάτωθι όρια για την σχετική οριζόντια μετακίνηση του ορόφου από φέρουσα άοπλη τοιχοποιία, με κριτήριο τον τρόπο δόμησης της:

- 0.70% για τοιχοποιία με συμπαγείς πλίνθους
- 0.45% για τοιχοποιία με διάτρητους πλίνθους
- 0.60% για τοιχοποιία από αργολιθοδομή.

Ο τύπος της αστοχίας του στοιχείου, δηλαδή εάν αυτή είναι πλαστική ή ψαθυρή, καθορίζεται από την τιμή του δείκτη πλαστιμότητας, η οποία μπορεί να ληφθεί ως 1,50. Από την διάκριση αυτή, αποφασίζεται αν ο έλεγχος επάρκειας της τοιχοποιίας θα γίνει σε όρους εντατικών μεγεθών (ψαθυρή αστοχία) ή σε όρους παραμορφώσεων (πλαστική αστοχία).

Ο δείκτης πλαστιμότητας των παραμορφώσεων μ_δ , εκφράζεται μέσω της σχέσης (ΚΑΔΕΤ, 2021, §7.1.4):

$$\mu_\delta = \delta / \delta_y = \theta / \theta_y \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. 7.1})$$

ενώ, η διαθέσιμη (μέγιστη) τιμή του δείκτη πλαστιμότητας των παραμορφώσεων $\mu_{\delta u}$, εκφράζεται μέσω της σχέσης:

$$\mu_{\delta u} = \delta_u / \delta_y = \theta_u / \theta_y$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

3. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΟΥ ΙΣΤΟΡΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΣΤΟ «ΜΑΡΑΣΙ» ΑΓ. ΝΙΚΟΛΑΟΥ ΣΤΗ ΡΟΔΟ, ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΔΕΤ

3.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΜΕΛΕΤΗΣ

Η Ρόδος είναι ένα νησί της Ελλάδας που βρίσκεται στο νοτιοανατολικό Αιγαίο και είναι το μεγαλύτερο νησί της Δωδεκανήσου. Η πόλη της Ρόδου βρίσκεται στο βορειοανατολικό άκρο του νησιού και αποτελεί την πρωτεύουσα του νομού που με πληθυσμό περίπου 55.000 κατοίκους αποτελεί και τον μεγαλύτερο οικισμό του.

3.2 «ΜΑΡΑΣΙΑ» ΟΙ ΕΚΤΟΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΣΥΝΟΙΚΙΕΣ

Το 1522, όταν η Ρόδος καταλήφθηκε από τους Οθωμανούς, ξεκινάει ένα νέο κεφάλαιο της ιστορίας του νησιού, με βαθιές αλλαγές στην πολιτική, οικονομική και κοινωνική ζωή του. Η κοσμοπολίτικη πρωτεύουσα σύντομα θα μεταβληθεί σε ένα απλό διοικητικό κέντρο της αυτοκρατορίας με αργούς ρυθμούς ζωής και χαλαρή εμπορική κίνηση.

Οι κανόνες που επέβαλε ο νέος κατακτητής στη πολιτική, οικονομική και κοινωνική ζωή του τόπου και του ντόπιου πληθυσμού διαμόρφωσαν πλέον τη νέα κοινωνικοοικονομική και πολεοδομική εικόνα του χώρου.

Το καθοριστικό μέτρο για τη διαμόρφωση των νέων συνθηκών ζωής για τα επόμενα 400 χρόνια ήταν η απομάκρυνση των Ελλήνων από την τειχισμένη πόλη. Έτσι για να καλυφθούν οι ανάγκες του διωγμένου πληθυσμού, δημιουργήθηκαν νέοι οικιστικοί πυρήνες, τα «Μαράσια».

Οι νέες γειτονιές δημιουργήθηκαν σε ιδιοκτησίες που παραχωρήθηκαν από τους Οθωμανούς, στις οποίες έφτιαξαν τα σπίτια τους με μικρούς κήπους και περιβόλια καλλιέργειας για τις καθημερινές τους ανάγκες. Οι νέες γειτονιές των Ελλήνων -συνώνυμες των εκκλησιών τους- αναπτύχθηκαν σε γραμμική διάταξη από Β-Ν και Α-Δ. Οι εκκλησίες αποτελούσαν τους δημόσιους χώρους εκδηλώσεων και κοινωνικής επαφής.

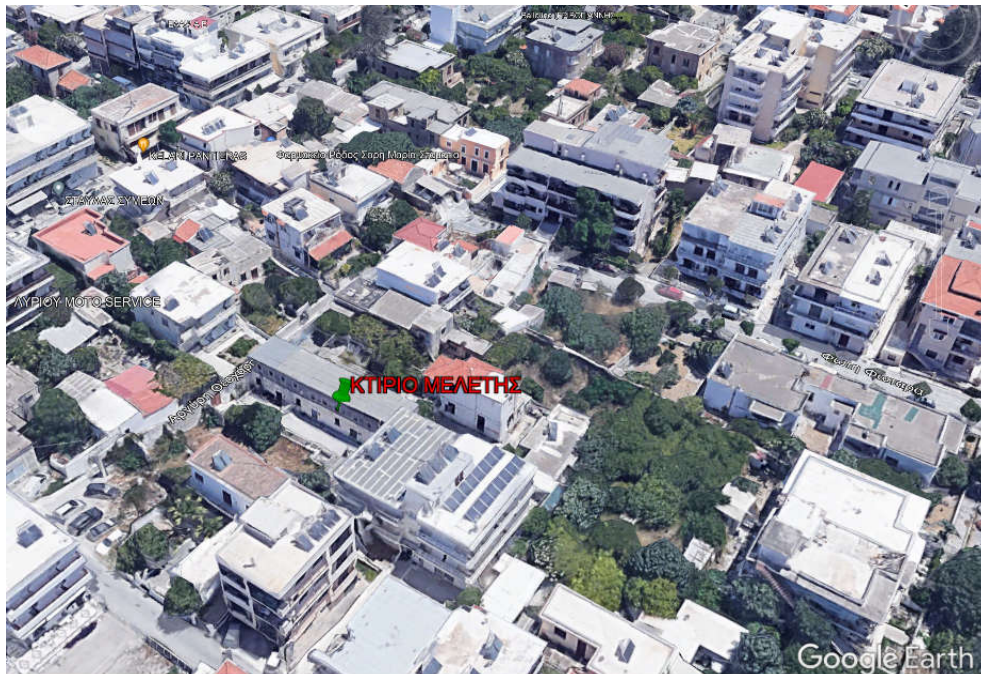
Η μορφή αυτή των «Μαρασιών» διατηρήθηκε μέχρι το 1925, οπότε και άρχισαν να κτίζονται τα ιταλικά κτίρια. Έτσι τα «Μαράσια» επεκτάθηκαν και με τη νέα πλέον πολεοδομική οργάνωση, ιδίως προς το τέλος της ιταλικής περιόδου, εντάχθηκαν για πρώτη φορά σε έναν ενιαίο πολεοδομικό ιστό. Να σημειωθεί ότι, στη δεκαετία του 1930, χτίστηκαν πλήθος ιδιωτικών κτιρίων συνήθως από Ιταλούς αρχιτέκτονες, αλλά και από Έλληνες αρχιμαστόρους.

Παρά τις αλλοιώσεις, που έχει επιφέρει η οικοδομική δραστηριότητα των τελευταίων χρόνων στην πόλη της Ρόδου, ο πολεοδομικός ιστός στα Μαράσια διατηρείται ακόμα, ενώ σώζονται αρκετά κτίρια του τέλους του 19^{ου} αιώνα και του αρχών του 20^{ου} αιώνα χάρη και στο χαρακτηρισμό τους ως διατηρητέα, από το ΥΠ.ΠΟ. και το ΥΠΕΧΩΔΕ. Αν και κανένα κτίσμα, μέσα στον

πολεοδομικό ιστό των Μαρασιών, δεν μπορεί να θεωρηθεί προγενέστερο του τέλους του 18^{ου} αιώνα, μπορούμε να υποθέσουμε ότι ο τύπος της κατοικίας στα Μaráσια διαμορφώθηκε στα πρώτα χρόνια της οθωμανικής περιόδου και διατηρήθηκε αναλλοίωτος με μικρές παραλλαγές μέχρι το τέλος του 19ου αιώνα (ΤΕΕ, Τμήμα Δωδεκανήσου, 2005).

3.3 ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΛΕΤΗΣ ΣΤΟ ΠΟΛΕΟΔΟΜΙΚΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ

Το υπό εξέταση κτίριο βρίσκεται νοτιοανατολικά της Μεσαιωνικής Πόλης, στο Μaráσι του Αγ. Νικολάου, επί της οδού Α. Διάκου, εντός πολεοδομικού σχεδίου πόλεως Ρόδου, (Σχήμα 3.1):



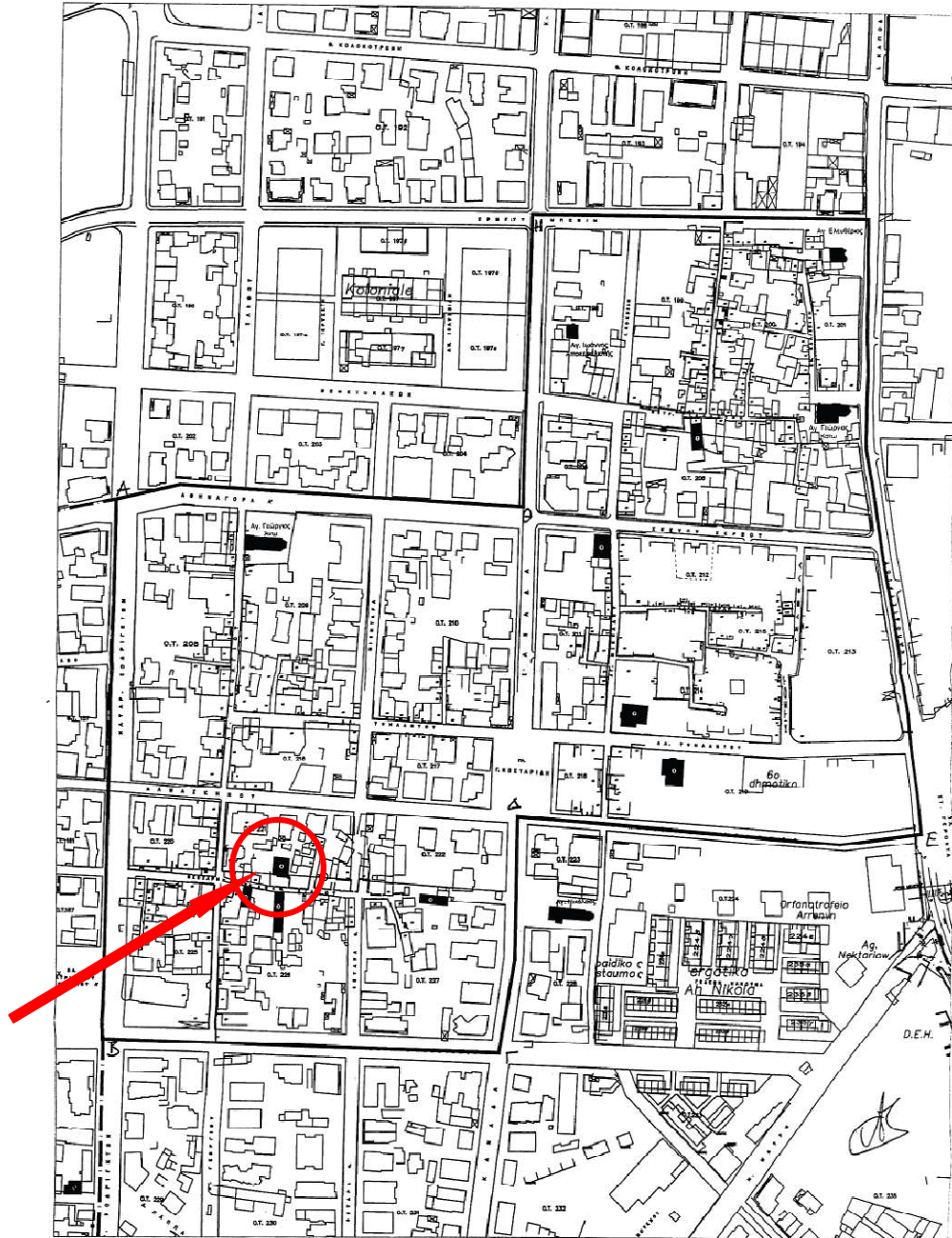
Σχήμα 3.1: Χάρτης με επισήμανση της θέσης του κτηρίου στον πολεοδομικό ιστό

(Πηγή: Google earth)

3.4 ΕΙΔΙΚΟ ΝΟΜΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ

Το κυριότερο γνώρισμα της περιοχής εντός της οποίας βρίσκεται το κτήριο μελέτης, είναι ότι αποτελεί το Μαράσι Αγ. Νικολάου, η οποία μαζί με τα Μαράσια Αγ. Γεωργίου Άνω και Αγ. Γεωργίου κάτω, σύμφωνα με την ΥΠΠΟ/ΔΝΣΑΚ/2500/40(ΦΕΚ171/14-5-2008) είναι χαρακτηρισμένη ως «Ιστορικός τόπος», διότι στην περιοχή αυτή εντοπίζονται πολλά σημαντικά και αξιολογικά κτίρια, η προστασία των οποίων είναι σημαντική και επιβάλλεται για λόγους αρχιτεκτονικούς, ιστορικούς και κοινωνικούς, ενώ συμβάλλει αποφασιστικά στη διατήρηση της φυσιογνωμίας της εκτός των τειχών πόλης της Ρόδου, όπως αυτή εξελίχθηκε από την περίοδο της τουρκοκρατίας έως σήμερα,(Σχήμα 3.2).

Επίσης το κτήριο αποτελεί ιδιοκτησία του Ταμείου Αρχαιολογικών Πόρων και Απαλλοτριώσεων (Τ.Α.Π.Α.) και με την υπ'αρ. ΥΑ 23084/737/25-8-1948-ΦΕΓΔΔ 10/23-9-1948, έχει οριστεί ως ιστορικό διατηρητέο μνημείο της οικιστικής ενότητας «Μαράσι Αγ. Γεωργίου Άνω-Αγ. Γεωργίου Κάτω-Αγ. Νικολάου» της πόλης της Ρόδου.



Μαράσι Αγ. Γεωργίου Άνω - Αγ. Γεωργίου Κάτω - Αγ. Νικολάου, κλ. 1:2.000
χάρτης με επισημασμένα τα διατηρητέα κτήρια και την προτεινόμενη
περιοχή προς κήρυξη ως ιστορικό τόπο

ΕΘΝΙΚΟ ΤΥΠΟΓΡΑΦΕΙΟ
Για τεχνικούς λόγους στο σχεδιάγραμμα,
έγινε σμίκρυνση, κατά ποσοστό **56%**

2

Σχήμα 3.2: Οικιστική ενότητα Μαράσι Αγ. Γεωργίου Άνω-Αγ.Γεωργίου Κάτω-Αγ. Νικολάου, Ρόδος

3.5 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

Το κτήριο μελέτης διατάσσεται με την στενή πλευρά σε δημόσιο δρόμο στη διεύθυνση Β-Ν. Στα δυτικά του σπιτιού βρίσκεται η αυλή και το «κηπούλι».

Είναι επίμηκες σε κάτοψη (μακρυνάρι) με μέσες εξωτερικές διαστάσεις 5,55μ. πλάτος (όσο και το μήκος των κορφαδιών) και 24,60μ. μήκος. Οι τοίχοι του έχουν κατασκευαστεί από αργολιθοδομή και είναι επιχρισμένοι εξωτερικά και εσωτερικά. Το πάχος της εξωτερικής τοιχοποιίας είναι 0,50μ. εκτός από την τοιχοποιία της όψης που είναι 0,55μ. Οι εσωτερικοί εγκάρσιοι τοίχοι έχουν πάχος 0,50μ.

Το κτήριο είναι ισόγειο, με μεσοπάτωμα (ανώι). Το συνολικό ύψος του κτηρίου είναι 5,80μ., ενώ το μεσοπάτωμα βρίσκεται σε ύψος 3,25μ. από το ισόγειο. Η στέγασση του είναι επίπεδη, με δώμα (Σχήματα 3.3, 3.4, 3.5, 3.6).

Ο χώρος του ισογείου διαχωρίζεται κατά μήκος της μεγάλης πλευράς, σε τρία δωμάτια, μέσω φερόντων τοίχων, κάθετους στους μακρούς τοίχους. Όλα τα δωμάτια έχουν ανεξάρτητη είσοδο προς την αυλή.

Το πρώτο δωμάτιο, βρίσκεται στο βόρειο τμήμα του κτίσματος και καταλαμβάνει η «σάλα», μια μεγάλη ψηλοτάβανη αίθουσα υποδοχής, επιφάνειας 44,55τ.μ. με μέσες εσωτερικές διαστάσεις 4,50μ. πλάτος και 9,90μ. μήκος (Εικόνα 1).

Σε επαφή με τον βορεινό τοίχο, υπάρχει ξύλινος «σουφάς» υπερυψωμένος 0,80μ. από το δάπεδο του ισογείου, με τρία ξύλινα σκαλοπάτια. Το ελεύθερο ύψος εσωτερικά είναι 5,45μ. (Εικόνα 1).

Η επικοινωνία του δωματίου με την αυλή γίνεται με πόρτα η οποία είναι ορθογώνια και εξωτερικά φέρει περιμετρική κορνίζα που καταλήγει στο επάνω μέρος σε τόξο αραβικού τύπου (οξυκόρυφο). Εσωτερικά φέρει ξύλινο ανώφλι, επάνω από το οποίο βρίσκεται εντοιχισμένο ξύλινο εικονοστάσι.

Η πόρτα έχει χαμηλό ύψος 1,70μ. και πλάτος εσωτερικά 1,30μ. και εξωτερικά 1,10μ.

Ο φωτισμός του δωματίου, εξασφαλίζεται από δύο σειρές παραθύρων που βλέπουν στην αυλή.

Η πρώτη σειρά αποτελείται από δύο κύρια παράθυρα τα οποία είναι ορθογώνια και εξωτερικά κοσμούνται με περιμετρικές κορνίζες που καταλήγουν στο επάνω μέρος σε τόξα αραβικού τύπου (οξυκόρυφα), όπως και η κεντρική είσοδος. Τα δύο παράθυρα είναι διαστάσεων 1,25X1,05μ. σε ύψος από το δάπεδο 1,15μ. Εσωτερικά φέρουν ξύλινο ανώφλι, επάνω από το οποίο βρίσκονται εντοιχισμένα ξύλινα ράφια.

Η δεύτερη σειρά βρίσκεται πιο ψηλά στην όψη και αποτελείται από τέσσερα μικρότερα ορθογώνια παράθυρα, διαστάσεων 0,80X0,85μ. σε ύψος από το δάπεδο του ισογείου, 4,20μ.

Το δάπεδο της σάλας είναι επιστρωμένο με το χαρακτηριστικό ροδίτικο «χοχλακίδι»¹ (Εικόνα 3.1).

¹ Βοτσαλωτό, με μικρά άσπρα και μαύρα (μερικές φορές και κοκκινωπά) βότσαλα, μαζεμένα ένα-ένα από τις παραλίες του νησιού, και τοποθετημένα με τέχνη και υπομονή, σχηματίζοντας ωραία σχέδια, τα «πλουμιά» (Καρυδάκης, 2017).

Το δεύτερο κατά σειρά δωμάτιο, δίπλα από την «σάλα», επιφάνειας 27,45τ.μ. με μέσες εσωτερικές διαστάσεις 4,50μ. πλάτος και 6,10μ. μήκος, καταλαμβάνει η «τραπεζαρία» (Εικόνα 3.3).

Το δωμάτιο αυτό αναπτύσσεται σε δύο στάθμες, το ισόγειο με ελεύθερο ύψος 3,25μ. και το «ανώι». Μια μικρή ξύλινη σκάλα που ξεκινάει από έναν «σουφά», οδηγεί στο «ανώι», το οποίο προεξέχει κατά 2,30μ. εσωτερικά προς την «σάλα», σχηματίζοντας ένα ιδιαίτερο χώρο, την «καμάρα»² (Εικόνα 3.2).

Η επικοινωνία του δωματίου με την αυλή γίνεται με πόρτα η οποία είναι ορθογώνια και εξωτερικά φέρει περιμετρική κορνίζα που καταλήγει στο επάνω μέρος σε τόξο αραβικού τύπου (οξυκόρυφο). Εσωτερικά φέρει ξύλινο ανώφλι, επάνω από το οποίο βρίσκεται εντοιχισμένο ξύλινο εικονοστάσι.

Η πόρτα έχει χαμηλό ύψος 1,70μ. και πλάτος εσωτερικά 1,30μ. και εξωτερικά 1,10μ.

Ο φωτισμός του δωματίου, εξασφαλίζεται από δύο σειρές παραθύρων που βλέπουν στην αυλή.

Η πρώτη σειρά αποτελείται από ένα μόνο παράθυρο τα οποίο είναι ορθογώνιο και εξωτερικά κοσμείται με περιμετρική κορνίζα που καταλήγει στο επάνω μέρος σε τόξο αραβικού τύπου (οξυκόρυφα). Το παράθυρο είναι διαστάσεων 1,25X1,05μ. σε ύψος από το δάπεδο 1,15μ. Εσωτερικά φέρει ξύλινο ανώφλι, επάνω από το οποίο βρίσκονται εντοιχισμένα ξύλινα ράφια.

Η δεύτερη σειρά βρίσκεται πιο ψηλά στην όψη και αποτελείται από τρία μικρότερα ορθογώνια παράθυρα, διαστάσεων 0,80X0,95 μ. σε ύψος από το δάπεδο του ισογείου 3,90μ.

Στην αρχική μορφή του σπιτιού, οι δύο χώροι φαίνεται πως επικοινωνούσαν μέσω εσωτερικής πόρτας. Σήμερα η πόρτα αυτή έχει καταργηθεί και όλα τα δωμάτια είναι ανεξάρτητα (Εικόνα 3.4).

Στο νότιο τμήμα του κτηρίου, δίπλα από την «τραπεζαρία», βρίσκεται το τρίτο δωμάτιο, επιφάνειας 29,70τ.μ. με μέσες εσωτερικές διαστάσεις 4,50μ. πλάτος και 6,60μ. μήκος, το οποίο αποτελούσε το «μαγειρείο», με την χαρακτηριστική «τσιμιά» για το μαγείρεμα (Εικόνα 3.5).

Και αυτό το δωμάτιο αναπτύσσεται σε δύο στάθμες, το ισόγειο, με ελεύθερο ύψος 3,25μ. και ένα ξύλινο πατάρι, σε ανάμνηση του ανωγιού, στο οποίο η πρόσβαση εξασφαλίζεται από μια απότομη στενή ξύλινη σκάλα (Εικόνα 3.6).

Και σε αυτό το δωμάτιο η επικοινωνία με την αυλή γίνεται με πόρτα η οποία είναι ορθογώνια, εξωτερικά φέρει περιμετρική κορνίζα που καταλήγει στο επάνω μέρος σε τόξο αραβικού τύπου (οξυκόρυφο), ενώ εσωτερικά φέρει ξύλινο ανώφλι.

Η πόρτα έχει χαμηλό ύψος 1,80μ. και πλάτος εσωτερικά 1,30μ. και εξωτερικά 1,10μ.

² Πίσω από το «ανώι» οι γυναίκες παρακολουθούσαν τις διασκεδάσεις των ανδρών και η νύφη τον γαμπρό που της προξένευαν. Γενικά η κάμαρα ήταν το παρατηρητήριο των γυναικών, ένα είδος γυναικωνίτη. Στο ανώι υπήρχε και το σουφαδάκι ένας μικρότερος «σουφάς» για τα παιδιά (Καρυδάκης, 2017).

Ο φωτισμός του δωματίου, εξασφαλίζεται από δύο σειρές παραθύρων που βλέπουν στην αυλή.

Η πρώτη σειρά αποτελείται από ένα μόνο παράθυρο τα οποίο είναι ορθογώνιο και εξωτερικά κοσμείται με περιμετρική κορνίζα που καταλήγει στο επάνω μέρος σε τόξο αραβικού τύπου (οξυκόρυφα). Το παράθυρο είναι διαστάσεων 1,25X1,05μ. σε ύψος από το δάπεδο 1,15μ. Εσωτερικά φέρει ξύλινο ανώφλι.

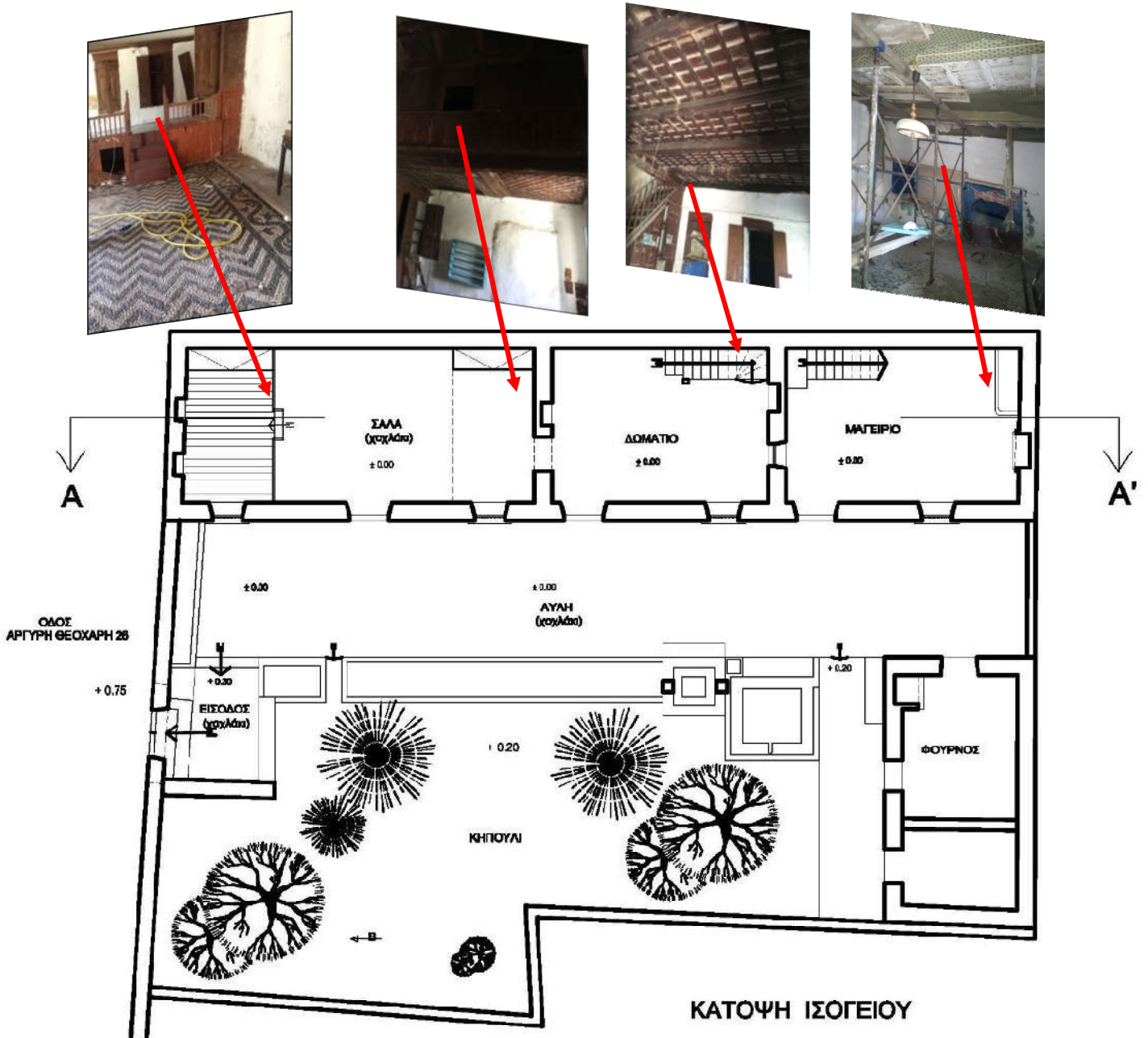
Η δεύτερη σειρά βρίσκεται πιο ψηλά στην όψη και αποτελείται από τρία μικρότερα ορθογώνια παράθυρα. Τα δύο από αυτά είναι διαστάσεων 0,75μ.Χ0,75μ. σε ύψος από το δάπεδο του ισογείου 3,90μ.

Μεταξύ του «μαγειρείου» και του μεσαίου δωματίου, εσωτερικά, στον εγκάρσιο τοίχο που διαχωρίζει τα δύο δωμάτια, υπάρχει επίσης ένα παράθυρο διαστάσεων 0,80X1,05μ. σε ύψος από το δάπεδο του ισογείου 1,15μ. (Εικόνα 3.7).

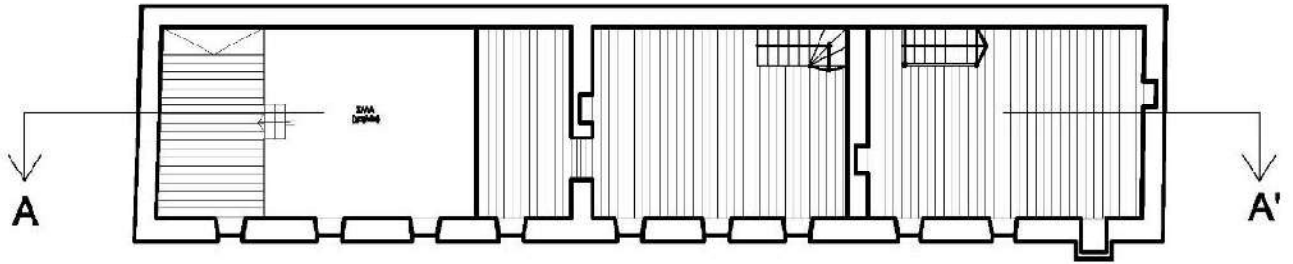
Η τουαλέτα του σπιτιού, για λόγους υγιεινής, βρισκόταν έξω από τον κύριο όγκο του κτηρίου, σε βοηθητικά κτίσματα εντός του χώρου της αυλής (Εικόνα 3.8).

Το ανατολικό τμήμα του ελεύθερου χώρου, αποτελεί την αυλή, σε επαφή με το κτίριο, η οποία έπαιζε πρωταρχικό ρόλο στην οργάνωση του σπιτιού. Για το λόγο αυτό η αυλή καταλαμβάνει μεγάλο μέρος της επιφάνειας του οικοπέδου και λόγω του καλού κλίματος της Ρόδου, φιλοξενούσε τις καθημερινές δραστηριότητες σε όλη τη διάρκεια του έτους.

Το δάπεδο της αυλής είναι στρωμένο με βοτσαλωτό ενώ στον υπόλοιπο ελεύθερο χώρο του οικοπέδου, αναπτύσσεται το κηπούλι με τη στέρνα και το πηγάδι (Εικόνες 3.9, 3.10, 3.11, 3.12).

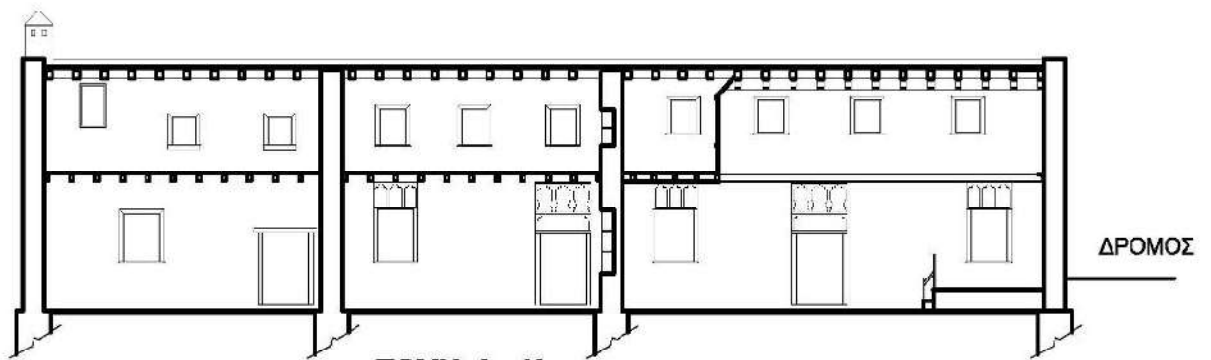


Σχήμα 3.3: Κάτοψη ισογείου (Καρυδάκης, 2017)



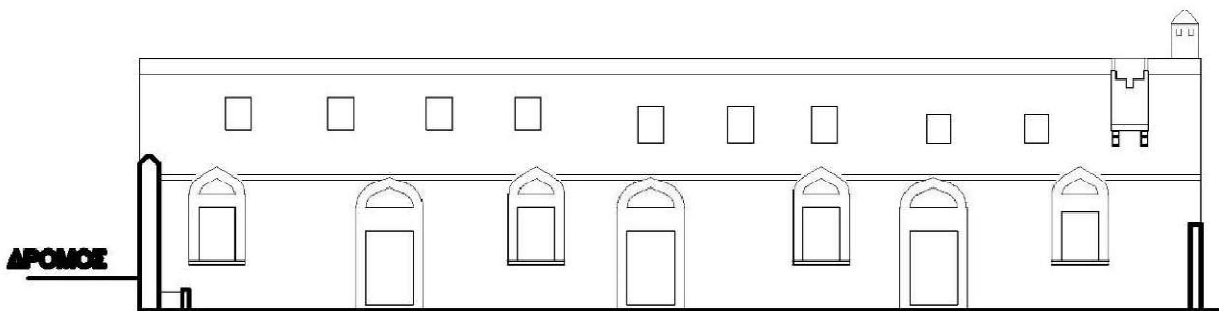
ΚΑΤΩΨΗ ΑΝΩΓΊΟΥ

Σχήμα 3.4: Κάτοψη ανώιου (Καρυδάκης, 2017)



ΤΟΜΗ Α-Α΄

Σχήμα 3.5: Τομή (Καρυδάκης, 2017)



ΌΨΗ

Σχήμα 3.6: Όψη (Καρυδάκης, 2017)



Εικόνα 3.1: Σάλα-Σουφάς



Εικόνα 3.2: Σάλα-Ανώι



Εικόνα 3.3: Τραπεζαρία-Ανώι



Εικόνα 3.4: Εσωτερική πόρτα που έχει καταργηθεί



Εικόνα 3.5: Μαγειρείο-Τσιμνιά

Εικόνα 3.6: Σκάλα προς το πατάρι



Εικόνα 3.7: Εσωτερικό παράθυρο



Εικόνα 3.9: Αυλή

Εικόνα 3.8: Βοηθητικοί χώροι



Εικόνα 3.10: Κηπούλι



Εικόνα 3.11: Στέρνα



Εικόνα 3.12: Πηγάδι

3.6 ΤΥΠΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

Τρεις ήταν οι κυριότεροι παράγοντες που καθόρισαν τον τύπο της κατοικίας στα Μαράσια και οφείλονταν στις συνθήκες που διαμορφώθηκαν μετά την κατάληψη της Ρόδου από τους Οθωμανούς.

Ο πρώτος ήταν το οικογενειακό και κληρονομικό δίκαιο, όπως αυτό διαμορφώθηκε κατά την οθωμανική περίοδο.

Ο δεύτερος ήταν η εκδίωξη των Ελλήνων από τη μεσαιωνική πόλη, η ανάγκη για άμεση εξασφάλιση στέγης αλλά και ο θεσμός της προίκας, ώστε να εξασφαλιστούν οι κόρες κάθε οικογένειας, που συνετέλεσαν στο σχηματισμό και τη διατήρηση μικρών ιδιοκτησιών. Η διακριτικότητα, ώστε να μην προκαλείται δυσφορία και δυσμένεια στον κατακτητή, στη λαϊκή αρχιτεκτονική εκφράστηκε με κτίρια περιορισμένου μεγέθους και λιτής μορφής.

Ο τρίτος παράγοντας ήταν η ανάγκη για εξασφάλιση στοιχειώδους άμυνας. Ο αμυντικός χαρακτήρας των κτιρίων στα Μαράσια δεν διερευνάται τόσο στην πολυπλοκότητα του πολεοδομικού ιστού, όσο στην εσωστρέφεια των κτισμάτων, που εξασφαλιζόταν από τον ψηλό εξωτερικό μαντρότοιχο και τα μικρά έως ανύπαρκτα ανοίγματα προς τη δημόσια οδό (Αναστασιάδης και Ελευθερίου, 2005)

Το ιστορικό διατηρητέο κτήριο ιδιοκτησίας Τ.Α.Π.Α., που μελετάται αποτελεί ίσως το πρωιμότερο δείγμα λαϊκού μαρασιώτικου σπιτιού που σώζεται.

Το σχήμα του είναι επίμηκες σε κάτοψη (μακρυνάρι), με οριζόντιο δώμα και απλό κυβόσχημο όγκο. Τα δωμάτια παρατάσσονται το ένα δίπλα στο άλλο, με ανεξάρτητες εισόδους προς την αυλή. Ο φωτισμός του κτηρίου εξασφαλίζεται από δύο σειρές παραθύρων τα οποία στρέφονται και αυτά προς τη αυλή. Τα ανοίγματα από την πλευρά του δρόμου αποφεύγονταν για τον φόβο του κατακτητή (Εικόνα 3.13).



Εικόνα 3.13: όψη εντός της αυλής

3.7 ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

Το κτήριο, όπως παρατηρείται σε όλα τα ανάλογα κτίσματα της ίδιας χρονικής περιόδου, στερείται ιδιαίτερων μορφολογικών στοιχείων.

Η εμφάνιση των εξωτερικών επιφανειών του κτηρίου είναι γενικά απλή και λιτή.

Ένα διακριτικό, αλλά ενδιαφέρον μορφολογικό αποτέλεσμα στο αδιάσπαστο μέτωπο της όψης, προσδίνουν οι δύο σειρές παραθύρων, που διατάσσονται σε όλο το μήκος της όψης.

Η πρώτη σειρά αποτελείται από τα κύρια παράθυρα τα οποία κοσμούνται με περιμετρικές κορνίζες που καταλήγουν στο επάνω μέρος σε τόξα αραβικού τύπου (οξυκόρυφα), ενώ η δεύτερη σειρά βρίσκεται πιο ψηλά στην όψη και αποτελείται από μικρότερα ορθογώνια παράθυρα (εικ. 3.13).

Οι όψεις στο σύνολό τους είναι καλυμμένες με επίχρισμα.

Εσωτερικά, η διαρρύθμιση του είναι απλή, χωρίς υπερβολές.



Εικόνα 3.14: Ξύλινο καφασωτό



Εικόνα 3.15: Σάλα-Βοτσαλωτό δάπεδο

Ο χώρος της σάλας συγκεντρώνει ίσως το μεγαλύτερο ενδιαφέρον, με τον ξύλινο υπερυψωμένο σουφά, τα ξύλινα ράφια που περιτρέχουν τους τοίχους και στα οποία η νοικοκυρά τοποθετούσε διάφορα στολίδια ή βάζα με γλυκά του κουταλιού, αλλά και τα ξύλινα εντοιχισμένα ντουλάπια, τα οποία χρησιμοποιούνταν για την φύλαξη αντικειμένων (Εικόνες 3.14, 3.15).

Εντοιχισμένα ξύλινα ράφια υπάρχουν και στο επάνω μέρος των ξύλινων ανωφλίων, ενώ επάνω από την κεντρική είσοδο υπάρχει το εικονοστάσι.

Ιδιαίτερη εντύπωση προκαλεί όμως και το ξύλινο καφασωτό, στο ανώι, το οποίο είναι διακοσμημένο με ωραία ξυλόγλυπτα και φεγγίτες (Εικόνα 3.14).

Φυσικά, δεν μπορεί να μην γίνει αναφορά στο δάπεδο της σάλας, με το χαρακτηριστικό ροδίτικο βοτσαλωτό (χοχλακίδι) και τα περίτεχνα γεωμετρικά και φυτομορφικά σχέδια (Εικόνα 3.15).

Όλος αυτός ο χώρος, όπως περιγράφηκε αναλυτικά παραπάνω, προστατευόταν από τα αδιάκριτα βλέμματα του κατακτητή από έναν ψηλό, πέτρινο μανδρότοιχο.

Επάνω σε αυτόν, είναι διανοιγμένη η είσοδος από τον δρόμο προς την αυλή, και το σπίτι. Η είσοδος, η οποία θεωρείται μέρος και επέκταση του σπιτιού, αποτελεί ένα άλλο χαρακτηριστικό της μαρασιώτικης κατοικίας, τον «Πυλιώνα» (Εικόνα 3.16).



Εικόνα 3.16: Πέτρινος μανδρότοιχος-Πυλιώνας (Καρυδάκης, 2017)



Εικόνα 3.17: Είσοδος

Η είσοδος αποτελείται από μια μεγάλη, επιβλητική, με καμάρα και βαριά ξύλινη καρφωτή πόρτα, στην οποία κρέμεται του «κρουκέλι» (μεταλλικός κρίκος-ρόπτρο) (Εικόνα 3.17)

3.8 ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

Τοιχοποιίες

Το κτήριο είναι κατασκευασμένο από φέρουσα τοιχοποιία. Οι τέσσερις εξωτερικοί και οι δύο εσωτερικοί διαχωριστικοί τοίχοι είναι κατασκευασμένοι από τοπικό πωρόλιθο και συνδετικό κονίαμα και έχουν πάχος 0,50 μ. εκτός από τον τοίχο της πρόσοψης ο οποίος έχει πάχος 0,55 μ.

Η τοιχοποιία είναι επιχρισμένη και στις δύο πλευρές της.

Επίσης στο ύψος των πρεκιών των παραθύρων, εσωτερικά του κτηρίου είναι εμφανής η παρουσία ξυλοδεσιάς.

Μεσοπάτωμα-Δώμα

Το μεσοπάτωμα είναι ξύλινο και αποτελείται από ξύλινες δοκούς ορθογωνικής διατομής, διαστάσεων 0,10Χ0,15μ. και μήκους όσο το πλάτος του κτηρίου, τοποθετημένες ανά 0,50μ., η έδραση των οποίων γίνεται απευθείας στους φέροντες επιμήκεις τοίχους.

Ομοίως το δώμα του σπιτιού στηρίζεται σε ξύλινες δοκούς ορθογωνικής διατομής, διαστάσεων 0,15Χ0,20μ. τοποθετημένες ανά 0,50μ., η έδραση των οποίων γίνεται απευθείας στους φέροντες επιμήκεις τοίχους. Επάνω από τις δοκούς υπάρχουν τοποθετημένες ξύλινες τάβλες οι οποίες έχουν επικαλυφθεί από μια στρώση ελαφρά οπλισμένου σκυροδέματος και μονωτικού υλικού για την αναγκαία υγραμόνωση του κτηρίου.

Δάπεδα

Σε όλο το μεσοπάτωμα, ξύλινες σανίδες έχουν τοποθετηθεί εγκάρσια επάνω από τις ξύλινες δοκούς για την διαμόρφωση του δαπέδου.

Στο ισόγειο, όπως προαναφέρθηκε, το πρώτο δωμάτιο που αποτελεί και την σάλα του μαρασιώτικου σπιτιού, το δάπεδο είναι επιστρωμένο με το παραδοσιακό ροδίτικο βοτσαλωτό (χοχλακίδι).

Επιχρίσματα

Όσον αφορά στα επιχρίσματα, η τοιχοποιία είναι επιχρισμένη τόσο εξωτερικά όσο και εσωτερικά.

Κουφώματα

Τα παράθυρα του κτηρίου είναι ξύλινα, με απλά ξύλινα καρφωτά εξώφυλλα και σιδεριές για μεγαλύτερη ασφάλεια. Ξύλινες είναι και οι πόρτες του κτηρίου.

3.9 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

Η μεγάλη ηλικία του κτηρίου, προδίδεται από την εμφάνιση των φθορών στα δομικά του στοιχεία.

Η παλαιότητα των υλικών, τυχόν παρεμβάσεις που έγιναν κατά τη διάρκεια της ζωής του, ώστε να αποκαθίστανται κάθε φορά στοιχειωδώς οι ανάγκες λειτουργίας του, συνθέτουν την σημερινή εικόνα και μορφή του, τόσο στο εσωτερικό όσο και στις όψεις του.

Συγκεκριμένα, κατόπιν μακροσκοπικού ελέγχου διαπιστώθηκαν τα παρακάτω προβλήματα:

Θεμελίωση

Η παθολογία των θεμελίων του κτηρίου, δεν είναι εύκολο να διαγνωστεί σε αυτή τη φάση των εργασιών.

Τοιχοποιία

Η τοιχοποιία από λιθοδομή φέρει βλάβες κυρίως από αποσάθρωση του συνδετικού υλικού και διάβρωση των λιθοσωμάτων, αποτέλεσμα της γήρανσης των υλικών και της έκθεσης τους σε βάθος χρόνου σε περιβαλλοντικές δράσεις οι οποίες έχουν σχέση σχεδόν πάντα με την ύπαρξη νερού ή υγρασίας (Εικόνες 3.20, 3.21).

Οι βλάβες της τοιχοποιίας εντοπίζονται κυρίως στη στέψη, στις θέσεις στήριξης των ξύλινων κορφαδιών και στη βάση της, ιδιαίτερα στους εσωτερικούς εγκάρσιους τοίχους (Εικόνες 3.18, 3.19).

Μεγάλες ρωγμές δεν παρατηρήθηκαν στο κτήριο. Εμφανίζονται μόνο επιφανειακές ρωγμές λόγω ανεπαρκούς αντοχής σε εκτός επιπέδου κάμψη, κυρίως στην στέψη των τοίχων, αποτέλεσμα της σεισμικής καταπόνησης κατά τη διάρκεια της μακροχρόνιας ζωής του κτηρίου. Ο κυριότερος λόγος εμφάνισης αυτών των ρωγμών είναι η απουσία διαφραγματικής λειτουργίας, στο συγκεκριμένο κτήριο (Εικόνες 3.18).

Εξαιτίας της απουσίας διαφράγματος, ο δυτικός τοίχος του κτηρίου παρουσιάζει απόκλιση από την κατακόρυφο, κυρίως από το ύψος της στάθμης του μεσοπατώματος και άνω.



Εικόνα 3.18: Ρωγμές και αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας στη στέψη



Εικόνα 3.19: Αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας στην βάση της



Εικόνα 3.20: Εμφάνιση υγρασίας



Εικόνα 3.21: Αποσάρθρωση συνδετικού υλικού

Επιχρίσματα

Σε πολλές περιοχές της τοιχοποιίας τόσο εσωτερικά όσο και εξωτερικά, παρατηρούνται σημαντικές φθορές από αποσάθρωση και αποκόλληση, επιχρισμάτων, αποτέλεσμα κυρίως εισερχόμενης υγρασίας και ελλιπούς συντήρησης (Εικόνα 3.22).

Να σημειωθεί ότι η υγρασία είναι εμφανής σε όλη την τοιχοποιία ιδιαίτερα στη βάση και στις γωνίες του κτηρίου, όπως και σε κάποιες περιοχές στην στέψη των τοίχων.



Εικόνα 3.22: Αποκόλληση επιχρισμάτων

Μεσοπάτωμα-Δώμα

Αρκετά από τα ξύλινα δοκάρια του μεσοπατώματος, αλλά και του δώματος, εμφανίζουν έντονη κάμψη και αποσάθρωση, λόγω υγρασίας και φθοράς, ενώ η στήριξή τους είναι μη επαρκής στους φέροντες τοίχους με αποτέλεσμα να είναι εμφανής η αδυναμία τους να αναλάβουν τα μόνιμα και κινητά φορτία της κατασκευής (Εικόνα 3.23).



Εικόνα 3.23: Αποσάθρωση και κάμψη ξύλινων δοκών μεσοπατώματος

Δάπεδα

Τα ξύλινα δάπεδα του μεσοπατώματος έχουν υποστεί και αυτά φθορές, λόγω παλαιότητας της κατασκευής, αλλά και εισερχόμενης υγρασίας.

Το βοτσαλωτό δάπεδο του πρώτου δωματίου, της σάλας, παρόλη την αναμενόμενη φθορά των χρόνων, δεν φέρει σημαντικές φθορές.

Κουφώματα

Τα κουφώματα, παρουσιάζουν φυσιολογικές φθορές λόγω παλαιότητας και εκτεταμένης έκθεσής τους στις καιρικές συνθήκες. Παρατηρείται επίσης αποφλοίωση του χρώματος τους.

Κλίμακες

Στο μεσαίο δωμάτιο, η ξύλινη σκάλα που οδηγεί στο ανώι, παρουσιάζει τοπική αποσάρθρωση, ενώ κάποια από τα σκαλοπάτια έχουν καταρρεύσει. Στο δωμάτιο της κουζίνας, η σκάλα που οδηγεί στο πατάρι, βρίσκεται γενικά σε καλή κατάσταση.

Χρωματισμοί

Οι χρωματισμοί στο εσωτερικό του κτηρίου έχουν υποστεί, όπως και τα επιχρίσματα, αλλοιώσεις ή ακόμα και αποφλοιώσεις και λόγω της αυξημένης υγρασίας που παρατηρείται σε όλη σχεδόν την τοιχοποιία.

Ξυλόγλυπτα-Διακοσμητικά στοιχεία

Το ροδίτικο μαρασιώτικο σπίτι, διαθέτει ένα πλούσιο εσωτερικό διάκοσμο από ξύλινα στοιχεία, όπως ο ξύλινος «σουφάς» στο δωμάτιο της σάλας, τα ξύλινα σκαλιστά ράφια που περιτρέχουν τους τοίχους, τα εντοιχισμένα ξύλινα ντουλάπια, αλλά και το ξύλινο καφασωτό με τα ξυλόγλυπτα και τους φεγγίτες, τα οποία έχουν υποστεί εκτεταμένες φθορές, λόγω γήρανσης των υλικών αλλά και λόγω περιβαλλοντικών και χημικών παραγόντων.

3.10 ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Μετά από μακροσκοπικό έλεγχο του κτηρίου, διαπιστώθηκε ότι ο φέρων οργανισμός του κτηρίου έχει υποστεί φθορές και βλάβες που οφείλονται στη γήρανση των υλικών, στην έκθεσή του σε περιβαλλοντικούς παράγοντες, στην έλλειψη επαρκούς συντήρησης, αλλά και στην σεισμική καταπόνηση του κατά τη διάρκεια της ζωής του.

Ωστόσο οι περισσότερες από τις φθορές και τις βλάβες είναι αντιμετωπίσιμες και αναστρέψιμες και για τον λόγο αυτό στόχος της αποτίμησης του κτηρίου είναι και η πρόταση επεμβάσεων με σκοπό την βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων.

3.11 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

Η ποιότητα των υλικών των λιθοσωμάτων και του υλικού πλήρωσης των αρμών, εκτιμήθηκε με παρατηρήσεις των επιφανειών των φερόντων στοιχείων, χωρίς τη διενέργεια καταστροφικών μεθόδων εκτίμησης, αλλά ούτε και εργαστηριακών δοκιμών. Για τον προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών, χρησιμοποιήθηκε σχετική βιβλιογραφία.

Συγκεκριμένα για την τοιχοποιία και τα ξύλινα πατώματα ελήφθησαν οι παρακάτω τιμές:

- Σύμφωνα με τον ΕΚ 8-1 και ΕΚ 8-3, η δυσκαμψία εκτιμάται ως το ήμισυ αυτής για μη ρηγματωμένα στοιχεία, άρα:
Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας E_{wc} : 800.000 kN/m² ή 800 Μpa
- Μέτρο διάτμησης τοιχοποιίας G_{wc} : 315.000 kN/m² ή 315 Μpa
- Λόγος Poisson, ν : 0,3
- Ειδικό βάρος τοιχοποιίας: 21kN/m³
- Μέτρο ελαστικότητας ξύλινων στοιχείων: 7.000 kN/m² ή 7 Μpa
- Ειδικό βάρος ξύλινων στοιχείων: 3,432 kN/m³

Θλιπτική αντοχή λιθοσώματος f_{bc} :

Για τη θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος επιλέγεται αντιπροσωπευτική τιμή από βιβλιογραφία, οπότε για τις ανάγκες της μελέτης, η θλιπτική αντοχή λιθοσώματος λαμβάνεται ίση με:

$$f_{bc} = 30 \text{ MPa}$$

Θλιπτική αντοχή κονιάματος f_{mc} :

Για τη θλιπτική αντοχή του κονιάματος επιλέγεται αντιπροσωπευτική τιμή από βιβλιογραφία, οπότε επιλέγεται, για τις ανάγκες της μελέτης, ως θλιπτική αντοχή κονιάματος είναι ίση με:

$$f_{mc} = 1,0 \text{ MPa}$$

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας f_{wc} :

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας υπολογίζεται από την σχέση (Τάσιος και Χρονόπουλος, 1986):

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

Όπου:

$f_{bc} = 30 \text{ MPa}$: η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

$f_{mc} = 1,0 \text{ MPa}$: η θλιπτική αντοχή του κονιάματος

$\lambda = 0,35$: ο συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος-κονιάματος (κατ' εκτίμηση)

$f_0 = 2,00$: ο συντελεστής για αργολιθοδομή χαμηλής ποιότητας δομήσεως

$\xi = 1,00$: γίνεται η παραδοχή όγκος του κονιάματος δεν υπερβαίνει το 30% του όγκου της τοιχοποιίας

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_{wc} = 1,00 \left[\left\{ \frac{2}{3} \sqrt{30} - 2,00 \right\} + 0,25 * 1,0 \right] = 3,65 - 2,00 + 0,35 = 2,0 \text{ MPa}$$

$$f_{wc} = 2,00 \text{ MPa}$$

Διατμητική αντοχή συνοχής τοιχοποιίας f_{vko} :

Η συνοχή f_{vko} , της τοιχοποιίας για φυσικούς λίθους ομάδας 1 (EC-6, Πίνακας 3.5) είναι ίση με:

$$f_{vko} = 0,10 \text{ MPa}$$

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 0,10 MPa, όταν η θλιπτική αντοχή του κονιάματος δεν υπερβαίνει τα 2,0 MPa.

Επομένως η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας του δομήματος της μελέτης υπό οριζόντιο εφελκυσμό (αστοχία περί κατακόρυφο άξονα) λαμβάνεται ίση με :

$$f_{wt} = 0,10 \text{ MPa}$$

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας υπό κατακόρυφο εφελκυσμό είναι περίπου ίση με το μισό της αντοχής υπό οριζόντιο εφελκυσμό.

3.12 ΣΤΟΧΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Οι ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφισταμένων κτιρίων ορίζονται σύμφωνα με τον Πίνακα 1 (ΚΑΔΕΤ, 2021, Πίνακες 2.1 & 2.3.1) και ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτηρίου.

Για το κτήριο μελέτης, η κατηγορία σπουδαιότητας είναι η Σ2 (Συνήθη κτήρια).

Οι στάθμες επιτελεσματικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται συναρτήσει του ανεκτού βαθμού βλάβης .

Στην περίπτωση που μελετάμε, επιλέχθηκε, βάσει του πίνακα 3.1, στάθμη επιτελεσματικότητας B1, «σημαντικές βλάβες», με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.

Το δόμημα δηλαδή, θεωρούμε ότι «έχει υποστεί σημαντικές βλάβες οι 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».

Πίνακας 3.1: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού (ΚΑΔΕΤ, 2021, Πίνακας 2.1)

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Περιορισμένες βλάβες	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

3.13 ΕΠΙΛΟΓΗ ΣΤΑΘΜΗΣ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Για την περίπτωση των μνημείων και διατηρητέων κτιρίων, το επίπεδο της ΣΑΔ ορίζεται από την εκάστοτε αρμόδια Δημόσια Υπηρεσία. Για τις ανάγκες όμως εκπόνησης της εργασίας, επιλέχθηκε «ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας ενιαία για όλο το κτήριο.

3.14 ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Για την σεισμική αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό του κτηρίου, και τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων απαιτείται η ανάλυσή του για τους συνδυασμούς δράσεων που περιγράφονται στην παράγραφο 4.7 της παρούσας.

Με βάση τα εντατικά μεγέθη και τις παραμορφώσεις που προκύπτουν από την ανάλυση, γίνονται οι αντίστοιχοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκε η *ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση*. Οι σεισμικές δυνάμεις εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία, παράλληλα με τις δυο κύριες διευθύνσεις του κτηρίου. Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή, γίνεται θεώρηση ομοιόμορφης καθ' ύψος κατανομής των αδρανειακών σεισμικών δυνάμεων, διότι στα κτήρια από φέρουσα τοιχοποιία με ευπαραμόρφωτα διαφράγματα η μάζα είναι κατά κύριο λόγο κατανομημένη σε όλο το ύψος και μήκος των τοίχων, και όχι στις στάθμες των δαπέδων όπως συμβαίνει στις πλαισιωτές κατασκευές με πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Για την ελαστική ανάλυση του κτηρίου εφαρμόστηκαν δύο μέθοδοι :

- ελαστική ανάλυση-μέθοδος με χρήση ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q
- ελαστική ανάλυση-μέθοδος τοπικών δεικτών πλαστιμότητας ή συμπεριφοράς m .

3.15 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ 3DR.PESSOS

3.15.1 Γενικά

Για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτηρίου υπό την επιβολή στατικών και δυναμικών φορτίων, το κτήριο προσομοιώθηκε με το πρόγραμμα PESSOS της 3DR , το οποίο χρησιμοποιείται για τον έλεγχο δομημάτων φέρουσας τοιχοποιίας (άοπλης ή διαζωματικής). Από την ανάλυση του αριθμητικού μοντέλου, προκύπτουν χρήσιμα συμπεράσματα για το εάν ικανοποιούνται οι ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας του δομήματος που επιβάλλονται από τις εκάστοτε κανονιστικές διατάξεις ή εάν αυτές είναι μειωμένες ώστε να προταθούν τεχνικές επέμβασης όπου αυτό απαιτείται.

3.15.2 Γεωμετρία κτηρίου

Το κτήριο μελέτης είναι δώροφο, ορθογωνικής κάτοψης με φέρουσα τοιχοποιία από άοπλη αργολιθοδομή πάχους 0,50μ. και 0,55μ. Τα πατώματα (μεσοπάτωμα και δώμα) είναι ξύλινα. Πρόκειται δηλαδή για ελαφριά και εύκαμπτη κατασκευή με ουσιαστικά ανύπαρκτη διαφραγματική λειτουργία και ανισότροπη συμπεριφορά. Συγκεκριμένα το μεσοπάτωμα αποτελείται από σανίδωμα επί ξύλινων δοκών διατομής 0,10Χ0,15μ. ανά 0,50μ. , ενώ το δώμα από σανίδωμα επί ξύλινων δοκών διατομής 0,15Χ0,20μ. ανά 0,50μ. Το ύψος του ισογείου είναι 3,25μ. και το ύψος του ορόφου είναι 2,55μ. Το συνολικό ύψος του κτηρίου είναι 5,80μ.

3.15.3 Δημιουργία του προσομοιώματος του κτηρίου

3.15.3.1 Μέθοδος προσομοίωσης

Για την επίλυση και την διαστασιολόγηση του δομήματος εφαρμόστηκε η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, γνωστά ως «στοιχεία κελύφους»– δηλ. shell elements. Κατά την μέθοδο αυτή, η κατασκευή διαιρείται σε έναν αριθμό νοητών υποπεριοχών με απλή γεωμετρία και πεπερασμένο μέγεθος (πεπερασμένα στοιχεία), όπου επιλέγονται σημεία (κόμβοι) τα οποία είναι συνήθως οι κορυφές των στοιχείων και στα οποία θα πρέπει να ικανοποιούνται οι συνθήκες ισορροπίας και συμβιβαστότητας των μετατοπίσεων. Όλα τα πεπερασμένα στοιχεία είναι τετράκομβα. Ως αποτελέσματα παρέχει τάσεις, καθώς για τις δυνάμεις χρειάζεται να γίνει ολοκλήρωση των τάσεων του κάθε πεπερασμένου.

Τα ξύλινα πατώματα δεν προσομοιώθηκαν στο πρόγραμμα. Λήφθηκαν υπό όψη μόνο μέσω των φορτίων των ιδίων βαρών τους, των μόνιμων και των κινητών φορτίων, έτσι ώστε τα φορτία αυτά να κατανεμηθούν στους περιμετρικούς τοίχους. Επίσης δεν λήφθηκαν υπόψη οι ξυλοδεσιές.

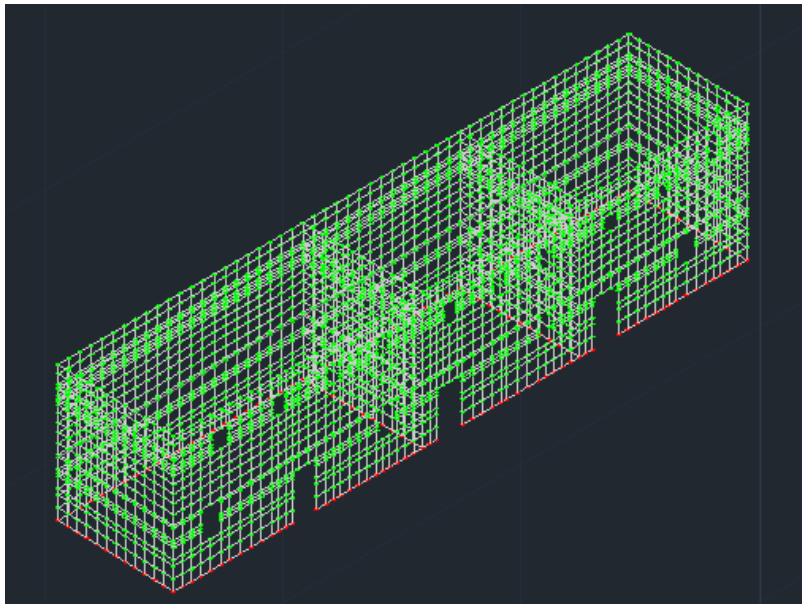
Στην προσομοίωση του φορέα επιτρέπεται να αγνοούνται στοιχεία των οποίων η δυσκαμψία ή δυσστημσία είναι δυσανάλογα μικρότερη από αυτή των κύριων φερόντων στοιχείων, όπως π.χ. τα ξύλινα δάπεδα (ΚΑΔΕΤ, 2021, §5.3.1ζ).

Σε αυτή τη περίπτωση κάθε κατακόρυφος φορέας ανάληψης σεισμικών δυνάμεων επιτρέπεται απλοποιητικώς να μελετάται ανεξάρτητα, λαμβάνοντας υπόψη τις μάζες που προκύπτουν από τις αντίστοιχες επιφάνειες επιρροής. (ΚΑΔΕΤ, 2021, § 5.3.6η)

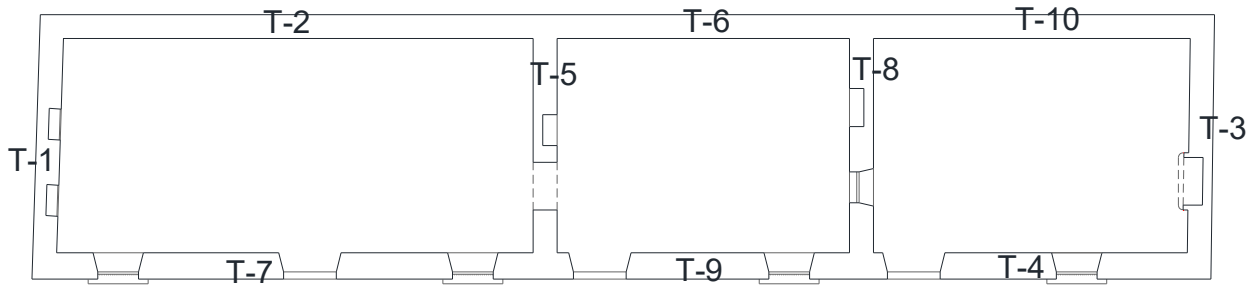
Στο σχήμα 3.7 απεικονίζεται το τρισδιάστατο αριθμητικό μοντέλο του προσομοιώματος βάση του οποίου θα πραγματοποιηθεί η ανάλυση.

Στα σχήματα 3.8 και 3.9, απεικονίζονται ονομαστικά οι τοίχοι του ισογείου και του ορόφου, για τους οποίους γίνεται ο έλεγχος επάρκειας, ενώ στο σχήμα 3.10, απεικονίζονται επίσης ονομαστικά οι πεσσοί του κάθε τοίχου χωριστά προκειμένου να είναι πιο εύκολα αντιληπτή η θέση τους κατά τους ελέγχους.

Επίσης στο σχήμα 3.11, στο τρισδιάστατο μοντέλο της κατασκευής απεικονίζονται και χρωματικά οι πεσσοί στους οποίους έχει χωριστεί ο κάθε τοίχος.

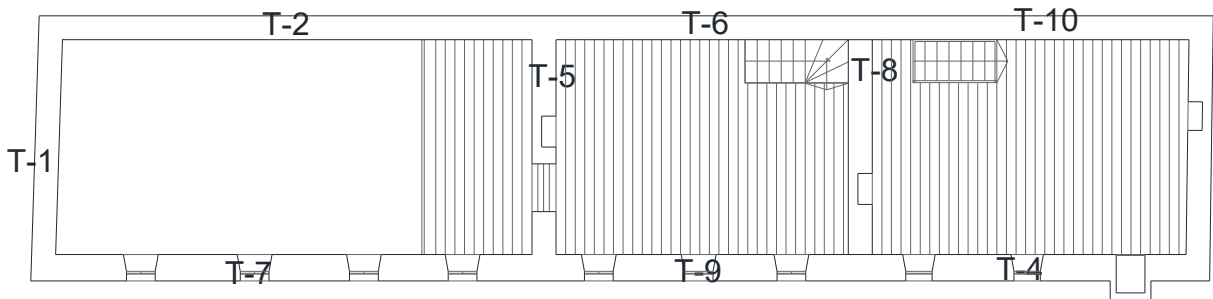


Σχήμα 3.7: Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος στο 3DR.PESSOS



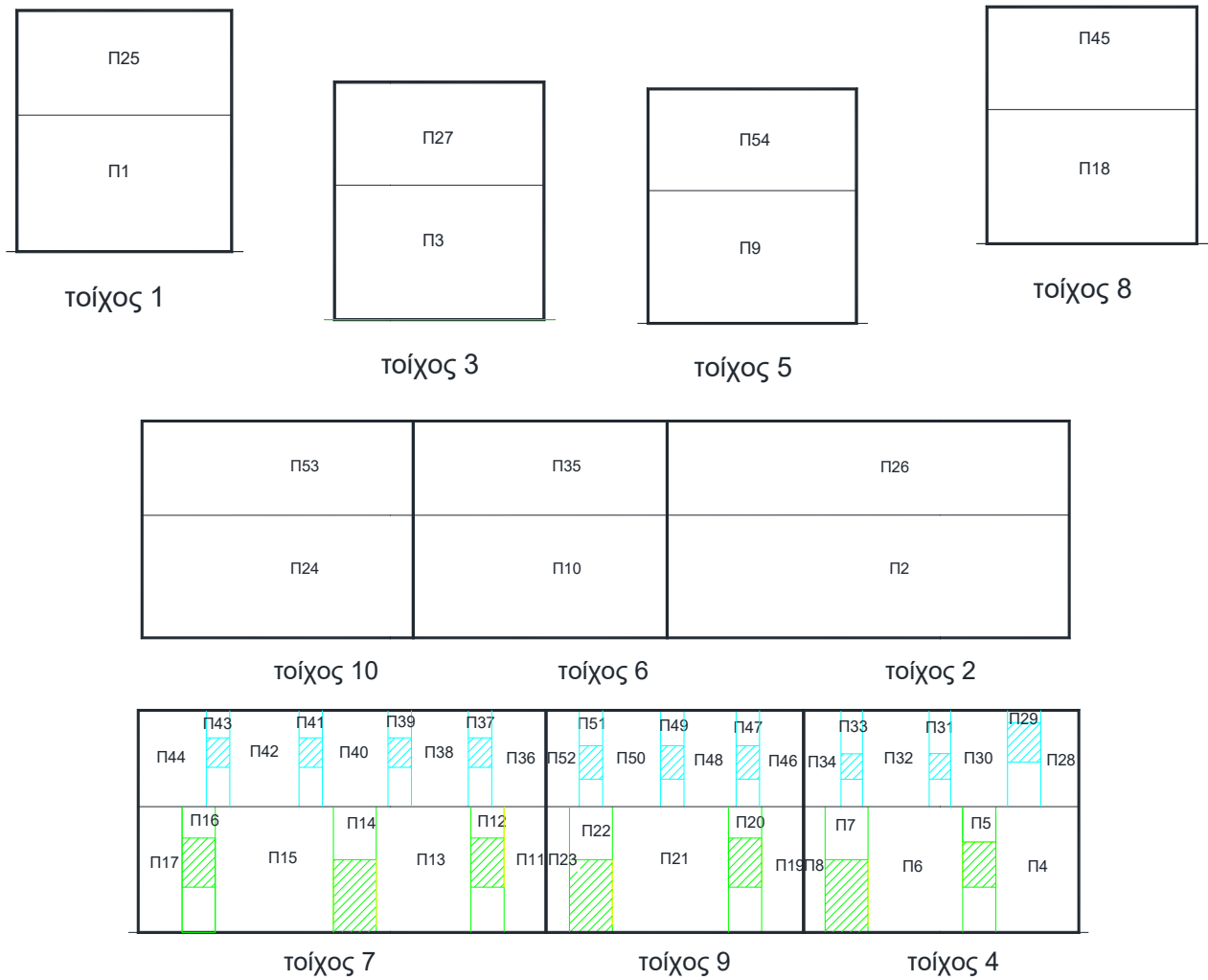
ΚΑΤΟΨΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

Σχήμα 3.8: Ονομαστική απεικόνιση τοιχοποιίας ισογείου

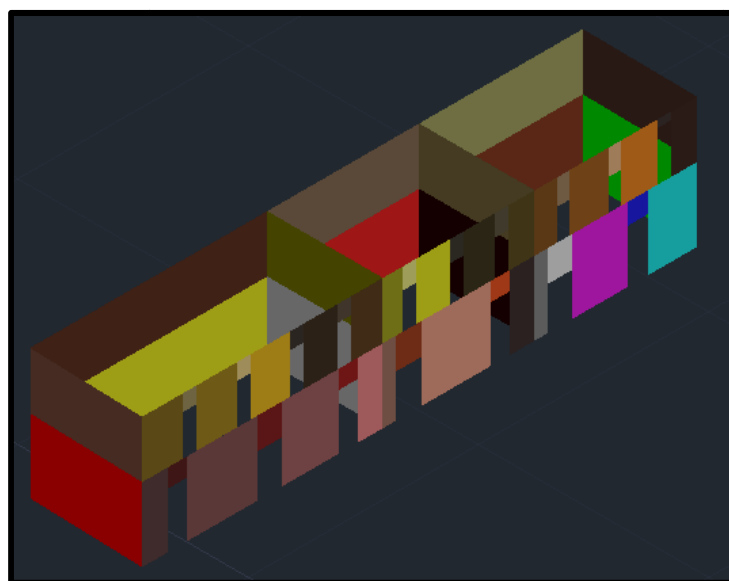


ΚΑΤΟΨΗ ΑΝΩ'ΙΟΥ

Σχήμα 3.9: Ονομαστική απεικόνιση τοιχοποιίας ορόφου



Σχήμα 3.10: Αριθμητική απεικόνιση Πεσσών στάθμης 1 και στάθμης 2



Σχήμα 3.11: Χρωματική απεικόνιση πεσσών στο τρoδιάστατο μοντέλο προσομοιώματος

3.15.3.2 Συνθήκες στήριξης

Όλες οι συνδέσεις των τοίχων της στάθμης 1, με το έδαφος, θεωρήθηκαν ως πακτώσεις.

3.15.3.3 Καθολικό σύστημα αναφοράς, τοπικοί άξονες στοιχείων και διευθύνσεις εφαρμογής τάσεων και εντατικών μεγεθών

Το καθολικό σύστημα αναφοράς ορίζεται ως εξής:

Οριζόντιος Άξονας X, παράλληλος με την μεγάλη πλευρά του κτηρίου

Οριζόντιος άξονας Y, παράλληλος με την μικρή πλευρά του κτηρίου

Κατακόρυφος άξονας Z, καθ' ύψος του κτηρίου

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.

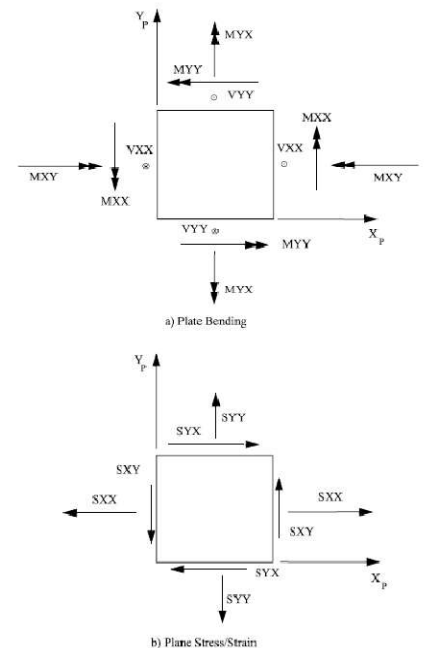
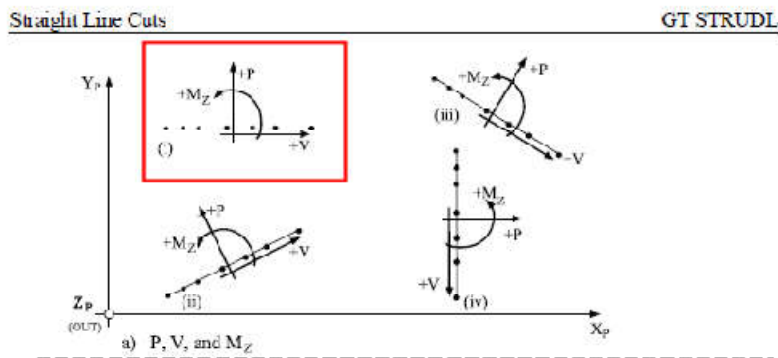
Οι διευθύνσεις εφαρμογής των τάσεων και των εντατικών μεγεθών, σύμφωνα με το πρόγραμμα 3DR.PESSOS, ορίζονται σύμφωνα με το σχήμα 3.12, που ακολουθεί, ως εξής:

Τάσεις στις επιφάνειες των πεπερασμένων:

S_{xx} : ορθές αξονικές τάσεις, εντός επιπέδου

S_{yy} : ορθές αξονικές τάσεις, εντός επιπέδου

S_{xy} και S_{yx} : διατμητικές τάσεις, εντός επιπέδου



Σχήμα 3.12: Διεύθυνση εφαρμογής τάσεων και εντατικών μεγεθών στο τοπικό σύστημα (Παπαρησιδής, 2021)

Το πρόγραμμα ολοκληρώνει τις τάσεις σε 3 διατομές, στη βάση, στο μέσο και στην κορυφή κάθε πεσσού, υπολογίζει τρεις δυνάμεις και τρεις ροπές και κάνει τους ελέγχους.

Ροπές στις επιφάνειες των πεπερασμένων:

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

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

Δυνάμεις N & V στις τομές των στοιχείων:

Για τις διατομές τις οποίες και θα αναλύσουμε στη συνέχεια, ισχύουν οι εξής συμβολισμοί για τις δυνάμεις και τις ροπές:

F_x = Οριζόντια τέμνουσα δύναμη στον πεσσό, (εντός επιπέδου διάτμηση)

F_y = Κατακόρυφη αξονική δύναμη στον πεσσό, (θλιπτικό αξονικό φορτίο)

F_z = Κάθετη δύναμη στο επίπεδο του πεσσού (εκτός επιπέδου διάτμηση)

Ροπές M στις τομές των στοιχείων:

M_x = Καμπτική ροπή εκτός επιπέδου περί οριζοντίου άξονα

M_y = Καμπτική ροπή εκτός επιπέδου περί κατακόρυφου άξονα

M_z = Ροπή εντός επιπέδου πεσσού

3.16 ΕΛΑΣΤΙΚΗ (ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ) ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ, ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΕΝΙΑΙΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q

Κατά την ισοδύναμη στατική ανάλυση του κτηρίου, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων γίνεται με βάση την θεμελιώδη ιδιομορφή ταλάντωσης. Οι σεισμικές δυνάμεις εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία, παράλληλα στις δυο κύριες διευθύνσεις του κτηρίου. Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή, γίνεται θεώρηση δύο εναλλακτικών κατανομών των οριζόντιων σεισμικών φορτίων, της ομοιόμορφης καθ' ύψος του κτηρίου κατανομής και της ανεστραμμένης τριγωνικής κατανομής. Στο κτήριο μελέτης, επιλέχθηκε η ομοιόμορφη κατανομή των οριζόντιων σεισμικών ωθήσεων διότι, όπως προαναφέρθηκε, υπάρχουν ευπαραμόρφωτα διαφράγματα, όπου η μάζα είναι κατά κύριο λόγο κατανεμημένη σε όλο το ύψος και μήκος των τοίχων, και όχι στις στάθμες των δαπέδων όπως συμβαίνει στις πλαισιωτές κατασκευές με πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Η σεισμική αυτή τέμνουσα που εφαρμόζεται στο κτήριο δίνεται από τη σχέση:

$$F = M * S_d(T)$$

όπου

M= Συνολική ταλαντούμενη μάζα του κτηρίου

$S_d(T)$ = Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

3.16.1 Επιλογή του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q

Κατά τη φάση αποτίμησης του κτηρίου η τιμή του δείκτη συμπεριφοράς q' για την στάθμη επιτελεστικότητας B, προκύπτει από τον Πίνακα 3.2 (ΚΑΔΕΤ, 2021, Πίνακας Σ 4.3) που ακολουθεί :

Πίνακας 3.2: Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q' για την στάθμη επιτελεστικότητας B (ΚΑΔΕΤ, 2021, Πίνακας Σ 4.3)

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

Βάσει του παραπάνω πίνακα επιλέγεται: $q' = 1,50$

Στη συνέχεια βάσει του πίνακα 3.3 που ακολουθεί, προσδιορίζεται ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς q^* που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας B1, (ΚΑΔΕΤ, 2021, Πίνακας Σ 4.1):

Πίνακας 3.3: Τιμές του λόγου q^*/q' αναλόγως του στόχου επανελέγχου (ΚΑΔΕΤ, Πίνακας Σ 4.1)

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ		
ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΕΝΕΣ ΒΛΑΒΕΣ (Α)	ΣΗΜΑΝΤΙΚΕΣ ΒΛΑΒΕΣ (Β)	ΟΙΟΝΕΙ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗ (Γ)
0,6	1,0	1,4
Πάντως δε $1,0 < q^* < 1,2$		

Για τη στάθμη επιτελεστικότητας B:

$$q^*/q' = 1,0$$

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι:

$$q_B = q' \times 1,00 = 1,50 \times 1,00 = 1,50$$

3.16.2 Συντελεστές ασφαλείας

Για τον συντελεστή εμπιστοσύνης (CF) σύμφωνα με την §3.3 του EC8-3 καθορίζονται τα ακόλουθα επίπεδα γνώσης:

1. Περιορισμένη γνώση (ΕΓ1)
2. Κανονική γνώση (ΕΓ2) και
3. Πλήρης γνώση (ΕΓ3)

Οι τιμές οι οποίες αποδίδονται στους συντελεστές εμπιστοσύνης που θα χρησιμοποιηθούν σε μια χώρα μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό της Προσάρτημα. Οι προτεινόμενες τιμές είναι $CF_{ΕΓ1} = 1,35$, $CF_{ΕΓ2} = 1,20$, $CF_{ΕΓ3} = 1,00$.

Στην συγκεκριμένη μελέτη χρησιμοποιείται ο συντελεστής $CF_{ΕΓ2} = 1,20$, για κανονική γνώση.

Σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ, §4.5.2 για τις μεταβλητές δράσεις χρησιμοποιούνται γενικώς οι καθιερωμένες τιμές κατά τους Κανονισμούς, ενώ για τις μόνιμες δράσεις λαμβάνονται τιμές ανάλογα με την στάθμη αξιοπιστίας των γεωμετρικών δεδομένων των υφιστάμενων υλικών.

Για τις ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών, σύμφωνα με την §4.5.3.1 του ΚΑΔΕΤ, επειδή ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών και για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, ο συντελεστής ασφαλείας γ_m λαμβάνεται ίσος με 1,35.

3.16.3 Τιμές του όρου a_{gR}/q^* για την τέμνουσα βάσεως, με τιμή αναφοράς που αντιστοιχεί σε στάθμη επιτελεστικότητας (B) και πιθανότητα υπερβάσεως 50 % εντός της 50 – ετίας (βλ. ΕΚ 8-1)

Βάσει του πίνακα 3.4 που ακολουθεί, υπολογίζεται η τιμή της ανηγμένης τέμνουσας βάσεως, δηλαδή η τιμή του όρου a_{gR}/q^* , χωρίς τους συντελεστές γ_I , η , S και 2,5, κατά ΕΚ 8-1 (ΚΑΔΕΤ, 2021, Πίνακας Π4.1).

Πίνακας 3.4: Τιμή του όρου $a_{gR}:q^*$ για την τέμνουσα βάσης (ΚΑΔΕΤ, 2021, Πίνακας Π4.1)

ΠΙΘΑΝΟΤΗΤΑ ΥΠΕΡΒΑΣΗΣ ΕΝΤΟΣ ΤΗΣ 50-ΕΤΙΑΣ	ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ		
	Περιορισμένες βλάβες (A)	Σημαντικές βλάβες (B)	Οιονεί κατάρρευση (Γ)
10%	~1,65	~1,00	~0,70
50%	~1,00	~0,60	~0,45

Για διάρκεια ζωής έργου 50 έτη και πιθανότητα υπερβάσεως εντός της 50-ετίας ίση με 10%, για στάθμη επιτελεστικότητας B, η μέγιστη σεισμική οριζόντια επιτάχυνση του εδάφους, για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II στην οποία ανήκει η περιοχή της Ρόδου, είναι:

$$a_{gR} = 0,24g * 1,00 = 0,24g$$

3.16.4 Φάσμα σχεδιασμού και φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

Για ελαστικές μεθόδους ανάλυσης χρησιμοποιούνται τα τροποποιημένα φάσματα σχεδιασμού. Η επιτάχυνση σχεδιασμού εξαρτάται από την ιδιοπερίοδο της κατασκευής .

Η ιδιοπερίοδος του κτηρίου μπορεί να εκτιμηθεί από την εμπειρική σχέση για λιθοδομή (EN1998-1: §4.3.3.2.2):

$$T = C_t * H^{3/4} \quad (\text{ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ.5.4})$$

όπου,

$$C_t = 0,05 \text{ (για λιθοδομή)}$$

$$H = 5,65 \text{ (ύψος κτηρίου)}$$

$$\text{Άρα: } T = C_t * H^{3/4} = 0,05 * 5,65^{3/4} = 0,18 \text{ sec}$$

Από EC-8, για έδαφος κατηγορίας B:

$$S = 1,20 \quad T_B = 0,15 \quad T_C = 0,50$$

Άρα, για $T_B \leq T \leq T_C$ χρησιμοποιείται η σχέση:

$$S_d(T) = \gamma_I * a_{gR} * S * (2,5/q)$$

όπου

$\gamma_I = 1$ συντελεστής σπουδαιότητας, για σπουδαιότητα Σ2

$a_{gR} = 0,24g$ μέγιστη σεισμική οριζόντια επιτάχυνση του εδάφους

$S = 1,20$ συντελεστής εδάφους, για έδαφος B

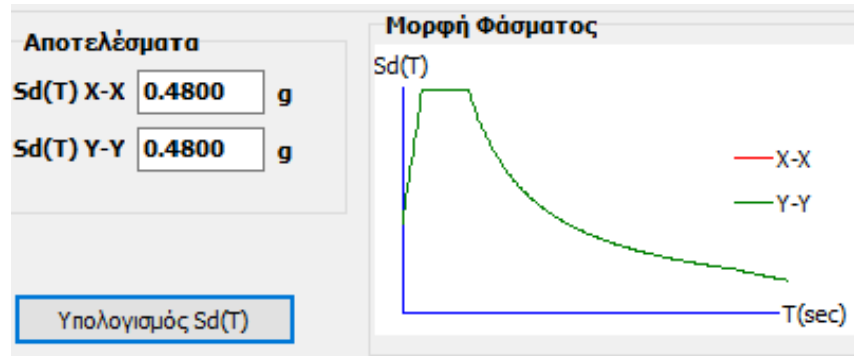
$q = 1,5$

Αντικαθιστώντας προκύπτει η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού:

$$S_d(T) \text{ X-X} = 1 * 0,24g * 1,20 * (2,5/1,5) = 0,48g$$

$$S_d(T) \text{ Y-Y} = 1 * 0,24g * 1,20 * (2,5/1,5) = 0,48g$$

Στο σχήμα 3.14, παρουσιάζεται το τροποποιημένο φάσμα σχεδιασμού, για στάθμη επιτελεστικότητας B:



Σχήμα 3.13: Τροποποιημένο Φάσμα σχεδιασμού

3.16.5 Επιβαλλόμενα φορτία

Τα επιβαλλόμενα φορτία που λαμβάνονται υπόψη στο προσομοίωμα του κτηρίου, περιλαμβάνουν τα στατικά κατακόρυφα φορτία και τα σεισμικά φορτία. Τα στατικά φορτία αποτελούνται από το ίδιο βάρος της κατασκευής καθώς και τα εξωτερικά μόνιμα και κινητά φορτία των ξύλινων πλακών τα οποία διανέμονται κατά τη διεύθυνση των φερόντων τοίχων επάνω στους οποίους εδράζονται οι ξύλινες δοκοί.

Το ίδιο βάρος του κτηρίου υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα, βάσει της γεωμετρίας του κτηρίου και τα ειδικά βάρη της τοιχοποιίας και των ξύλινων πατωμάτων, που έχουμε ορίσει στο αρχείο υλικών.

Επί των πλακών θεωρήθηκε ως μόνιμο φορτίο ίσο με 1,0 kN/m² και κινητό φορτίο ίσο με 2,0 kN/m².

Ως σεισμικό φορτίο λαμβάνεται η σεισμική τέμνουσα η οποία θεωρείται ότι επιβάλλεται ως στατικό φορτίο στο κτήριο κατά τη στιγμή της σεισμικής διέγερσης. Η σεισμική δύναμη υπολογίζεται από το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα-8, για ζώνη σεισμικότητας II , κατηγορία εδάφους B, εδαφική επιτάχυνση 0,24 και συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,50$.

3.16.6 Συνδυασμοί φόρτισης

Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό λόγω σεισμού, δεν ελέγχονται θέματα λειτουργικότητας. Οι συνδυασμοί των δράσεων, για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας (βασικοί και τυχηματικοί συνδυασμοί), γίνονται σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς και με τους αντίστοιχους συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων ψ_i .

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ, ο σεισμικός συνδυασμός δράσεων για συνήθη κτήρια δίνεται από τη σχέση:

$$S_d = G + \psi_2 Q \pm E$$

όπου ο συντελεστής ψ_2 για συνήθη κτήρια ορίζεται ίσος με $\psi_2 = 0,30$

Έτσι δημιουργήθηκαν οι παρακάτω βασικοί συνδυασμοί φόρτισης:

Πίνακας 3.5: Συνδυασμοί φόρτισης, όπου G ΚΑΙ Q τα μόνιμα και κινητά φορτία αντίστοιχα και E_x και E_y οι σεισμικές δράσεις κατά x και y αντίστοιχα

A/A	Περιγραφή	Τιμή
1	EC1-006	$G + 0.30 Q + E_x + 0.30 E_y$
2	EC1-015	$G + 0.30 Q + E_x - 0.30 E_y$
3	EC1-024	$G + 0.30 Q - E_x + 0.30 E_y$
4	EC1-033	$G + 0.30 Q - E_x - 0.30 E_y$
5	EC1-042	$G + 0.30 Q + 0.30 E_x + E_y$
6	EC1-051	$G + 0.30 Q + 0.30 E_x - E_y$
7	EC1-060	$G + 0.30 Q - 0.30 E_x + E_y$
8	EC1-069	$G + 0.30 Q - 0.30 E_x - E_y$

3.16.7 Γενικοί έλεγχοι του κτηρίου μελέτης

Έλεγχος ανατροπής (ΚΑΔΕΤ, 2021, § 5.3.8)

Ο έλεγχος πραγματοποιείται ως εξής:

α) Έλεγχος εκκεντρότητας (ΚΑΔΕΤ, 2021, §5.3.8.(α))

Η συνολική αξονική δύναμη N που προκύπτει από τη μάζα του κτηρίου υπολογίζεται ως εξής:

Ίδιο βάρος κτηρίου : -3.862,9 kN

Μόνιμα φορτία κτηρίου: -199,93 kN

Κινητά φορτία κτηρίου: -399,87 kN

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι:

$G = -3862,9 - 199,93 = -4062,83$ kN

$Q = -399,87$ kN

$N_{(G+Q)} = -4062,83 - 399,87 = 4462,7$ kN

$N_{(1,35G+1,50Q)} = -1,35 * 4062,83 - 1,50 * 399,87 = 5484,8 + 599,8 = 6084,6$ kN

$N_{(G+0,30Q)} = -4062,83 - 0,30 * 399,87 = -4062,83 - 119,96 = \mathbf{4182,79$ kN

Η σεισμική τέμνουσα που εφαρμόζεται στο κτήριο είναι:

$$F = M * Sd(T) = \frac{4182,79}{g} * 0,48g = \mathbf{2007,74}$$
 kN

Η ροπή ανατροπής την οποία προκαλεί ο σεισμός, προκύπτει από την σεισμική τέμνουσα βάσης επί την απόσταση από το σημείο δράσης της συνισταμένης οριζόντιας σεισμικής δύναμης μέχρι τη στάθμη ελέγχου και από την ανάλυση προκύπτει ότι είναι ίση με $M = 6230,26$ kNm

Ο έλεγχος εκκεντρότητας, γίνεται βάσει του πίνακα 3.6, κατά τη διεύθυνση X και Y, ως εξής:

Πίνακας 3.6: Έλεγχος εκκεντρότητας

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΒΑΣΕΙ & 5.3.8.(α)						ΛΟΓΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ
$e = \frac{M}{N} \leq elim = L/6$						
Διεύθυνση	L (m)	M (kNm)	N (kN) G+0,30Q	M/N (m)	L/6 (m)	λ
X	24,66	6230,26	4182,79	1,48	4,11	0,36
Y	5,55	6230,26	4182,79	1,48	0,925	1,60

Επομένως ο έλεγχος εκκεντρότητας κατά την διεύθυνση Y, δεν ικανοποιείται. Σε αυτή την περίπτωση που η εκκεντρότητα υπερβαίνει την τιμή L/6 και μέχρι το 1/2, θα πρέπει να εξασφαλίζεται ότι τα θλιβόμενα τμήματα των τοίχων μπορούν να παραλάβουν το σύνολο των οριζοντίων και κατακόρυφων φορτίων.

β) Έλεγχος αδρανούς περιοχής (ΚΑΔΕΤ, 2021, §5.3.8.(β))

C_m : Συντελεστής δρώσας 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. (=2 για θεώρηση ομοιόμορφης κατανομής, και 1.5 για θεώρηση ανεστραμμένης τριγωνικής κατανομής).

$S_e(T)/g$: Η τιμή της ανηγμένης φασματικής ολικής επιτάχυνσης που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού (κατά τον EN1988-1 § 3.2.2.2), για τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T του κτηρίου (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 EN 1988-1 §3.2.2.2) = 1

H: το ύψος του κτηρίου = 5,65 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

$N_{(G+0,30Q)}$ = 4182,79 kN

κατά την διεύθυνση X:

$$\frac{\zeta_e * \Omega_w}{C_m * n * S * H} \left[\frac{f_{tm}}{N} + \frac{1}{A_w} \right] = \frac{2 * 460,04}{1 * 1 * 1,2 * 5,66} \left[\frac{100}{4182,79} + \frac{1}{25,25} \right] = 8,60$$

κατά την διεύθυνση Y:

$$\frac{\zeta_e * \Omega_w}{C_m * n * S * H} \left[\frac{f_{tm}}{N} + \frac{1}{A_w} \right] = \frac{2 * 90,82}{1 * 1 * 1,2 * 5,66} \left[\frac{100}{4182,79} + \frac{1}{10,05} \right] = 3,286$$

Ο έλεγχος αδρανούς περιοχής, βάσει του πίνακα 3.7, έχει ως εξής:

Πίνακας 3.7: Έλεγχος αδρανούς περιοχής

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΒΑΣΕΙ & 5.3.8.(β)						ΛΟΓΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑ Σ
$\frac{S_e}{g} \leq \frac{\zeta_e * \Omega_w}{C_m * n * S * H} \left[\frac{f_{tm}}{N} + \frac{1}{A_w} \right]$						
Διεύθυνση	T (sec)	S_e (m/sec ²)	Ω_w (m ³)	A_w (m ²)	$\frac{\zeta_e * \Omega_w}{C_m * n * S * H} \left[\frac{f_{tm}}{N} + \frac{1}{A_w} \right]$	λ
X	0,15	0,72g	460,04	25,25	8,60	0,08
Y	0,15	0,72g	90,82	10,05	3,286	0,22

γ) Έλεγχος μέγιστης ορθής θλιπτικής τάσης (ΚΑΔΕΤ, 2021, §5.3.8.(γ))

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

N: το συνολικό κατακόρυφο φορτίο από τον υπόψη σεισμικό συνδυασμό, $N_{(G+0,30Q)} = 4182,79$ kN

A_w : Συνολικό εμβαδόν φερόντων τοίχων στη στάθμη ελέγχου

M: η ροπή ανατροπής (= Τέμνουσα βάση επί την απόσταση από το σημείο δράσης της συνισταμένης οριζόντιας σεισμικής δύναμης μέχρι τη στάθμη ελέγχου, η οποία λαμβάνεται 0.5H για θεώρηση ομοιόμορφης καθ' ύψος κατανομής των οριζόντιων σεισμικών φορτίων και 0.67H για ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή), $M = 6230,26$ kNm

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

f_{mc} : 2000 kN/m² μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

κατά την διεύθυνση X:

$$\sigma_{wc} = -\frac{N}{A_w} - \frac{M}{\Omega_w} = -\frac{4182,79}{25,25} - \frac{6230,26}{460,04} = -179,19 \text{ kN/m}^2$$

κατά την διεύθυνση Y:

$$\sigma_{wc} = -\frac{N}{A_w} - \frac{M}{\Omega_w} = -\frac{4182,79}{10,05} - \frac{6230,26}{90,82} = -484,79 \text{ kN/m}^2$$

Άρα, ο έλεγχος της μέγιστης ορθής θλιπτικής τάσης, βάσει του πίνακα 3.8, έχει ως εξής:

Πίνακας 3.8: Έλεγχος μέγιστης ορθής θλιπτικής τάσης

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΒΑΣΕΙ & 5.3.8.(γ)							ΛΟΓΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ
$\sigma_{wc} = -\frac{N}{A_w} - \frac{M}{\Omega_w}$							
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	4182,79	25,25	6230,26	460,04	2000	179,19	0,09
Y	4182,79	10,05	6230,26	90,82	2000	484,79	0,24

3.16.8 Έλεγχος τοιχοποιίας σε κατακόρυφα φορτία

N_{sdmax} : Η μέγιστη αξονική δύναμη, στη βάση κάθε πεσσού που προκύπτει από την ανάλυση του κτηρίου για τον συνδυασμό φόρτισης 1,35G+1,50Q

A_w : το εμβαδόν του πεσσού στη στάθμη ελέγχου

$f_d(=f_{mc}/\gamma_m)$: η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας, με

$f_{mc}= 2000 \text{ kN/m}^2$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

$\gamma_w= 1,35$ συντελεστής ασφαλείας, για ΣΑΔ «ικανοποιητική»

Άρα: $f_d = 2000/1,35= 1481,48 \text{ kN/m}^2$

Η μέγιστη ορθή τάση στη βάση του κάθε πεσσού υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_c = N_{sdmax}/A_w$$

Ο έλεγχος της τοιχοποιίας σε κατακόρυφα φορτία για την στάθμη 1 και την στάθμη 2, παρουσιάζεται στους πίνακες 3.9 και 3.10, που ακολουθούν:

Πίνακας 3.9: Έλεγχος σε κατακόρυφα φορτία, στάθμης 1

Στάθμη 1

A/A ΤΟΙΧΩΝ	A/A ΠΕΣΣΩΝ	L (m)	t (m)	A_w (m ²)	N_{sdmax} (kN)	σ_c (KPa)	f_d (KPa)	Έλεγχος
1	1	5,027	0,50	2,514	445,79	177,358	1481,48	0,12
2	2	10,29	0,50	5,145	951,24	184,886	1481,48	0,12
3	3	5,025	0,50	2,513	466,54	185,688	1481,48	0,13
4	4	2,13	0,55	1,172	287,21	245,164	1481,48	0,17
	6	2,425	0,55	1,334	261,95	196,401	1481,48	0,13
5	9	5,025	0,50	2,513	465,66	185,337	1481,48	0,13
6	10	6,60	0,50	3,300	653,10	197,909	1481,48	0,13
7	11	1,084	0,55	0,596	177,02	296,914	1481,48	0,20
	13	2,425	0,55	1,334	267,65	200,675	1481,48	0,14
	15	3,025	0,55	1,664	302,49	181,812	1481,48	0,12
	17	1,12	0,55	0,616	189,12	307,013	1481,48	0,21
8	18	5,025	0,50	2,513	481,76	191,745	1481,48	0,13
9	19	1,084	0,55	0,596	158,28	265,481	1481,48	0,18
	21	2,975	0,55	1,636	338,53	206,894	1481,48	0,14
10	24	7,11	0,50	3,555	753,29	211,896	1481,48	0,14

Πίνακας 3.10: Έλεγχος σε κατακόρυφα φορτία, στάθμης 2

Στάθμη 2

A/A ΤΟΙΧΩΝ	A/A ΠΕΣΣΩΝ	L (m)	t (m)	Aw (m ²)	N _{sdmax} (kN)	σ _c (KPa)	f _d (KPa)	Έλεγχος
1	25	5,027	0,50	2,514	199,77	79,463	1481,48	0,05
2	26	10,292	0,50	5,146	416,53	80,942	1481,48	0,05
3	27	5,025	0,50	2,513	194,34	77,334	1481,48	0,05
4	28	1,104	0,55	0,607	49,67	81,829	1481,48	0,06
	30	1,583	0,55	0,871	57,63	66,165	1481,48	0,04
	32	1,708	0,55	0,939	70,41	74,984	1481,48	0,05
	34	0,949	0,55	0,522	37,12	71,111	1481,48	0,05
5	54	5,025	0,50	2,513	217,69	86,626	1481,48	0,06
6	35	6,60	0,50	3,300	260,18	78,842	1481,48	0,05
7	36	1,401	0,55	0,771	60,27	78,171	1481,48	0,05
	38	1,457	0,55	0,801	70,13	87,553	1481,48	0,06
	40	1,68	0,55	0,924	63,93	69,188	1481,48	0,05
	42	1,773	0,55	0,975	81,24	83,323	1481,48	0,06
	44	1,737	0,55	0,955	74,32	77,822	1481,48	0,05
8	45	5,025	0,50	2,513	212,84	84,696	1481,48	0,06
9	46	1,138	0,55	0,626	47,10	75,240	1481,48	0,05
	48	1,335	0,55	0,734	58,43	79,605	1481,48	0,05
	50	1,483	0,55	0,816	60,02	73,554	1481,48	0,05
	52	0,842	0,55	0,463	35,55	76,782	1481,48	0,05
10	53	7,112	0,50	3,556	281,50	79,162	1481,48	0,05

3.16.9 Αναλυτικός υπολογισμός λόγου ανεπάρκειας λ , πεσσού 6 και πεσσού 32, τοίχου 4, με καθολικό δείκτη q , σε όρους δυνάμεων

Στη συνέχεια παρουσιάζεται αναλυτικά ο έλεγχος επάρκειας στη βάση του πεσσού 6, του ισογείου, για εντός επιπέδου δράση σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$ και ο έλεγχος επάρκειας τη βάση του πεσσού 32, του ορόφου, για εκτός επιπέδου δράση, σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+0.30Ex+Ey$, σύμφωνα με την μέθοδο του καθολικού δείκτη q

Έλεγχος επάρκειας πεσσού 6 σε εντός επιπέδου δράση

Ο πεσσός 6 έχει μήκος $L=2,425m$ και ύψος $H=3,20m$. Τα εντατικά μεγέθη στη βάση του πεσσού 6, όπως υπολογίστηκαν από την ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$ παρουσιάζονται στον πίνακα 3.11 που ακολουθεί:

Πίνακας 3.11: Εντατικά μεγέθη πεσσού 6 για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$

ΤΟΙΧΟΣ 4, ΠΕΣΣΟΣ 6: $L=2,425m$ / $H_{o_z}= 5,47m$						
ΣΤΑΘΜΗ 1						
Συνδυασμός φόρτισης	Εντατικά μεγέθη					
	F_x (V_{sd}) [kN]	F_y (N_{sd}) [kN]	F_z [kN]	M_x ($M_{sd,x}$) [kNm]	M_y ($M_{sd,y}$) [kNm]	M_z ($M_{sd,z}$) [kNm]
$G+0.30Q+Ex+0.30Ey$	99,43	135,91	10,11	14,32	1,63	79,29

➤ Αντοχή υπό αξονική δύναμη και κάμψη

Η ικανοτική τέμνουσα V_f στον πεσσό 6, του τοίχου 4, της στάθμης 1 υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_f = \frac{LN}{2H_0} (1 - 1,15v_{sd})$$

όπου:

$$H_0 = 5,47m$$

$$L = 2,425m$$

$$t = 0,55m$$

$N_{sd(G+0,30Q)} = -135,91kN$ (= F_y στη βάση του πεσσού, όπως προκύπτει από την ανάλυση για τον συγκεκριμένο σεισμικό συνδυασμό φόρτισης)

$V_{sd} = -99,43kN$ (= F_x στη βάση του πεσσού, όπως προκύπτει από την ανάλυση για τον συγκεκριμένο σεισμικό συνδυασμό φόρτισης)

$$f_d = f_{mc}/\gamma_w$$

$f_{mc} = 2000 \text{ kN/m}^2$ (μέση θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας)

$\gamma_w = 1,35$ για ΣΑΔ «ικανοποιητική»

$$f_d = 2000/1,35 = 1481,48 \text{ kN/m}^2 \text{ (θλιπτική αντοχή σχεδιασμού τοιχοποιίας)}$$

(ΚΑΔΕΤ, 2021, §4.5.3.1)

Ανοιγμένο αξονικό φορτίο:

$$v_{sd} = N_{sd} / (L * t * f_d) = 135,91 \text{ kN} / (2,425 \text{ m} * 0,55 \text{ m} * 1481,48 \text{ kN/m}^2) = 135,91 / 1975,92 = 0,0687$$

Άρα:

$$V_f = \frac{2,425 * 135,91}{2 * 5,47} * (1 - 1,15 * 0,0687) = \frac{329,58}{10,94} * 0,92 \rightarrow V_f = 27,73 \text{ kN}$$

➤ **Αντοχή υπό διατμητική ένταση**

Η διατμητική αντοχή του τοίχου εντός επιπέδου ορίζεται ως η ελάχιστη των παρακάτω δύο μηχανισμών διατμητικής αστοχίας:

α) Λόγω διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας (ΚΑΔΕΤ, 2021, §7.2.2i)

$$f_{vd,t} = \sqrt{f_{wtd} * (f_{wtd} + v_{sd} * f_d)}$$

Όπου:

$$H_0 = 5,47 \text{ m}$$

$$L' = l_c = 1,89 \text{ m}, \text{ θλιβόμενη περιοχή του πεσσού}$$

$$t = 0,55 \text{ m}$$

$$N_{sd(G+0,30Q)} = -135,91 \text{ kN} \text{ (=F}_y \text{ στη βάση του πεσσού, όπως προκύπτει από την ανάλυση για τον συγκεκριμένο σεισμικό συνδυασμό φόρτισης)}$$

$$V_{sd} = -99,43 \text{ kN} \text{ (=F}_x \text{ στη βάση του πεσσού, όπως προκύπτει από την ανάλυση για τον συγκεκριμένο σεισμικό συνδυασμό φόρτισης)}$$

$$f_d = f_{mc} / \gamma_w$$

$$f_{mc} = 2000 \text{ kN/m}^2 \text{ (μέση θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας)}$$

$$\gamma_w = 1,35 \text{ για ΣΑΔ «ικανοποιητική»}$$

$$f_d = 2000 / 1,35 = 1481,48 \text{ kN/m}^2 \text{ (θλιπτική αντοχή σχεδιασμού τοιχοποιίας) (ΚΑΔΕΤ, & 4.5.3.1)}$$

$$f_{vmo} = 100 \text{ kN/m}^2 \text{ (διατμητική αντοχή στη περίπτωση απουσίας κατακόρυφου φορτίου, για φυσικούς λαξευτούς λίθους, από πίνακα 3.4, EC-6)}$$

$$f_b = 30 \text{ MPa} = 30 * 10^3 \text{ kN/m}^2 \text{ (ανηγμένη θλιπτική αντοχή λιθοσώματος)}$$

$$f_{wtd} = 100 \text{ kN/m}^2 \text{ (μέση αντοχή της τοιχοποιίας σε εφελκυσμό)}$$

$$v_{sd} * f_d = N_{sd} / L * t = 135,91 \text{ kN} / (2,425 \text{ m} * 0,55 \text{ m}) = 135,91 / 1,3337 = 101,90 \text{ kN/m}^2$$

Άρα:

$$f_{vd,t} = \sqrt{100 * (100 + 101,90)} = 142,09 \text{ kN}$$

Η διατμητική αντίσταση του πεσσού υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{v,t} = f_{vd,t} * L' * t$$

Άρα:

$$V_{v,t} = 142,09 * 1,89 * 0,55 = 147,70 \text{ kN}$$

β) Λόγω ολίσθησης κατά μήκος οριζόντιου αρμού κονιάματος (ΚΑΔΕΤ, 2021, §7.2.2ii)

Η μέση διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας, η οποία συνυπολογίζει και την παρουσία κατακόρυφου φορτίου είναι:

$$f_{vd,s} = f_{vm0} + 0,4 * \frac{N_{sd}}{L' * t} \leq 0,065 * f_b$$

$$f_{vd,s} = \frac{100}{1,20} + 0,4 * \frac{135,91}{1,89 * 0,55} = 135,63 \text{ kN}$$

Η διατμητική αντίσταση του πεσσού υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{v,s} = f_{vd,s} * L' * t$$

Άρα:

$$V_{v,s} = 135,63 * 1,89 * 0,55 = 140,9 \text{ kN}$$

Άρα η διατμητική αντίσταση του πεσσού είναι:

$$\boxed{V_v = \min(V_{v,t}, V_{v,s}) \rightarrow V_v = 140,9 \text{ kN}}$$

Κατά τον έλεγχο επάρκειας του πεσσού συγκρίνεται η τέμνουσα σχεδιασμού με την ελάχιστη των τιμών V_v και V_f .

Εάν $V_v \leq V_f$, θεωρείται ότι κρίσιμη για την αστοχία του τοίχου είναι η τέμνουσα και ο τοίχος ελέγχεται από διάτμηση, άλλως θεωρείται ότι κρίσιμη είναι η ροπή και ο τοίχος ελέγχεται από τη κάμψη (ΚΑΔΕΤ, 2021, §7.2.3)

Επειδή $V_f < V_v$, κρίσιμη για την αστοχία του πεσσού από ελαστικές δυνάμεις είναι η κάμψη.

Άρα η καμπτική ικανότητα του πεσσού, είναι:

$$\boxed{V_{Rd} = 27,73 \text{ kN}}$$

Λόγος ανεπάρκειας, λ:

Η δρώσα τέμνουσα στη βάση του πεσσού, όπως αυτή προκύπτει από την ανάλυση είναι $\rightarrow V_{sd} = 99,43 \text{ kN}$

Άρα για τον λόγο ανεπάρκειας λ , προκύπτει το συμπέρασμα ότι :

$$\lambda = V_{sd} / V_{Rd} = 99,43 / 27,73 = \mathbf{3,59 \text{ ΑΣΤΟΧΙΑ}}$$

➤ **Αντοχή υπό κάμψη:**

Η καμπτική αντοχή σχεδιασμού του πεσσού, με θεώρηση αδρανούς περιοχής είναι:

$$M_{Rd} = N_{sd} * (1 - 1,15v_{sd}) * L/2$$

όπου

$$H_0 = 5,47\text{m}$$

$$L = 2,425\text{m}$$

$$t = 0,55\text{ m}$$

$M_{Rd,z} = 79,29\text{kNm}$ (=Mz στη βάση του πεσσού, όπως προκύπτει από την ανάλυση για τον συγκεκριμένο σεισμικό συνδυασμό φόρτισης)

$N_{sd} = -135,91\text{kN}$ (=Fy στη βάση του πεσσού, όπως προκύπτει από την ανάλυση για τον συγκεκριμένο σεισμικό συνδυασμό φόρτισης)

$$v_{sd} = 0,0687$$

Άρα:

$$M_{Rd} = 135,91 * (1 - 1,15 * 0,0687) * \frac{2,425}{2} \rightarrow MRd = 151,76\text{ kNm}$$

Λόγος ανεπάρκειας, λ:

Η δρώσα ροπή κάμψης στη βάση του πεσσού, όπως αυτή προκύπτει από την ανάλυση είναι $\rightarrow M_{sd,z} = 79,29\text{ kNm}$

Άρα προκύπτει για τον λόγο ανεπάρκειας λ , ότι :

$$\lambda = M_{sd,z} / M_{Rd} = 79,29/151,76 = \mathbf{0,52\text{ ΕΠΑΡΚΕΙΑ}}$$

Έλεγχος επάρκειας πεσσού 32 σε εκτός επιπέδου δράση

Ο πεσσός 32 έχει μήκος $L=1,71\text{m}$ και ύψος $H=2,46\text{m}$. Τα εντατικά μεγέθη στη βάση του πεσσού 32, όπως υπολογίστηκαν από την ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+0.30Ex+Ey$ παρουσιάζονται στον πίνακα 3.12 που ακολουθεί:

Πίνακας 3.12 : Εντατικά μεγέθη πεσσού 32 για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+0.30Ex+Ey$

ΤΟΙΧΟΣ 4, ΠΕΣΣΟΣ 32: $L=1,71\text{m}$ / $H_{o_x}=2,81\text{m}$						
ΣΤΑΘΜΗ 2						
Συνδυασμός φόρτισης	Εντατικά μεγέθη					
	F_x (V_{sd}) [kN]	F_y (N_{sd}) [kN]	F_z [kN]	M_x ($M_{sd,x}$) [kNm]	M_y ($M_{sd,y}$) [kNm]	M_z ($M_{sd,z}$) [kNm]
$G+0.30Q+0.30Ex+Ey$	0,079	35,22	1,34	5,61	25,98	2,67

➤ **Υπολογισμός εκτός επιπέδου ροπής κάμψης, περί οριζόντιο άξονα (ΚΑΔΕΤ, §7.3, εξ.7.6α):**

Η ροπή κάμψης την οποία μπορεί να αναλάβει η διατομή ελέγχου, είναι:

$$M_{Rd1,o} = \frac{1}{2} * l * t_w^2 * \sigma_o * \left(1 - \frac{\sigma_o}{f_d}\right)$$

όπου

$$H_{o_x}=2,81\text{m}$$

$$L=1,71\text{m}$$

$$t_w=0,55\text{m}$$

$N_{sd}=-35,22\text{kN}$ (=Fy στη βάση του πεσσού, όπως προκύπτει από την ανάλυση για τον συγκεκριμένο σεισμικό συνδυασμό φόρτισης)

$M_{sd,x}=5,61\text{kNm}$ (=Mx στη βάση του πεσσού, όπως προκύπτει από την ανάλυση για τον συγκεκριμένο σεισμικό συνδυασμό φόρτισης)

$$f_d=2000/1,35=1481,48\text{kN/m}^2$$

Η μέση θλιπτική τάση λόγω αξονικής δράσεως στην διατομή ελέγχου είναι:

$$\sigma_o = N_{sd}/l * t_w$$

$$\sigma_o = 35,22 \text{ kN}/1,71\text{m} * 0,55\text{m} = 35,22/0,9405 = 37,44\text{kN/m}^2$$

Άρα:

$$M_{Rd1,o} = \frac{1}{2} * 1,71 * 0,55^2 * 37,44 * \left(1 - \frac{37,44}{1481,48}\right)$$

$$M_{Rd1,o} = 0,258 * 37,44 * 0,97 \rightarrow M_{Rd1,o} = 9,36 \text{ kNm}$$

Λόγος ανεπάρκειας, λ:

Η δρώσα ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα στη βάση του πεσσού, όπως αυτή προκύπτει από την ανάλυση είναι $\rightarrow M_{sd,x} = 5,61 \text{ kNm}$

Άρα για τον λόγο ανεπάρκειας λ, προκύπτει το συμπέρασμα ότι :

$$\lambda = M_{sd,x} / M_{Rd1,0} = 5,61 / 9,36 = \mathbf{0,60 \text{ ΕΠΑΡΚΕΙΑ}}$$

Η ικανοτική τέμνουσα, F_{yR} η οποία προκύπτει από το πηλίκο της καμπτικής αντοχής διά την απόσταση μεταξύ της διατομής στην οποία επιτυγχάνεται η καμπτική ικανότητα και του σημείου μηδενισμού των ροπών, είναι ίση με :

$$F_{yR} = \frac{M_{Rd1,0}}{H_0} = \frac{9,36}{2,81} = 3,33 \text{ kN}$$

Η δρώσα τέμνουσα όπως προκύπτει από την ανάλυση είναι ίση με:

$$F_y = \frac{M_{sd,x}}{H_0} = \frac{5,61}{2,81} = 1,99 \text{ kN}$$

Άρα για τον λόγο ανεπάρκειας λ, προκύπτει το συμπέρασμα ότι :

$$\lambda = 1,99 / 3,33 = \mathbf{0,60 \text{ ΕΠΑΡΚΕΙΑ}}$$

➤ **Υπολογισμός εκτός επιπέδου ροπής κάμψης, περί κατακόρυφο άξονα (ΚΑΔΕΤ, §7.3, εξ.7.6β) :**

Η ροπή κάμψης την οποία μπορεί να αναλάβει η διατομή ελέγχου, είναι:

$$M_{Rd2,0} = \frac{1}{6} * f_{wt,d} * t^2 * l$$

όπου,

$$H_0 = 2,81 \text{ m}$$

$$L = 1,71 \text{ m}$$

$$t_w = 0,55 \text{ m}$$

$N_{sd} = -35,22 \text{ kN}$ (=F_y στη βάση του πεσσού, όπως προκύπτει από την ανάλυση για τον συγκεκριμένο σεισμικό συνδυασμό φόρτισης)

$M_{sd,y} = 25,98 \text{ kNm}$ (=M_y στη βάση του πεσσού, όπως προκύπτει από την ανάλυση για τον συγκεκριμένο σεισμικό συνδυασμό φόρτισης)

$$f_{wt,d} = 100/1,35 = 74,07 \text{ kN/m}^2$$

Άρα:

$$M_{Rd2,0} = \frac{1}{6} * 74,07 * 0,55^2 * 1,71 \rightarrow M_{Rd2,0} = 6,38 \text{ kNm}$$

Λόγος ανεπάρκειας, λ :

Η δρώσα ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα στη βάση του πεσσού, όπως αυτή προκύπτει από την ανάλυση είναι $\rightarrow M_{sd,y} = 25,98 \text{ kNm}$

Άρα για τον λόγο ανεπάρκειας λ , προκύπτει το συμπέρασμα ότι :

$$\lambda = M_{sd,y} / M_{Rd2,o} = 25,98 / 6,38 = \mathbf{4,07 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ}}$$

Η ικανοτική τέμνουσα, F_{yR} η οποία προκύπτει από το πηλίκο της καμπτικής αντοχής διά την απόσταση μεταξύ της διατομής στην οποία επιτυγχάνεται η καμπτική ικανότητα και του σημείου μηδενισμού των ροπών, είναι ίση με :

$$F_{yR} = \frac{M_{Rd2,o}}{H_o} = \frac{6,38}{2,81} = 2,27 \text{ kN}$$

Η δρώσα τέμνουσα όπως προκύπτει από την ανάλυση είναι ίση με:

$$F_y = \frac{M_{sd,y}}{H_o} = \frac{25,98}{2,81} = 9,24 \text{ kN}$$

Άρα για τον λόγο ανεπάρκειας λ , προκύπτει το συμπέρασμα ότι :

$$\lambda = 9,24 / 2,27 = \mathbf{4,07 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ}}$$

3.16.10 Αναλυτικός υπολογισμός λόγου ανεπάρκειας λ , τοίχου 4, με καθολικό δείκτη q , σε όρους παραμορφώσεων

Ακολουθεί ο αναλυτικός έλεγχος επάρκειας του τοίχου 4 για εντός επιπέδου δράση σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$ και ο έλεγχος επάρκειας για εκτός επιπέδου δράση, σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+0.30Ex+Ey$.

Έλεγχος επάρκειας τοίχου 4 σε κλίση εντός επιπέδου

Ο τοίχος 4 έχει μήκος $L=7,044\text{m}$ και ύψος $H=5,66\text{m}$. Τα εντατικά μεγέθη στον τοίχο 4, όπως υπολογίστηκαν από την ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$ παρουσιάζονται στον πίνακα 3.13 που ακολουθεί:

Πίνακας 3.13: Εντατικά μεγέθη τοίχου 4 για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$

ΤΟΙΧΟΣ 4: $L=7,044\text{m}$ / $H_o=5,47\text{m}$						
Συνδυασμός φόρτισης	Εντατικά μεγέθη					
	F_x (V_{sd}) [kN]	F_y (N_{sd}) [kN]	F_z [kN]	M_x ($M_{sd,x}$) [kNm]	M_y ($M_{sd,y}$) [kNm]	M_z ($M_{sd,z}$) [kNm]
$G+0.30Q+Ex+0.30Ey$	253,63	388,17	22,62	31,64	1,63	261,66

Παραμόρφωση διαρροής θ_y :

Σύμφωνα με την παράγραφο 7.1.2.2.(i) του ΚΑΔΕΤ, η στροφή που αντιστοιχεί στο στάδιο της «οιονεί διαρροής», θ_y , για εντός επιπέδου κάμψη ή για διάτμηση είναι ίση με:

$$\theta_y = 0,0015$$

Οριακή Παραμόρφωση, θ_u :

Σύμφωνα με την παράγραφο 7.4.1.(α) του ΚΑΔΕΤ, η ικανότητα του τοίχου 4, ο οποίος ελέγχεται από κάμψη, μπορεί να εκφράζεται σε όρους σχετικής μετατόπισης και λαμβάνεται ίση με :

$$\theta_u = 0,008 \cdot H_o / L = 0,008 \cdot 5,47 / 7,044 = 0,0062$$

Δείκτης πλαστιμότητας, μ_θ :

Ο δείκτης πλαστιμότητας μ_θ , είναι:

$$\mu_\theta = \theta_u / \theta_y = 0,0062 / 0,0015 = 4,13$$

Σύμφωνα με την παράγραφο 7.1.6 του ΚΑΔΕΤ, επειδή $\mu_\theta > 1,50$, η συμπεριφορά του στοιχείου είναι πλαστική.

Λόγος ανεπάρκειας, λ:

Η ικανότητα του τοίχου 4, ο οποίος ελέγχεται από κάμψη είναι:

$$\theta_{Rd} = \theta_u = 0,0062$$

Η απαίτηση του τοίχου 4, ο οποίος ελέγχεται από κάμψη, όπως προκύπτει από την ανάλυση είναι:

$$\theta_{sd} = 0,00032$$

Άρα για τον λόγο ανεπάρκειας λ, προκύπτει το συμπέρασμα ότι :

$$\lambda = 0,00032 / 0,0062 = \mathbf{0,05 \text{ ΕΠΑΡΚΕΙΑ}}$$

Έλεγχος επάρκειας τοίχου 4 σε κλίση εκτός επιπέδου (περί οριζόντιο άξονα)

Ο τοίχος 4 έχει μήκος L=7,044m και ύψος H=5,66m. Τα εντατικά μεγέθη στον τοίχο 4, όπως υπολογίστηκαν από την ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+0.30E_x+E_y$, παρουσιάζονται στον πίνακα 3.14 που ακολουθεί:

Πίνακας 3.14: Εντατικά μεγέθη τοίχου 4 για τον σεισμικό συνδυασμό G+0.30Q+0.30E_x+E_y

ΤΟΙΧΟΣ 4: L=7,044m / Ho_x= 2,807m						
ΣΤΑΘΜΗ 2						
Συνδυασμός φόρτισης	Εντατικά μεγέθη					
	F _x (V _{sd}) [kN]	F _y (N _{sd}) [kN]	F _z [kN]	M _x (M _{sd,x}) [kNm]	M _y (M _{sd,y}) [kNm]	M _z (M _{sd,z}) [kNm]
G+0.30Q+0.30E _x +E _y	77,07	204,84	102,34	115,14	4,97	66,62

Παραμόρφωση διαρροής θ_y:

Σύμφωνα με την παράγραφο 7.1.2.2.(ii) του ΚΑΔΕΤ, η στροφή χορδής «διαρροής» θ_y, για εκτός επιπέδου κάμψη είναι ίση με:

$$\theta_y = 0,0020$$

Οριακή Παραμόρφωση, θ_u:

Σύμφωνα με την παράγραφο 7.4.2.(α) του ΚΑΔΕΤ, η ικανότητα παραμόρφωσης του τοίχου 4, ο οποίος ελέγχεται από κάμψη σε εκτός επιπέδου δράση, εκφράζεται ως στροφή αστοχίας και λαμβάνεται ίση με την ελάχιστη των τιμών:

$$\theta_{u,1} = 0,003 * \frac{H_o}{t} = 0,003 * \frac{2,807}{0,55} = 0,015$$

$$\theta_{u,2} = \theta_{R,M} * \left(1 - \frac{F_y}{F_{Rd}}\right)$$

όπου

$\theta_{R,M}$ η στροφή ανατροπής τμήματος του τοίχου που κάμπτεται περί άξονα (§7.8., §7.4.2, ΚΑΔΕΤ):

$$\theta_{R,M} = \frac{t}{H_0} = \frac{0,55}{2,807} = 0,1959$$

F_y η διαθέσιμη ικανότητα παραμόρφωσης, η οποία υπολογίζεται από τον λόγο της αντίστοιχης ροπής διά το μήκος διάτμησης του τοίχου, ως εξής:
Η ροπή κάμψης την οποία μπορεί να αναλάβει η διατομή ελέγχου, είναι:

$$M_{Rd1,o} = \frac{1}{2} * l * t_w^2 * \sigma_o * \left(1 - \frac{\sigma_o}{f_d}\right)$$

όπου

$$H_{0x} = 2,807\text{m}$$

$$L = 7,044\text{m}$$

$$t_w = 0,55\text{m}$$

$N_{sd} = -204,84\text{kN}$ ($=F_y$, όπως προκύπτει από την ανάλυση για τον συγκεκριμένο σεισμικό συνδυασμό φόρτισης)

$M_{sd,x} = 115,14\text{kNm}$ ($=M_x$, όπως προκύπτει από την ανάλυση για τον συγκεκριμένο σεισμικό συνδυασμό φόρτισης)

$$f_d = 2750/1,35 = 2037,037 \text{ kN/m}^2$$

Η μέση θλιπτική τάση λόγω αξονικής δράσεως στην διατομή ελέγχου είναι:

$$\sigma_o = N_{sd}/l * t_w$$

$$\sigma_o = 204,84 \text{ kN}/7,044\text{m} * 0,55\text{m} = 204,84/3,87 = 52,93 \text{ kN/m}^2$$

Άρα:

$$M_{Rd1,o} = \frac{1}{2} * 7,044 * 0,55^2 * 52,93 * \left(1 - \frac{52,93}{2037,037}\right)$$

$$\boxed{M_{Rd1,o} = 1,065 * 52,93 * 0,96 \rightarrow M_{Rd1,o} = 54,11 \text{ kNm}}$$

Άρα η F_y είναι ίση με:

$$F_y = M_{Rd1,o}/H_0 = 54,11/2,81 = 19,256 \text{ kN}$$

F_{Rd} η αντοχή του στοιχείου έναντι ανατροπής η οποία από την ανάλυση προκύπτει ίση με:

$$F_{Rd} = \lambda * W * (1 + \Psi) * \frac{t_w}{H_0}$$

όπου:

$\lambda=2$, για τοίχο με συνθήκες πάκτωσης πάνω και κάτω, ή αριστερά και δεξιά

$$W= 395,938\text{kN} (=F_y=SW+DL=374,46+21,478 \text{ από την ανάλυση})$$

$$\Psi=2P/W=0 \text{ (υπέρ ασφαλείας)}$$

$$t_w= 0,55\text{m}$$

$$H_{0x}=2,807\text{m}$$

$$F_{Rd} = 2*395,938*1*0,55/2,81= 155,15 \text{ kN}$$

Άρα:

$$\theta_{u,2} = 0,1959 * \left(1 - \frac{19,256}{155,15}\right) = 0,171$$

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η ελάχιστη τιμή της θ_u είναι:

$$\theta_u=\theta_{u,1}=\theta_{Rd}=0,015$$

Δείκτης πλαστιμότητας, μ_θ :

Ο δείκτης πλαστιμότητας μ_θ , είναι:

$$\mu_\theta= \theta_u/ \theta_y=0,015/0,002= 7,5$$

Σύμφωνα με την παράγραφο 7.1.6 του ΚΑΔΕΤ, επειδή $\mu_\theta>1,50$, η συμπεριφορά του στοιχείου είναι πλαστική.

Λόγος ανεπάρκειας, λ :

Η ικανότητα του τοίχου 4, ο οποίος ελέγχεται από κάμψη σε εκτός επιπέδου δράση, είναι:

$$\theta_{Rd} =\theta_u = 0,015$$

Η απαίτηση του τοίχου 4, ο οποίος ελέγχεται από κάμψη, σε εκτός επιπέδου δράση, όπως προκύπτει από την ανάλυση είναι:

$$\theta_{sd} = 0,002$$

Άρα για τον λόγο ανεπάρκειας λ , προκύπτει το συμπέρασμα ότι :

$$\lambda= 0,002 / 0,015= \mathbf{0,13 \text{ ΕΠΑΡΚΕΙΑ}}$$

Έλεγχος επάρκειας τοίχου 4 σε κλίση εκτός επιπέδου (περί κατακόρυφο άξονα)

Παραμόρφωση διαρροής θ_y :

Σύμφωνα με την παράγραφο 7.1.2.2.(ii) του ΚΑΔΕΤ, η στροφή χορδής «διαρροής» θ_y , για εκτός επιπέδου κάμψη είναι ίση με:

$$\theta_y = 0,0020$$

Οριακή Παραμόρφωση, θ_u :

Σύμφωνα με την παράγραφο 7.4.2.(α) του ΚΑΔΕΤ, η ικανότητα παραμόρφωσης του τοίχου 4, ο οποίος ελέγχεται από κάμψη σε εκτός επιπέδου δράση, εκφράζεται ως στροφή αστοχίας και λαμβάνεται ίση με την ελάχιστη των τιμών:

$$\theta_{u,1} = 0,003 * \frac{H_o}{t}$$

όπου

$H_o = L/2 = 7,044/2 = 3,52\text{m}$ αφού μιλάμε για κάμψη κάθετη στη διάσταση του μήκους πλέον

Άρα

$$\theta_{u,1} = 0,003 * \frac{3,52}{0,55} = 0,019$$

Δείκτης πλαστιμότητας, μ_θ :

Ο δείκτης πλαστιμότητας μ_θ , είναι:

$$\mu_\theta = \theta_u / \theta_y = 0,019 / 0,002 = 9,5$$

Σύμφωνα με την παράγραφο 7.1.6 του ΚΑΔΕΤ, επειδή $\mu_\theta > 1,50$, η συμπεριφορά του στοιχείου είναι πλαστική.

Λόγος ανεπάρκειας, λ :

Η ικανότητα του τοίχου 4, ο οποίος ελέγχεται από κάμψη σε εκτός επιπέδου δράση, είναι:

$$\theta_{Rd} = \theta_u = 0,019$$

Η απαίτηση του τοίχου 4, ο οποίος ελέγχεται από κάμψη, σε εκτός επιπέδου δράση, όπως προκύπτει από την ανάλυση είναι:

$$\theta_{sd} = 0,0022$$

Άρα για τον λόγο ανεπάρκειας λ , προκύπτει το συμπέρασμα ότι :

$$\lambda = 0,0022 / 0,019 = \mathbf{0,12 \text{ ΕΠΑΡΚΕΙΑ}}$$

3.17 ΕΛΑΣΤΙΚΗ (ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ) ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ, ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΠΙΚΩΝ ΔΕΙΚΤΩΝ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ m

Η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα, στις κρίσιμες περιοχές δομικών στοιχείων, εκτιμάται μέσω των δεικτών m.

Οι τιμές των δεικτών m εξαρτώνται από την στάθμη επιτελεστικότητας και την διαθέσιμη πλαστιμότητα των επι μέρους δομικών στοιχείων.

Για την στάθμη επιτελεστικότητας Β, σημαντικές βλάβες (SD), σύμφωνα με την §9.2.2. του ΚΑΔΕΤ, όλα τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά τα πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να διαθέτουν σημαντικό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας τους.

3.17.1 Αναλυτικός υπολογισμός λόγου ανεπάρκειας λ, πεσσού 6, και πεσσού 32, τοίχου 4, με χρήση τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m

Στη συνέχεια παρουσιάζεται αναλυτικά ο έλεγχος επάρκειας στη βάση του πεσσού 6, του ισογείου, για εντός επιπέδου δράση, βάσει του σεισμικού συνδυασμού $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$ και ο έλεγχος επάρκειας στη βάση του πεσσού 32, του ορόφου για εκτός επιπέδου δράση, βάσει του σεισμικού συνδυασμού $G+0.30Q+0.30Ex+Ey$, σύμφωνα με την μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m.

Έλεγχος επάρκειας πεσσού 6, σε εντός επιπέδου δράση

Ο πεσσός 6 έχει μήκος $L=2,425m$ και ύψος $H=3,20m$. Τα εντατικά μεγέθη, στη βάση του πεσσού 6, όπως υπολογίστηκαν από την ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$, παρουσιάζονται στον πίνακα 3.15 που ακολουθεί:

Πίνακας 3.15: Εντατικά μεγέθη πεσσού 6 για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$

ΤΟΙΧΟΣ 4, ΠΕΣΣΟΣ 6						
ΣΤΑΘΜΗ 1						
Συνδυασμός φόρτισης	Εντατικά μεγέθη					
	Fx (V _{sd}) [kN]	Fy (N _{sd}) [kN]	Fz [kN]	Mx (M _{sd,x}) [kNm]	My (M _{sd,y}) [kNm]	Mz (M _{sd,z}) [kNm]
G+0.30Q+Ex+0.30Ey	99,43	135,91	10,11	14,32	1,63	79,29

Τοπικός Δείκτης πλαστιμότητας, m

Ως τοπικός δείκτης πλαστιμότητας m για την εντός επιπέδου δράση λαμβάνεται ο ελάχιστος δείκτης m που προκύπτει από όλους τους συνδυασμούς φόρτισης (υπέρ ασφάλειας).

Αυτό σημαίνει ότι στον υπολογισμό της οριακής παραμόρφωσης θ_u , και η τιμή του H_{0z} θα είναι η ελάχιστη των τιμών από όλους τους συνδυασμούς φόρτισης.

Από την ανάλυση προκύπτει ότι το H_{0z} παίρνει την ελάχιστη τιμή του, κατά τον συνδυασμό φόρτισης $G+0.30Q-Ex-0,30Ey-E_{cc}$ και είναι ίση με:

$$H_{0z} = 0,6241m$$

Επίσης από την ανάλυση προκύπτει ότι για τον συνδυασμό φόρτισης $G+0.30Q-Ex-0,30Ey-E_{cc}$ κρίσιμη για την αστοχία είναι η τέμνουσα διότι :

$$V_v = 200,56 \text{ kN} < V_f = 377,74 \text{ kN}$$

Ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας m , για στάθμη επιτελεστικότητας B (SD), υπολογίζεται από τη σχέση:

$$m = \theta_{(SD)} / \theta_y$$

όπου

$$\theta_{(SD)} = \theta_u / \gamma_{RD} \text{ (ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. 9.2.α,)}$$

$$\gamma_{RD} = 1,33 \text{ για σ.ε. B, πρωτεύον στοιχείο}$$

$$\theta_{(SD)} = \theta_u / \gamma_{RD}$$

Σύμφωνα με την παράγραφο 7.4.1 και την εξίσωση Σ7.5α του ΚΑΔΕΤ, η ικανότητα του τοίχου 4, η οποία ελέγχεται από τέμνουσα, λαμβάνεται ίση με :

$$\theta_u = 0,004$$

$$\theta_{(SD)} = 0,004 / 1,33 = 0,0030075$$

Σύμφωνα με την παράγραφο 7.1.2.2.(i) του ΚΑΔΕΤ, η στροφή που αντιστοιχεί στο στάδιο της «οιονεί διαρροής», θ_y , για εντός επιπέδου κάμψη ή για διάτμηση είναι ίση με:

$$\theta_y = 0,0015$$

Άρα τελικά:

$$m_z = 0,0030075 / 0,0015 = 2,00501$$

➤ **Αντοχή υπό αξονική δύναμη και κάμψη**

Σύμφωνα με την παράγραφο 9.3.2 του ΚΑΔΕΤ, εάν η ανάλυση είναι ελαστική, για πλαστικούς τρόπους αστοχίας, η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών ως εξής:

$$S_d = S_G + S_E / m < R_d$$

Σύμφωνα με την παραπάνω σχέση, η απομειωμένη δρώσα τέμνουσα στη βάση του πεσσού, όπως αυτή προκύπτει από την ανάλυση είναι

$$V_{sd} = \frac{99,43}{m} = \frac{99,43}{2,00501} = 49,59 \text{ kN}$$

Λόγος ανεπάρκειας, λ:

Η καμπτική ικανότητα του πεσσού 6, όπως έχει υπολογιστεί παραπάνω είναι:

$$V_{Rd} = 27,73 \text{ kN}$$

Η απομειωμένη δρώσα τέμνουσα στη βάση του πεσσού, όπως αυτή προκύπτει από την ανάλυση είναι:

$$V_{sd} = 49,59 \text{ kN}$$

Άρα για τον λόγο ανεπάρκειας λ, προκύπτει το συμπέρασμα ότι :

$$\lambda = V_{sd} / V_{Rd} = 49,59/27,73 = \mathbf{1,79 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ}}$$

Παρατηρούμε ότι με την μέθοδο των δεικτών πλαστιμότητας m, ο πεσσός 6, εξακολουθεί να μην επαρκεί, με την διαφορά ότι ο λόγος λ έχει μειωθεί σε σχέση με τον λόγο λ=3,59 με την μέθοδο συνολικού δείκτη α.

➤ **Αντοχή υπό κάμψη:**

Η καμπτική αντοχή σχεδιασμού του πεσσού 6, με θεώρηση αδρανούς περιοχής, όπως υπολογίστηκε παραπάνω, είναι:

$$M_{Rd} = 151,76 \text{ kNm}$$

Η απομειωμένη δρώσα τέμνουσα στη βάση του πεσσού, όπως αυτή προκύπτει από την ανάλυση μετά από την διαίρεση του εντατικού μεγέθους με τον τοπικό δείκτη πλαστιμότητας m, είναι:

$$M_{sd,z} = \frac{79,29}{m} = \frac{79,29}{2,00501} = 39,54 \text{ kNm}$$

Λόγος ανεπάρκειας, λ:

Η καμπτική αντοχή σχεδιασμού του πεσσού 6, είναι:

$$M_{Rd} = 151,76 \text{ kNm}$$

Η απομειωμένη δρώσα ροπή κάμψης στη βάση του πεσσού, είναι:

$$M_{sd,z} = 39,54 \text{ kNm}$$

Άρα προκύπτει για τον λόγο ανεπάρκειας λ, ότι :

$$\lambda = M_{sd,z} / M_{Rd} = 39,54/151,76 = \mathbf{0,26 \text{ ΕΠΑΡΚΕΙΑ}}$$

Έλεγχος επάρκειας πεσσού 32 σε εκτός επιπέδου ροπή κάμψης, υπό κατακόρυφο αξονικό φορτίο

Ο πεσσός 32 έχει μήκος $L=1,71\text{m}$ και ύψος $H=2,46\text{m}$. Τα εντατικά μεγέθη στη βάση του πεσσού 32, όπως υπολογίστηκαν από την ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+0.30Ex+Ey$ παρουσιάζονται στον πίνακα 3.16 που ακολουθεί:

Πίνακας 3.16: Εντατικά μεγέθη πεσσού 32 για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+0.30Ex+Ey$

ΤΟΙΧΟΣ 4, ΠΕΣΣΟΣ 32: $L=1,71\text{m}$ / $H_{o_x}= 2,81\text{m}$						
ΣΤΑΘΜΗ 2						
Συνδυασμός φόρτισης	Εντατικά μεγέθη					
	F_x (V_{sd}) [kN]	F_y (N_{sd}) [kN]	F_z [kN]	M_x ($M_{sd,x}$) [kNm]	M_y ($M_{sd,y}$) [kNm]	M_z ($M_{sd,z}$) [kNm]
$G+0.30Q+0.30Ex+Ey$	0,079	35,22	1,34	5,61	25,98	2,67

➤ **Υπολογισμός εκτός επιπέδου ροπής κάμψης, περί οριζόντιο άξονα (ΚΑΔΕΤ, §7.3, εξ.7.6α):**

Η ροπή κάμψης την οποία μπορεί να αναλάβει η διατομή ελέγχου, όπως έχει υπολογιστεί παραπάνω είναι:

$$M_{Rd1,o} = 9,36 \text{ kNm}$$

Τοπικός Δείκτης πλαστιμότητας, m

Ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας m , για στάθμη επιτελεστικότητας B (SD), υπολογίζεται από τη σχέση:

$$m = \theta_{(SD)} / \theta_y$$

όπου

$$\theta_{(SD)} = \theta_u / \gamma_{RD} \text{ (ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. 9.2.α,)}$$

$$\gamma_{RD} = 2,00 \text{ για σ.ε. B, πρωτεύον στοιχείο}$$

$$\theta_{(SD)} = \theta_u / \gamma_{RD}$$

Σύμφωνα με την παράγραφο 7.4.2.(α) του ΚΑΔΕΤ, η ικανότητα παραμόρφωσης του τοίχου 4, ο οποίος ελέγχεται από κάμψη σε εκτός επιπέδου δράση, εκφράζεται ως στροφή αστοχίας και λαμβάνεται ίση με:

$$\theta_{u,1} = 0,003 * \frac{H_o}{t}$$

Όπου $H_o = H_{o_x} = 2,807\text{m}$ (η ελάχιστη τιμή από όλους τους συνδυασμούς φόρτισης), άρα:

$$\theta_{u,1} = 0,003 * \frac{H_o}{t} = 0,003 * \frac{2,807}{0,55} = 0,01531$$

Σύμφωνα με την παράγραφο 7.1.2.2.(ii) του ΚΑΔΕΤ, η στροφή χορδής «διαρροής» θ_y , για εκτός επιπέδου κάμψη είναι ίση με:

$$\theta_y = 0,0020$$

Από τα παραπάνω προκύπτει:

$$\theta_{(SD)} = 0,01531/2,00 = 0,007655$$

$$\text{Άρα: } m_x = 0,007655/0,002 = 3,82$$

Η απομειωμένη δρώσα καμπτική ροπή στη βάση του πεσσού, όπως αυτή προκύπτει από την ανάλυση μετά από την διαίρεση του εντατικού μεγέθους με τον τοπικό δείκτη πλαστιμότητας m , είναι:

$$M_{sd,x} = \frac{5,61}{m_x} = \frac{5,61}{3,82} = 1,47 \text{ kN}$$

Λόγος ανεπάρκειας, λ :

Η καμπτική αντοχή σχεδιασμού του πεσσού 34, είναι:

$$M_{Rd1,o} = 9,36 \text{ kNm}$$

Η απομειωμένη δρώσα ροπή κάμψης στη βάση του πεσσού, είναι:

$$M_{sd,x} = 1,47 \text{ kNm}$$

Άρα προκύπτει για τον λόγο ανεπάρκειας λ , ότι :

$$\lambda = M_{sd,x} / M_{Rd1,o} = 1,47/9,36 = \mathbf{0,16 \text{ ΕΠΑΡΚΕΙΑ}}$$

➤ **Υπολογισμός εκτός επιπέδου ροπής κάμψης, περί κατακόρυφο άξονα (ΚΑΔΕΤ, §7.3, εξ.7.6β) :**

Η ροπή κάμψης την οποία μπορεί να αναλάβει η διατομή ελέγχου, είναι:

$$M_{Rd2,o} = 6,38 \text{ kNm}$$

Τοπικός Δείκτης πλαστιμότητας, m

Ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας m , για στάθμη επιτελεστικότητας B (SD), υπολογίζεται από τη σχέση:

$$m = \theta_{(SD)}/\theta_y$$

όπου

$$\theta_{(SD)} = \theta_u/\gamma_{RD} \text{ (ΚΑΔΕΤ, 2021, εξ. 9.2.α,)}$$

$$\gamma_{RD} = 2,00 \text{ για σ.ε. B, πρωτεύον στοιχείο}$$

$$\theta_{(SD)} = \theta_u/\gamma_{RD} = 0,01921/2,0 = 0,009605$$

Σύμφωνα με την παράγραφο 7.4.2.(α) του ΚΑΔΕΤ, η ικανότητα παραμόρφωσης του τοίχου 4, ο οποίος ελέγχεται από κάμψη σε εκτός επιπέδου δράση, εκφράζεται ως στροφή αστοχίας και λαμβάνεται ίση με:

$$\theta_{u,1} = 0,003 * \frac{3,522}{0,55} = 0,01921$$

όπου

$H_0=L/2=7,044/2=3,522\text{m}$ αφού μιλάμε για κάμψη κάθετη στη διάσταση του μήκους πλέον

Σύμφωνα με την παράγραφο 7.1.2.2.(ii) του ΚΑΔΕΤ, η στροφή χορδής «διαρροής» θ_y , για εκτός επιπέδου κάμψη είναι ίση με:

$$\theta_y= 0,0020$$

Από τα παραπάνω προκύπτει:

$$\theta_{(SD)}=0,01921/2,00=0,009605$$

$$\text{Άρα: } m_y= 0,009605/0,002= 4,80$$

Η απομειωμένη δρώσα καμπτική ροπή στη βάση του πεσσού, όπως αυτή προκύπτει από την ανάλυση μετά από την διαίρεση του εντατικού μεγέθους με τον τοπικό δείκτη πλαστιμότητας m , είναι:

$$M_{sd,y} = \frac{25,98}{m_y} = \frac{25,98}{4,80} = 5,41 \text{ kNm}$$

Λόγος ανεπάρκειας, λ:

Η καμπτική αντοχή σχεδιασμού του πεσσού 32, είναι:

$$M_{Rd2,0} = 6,38\text{kNm}$$

Η απομειωμένη δρώσα ροπή κάμψης στη βάση του πεσσού, είναι:

$$M_{sd,y} = 5,41 \text{ kNm}$$

Άρα προκύπτει για τον λόγο ανεπάρκειας λ , ότι :

$$\lambda= M_{sd,y} / M_{Rd2,0} = 5,41/6,38= \mathbf{0,85 \text{ ΕΠΑΡΚΕΙΑ}}$$

3.18 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΕΓΧΩΝ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ (ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ) ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

3.18.1 Με χρήση καθολικού δείκτη q

Στους πίνακες 3.17 και 3.18 που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ελέγχων με την μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ , ανά τοίχο, ανά πεσσό και ανά στάθμη.

Στα σχήματα 3.15, 3.16, 3.17 και 3.18, απεικονίζονται χρωματικά τόσο σε δύο διαστάσεις όσο και στο τρισδιάστατο μοντέλο, οι πεσσοί για τους οποίους παρουσιάζεται ανεπάρκεια (πράσινο οι πεσσοί που επαρκούν, κόκκινο οι πεσσοί που δεν επαρκούν), ώστε να υπάρχει μια αναλυτική και ξεκάθαρη εικόνα του φορέα και της συμπεριφοράς του.

Πίνακας 3.17: Αποτελέσματα ελέγχων ανά τοίχο και ανά πεσσό, στάθμης 1, με την μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ

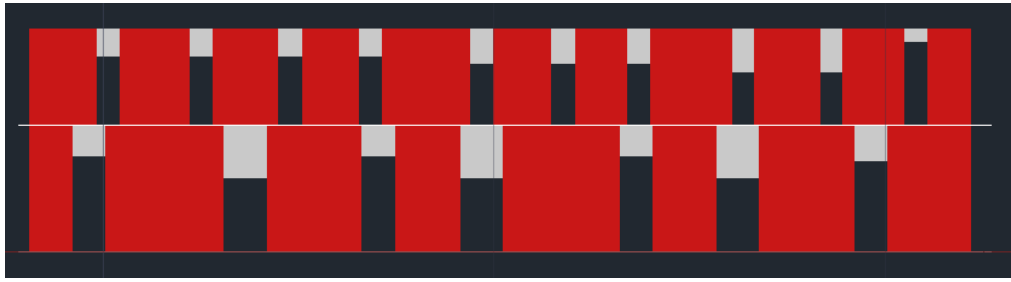
ΣΤΑΘΜΗ 1

ΤΟΙΧΟΣ	ΠΕΣΣΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗ		ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ		ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΑΞΟΝΑ		ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΑΞΟΝΑ		ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
		λ		λ		λ		λ		λ	
1	1	2,75	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,95	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,17	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,45	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,01	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
2	2	1,12	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,19	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,38	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,01	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,23	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
3	3	2,61	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,82	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,27	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,46	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,79	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
4	4	10,00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,31	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	107,47	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,75	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	76,99	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	6	5,07	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,76	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,05	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,66	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,96	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
5	9	3,01	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,61	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,82	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,40	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,61	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
6	10	1,57	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,07	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,49	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,23	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,32	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
7	11	13,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,22	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	39,86	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,71	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	36,51	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	13	4,63	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,63	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,95	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,66	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,24	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	15	3,43	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,57	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,14	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,33	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,29	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	17	10,00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5,96	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	48,15	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,60	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	7,89	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
8	18	2,98	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,59	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,81	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,40	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,59	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
9	19	15,63	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,95	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	135,56	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,18	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	244,34	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	21	4,33	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,74	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,51	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,43	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,59	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
10	24	1,79	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,29	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,31	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,30	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,25	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

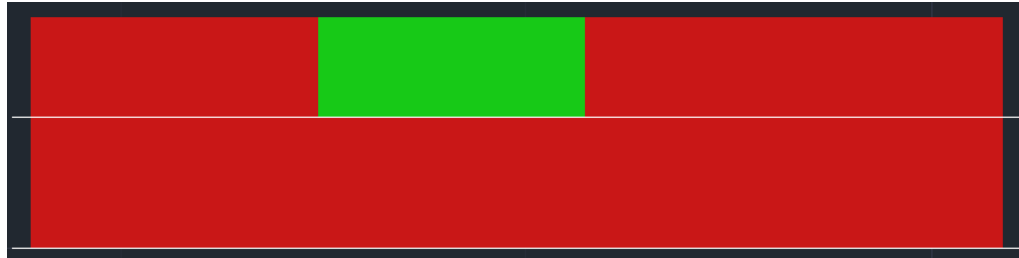
Πίνακας 3.18: Αποτελέσματα ελέγχων ανά τοίχο και ανά πεσσό στάθμης 2, με την μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ

ΣΤΑΘΜΗ 2

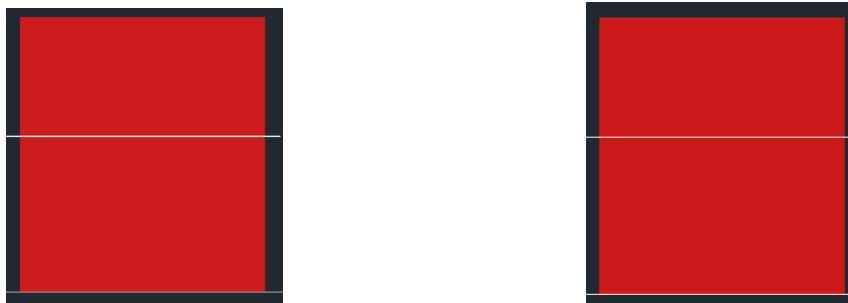
ΤΟΙΧΟΣ	ΠΕΣΣΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ		ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΑΞΟΝΑ		ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΑΞΟΝΑ	
		λ		λ		λ	
1	25	0,49	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,34	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,32	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
2	26	0,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,27	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,33	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
3	27	0,34	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,43	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,34	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
4	28	0,18	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,66	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	7,59	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	30	0,89	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,02	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	5,29	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	32	0,29	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,99	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,91	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	34	0,89	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,17	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	8,83	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
5	54	0,24	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,27	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,22	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
6	35	0,04	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,44	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,99	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
7	36	0,29	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,97	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	8,30	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	38	0,02	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,61	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	7,98	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	40	0,67	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,96	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	6,92	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	42	0,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,81	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	6,56	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	44	0,33	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,52	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6,69	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
8	45	0,21	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,31	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,22	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
9	46	0,43	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,77	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,13	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	48	0,31	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,81	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,52	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	50	0,57	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,17	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	52	0,89	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,36	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5,58	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
10	53	0,11	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,69	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,52	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ



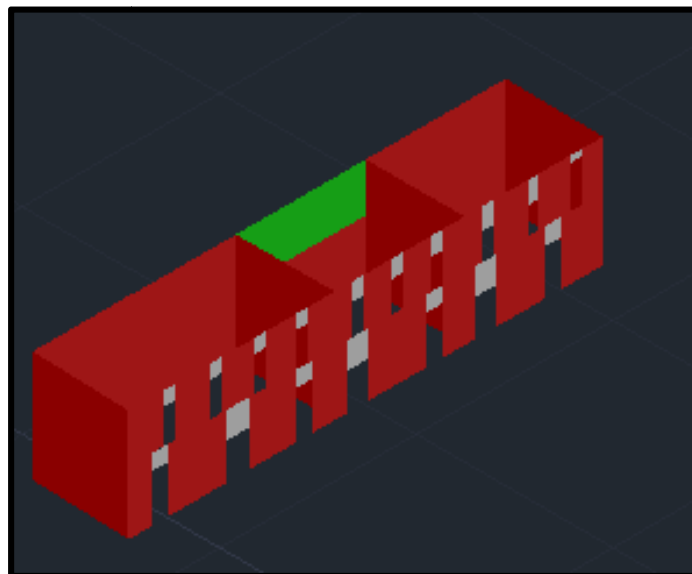
Σχήμα 3.14: Δυτική Όψη-Γραφική απεικόνιση ανεπάρκειας πεσσών



Σχήμα 3.15 Ανατολική όψη-Γραφική απεικόνιση ανεπάρκειας πεσσών



Σχήμα 3.16: Βόρεια και Νότια Όψη-Γραφική απεικόνιση ανεπάρκειας πεσσών



Σχήμα 3.17: Τρισδιάστατη απεικόνιση πεσσών που αστοχούν

Στα σχήματα που ακολουθούν, απεικονίζεται γραφικά η κατανομή των ροπών M_{xx} και M_{yy} για την εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο και οριζόντιο άξονα αντίστοιχα και για τους συνδυασμούς φόρτισης βάσει των οποίων παρουσιάστηκε σε πεσσούς, η μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ .

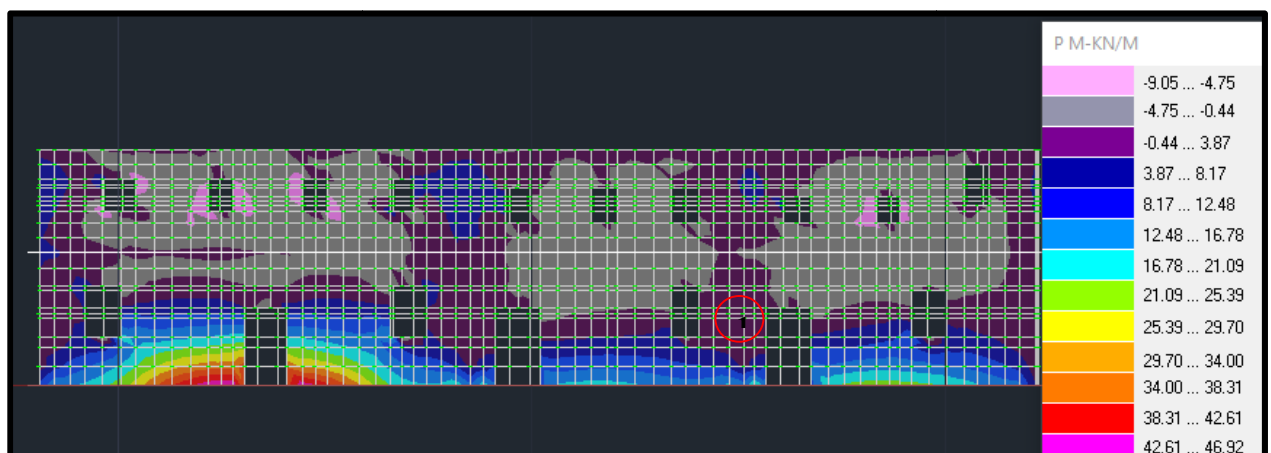
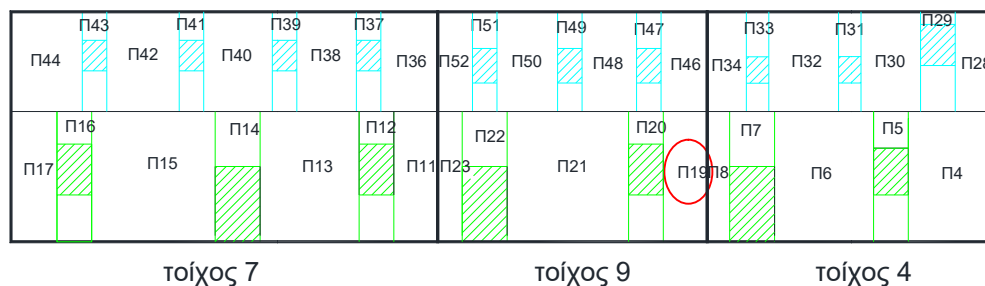
Οι ροπές M_{yy} προκύπτουν από ολοκλήρωση των S_{yy} τάσεων επί την απόσταση από το κέντρο βάρους της κάθε στρώσης του πεπερασμένου και είναι ανά μονάδα μήκους του πεπερασμένου στοιχείου, περί τον άξονα X , που είναι ο ίδιος με τον X της τομής που κάνουμε (είναι ο καθολικός X). Άρα είναι οι ροπές M_x περί οριζόντιο άξονα.

Οι ροπές M_{xx} προκύπτουν από ολοκλήρωση των S_{xx} τάσεων επί την απόσταση από το κέντρο βάρους της κάθε στρώσης του πεπερασμένου και είναι ανά μονάδα ύψους του πεπερασμένου στοιχείου, περί τον άξονα Y , που είναι ο ίδιος με τον Y της τομής που κάνουμε (είναι ο καθολικός Y). Άρα είναι ροπές M_y περί κατακόρυφο άξονα.

ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ:

Η μεγαλύτερη ανεπάρκεια εμφανίζεται στον πεσσό 19 της στάθμης 1, σε εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα καθώς και έναντι ανατροπής σε εκτός επιπέδου αστοχία, όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.17.

- 📍 Κατανομή M_x και σημεία ελέγχου στάθμης 1, για εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα



Σχήμα 3.18:Κατανομή ροπών M_{yy} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+0,30E_x+E_{cc}+E_y$

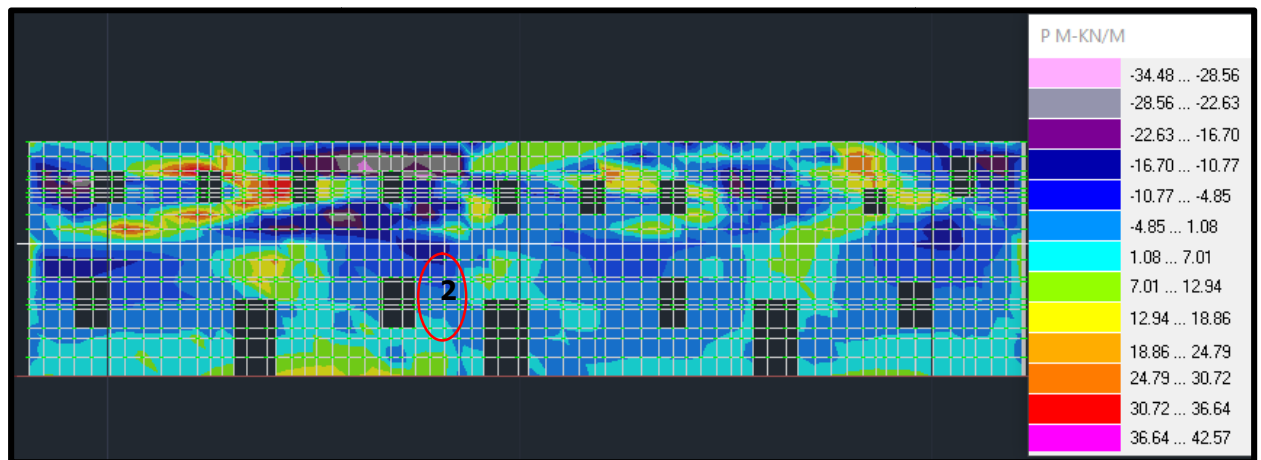
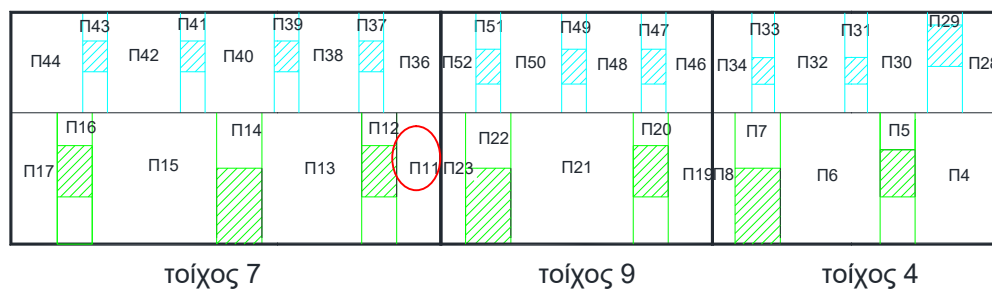
Η μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ , προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+0,30Ex+E_{CC}+Ey$ (EC1_045).

Περιοχή 1: Στάθμη 1, τοίχος 9, πεσσός 19, $L=1,084m$, $H=3,20m$

Συνδυασμός	$M_{sd,x}$	$M_{Rd,1}$	λ	Κατάσταση
$G+0,30Q+0,30Ex+E_{CC}+Ey$	18,51	0,14	135,56	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Η μεγαλύτερη ανεπάρκεια σε εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα, εμφανίζεται στον πεσσό 11, της στάθμης 1, όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.17.

📊 Κατανομή M_y και σημεία ελέγχου στάθμης 1, για εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα



Σχήμα 3.19: Κατανομή ρομών M_{xx} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q-0,30Ex+E_{CC}+Ey+E_{CC}$

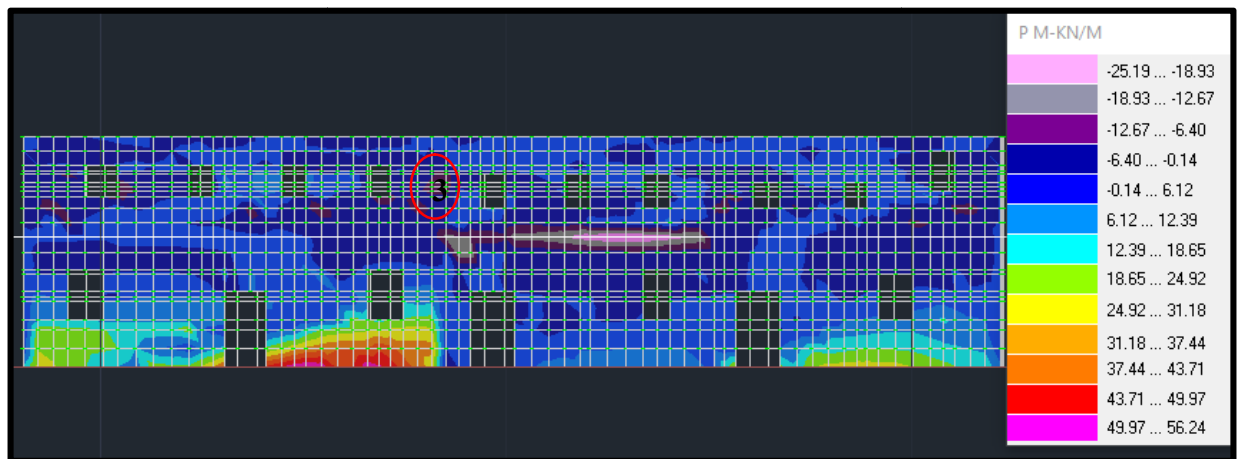
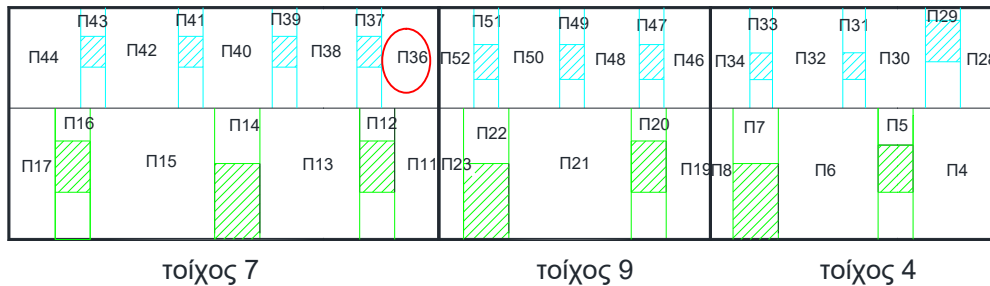
Η μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ , προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q-0,30Ex+E_{CC}+Ey+E_{CC}$ (EC1_065).

Περιοχή 2: Στάθμη 1, τοίχος 7, πεσσός 11, $L=1,084m$ $H=3,20m$

Συνδυασμός	$M_{sd,y}$	$M_{Rd,2}$	λ	Κατάσταση
$G+0,30Q-0,30Ex+E_{CC}+Ey+E_{CC}$	15,01	4,05	3,71	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Η μεγαλύτερη ανεπάρκεια σε εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα, εμφανίζεται στον πεσσό 36 της στάθμης 2, όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.18.

📍 Κατανομή M_x και σημεία ελέγχου στάθμης 2, για εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα



Σχήμα 3.20: Κατανομή ροπών M_{yy} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+0,30E_x+E_{cc}+E_y-E_{cc}$

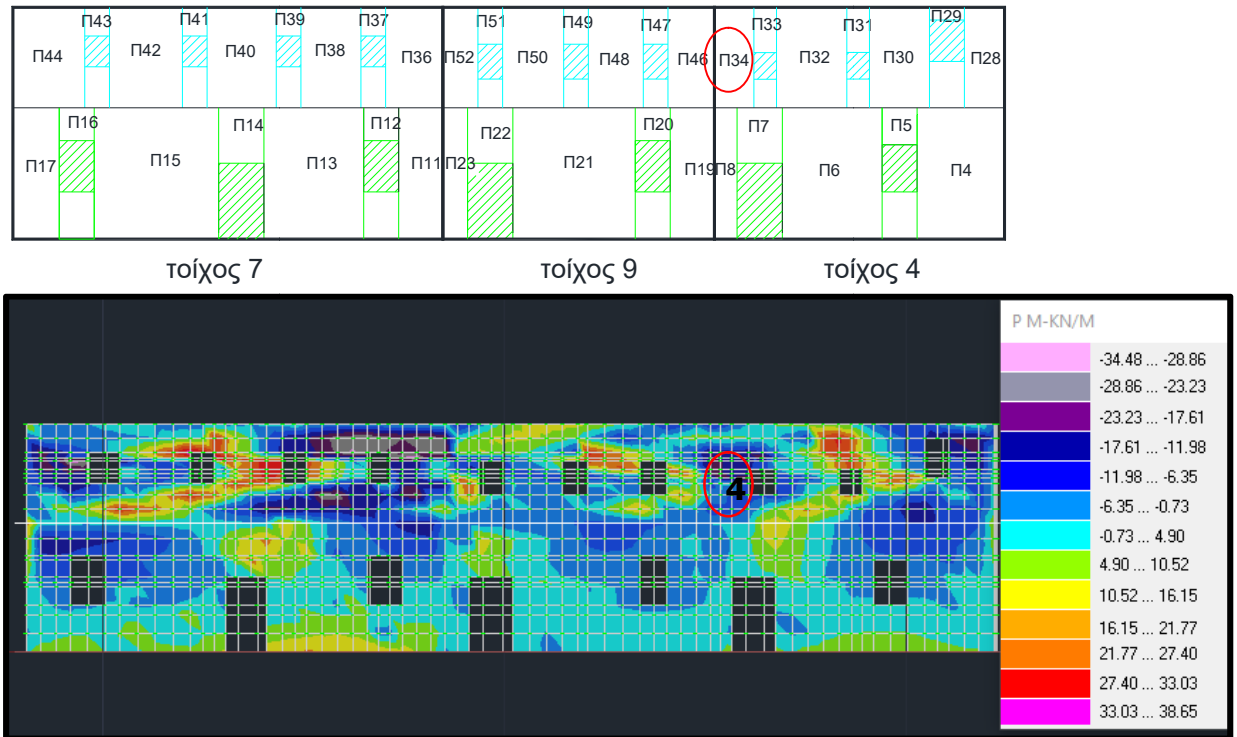
Η μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ , προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+0,30E_x+E_{cc}+E_y-E_{cc}$ (EC1_048).

Περιοχή 3: Στάθμη 2, τοίχος 7, πεσσός 36, $L=1,40m$ $H=2,46m$

Συνδυασμός	$M_{sd,x}$	$M_{Rd,1}$	λ	Κατάσταση
$G+0,30Q+0,30E_x+E_{cc}+E_y-E_{cc}$	7,09	3,61	1,97	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Η μεγαλύτερη ανεπάρκεια σε εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα, εμφανίζεται στον πεσσό 34 της στάθμης 2, όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.18.

📊 Κατανομή M_y και σημεία ελέγχου στάθμης 2, για εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα



Σχήμα 3.21: Κατανομή ροπών M_{xx} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+0,30Ex+E_{CC}+Ey+E_{CC}$

Η μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ , προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+0,30Ex+E_{CC}+Ey+E_{CC}$ (EC1_047).

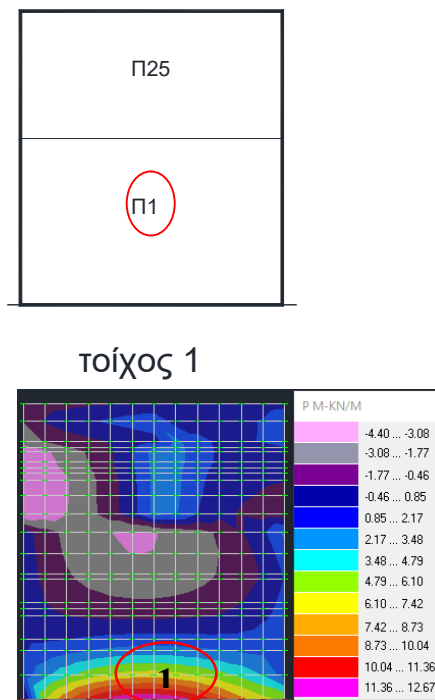
Περιοχή 4: Στάθμη 2, τοίχος 4, πεσσός 34, $L=0,95m$ $H=2,46m$

Συνδυασμός	$M_{sd,y}$	$M_{Rd,2}$	λ	Κατάσταση
$G+0,30Q+0,30Ex+E_{CC}+Ey+E_{CC}$	31,31	3,55	8,83	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ:

Η μεγαλύτερη ανεπάρκεια σε εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα στην βόρεια όψη και στην στάθμη 1, εμφανίζεται στον πεσσό 1, όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.17.

- Κατανομή M_x και σημεία ελέγχου στάθμης 1, για εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα



Σχήμα 3.22: Κατανομή ροπών M_{yy} και σημείο ελέγχου για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+Ex+E_{cc}+0.30E_y$

Η μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ , προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+Ex+E_{cc}+0.30E_y$ (EC1_009).

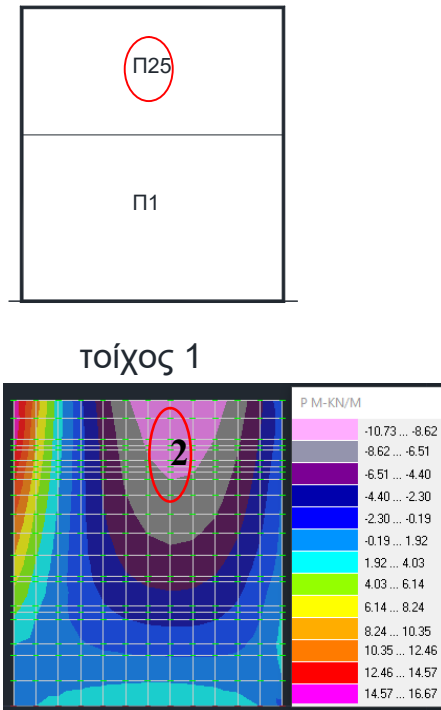
Περιοχή 1: Στάθμη 1, τοίχος 1, πεσσός 1, $L=5,027m$ $H=3,20m$

Συνδυασμός	$M_{sd,x}$	$M_{Rd,1}$	λ	Κατάσταση
$G+0,30Q+Ex+E_{cc}+0.30E_y$	49,13	42,02	1,17	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Σε εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα, ο πεσσός 1 της στάθμης 1 επαρκεί, όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.17.

Στη στάθμη 2, ο πεσσός 25 σε εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα επαρκεί, αλλά δεν επαρκεί σε εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα, όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.18.

- Κατανομή M_y και σημεία ελέγχου στάθμης 2, για εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα



Σχήμα 3.23: Κατανομή ροπών M_{yx} και σημείο ελέγχου για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+Ex-0.30Ey$

Η μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ , προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+Ex-0.30Ey$ (EC1_015).

Περιοχή 2: Στάθμη 2, τοίχος 1, πεσσός 25, $L=5,027m$ $H=2,46m$

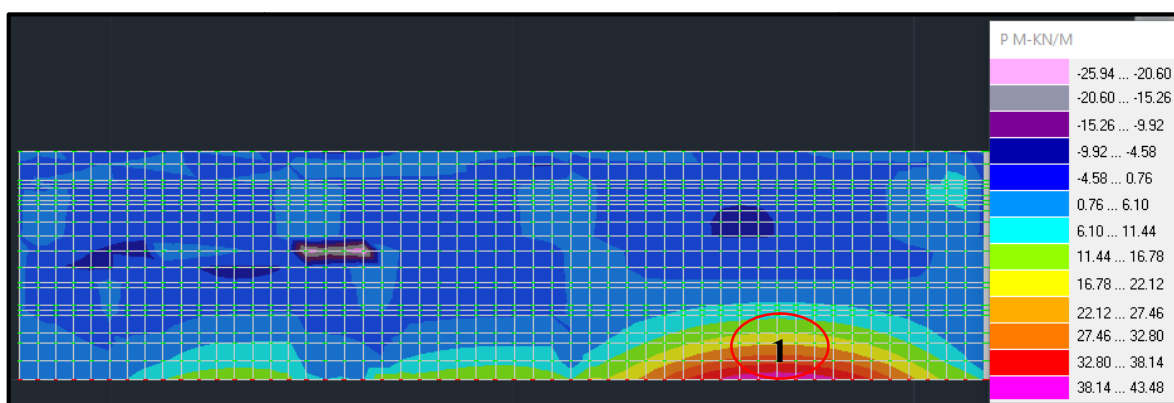
Συνδυασμός	$M_{sd,y}$	$M_{Rd,2}$	λ	Κατάσταση
$G+0,30Q+Ex-0.30Ey$	20,43	15,52	1,32	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ:

Στην ανατολική όψη, ο πεσσός που εμφανίζει την μεγαλύτερη ανεπάρκεια σε εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα, για την στάθμη 1, είναι ο πεσσός 2, όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.17.

- Κατανομή M_x και σημεία ελέγχου στάθμης 1, για εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα

π53	π35	π26
π24	π10	π2
τοίχος 10	τοίχος 6	τοίχος 2



Σχήμα 3.24: Κατανομή ρομών M_{yy} και σημείο ελέγχου για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+0.30E_x+E_{CC}-E_y+ E_{CC}$

Η μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ , προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+0.30E_x+E_{CC}-E_y+ E_{CC}$ (EC1_056).

Περιοχή 1: Στάθμη 1, τοίχος 2, πεσσός 2, $L=10,29m$ $H=3,20m$

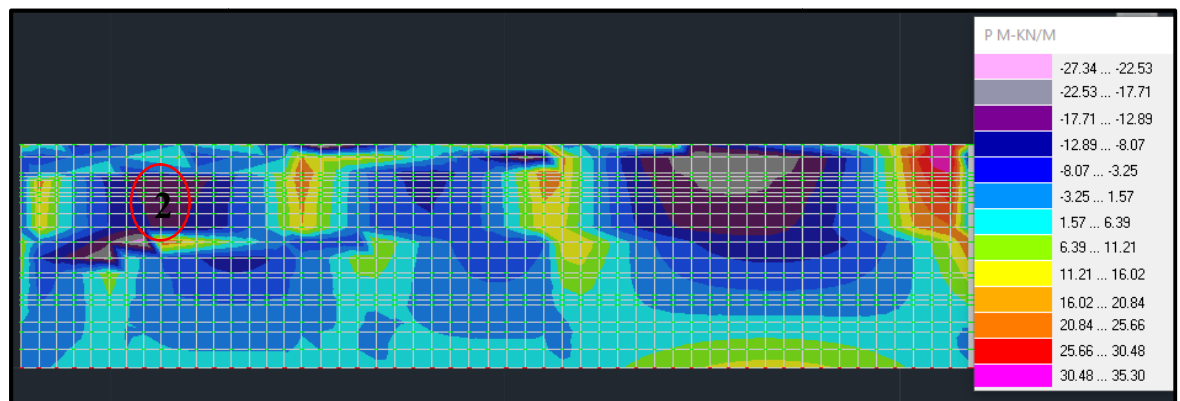
Συνδυασμός	$M_{sd,x}$	$M_{Rd,1}$	λ	Κατάσταση
$G+0,30Q+0.30E_x+E_{CC}-E_y+ E_{CC}$	307,85	70,32	4,38	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Στην εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα, για την στάθμη 1, όλοι οι πεσσοί επαρκούν, όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.17.

Στη στάθμη 2, σε εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα, όλοι οι πεσσοί επαρκούν, ενώ στην εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα ο πεσσός που παρουσιάζει την μεγαλύτερη ανεπάρκεια είναι ο πεσσός 53, όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.18.

✚ Κατανομή M_y και σημεία ελέγχου στάθμης 2, για εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα

π53	π35	π26
π24	π10	π2
τοιχος 10	τοιχος 6	τοιχος 2



Σχήμα 3.25: Κατανομή ροπών M_{xx} και σημείο ελέγχου για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+0,30E_x-E_y+E_{cc}$

Η μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ , προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+0,30E_x-E_y+E_{cc}$ (EC1_052).

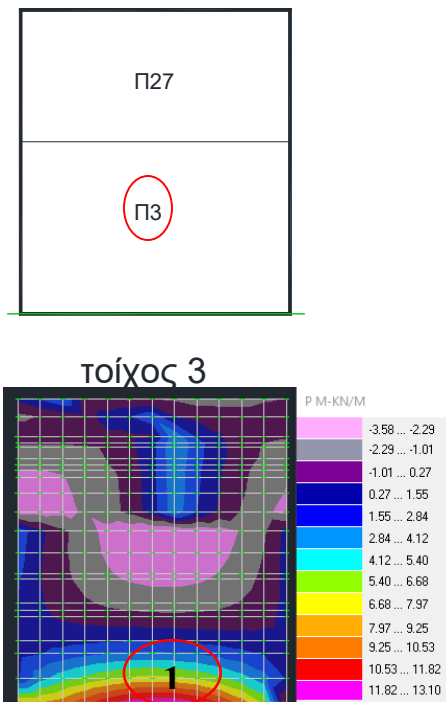
Περιοχή 2: Στάθμη 2, τοίχος 10, πεσσός 53, $L=7,11m$ $H=2,46m$

Συνδυασμός	$M_{sd,y}$	$M_{Rd,2}$	λ	Κατάσταση
$G+0,30Q+0,30E_x-E_y+E_{cc}$	33,31	21,95	1,52	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ:

Η μεγαλύτερη ανεπάρκεια σε εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα στην νότια όψη και στην στάθμη 1, εμφανίζεται στον πεσσό 3, όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.17.

- Κατανομή M_x και σημεία ελέγχου στάθμης 1, για εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα



Σχήμα 3.26: Κατανομή ροπών M_{yy} και σημείο ελέγχου για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q-E_x+E_{cc}+0,30E_y+E_{cc}$

Η μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ , προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q-E_x+E_{cc}+0,30E_y+E_{cc}$ (EC1_029).

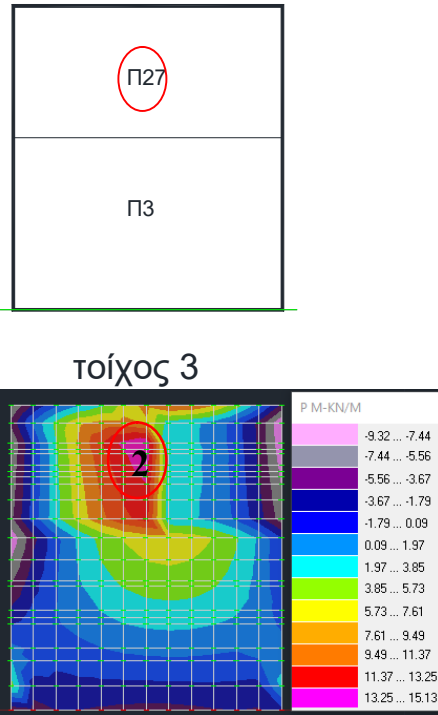
Περιοχή 1: Στάθμη 1, τοίχος 3, πεσσός 3, L=5,025m H=3,20m

Συνδυασμός	$M_{sd,x}$	$M_{Rd,1}$	λ	Κατάσταση
$G+0,30Q-E_x+E_{cc}+0,30E_y+E_{cc}$	50,53	39,84	1,27	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Σε εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα, ο πεσσός 3 της στάθμης 1 επαρκεί, όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.17.

Στη στάθμη 2, ο πεσσός 27 σε εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα επαρκεί, αλλά δεν επαρκεί σε εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα, όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.18.

- Κατανομή M_y και σημεία ελέγχου στάθμης 2, για εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα



Σχήμα 3.27: Κατανομή ροπών M_{yx} και σημείο ελέγχου για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+Ex-0.30Ey+E_{cc}$

Η μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ , προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+Ex-0.30Ey+E_{cc}$ (EC1_016).

Περιοχή 2: Στάθμη 2, τοίχος 3, πεσσός 27, $L=5,025m$ $H=2,46m$

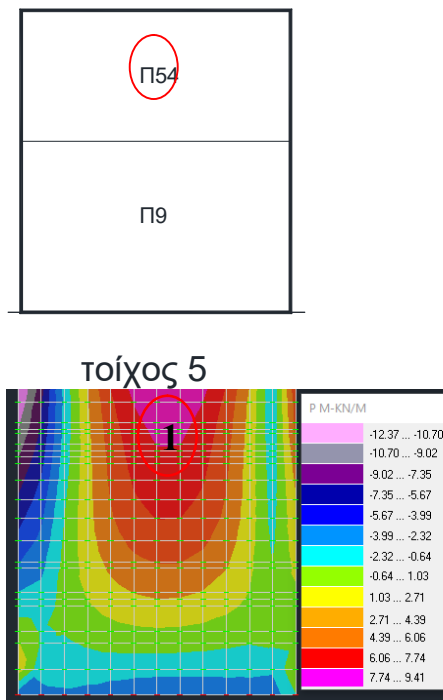
Συνδυασμός	$M_{sd,y}$	$M_{Rd,2}$	λ	Κατάσταση
$G+0,30Q+Ex-0.30Ey+E_{cc}$	20,76	15,51	1,34	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΣ ΤΟΙΧΟΣ 5:

Ο πεσσός 9 της στάθμης 1, του τοίχου 5, εμφανίζει επάρκεια τόσο στην εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα, όσο και στην εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.17.

Στην στάθμη 2, ο πεσσός 54 επαρκεί στην εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα, αλλά εμφανίζει ανεπάρκεια στην εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.18.

- ✚ Κατανομή M_y και σημεία ελέγχου στάθμης 2, για εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα



Σχήμα 3.28: Κατανομή ροπών M_{xx} και σημείο ελέγχου για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+Ex+0.30Ey$

Η μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ , προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+Ex+0.30Ey$ (EC1_006).

Περιοχή 1: Στάθμη 2, τοίχος 5, πεσσός 54, $L=5,025m$ $H=2,46m$

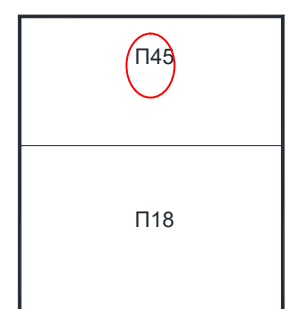
Συνδυασμός	$M_{sd,y}$	$M_{Rd,2}$	λ	Κατάσταση
$G+0,30Q+Ex+0.30Ey$	18,86	15,51	1,22	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΣ ΤΟΙΧΟΣ 8:

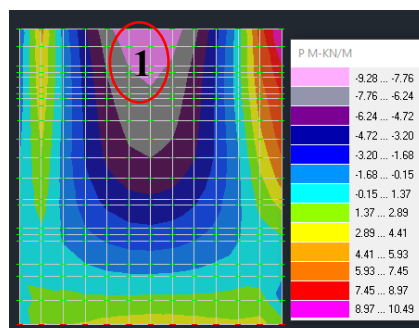
Ο πεσσός 18 της στάθμης 1, του τοίχου 8, εμφανίζει επάρκεια τόσο στην εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα, όσο και στην εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.17.

Στην στάθμη 2, ο πεσσός 45 επαρκεί στην εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα, αλλά εμφανίζει ανεπάρκεια στην εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.18.

- ✚ Κατανομή M_y και σημεία ελέγχου στάθμης 2, για εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα



τοίχος 8



Σχήμα 3.29: Κατανομή ροπών M_{xx} και σημείο ελέγχου για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+Ex+0.30Ey$

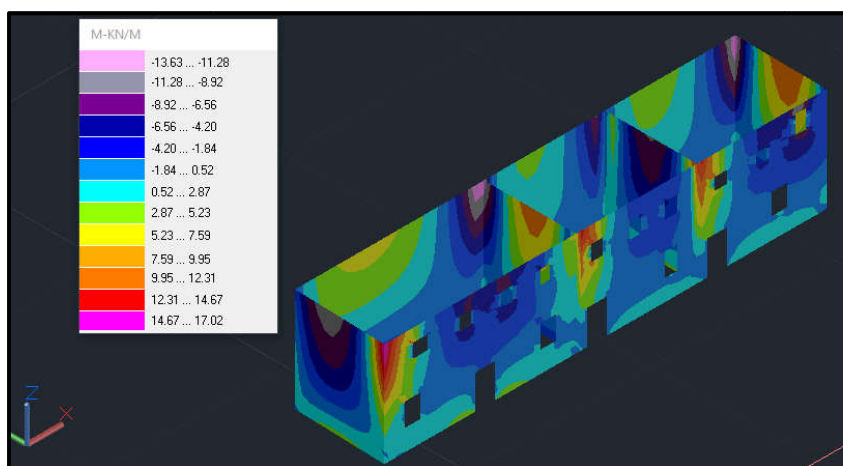
Η μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ , προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+Ex+0.30Ey$ (EC1_006).

Περιοχή 1: Στάθμη 2, τοίχος 8, πεσσός 45, $L=5,025m$ $H=2,46m$

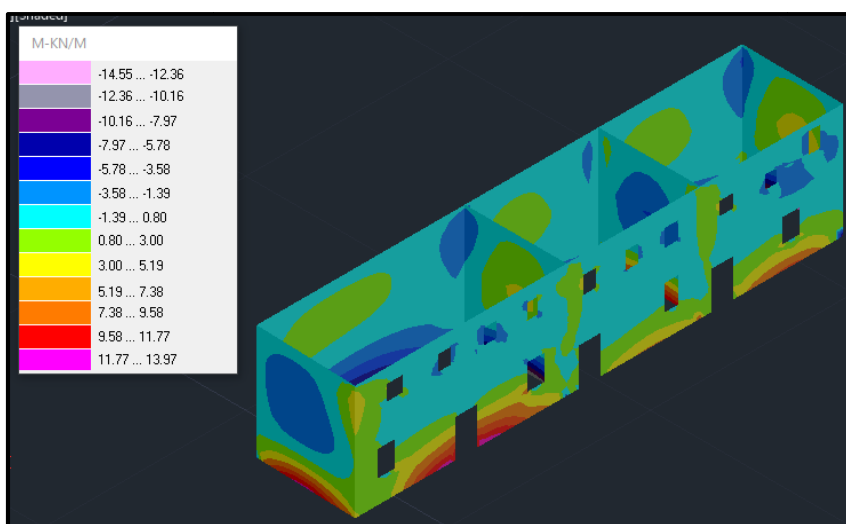
Συνδυασμός	$M_{sd,y}$	$M_{Rd,2}$	λ	Κατάσταση
$G+0,30Q+Ex+0.30Ey$	18,85	15,51	1,22	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Στα σχήματα που ακολουθούν, παρουσιάζεται η τρισδιάστατη χρωματική απεικόνιση του κτηρίου με την κατανομή των ροπών M_{xx} και M_{yy} για τους δύο βασικούς σεισμικούς συνδυασμούς $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$ και $G+0.30Q+0.30Ex+Ey$ στην, όπως επίσης και ο παραμορφωμένος φορέας βάσει των παραπάνω σεισμικών συνδυασμών φόρτισης.

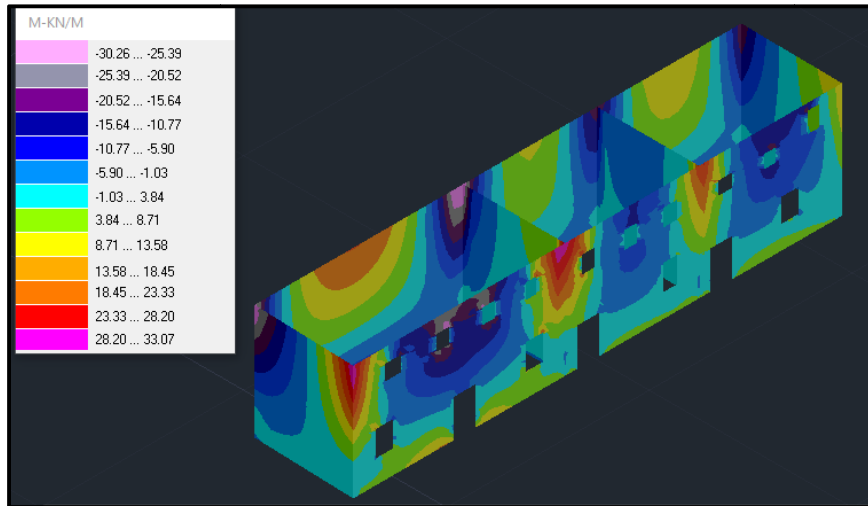
Παρατηρείται ότι στις παρειές με τους εγκάρσιους τοίχους αναπτύσσονται οι μεγαλύτερες τιμές των εκτός επιπέδου ροπών κάμψης περί κατακόρυφο άξονα, ενώ οι μεγαλύτερες τιμές των εκτός επιπέδου ροπών κάμψης περί οριζόντιο άξονα αναπτύσσονται στη βάση των τοίχων (Σχήματα 3.31, 3.32, 3.33, 3.34, 3.35, 3.36, 3.37 και 3.38).



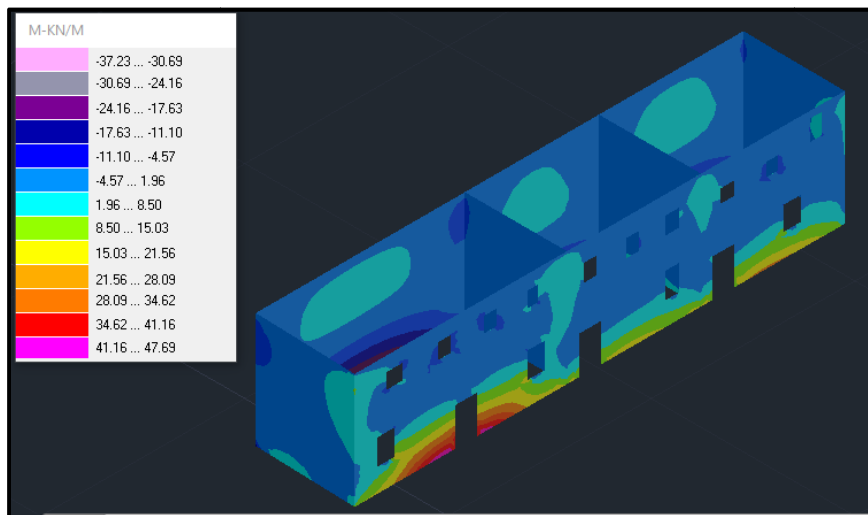
Σχήμα 3.30: Κατανομή ροπών M_{xx} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$



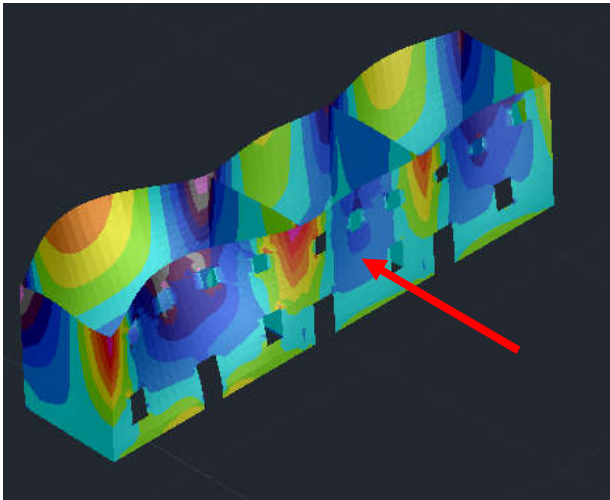
Σχήμα 3.31: Κατανομή ροπών M_{yy} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$



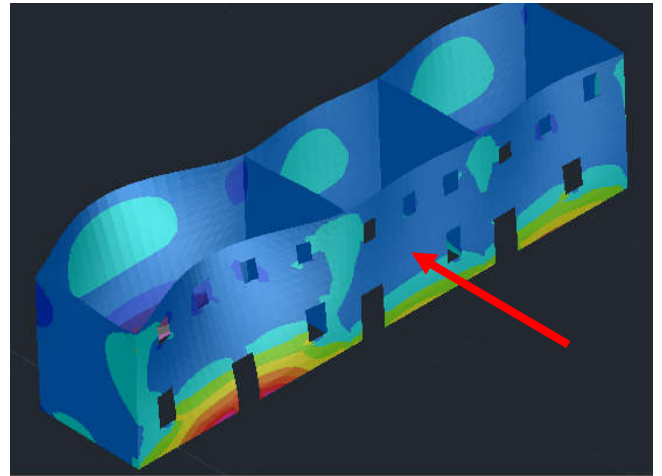
Σχήμα 3.32: Κατανομή ροπών M_{xx} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+0.30E_x+E_y$



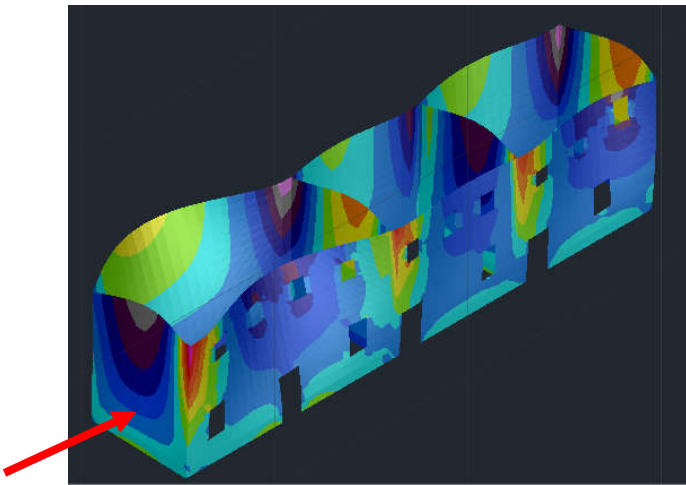
Σχήμα 3.33: Κατανομή ροπών M_{yy} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+0.30E_x+E_y$



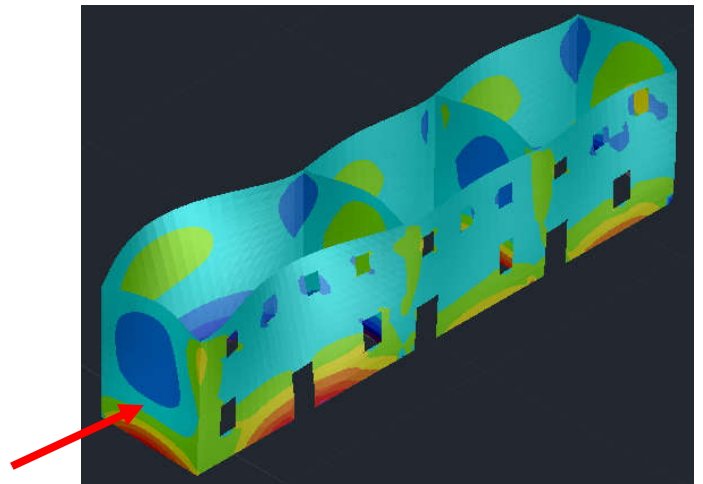
Σχήμα 3.34: Παραμορφωμένος φορέας
Κατανομή ροπών M_{xx} για τον σεισμικό
συνδυασμό $G+0.30Q+0.30E_x+E_y$



Σχήμα 3.35: Παραμορφωμένος φορέας
Κατανομή ροπών M_{yy} για τον σεισμικό
συνδυασμό $G+0.30Q+0.30E_x+E_y$



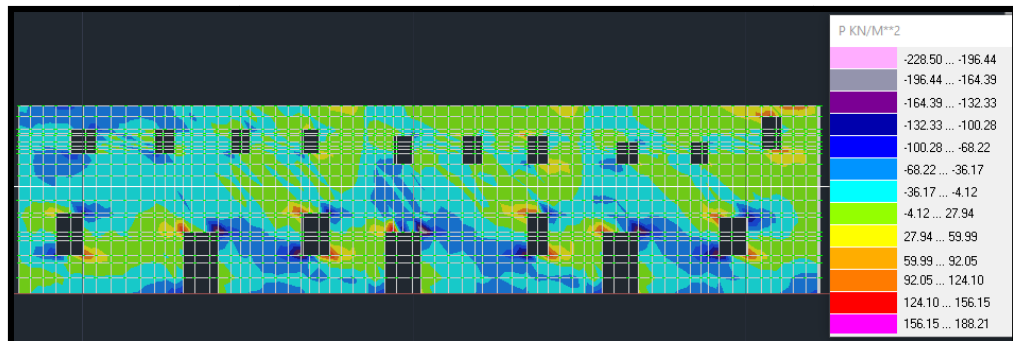
Σχήμα 3.36: Παραμορφωμένος φορέας
Κατανομή ροπών M_{xx} για τον σεισμικό
συνδυασμό $G+0.30Q+E_x+0.30E_y$



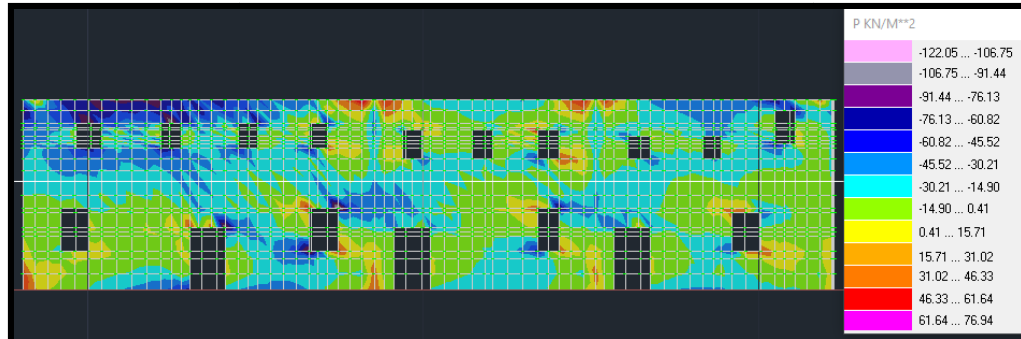
Σχήμα 3.37: Παραμορφωμένος φορέας
Κατανομή ροπών M_{yy} για τον σεισμικό
συνδυασμό $G+0.30Q+E_x+0.30E_y$

Σημαντική αντοχή της τοιχοποιίας αποτελεί η αντοχή της σε εφελκυστικές τάσεις με επίπεδο θραύσης κάθετα στον οριζόντιο αρμό. Η κατανομή των κύριων εφελκυστικών τάσεων S_{xx} , παρουσιάζεται για κάθε όψη χωριστά και για τους δύο βασικούς σεισμικούς συνδυασμούς $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$ και $G+0.30Q+0.30Ex+Ey$, στις παρακάτω εικόνες.

ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ



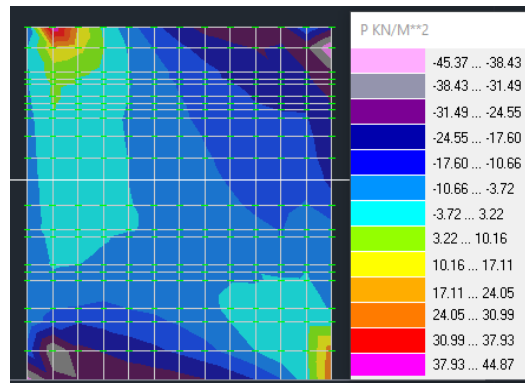
Σχήμα 3.38: Κατανομή κύριων εφελκυστικών τάσεων S_{xx} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$



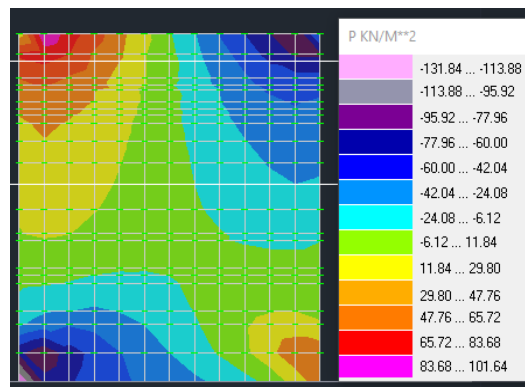
Σχήμα 3.39: Κατανομή κύριων εφελκυστικών τάσεων S_{xx} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+0.30Ex+Ey$

Λαμβάνοντας υπ' όψη ότι η αντοχή της τοιχοποιίας υπό οριζόντιο εφελκυσμό έχει ληφθεί ίση με $0,10\text{MPa}$, από τις παραπάνω εικόνες προκύπτει ότι πιθανές αστοχίες ενδέχεται να εμφανιστούν κατά την κύρια διεύθυνση του σειμού X , κυρίως στις περιοχές κοντά στις ακμές των ανοιγμάτων, όπου οι εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται, με επίπεδο θραύσης κάθετα στον οριζόντιο αρμό, είναι μεγαλύτερες από την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας.

ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ

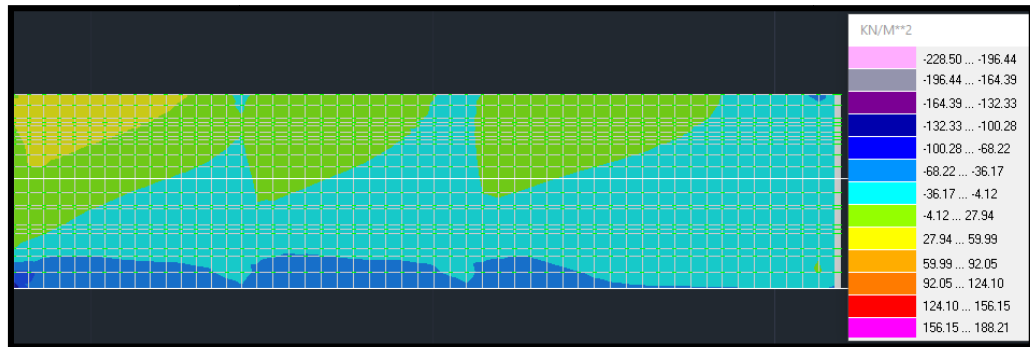


Σχήμα 3.40: Κατανομή κύριων εφελκυστικών τάσεων S_{xx} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$

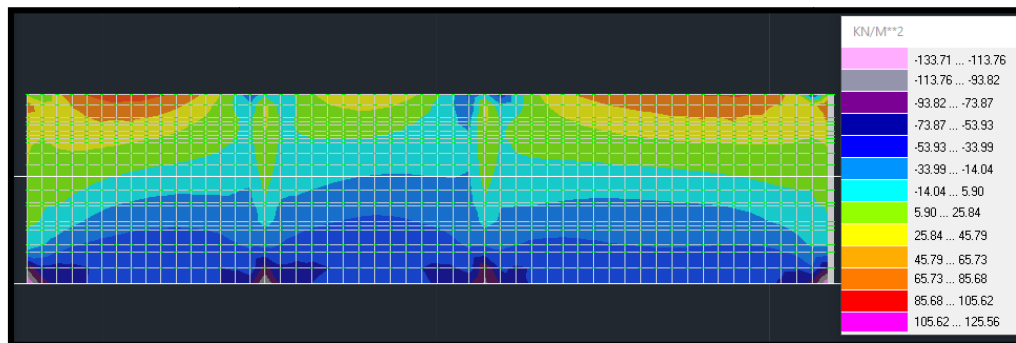


Σχήμα 3.41: Κατανομή κύριων εφελκυστικών τάσεων S_{xx} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+0.30Ex+Ey$

ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ

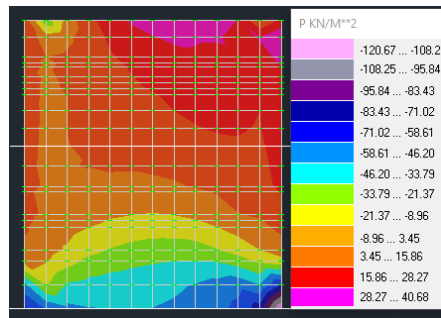


Σχήμα 3.42: Κατανομή κύριων εφελκυστικών τάσεων S_{xx} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$

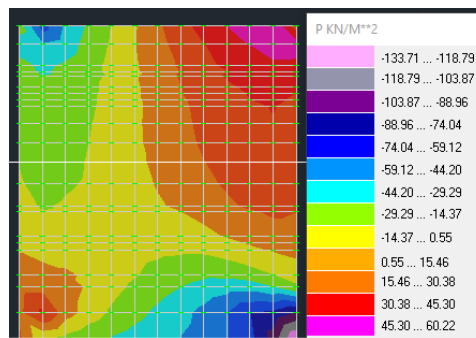


Σχήμα 3.43: Κατανομή κύριων εφελκυστικών τάσεων S_{xx} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+0.30Ex+Ey$

ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ



Σχήμα 3.44: Κατανομή κύριων εφελκυστικών τάσεων S_{xx} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$



Σχήμα 3.45: Κατανομή κύριων εφελκυστικών τάσεων S_{xx} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+0.30Ex+Ey$

Συνοψίζοντας, από τους ελέγχους προκύπτει ότι:

- ✓ Όλοι οι τοίχοι του κτηρίου κατά τη διεύθυνση της σεισμικής καταπόνησης, εμφανίζουν περί το κέντρο τους, ανεπάρκεια να αναλάβουν διάτμηση.
- ✓ Όλοι σχεδόν οι τοίχοι του ισογείου, κάθετα στην διεύθυνση της σεισμικής καταπόνησης, εμφανίζουν ανεπάρκεια στην εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσης παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς, λόγω μειωμένης θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας στο θλιβόμενο όριο, ή και λόγω μειωμένου (ευμενούς) αξονικού φορτίου.
- ✓ Ανεπάρκεια στην εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσης κάθετο στους οριζόντιους αρμούς της τοιχοποιίας εμφανίζεται κυρίως στα ψηλότερα σημεία του κτηρίου σε όλους τους τοίχους, από το ύψος του μεσοπατώματος και άνω, καθώς και στις γωνίες του κτηρίου, γεγονός απόλυτα αναμενόμενο καθώς δεν υπάρχουν ισχυρά διαφράγματα ούτε στην οροφή του κτηρίου, αλλά ούτε και στο μεσοπάτωμα. Επίσης παρατηρείται ότι οι ροπές είναι ιδιαίτερα αυξημένες και στις περιοχές ύπαρξης των δύο εσωτερικών εγκάρσιων τοίχων. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι οι εγκάρσιοι τοίχοι "στηρίζουν" τους εξεταζόμενους τοίχους οι οποίοι βρίσκονται κάθετα στην διεύθυνση της σεισμικής δράσης.
- ✓ Τέλος ανεπάρκεια εμφανίζεται στους τοίχους του ισογείου έναντι ανατροπής, δηλαδή ανεπάρκεια στην ικανότητα να παραλάβουν το πλευρικό σεισμικό φορτίο.

Επομένως κατά την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτηρίου με την μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q και λαμβάνοντας ως στόχο αποτίμησης την στάθμη επιτελεστικότητας B1, δηλαδή ότι με δεδομένη μια ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης 10% μιας σεισμικής δράσης (σεισμός σχεδιασμού) εντός ενός συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών, γίνεται αποδεκτό ότι το δόμημα θα οδηγηθεί σε σημαντικές βλάβες, προκύπτει το συμπέρασμα ότι το κτήριο δεν επαρκεί και θα πρέπει να ενισχυθεί.

Βεβαίως πρέπει να αναφερθεί ότι ο συγκεκριμένος στόχος αποτίμησης για το υπό μελέτη ιστορικό κτήριο γενικά θεωρείται αρκετά έως πολύ αυστηρός και γι' αυτό επιλέγεται συνήθως σε νέα δομήματα.

Μπορεί ωστόσο σε ειδικές περιπτώσεις όπως για παράδειγμα στην περίπτωση ιστορικών κτηρίων και μνημείων, η Δημόσια Αρχή να ορίσει ελάχιστο ανεκτό στόχο αποτίμησης, με σχετική Υπουργική Απόφαση.

Στην περίπτωση μας και καθαρά για λόγους πληρότητας της μελέτης και της καταγραφής συμπερασμάτων, πραγματοποιήθηκε και μια δεύτερη ανάλυση, υιοθετώντας ως στόχο αποτίμησης την στάθμη επιτελεστικότητας B2, ότι δηλαδή με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης κατά 50%, γίνεται αποδεκτό ότι το δόμημα θα οδηγηθεί εν γένει σε πιο συχνές, πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με

πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης κατά 10%. Στη περίπτωση αυτή η σεισμική δράση λαμβάνεται μειωμένη κατά περίπου 40%.

Τα συμπεράσματα από την αποτίμηση του κτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας B2, περιγράφονται συνοπτικά στο τέλος του κεφάλαιο 3 της παρούσης.

3.18.2 Με χρήση τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m

Στους πίνακες 3.19 και 3.20 που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ελέγχων με την μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ ανά τοίχο, ανά πεσσοί και ανά στάθμη.

Στα σχήματα 3.47, 3.48, 3.49 και 3.50, απεικονίζονται χρωματικά τόσο σε δύο διαστάσεις όσο και στο τρισδιάστατο μοντέλο, οι πεσσοί για τους οποίους παρουσιάζεται ανεπάρκεια (πράσινο οι πεσσοί που επαρκούν, κόκκινο οι πεσσοί που δεν επαρκούν), ώστε να υπάρχει μια αναλυτική και ξεκάθαρη εικόνα του φορέα και της συμπεριφοράς του.

Παρατηρείται ότι κατά την ανάλυση με την μέθοδο τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m , τα αποτελέσματα των ελέγχων είναι πολύ πιο ευνοικά, συγκριτικά με την ανάλυση με τον καθολικό δείκτη q καθώς είναι πολύ περισσότεροι οι πεσσοί οι οποίοι παρουσιάζουν επάρκεια.

Πίνακας 3.19: Αποτελέσματα ελέγχων ανά τοίχο και ανά πεσσό, στάθμης 1, με την μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ

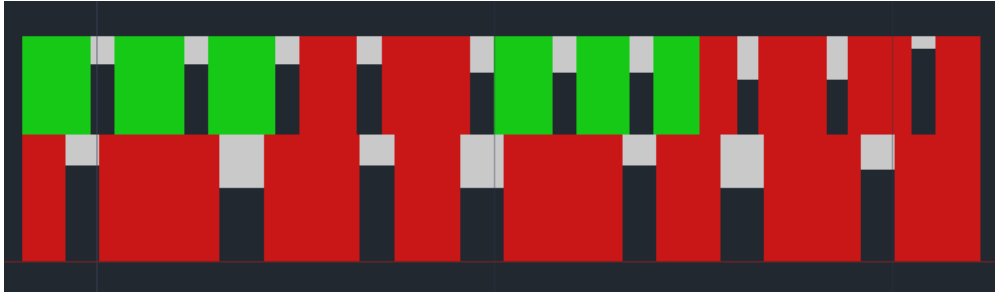
ΣΤΑΘΜΗ 1

ΤΟΙΧΟΣ	ΠΕΣΣΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗ		ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ		ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΑΞΟΝΑ		ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΑΞΟΝΑ		ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
		λ		λ		λ		λ		λ	
1	1	0,63	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,22	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,29	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,12	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,25	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
2	2	0,54	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,09	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,94	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,008	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,48	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
3	3	0,59	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,19	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,30	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,12	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,43	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
4	4	3,90	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,65	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	28,07	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	20,11	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	6	2,53	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,38	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,54	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,14	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,25	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
5	9	0,71	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,14	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,20	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,11	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,15	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
6	10	0,55	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,025	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,29	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,05	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,39	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
7	11	10,55	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,63	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	9,63	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,52	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	8,81	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	13	2,38	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,32	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,71	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,23	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,29	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
	15	1,77	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,29	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,76	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,19	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,31	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
	17	10,00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,07	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	11,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,50	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,91	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
8	18	0,69	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,14	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,19	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,11	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,15	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
9	19	4,91	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,30	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	17,59	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	31,72	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	21	1,36	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,23	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,19	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,09	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,21	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
10	24	0,59	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,09	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,02	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,06	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,77	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 3.20: Αποτελέσματα ελέγχων ανά τοίχο και ανά πεσσό, στάθμης 2, με την μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ

ΣΤΑΘΜΗ 2

ΤΟΙΧΟΣ	ΠΕΣΣΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ		ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΑΞΟΝΑ		ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΑΞΟΝΑ	
		λ		λ		λ	
1	25	0,11	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,35	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
2	26	0,04	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,06	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,17	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
3	27	0,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,10	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,35	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
4	28	0,09	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,17	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,58	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	30	0,45	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,27	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,10	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	32	0,15	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,02	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	34	0,44	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,31	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,84	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
5	54	0,06	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,06	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,32	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
6	35	0,01	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,05	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,20	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
7	36	0,15	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,47	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,16	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	38	0,01	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,15	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,12	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	40	0,34	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,23	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,97	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
	42	0,04	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,19	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,92	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
	44	0,17	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,37	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,94	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
8	45	0,05	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,07	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,32	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
9	46	0,14	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,10	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,92	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
	48	0,09	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,10	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,78	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
	50	0,18	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,11	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
	52	0,28	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,18	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,24	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
10	53	0,04	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,28	ΕΠΑΡΚΕΙΑ



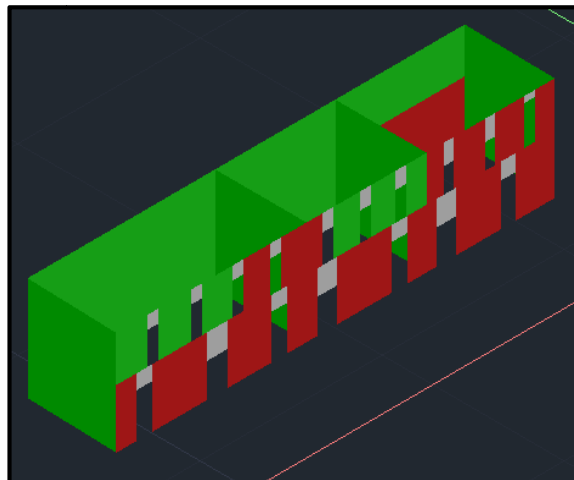
Σχήμα 3.46: Δυτική Όψη-Δισδιάστατη απεικόνιση ανεπάρκειας πεσσών



Σχήμα 3.47: Ανατολική Όψη-Δισδιάστατη απεικόνιση ανεπάρκειας πεσσών



Σχήμα 3.48: Βόρεια και Νότια Όψη-Δισδιάστατη απεικόνιση ανεπάρκειας πεσσών



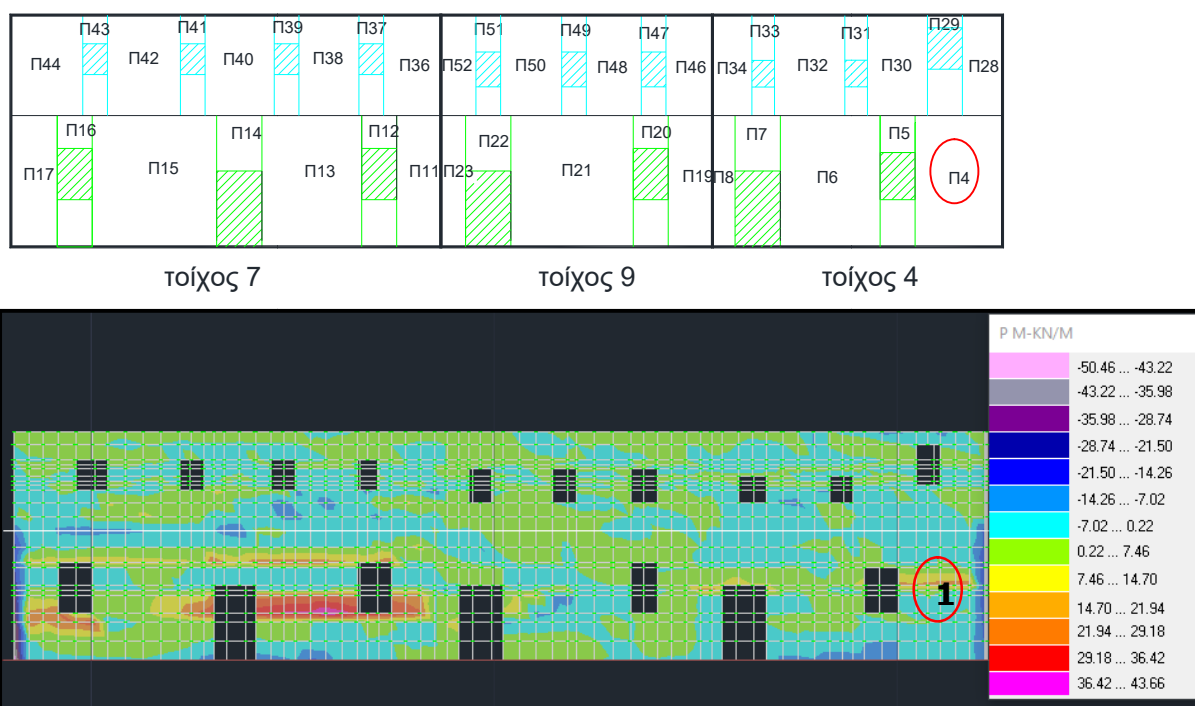
Σχήμα 3.49: Τρισδιάστατη απεικόνιση ανεπάρκειας πεσσών

Στις παρακάτω εικόνες, απεικονίζεται γραφικά η κατανομή των ροπών M_{xx} και M_{yy} για την εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο και οριζόντιο άξονα αντίστοιχα και για τους συνδυασμούς φόρτισης βάσει των οποίων παρουσιάστηκε στους πεσσούς της δυτικής όψης, η μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ .

ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ:

Η μεγαλύτερη ανεπάρκεια σε εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα στην δυτική όψη και στην στάθμη 1, εμφανίζεται στον πεσσό 4, όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.19.

✚ Κατανομή M_x και σημεία ελέγχου στάθμης 1, για εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα



Σχήμα 3.50: Κατανομή ροπών M_{yy} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q-0,30Ex+Ey+E_{cc}$

Η μέγιστη ροπή προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q-0,30Ex+Ey+E_{cc}$ (EC1_061).

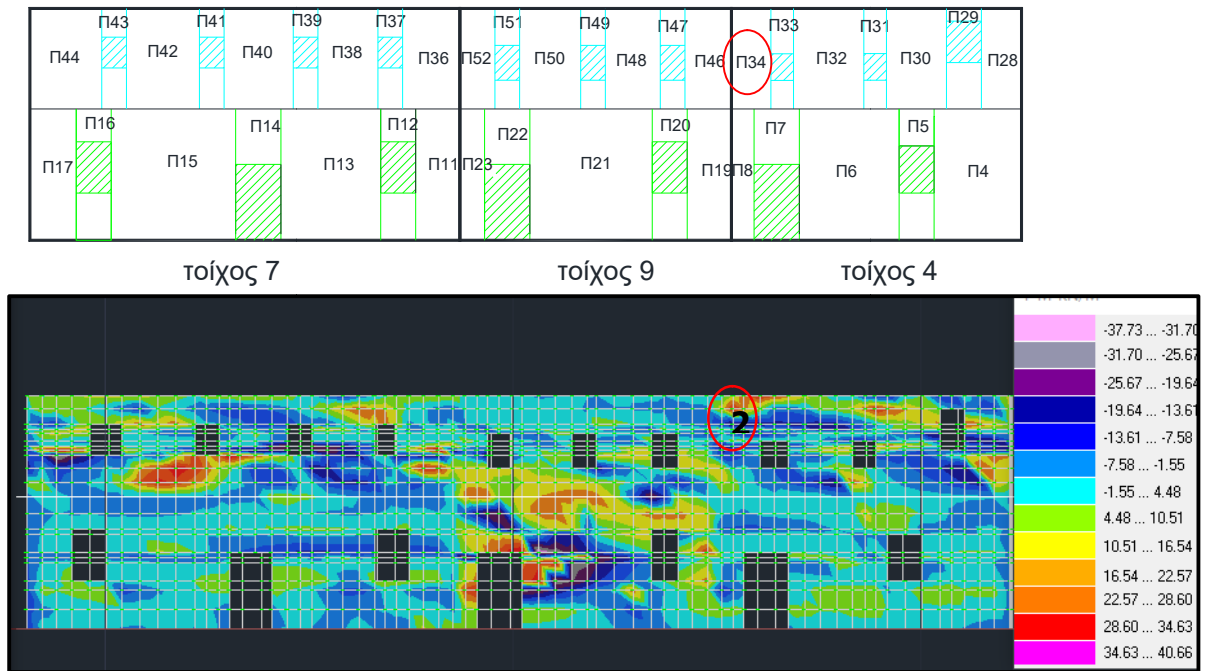
Περιοχή 1: Στάθμη 1, τοίχος 4, πεσσός 4, $L=2,13m$ $H=3,20m$

Συνδυασμός	$M_{sd,x}$	$M_{Rd,1}$	λ	Κατάσταση
$G+0,30Q-0,30Ex+Ey+E_{cc}$	10,71	0,38	28,07	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Στην εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα, στην στάθμη 1, όλοι οι πεσσοί επαρκούν.

Στην στάθμη 2, όλοι οι πεσσοί παρουσιάζουν επάρκεια στην εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί οριζόντιο άξονα, ενώ την μεγαλύτερη ανεπάρκεια στην εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα εμφανίζει ο πεσσός 34.

✚ Κατανομή M_y και σημεία ελέγχου στάθμης 2, για εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα



Σχήμα 3.51: Κατανομή ροπών M_{xx} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+0,30Ex+Ey+E_{cc}$

Η μέγιστη ροπή προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+0,30Ex+Ey+E_{cc}$ (EC1_043).

Περιοχή 2: Στάθμη 2, τοίχος 4, πεσσός 34, $L=0,95m$ $H=2,46m$

Συνδυασμός	$M_{sd,y}$	$M_{Rd,2}$	λ	Κατάσταση
$G+0,30Q+0,30Ex+Ey+E_{cc}$	6,51	3,55	1,83	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ:

Ο τοίχος 1 της βόρειας όψης επαρκεί σε όλους τους ελέγχους.

ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ:

Οι τοίχοι 2, 6 και 10 της ανατολικής όψης επαρκούν σε όλους τους ελέγχους.

ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ:

Ο τοίχος 3 της βόρειας όψης επαρκεί σε όλους τους ελέγχους.

ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΣ ΤΟΙΧΟΣ 5:

Ο εσωτερικός τοίχος 5 επαρκεί σε όλους τους ελέγχους.

ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΣ ΤΟΙΧΟΣ 8:

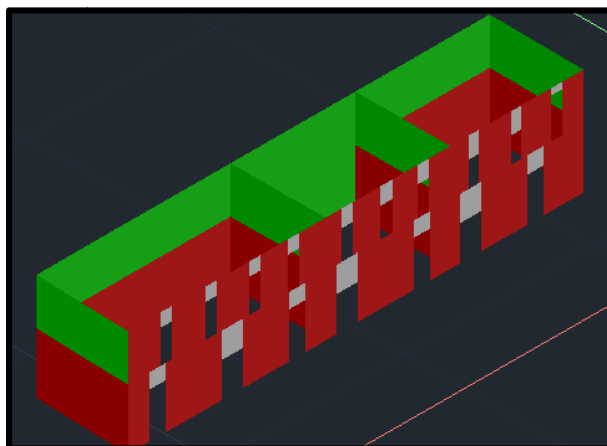
Ο εσωτερικός τοίχος 8 επαρκεί σε όλους τους ελέγχους.

Συνοψίζοντας, από την ανάλυση με τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας m , καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι οι τρεις τοίχοι του κτηρίου οι οποίοι δεν φέρουν ανοίγματα επαρκούν και ότι ανεπάρκεια εμφανίζεται κυρίως στους πεσσούς των τοίχων της πρόσοψης όπου είναι και τα πιο εύκαμπτα στοιχεία λόγω της ύπαρξης όλων των ανοιγμάτων του κτηρίου.

Όπως έχει προαναφερθεί και φαίνεται και στα αποτελέσματα, η ανάλυση με τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας m είναι κατά πολύ ευνοϊκότερη της μεθόδου με καθολικό δείκτη q .

3.18.3 Με χρήση καθολικού δείκτη η και στάθμη επιτελεστικότητας B2

Υιοθετώντας ως στόχο αποτίμησης το δόμημα να οδηγηθεί σε πιο συχνές, πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50%, βάσει της οποίας η σεισμική δράση λαμβάνεται μειωμένη περίπου κατά 40%, από την ανάλυση του κτηρίου και τους ελέγχους, προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:



Σχήμα 3.52: Τρισδιάστατη απεικόνιση ανεπάρκειας πεσσών

Όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.53, λόγω της μείωσης της σεισμικής δράσης, οι πεσσοί που παρουσιάζουν επάρκεια είναι περισσότεροι.

Συγκεκριμένα, στη στάθμη του ισόγειου, οι περισσότεροι πεσσοί αστοχούν σε εντός επιπέδου διάτμηση και σε εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα, όπως άλλωστε προέκυψε και κατά την ανάλυση με στάθμη επιτελεστικότητας B1.

Στην στάθμη του ορόφου, όμως είναι εμφανής η ευνοικότερη συμπεριφορά της τοιχοποιίας, αφού μόνο οι πεσσοί της πρόσοψης οι οποίοι είναι και οι πιο εύκαμπτοι, λόγω των ανοιγμάτων του κτηρίου, εμφανίζουν ανεπάρκεια στην εκτός επιπέδου ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα.

Επομένως σε αυτή την περίπτωση μια πρόταση ενίσχυσης με ενέματα μπορεί να περιοριστεί σε τμήματα τοιχοποιίας, όπως για παράδειγμα μόνο στο ισόγειο και όχι σε όλο το κτήριο, μειώνοντας ασφαλώς και το κόστος της επέμβασης.

Η ανεπάρκεια των πεσσών στον όροφο μπορεί να αποκατασταθεί με ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας, τόσο στην στάθμη του μεσοπατώματος, όσο και στο δώμα, με τον τρόπο που περιγράφεται στο κεφάλαιο 4 της παρούσης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

4. ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

4.1 Γενικές αρχές επεμβάσεων

Κάθε είδους επέμβαση (επισκευή ή ενίσχυση) σε ένα ιστορικό κτήριο, θα πρέπει να διασφαλίζει την αρχιτεκτονική, ιστορική και μνημειακή αξία του, βελτιώνοντας ταυτόχρονα την αντισεισμική συμπεριφορά του, προκειμένου να παρέχει ασφάλεια στους επισκέπτες αλλά και στους κατοίκους της περιοχής στην οποία βρίσκεται.

Για τον λόγο αυτό, στο κτήριο μελέτης προτείνονται ήπιες επεμβάσεις που θα βελτιώσουν την συμπεριφορά της κατασκευής σε σεισμικές δράσεις, χωρίς όμως να υπάρξει αλλοίωση των τυπολογικών, μορφολογικών και κατασκευαστικών χαρακτηριστικών του.

4.2 Προτεινόμενες επεμβάσεις

Για την βελτίωση της συμπεριφοράς του κτηρίου έναντι των σεισμικών δράσεων, προτείνονται επεμβάσεις ενίσχυσης της τοιχοποιίας και επεμβάσεις ενίσχυσης της διαφραγματικής λειτουργίας του πατώματος και του δώματος.

4.2.1 Ενίσχυση τοιχοποιίας

Για την επισκευή και την ενίσχυση της τοιχοποιίας συνηθισμένη πρακτική αποτελεί η ομογενοποίηση της μάζας της τοιχοποιίας (μέσω κατάλληλων ενεμάτων, υπό ελεγχόμενη πίεση), η οποία εφαρμόζεται σε δίστρωτες ή τρίστρωτες αργολιθοδομές και συνδυάζεται συνήθως με την μέθοδο της βαθιάς, καθολικής και διπλής αρμολόγησης.

Η συγκεκριμένη πρακτική, αν και μη αναστρέψιμη επέμβαση, αποτελεί ιδανική επιλογή για ενίσχυση ιστορικών μνημείων, διότι επεμβαίνει στην εσωτερική δομή της τοιχοποιίας και δεν είναι ορατή στην όψη της. Δεν θα πρέπει όμως να παραμελείται η συμβατότητα των νέων υλικών με τα μηχανικά χαρακτηριστικά της υφιστάμενης τοιχοποιίας.

Με την μέθοδο αυτή επιτυγχάνονται:

- ✓ βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών της τοιχοποιίας και ανθεκτικότητα της κατασκευής
- ✓ πλήρωση των ρωγμών και των κενών υπό χαμηλή πίεση, χωρίς περαιτέρω διατάραξη της υπό επισκευή, κατασκευής
- ✓ αποφυγή δευτερογενών βλαπτικών επιπτώσεων στη συνολική συμπεριφορά της.

Έτσι για την ενίσχυση της τοιχοποιίας προτείνεται η χρήση τριμερούς ενέματος (τσιμέντο, υδράβεστος, ποζολάνη), θλιπτικής αντοχής 5 MPa .

- Αύξηση της θλιπτικής αντοχής τοιχοποιίας $f_{wc,f}$:

Η νέα θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας μετά την ομογενοποίηση, υπολογίζεται από την εξίσωση 8.2 του ΚΑΔΕΤ:

$$f_{wc,f} = f_{wc,0} + \Delta * f_0 + \lambda * n * f_{gc}$$

όπου

$f_{wc,f}$: η τελική αντοχή της τοιχοποιίας

$f_{wc,0}$: η αρχική αντοχή της τοιχοποιίας, ίση με $2,0 \text{ MPa}$

n : ο λόγος του όγκου του εισαγόμενου ενέματος ως προς τον συνολικό όγκο του κονιάματος, ο οποίος επειδή δεν διατίθενται ακριβή στοιχεία, λαμβάνεται ίσος με $0,10$

f_{gc} : θλιπτική αντοχή του ενέματος

λ = συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος-κονιάματος, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με $0,50$ για τραχείς λίθους και ίσος με $0,1$ για πολύ λείους λίθους.

f_0 : συντελεστής (σε MPa) ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη τον βαθμό λάξευσης των λίθων και παίρνει τιμές:

$0,00$ για λαξευτή λιθοδομή,

$0,50$ - $1,00$ για λιθοδομή από ημικανονικούς λίθους

$1,50$ - $2,50$ για αργολιθοδομή, ανάλογα με την ποιότητα δόμησης.

$$\Delta * f_0 = f_0 : \left(1 + \frac{1}{10 * n}\right) = 1,50 : (1 + 1) = 0,75$$

Άρα η νέα θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας μετά την ομογενοποίηση είναι ίση με:

$$f_{wc,f} = f_{wc,0} + \Delta * f_0 + \lambda * n * f_{gc} = 2,0 + 0,75 + 0,50 * 0,10 * 5$$

$$f_{wc,f} = 3,0 \text{ MPa}$$

- Αύξηση της εφελκυστικής αντοχής f_{wt} :

Η αντοχή σε εφελκυσμό αυξάνεται λόγω της πλήρωσης των κενών και ασυνεχειών της τοιχοδομής και της βελτίωσης της συνάφειας στις διεπιφάνειες.

Η αύξηση της αντοχής σε εφελκυσμό εξαρτάται εντόνως από τη σύνθεση, την τεχνική εφαρμογής και την κατανάλωση του ενέματος, και έτσι δεν μπορούν να δοθούν (προς το παρόν) συστάσεις γενικής εφαρμογής για την συμπεριφορά σε εφελκυσμό.

Για την εκτίμηση της εφελκυστικής αντοχής του ομογενοποιημένου τοίχου επιτρέπεται, με βάση το λόγο n να λαμβάνεται υπόψη η εκτιμώμενη εφελκυστική αντοχή του μικτού κονιάματος – ενέματος αντίστοιχα, κατά την κρίση του μελετητή (ΚΑΔΕΤ, §8.9.5.1β).

Άρα η τιμή της ενισχυμένης εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας f_{wt} , μπορεί να θεωρηθεί αυξημένη κατά 10% και ίση με:

$$f_{wt} = 0,10 + 0,10 * 10\% = 0,10 + 0,01$$

$$f_{wt} = 0,11 \text{ MPa}$$

- Αύξηση της διατμητικής αντοχής f_{wv0} :

Η αύξηση της αντοχής σε διάτμηση εξαρτάται εντόνως από τη σύνθεση, την τεχνική εφαρμογή και την κατανάλωση του ενέματος, και έτσι δεν μπορούν να δοθούν (προς το παρόν) συστάσεις γενικής εφαρμογής, για την συμπεριφορά σε διάτμηση.

Για την εκτίμηση της αντοχής της ενισχυμένης τοιχοποιίας υπό μηδενική θλιπτική τάση επιτρέπεται να λαμβάνεται υπόψη η θλιπτική αντοχή του μικτού κονιάματος (ένεμα - κονίαμα δόμησης), (ΚΑΔΕΤ, §8.9.5.1γ).

Άρα η τιμή της ενισχυμένης διατμητικής αντοχής f_{vko} , απουσίας κατακόρυφου φορτίου (συνοχή), μπορεί να θεωρηθεί αυξημένη κατά 10% και ίση με:

$$f_{vko} = 0,10 + 0,10 * 10\% = 0,10 + 0,01$$

$$f_{vko} = 0,11 \text{ MPa}$$

Με αυτό τον τρόπο αυξάνεται και η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας.

- Αύξηση μέτρου ελαστικότητας E_{we} :

Η εφαρμογή ενεμάτων οδηγεί εν γένει σε αύξηση του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας. Το ποσοστό της αύξησης αυτού του όρου εξαρτάται από την σύνθεση του ενέματος. Τα διατιθέμενα στοιχεία όμως δεν επιτρέπουν συστάσεις γενικής εφαρμογής.

Επειδή οι τιμές που δίνονται στη βιβλιογραφία δίνουν κατά μέσο όρο μια αύξηση του μέτρου ελαστικότητας της τάξεως του 60%, συνιστάται υπέρ της ασφαλείας, ο μελετητής κατά την ανάλυση του δομήματος να πραγματοποιεί δυο προσεγγίσεις, χωρίς και με αύξηση των αντίστοιχων χαρακτηριστικών (ΚΑΔΕΤ, §8.9.5.1.δ).

Ωστόσο, για την ανάγκη πληρότητας της μελέτης, θα θεωρηθεί ότι η τιμή του μέτρου ελαστικότητας της ενισχυμένης τοιχοποιίας θα αυξηθεί κατά 60% και θα είναι ίση με:

$$E_{we} = 1600 + 1600 * 60\% = 1600 + 960 = 2560 \text{ MPa}$$

Για την εφαρμογή των ενεμάτων ακολουθείται η κάτωθι διαδικασία:

- Καθολική καθαίρεση του επιχρίσματος
- Βαθύ ξύσιμο των αρμών, του κονιάματος και των τυχόν ρωγμών ώστε να απομακρυνθούν τα σπασμένα τμήματα λίθων ή πλίνθων καθώς και τα σαθρά τμήματα του κονιάματος
- Πλύσιμο με νερό υπό πίεση
- Διάνοιξη οπών μεταξύ των λίθων, σε βάθος τουλάχιστον ίσο με το μισό πάχος του τοίχου, σε σχήμα ρομβοειδούς καννάβου. Οι αποστάσεις των οπών δεν πρέπει να ξεπερνούν τα 50cm.
- Τοποθέτηση πλαστικών ή μεταλλικών σωληνίσκων μέσα στις οπές σε βάθος αρκετών εκατοστών και στερέωση τους μεταξύ των λίθων. Οι σωληνίσκοι χρησιμοποιούνται για την εισαγωγή του ενέματος εντός της τοιχοποιίας.
- Εισαγωγή ενέματος. Η διαδικασία ξεκινάει από τη βάση του τοίχου και συνεχίζει σταδιακά προς την κορυφή του, διακόπτοντας κάθε φορά τη ροή μόλις εμφανιστεί ένεμα στον αμέσως υπερκείμενο σωληνίσκο. Η μέγιστη ταχύτητα δεν πρέπει να ξεπερνά το 1m την ημέρα ώστε οι αναπτυσσόμενες υδροστατικές πιέσεις να μην καταστρέψουν την τοιχοποιία. Επίσης, για αποφυγή βλάβης λόγω υψηλής εσωτερικής πίεσης, η πίεση στο ακροφύσιο δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0,1 MPa.

4.2.2 Ενίσχυση διαφραγματικής λειτουργίας μεσοπατώματος και δώματος

Επειδή γενικά τα ξύλινα πατώματα, αντιπροσωπεύουν εύκαμπτα οριζόντια διαφράγματα, συνιστάται η μείωση της εντός επιπέδου παραμορφωσιμότητάς τους και η αύξηση της εκτός επιπέδου δυσκαμψίας τους, με την ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας τους.

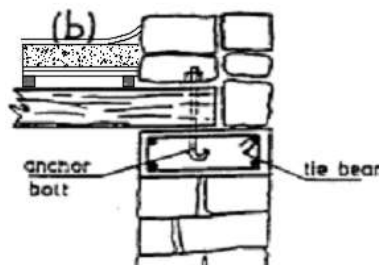
Έτσι στη περίπτωση του υπό μελέτη κτηρίου προτείνονται οι ακόλουθες επεμβάσεις:

- Δώμα

Αρχικά θα πρέπει να απομακρυνθεί η υφιστάμενη στρώση επικάλυψης του δώματος. Στη συνέχεια προτείνεται η απομάκρυνση των ξύλινων δοκών που έχουν αποσαρθρωθεί και αντικατάστασή τους με νέες συμβατής ξυλείας, ενώ όσες μπορούν να διατηρηθούν θα πρέπει να γίνει καθαρισμός και ενίσχυση των διατομών τους.

Για την ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας, προτείνεται η κατασκευή περιμετρικού διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα στην στέψη όλων των φερόντων τοίχων. Τοποθέτηση φύλλων κόντρα πλακέ καρφωμένων απ' ευθείας στις κύριες ξύλινες δοκούς ή επάνω σε καδρόνια. Ακολουθεί ελαφριά πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους έως 10cm, διαμόρφωση αναγκαίων ρύσεων και τελική επικάλυψη με στεγανωτική μεμβράνη.

Οι ξυλοδοκοί θα πρέπει να αγκυρώνονται στα διαζώματα, μέσω μεταλλικών συνδέσμων (Σχήμα 4.1).

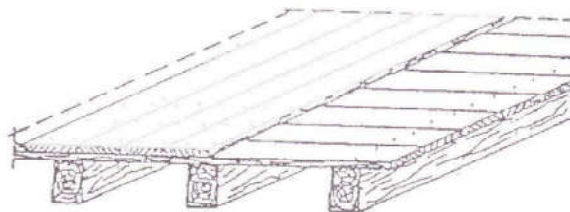


Σχήμα 4.1 Ενίσχυση διαφραγματικής λειτουργίας δώματος

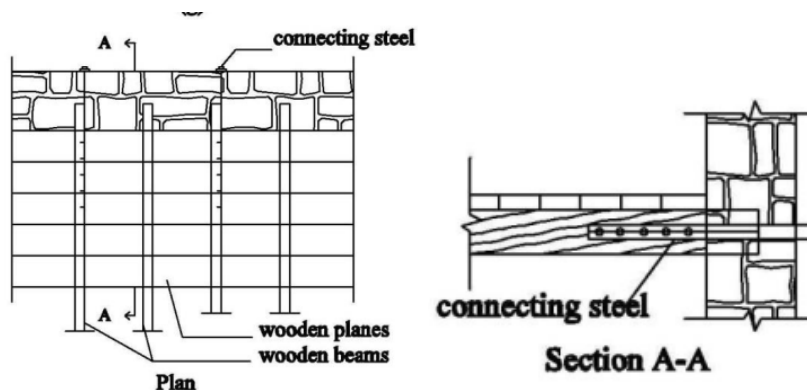
- Πάτωμα

Προτείνεται η απομάκρυνση των ξύλινων στοιχείων (δοκοί, σανιδώματα) που έχουν αποσαθρωθεί και αντικατάστασή τους με νέα συμβατής ξυλείας, ενώ όσα μπορούν να διατηρηθούν θα πρέπει να γίνει καθαρισμός και ενίσχυση των διατομών τους.

Για την ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας, προτείνεται η τοποθέτηση δεύτερου πρόσθετου σανιδώματος με κάθετο προσανατολισμό προς αυτόν του υπάρχοντος, με προσθήκη μιας ή δύο στρώσεων από ξυλόπλακες διαφόρων τύπων, καθώς και η αγκύρωση των ξύλινων δοκών στην τοιχοποιία, μέσω τοπικών συνδέσμων (Σχήματα 4.2).



Σχήμα 4.2: Τοποθέτηση δεύτερου σανιδώματος, κάθετα στο υπάρχον ξύλινο δάπεδο, παράλληλα στις δοκούς (Tomazevic, 1999)



Σχήμα 4.3: Σύνδεση πατωμάτων με τις φέρουσες τοιχοποιίες (Στυλιανίδης, 2019)

4.2.3 Επισκευή βλαβών και φθορών

Κάθε επέμβαση δεν μπορεί να μην περιλαμβάνει την επισκευή τυχόν βλαβών ή φθορών, ασχέτως των αποτελεσμάτων της αποτίμησης.

Αυτές οι επεμβάσεις περιλαμβάνουν ενδεικτικώς τις παρακάτω εργασίες:

- Αρμολογήματα
- Σφράγισμα ρωγμών
- Συμπλήρωση κενών σε περιοχές που έχουν αποκολληθεί λίθοι
- Αντικατάσταση επιχρισμάτων που έχουν αποσαθρωθεί
- Αντικατάσταση φθαρμένων ξύλινων στοιχείων

4.3 Έλεγχοι του κτηρίου μετά τις επεμβάσεις

Προκειμένου να διαπιστωθεί εάν οι προτεινόμενες επεμβάσεις ενισχύουν την συμπεριφορά του κτηρίου έναντι σεισμικών δράσεων, δημιουργήθηκε ένα νέο προσομοίωμα, με τα μηχανικά χαρακτηριστικά της ενισχυμένης τοιχοποιίας, και την προσθήκη ισχυρού διαφράγματος στην στάθμη του δώματος, από περιμετρικό διάζωμα και πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 8cm. Στην στάθμη του μεσοπατώματος, παρόλο που προτείνεται η ενίσχυση της διαφραγματικής του λειτουργίας, ωστόσο δεν λαμβάνεται υπ' όψη στη διαμόρφωση του στατικού προσομοιώματος, γιατί δεν μπορεί να θεωρηθεί απαραμόρφωτο διάφραγμα.

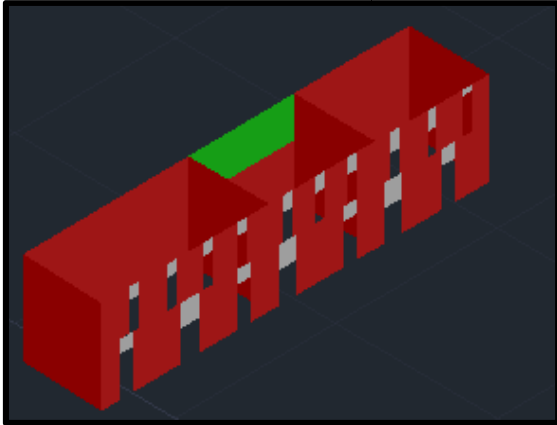
Σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ, §4.6.3(β) κατά τον ανασχεδιασμό σε περιπτώσεις ήπιων αλλά εκτεταμένων επεμβάσεων μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον καθολικό δείκτη συμπεριφοράς τιμές ίσες με αυτές για στοιχεία χωρίς βλάβες.

Έτσι βάσει του πίνακα Σ.4.3. του ΚΑΔΕΤ, για τον ανασχεδιασμό λήφθηκε τιμή q' ίση με 2,00.

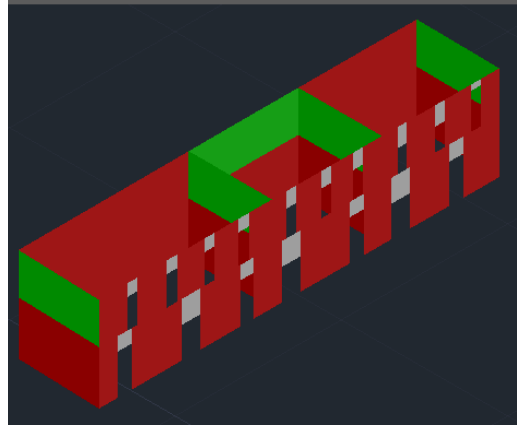
Στο επίπεδο της στέψης των τοίχων θεωρείται ότι υπάρχει ισχυρή διαφραγματική λειτουργία, λόγω της προσθήκης του διαζώματος και της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ελέγχων της ενισχυμένης τοιχοποιίας, για στάθμη επιτελεστικότητας B1 και για στάθμη επιτελεστικότητας B2.

- **Αποτελέσματα ελέγχων ενισχυμένης τοιχοποιίας με δείκτη συμπεριφοράς $q'=2,00$ και στάθμη επιτελεστικότητας B1**



Σχήμα 4.4: Αρχικός φορέας ($q=1,5$, B1)



Σχήμα 4.5: Ενισχυμένος φορέας ($q=2,0$, B1)

Πίνακας 4.1: Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας πεσσών στάθμης 1, για εντός επιπέδου δράση πριν και μετά τις ενισχύσεις

ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΡΑΣΗ					
ΣΤΑΘΜΗ 1		ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗ		ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ	
		ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ
ΤΟΙΧΟΣ	ΠΕΣΣΟΣ	λ	λ	λ	λ
1	1	2,75	2,37	0,95	0,70
2	2	1,12	0,86	0,19	0,19
3	3	2,61	2,15	0,82	0,63
4	4	10,00	3,67	1,31	0,51
	6	5,07	3,16	0,76	0,43
5	9	3,01	1,96	0,61	0,39
6	10	1,57	1,12	0,07	0,06
7	11	13,85	9,21	1,22	0,58
	13	4,63	2,92	0,63	0,47
	15	3,43	2,37	0,57	0,39
	17	10,00	7,25	5,96	0,71
8	18	2,98	2,02	0,59	0,39
9	19	15,63	8,82	0,95	0,53
	21	4,33	2,73	0,74	0,45
10	24	1,79	1,33	0,29	0,24

Πίνακας 4.2: Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας πεσσών στάθμης 1, για εκτός επιπέδου δράση πριν και μετά τις ενισχύσεις

ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΡΑΣΗ							
		ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΑΞΟΝΑ		ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΑΞΟΝΑ		ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
ΣΤΑΘΜΗ 1		ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ
ΤΟΙΧΟΣ	ΠΕΣΣΟΣ	λ	λ	λ	λ	λ	λ
1	1	1,17	0,66	0,45	0,26	1,01	0,87
2	2	4,38	1,89	0,01	0,03	2,23	2,34
3	3	1,27	0,65	0,46	0,29	1,79	0,96
4	4	107,47	4,66	0,75	0,27	76,99	7,09
	6	2,05	1,24	0,66	0,23	0,96	1,36
5	9	0,82	0,56	0,40	0,25	0,61	0,91
6	10	2,49	1,19	0,23	0,14	3,32	1,62
7	11	39,86	5,26	3,71	1,38	36,51	9,17
	13	2,95	1,27	1,66	0,62	1,24	1,36
	15	3,14	1,42	1,33	0,49	1,29	1,51
	17	48,15	23,32	3,60	1,34	7,89	25,31
8	18	0,81	0,56	0,40	0,26	0,59	0,92
9	19	135,56	2,36	1,18	0,62	244,34	4,03
	21	1,51	0,95	0,43	0,23	1,59	1,07
10	24	4,31	2,18	0,30	0,15	3,25	2,98

Πίνακας 4.3: Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας πεσσών στάθμης 2, για εκτός επιπέδου δράση πριν και μετά τις ενισχύσεις

ΣΤΑΘΜΗ 2		ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΑΞΟΝΑ		ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΑΞΟΝΑ	
		ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ
ΤΟΙΧΟΣ	ΠΕΣΣΟΣ	λ	λ	λ	λ
1	25	0,34	0,52	1,32	0,37
2	26	0,27	1,56	1,33	0,20
3	27	0,43	0,58	1,34	0,39
4	28	0,66	1,89	7,59	1,57
	30	1,02	1,62	5,29	1,09
	32	0,99	1,65	4,91	1,01
	34	1,17	0,25	8,83	1,83
5	54	0,27	0,39	1,22	0,37
6	35	0,44	0,78	0,99	0,31
7	36	1,97	0,39	8,30	1,16
	38	0,61	1,54	7,98	1,11
	40	0,96	1,88	6,92	0,96
	42	0,81	1,93	6,56	0,91
	44	1,52	1,18	6,69	0,93
8	45	0,31	0,40	1,22	0,39
9	46	0,77	0,19	4,13	1,12
	48	0,81	1,10	3,52	0,95
	50	0,85	1,15	3,17	0,86
	52	1,36	0,11	5,58	1,51
10	53	0,69	1,36	1,52	0,35

Από τα σχήματα 4.4 και 4.5 και τους πίνακες 4.1, 4.2 και 4.3, προκύπτει ότι οι δείκτες ανεπάρκειας κατά τον έλεγχο στην εντός επιπέδου διάτμηση στους περισσότερους πεσσούς έχουν μειωθεί σημαντικά μετά τις επεμβάσεις, ωστόσο η ανεπάρκεια της τοιχοποιίας να παραλάβει τέμνουσα παραμένει. Το ίδιο συμπέρασμα προκύπτει και για τους ελέγχους κατά την εκτός επιπέδου δράση.

Σημαντικά βελτιωμένη εμφανίζεται η συμπεριφορά της τοιχοποιίας κυρίως στην στέψη των τοίχων και συγκεκριμένα στην εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα, γεγονός το οποίο μπορεί να αποδοθεί στην ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας του δώματος.

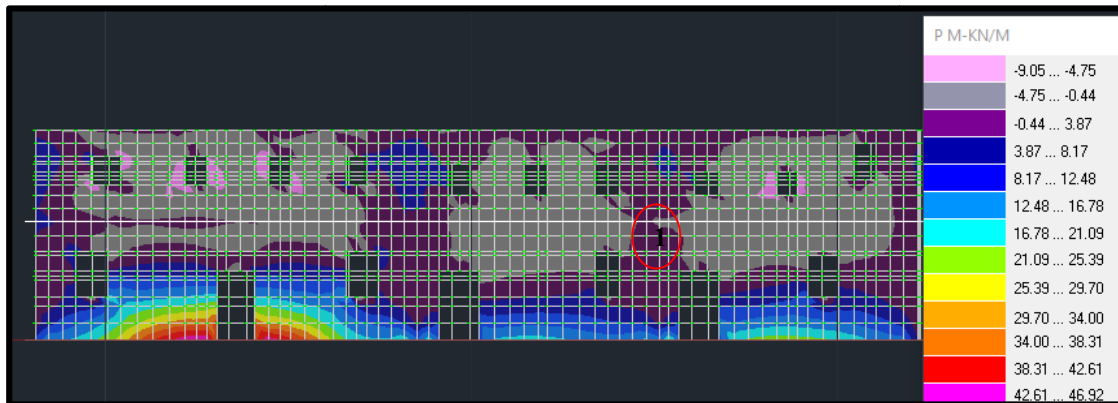
Ο έλεγχος εκκεντρότητας κατά την διεύθυνση Y, εξακολουθεί να μην ικανοποιείται.

Επίσης παρατηρείται σε κάποιους πεσσούς, αύξηση του λόγου ανεπάρκειας, έναντι της εκτός επιπέδου ροπής κάμψης περί τον οριζόντιο άξονα, μετά τις προτεινόμενες επεμβάσεις.

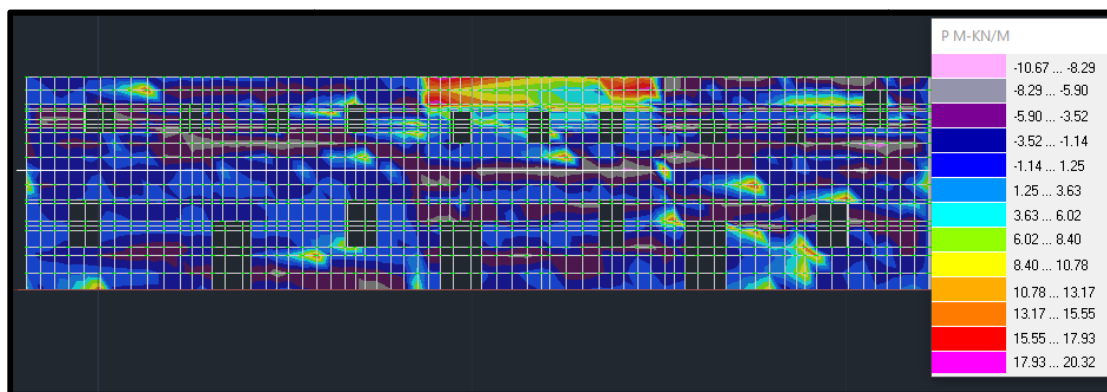
Αυτό συμβαίνει διότι με την προσθήκη του διαφράματος στη στάθμη του δώματος, αυξάνονται και οι αδρανειακές δυνάμεις, με αποτέλεσμα να παρατηρείται και αύξηση της έντασης στην συγκεκριμένη στάθμη.

Στα σχήματα που ακολουθούν απεικονίζονται γραφικά οι κατανομές των εκτός επιπέδου ροπών κάμψης και στα δύο προσομοιώματα πριν και μετά τις ενισχύσεις, καθώς και η περιοχή ελέγχου που συγκέντρωνε την μεγαλύτερη ένταση πριν την ενίσχυση:

ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ

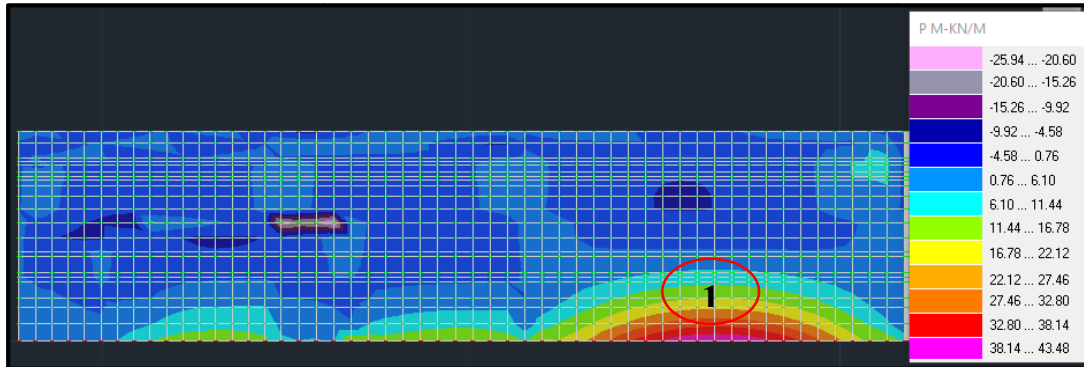


Σχήμα 4.6: Κατανομή ροπών M_{yy} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+0,30Ex+E_{cc}+E_y$ πριν την ενίσχυση

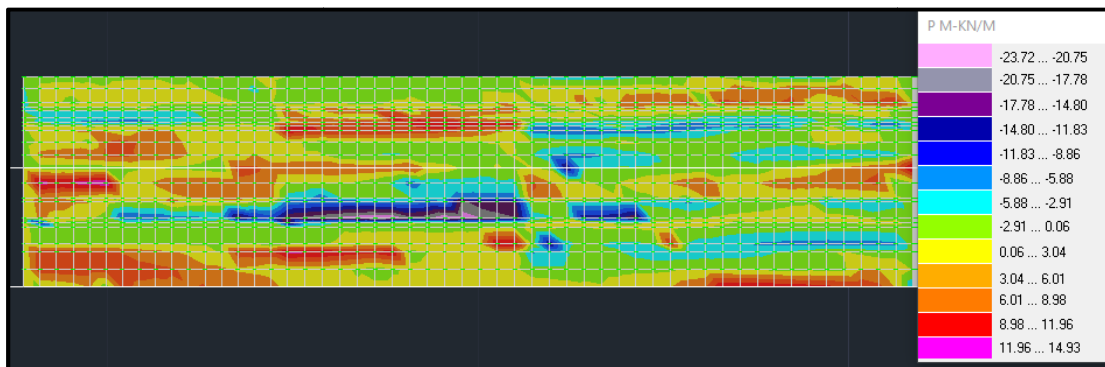


Σχήμα 4.7: Κατανομή ροπών M_{yy} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+0,30Ex+E_{cc}+E_y$ μετά την ενίσχυση

ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ

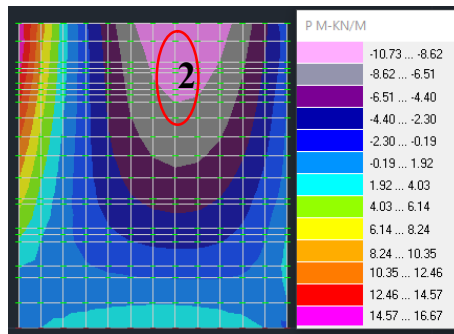


Σχήμα 4.8: Κατανομή ροπών M_{yy} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+0.30E_x+E_{cc}-E_y+E_{cc}$ πριν την ενίσχυση

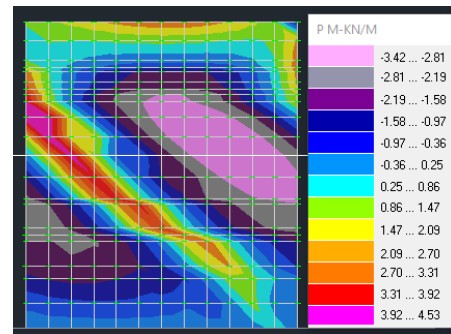


Σχήμα 4.9: Κατανομή ροπών M_{yy} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+0.30E_x+E_{cc}-E_y+E_{cc}$ μετά την ενίσχυση

ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ

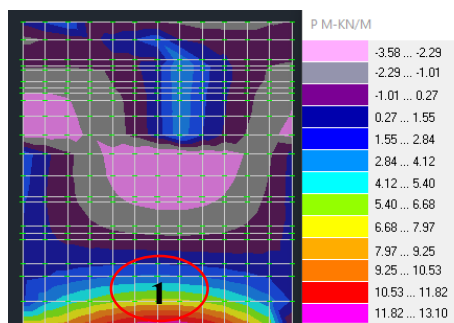


Σχήμα 4.10: Κατανομή ροπών M_{xx} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+Ex-0,30Ey$ πριν την ενίσχυση

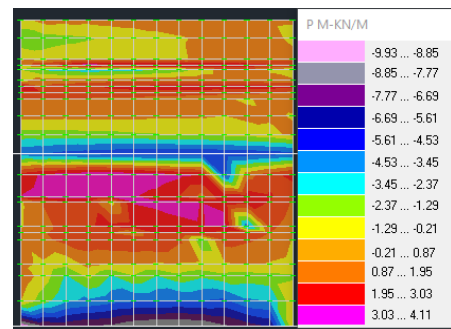


Σχήμα 4.11: Κατανομή ροπών M_{xx} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q+Ex-0,30Ey$ μετά την ενίσχυση

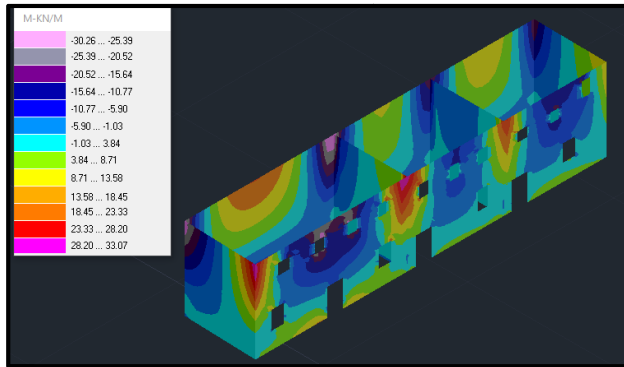
ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ



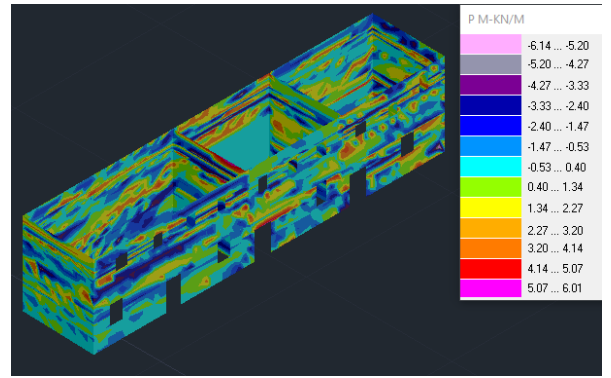
Σχήμα 4.12: Κατανομή ροπών M_{yy} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q-Ex+E_{cc}+0,30Ey+E_{cc}$ πριν την ενίσχυση



Σχήμα 4.13: Κατανομή ροπών M_{yy} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,30Q-Ex+E_{cc}+0,30Ey+E_{cc}$ μετά την ενίσχυση



(α)



(β)

Σχήμα 4.17: Κατανομή ροπών M_{xx} για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+0.30E_x+E_y$
(α) πριν την ενίσχυση και (β) μετά την ενίσχυση

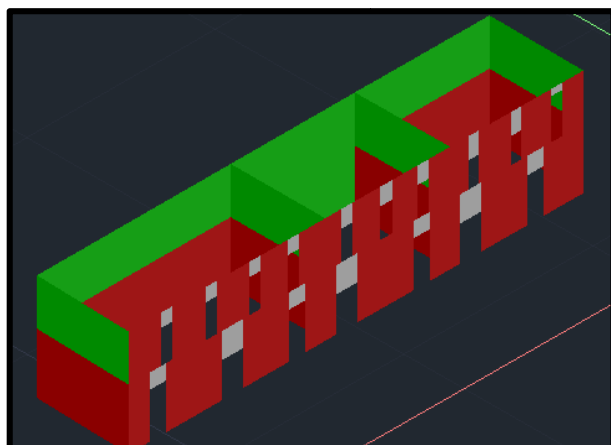
➤ **Αποτελέσματα ελέγχων ενισχυμένης τοιχοποιίας με δείκτη συμπεριφοράς $q'=2,00$ και στάθμη επιτελεστικότητας B2**

Ο στόχος αποτίμησης B1 για ιστορικά κτήρια και μνημεία όπως αποδεικνύεται και από την ανάλυση που πραγματοποιήθηκε, είναι αρκετά έως πολύ αυστηρός, γι' αυτό και επιλέγεται συνήθως σε νέα δομήματα.

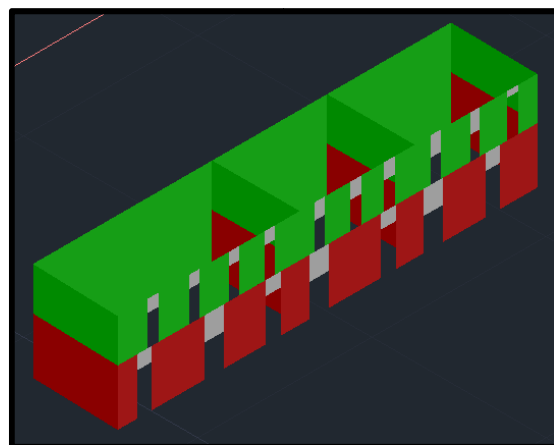
Έτσι, πραγματοποιήθηκε και μία ακόμη ανάλυση με στόχο αποτίμησης την στάθμη επιτελεστικότητας B2, ότι δηλαδή με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης κατά 50%, γίνεται αποδεκτό ότι το δόμημα θα οδηγηθεί εν γένει σε πιο συχνές, πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες.

Αυτό σημαίνει ότι η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους λαμβάνεται κατά 40% περίπου μειωμένη, σύμφωνα με τον πίνακα Π 4.1 του ΚΑΔΕΤ.

Στα σχήματα 4.18 και 4.19 φαίνονται οι ανεπάρκειες του κτηρίου πριν και μετά την ενίσχυση, όπου είναι εμφανής η ευνοικότερη συμπεριφορά της τοιχοποιίας μετά τις ενισχύσεις αλλά και με τον νέο στόχο αποτίμησης.



Σχήμα 4.18: Αρχικός φορέας ($q=1,5$, B2)



Σχήμα 4.19: Ενισχυμένος φορέας ($q=2,0$, B2)

Όπως προκύπτει από την ανάλυση και τους ελέγχους για την ενισχυμένη τοιχοποιία, με στόχο αποτίμησης B2, ανεπάρκεια εμφανίζεται μόνο για την εντός επιπέδου διάτμηση, στους πεσσούς της όψης και στους πεσσούς κατά την διεύθυνση του άξονα Y.

Επίσης στα σχήματα 4.18 και 4.19, φαίνεται η ευνοϊκή λειτουργία του διαφράγματος στη στέψη του κτηρίου, όπου κανένας πεσσός δεν εμφανίζει ανεπάρκεια σε εκτός επιπέδου κάμψη.

Τέλος ικανοποιείται και ο έλεγχος εκκεντρότητας κατά την διεύθυνση Y.

Συμπερασματικά, με την μέθοδο ομογενοποίησης της μάζας της τοιχοποιίας με ενέματα και την αύξηση της θλιπτικής της αντοχής, ως προς την εντός επιπέδου διάτμηση δεν επιτυγχάνεται επάρκεια σε όλους τους πεσσούς του δομήματος, ωστόσο είναι σαφώς βελτιωμένη η σεισμική συμπεριφορά της τοιχοποιίας.

Ταυτόχρονα η συμβολή του διαφράγματος στην στάθμη της στέψης είναι καθοριστική στην εκτός επιπέδου καμπτική αστοχία.

Για την περαιτέρω βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας ως προς την ικανότητα της να μπορεί να παραλάβει την τέμνουσα του σεισμού, εντός του επιπέδου της, προτείνονται αμφίπλευρα, καθολικά, βαθειά αρμολογήματα σε συνδυασμό με τα ενέματα, προκειμένου να αυξηθεί η θλιπτική αντοχή της.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από την πραγματοποίηση των ελέγχων επάρκειας του υφιστάμενου κτηρίου, για τα σεισμικά φορτία του EC8-1, προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα:

- Η επιλογή του στόχου αποτίμησης B1 αποδεικνύεται πάρα πολύ αυστηρή για ιστορικά κτήρια και μνημεία, διότι προκύπτουν μεγάλες ανεπάρκειες και οδηγούν σε πολύ επεμβατικές τεχνικές ενίσχυσης, οι οποίες δεν συνίστανται στις περιπτώσεις προστατευόμενων κατασκευών. Άρα για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός ιστορικού κτηρίου προτείνεται η στάθμη επιτελεστικότητας B2 όπου γίνονται αποδεκτές πιο έντονες και πιο σοβαρές βλάβες.
- Το κτήριο γενικά παρουσιάζεται ευάλωτο σε αστοχία έναντι διάτμησης εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας, καθώς και σε εκτός επιπέδου αστοχία, λόγω ανατροπής.
- Εμφάνιση αστοχιών αναμένεται και στην εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσης παράλληλα και κάθετα στους αρμούς της τοιχοποιίας, λόγω της απουσίας ισχυρού διαφράγματος.
- Πιο ευάλωτοι στις σεισμικές δυνάμεις εμφανίζονται οι πεσσοί της όψης, οι οποίοι είναι και οι πιο εύκαμπτοι λόγω της παρουσίας πολλών και διαφορετικών ανοιγμάτων τόσο στο ισόγειο όσο και στον όροφο.
- Η εφαρμογή επεμβάσεων ενίσχυσης κρίνεται αναγκαία.
- Η πρόταση εφαρμογής ενεμάτων οδήγησε σε αύξηση της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας κατά 50%. Επιπλέον εξασφαλίζει και καλύτερη συνεργασία κονιάματος και φυσικών λίθων.
- Η προσθήκη ισχυρού διαφράγματος, έστω και μόνο στη στάθμη του δώματος, οδήγησε σε σημαντική μείωση της έντασης στην εκτός επιπέδου κάμψη.
- Αυξήθηκε γενικά η αντοχή της τοιχοποιίας σε διάτμηση, ωστόσο παραμένουν κάποιες διατομές με πιθανότητα αστοχίας.

Συνοψίζοντας, κατά την αποτίμηση του ιστορικού κτηρίου ως προς την σεισμική συμπεριφορά του, καταλήξαμε στο συμπέρασμα ότι παρουσιάζεται ευάλωτο ως προς την επιβολή σεισμικών φορτίσεων, τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου του.

Επομένως κρίνεται αναγκαία η εφαρμογή των μεθόδων ενίσχυσης που προτάθηκαν, πάντα όμως με σεβασμό στην ιστορία και την αρχιτεκτονική του Μνημείου, διατηρώντας και διαφυλάσσοντας την αυθεντικότητά του, αλλά και την κατασκευαστική λογική της εποχής του.

Στόχος είναι μετά τις προτεινόμενες επεμβάσεις, το κτήριο να μπορεί να λειτουργήσει όχι μόνο ως μουσείο, αλλά να γίνει και κομμάτι της σύγχρονης ζωής των πολιτών, διασφαλίζοντας ταυτόχρονα την προστασία της ανθρώπινης ζωής, με την βελτίωση της στατικής του λειτουργίας.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ιγνατάκης, Χ. & Στυλιανίδης, Κ. (2009). *Σεμινάριο μικρής διάρκειας: Κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία Κανονισμός-Βλάβες-Αποκατάσταση*. Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Τμήμα Κεντρικής Μακεδονίας.
2. Καρυδάκης, Γ. (2017). *Μαράσια, οι Ελληνικές Ροδίτικες γειτονιές*.
3. Τ.Ε.Ε.-Τμήμα Δωδεκανήσου & ΥΠ.ΠΟ.-Υπηρεσία Νεωτέρων Μνημείων και Έργων Δωδεκανήσου. (2005). *Ρόδος. Η πόλη εκτός των τειχών 1522-1947. Αρχιτεκτονική-Πολιοδομία*. Ρόδος: Τ.Ε.Ε.-Τμήμα Δωδεκανήσου.
4. Καραντώνη, Φ. (2004). *Κατασκευές από τοιχοποιία, Σχεδιασμός και επισκευές*. Αθήνα: Παπασωτηρίου.
5. Στυλιανίδης, Κ. (2019). *Διάλεξη: Παράρτημα Χ Σύνθεση Υφιστάμενων Κτηρίων από Φέρουσα Τοιχοποιία*. ΟΑΣΠ, Αθήνα 2019.
6. GT STRUDL® Advanced Training Course 2021, Finite Element Analysis, Dr. Aristidis Papachristidis.
7. Ανδρεόπουλος Μ. (2015). *Αποτύπωση βλαβών, Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς και προτάσεις επεμβάσεων στο διατηρητέο κτήριο «Αχίλλειον» της οδού Αριστομένουσ 3 στην Καλαμάτα* (Μεταπτυχιακή εργασία). Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
8. Δελμαδώρου Σ. (2012). *Αποτίμηση και πρόταση επεμβάσεων σε ιστορικό λιθόδημο κτήριο στην περιοχή "Πάλος" της νήσου Αστυπάλαιας* (Διπλωματική εργασία). Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
9. Σαλούστρος Σ. (2012). *Αποτύπωση, αποτίμηση και επεμβάσεις σε ιστορικό κτήριο στην περιοχή Πόρου Ηρακλείου Κρήτης* (Διπλωματική εργασία). Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
10. Μαργαρίτη Μ. (2019). *Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από τοιχοποιία με χρήση σύνθετων υλικών ανόργανης βάσης* (Διπλωματική εργασία). Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο, Αθήνα.
11. Σαρρή Κ. (2019). *Μελέτη της κάμψης εκτός επιπέδου των κατασκευών από τοιχοποιία* (Διπλωματική εργασία). Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.

12. Χασιώτης Ι. (2019). Αποτίμηση και Ανασχεδιασμός κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία: ΚΑΔΕΤ & Ευρωκώδικας 8 Μέρος 3 (Διπλωματική εργασία). Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής, Αθήνα.
13. Πατσουμαδάκης Γ. (2016). Αποτίμηση των διατηρητέων κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία: 'Προσφυγικά' και μελέτη σεισμικής απόκρισης αρχαίας ελληνικής οχυρωματικής κατασκευής από τοιχοποιία (Μεταπτυχιακή εργασία). Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
14. Αμανατίδου Χ. (2008). Διαφραγματική λειτουργία πατωμάτων σε κτήρια από φέρουσα λιθοδομή (Μεταπτυχιακή διατριβή). Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά.