



ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΟΙΚΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΘΕΤΙΚΩΝ ΕΠΙΣΤΗΜΩΝ & ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ (ΣΘΕΤ)

**ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΕΣ
ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ (ΣΜΑ)**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**«Αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής από φέρουσα
τοιχοποιία , ενίσχυση με δύο τρόπους επεμβάσεων και
συγκριτική αξιολόγηση τους »**

ΔΗΜΗΤΡΗΣ Κ. ΒΑΓΙΑΣ

**ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΑΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΣΦΑΚΙΑΝΑΚΗΣ ΜΑΝΩΛΗΣ †**

**ΠΑΤΡΑ
ΙΟΥΝΙΟΣ 2026**

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	4
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	7
2. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ.	8
2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	8
2.2 ΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ-ΑΙΤΙΕΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΒΛΑΒΩΝ.....	13
2.3 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΜΟΡΦΗΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ Η ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΟΥΣ ΣΤΗΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ	20
2.4 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΕΡΙΦΟΡΑ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ – ΑΠΟΚΡΙΣΗ , ΒΛΑΒΕΣ	24
2.5 FEDRA ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ – ΚΑΔΕΤ , ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	37
2.6 ΤΥΠΟΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ	40
3. ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ-ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ,ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ.	82
3.1 ΘΕΣΗ – ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ	82
3.2 ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΚΗ ΚΑΙ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ	83
3.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	96
3.4 ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ.....	101
3.5 ΣΤΟΧΟΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.	101
3.6 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ (Σ.Α.Δ.)- ΔΙΕΡΕΥΝΗΤΙΚΕΣ ΕΡΓΑΣΙΕΣ.....	101
3.7 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ - ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΡΗΜΗΝ ΤΙΜΩΝ	103
3.8 ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	104

4. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ	106
5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΩΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	119
6. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΕΥΤΕΡΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	127
7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	135
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	137
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α - Ο τάφος του Φαΐκ Πασά.....	138
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β – Τεύχη Αποτελεσμάτων Fedra , Αποτίμησης , Α Μεθόδου Ενίσχυσης και Β Μεθόδου Ενίσχυσης.....	141
Β.1. Τεύχος αποτίμησης	141
Β.2. Τεύχος Αποτελεσμάτων με την Α Μέθοδο Ενίσχυσης.....	150
Β.3. Τεύχος Αποτελεσμάτων με την Β Μέθοδο Ενίσχυσης.....	159

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία πραγματεύεται το αντικείμενο της αποτίμησης και της σεισμικής ενίσχυσης κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία, με έμφαση στην κατανόηση της μηχανικής τους συμπεριφοράς, στη διερεύνηση των μηχανισμών βλάβης και στην αξιολόγηση διαφορετικών στρατηγικών επεμβάσεων. Η επιλογή του θέματος συνδέεται άμεσα με τη σημασία που κατέχουν τα κτίρια φέρουσας τοιχοποιίας στο ελληνικό κτιριακό απόθεμα, καθώς αποτελούν σημαντικό ποσοστό των υφιστάμενων κατασκευών, πολλές από τις οποίες είναι ιδιαίτερα παλαιές, έχουν κατασκευαστεί χωρίς σύγχρονο αντισεισμικό σχεδιασμό και παρουσιάζουν αυξημένη σεισμική τρωτότητα. Παράλληλα, μεγάλο μέρος αυτών των κατασκευών διαθέτει ιστορική, αρχιτεκτονική και πολιτιστική αξία, γεγονός που καθιστά αναγκαία την ανάπτυξη επεμβάσεων συμβατών με τον χαρακτήρα και τη φυσιογνωμία τους. Στο θεωρητικό μέρος της εργασίας αναλύονται οι βασικές αρχές της μηχανικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας, η οποία αποτελεί ένα σύνθετο, ανομοιογενές και ανισότροπο δομικό υλικό με αυξημένη θλιπτική αντοχή αλλά περιορισμένη ικανότητα ανάληψης εφελκυστικών τάσεων. Εξετάζονται οι κυριότεροι μηχανισμοί αστοχίας των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία, τόσο υπό στατικά όσο και υπό δυναμικά φορτία, καθώς και οι παράγοντες που επηρεάζουν τη σεισμική τους απόκριση, όπως η γεωμετρία του φορέα, η διάταξη των ανοιγμάτων, η ποιότητα των συνδέσεων, η λειτουργία των διαφραγμάτων και η αλληλεπίδραση με το έδαφος θεμελίωσης. Παρουσιάζονται επίσης οι κυριότερες μορφές παθολογίας που εμφανίζονται σε τέτοιου είδους κτίρια, με ιδιαίτερη αναφορά στις ρηγματώσεις από διαφορικές καθιζήσεις, στις βλάβες λόγω υγρασίας, στις επιδράσεις των περιβαλλοντικών δράσεων, καθώς και στις αστοχίες που συνδέονται με επεμβάσεις ή μεταβολές της αρχικής δομικής μορφής του κτιρίου. Η εργασία επισημαίνει ότι η σωστή διάγνωση της παθολογίας αποτελεί κρίσιμο στάδιο της αποτίμησης, καθώς διαφορετικές αιτίες μπορούν να οδηγήσουν σε παρόμοιες μορφές βλαβών, γεγονός που καθιστά απαραίτητη τη συστηματική τεχνική τεκμηρίωση και την εμπεριστατωμένη ερμηνεία των φαινομένων.

Παράλληλα, παρουσιάζεται το ισχύον κανονιστικό πλαίσιο για την αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών από τοιχοποιία, με ιδιαίτερη αναφορά στους Ευρωκώδικες 6 και 8, καθώς και στον ελληνικό Κανονισμό για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ). Αναλύονται οι αρχές αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας, οι στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων, οι απαιτήσεις τεκμηρίωσης και οι διαθέσιμες μέθοδοι ανάλυσης, τόσο γραμμικές όσο και μη γραμμικές. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στη σημασία της επιτόπιας διερεύνησης, της συλλογής αξιόπιστων δεδομένων και της επιλογής κατάλληλου

υπολογιστικού προσομοιώματος, ώστε να προσεγγίζεται με ικανοποιητική ακρίβεια η πραγματική συμπεριφορά των υφιστάμενων φορέων. Παρουσιάζονται επίσης οι διαθέσιμες μέθοδοι προσομοίωσης της τοιχοποιίας, από προσεγγιστικές μεθόδους πεσσών έως αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων, καθώς και οι βασικές αρχές αξιολόγησης της αποτελεσματικότητας των επεμβάσεων ενίσχυσης.

Ως μελέτη περίπτωσης επιλέγεται ένα διώροφο λιθόκτιστο κτίριο του 1899 στη Μικροσπηλιά Άρτας, το οποίο λειτούργησε διαχρονικά ως σχολείο, κοινοτικό κατάστημα και χώρος κοινωνικών δραστηριοτήτων. Το κτίριο παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον λόγω του ιστορικού και αρχιτεκτονικού του χαρακτήρα και έχει χαρακτηριστεί διατηρητέο μνημείο νεότερων χρόνων. Στο πλαίσιο της εργασίας πραγματοποιείται αναλυτική αρχιτεκτονική και κατασκευαστική τεκμηρίωση του φορέα, καταγραφή των μορφολογικών χαρακτηριστικών και διερεύνηση της υφιστάμενης κατάστασης διατήρησης. Παράλληλα, προσδιορίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά της λιθοδομής και αξιολογείται η παθολογία του κτιρίου σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ΚΑΔΕΤ.

Η αποτίμηση του κτιρίου πραγματοποιείται μέσω αναλυτικών μεθόδων υπολογισμού και ελέγχου της φέρουσας ικανότητας, με στόχο την αξιολόγηση της σεισμικής του συμπεριφοράς και τον εντοπισμό πιθανών ανεπαρκειών. Από τα αποτελέσματα προκύπτει ότι το κτίριο εμφανίζει αδυναμίες που σχετίζονται κυρίως με την περιορισμένη διαφραγματική λειτουργία των ξύλινων πατωμάτων, την απουσία επαρκών διαζωμάτων και τη γενικότερη τρωτότητα των παλαιών λιθοδομών σε οριζόντιες σεισμικές δράσεις. Ωστόσο, η καλή ποιότητα της τοιχοποιίας, η κανονικότητα της γεωμετρίας και η περιορισμένη έκταση σοβαρών υφιστάμενων βλαβών συμβάλλουν θετικά στη συνολική συμπεριφορά του φορέα. Στη συνέχεια εξετάζονται δύο διαφορετικά σενάρια επεμβάσεων ενίσχυσης και πραγματοποιείται συγκριτική αξιολόγηση της αποτελεσματικότητάς τους ως προς τη βελτίωση της φέρουσας ικανότητας, της δυσκαμψίας και της συνολικής σεισμικής απόκρισης του κτιρίου. Οι επεμβάσεις σχεδιάζονται με γνώμονα όχι μόνο τη δομική ασφάλεια αλλά και τη συμβατότητα με τον ιστορικό χαρακτήρα της κατασκευής.

Συμπερασματικά, η εργασία αναδεικνύει ότι η αποτίμηση και ενίσχυση κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία αποτελεί ένα σύνθετο και πολυπαραγοντικό επιστημονικό αντικείμενο, το οποίο απαιτεί συνδυασμό θεωρητικής γνώσης, κανονιστικής τεκμηρίωσης, επιτόπιας διερεύνησης και χρήσης σύγχρονων αναλυτικών εργαλείων. Η κατανόηση της μηχανικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας και η σωστή επιλογή επεμβάσεων αποτελούν βασικές προϋποθέσεις για την ασφαλή αναβάθμιση των υφιστάμενων κατασκευών και τη διατήρηση της ιστορικής και αρχιτεκτονικής τους αξίας.

Η επίβλεψη της Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας μου είχε αρχικά ανατεθεί στον καθηγητή κ. Σφακιανάκη Μανώλη. Οι παρατηρήσεις του κ. Σφακιανάκη με βοήθησαν σημαντικά και η ενθάρρυνση του να την συνεχίσω και να την ολοκληρώσω ήταν καθοριστική. Μετά από την αδόκητη απώλεια του , η επίβλεψη της ΜΔΕ ανατέθηκε στον Διευθυντή του Μεταπτυχιακού Προγράμματος , καθηγητή κ. Παπαγιαννόπουλο Γεώργιο. Ευχαριστώ θερμά τον καθηγητή κ. Παπαγιαννόπουλο για την συνολική του καθοδήγηση ώστε η τελική μορφή της ΜΔΕ μου , να ικανοποιεί τις απαιτήσεις του προγράμματος αλλά να διατηρεί τα στοιχεία και τα χαρακτηριστικά που εγώ επιθυμούσα.

Abstract

This abstract summarizes on the assessment and seismic strengthening of a two-storey load-bearing stone masonry structure in Mikrospilia, Arta. The investigation is based on architectural and construction documentation, application of KADET, and computational assessment using the FEDRA software. The existing condition is compared with a milder intervention using grout injections, repointing, a reinforced concrete slab and ring beam, as well as with a more intensive intervention using a double-sided reinforced jacket. The results show that the first method improves cohesion and diaphragm action, whereas the second substantially increases stiffness and local strength, without, however, fully eliminating all systemic geometric deficiencies in the y-y direction. The study documents that the assessment of historic load-bearing masonry structures cannot be limited to individual strength checks, but must evaluate the overall behavior of the structural system: diaphragms, geometry, wall distribution, centers of mass and stiffness, and out-of-plane and in-plane mechanisms. In the specific building, the initial condition is characterized by adequate morphological regularity along its length, but by serious vulnerability in the transverse direction, increased displacements and inadequate shear checks. The first strengthening method constitutes a more compatible and milder solution for a listed building, because it improves masonry cohesion and diaphragm action without radically altering the form. However, it is not sufficient for the complete elimination of the critical deficiencies. The second method with a double-sided jacket is structurally much more effective, as it drastically reduces displacements and makes several strengths checks adequate. At the same time, it is a heavier intervention, increases the mass and alters the historic character of the structural system to a greater extent. For the specific structural system, a combination of mild interventions, diaphragm improvement, strengthening of critical walls and possible addition of new load-bearing elements in positions that improve the overall plan should be examined. This logic allows less alteration of the historic form and a more targeted increase in actual seismic capacity.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η παρούσα Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία θα ασχοληθεί με το θέμα της αποτίμησης και ενίσχυσης κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία. Στον Ελλαδικό χώρο τα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία αποτελούν ένα σημαντικό ποσοστό των υφιστάμενων κτιρίων. Το ποσοστό αυτό εκτιμάται 40% με 50% του συνολικού κτιριακού αποθέματος της χώρας. Η χρήση τους είναι κυρίως κατοικία αλλά και Σχολεία, Νοσοκομεία κτλ. Ορισμένα δε από αυτά είναι Διατηρητέα ή Μνημεία. Οι κατασκευές απαντώνται στην επαρχία αλλά και στις πόλεις.

Επειδή οι κατασκευές έχουν εξαντλήσει τον χρόνο ζωής τους πολλές φορές (σε ακέραιο πολλαπλάσιο πολλές από αυτές) και έχουν κατασκευαστεί ως επι το πλείστων χωρίς μελέτες είναι αναγκαία η αποτίμηση της κατάστασης τους, η αξιολόγηση ξεχωριστά της ενδεχόμενης συμπεριφοράς τους σε στατικά και δυναμικά φορτία και η ενίσχυση τους με σκοπούμενες παρεμβάσεις. Είναι χαρακτηριστικό ότι μετά από ισχυρούς αλλά και πιο μικρής έντασης σεισμούς τα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία εμφανίζουν πολλαπλές αστοχίες ακόμα και καταρρεύσεις (συχνά με τραυματισμούς ή και ανθρώπινες απώλειες). Επίσης υπάρχουν πολλά προγράμματα επιδοτήσεων και κίνητρα ενεργειακής αναβάθμισης αυτό το διάστημα, επομένως είμαστε στην χρονική εκείνη στιγμή όπου θα υπάρξει επιτακτική η ανάγκη της ενίσχυσης αυτών των κατασκευών με βάση και αυτά τα οικονομικά κίνητρα.

Προφανώς οι κατασκευές αυτές εντάσσονται στο επαγγελματικό και επιστημονικό αντικείμενο του Πολιτικού Μηχανικού. Για τους συναδέλφους Πολιτικούς Μηχανικούς υπάρχει μεγάλη εμπειρία στην μελέτη κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα ή κατασκευών από χάλυβα, υπάρχει ωστόσο περιορισμένη εμπειρία στην μελέτη κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία. Επιπλέον << οι γνώσεις μας στο αντικείμενο είναι σχετικά περιορισμένες και δεν έχει ολοκληρωθεί η σχετική έρευνα ή δεν έχει επιτευχθεί επαρκής διεθνής συμφωνία σε πολλά από τα σχετικά θέματα >>(από το προοίμιο του ΚΑΔΕΤ.)

Επιπλέον πρέπει εδώ να σημειωθεί ότι η αντιμετώπιση του προβλήματος των επεμβάσεων σε κατασκευές από τοιχοποιία αφορά και άλλους επιστημονικούς κλάδους όπως χημικούς μηχανικούς, αρχιτέκτονες, μηχανολόγους, αρχαιολόγους, συντηρητές, τοπογράφους κτλ. Μόνο η συνεργασία μεταξύ όλων αυτών των επιστημονικών πεδίων θα επιφέρει την συνολική αντιμετώπιση των προκλήσεων στην αποτίμηση και ενίσχυση κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία.

Η παρούσα όμως ΔΕ θα επικεντρωθεί στην αντιμετώπιση των σεισμικών φορτίων. Μέσω ενός τυπικού παραδείγματος για την χώρα μας διώροφου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία θα γίνει παρουσίαση των βημάτων της αντιμετώπισης των κτιρίων αυτών όσον

αφορά την αποτίμηση και ενίσχυση τους. Στόχος είναι να γίνει κατανοητή η μέθοδος σωστής αποτίμησης των κτιρίων αυτού του τύπου και να είναι δυνατή μια πρώτη εικόνα της αναμενόμενης παθολογίας των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία σε σεισμικά φορτία . Στην συνέχεια μέσω της επίλυσης να επιβεβαιωθούν ή όχι τα σενάρια αυτά, να προταθούν δύο σενάρια ενισχύσεων και να διαστασιολογηθούν μέσω της ανάλυσης , να γίνει συγκριτική ανάλυση των δυο σεναρίων ενίσχυσης και να προκύψουν ευρύτερα συμπεράσματα για όλα αυτά . Ο πολύ πρόσφατος << ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΓΙΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΔΟΜΗΤΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ-ΚΑΔΕΤ>> θα είναι ένα σημαντικό εργαλείο για την διάρθρωση της ΜΔΕ.

2. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ.

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σε χώρες , όπως η Ελλάδα , που έχουν υψηλή σεισμικότητα και ταυτόχρονα διαθέτουν σημαντικό ποσοστό κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία , είναι αναμενόμενο , ο επιστημονικός τομέας της αποτίμησης και της ενίσχυσης τέτοιων κτιρίων να συγκεντρώνει ικανοποιητική ερευνητική προσπάθεια , σημαντικό βιβλιογραφικό μέγεθος και Ευρωπαϊκό και Εθνικό κανονιστικό πλαίσιο. Ιδιαίτερα στα πλαίσια της δομοστατικής μηχανικής , τα ελληνικά Πολυτεχνεία διαθέτουν σημαντική εξειδίκευση και ανάλογη βιβλιογραφία . Στην βιβλιογραφία αυτής της Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας υπάρχουν βιβλία από καθηγητές των Πολυτεχνείων της Πάτρας , του Ελληνικού Ανοικτού Πολυτεχνείου και του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Επίσης τον Κανονισμό για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας- ΚΑΔΕΤ , συνέταξαν καθηγητές των Ελληνικών Πολυτεχνείων. Αυτή η σημαντική επιστημονική εξειδίκευση προκύπτει εξαιτίας της ιδιαιτερότητας του υπό μελέτη ζητήματος , καθώς τα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία παρουσιάζουν τρωτότητα στις κατασκευαστικές ατέλειες και στις γεωμετρικές πολυπλοκότητες , μη γραμμική απόκριση στις φορτίσεις στατικές και δυναμικές , ανομοιογένεια υλικών , τεχνικές διαφοροποιήσεις ανάλογα τον χρόνο και τον τρόπο κατασκευής καθιστώντας το πρόβλημα της αποτίμησης και ενίσχυσης τους , ιδιαίτερα σύνθετο .

Η βιβλιογραφία αλλά και οι ισχύοντες κανονισμοί συνδέουν τα μηχανικά χαρακτηριστικά των λιθοσωμάτων και των κονιαμάτων με την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας και την εξειδικεύουν επιπλέον , ανάλογα με τον τρόπο δόμησης , ποιότητα αρμών και άλλους παράγοντες. Η μη γραμμική σεισμική απόκριση των κτιρίων αυτών , η σημαντική διαφορά μεταξύ θλιπτικής και εφελκυστικής αντοχής , η περιορισμένη εφελκυστική αντίσταση δημιουργούν μηχανισμούς βλαβών και αστοχιών διαφορετικών από

τα σύγχρονα κτίρια και απαιτούν διαφορετικά μοντέλα ανάλυσης που θα οδηγήσουν σε σωστές επεμβάσεις, ενισχύσεις.

Οι Ευρωκώδικες υπήρξαν σταθμός για την ενοποίηση των μεθόδων σχεδιασμού στις κατασκευές. Ο Ευρωκώδικας 6 (EN 1996) αποτελεί το βασικό κανονιστικό πλαίσιο για τον σχεδιασμό κυρίως νέων κατασκευών από τοιχοποιία σε ευρωπαϊκό επίπεδο και εντάσσεται στο ευρύτερο σύστημα των Ευρωκωδίκων, που αποσκοπεί στην ενοποίηση των αρχών διαστασιολόγησης και ελέγχου των δομικών έργων. Αντικείμενό του είναι ο καθορισμός των απαιτήσεων και των μεθόδων για τον ασφαλή, λειτουργικό και οικονομικό σχεδιασμό φερόντων και μη φερόντων στοιχείων από τοιχοποιία, λαμβάνοντας υπόψη τις ιδιαιτερότητες του υλικού, όπως η ανομοιογένεια, η ανισοτροπία και η περιορισμένη εφελκυστική αντοχή. Ο κανονισμός καλύπτει τόσο τη συμπεριφορά της άοπλης όσο και της οπλισμένης τοιχοποιίας, καθώς και της προεντεταμένης τοιχοποιίας, εισάγοντας ένα πλαίσιο ελέγχων που βασίζεται στη μέθοδο των οριακών καταστάσεων. Στο πλαίσιο αυτό, διακρίνονται οι οριακές καταστάσεις αστοχίας, οι οποίες σχετίζονται με την ασφάλεια έναντι κατάρρευσης, και οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, που αφορούν τη διασφάλιση της ικανοποιητικής συμπεριφοράς της κατασκευής κατά τη χρήση της. Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται με βάση τιμές σχεδιασμού των δράσεων και των αντοχών, οι οποίες προκύπτουν μέσω κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στον προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας, τα οποία εξαρτώνται από τις ιδιότητες των λιθοσωμάτων και των κονιαμάτων, καθώς και από την ποιότητα κατασκευής. Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας αποτελεί βασική παράμετρο σχεδιασμού και εκφράζεται μέσω εμπειρικών σχέσεων που συνδέουν τις αντοχές των επιμέρους υλικών. Αντίστοιχα, η διατμητική αντοχή και η αντοχή σε κάμψη λαμβάνονται υπόψη στους σχετικούς ελέγχους, με παραδοχές που αντανakλούν την ψαθυρή φύση του υλικού και τη μειωμένη ικανότητά του να αναλαμβάνει εφελκυστικές τάσεις. Ο Ευρωκώδικας 6 περιλαμβάνει επίσης διατάξεις για τη γεωμετρική διαμόρφωση των στοιχείων, όπως τα όρια του πάχους των τοίχων, οι απαιτήσεις για τη διάταξη των ανοιγμάτων και οι συνθήκες στήριξης, οι οποίες επηρεάζουν καθοριστικά τη φέρουσα ικανότητα. Παράλληλα, καθορίζονται κανόνες για τη διασφάλιση της επαρκούς σύνδεσης μεταξύ των δομικών στοιχείων, ώστε να επιτυγχάνεται η συνολική συνεργασία του φορέα. Σημαντικό μέρος του κανονισμού αφορά την επιλογή των υλικών και την ποιότητα κατασκευής. Παρέχονται οδηγίες για τα χαρακτηριστικά των λιθοσωμάτων και των κονιαμάτων, καθώς και για τον έλεγχο της συμμόρφωσής τους με τις απαιτούμενες προδιαγραφές. Επιπλέον, δίνονται κατευθύνσεις για την ανθεκτικότητα των κατασκευών, λαμβάνοντας υπόψη περιβαλλοντικούς παράγοντες, όπως η υγρασία, ο παγετός και η χημική

διάβρωση. Ο κανονισμός έχει επιμέρους μέρη, τα οποία καλύπτουν διαφορετικές πτυχές του σχεδιασμού, όπως οι γενικοί κανόνες, ο σχεδιασμός έναντι πυρκαγιάς, καθώς και απλοποιημένες μέθοδοι για συνήθεις περιπτώσεις. Οι απλοποιημένες αυτές προσεγγίσεις επιτρέπουν τον πρακτικό σχεδιασμό κατασκευών χωρίς την ανάγκη σύνθετων υπολογισμών, υπό την προϋπόθεση ότι πληρούνται συγκεκριμένα γεωμετρικά και κατασκευαστικά κριτήρια. Σε σειсмоγενείς περιοχές, ο Ευρωκώδικας 6 εφαρμόζεται σε συνδυασμό με τον Ευρωκώδικα 8, ο οποίος εισάγει πρόσθετες απαιτήσεις για την αντισεισμική συμπεριφορά των κατασκευών.

Ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 (EN 1998-3) αποτελεί το βασικό κανονιστικό πλαίσιο για την αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας και τον σχεδιασμό επεμβάσεων σε υφιστάμενες κατασκευές. Σε αντίθεση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων, η αποτίμηση υφιστάμενων , χαρακτηρίζεται από σημαντικές αβεβαιότητες, τόσο ως προς τις ιδιότητες των υλικών όσο και ως προς τη γεωμετρία και τη δομική διάταξη. Για τον λόγο αυτό, ο κανονισμός καθορίζει την μεθοδολογία που εισάγει την τεχνική τεκμηρίωση, την επιτόπια διερεύνηση και την αναλυτική προσέγγιση, με στόχο την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του φορέα. Κεντρική έννοια του είναι ο καθορισμός επιπέδων επιτελεστικότητας, τα οποία εκφράζουν την επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής υπό σεισμική δράση. Τα βασικά επίπεδα περιλαμβάνουν την άμεση χρήση, την προστασία της ανθρώπινης ζωής και την αποφυγή κατάρρευσης, τα οποία αντιστοιχούν σε διαφορετικές στάθμες σεισμικής έντασης και αποδεκτών βλαβών. Η επιλογή του κατάλληλου επιπέδου εξαρτάται από τη σημασία του κτιρίου, τη χρήση του και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες μιας πιθανής αστοχίας. Η διαδικασία αποτίμησης ξεκινά με τη συλλογή και αξιολόγηση διαθέσιμων στοιχείων, όπως αρχιτεκτονικά και στατικά σχέδια, ιστορικά δεδομένα και πληροφορίες για προηγούμενες επεμβάσεις ή βλάβες. Ακολουθεί η επιτόπια επιθεώρηση και, όπου απαιτείται, η διενέργεια δοκιμών για τον προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών. Με βάση τα δεδομένα αυτά, καθορίζεται το επίπεδο γνώσης , το οποίο επηρεάζει άμεσα τους συντελεστές ασφάλειας και την αξιοπιστία των υπολογισμών. Στη συνέχεια, κατασκευάζεται ένα κατάλληλο υπολογιστικό προσομοίωμα, το οποίο πρέπει να αντανakλά όσο το δυνατόν πιο ικανοποιητικά τη μη γραμμική συμπεριφορά του φορέα . Η ανάλυση μπορεί να πραγματοποιηθεί είτε με γραμμικές μεθόδους είτε, κατά προτίμηση, με μη γραμμικές προσεγγίσεις, όπως η στατική ανελαστική ανάλυση (pushover) ή η δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας. Οι μέθοδοι αυτές επιτρέπουν την εκτίμηση της πραγματικής ικανότητας παραμόρφωσης και της κατανομής των βλαβών στον φορέα, παρέχοντας μια πιο αξιόπιστη εικόνα της σεισμικής του απόκρισης. Η σύγκριση της διαθέσιμης ικανότητας με τη

σεισμική απαίτηση οδηγεί στον έλεγχο επάρκειας και στον εντοπισμό πιθανών ανεπαρκειών. Σε περιπτώσεις όπου η κατασκευή δεν ικανοποιεί τα απαιτούμενα κριτήρια, ο κανονισμός προβλέπει τη μελέτη και εφαρμογή επεμβάσεων ενίσχυσης. Οι επεμβάσεις αυτές μπορεί να περιλαμβάνουν την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας επιμέρους στοιχείων, την τροποποίηση της συνολικής δομικής διάταξης ή τη βελτίωση της πλαστιμότητας.

Από το 2022 ισχύει ο ΚΑΔΕΤ, ο Ελληνικός δηλαδή Κανονισμός για την Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι ο ΚΑΔΕΤ δεν αντικατέστησε τους Ευρωκώδικες. Ο ελληνικός κανονισμός και οι Ευρωκώδικες ισχύουν παράλληλα και συμπληρωματικά, καθώς ο ΚΑΔΕΤ εξειδικεύει και συμπληρώνει το πλαίσιο των Ευρωκωδίκων. Οι Ευρωκώδικες, όπως ο Ευρωκώδικας 6 και ο Ευρωκώδικας 8, είναι οι βασικοί κανονισμοί για τον σχεδιασμό νέων κατασκευών στην Ελλάδα και σε όλη την Ευρώπη, ενώ ο ΚΑΔΕΤ είναι ένας ειδικός ελληνικός κανονισμός που αφορά κυρίως υφιστάμενες κατασκευές από τοιχοποιία, δηλαδή αποτίμηση και ενίσχυση. Δεν καλύπτει τον σχεδιασμό νέων κτιρίων. Ο ΚΑΔΕΤ αποτελεί ένα σύγχρονο εργαλείο για τους πολιτικούς μηχανικούς για την αξιολόγηση και ενίσχυση κατασκευών από τοιχοποιία, όπου συνδυάζει κανονιστικές διατάξεις και εμπειρικές μεθόδους. Λαμβάνει υπόψη την παλαιότητα και τις φθορές των κατασκευών και παρέχει οδηγίες για τη συλλογή στοιχείων και τη διερεύνηση της υπάρχουσας κατάστασης ενός κτιρίου. Επιπλέον ο κανονισμός περιλαμβάνει μεθόδους ανάλυσης που λαμβάνουν υπόψη τις ιδιαιτερότητες της τοιχοποιίας και οι οποίες θα είναι τα εργαλεία τόσο της αποτίμησης όσο και των ενισχύσεων, ορίζει επίπεδα γνώσης ανάλογα με τα διαθέσιμα δεδομένα της κατασκευής, καθορίζει κριτήρια επιτελεστικότητας για τον έλεγχο της ασφάλειας, δίνει κατευθύνσεις για τον υπολογισμό της αντοχής των υλικών και των δομικών στοιχείων και καταλήγει στις μεθόδους επισκευής και ενίσχυσης και στον τρόπο υπολογισμού αυτών.

Από την βιβλιογραφία αντλούμε και τις απαραίτητες μεθόδους, ανάλυσης και προσομοίωσης των κατασκευών από τοιχοποιία. Έτσι χρησιμοποιούνται τόσο μοντέλα, τα οποία λαμβάνουν υπόψη τη συμπεριφορά των επιμέρους υλικών (π.χ. πεπερασμένα στοιχεία), όσο και μοντέλα, τα οποία προσεγγίζουν τη συνολική συμπεριφορά της τοιχοποιίας ως ομογενοποιημένο υλικό (π.χ. προσεγγιστική μέθοδος των πεσσών). Η επιλογή του κατάλληλου μοντέλου εξαρτάται από το επίπεδο ακρίβειας που απαιτείται, τη διαθεσιμότητα δεδομένων και την πολυπλοκότητα της κατασκευής και στην βιβλιογραφία αυτή η διαφοροποίηση των μεθόδων αναλύεται διεξοδικά και εξειδικεύεται ώστε να επιλεγεί η κατάλληλη ανά περίπτωση έργου. Η εξέλιξη των υπολογιστικών μεθόδων έχει συμβάλει καθοριστικά στη μελέτη της συμπεριφοράς των κατασκευών από τοιχοποιία. Η

μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί ένα από τα σημαντικότερα εργαλεία ανάλυσης, επιτρέποντας την προσομοίωση σύνθετων γεωμετριών και μη γραμμικών φαινομένων. Μέσω της διακριτοποίησης του συνεχούς μέσου σε πεπερασμένο αριθμό στοιχείων, καθίσταται δυνατή η επίλυση πολύπλοκων προβλημάτων με αριθμητικές μεθόδους .

Στα πλαίσια της παρούσας μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας θα αναφερθούμε στην παθολογία των κατασκευών από τοιχοποιία και στους μηχανισμούς αστοχίας τους, καθώς αυτό αποτελεί απαραίτητο στάδιο της αποτίμησης . Οι εμφανιζόμενες βλάβες σχετίζονται με διάφορους παράγοντες, όπως οι σεισμικές δράσεις, οι διαφορικές καθιζήσεις, οι κατασκευαστικές ατέλειες και η υποβάθμιση των υλικών με την πάροδο του χρόνου. Η γεωμετρία του κτιρίου, η κατανομή των ανοιγμάτων, η ποιότητα δόμησης και οι εδαφικές συνθήκες καθορίζουν την μορφή και την έκταση των βλαβών. Στην υπάρχουσα βιβλιογραφία υπάρχει εκτενής ανάλυση μεταξύ παθολογίας , αστοχιών και ανάλυσης αιτιολογίας εμφάνισης τους, με αποτέλεσμα να υπάρχει σημαντική εμβάθυνση για τους πολιτικούς μηχανικούς που ασχολούνται με τα κτίρια αυτά. Μάλιστα πρέπει να σημειωθεί ότι το συγκεκριμένο πλαίσιο είναι από τα πλέον δύσκολα , διότι σε ίδιας μορφής βλάβες μπορεί να αντιστοιχούν πολλαπλές πιθανές αιτίες και η σωστή ερμηνεία τους καθίσταται πολύπλοκη.

Η υπάρχουσα βιβλιογραφία και οι κανονισμοί καθορίζουν αναλυτικά την διαδικασία της αποτίμησης, η οποία με την σειρά της αποσκοπεί στην εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής και στον προσδιορισμό της ανάγκης για επεμβάσεις. Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου αποτίμησης εξαρτάται από τη σημασία του κτιρίου, τη διαθεσιμότητα δεδομένων και το επιθυμητό επίπεδο αξιοπιστίας. Η αποτελεσματικότητα των επεμβάσεων αξιολογείται μέσω αναλυτικών και αριθμητικών μεθόδων, με στόχο την ικανοποίηση των απαιτούμενων επιπέδων επιτελεσματικότητας.

Συμπερασματικά διαπιστώνουμε ότι η αποτίμηση και ενίσχυση κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία αποτελεί ένα σύνθετο αντικείμενο, το οποίο απαιτεί τη συνδυασμένη χρήση κανονιστικών διατάξεων, εμπειρικών γνώσεων και προηγμένων υπολογιστικών μεθόδων. Από τη διεθνή και ελληνική βιβλιογραφία προκύπτει ότι η κατανόηση της μηχανικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας, η σωστή τεκμηρίωση της υφιστάμενης κατάστασης και η επιλογή κατάλληλων επεμβάσεων αποτελούν κρίσιμους παράγοντες για την ασφαλή και αποδοτική αναβάθμιση των υφιστάμενων κατασκευών .

2.2 ΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ-ΑΙΤΙΕΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΒΛΑΒΩΝ

Οι βλάβες που εμφανίζονται σε κτίρια με φορέα την τοιχοποιία διακρίνονται σε δύο είδη . α) Υπό στατικά φορτία όπως η καθίζηση της θεμελίωσης , παραμορφώσεις από σημαντικά θλιπτικά φορτία , οριζόντιες ωθήσεις γαιών κτλ και β) οι Τυχηματικές όπως ο σεισμός , η φωτιά και η ανεμοπίεση. Άλλη διάκριση είναι σε α) ενδογενής βλάβες που οφείλονται στα υλικά κατασκευής και στον τρόπο δόμησης του κτιρίου β) σε εξωγενής βλάβες οφειλόμενες σε εξωτερικούς παράγοντες όπως σεισμός , φωτιά και περιβαλλοντικές δράσεις και γ) από την αλληλεπίδραση του κτιρίου με το έδαφος θεμελίωσης. Εδώ θα αναφέρουμε στις μη σεισμικές βλάβες και στα αίτια τους , που απαντώνται πιο συχνά στον Ελλαδικό χώρο.

Η τοιχοποιία είναι υλικό με αντοχή στην θλίψη αλλά σημαντικά μικρότερη αντοχή στον εφελκυσμό. Αυτό πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στον σχεδιασμό , ώστε ο φορέας και τα δομικά του στοιχεία να βρίσκονται σε μόνιμη θλιπτική εντατική κατάσταση και να έχουμε έτσι την βέλτιστη συμπεριφορά του κτιρίου. Όταν οι δράσεις επιβάλλουν στο κτίριο τάσεις που ξεπερνούν την θλιπτική και εφελκυστική αντοχή του κτιρίου , στον φορέα αναπτύσσονται ρωγμές. Η διεύθυνση , το εύρος , η μορφή των άκρων , το μήκος , η εξέλιξη στο χρόνο και η διάγνωση του αν είναι νέα ή παλιά η ρωγμή είναι τα χαρακτηριστικά προς διερεύνηση διότι με τις ρωγμές οι μηχανικοί μπορούν να ερμηνεύσουν την αιτία και το είδος της βλάβης στις κατασκευές και να τεκμηριώσουν την υφιστάμενη κατάσταση του φορέα. Βεβαίως η ερμηνεία αυτή είναι πολλές φορές δύσκολη καθώς υπάρχουν αλληλεπιδράσεις παραγόντων που μπορεί να προκαλούν την ίδια παθολογία. Για παράδειγμα η χρονική εξέλιξη μια ρωγμής , αν δηλαδή διευρύνεται το εύρος και το μήκος της ρωγμής με τον χρόνο ή αν τα άκρα της ρωγμής δεν είναι αιχμηρά και δεν είναι καθαρά φανερώνουν αν η ρωγμή είναι νέα ή παλιά. Νέα ρωγμή δείχνει παθολογία σε εξέλιξη που πρέπει να διερευνηθεί και να αντιμετωπιστεί , ενώ παλαιά ρωγμή δείχνει βλάβη που εμφανίστηκε στην διάρκεια της ύπαρξης του έργου αλλά με ανακατανομή των τάσεων που ακολούθησε έπαψε να εξελίσσεται και σταθεροποιήθηκε. Στην δυσκολία ερμηνείας των βλαβών σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία συντείνει και η πολυτυπία των κτιρίων που προκύπτει από τον συνδυασμό υλικών , τύπων πατωμάτων και στεγών , υλικών και τύπου δόμησης , ύπαρξη ή μη διαζωμάτων ελκυστήρων κτλ. Η γνώση λοιπόν των αιτίων που επενεργούν στα κτίρια βοηθά στην προσέγγιση αυτή. Η διάγνωση των αιτίων των βλαβών προφανώς θα οδηγήσει στην ορθή επιλογή αποφάσεων για την επισκευή ή όχι του φορέα και τον τρόπο ενίσχυσης του.

Σημαντική αιτία πρόκλησης βλαβών στο κτίριο είναι τόσο η αρχική μορφή του κτιρίου όσο και οι μεταβολές του στον χρόνο. Για παράδειγμα λόγω εσφαλμένου αρχικού σχεδιασμού μπορούν να προκληθούν τοπικές ή γενικές ανεπάρκειες σε ένα κτίριο (ρηγματώσεις ή και αστοχίες με ανατροπή δομικών στοιχείων) από ισχυρά μεμονωμένα φορτία , αναντιστοιχία ανοιγμάτων καθ' ύψος , διαφορικές καθιζήσεις τοιχοποιίας κτλ. Όμως και οι μεταβολές στον χρόνο παίζουν εξίσου σημαντικό ρόλο. Επεμβάσεις όπως νέα ανοίγματα ή κλείσιμο παλαιών , διαρρυθμίσεις σε φέροντες ή δευτερεύοντες τοίχους ,προσθήκες καθ' ύψος και κατ' επέκταση , αλλαγή χρήσης ορόφων που συνοδεύεται με αύξηση κινητών φορτίων , γήρανση των υλικών και περιβαλλοντικές επιδράσεις στην διάρκεια ζωής του έργου και επεμβάσεις ή ενισχύσεις με εσφαλμένη σύλληψη ή εμπειρία , μπορεί να αποτελέσουν αιτία πρόκλησης σοβαρών βλαβών.

Στην συνέχεια θα αναφερθούμε σε μορφές βλαβών και την αιτιολογία τους . Η υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής στους τοίχους από κακό σχεδιασμό ή συγκεντρωμένα μεμονωμένα φορτία , στην περίπτωση των μονόστρωτων και δίστρωτων τοιχοποιιών εμφανίζεται με ρωγμές στην όψη , με σχεδόν κατακόρυφες ρηγματώσεις οφειλόμενες στην εγκάρσια διάταξη είτε στην περίπτωση τρίστρωτων λιθοδομών απουσία διάτονων λίθων με διαχωρισμό κατά το πάχος του τοίχου , που με την σειρά του προκαλεί είτε κατάπτωση τμήματος είτε μονόπλευρο ή αμφίπλευρο φούσκωμα – παραμόρφωση. Προφανώς παρατηρείται αυξημένη τρωτότητα σε λυγισμό υπό αυξημένα θλιπτικά φορτία για τοιχοποιία χωρίς εγκάρσιους συνδέσμους.

Η αλληλεπίδραση του κτιρίου με το έδαφος θεμελίωσης αποτελεί σημαντικό παράγοντα για την αντοχή του . Οι βλάβες οφειλόμενες στο έδαφος είναι οι πλέον συνήθεις. Ακόμα και αν οι βλάβες από την θεμελίωση εμφανίζονται ως φαινομενικά ασήμαντες θα πρέπει να λαμβάνονται ιδιαίτερα υπόψη , διότι αν στο έργο εμφανιστούν άλλες τυχαματικές δράσεις όπως ο σεισμός μπορεί να οδηγήσουν σε καταστρεπτικά αποτελέσματα.

Στα παλαιότερα κτίρια η θεμελίωση ήταν ελλιπής και κατασκευάζονταν ως μια απλή επέκταση του τοίχου δύο με τρεις στρώσης μέσα στο έδαφος. Όταν εμφανίζεται προβληματική απόκριση από το έδαφος θεμελίωσης σε συνδυασμό με την κακή θεμελίωση, τα αποτελέσματα εμφανίζονται στον φορέα με ρωγμές , οι οποίες με την σειρά τους , με βάση την γεωμετρία τους , μας βοηθούν να καταλάβουμε την φύση του προβλήματος. Η περίπτωση των διαφορικών καθιζήσεων είναι η πλέον χαρακτηριστική. Σε κτίρια φέρουσας τοιχοποιίας , εμφανίζονται κατά μήκος του πόδα των πεσσών στους οποίους εκδηλώνεται η διαφορική καθίζηση , λοξές ρωγμές της θλιβόμενης – βραχυνόμενης διαγωνίου με την εκδήλωση του φαινομένου εντονότερη στους χαμηλούς ορόφους . Αντίστοιχα όταν η

αιτιολογία είναι διαφορεική βράχυνση , εμφανίζονται παρόμοιες ρωγμές , με την διαφορά ότι είναι εντονότερες στους ανωτέρω ορόφους.

Άλλη μορφή καθίζησης αλλά με μικρότερη συχνότητα εμφάνισης είναι η περίπτωση της ολόσωμης καθίζησης . Εμφανίζεται σε κτίρια με δύσκαμπτη θεμελίωση και το κτίριο μετακινείται ως σώμα . Υπάρχει η ομοιόμορφη καθίζηση οπότε και το κτίριο υποχωρεί ολόκληρο προς το έδαφος και η γραμμική, όπου το κτίριο σε μία πλευρά του υποχωρεί περισσότερο από την άλλη και εμφανίζεται με απόκλιση από την κατακόρυφο. Χαρακτηριστικό είναι και στις δύο περιπτώσεις η μη εμφάνιση ρωγμών.

Επίσης μπορούν να εμφανιστούν και οι ακόλουθες μορφές αστοχιών στην θεμελίωση . α) Κατακόρυφη καθίζηση στο άκρο της κατασκευής , β) κατακόρυφη καθίζηση στο κέντρο της κατασκευής , γ) ανομοιόμορφη καθίζηση σε όλο το εύρος της θεμελίωσης και δ) υποχώρηση του εδάφους λόγω έκκεντρων φορτίων ή εκσκαφής . Στην περίπτωση της κατακόρυφης καθίζησης στο άκρο της κατασκευής η μορφή των εμφανιζόμενων ρωγμών συσχετίζονται με τον λόγο του μήκους προς το ύψος του , καθώς αυτός καθορίζει τις αναπτυσσόμενες τάσεις μετά την καθίζηση . Όταν το κτίριο έχει σημαντικό μήκος και μικρό ύψος εκδηλώνονται λοξή ρωγμή στην περιοχή που δεν υπάρχουν ανοίγματα σε όλο το ύψος του στοιχείου. Όταν το κτίριο έχει σημαντικό μήκος και ύψος εκδηλώνονται λοξή ρωγμή στην περιοχή που δεν υπάρχουν ανοίγματα στον ισόγειο όροφο στην περιοχή της καθίζησης . Όταν το κτίριο έχει σημαντικό μήκος και ύψος εκδηλώνονται λοξή ρωγμή στην περιοχή που υπάρχουν ανοίγματα. Στην περίπτωση της κατακόρυφης καθίζησης στο κέντρο της κατασκευής η διάταξη των ρωγμών καθορίζεται από την διάταξη των υπερκείμενων ανοιγμάτων , με το μεγαλύτερο μήκος να αναπτύσσεται στους ανωτέρω ορόφους. Σε δύσκαμπτα εδάφη εμφανίζεται ανομοιόμορφη καθίζηση στα άκρα της θεμελίωσης ενώ στα εύκαμπτα στο κέντρο της κατασκευής . Οι ρωγμές στην πρώτη περίπτωση είναι κατακόρυφες σε όλο το ύψος των πεσσών που αστοχούν και επίσης εμφανίζεται διαχωρισμός στην συμβολή εγκάρσιων τοίχων που είναι ασθενώς συνδεδεμένοι. Στην δεύτερη περίπτωση, οι ρωγμές εκδηλώνονται λοξές με φορά προς το κέντρο , σε όλες τις στάθμες τόσο στους πεσσούς όσο και στα υπέρθυρα των ανοιγμάτων. Όταν έχουμε υποχώρηση του εδάφους λόγω έκκεντρων φορτίων ή εκσκαφής και οι ακραίοι τοίχοι έχουν καλή αλληλεμπλοκή λίθων και σύνδεση, οι ρωγμές εμφανίζονται στις περιοχές με την μικρότερη αντοχή όπως τα υπέρθυρα με λοξή διεύθυνση. Σε περίπτωση ασθενούς σύνδεσης η αστοχία εκδηλώνεται με κατακόρυφη ρωγμή και διαχωρισμό της σύνδεσης .

Έχουμε αρκετές αιτίες εμφάνισης προβλημάτων στη θεμελίωση όπως α) αστοχία θεμελίωσης λόγω υπερφόρτωσης , β) βλάβες θεμελίωσης από προσθήκες κατ' επέκταση ,

γ) βλάβες στην θεμελίωση από όμορες κατασκευές , δ) υποσκαφή θεμελίων από διάφορους παράγοντες , ε) συμπύκνωση του εδάφους θεμελίωσης και στ) κίνηση του εδάφους θεμελίωσης . Η υπερφόρτωση της θεμελίωσης μπορεί να προκληθεί είτε από αρχικό εσφαλμένο σχεδιασμό είτε από μεταγενέστερες επεμβάσεις όπως προσθήκες κατ' ύψος , αλλαγή χρήσης με αλλαγή επιβαλλόμενων φορτίων ή και τέλος από λανθασμένες διαρρυθμίσεις στο ισόγειο για την δημιουργία καταστημάτων κτλ. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα επιβολής ανομοιομορφων τάσεων στο έδαφος και συχνά με υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας του. Στα σημεία εκείνα εμφανίζονται ρωγμές στα οριζόντια στοιχεία που συντρέχουν σε πεσσούς με καθίζηση . Οι μορφές των ρωγμών που εμφανίζονται εξαιτίας διαφορικής καθίζησης μετά από προσθήκη κατ' επέκταση υπάρχοντος κτιρίου σχετίζονται με τον τρόπο σύνδεσης νέου και παλαιού κτιρίου. Συγκεκριμένα αν οι δύο τοίχοι κατασκευαστούν ανεξάρτητα χωρίς κοινά λιθοσώματα εμφανίζεται κατακόρυφη ρωγμή στην θέση του φυσικού αρμού , ενώ στην περίπτωση αλληλεμπλοκής των δύο τοίχων , εμφανίζονται ρωγμές κοντά στην ένωση στα τρωτά σημεία του κτιρίου με την κατώτερη ποιότητα κατασκευής , συνήθως του παλιού ή του μικρότερου σε μέγεθος. Αιτιολογικά το φαινόμενο διαφορικών καθιζήσεων σε προσθήκες κατ' επέκταση μπορεί να έχει διαφορετικές αιτίες όπως α) κατασκευή της προσθήκης σε αφόρτιστη εδαφική στρώση που υποχωρεί κατά την κατασκευή δημιουργώντας απόκλιση από το υπάρχον , β) σύγκλιση των δύο κτιρίων στο σημείο επαφής εξαιτίας της υπερφόρτωσης και από τα δύο κτίρια της εδαφικής στρώσης κάτω από τον αρμό. Παρόμοιο μηχανισμό έχουμε από την κατασκευή όμορων κτιρίων σε κοντινή απόσταση. Η ενδιάμεση εδαφική στρώση δέχεται αθροιστικά τάσεις και από τα δύο κτίρια η οποία με την σειρά της παραμορφώνεται και αστοχεί. Αν τα δύο κτίρια έχουν δύσκαμπτες θεμελιώσεις τα κτίρια αντιδρούν σαν στερεά σώματα χωρίς όμως ρωγμές (σύγκλιση μεταξύ τους και απόκλιση από την κατακόρυφο) ενώ όταν έχουν εύκαμπτες θεμελιώσεις παρουσιάζουν εφελκυστικές ρωγμές . Ιδιαίτερα σοβαρή είναι και η εμφάνιση υποσκαφής των θεμελίων με ασφαλώς καταστρεπτικά αποτελέσματα. Υπόγεια ρέοντα ύδατα κάτω από τα θεμέλια , διαρροές υδάτων ύδρευσης και αποχέτευσης από το ίδιο κτίριο ή από όμορα , εκσκαφές σε όμορα οικόπεδα με υποχώρηση του εδάφους προς το πρηνές εκσκαφής είναι κάποιες από τις αιτίες υποσκαφής θεμελιώσεων που μπορεί να οδηγήσουν έως και την κατάρρευση. Οι ρωγμές σε αυτή την περίπτωση συγκλίνουν στο περισσότερο βυθισμένο τμήμα του κτιρίου. Η συμπύκνωση του εδάφους θεμελίωσης εμφανίζεται είτε σε καθόλου συμπυκνωμένες , πρόσφατες γαιώδεις αποθέσεις (π.χ. επιχώματα ή μπάζα) ή σε διαφορετικής συμπύκνωσης . Στην πρώτη περίπτωση έχουμε καθολική καθίζηση του κτιρίου εν συνόλω , ενώ στην δεύτερη διαφορικές καθιζήσεις . Κίνηση

του εδάφους παρατηρείται σε αργιλικά εδάφη με διόγκωση τους υγρούς μήνες και συρρίκνωση τους ξηρούς. Στους ξηρούς έχουμε ως εκ τούτου ήπιες καθιζήσεις και ανάπτυξη μικρών ρωγμών ενώ τους υγρούς αναστροφή των παραμορφώσεων και μείωση του εύρους των ρωγμών. Κίνηση του εδάφους και ανύψωση τμήματος κτιρίου προκαλούν και δέντρα με επιφανειακό ριζικό σύστημα . Μάλιστα στην περίπτωση αυτή έχουμε μεγαλύτερες συνέπιες από την συμπεριφορά των αργιλικών στρώσεων και αυτό πρέπει να λαμβάνεται σημαντικά υπόψη (σχεδιασμός φύτευσης , χωροθέτηση κτιρίου στο οικόπεδο κτλ.) . Επίσης ο παγετός διογκώνει το έδαφος και δημιουργεί ανυψώσεις με απρόβλεπτα αποτελέσματα. Τέλος μετακίνηση εδάφους μπορεί να εμφανιστεί σε κατασκευές σε πρηνή. Η αποφυγή του φαινομένου γίνεται με τοίχους αντιστήριξης για των εγκιβωτισμό των επιχωμάτων και με επιμελημένη και τμηματική κατά στρώση συμπύκνωση τους.

Ο μηχανικός που κάνει την αποτίμηση του κτιρίου θα πρέπει να διαχωρίζει τις διαγώνιες ρωγμές που προκαλούν οι καθιζήσεις από αυτές που προκαλεί η σεισμική καταπόνηση. Οι πρώτες συγκλίνουν στο κέντρο της καθίζησης, ενώ οι δεύτερες , λόγω της ανακυκλιζόμενης φόρτισης που τις προκαλεί , είναι συνήθως χιαστί.

Οι στέγες και η λειτουργία τους μπορούν να προκαλέσουν παθολογία στα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία . Όταν το κτίριο δεν διαθέτει ελκυστήρες ή διαζώματα στην στέψη της τοιχοποιίας όπου εδράζεται το δικτύωμα της στέγης (έχουμε δηλαδή απουσία στοιχείων ανάληψης εφελκυστικών τάσεων) , αδυνατεί να αναλάβει επιτυχώς την οριζόντια κατανεμημένη ώθηση που ασκεί η στέγη . Έτσι σε περίπτωση όπου η ώθηση ξεπερνά την εφελκυστική αντοχή του τοίχου εμφανίζονται ρωγμές . Ιδιαίτερα τρωτή σε αυτή την περίπτωση είναι πάλι η θέση σύνδεσης των εγκάρσιων τοίχων και κυρίως οι γωνίες του κτιρίου. Οι μορφές των ρηγματώσεων και των αστοχιών είναι α) κατακόρυφη ρωγμή στην θέση της σύνδεσης των εγκάρσιων τοίχων με διαχωρισμό τους στην περίπτωση κακής αλληλεμπλοκής λίθων κτλ. , β) ρωγμές κοντά στην σύνδεση στα ασθενή όμορα σημεία π.χ. υπέρθυρα , στην περίπτωση ισχυρής σύνδεσης, γ) κατακόρυφη ρωγμή που εκτείνεται και στους υποκείμενους ορόφους όταν και αυτοί δεν διαθέτουν οριζόντια δυστένεια, δ) καθολική ανατροπή τοίχου με ρωγμές στα άκρα του, ε) διαγώνιες ρωγμές τοίχου με σύγκλιση στο χαμηλό του σημείου και μηχανισμό κάμψης εκτός επιπέδου. στ) πρισματική εμφάνιση ρωγμών και στους δύο εγκάρσιους τοίχους , στην γωνία του κτιρίου στην περίπτωση τετραέριστης στέγης στην θέση του διαγώνιου αμείβοντα . Τέλος παρόμοιες βλάβες προκαλεί μια στέγη στην περίπτωση αστοχίας σύνδεσης ή αστοχία μέλους του δικτυώματος της στέγης , π.χ. αστοχία ζευκτού. Ασφαλώς η συγκεκριμένη παθολογία που προκαλούν οι

στέγες με ταυτόχρονη σεισμική φόρτιση οδηγεί σε βέβαιες μόνιμες βλάβες και καταρρεύσεις.

Τα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία πολλές φορές και εξαιτίας των πολλών ετών από την κατασκευή τους έχουν υποστεί μεταβολές , διαρρυθμίσεις και επεμβάσεις . Όταν οι τελευταίες πραγματοποιήθηκαν με διαφορετικά υλικά από τα αρχικά (π.χ. κλείσιμο ανοιγμάτων με πλίνθους σε υφιστάμενο λιθόκτιστο κτίριο , ενίσχυση με μεταλλικά στοιχεία που οξειδώθηκαν) τότε προκύπτει ασυμβατότητα υλικών που είναι με την σειρά του παράγοντας βλαβών . Τέτοια περίπτωση είναι , οι μεταβολές κατά την διάρκεια ζωής ενός κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία να έχουν προκαλέσει την δημιουργία μικτών τοίχων είτε κατά μήκος είτε κατά πάχος όπως και αν τμήματα του τοίχου έχουν κατασκευαστεί με σημαντική χρονική διαφορά. Τα διαφορετικά υλικά έχουν διαφορετική συνίζηση ή εξαρχής διαφορετική μηχανική απόκριση σε φορτία. Έτσι τα κατακόρυφα φορτία των πατωμάτων δεν κατανέμονται με τον ίδιο τρόπο σε όλα τα τμήματα της τοιχοποιίας με αποτέλεσμα ρηγματώσεις ή και συνολική αστοχία του τοίχου ακόμα και σε στατικά φορτία.

Βλάβες προκαλούν και οι θερμοκρασιακές μεταβολές είτε από το περιβάλλον είτε από την χρήση του ακινήτου. Ιδιαίτερα επιρρεπή σε αυτή την δράση είναι τα κτίρια της κατηγορίας που εξετάζουμε με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος . Η αύξηση της θερμοσιάς προκαλεί διαστολή στις πλάκες .Ο τρόπος διαστολής της πλάκας και η θέση του τοίχου ως προς την διαστολή δημιουργεί και ανάλογη γεωμετρία ρωγμών. Συγκεκριμένα σε τοίχο κάθετα στην μετακίνηση λόγω διαστολής της πλάκας το φαινόμενο αναπτύσσεται ήπια με ολίσθηση στους αρμούς και οριζόντιες ρηγματώσεις. Στην ίδια περίπτωση όμως , όταν ο τοίχος έχει σύνδεση με εγκάρσιο δημιουργείτε απώλεια της σύνδεσης ή ρηγματώσεις κατακόρυφες στην θέση αυτή. Όταν ο τοίχος είναι παράλληλος στην μετακίνηση το φαινόμενο γίνεται έντονο με εμφάνιση διατμητικών ρωγμών στον πόδα του τοίχου και στο ανώτερο τμήμα του. Η διεύθυνση των ρωγμών παρακολουθεί την μετακίνηση της πλάκας . Ανάλογες παραμορφώσεις στους τοίχους λόγω διαστολής ή συστολής του σκυροδέματος της πλάκας προκαλεί ο χρόνος της κατασκευής . Διαστολή έχουμε για κατασκευή το καλοκαίρι με σημαντικές θερμοκρασίες όπου οι διατμητικές ρωγμές παρακολουθούν στα άνω τμήματα την μετακίνηση της πλάκας . Βράχυνση εξαιτίας της συστολής έχουμε τον χειμώνα και όταν επικρατούν χαμηλές θερμοκρασίες κατά την κατασκευή , όπου διατμητικές ρωγμές εμφανίζονται χαμηλότερα , περίπου στο μέσο του ύψους . Όταν υπάρχει διαφοροποίηση της θερμοκρασίας εσωτερικά από ότι εξωτερικά η πλάκα κυρτώνεται (χαμηλή θερμοκρασία εσωτερικά –υψηλή εξωτερικά) ή καμπυλώνεται (χαμηλή θερμοκρασία εξωτερικά –υψηλή εσωτερικά) . Και στις δύο περιπτώσεις υπάρχει κάποια απώλεια στήριξης στην έδραση των

πλακών λόγω της μεταβολής του σχήματος της πλάκας και ρωγμές στην στέψη των τοίχων εσωτερικά και εξωτερικά αντίστοιχα.

Η πυρκαγιά είναι αιτία πρόκλησης σημαντικών βλαβών , συχνά μη αναστρέψιμων , σε όλα τα είδη των κτιρίων . Στα κτίρια της κατηγορίας που εξετάζουμε , λόγω των πολύ υψηλών θερμοκρασιών που αναπτύσσονται κατά την διάρκεια μιας πυρκαγιάς , έχουμε αλλοίωση των υλικών της τοιχοποιίας όπως αποσυνθέσεις και ασβεστοποιήσεις του κονιάματος και προφανώς μείωση της αντοχής του τοιχοδομής. Για αυτό πρέπει να τηρούνται οι κανόνες παθητικής και ενεργητικής πυροπροστασίας και σε αυτά τα κτίρια. Τα ξύλινα πατώματα και οι στέγες είναι ασφαλώς αιτία επιτάχυνσης του φαινομένου της πυρκαγιάς και καθιστά αυτά τα κτίρια τα πλέον τρωτά.

Τέλος σημαντική αιτία βλαβών σε κτίρια φέρουσας τοιχοποιίας είναι και οι περιβαλλοντικές δράσεις , οι οποίες επειδή εκδηλώνονται σε μεγάλα χρονικά διαστήματα , οι μηχανικοί τείνουν στο να υποτιμούν την επίδραση τους . Κυριότερη εκδήλωση είναι εμφάνιση υδάτων ή υγρασίας . Η τοιχοποιία όταν είναι κορεσμένη σε νερό σταδιακά αποσυντίθεται , αποδιοργανώνεται και συνολικά έχουμε γήρανση της κατασκευής . Συγκεκριμένα η εποχιακή δράση του ύδατος ανάλογα με τις καιρικές συνθήκες δημιουργεί κύκλους υγρανσεως και ξηράνσεως της τοιχοποιίας . Όταν έχουμε παρουσία νερού και παγετού έχουμε φυσική επίδραση του νερού καθώς η αύξηση του όγκου του, επηρεάζει το κονίαμα προκαλώντας ρηγματώσεις και αποδιοργάνωση συνολικά της τοιχοδομής. Η έντονες και συχνές βροχοπτώσεις ή από όποια άλλη αιτία ύπαρξης μόνιμων υδάτων προκαλεί μηχανική επίδραση στα εξωτερικά επιχρίσματα των τοίχων διαβρώνοντας τα και σε περίπτωση εισροής αποκολλώντας τα από την λιθοδομή. Σε ανεπίχριστες επιφάνειες οι λίθοι δέχονται και αυτή μηχανική διάβρωση. Αν το νερό που επιδρά στην κατασκευή έχει έστω και σε χαμηλές συγκεντρώσεις οξέα , έχουμε χημική επίδραση στη λιθοδομή (ιδιαίτερα στους ασβεστόλιθους) και στο κονίαμα των αρμών με εμφανή αποτελέσματα . Η έλλειψη μόνωσης του κτιρίου με το έδαφος θεμελίωσης ή απουσία μέτρων περιμετρικής αποστράγγισης προκαλεί ανερχόμενη υγρασία στους περιμετρικούς κυρίως τοίχους αλλά και στους εσωτερικούς. Με την σειρά της η ανερχόμενη υγρασία προκαλεί διάβρωση του ασβεστοκονιάματος η οποία εξελίσσεται ανοδικά με το χρόνο και πολλές φορές σε σημαντικό ύψος . Συχνή εμφάνιση με την ανερχόμενη υγρασία έχει και η κρυστάλλωση των αλάτων η οποία όταν εμφανίζεται επιφανειακά έχει μόνο αισθητική επιβάρυνση με εμφάνιση εξανθημάτων , αλλά όταν παρουσιάζεται στην μάζα της λιθοδομής δημιουργεί διαρρήξεις. Κάτω από ορισμένες συνθήκες διαφορετικών θερμοκρασιών εσωτερικά και εξωτερικά του κτιρίου υπάρχει η περίπτωση δημιουργίας φαινομένου υγροποίησης

υδρατμών στο εσωτερικό της τοιχοποιίας με τα αποτελέσματα της φυσικοχημικής δράσης του νερού που ήδη αναφέρθηκαν. Ιδιαίτερη έμφαση πρέπει να δίνεται στην απορροή των όμβριων υδάτων καθώς όταν αυτή δεν υφίσταται σωστά στις διάφορες θέσεις του κτιρίου υπάρχει συγκέντρωση νερού με καταστρεπτικά αποτελέσματα. Η πλέον χαρακτηριστική εικόνα κτιρίων φέρουσας τοιχοποιίας που κατέρρευσαν είναι αυτά που διαδοχικά είχαν βλάβη στην στέγη , με τις βροχές καταρρέει ολόκληρη και στην συνέχεια πέφτουν οι τοίχοι από την συνολική αποσύνθεση. Επομένως οι στέγες , τα δώματα , οι θέσεις των υδρορροών , τα λούκια , οι κατακόρυφες στήλες , τα στέγαστρα , οι κατακόρυφοι και κυρίως οι οριζόντιοι αρμοί μεταξύ όμορων κτιρίων πρέπει να είναι συνολικά κατασκευαστικά και υγρομονωτικά επαρκή , διαφορετικά η υγρασία που θα συγκεντρώνεται θα δημιουργεί σοβαρές παθολογίες όπως διάβρωση κονιάματος , ξέπλυμα του στο σώμα του τοίχου με αποτέλεσμα δημιουργία κενών , μείωση της αντοχής της λιθοδομής καθώς τα λιθοσώματα χάνουν την μεταξύ τους σύνδεση. Τέλος η ύπαρξη ριζών από φυτά ή ακόμα και δέντρα επάνω στην λιθοδομή πρέπει να αποφεύγεται ή να αναιρείται όταν εκδηλωθεί . Δημιουργούν τάσεις στην λιθοδομή και αποσάθρωση του κονιάματος , φαινόμενο ιδιαίτερα συχνό σε ναούς .

2.3 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΜΟΡΦΗΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ Η ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΟΥΣ ΣΤΗΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ .

Είναι σαφές ότι τα κτίρια από χάλυβα ή σκυρόδεμα , έκαναν κατασκευαστικά εφικτές μορφές κτιρίων που δεν είναι δυνατόν να κατασκευαστούν από φέρουσα τοιχοποιία, ιδιαίτερα σε σειсмоγενείς περιοχές όπως η Ελλάδα. Τα υλικά έχουν ορισμένες δυνατότητες και χαρακτηριστικά , οπότε εντός αυτών των ορίων πρέπει οι ανθρώπινες κατασκευές να περιορίζονται . Ωστόσο , τώρα περισσότερο από ποτέ που ως μηχανικοί διαθέτουμε και τα υπολογιστικά εργαλεία ανάλυσης , γνωρίζουμε ότι τα κτίρια με φέρουσα τοιχοποιία μπορούν να έχουν μια καλή απόκριση σε οριζόντιες φορτίσεις όπως ο σεισμός , με την προϋπόθεση τήρησης ορισμένων σημαντικών κανόνων μόρφωσης. Σε αυτήν την παράγραφο , επειδή είναι ιδιαίτερα σημαντικοί , θα παρουσιάσουμε αυτούς τους κανόνες , θα εξηγήσουμε με πιο τρόπο επιδρούν στην σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων που εξετάζουμε . Προφανώς οι κανόνες αυτοί πρέπει να εφαρμόζονται σε καινούργια κτίρια , ενώ στα υφιστάμενα πρέπει , όποτε είναι εφικτό , να αποκτήσουν κάποια από τα χαρακτηριστικά αυτά.

Η γενική εικόνα είναι ότι τα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία είναι πιο οικονομικά , με λιγότερες τεχνικές απαιτήσεις κατασκευής ή συντήρησης και ταχύτερη κατασκευή , αλλά πρέπει να κατασκευάζονται για μικρά ύψη , χωρίς απαίτηση μεγάλων ελεύθερων χώρων και να διαθέτουν απλότητα σχήματος και συμμετρία.

Συγκεκριμένα ο πλέον καθοριστικός κανόνας μόρφωσης κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία ώστε να έχουμε την βέλτιστη σεισμική συμπεριφορά είναι η συμμετρία και η κανονικότητα σε κάτοψη. Μετά από σεισμούς στον Ελλαδικό χώρο έχει παρατηρηθεί ότι τα κτίρια που εξετάζουμε , συγκεντρώνουν τις περισσότερες και σημαντικότερες βλάβες σε περιοχές όπως , τοιχώματα μεγαλύτερα από τα υπόλοιπα (μεγάλοι πεσσοί) , σε τοίχους και γωνίες σε ορόφους με εσοχές (π.χ. ημιυπαίθριους χώρους) , σε πλευρές κτιρίων που έχουν σημαντικές διαφορές από τις υπόλοιπες (π.χ. γωνιακό κτίριο , στην μικρή του πλευρά.) κτλ. Η αιτία συγκέντρωσης των βλαβών στις θέσεις αυτές είναι προφανώς η αυξημένη συγκέντρωση τάσεων τόσο υπό στατική φόρτωση όσο και σε δυναμική , οπότε είναι και οι πρώτες που αστοχούν.

Επίσης συμμετρική πρέπει να είναι η διάταξη των φερόντων τοίχων ώστε να αποφεύγεται η στροφική καταπόνηση . Πρέπει δηλαδή οι φέροντες τοίχοι να είναι συμμετρικοί και ισοκατανεμημένοι στις δύο διευθύνσεις . Η βέλτιστη σεισμική απόκριση επιτυγχάνεται στα κτίρια όπου οι φέροντες τοίχοι συγκεντρώνονται με διάταξη στην περίμετρο και κυρίως στις γωνίες του κτιρίου , ιδανικά με σχήμα κλειστών κυψελών . Θεωρείται ότι όταν η επιφάνεια των τοίχων είναι το 4% της επιφάνειας του κτιρίου σε κάθε κατεύθυνση υπάρχει η δυνατότητα ανάληψης των σεισμικών δυνάμεων .

Προκειμένου να επιτύχουμε απλότητα στην κάτοψη πρέπει το κτίριο να έχει τετράγωνο ή ορθογωνικό σχήμα (με μήκος έως 3,5 φορές το πλάτος) . Κτίρια με απλές κατόψεις προσφέρουν στους μηχανικούς δυνατότητα απλούστερων υπολογιστικών μεθόδων. Αλλιώς για πιο σύνθετες κατασκευές απαιτούνται πολύπλοκες μέθοδοι ανάλυσης όπως πεπερασμένα στοιχεία και δυναμική ανάλυση. Η ομαλή μεταφορά των δυνάμεων και η ομοιομορφία των αναπτυσσόμενων τάσεων είναι η κυριότερη αιτία της καλύτερης σεισμικής συμπεριφοράς αυτών των κτιρίων .

Η ύπαρξη μεγάλων προβόλων , μαρκιζών οριζόντιων ή κατακόρυφων είναι απαγορευτική σε κτίρια φέρουσας τοιχοποιίας , διότι τα οι τοίχοι στους οποίους στηρίζονται εμφανίζουν μεγάλη τρωτότητα εξαιτίας των μεγάλων επιβαλλόμενων κατακόρυφων τάσεων. Τα έρκερ παρουσιάζουν μεγάλες βλάβες σε σεισμούς και επομένως η στήριξη τοίχων σε προβόλους είναι λανθασμένη .

Τα επιμήκη κτίρια εμφανίζουν τρωτότητα σε διαφορικές καθιζήσεις σε περίπτωση εδαφικών διαφοροποιήσεων και ευαισθησία σε θερμοκρασιακές μεταβολές. Έτσι συνίσταται σε περιοχές σεισμικότητας III το μέγιστο μήκος του κτιρίου να μην ξεπερνά τα 50 μέτρα και σε περιοχές σεισμικότητας I και II τα 40 μέτρα (Unido. 1984) . Σε υφιστάμενα κτίρια με μεγαλύτερο λόγο μήκους και πλάτους ή διαστάσεων μεγαλύτερων των 40 μέτρων , δηλαδή

επιμήκη διάταξη , είναι τεχνικά εφικτό με αδιατάρακτη κοπή να τμηθεί κατά μήκος το κτίριο και στην θέση της τομής να κατασκευαστούν εγκάρσιοι φέροντες τοίχοι και στα δύο κτίρια που προκύπτουν . Προφανώς στην λύση αυτή θα προκύψει απαραίτητα και ανάλογη αρχιτεκτονική προσαρμογή. Πιο σύνθετες κατόψεις μπορούν να επιτευχθούν με σύνθεση τέτοιων κατόψεων στατικά ανεξάρτητων. Όταν οι κατόψεις δεν είναι ορθογωνικές και διαθέτουν εσοχές συνίσταται αυτές να μην υπερβαίνουν το 25% της παράλληλης διάστασης.

Καταλυτική στην σεισμική απόκριση των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία είναι η ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας . Αποτελεσματικά οριζόντια διαφράγματα είναι οι πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος . Η ύπαρξη των πλακών σκυροδέματος έχει τρεις ταυτόχρονες θετικές επιδράσεις. Αρχικά προκαλεί κατακόρυφη θλιπτική τάση στην τοιχοποιία , η οποία αυξάνει την διατμητική της αντοχή και μειώνει τις εφελκυστικές τάσεις. Στην συνέχεια μειώνοντας το ελεύθερο ύψος των τοίχων δηλαδή το ενεργό ύψος των πεσσών αυξάνει την αντοχής τους σε εντός και εκτός επιπέδου φόρτιση ενώ παράλληλα κατανέμει τις οριζόντιες δυνάμεις στους τοίχους ανάλογα με την δυσκαμψία τους . Τμήμα της εκτός επιπέδου φόρτιση αναλαμβάνουν και οι συντρέχοντες εγκάρσιοι τοίχοι με ευεργετικό αποτέλεσμα κατά την σεισμική απόκριση. Σημειώνεται ότι ο EN1998-1-1 επιτρέπει στα νέα κτίρια οποιοδήποτε τύπο πατώματος με την προϋπόθεση ικανοποιητικής διαφραγματικής λειτουργίας.

Από τους ελέγχους σε θλίψη , κάμψη και διάτμηση προκύπτουν τα ελάχιστα πάχη των τοίχων , ταυτόχρονα όμως υπάρχουν και ελάχιστες τιμές που πρέπει να ικανοποιούνται. Σύμφωνα με τον Πίνακα 4.3.1 (Φυλλίτσα Β. Καραντώνη -Κατασκευές από Τοιχοποιία . Σχεδιασμός και Επισκευές – σελίδα 176) για άοπλη τοιχοποιία με λιθοσώματα φυσικούς λίθους το ελάχιστο πάχος είναι 35 εκατοστά ενώ η λυγηρότητα h/t πρέπει να είναι έως 9. Έρευνες σε σεισμικές τράπεζες απέδειξαν την θετική επίδραση σε σεισμική απόκριση της μικρής λυγηρότητας και του ικανοποιητικού πάχους τοίχου .

Ένας ακόμα σημαντικός παράγοντας είναι οι αποστάσεις των φερόντων τοίχων. Οι τοίχοι έχουν την συμπεριφορά πλακών υπό οριζόντια φόρτιση. Απουσία διαφράγματος η προσομοίωση είναι αυτής της τριέριστης πλάκας , η οποία όσο μεγαλύτερο μήκος έχει τόσο πιο τρωτή είναι σε ροπή και εκτός επιπέδου φόρτιση. Στην περίπτωση ύπαρξης διαφράγματος γίνεται κρίσιμη διατμητική της λειτουργία έναντι της καμπτικής . Και στην περίπτωση αυτή όμως η αύξηση του μήκους μειώνει την συνεισφορά των εγκάρσιων τοίχων στην εκτός επιπέδου φόρτιση . Παρά το ότι στον Ευρωκώδικα 6 δεν υπάρχουν περιορισμοί στην απόσταση των πεσσών (παρά μόνο για τις διαστάσεις τους) είναι αυτονόητο ότι οι μεγάλες αποστάσεις στην διάταξη των φερόντων τοίχων έχει αρνητική επίδραση στην

σεισμική απόκριση και πρέπει να αποφεύγεται στα νέα κτίρια ενώ στα υφιστάμενα κτίρια μπορεί να διορθωθεί με την κατασκευή νέων με καλή αλληλεμπλοκή στους συμβάλλοντες τοίχους και προφανώς με τις απαραίτητες αρχιτεκτονικές προσαρμογές. Σύμφωνα με τον Πίνακα 4.3.3 (Φυλλίτσα Β. Καραντώνη -Κατασκευές από Τοιχοποιία . Σχεδιασμός και Επισκευές – σελίδα 178 , Unido , 1984) για δομικό σύστημα λιθοδομής σε ζώνη υψηλής σεισμικότητας συνίσταται απόσταση φερόντων τοίχων έως 4,5 μέτρα.

Η θέση και το μέγεθος των ανοιγμάτων καθορίζει σημαντικά την συμπεριφορά των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία σε σεισμό . Στον EN 1998-1 υπάρχουν περιορισμοί στις διαστάσεις των πεσσών μέσω του λόγου l/h δηλαδή μέσω του λόγου του μήκους του πεσσού l και το ύψος του συντρέχοντος ανοίγματος h . Στην περίπτωση όπου ο τύπος τοιχοποιίας είναι από άοπλη τοιχοποιία με λιθοσώματα από φυσική πετρά ο ελάχιστος λόγος $(l/h)_{min}$ είναι 0,50. Επιπλέον του περιορισμού αυτού θα πρέπει τα ανοίγματα να τοποθετούνται στους λιγότερο φορτισμένους τοίχους και προφανώς όχι σε θέσεις έδρασης φορτίων όπως κάτω από ζευκτά ή δοκούς πατωμάτων. Προκειμένου να υπάρχει ομαλή μετάβαση των κατακόρυφων φορτίων η θέση των ανοιγμάτων καθ' ύψος δεν πρέπει να μεταβάλλεται. Στην ίδια στάθμη από το δάπεδο πρέπει να τοποθετούνται τα ανώφλια , ενώ τα οριζόντια διαζώματα πρέπει να είναι συνεχή χωρίς να διακόπτονται από ανοίγματα. Σε κάτοψη τα ανοίγματα πρέπει να κατανέμονται συμμετρικά σε κάθε διεύθυνση με εξασφάλιση της ισόποσης ακαμψία πεσσών και στις δύο διευθύνσεις. Το μήκος του τοίχου πρέπει να είναι μεγαλύτερο του 50% του μήκους των ανοιγμάτων. Τέλος οι γωνιακοί πεσσοί ως καθοριστικοί για την σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου πρέπει να είναι κατά το δυνατόν μεγαλύτεροι , οπότε και να αποφεύγεται τα ανοίγματα να επιδρούν αρνητικά στην απαίτηση αυτή.

Ακόμα πιο σημαντική είναι η καθ' ύψος κατανομή της ακαμψίας . Η διαφοροποίηση των χρήσεων ανά στάθμη (π.χ. ισόγειο κατάστημα , κατοικίες στους ορόφους ή ξύλινη ενιαία στέγη στον τελευταίο όροφο) δημιουργεί λειτουργικές ανάγκες οι οποίες επιδρούν στις αρχιτεκτονικές διαμορφώσεις . Στα κτίρια όμως με φέροντες τοίχους τέτοιες μεταβολές είναι πιο δύσκολο να επιτευχθούν. Η διαφοροποίηση των τοίχων ανά στάθμη είναι σημαντικός παράγοντας παθολογίας και αυτό επιβεβαιώνεται από τις βλάβες που παρατηρούνται μετά από σεισμό.

Οι Ευρωκώδικες δεν καθορίζουν περιορισμούς στο αριθμό των ορόφων . Προφανώς , κάτι που συμβαίνει και σε κτίρια διαφορετικού φορέα , το μεγάλο ύψος κτιρίου και το πλήθος των ορόφων αυξάνουν καθοριστικά την σεισμική τρωτότητα. Στα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία πολύ περισσότερο.

Επιμέρους δομικά τμήματα των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία πρέπει να προσαρμόζονται και αυτά στις δυνατότητες τους . Ενδεικτικά αναφέρονται ότι τα ζευκτά των στεγών επιβάλλεται να εδράζονται σε οπλισμένο διάζωμα για την ορθότερη μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στους τοίχους ενώ χιαστί σύνδεσμοι μεταξύ των ζευκτών και των ελκυστήρων βελτιώνουν την διαζωματική συμπεριφορά στο επίπεδο. Οι πρόβολοι (σε συνέχεια εσωτερικής πλάκας) πρέπει να είναι το πολύ ένα μέτρο ενώ οι μαρκίζες 0,50 μέτρα (έδραση προβόλου δηλαδή μόνο επί του τοίχου) . Τα ανώφλια των ανοιγμάτων πρέπει να έχουν επαρκή στήριξη στους εκατέρωθεν τοίχους , τουλάχιστον 25 εκατοστά και να είναι κατασκευασμένα είτε από οπλισμένο σκυρόδεμα είτε από μονόλιθους σε περίπτωση λιθοδομής. Μόνο με αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζεται ότι θα λειτουργήσουν ως δοκοί που θα μεταφέρουν τα υπερκείμενα βάρη , στους πεσσούς εκατέρωθεν. Συνήθεις δομές είναι και τα αετώματα που προκύπτουν κάτω από τις στέγες ιδιαίτερα στην περίπτωση κατασκευής σοφιτών. Σαν δομικά στοιχεία συγκεντρώνουν σημαντικές βλάβες σε σεισμούς. Ανάλογα με τις διαστάσεις τους , μόνο ένας επαρκής κάναβος οριζόντων και κατακόρυφων διαζωμάτων διασφαλίζει την επάρκεια τους. Οι καμινάδες και οι αεραγωγοί δεν πρέπει να σχηματίζουν φωλιές και οπές εντός των τοίχων γιατί απομειώνουν την αντοχή τους. Πρέπει να είναι δομικά ανεξάρτητα στοιχεία με επαρκή σύνδεση με τον τοίχο. Τέλος οι εσοχές στους φέροντες τοίχους πρέπει γενικά να αποφεύγονται είτε να κινούνται στα επίπεδα των περιορισμών του κανονισμού. Διαφορετικά πρέπει να ελέγχονται στην ανάλυση του κτιρίου.

Στον Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1) υπάρχει ξεχωριστή αντιμετώπιση για τα απλά κτίρια. Πρόκειται για δύσκαμπτα κτίρια με καλή ποιότητα δόμησης , απλότητα σχήματος , πυκνή διάταξη τοίχων και χαμηλού ύψους με εξαιρετική σεισμική συμπεριφορά και χαμηλή τρωτότητα . Η μικρή τους ιδιοπερίοδο τους εξασφαλίζει χαμηλότερη σεισμική καταπόνηση και η μορφολογία τους , ικανοποιητικές αντοχές. Για αυτά τα κτίρια ο κανονισμός προβλέπει απαλλαγές από ελέγχους ασφαλείας . Δεν θα αναφερθούμε σε όλες στις απαιτήσεις του EN 1998-1 για να καταταχθεί ένα κτίριο στα απλά.

2.4 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ – ΑΠΟΚΡΙΣΗ , ΒΛΑΒΕΣ

Η σεισμική απόκριση των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία συνιστά ένα πολυπαραμετρικό πρόβλημα, το οποίο εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρική διαμόρφωση του φέροντος οργανισμού όσο και από τις μηχανικές ιδιότητες των επιμέρους υλικών και τις κατασκευαστικές πρακτικές που έχουν εφαρμοστεί. Σε αντίθεση με τις σύγχρονες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα ή χάλυβα, οι οποίες εμφανίζουν σχετικά προβλέψιμη συμπεριφορά, τα κτίρια φέρουσας τοιχοποιίας χαρακτηρίζονται από έντονη ανομοιογένεια,

ανισοτροπία και περιορισμένη εφελκυστική αντοχή, γεγονός που καθιστά τη συμπεριφορά τους υπό σεισμική δράση δύσκολα προβλέψιμη. Στις πλαισιακές κατασκευές, η μάζα συγκεντρώνεται κατά κύριο λόγο στις στάθμες των ορόφων, με αποτέλεσμα οι σεισμικές αδρανειακές δυνάμεις να αναπτύσσονται και να εφαρμόζονται στα επίπεδα αυτά. Τα οριζόντια διαφράγματα, λόγω της σημαντικής εντός επιπέδου δυσκαμψίας τους, εξασφαλίζουν την κατανομή των δυνάμεων προς τα κατακόρυφα στοιχεία πλευρικής δυσκαμψίας (πλαίσια ή τοιχώματα), τα οποία αναλαμβάνουν τη μεταφορά τους προς τη θεμελίωση. Αντιθέτως, στις κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία, η μάζα δεν συγκεντρώνεται αποκλειστικά στους ορόφους, αλλά σε μεγάλο βαθμό εντοπίζεται στους ίδιους τους τοίχους. Σε περιπτώσεις όπου τα δάπεδα είναι ελαφρά (π.χ. ξύλινα), το ποσοστό της μάζας που αντιστοιχεί στους τοίχους μπορεί να υπερβαίνει το 90%, ενώ ακόμη και σε περιπτώσεις άκαμπτων πλακών οπλισμένου σκυροδέματος παραμένει σημαντικό. Η παραπάνω ιδιαιτερότητα οδηγεί σε διαφορετικό μηχανισμό ανάπτυξης και κατανομής των σεισμικών δράσεων. Οι αδρανειακές δυνάμεις δεν συγκεντρώνονται σε διακριτά επίπεδα, αλλά κατανέμονται καθ' ύψος των τοίχων, γεγονός που καθιστά αναγκαία τη συνεχή κατανομή φορτίων κατά μήκος των κατακόρυφων στοιχείων. Επιπλέον, οι δυνάμεις που είναι κάθετες στο επίπεδο ενός τοίχου μεταφέρονται είτε άμεσα προς τη θεμελίωσή του είτε έμμεσα μέσω εγκάρσιων τοίχων, οι οποίοι λειτουργούν ως στοιχεία μεγαλύτερης δυσκαμψίας. Η αλληλεπίδραση αυτή μεταξύ των τοίχων είναι καθοριστική για τη συνολική συμπεριφορά του φορέα.

Κρίσιμος παράγοντας για τη σεισμική συμπεριφορά αποτελεί η αλληλεπίδραση μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων (τοιχοποιιών) και των οριζόντιων στοιχείων (πατώματα και στέγες). Ο βαθμός διαφραγματικής λειτουργίας επηρεάζει καθοριστικά την κατανομή των εντατικών μεγεθών, καθώς και τους αναπτυσσόμενους μηχανισμούς αστοχίας. Άλλοι παράγοντες που καθορίζουν την ανάπτυξη βλαβών από σεισμό είναι η σύνδεση μεταξύ των εγκάρσιων τοίχων (εμπλοκή λίθων, είδος λιθοσώματος στην θέση αυτή κτλ.), η ύπαρξη ελκυστήρων, η ύπαρξη διαζωμάτων, η ύπαρξη στοιχείων που προκαλούν οριζόντιες ωθήσεις (τόξα, στέγες), η ύπαρξη αντηρίδων και η επαφή και σύνδεση με τα όμορα κτίρια.

Σε περιπτώσεις όπου τα πατώματα και τα δώματα παρουσιάζουν υψηλή εντός επιπέδου δυσκαμψία, επιτυγχάνεται ουσιαστική διαφραγματική λειτουργία. Τα στοιχεία αυτά λειτουργούν ως άκαμπτα διαφράγματα, τα οποία συγκεντρώνουν τις σεισμικές δυνάμεις και τις κατανέμουν στα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία ανάλογα με τη σχετική δυσκαμψία τους. Στην περίπτωση αυτή, η σεισμική τέμνουσα δύναμη κάθε στάθμης

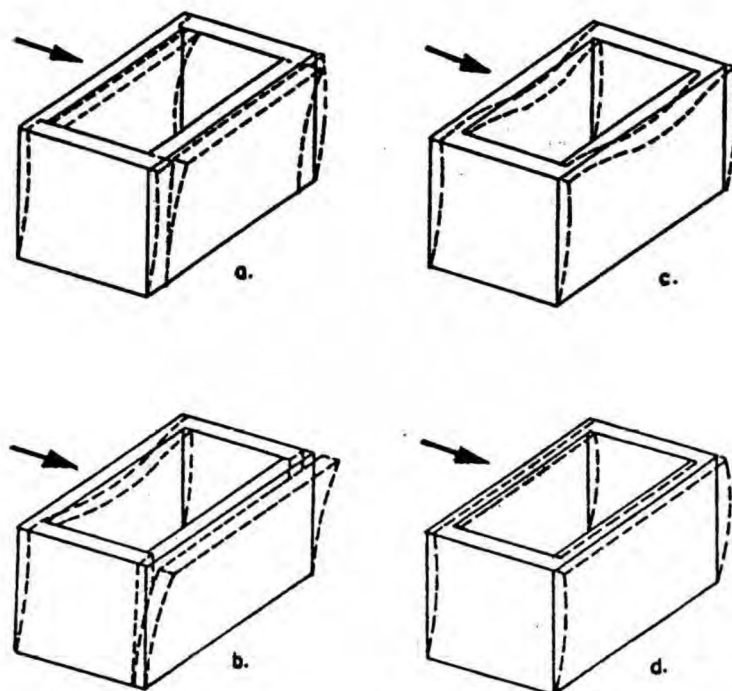
κατανέμεται στους τοίχους με τρόπο ανάλογο της δυσκαμψίας τους εντός επιπέδου. Οι τοίχοι που είναι παράλληλοι προς τη διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης λειτουργούν ως κύρια στοιχεία ανάλιψης των οριζόντιων δράσεων, ενώ οι εγκάρσιοι τοίχοι συμβάλλουν κυρίως στην πλευρική στήριξη και στον περιορισμό των εκτός επιπέδου παραμορφώσεων.

Η παρουσία διαζωμάτων (οριζόντιων ενισχύσεων) και ελκυστήρων ενισχύει σημαντικά τη συνεργασία των επιμέρους στοιχείων του φέροντος οργανισμού. Τα διαζώματα και ελκυστήρες εξασφαλίζουν τη συνεργασία των τοίχων στις γωνίες και στις διασταυρώσεις, περιορίζοντας την πιθανότητα αποκόλλησης και βελτιώνοντας τη συνολική μονολιθικότητα της κατασκευής. Επιπλέον, τα διαζώματα λειτουργούν ως στοιχεία εγκάρσιας στήριξης, μειώνοντας το ενεργό ύψος λυγισμού των τοίχων και αυξάνοντας την αντοχή τους σε εκτός επιπέδου κάμψη. Υπό τις συνθήκες αυτές, η σεισμική συμπεριφορά χαρακτηρίζεται κυρίως από εντός επιπέδου καταπόνηση των τοίχων, η οποία εκδηλώνεται με ανάπτυξη διατμητικών ρηγματώσεων ή λοξών εφελκυστικών ρωγμών. Η τοιχοποιία εμφανίζει σχετικά καλύτερη συμπεριφορά σε αυτή τη μορφή φόρτισης, σε σύγκριση με την εκτός επιπέδου κάμψη. Σε κατασκευές όπου απουσιάζουν τέτοια στοιχεία, οι τοίχοι στις γωνίες και στις διασταυρώσεις τύπου Γ ή Τ είναι ιδιαίτερα ευάλωτοι σε αποσύνδεση. Μετά την αποκόλληση, οι τοίχοι λειτουργούν ως ανεξάρτητοι πρόβολοι, γεγονός που οδηγεί σε σημαντική αύξηση των εκτός επιπέδου ροπών και σε ταχεία αστοχία. Αντίθετα, η ύπαρξη περιμετρικών διαζωμάτων συμβάλλει στη διατήρηση της γεωμετρικής ακεραιότητας της κατασκευής, ακόμη και σε περιπτώσεις όπου η διαφραγματική λειτουργία των πατωμάτων δεν είναι πλήρης. Ωστόσο, εάν τα διαζώματα δεν συνδυάζονται με επαρκώς άκαμπτα οριζόντια στοιχεία, η συμβολή τους περιορίζεται και δεν επαρκεί για την πλήρη αποτροπή εκτός επιπέδου αστοχιών.

Σε πολλές υφιστάμενες κατασκευές, ιδίως σε παλαιότερα κτίρια, τα πατώματα αποτελούνται από ξύλινες δοκούς ή ελαφρές κατασκευές με περιορισμένη δυσκαμψία. Στις περιπτώσεις αυτές, η διαφραγματική λειτουργία είναι ανεπαρκής ή πρακτικά ανύπαρκτη. Η απουσία επαρκούς διαφραγματικής λειτουργίας έχει ως συνέπεια τη μη ομοιόμορφη κατανομή των σεισμικών δράσεων στους τοίχους. Αντί της λειτουργίας του φορέα ως σύνολο, οι τοίχοι τείνουν να συμπεριφέρονται ως ανεξάρτητα κατακόρυφα στοιχεία, τα οποία φορτίζονται τοπικά ανάλογα με τις μάζες και τις δυσκαμψίες που τους αντιστοιχούν. Η κατάσταση αυτή οδηγεί σε αυξημένες σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των επιμέρους στοιχείων, καθώς και σε ανάπτυξη σημαντικών εκτός επιπέδου παραμορφώσεων. Δεδομένου ότι η τοιχοποιία παρουσιάζει ιδιαίτερα χαμηλή εφελκυστική αντοχή κάθετα στο επίπεδό της, οι εκτός επιπέδου καταπονήσεις αποτελούν έναν από τους πλέον επικίνδυνους

μηχανισμούς αστοχίας. Συχνά παρατηρούνται τοπικές καταρρεύσεις τμημάτων τοίχων, ιδιαίτερα σε ανώτερους ορόφους ή σε περιοχές με ανεπαρκή πλευρική στήριξη. Οι αστοχίες αυτές μπορεί να εκδηλωθούν ακόμη και σε σχετικά μικρά επίπεδα σεισμικής διέγερσης. Η γεωμετρία του κτιρίου επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό τη σεισμική του απόκριση. Παράγοντες όπως το ύψος των ορόφων, το μήκος και το πάχος των τοίχων, καθώς και οι αποστάσεις μεταξύ εγκάρσιων τοίχων καθορίζουν την ευστάθεια και την αντοχή των επιμέρους στοιχείων. Μεγάλα ελεύθερα μήκη τοίχων χωρίς επαρκή εγκάρσια στήριξη αυξάνουν την πιθανότητα εκτός επιπέδου αστοχίας. Παράλληλα, αυξημένα ύψη ορόφων οδηγούν σε μεγαλύτερες ροπές και μετακινήσεις, επιβαρύνοντας τη συνολική συμπεριφορά. Επιπλέον, η ποιότητα των υλικών και της δόμησης διαδραματίζει καθοριστικό ρόλο. Η ανομοιογένεια της τοιχοποιίας, η ύπαρξη ασθενών αρμών κονιάματος και οι κατασκευαστικές ατέλειες μειώνουν την αντοχή και την αξιοπιστία του φορέα. Η ύπαρξη ανοιγμάτων στους τοίχους (όπως θύρες και παράθυρα) επηρεάζει σημαντικά τη σεισμική συμπεριφορά, καθώς μεταβάλλει τη ροή των τάσεων και τη διαδρομή μεταφοράς των δυνάμεων. Τα ανοίγματα δημιουργούν περιοχές συγκέντρωσης τάσεων και ενδέχεται να οδηγήσουν σε πρόωρη ρηγμάτωση ή τοπική αστοχία. Επιπλέον, η θέση και οι διαστάσεις τους καθορίζουν τη μορφή των μηχανισμών αστοχίας, οι οποίοι μπορεί να περιλαμβάνουν διαγώνιες ρωγμές, αποκόλληση τμημάτων ή εκτός επιπέδου αστάθεια.

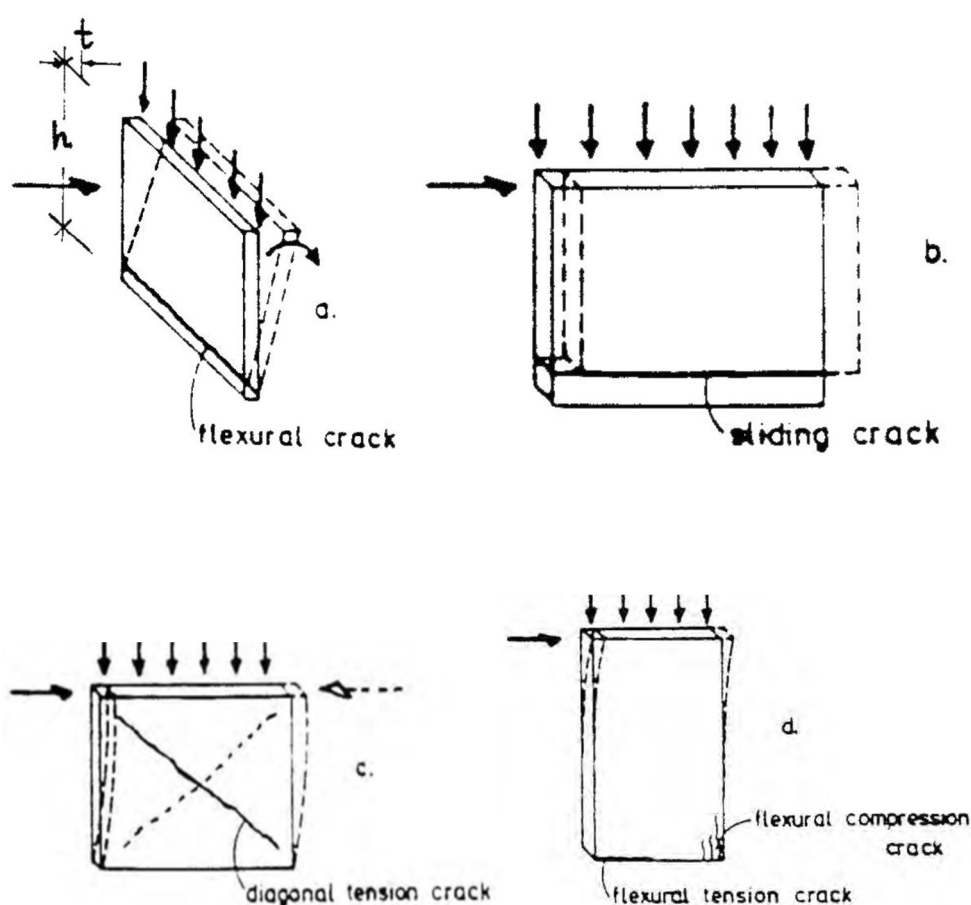
Οι μηχανισμοί αστοχίας των κτιρίων φέρουσας τοιχοποιίας υπό σεισμική δράση εξαρτώνται από τον βαθμό συνεργασίας των δομικών στοιχείων. Στις περιπτώσεις καλής συνεργασίας, κυριαρχούν εντός επιπέδου μηχανισμοί, όπως διατμητική αστοχία ή ανάπτυξη λοξών ρωγμών. Αντίθετα, σε κατασκευές με ανεπαρκή σύνδεση και διαφραγματική λειτουργία, κυριαρχούν εκτός επιπέδου μηχανισμοί, οι οποίοι είναι ιδιαίτερα ψαθυροί και επικίνδυνοι. Οι μηχανισμοί αυτοί περιλαμβάνουν ανατροπή τοίχων, αποκόλληση εξωτερικών παρειών και τοπικές καταρρεύσεις. Στην πράξη, τα περισσότερα κτίρια παρουσιάζουν ενδιάμεση συμπεριφορά, όπου συνυπάρχουν διαφορετικοί μηχανισμοί αστοχίας. Η πολυπλοκότητα αυτή καθιστά αναγκαία τη χρήση κατάλληλων αναλυτικών και πειραματικών μεθόδων για την αξιόπιστη αποτίμηση της σεισμικής τους ικανότητας. Στο Σχ. 2.4.1 φαίνονται χαρακτηριστικά η απόκριση ενός ισόγειου κτιρίου φέρουσας τοιχοποιίας ανάλογα με την ύπαρξη ή μη διαφράγματος ή διαζώματος στην στέψη.



Σχ. 2.4.1. Τυπικές μορφές απόκρισης κτιρίων φέρουσας τοιχοποιίας υπό σεισμική καταπόνηση. (α) και (β): Απουσία διαφράγματος ή διαζωμάτων, (c): Φέροντες τοίχοι με κορυφαίο διάζωμα, (d): Φέροντες τοίχοι με διάφραγμα στο επίπεδο της στέψης τους

Η συμπεριφορά μεμονωμένων τοίχων από φέρουσα τοιχοποιία υπό σεισμική καταπόνηση εξαρτάται από τον τρόπο φόρτισης, τις συνθήκες στήριξης και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά τους. Οι κυριότεροι μηχανισμοί αστοχίας διακρίνονται σε εντός επιπέδου και εκτός επιπέδου. Στην περίπτωση εντός επιπέδου φόρτισης, οι τοίχοι λειτουργούν ως κατακόρυφα διατμητικά στοιχεία και αναπτύσσουν κυρίως διατμητικές και καμπτικές τάσεις. Ένας από τους συνηθέστερους μηχανισμούς αστοχίας είναι η διατμητική αστοχία με τη μορφή λοξών εφελκυστικών ρωγμών, οι οποίες εμφανίζονται υπό γωνία περίπου 45° ως προς τον οριζόντιο άξονα. Οι ρωγμές αυτές διαδίδονται διαμέσου των αρμών κονιάματος ή/και των λιθοσωμάτων, οδηγώντας τελικά σε αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας. Σε τοίχους με αυξημένο λόγο ύψους προς μήκος (λεπτοί τοίχοι), ενδέχεται να επικρατήσει καμπτική αστοχία, η οποία χαρακτηρίζεται από ανάπτυξη εφελκυστικών ρωγμών στη μία πλευρά και θλιπτικών συνθλίψεων στην αντίθετη. Η μορφή αυτή αστοχίας είναι περισσότερο «πλαστική» σε σύγκριση με τη διατμητική, αλλά εξακολουθεί να είναι περιορισμένη λόγω της ψαθυρής φύσης της τοιχοποιίας. Ιδιαίτερα κρίσιμος είναι ο μηχανισμός εκτός επιπέδου αστοχίας, ο οποίος εμφανίζεται όταν ο τοίχος δεν διαθέτει επαρκή πλευρική στήριξη. Σε αυτή την περίπτωση, ο τοίχος συμπεριφέρεται ως κατακόρυφη πλάκα ή πρόβολος και υπόκειται

σε κάμψη κάθετα στο επίπεδό του. Δεδομένης της πολύ χαμηλής εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας σε αυτή τη διεύθυνση, η αστοχία επέρχεται αιφνίδια, συχνά με μορφή ανατροπής ή αποκόλλησης τμημάτων του τοίχου. Επιπλέον, σε τοίχους με ανοίγματα (θύρες ή παράθυρα), παρατηρούνται συγκεντρώσεις τάσεων γύρω από τα άκρα των ανοιγμάτων, οδηγώντας σε τοπικές ρηγματώσεις και πιθανή αστοχία των πεσσών. Η παραπάνω συμπεριφορά μεμονωμένων τοίχων σε σεισμική καταπόνηση ανάλογα με το είδος της φόρτισης που προκύπτει παριστάνονται γραφικά στο Σχ. 2.4.2.

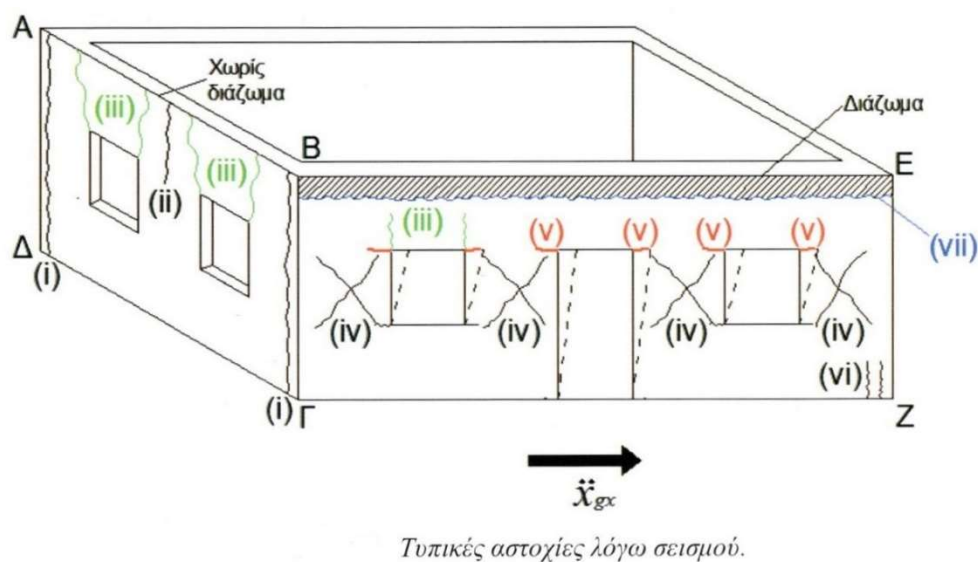


Σχ. 2.4.2: Μηχανισμοί αστοχίας ενός μεμονωμένου τοίχου-προβόλου. (α) Σεισμική τέμνουσα εκτός επιπέδου, (b), (c), (d) Σεισμική τέμνουσα εντός επιπέδου

Σχ. 2.4.1-2.4.2 : Στυλιανίδης Κοσμάς & Ιγνατάκης Χρήστος -Κατασκευές από Φέρουσα Τοιχοποιία σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 6 & 8 .

Σε ένα μονώροφο κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία, οι μορφές ρηγματώσεων που αναπτύσσονται υπό σεισμική δράση αποτελούν άμεση ένδειξη των εντατικών καταστάσεων και των μηχανισμών απόκρισης του φορέα. Όταν υπάρχει ικανοποιητική διαφραγματική λειτουργία της οροφής, οι ρηγματώσεις εμφανίζονται κυρίως στους τοίχους που είναι παράλληλοι προς τη διεύθυνση της σεισμικής δράσης. Οι χαρακτηριστικότερες μορφές περιλαμβάνουν λοξές διατμητικές ρωγμές (τύπου X), οι οποίες εκτείνονται μεταξύ αντίθετων

γωνιών του τοίχου, υποδηλώνοντας ανάπτυξη σημαντικών διατμητικών τάσεων. Σε τοίχους με ανοίγματα, παρατηρούνται ρωγμές που ξεκινούν από τις γωνίες των ανοιγμάτων και διαδίδονται λοξά προς το εσωτερικό της τοιχοποιίας. Οι περιοχές αυτές αποτελούν θέσεις έντονης συγκέντρωσης τάσεων και συχνά οδηγούν σε τοπική αστοχία των πεσσών ή των υπερθύρων. Σε περιπτώσεις ανεπαρκούς διαφραγματικής λειτουργίας, οι ρηγματώσεις σχετίζονται κυρίως με εκτός επιπέδου παραμορφώσεις. Εμφανίζονται κατακόρυφες ή σχεδόν κατακόρυφες ρωγμές, καθώς και αποκόλληση εξωτερικών στρώσεων της τοιχοποιίας. Σε ακραίες περιπτώσεις, μπορεί να παρατηρηθεί ανατροπή ολόκληρων τμημάτων τοίχων. Επιπλέον, στις γωνίες του κτιρίου είναι δυνατόν να εμφανιστούν κατακόρυφες ρωγμές αποκόλλησης μεταξύ εγκάρσιων τοίχων, ιδιαίτερα όταν απουσιάζουν επαρκή συνδετικά στοιχεία. Το φαινόμενο αυτό υποδηλώνει απώλεια συνεργασίας μεταξύ των τοίχων και αποτελεί ένδειξη δυσμενούς σεισμικής συμπεριφοράς. Συνολικά, οι μορφές ρηγματώσεων σε μονώροφα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία αντικατοπτρίζουν τον βαθμό συνεργασίας των δομικών στοιχείων και τη φύση των αναπτυσσόμενων εντατικών καταπονήσεων. Η κατανόησή τους είναι κρίσιμη για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και τον σχεδιασμό επεμβάσεων ενίσχυσης. Στο Σχ. 2.4.3. υπάρχουν γραφικά όλες οι μορφές ρηγματώσης.



Σχ. 2.4.3.: Τυπικές μορφές ρηγματώσεων σε τυπικό όροφο κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.

(i) Τοπικός μηχανισμός ανατροπής με την εμφάνιση κατακόρυφων ρωγμών στην θέση της σύνδεσης των τοίχων .(τοπική αστοχία σε τοίχο χωρίς διάζωμα.)

- (ii) Εκτός επιπέδου αστοχία λόγω κάμψης . (συμπεριφορά κατασκευής ως συνόλου)
- (iii) Ρωγμή λόγω εφελκυσμού στα υπέρθυρα.
- (iv) Διαγώνια ρωγμή σε πεσσό λόγω διάτμησης .(Αστοχία σε τοίχο που έχει διάζωμα.)
- (v) Ρωγμή λόγω κάμψης σε τοίχο.
- (vi) Ρωγμή κατακόρυφή λόγω θλίψης σε πεσσό.
- (vii) Ρωγμή λόγω ολίσθησης διαζώματος .

Οι τοπικοί μηχανισμοί αστοχίας αποτελούν μία από τις πλέον κρίσιμες μορφές συμπεριφοράς των κατασκευών από τοιχοποιία, ιδιαίτερα υπό σεισμική δράση, όπως αναλύεται και στη σχετική βιβλιογραφία (Κωνσταντίνος Σπυράκος). Οι μηχανισμοί αυτοί χαρακτηρίζονται από την ενεργοποίηση περιορισμένων τμημάτων της κατασκευής, χωρίς την πλήρη συμμετοχή του φέροντος οργανισμού, οδηγώντας συχνά σε μερική ή και εκτεταμένη κατάρρευση. Βασικό γνώρισμα των τοπικών μηχανισμών είναι η ανάπτυξη εκτός επιπέδου παραμορφώσεων, κατά τις οποίες τοιχοποιίες ή επιμέρους δομικά στοιχεία χάνουν τη στήριξή τους και αποκλίνουν από την αρχική τους θέση. Η συμπεριφορά αυτή σχετίζεται άμεσα με τη χαμηλή εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας και την περιορισμένη ικανότητα ανάληψης καμπτικών τάσεων όπως επίσης και από την απουσία επαρκών συνδέσεων μεταξύ κάθετων και οριζόντιων στοιχείων .

Οι κύριες αιτίες εμφάνισης τοπικών μηχανισμών περιλαμβάνουν την ανεπαρκή σύνδεση μεταξύ διασταυρούμενων τοίχων, την έλλειψη αποτελεσματικής διαφραγματικής λειτουργίας των ορόφων, την κακή ποιότητα κατασκευής και υλικών, καθώς και την απουσία περιμετρικών ενισχύσεων (σενάζ). Σε παλαιές κατασκευές, η φθορά των κονιαμάτων και η αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας επιτείνουν την παθολογία . Παράλληλα, η γεωμετρία του κτιρίου, όπως μεγάλα ύψη τοίχων ή λεπτά στοιχεία χωρίς επαρκή στήριξη, συμβάλλει καθοριστικά.

Ως προς τα είδη των τοπικών μηχανισμών, διακρίνονται αρκετές χαρακτηριστικές μορφές. Η ανατροπή τοίχου εκτός επιπέδου αποτελεί τον συνηθέστερο μηχανισμό, όπου ένας τοίχος περιστρέφεται γύρω από τη βάση του και καταρρέει προς τα έξω. Η αποκόλληση γωνιών εμφανίζεται όταν δεν υπάρχει επαρκής σύνδεση μεταξύ εγκάρσιων τοίχων, με αποτέλεσμα τη διάνοιξη και αποσύνδεσή τους. Ιδιαίτερα επικίνδυνη είναι και η κατάρρευση ανώτερων στοιχείων, όπως αετώματα και στηθαία, τα οποία λόγω μικρής μάζας και περιορισμένης αγκύρωσης αποσπώνται εύκολα. Τέλος, ο μηχανισμός τόξου σχετίζεται με την απώλεια στήριξης και την ανάπτυξη καμπτικών ρηγματώσεων που οδηγούν σε κατάρρευση τμημάτων της τοιχοποιίας.

Η σημασία των τοπικών μηχανισμών έγκειται στο γεγονός ότι μπορούν να ενεργοποιηθούν ακόμη και για σχετικά μικρές σεισμικές διεγέρσεις, πριν δηλαδή

αναπτυχθούν οι καθολικοί μηχανισμοί του φορέα. Για τον λόγο αυτό, η σύγχρονη αντισεισμική φιλοσοφία, όπως εκφράζεται και στον Ευρωκώδικας 8, δίνει ιδιαίτερη έμφαση στην αποφυγή τους μέσω κατάλληλων κατασκευαστικών διατάξεων. Τέτοιες διατάξεις περιλαμβάνουν τη διασφάλιση επαρκούς σύνδεσης μεταξύ τοίχων, την εξασφάλιση άκαμπτων διαφραγμάτων, καθώς και τη χρήση ενισχυτικών στοιχείων.

Η ανάλυση των κατασκευών υπό τη θεώρηση του «ενιαίου φορέα» εδράζεται στην παραδοχή της επάρκειας και αξιοπιστίας των συνδέσεων μεταξύ των επιμέρους φερόντων στοιχείων, έτσι ώστε να διασφαλίζεται η συνεργατική τους λειτουργία και να αποτρέπεται η ενεργοποίηση τοπικών μηχανισμών αστοχίας. Στην περίπτωση, ωστόσο, κατασκευών με ανεπαρκή ή ελαττωματική συνδεσμολογία, η ανωτέρω παραδοχή παύει να ισχύει, καθιστώντας αναγκαία την υιοθέτηση εξειδικευμένων αναλυτικών προσεγγίσεων που επικεντρώνονται στη διερεύνηση της ανάπτυξης και εξέλιξης τοπικών μηχανισμών.

Συνεπώς, για την ορθολογική και πληρέστερη αποτίμηση της δομικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής, κρίνεται απαραίτητη η συνδυαστική εφαρμογή αναλύσεων τόσο σε επίπεδο συνολικού φορέα όσο και σε επίπεδο επιμέρους δομικών υποσυστημάτων. Στο πλαίσιο της δεύτερης προσέγγισης, ο φέρων οργανισμός προσομοιώνεται ως ένα σύνολο διακριτών, ιδεατά άκαμπτων στοιχείων, τα οποία αναφέρονται ως μακροστοιχεία και δύνανται να υποστούν αστοχία μέσω της ανάπτυξης ενός ή περισσότερων κινηματικών μηχανισμών. Η εν λόγω μεθοδολογική προσέγγιση προϋποθέτει ότι η τοιχοποιία εμφανίζει επαρκή μηχανική συνοχή και αντοχή, ώστε να καθίσταται δυνατός ο σχηματισμός των μακροστοιχείων χωρίς την πρόωρη αποδιοργάνωση της εσωτερικής της δομής, δηλαδή χωρίς τη διάσπαση στα επιμέρους συστατικά της (λιθοσώματα και κονίαμα). Αντιθέτως, η απουσία επαρκώς άκαμπτων διαφραγμάτων ή/και διαζωμάτων, σε συνδυασμό με την ανεπαρκή διασύνδεση των εγκάρσιων τοίχων, οδηγεί σε απώλεια της χωρικής συνεργασίας των επιμέρους στοιχείων και στην εκδήλωση ανεξάρτητης κινηματικής συμπεριφοράς των τοίχων, οι οποίοι λειτουργούν πλέον ως μεμονωμένα μακροστοιχεία. Υπό τις συνθήκες αυτές, καθίσταται δυνατή η ενεργοποίηση τοπικών μηχανισμών αστοχίας. Ακολουθούν είδη τοπικών μηχανισμών στα Σχ. 2.4.4. α έως γ από το βιβλίο του καθηγητή Κωνσταντίνου Σπυράκου όπου εκεί αναλύονται και οι αναλυτικές υπολογιστικές προσεγγίσεις.

Μηχανισμοί 1-4,9,10 και 15: Ανατροπή

Μηχανισμοί 5 και 6 : Σφήνας

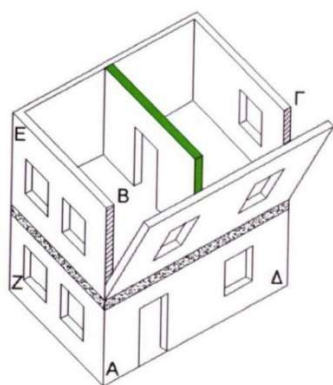
Μηχανισμοί 7 και 11 : Γωνιακής Σφήνας

Μηχανισμοί 8 και 16 : Οριζόντιας Κάμψης

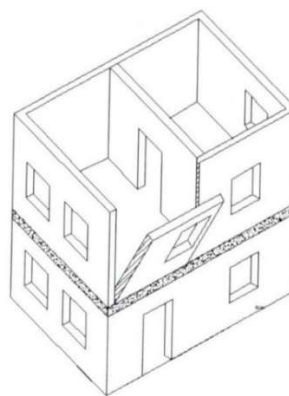
Μηχανισμοί 12-14 : Κατακόρυφης Κάμψης

Μηχανισμός 17 : Συνδυασμός μηχανισμού 9 και 12

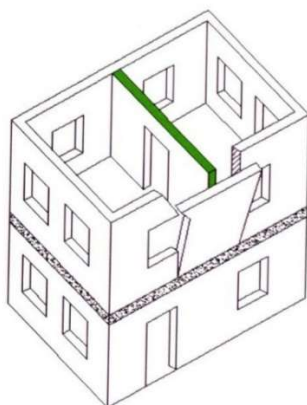
Μηχανισμός 18 : Συνδυασμός μηχανισμού 7 και 14



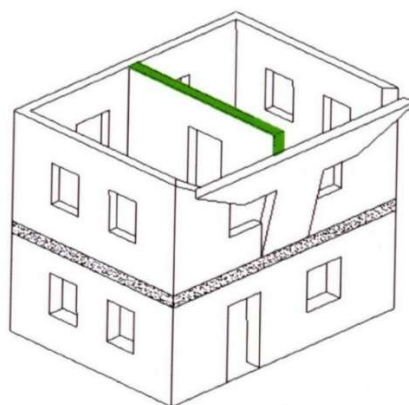
Μηχανισμός 1



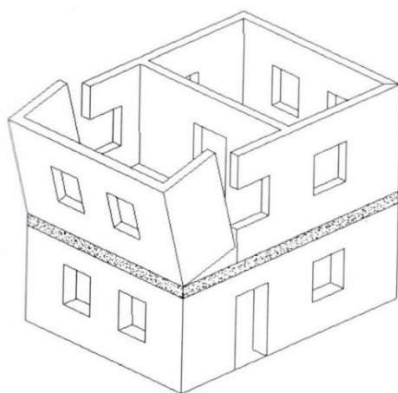
Μηχανισμός 2



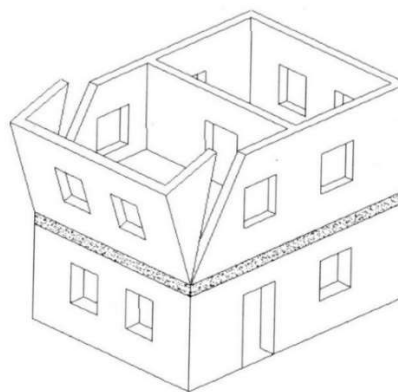
Μηχανισμός 3



Μηχανισμός 4

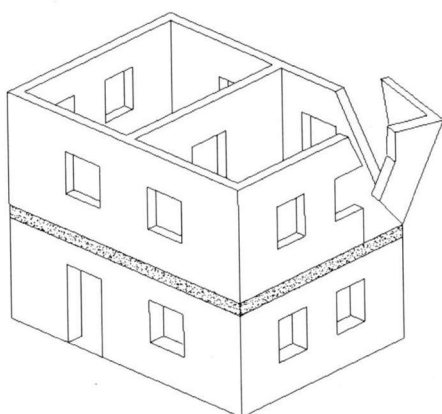


Μηχανισμός 5

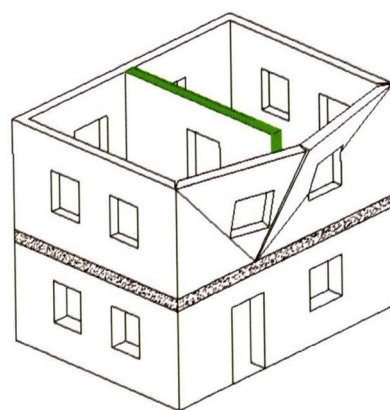


Μηχανισμός 6

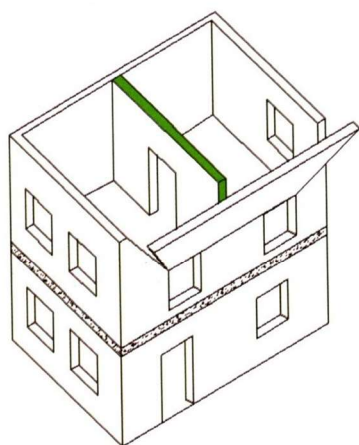
Σχ. 2.4.4.α: Τυπικές μορφές ρηγματώσεων σε τυπικό όροφο κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.



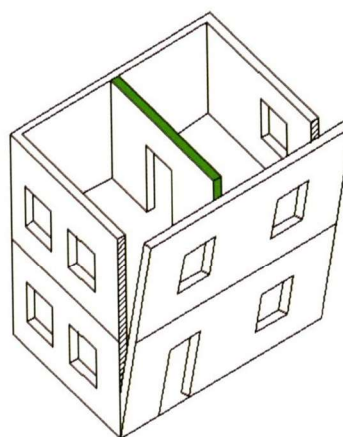
Μηχανισμός 7



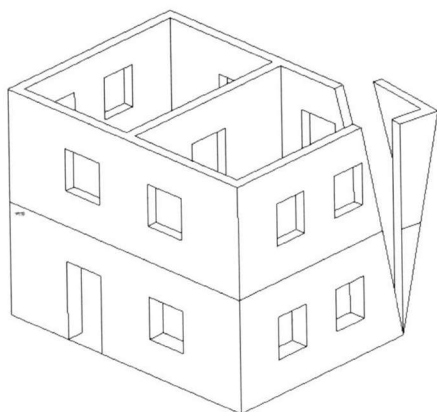
Μηχανισμός 8



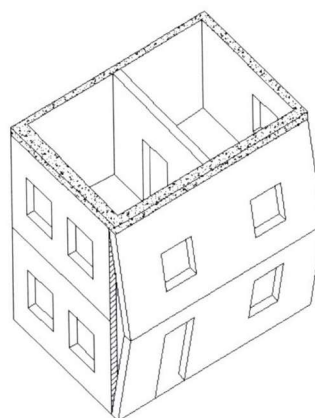
Μηχανισμός 9



Μηχανισμός 10

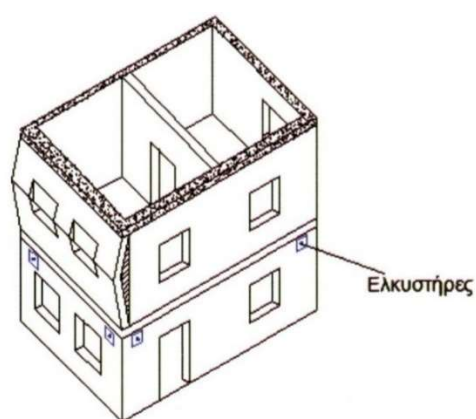


Μηχανισμός 11

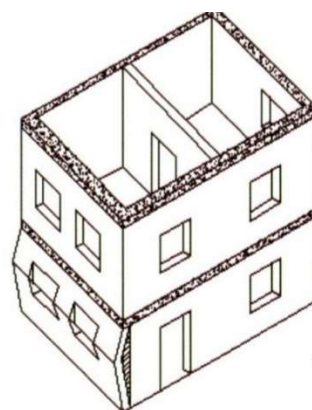


Μηχανισμός 12

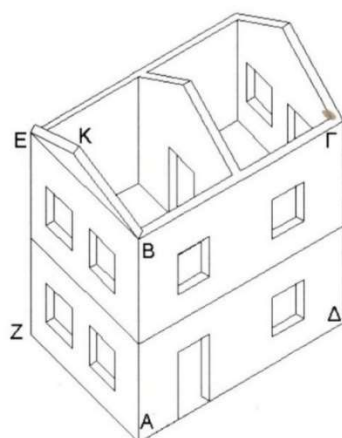
Σχ. 2.4.4.β: Τυπικές μορφές ρηγματώσεων σε τυπικό όροφο κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.



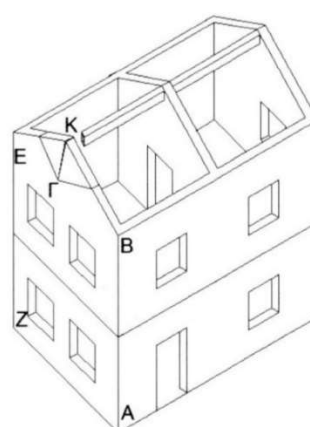
Μηχανισμός 13



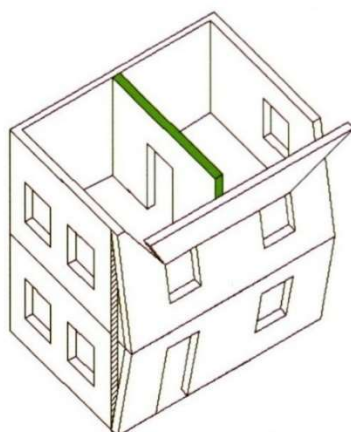
Μηχανισμός 14



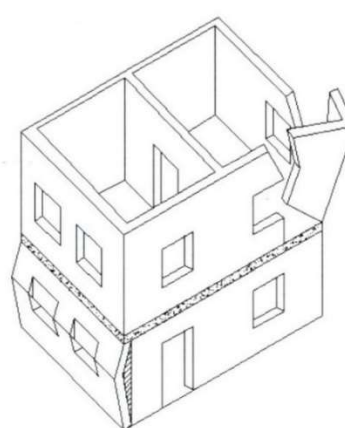
Μηχανισμός 15



Μηχανισμός 16



Συνδυασμός Μηχανισμών 17



Συνδυασμός Μηχανισμών 18

Τοπικοί μηχανισμοί. Με τη διαγράμμιση  συμβολίζονται διαζώματα ή απαραμόρφωτα διαφράγματα

Σχ. 2.4.4γ.: Τυπικές μορφές ρηγματώσεων σε τυπικό όροφο κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.

Η εμπειρία από κατασκευές που έχουν υποστεί βλάβες λόγω σεισμικών δράσεων στον ελληνικό χώρο έχει καταδείξει ότι ένας από τους κυριότερους παράγοντες αστοχίας σχετίζεται με την ανεπαρκή ποιότητα δόμησης, καθώς και με άλλα ενδογενή χαρακτηριστικά των κατασκευών. Το συμπέρασμα αυτό δεν περιορίζεται μόνο στην Ελλάδα, αλλά επεκτείνεται και σε άλλες χώρες της σεισμογενούς νότιας Ευρώπης, όπου παρατηρούνται αντίστοιχες συμπεριφορές. Ειδικότερα, έχει διαπιστωθεί ότι οι ισχυροί σεισμοί οδηγούν σε σημαντικές απώλειες ανθρώπινων ζωών κυρίως σε περιοχές με χαμηλό επίπεδο κατασκευαστικής ποιότητας, ενώ σε περισσότερο ανεπτυγμένες χώρες, όπου εφαρμόζονται αυστηρότερα πρότυπα σχεδιασμού και κατασκευής, οι επιπτώσεις είναι αισθητά περιορισμένες. Με τον όρο «κακή ποιότητα δόμησης» νοείται όχι μόνο η ελλιπής ή πλημμελής μελέτη, αλλά και οι επεμβάσεις που πραγματοποιούνται εκ των υστέρων χωρίς επαρκή τεκμηρίωση. Περαιτέρω, έχει καταδειχθεί ότι η μορφή και η έκταση των βλαβών εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από την ηλικία του κτιρίου, καθώς αυτή συνδέεται άμεσα με τον τρόπο κατασκευής, την ποιότητα των υλικών, αλλά και το επίπεδο συντήρησης που έχει εφαρμοστεί κατά τη διάρκεια ζωής του. Η ύπαρξη ή μη ενδογενών αδυναμιών, όπως η ανεπαρκής σύνδεση των τοίχων ή η ανομοιογένεια της τοιχοποιίας, επηρεάζει καθοριστικά την τρωτότητα της κατασκευής. Σχετικές αναλύσεις στη βιβλιογραφία) επιβεβαιώνουν ότι οι παράγοντες αυτοί διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο στην εκδήλωση σεισμικών βλαβών.

Από τη μελέτη των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών των κτιρίων προκύπτει ότι τα παλαιότερα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία, εμφανίζουν ιδιομορφές που σχετίζονται κυρίως με καμπτικές παραμορφώσεις εκτός του επιπέδου των τοίχων, συνοδευόμενες από σχετικά υψηλές ιδιοπεριόδους. Αντίθετα όπου υφίσταται καλύτερη συνεργασία των δομικών στοιχείων, οι ιδιομορφές είναι κυρίως μεταφορικές και χαρακτηρίζονται από χαμηλότερες ιδιοπεριόδους. Η διαφοροποίηση αυτή αποδίδεται κυρίως στην ύπαρξη ή μη άκαμπτων διαφραγμάτων, καθώς και στην κατανομή της μάζας του κτιρίου. Ιδιαίτερη σημασία έχει το γεγονός ότι οι αυξημένες ιδιοπερίοδοι των παλαιών κατασκευών τα τοποθετούν στο τμήμα του φάσματος απόκρισης όπου οι σεισμικές επιταχύνσεις είναι υψηλές, ιδίως για κοντινούς και ισχυρούς σεισμούς που παρατηρούνται συχνά στον ελληνικό χώρο. Το φαινόμενο αυτό εξηγεί την ένταση και τη συχνότητα των βλαβών που καταγράφονται σε τέτοιου τύπου κατασκευές.

2.5 FEDRA ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ – ΚΑΔΕΤ , ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Η ανάλυση του κτιρίου με τη χρήση του λογισμικού FEDRA βασίζεται στην παραδοχή ότι το σύνολο των κατακόρυφων φορτίων, καθώς και οι οριζόντιες σεισμικές δράσεις, παραλαμβάνονται αποκλειστικά από τα φέροντα τοιχώματα. Η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα επιμέρους τοιχώματα πραγματοποιείται κατόπιν προσδιορισμού των πραγματικών δυσκαμψιών τους μέσω ανάλυσης με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Ειδικότερα, κάθε τοίχωμα προσομοιώνεται με πεπερασμένα στοιχεία, προκειμένου να υπολογιστούν τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται τόσο από τα κατακόρυφα φορτία όσο και από τις σεισμικές δράσεις. Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των τοιχωμάτων διενεργούνται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 6, ενώ εφαρμόζονται επιπροσθέτως όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι που προβλέπονται από το αντίστοιχο εθνικό προσάρτημα, καθώς και οι ειδικοί έλεγχοι για απλά κτίρια τοιχοποιίας. Η κατανομή των κατακόρυφων φορτίων από τις πλάκες και τις δοκούς πραγματοποιείται αυτόματα μέσω των ενσωματωμένων διαδικασιών του λογισμικού. Ο υπολογισμός των σεισμικών δράσεων ανά όροφο βασίζεται στον ΝΕΑΚ, με την εφαρμογή της μεθόδου ισοδύναμων στατικών φορτίων.

Η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων σε κάθε όροφο εξαρτάται άμεσα από τη δυσκαμψία των επιμέρους τοιχωμάτων, η οποία καθορίζεται από τις γεωμετρικές τους διαστάσεις, καθώς και από τη μορφή και τη θέση των ανοιγμάτων. Ο υπολογισμός της δυσκαμψίας κάθε τοιχώματος πραγματοποιείται μέσω ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία, λαμβάνοντας υπόψη μοναδιαίες σχετικές μετακινήσεις στα άνω και κάτω άκρα του. Κάθε τοίχωμα διακριτοποιείται αυτόματα σε επιφανειακά, επίπεδα, ορθογωνικά στοιχεία τεσσάρων κόμβων. Η διαδικασία υπολογισμού και κατανομής των σεισμικών δράσεων παρουσιάζεται αναλυτικά στο τεύχος υπολογισμών, όπου παρατίθενται επίσης και προσεγγιστικές τιμές δυσκαμψίας για τοιχώματα χωρίς ανοίγματα.

Στη συνέχεια, εκτελείται ανάλυση των τοιχωμάτων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών υπό διάφορους συνδυασμούς φόρτισης. Οι βασικές συνιστώσες των τάσεων για κάθε στοιχείο (ορθές τάσεις σ_{xx} , σ_{yy} και διατμητική τάση τ_{xy}) παρουσιάζονται στο τεύχος υπολογισμών για χαρακτηριστικούς συνδυασμούς φορτίσεων, όπως: (α) κατακόρυφα φορτία ($1.35g + 1.50q$) και (β) συνδυασμός κατακόρυφων φορτίων και σεισμικής δράσης ($1.00g + 0.30q + \text{σεισμός}$). Οι έλεγχοι αντοχής των τοίχων γίνονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας βάσει του Ευρωκώδικα 6, κεφ. 4. Γίνονται έλεγχοι σε αξονικό φορτίο για κατακόρυφη φόρτιση $1.35g+1.50q$, και $1.00g+0.30q+\text{σεισμός}$, καθώς και έλεγχος διάτμησης για φόρτιση με σεισμό. Γίνονται επίσης

έλεγχοι λυγηρότητας και συγκεντρωμένων φορτίων, σύμφωνα πάντα με τον Ευρωκώδικα. 6. Οι βασικοί έλεγχοι σε κατακόρυφα φορτία βάσει του Ευρωκώδικα 6 είναι : $N_{sd} < N_{rd}$, όπου $N_{rd} = (\text{τιμή σχεδιασμού κατακόρυφου φορτίου αντοχής})$. N_{sd} είναι το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού, το οποίο προσδιορίζεται σαν κατακόρυφη δύναμη ανά μονάδα μήκους από τις μέγιστες θλιπτικές κατακόρυφες τάσεις του τοίχου. $N_{rd} = \Phi_{i,m} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M$, $\Phi_{i,m}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής της αντοχής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη τις συνέπειες της λυγηρότητας και της εκκεντρότητας του φορτίου. Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών υπολογίζονται από τις φορτίσεις της κατασκευής βάσει του Ευρωκώδικα (4.4.3) και (παράρτ. Γ) t είναι το πάχος του τοίχου. f_k είναι η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας που προκύπτει βάσει του κεφ.3 του Ευρωκώδικα ανάλογα με τα συστατικά (λιθοσώματα, κονίαμα) της τοιχοποιίας. γ_M είναι ο επί μέρους συντελεστής για το υλικό που προκύπτει από τον Ευρωκώδικα πίνακα 2.3. Ο έλεγχος λυγηρότητας γίνεται βάσει της 4.4.4.3 του Ευρωκώδικα. Το μήκος λυγισμού λαμβάνεται $h_{ef} = r \cdot h$. Οι συντελεστές ρ υπολογίζονται για μερική ή ολική πάκτωση (ανάλογα με την περίπτωση) στην κορυφή και βάση του τοίχου, και επί το δυσμενέστερων λαμβάνονται $\rho_3 = \rho_4 = 1$ για τις κατακόρυφες παρειές. Ο έλεγχος σε διάτμηση γίνεται βάσει του 4.5.3 του Ευρωκώδικα. 6. $V_{sd} < V_{rd}$, V_{sd} είναι η τιμή σχεδιασμού τέμνουσας η οποία προσδιορίζεται σαν οριζόντια δύναμη ανά μονάδα μήκους από τις μέγιστες διατμητικές τάσεις του τοίχου. $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$. Οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις σχεδιασμού που προκύπτουν από την ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία στις περιοχές στήριξης των δοκών των δαπέδων ελέγχονται βάσει του (4.4.8) του Ευρωκώδικα να μην υπερβαίνουν την τάση f_k / γ_M . Πρόσθετοι έλεγχοι τοίχων σε εκτός επιπέδου καμπτικές ροπές που προκύπτουν από σεισμικά φορτία και ανεμοπίεση.

Εφαρμόζεται δυναμική φασματική ανάλυση, κατά την οποία το προσομοίωμα του κτιρίου διαμορφώνεται με δυσκαμψίες ανά όροφο, όπως αυτές προκύπτουν από την ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία, και με συγκεντρωμένες μάζες στα επίπεδα των δαπέδων. Με τον τρόπο αυτό υπολογίζονται οι ιδιομορφές και οι ιδιοσυχνότητες του φορέα στις δύο κύριες διευθύνσεις. Η φασματική απόκριση του κτιρίου προσδιορίζεται βάσει του σεισμικού φάσματος, και από αυτήν εξάγονται οι αντίστοιχες οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις. Τα τελικά εντατικά μεγέθη που χρησιμοποιούνται για τους ελέγχους των τοιχωμάτων προκύπτουν ως περιβάλλουσες τιμές μεταξύ των αποτελεσμάτων της ισοδύναμης στατικής και της δυναμικής φασματικής ανάλυσης.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί αριθμητική μέθοδος με την οποία ένα συνεχές μέσο, χαρακτηριζόμενο από άπειρους βαθμούς ελευθερίας, προσεγγίζεται μέσω ενός διακριτοποιημένου συστήματος στοιχείων με πεπερασμένο αριθμό αγνώστων. Τα

στοιχεία αυτά συνδέονται μεταξύ τους σε συγκεκριμένους κόμβους, επιτρέποντας την επίλυση σύνθετων προβλημάτων φυσικής και μηχανικής μέσω συστημάτων αλγεβρικών εξισώσεων. Η μέθοδος αναπτύχθηκε στα τέλη της δεκαετίας του 1950 και έκτοτε εξελίχθηκε σε βασικό εργαλείο ανάλυσης κατασκευών. Η αξιοπιστία των αλγορίθμων επίλυσης έχει επαληθευθεί μέσω συγκριτικών αναλύσεων με καθιερωμένα προγράμματα. Ως εκ τούτου, το λογισμικό ενδείκνυται για εφαρμογές αποτίμησης, ενίσχυσης και αποκατάστασης υφιστάμενων κατασκευών από τοιχοποιία, όπως στην παρούσα μελέτη. Η αποτίμηση και ο σχεδιασμός επεμβάσεων πραγματοποιούνται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικας 8-3 και τον ΚΑΔΕΤ, επιτρέποντας τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου και την αξιολόγηση διαφόρων τεχνικών ενίσχυσης, όπως μανδύες, οπλισμένα επιχρίσματα και σύνθετα υλικά (FRP).

Στο Κεφάλαιο 4 του ΚΑΔΕΤ δίνεται το υπολογιστικό πλαίσιο για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία. Εκεί εισάγονται οι κύριες παράμετροι που καθορίζουν τη συμπεριφορά της κατασκευής, καθώς και οι βασικοί έλεγχοι ασφάλειας. Ιδιαίτερη σημασία δίνεται στη διατύπωση της ανίσωσης ασφάλειας, μέσω της οποίας συγκρίνονται τα εντατικά ή παραμορφωσιακά μεγέθη που προκύπτουν από τις δράσεις με την αντίσταση των δομικών στοιχείων. Στη σύγκριση αυτή λαμβάνονται υπόψη επιμέρους συντελεστές ασφάλειας και αβεβαιότητας, οι οποίοι σχετίζονται τόσο με τις δράσεις όσο και με τα υλικά και διαφοροποιούνται ανάλογα με το επίπεδο γνώσης της κατασκευής και την αξιοπιστία των διαθέσιμων δεδομένων. Προσδιορίζονται οι βασικές κατηγορίες δράσεων που εξετάζονται κατά την αποτίμηση, δηλαδή οι μόνιμες, οι μεταβλητές και οι σεισμικές. Η σεισμική δράση περιγράφεται μέσω φασμάτων απόκρισης και κατάλληλων συνδυασμών δράσεων, σύμφωνα με τις αρχές του αντισεισμικού σχεδιασμού και καθορίζονται οι αντιστάσεις των δομικών στοιχείων, οι οποίες εξαρτώνται από τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας, τη γεωμετρία και τη γενικότερη κατάσταση του φορέα. Εισάγεται ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς, ο οποίος εκφράζει την ικανότητα της κατασκευής να αναπτύσσει ανελαστικές παραμορφώσεις και να απορροφά σεισμική ενέργεια. Η έννοια αυτή συνδέεται άμεσα με τη σεισμική απόκριση και επιτρέπει την εφαρμογή απλοποιημένων ελαστικών μεθόδων ανάλυσης. Παράλληλα, χρησιμοποιούνται τοπικοί δείκτες πλαστιμότητας για την αξιολόγηση της ικανότητας επιμέρους στοιχείων να αναπτύσσουν παραμορφώσεις χωρίς σημαντική απώλεια της φέρουσας ικανότητάς τους.

Στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται οι μέθοδοι ανάλυσης που εφαρμόζονται τόσο στην υφιστάμενη όσο και στη μετά τις ενισχύσεις κατάσταση, αποτελώντας το βασικό εργαλείο

για την ποσοτική αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής. Στο πλαίσιο αυτό διατυπώνονται οι βασικές αρχές προσομοίωσης, όπως η επιλογή κατάλληλου προσομοιώματος, η διάκριση μεταξύ κύριων και δευτερευόντων στοιχείων και η εκτίμηση των δυσκαμψιών και των αντοχών. Ιδιαίτερη σημασία αποδίδεται στη μορφολογία του κτιρίου και στη λειτουργία των διαφραγμάτων, καθώς επηρεάζουν σε μεγάλο βαθμό την κατανομή των σεισμικών δράσεων. Ο κανονισμός προβλέπει διαφορετικά επίπεδα ανάλυσης, ανάλογα με τη διαθεσιμότητα δεδομένων και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Η απλούστερη προσέγγιση είναι η ελαστική ισοδύναμη στατική ανάλυση, κατά την οποία η σεισμική δράση προσομοιώνεται μέσω οριζόντιων φορτίων κατανεμημένων καθ' ύψος. Για πιο ακριβή αποτίμηση εφαρμόζεται η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η οποία λαμβάνει υπόψη τις ιδιομορφές ταλάντωσης και επιτρέπει την καλύτερη προσέγγιση της δυναμικής συμπεριφοράς. Περαιτέρω, ο ΚΑΔΕΤ εισάγει και ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης, όπως η στατική ανελαστική (pushover) και η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Οι μέθοδοι αυτές επιτρέπουν πιο ρεαλιστική αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής υπό ισχυρή σεισμική διέγερση, λαμβάνοντας υπόψη την εξέλιξη των βλαβών και την ανακατανομή των εντάσεων. Ωστόσο, η εφαρμογή τους προϋποθέτει αυξημένο επίπεδο γνώσης και αξιόπιστα δεδομένα εισόδου. Τέλος, δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στις παραδοχές της προσομοίωσης, όπως η εκτίμηση της δυσκαμψίας των στοιχείων, η συνεκτίμηση φαινομένων δεύτερης τάξης και η επίδραση της στρέψης. Παράλληλα, εξετάζονται ειδικά ζητήματα, όπως η εκτός επιπέδου συμπεριφορά των τοίχων και η παρουσία εύκαμπτων διαφραγμάτων, τα οποία μπορούν να επηρεάσουν σημαντικά τη συνολική ευστάθεια της κατασκευής.

2.6 ΤΥΠΟΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Η επιλογή των κατάλληλων μέτρων επισκευής και ενίσχυσης μιας υφιστάμενης κατασκευής προϋποθέτει εις βάθος κατανόηση τόσο της δομικής της διάταξης όσο και της μηχανικής της συμπεριφοράς. Παράλληλα, απαιτείται αξιολόγηση της αποτελεσματικότητας των διαθέσιμων τεχνικών επεμβάσεων, καθώς και γνώση των κατασκευαστικών λεπτομερειών που διασφαλίζουν την ορθή εφαρμογή τους. Σημαντικός παράγοντας στη διαδικασία λήψης αποφάσεων αποτελεί η σχέση κόστους–οφέλους, η οποία, ωστόσο, δεν προσδιορίζεται αποκλειστικά με οικονομικά κριτήρια, αλλά επηρεάζεται και από την ιστορική, πολιτιστική ή αρχιτεκτονική αξία του κτιρίου. Η άκριτη εφαρμογή σύγχρονων κανονιστικών απαιτήσεων σχεδιασμού σε υφιστάμενες κατασκευές ενδέχεται να οδηγήσει σε υπερβολικές ή και ακατάλληλες επεμβάσεις. Συνεπώς, η επιλογή της στρατηγικής

ενίσχυσης πρέπει να λαμβάνει υπόψη, εκτός από τη φέρουσα ικανότητα, και την υφιστάμενη κατάσταση του δομήματος, συμπεριλαμβανομένης της παρουσίας ή μη βλαβών, ιδίως σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας. Ως «επισκευή» ορίζεται η αποκατάσταση ενός δομικού στοιχείου στην προ της βλάβης κατάσταση, υπό την προϋπόθεση ότι έχει προηγηθεί η άρση των αιτίων που προκάλεσαν τη φθορά. Σε αντίθετη περίπτωση, η επανεμφάνιση των βλαβών θεωρείται αναπόφευκτη. Αντίστοιχα, η «ενίσχυση» αφορά το σύνολο των μέτρων που αποσκοπούν στην αύξηση της αντοχής ή/και της δυσκαμψίας ενός στοιχείου ή μιας κατασκευής έναντι συγκεκριμένων δράσεων, ακόμη και όταν δεν έχουν προηγηθεί εμφανείς βλάβες. Πέραν αυτών, διακρίνονται και άλλοι συναφείς όροι. Η «ανακατασκευή» αναφέρεται στη δημιουργία νέου δομικού στοιχείου ή συνόλου στη θέση του παλαιού, είτε ως πιστό αντίγραφο είτε με σύγχρονη μορφή, σύμφωνα με τις ισχύουσες κανονιστικές απαιτήσεις. Η «επέμβαση» αποτελεί γενικό όρο που περιλαμβάνει κάθε είδους εργασία σε υφιστάμενη κατασκευή, ενώ η «επανάχρηση» αφορά τη μετατροπή ενός κτιρίου για νέες χρήσεις, γεγονός που συχνά συνεπάγεται τροποποιήσεις τόσο στα φορτία όσο και στα φέροντα στοιχεία. Στο πλαίσιο της προστασίας μνημείων, η «αποκατάσταση» στοχεύει στην επαναφορά της αρχικής μορφής, χωρίς αλλοιώσεις, ενώ η «διατήρηση» και η «συντήρηση» αποσκοπούν στην αποτροπή περαιτέρω φθοράς και στη διαφύλαξη της υφιστάμενης κατάστασης. Η απόφαση για την επιλογή της κατάλληλης επέμβασης επηρεάζεται από πλήθος παραγόντων, όπως η ιστορική και αρχιτεκτονική αξία του κτιρίου, η απαίτηση αναστρεψιμότητας των επεμβάσεων, το οικονομικό κόστος σε σχέση με την αξία του δομήματος, καθώς και οι περιορισμοί που επιβάλλονται από τη θέση και την προσβασιμότητα του έργου. Ιδιαίτερη σημασία έχει επίσης η παρουσία εξειδικευμένου επιστημονικού προσωπικού και η συνεχής επίβλεψη κατά την εκτέλεση των εργασιών, καθώς πολλά προβλήματα ανακύπτουν επιτόπου και απαιτούν άμεση αντιμετώπιση. Η διαδικασία σχεδιασμού των επεμβάσεων μπορεί να προσεγγιστεί αναλογικά με ιατρική πρακτική και περιλαμβάνει διαδοχικά στάδια: την αναγνώριση και συλλογή στοιχείων (ανάλυση ιστορικού και βλαβών), τη διάγνωση των αιτίων, την επιλογή της κατάλληλης «θεραπείας» (επισκευής ή ενίσχυσης) και, τέλος, την πρόγνωση της αποτελεσματικότητας των μέτρων σε συνάρτηση με το κόστος τους. Η διαδικασία αυτή είναι δυναμική και απαιτεί επαναξιολόγηση των υποθέσεων και των αποτελεσμάτων σε κάθε στάδιο. Κατά τη λήψη αποφάσεων, θα πρέπει να αποφεύγονται εκτεταμένες επεμβάσεις όταν δεν τεκμηριώνεται σαφώς η ανάγκη αύξησης της αντοχής, ιδίως σε κατασκευές που έχουν επιδείξει ικανοποιητική συμπεριφορά στο παρελθόν. Αντίθετα, σε περιπτώσεις σημαντικών βλαβών ή σε κτίρια υψηλής αξίας,

ενδέχεται να απαιτούνται πιο εκτεταμένα μέτρα ενίσχυσης, τα οποία θα πρέπει να εντάσσονται σε ένα ολοκληρωμένο πλαίσιο προστασίας.

Στον ΚΑΔΕΤ αναφέρονται οι τύποι επεμβάσεων σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία και οι συνέπειες που επιφέρουν. (§ 2.4.2.2 ΚΑΔΕΤ). Διακρίνονται σε επεμβάσεις τεχνικού και διαχειριστικού χαρακτήρα. Στις επεμβάσεις τεχνικού χαρακτήρα είναι 1) η μείωση μαζών, 2) η μείωση φορτίων, 3) η αύξηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου, 4) η αύξηση της δυσκαμψίας του κτιρίου, 5) η αύξηση της ικανότητας μετελαστικής παραμόρφωσης των μελών, 6) η διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών και μή-κανονικοτήτων και 7) η μείωση των σεισμικών απαιτήσεων. Στις επεμβάσεις διαχειριστικού χαρακτήρα είναι 1) ο περιορισμός ή αλλαγή της χρήσης του κτιρίου, 2) η καθαίρεση τμημάτων του δομήματος (π.χ. ορόφων), 3) η μονολιθική μεταφορά του δομήματος σε άλλη θέση και 4) η απόφαση για «καμία επέμβαση».

Προκειμένου να επιτευχθεί η αύξηση της φέρουσας ικανότητας και της δυσκαμψίας του κτιρίου επιλέγεται η ενίσχυση των δομικών στοιχείων (επιλεκτικά ή συνολικά). Εναλλακτικά μπορεί να επιτευχθεί με προσθήκη νέων στοιχείων που αναλαμβάνουν μέρος των σεισμικών δράσεων όπως νέες φέρουσες τοιχοποιίες, τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα ή δικτυώματα από χάλυβα και τοιχοποιίες πλήρωσης. Τέλος μπορεί να γίνει και προσθήκη νέου δομητικού συστήματος για την παραλαβή σημαντικού μέρους ή και του συνόλου της σεισμικής δράσης. Σε όλες όμως τις παραπάνω περιπτώσεις λόγω της αύξησης της μάζας του δομήματος καθώς και των σεισμικών φορτίων, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στον σχεδιασμό της θεμελίωσης και βεβαίως στην αναθεώρηση συνολικά του στατικού μοντέλου. Είναι σημαντικό να υπάρχει η κατανόηση ότι, σε πολλές περιπτώσεις η αύξηση της φέρουσας ικανότητας συνοδεύεται από μείωση της πλαστιμότητας και ως εκ τούτου πρέπει να λαμβάνονται ειδικά μέτρα.

Προκειμένου να επιτευχθεί η αύξηση της ικανότητας μετελαστικής παραμόρφωσης δομικών στοιχείων τοιχοποιίας γίνεται επιλογή από διάφορες μεθόδους όπως η περίδεση, η όπλιση, η προσθήκη οριζόντιων και κατακόρυφων διαζωμάτων.

Προκειμένου να επιτευχθεί αναίρεση κρίσιμων ανεπαρκειών επιλέγεται η άρση εκείνων των χαρακτηριστικών που συνεπάγονται την δυσμενή αντισεισμική συμπεριφορά. Η τροποποίηση του δομητικού συστήματος με την κατάργηση ή δημιουργία νέων αρμών, αντικατάσταση, αφαίρεση ή υποκατάσταση ευαίσθητων δομικών στοιχείων και τροποποίηση προς μια πιο κανονική και πιο πλάσιμη μορφή είναι μια επιλογή προς την κατεύθυνση αυτή. Από τις πλέον σημαντικές είναι η ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας πατωμάτων και στεγών και η εξασφάλιση της σύνδεσής τους με τα κατακόρυφα

στοιχεία . Επίσης πρέπει να διασφαλίζεται , μέσω ειδικών συνδέσμων, η συνεργασία μεταξύ των δομικών στοιχείων της τοιχοποιίας και υφισταμένων ή νέων στοιχείων ενίσχυσης. Η ενίσχυση ανεπαρκών συνδέσεων μεταξύ τοίχων ή μεταξύ τοίχων και πατωμάτων βελτιώνει την σεισμική συμπεριφορά του υφιστάμενου κτιρίου σημαντικά . Προφανώς επιβάλλεται η αντικατάσταση ανεπαρκών μελών ή μελών που εμφανίζουν εκτεταμένες βλάβες . Η τροποποίηση της εντατικής κατάστασης μέσω εξωτερικής προέντασης και η ενίσχυση υφιστάμενων μή-φερόντων στοιχείων με στόχο τη μετατροπή τους σε φέροντα συμπληρώνουν τις διαθέσιμες επεμβάσεις προς την κατεύθυνση της βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου.

Προκειμένου να επιτευχθεί η μείωση των σεισμικών απαιτήσεων επιλέγεται η μείωση της μάζας του δομήματος, η τροποποίηση του δομητικού συστήματος με στόχο την ευεργετική αλλαγή της ιδιοπεριόδου του δομήματος μέσω συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας. Οι επιλογές αυτές ασφαλώς έχουν υψηλό κόστος , απαιτούν εξειδικευμένο προσωπικό και επίσης ειδική μελετητική προσέγγιση , οπότε αφορούν έργα με υψηλές απαιτήσεις και προϋπολογισμό.

Τέλος τα μη φέροντα στοιχεία πρέπει επίσης να επισκευάζονται και να ενισχύονται ώστε η σεισμική συμπεριφορά τους να μην αποτελεί τρωτό χαρακτηριστικό για το κτίριο . Αυτό επιτυγχάνεται με κατάλληλες συνδέσεις με τα φέροντα στοιχεία , τη λήψη μέτρων στήριξης για την πρόληψη πιθανής πτώσης τμημάτων αυτών των στοιχείων και τη βελτίωση των χαρακτηριστικών της φέρουσας ικανότητας των μή-φερόντων στοιχείων.

Ο Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ) εισάγει ένα ολοκληρωμένο πλαίσιο που επιτρέπει την τεκμηριωμένη επιλογή και διαστασιολόγηση των επεμβάσεων, με στόχο είτε την αποκατάσταση της αρχικής φέρουσας ικανότητας είτε τη βελτίωση της δομικής συμπεριφοράς του κτιρίου. Η φιλοσοφία των επεμβάσεων στη φέρουσα τοιχοποιία βασίζεται στην αρχή ότι κάθε κατασκευή αποτελεί ένα σύνθετο σύστημα αλληλεπιδρώντων στοιχείων, των οποίων η συνολική απόκριση δεν είναι απλώς το άθροισμα των επιμέρους ιδιοτήτων. Συνεπώς, κάθε επέμβαση οφείλει να εντάσσεται σε μια συνολική στρατηγική αναβάθμισης του φορέα και όχι να αντιμετωπίζει αποσπασματικά μεμονωμένες βλάβες. Ιδιαίτερη σημασία έχει η αποφυγή υπερενίσχυσης και η εξασφάλιση ομοιόμορφης συμπεριφοράς.

Οι επεμβάσεις διακρίνονται σε επισκευαστικές και ενισχυτικές, με σαφή διαφοροποίηση ως προς τον στόχο και τον μηχανισμό δράσης τους. Οι επισκευές αποσκοπούν στην αποκατάσταση της αρχικής συνοχής και συνέχειας της τοιχοποιίας , χωρίς ουσιαστική μεταβολή των μηχανικών χαρακτηριστικών της , ενώ οι ενισχύσεις στοχεύουν στη

βελτίωση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της ενεργειακής ικανότητας ανάληψης δυναμικών φορτίσεων του δομικού συστήματος. Στην πράξη, οι δύο αυτές κατηγορίες επεμβάσεων συνδυάζονται, καθώς η αποκατάσταση της υφιστάμενης κατάστασης αποτελεί προϋπόθεση για την αποτελεσματική εφαρμογή των ενισχυτικών μέτρων.

Οι επισκευαστικές επεμβάσεις επικεντρώνονται πρωτίστως στην αποκατάσταση της μικροδομής της τοιχοποιίας. Η φθορά των αρμών, η οποία προκαλείται από περιβαλλοντικές δράσεις όπως η υγρασία, οι θερμοκρασιακές μεταβολές και η χημική διάβρωση, οδηγεί σε σημαντική μείωση της συνοχής και της διατμητικής αντοχής. Η τεχνική ενίσχυσης με βαθύ αρμολόγημα αποτελεί μία από τις πλέον διαδεδομένες και οικονομικά αποδοτικές μεθόδους αποκατάστασης και δομητικής αναβάθμισης κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία (Σχ. 2.6.1α.). Η βασική αρχή της μεθόδου συνίσταται στην απομάκρυνση του υφιστάμενου, χαμηλής αντοχής και συχνά αποσαθρωμένου κονιάματος από τους αρμούς και στην αντικατάστασή του με νέο κονίαμα βελτιωμένων μηχανικών και φυσικοχημικών ιδιοτήτων. Μέσω της διαδικασίας αυτής επιτυγχάνεται η αποκατάσταση της συνοχής της τοιχοποιίας και η ενίσχυση της συνεργασίας μεταξύ των λιθοσωμάτων, με αποτέλεσμα την βελτίωση στη συνολική μηχανική συμπεριφορά. Η αποτελεσματικότητα της επέμβασης εξαρτάται τόσο από τον βαθμό απομάκρυνσης και αντικατάστασης του αρχικού κονιάματος όσο και από τα χαρακτηριστικά του νέου υλικού που χρησιμοποιείται. Το βαθύ αρμολόγημα εφαρμόζεται κυρίως σε τοιχοποιίες σημαντικού πάχους, όπου είναι δυνατή η επέμβαση σε επαρκές βάθος, ώστε να εξασφαλίζεται ουσιαστική βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων. Για τη βελτιστοποίηση της αποτελεσματικότητας της μεθόδου, η εφαρμογή πραγματοποιείται και στις δύο όψεις της τοιχοποιίας. Η διαδικασία εφαρμογής περιλαμβάνει διαδοχικά στάδια. Αρχικά, αφαιρούνται τα υφιστάμενα επιχρίσματα, ώστε να αποκαλυφθούν πλήρως οι αρμοί της τοιχοποιίας. Στη συνέχεια, πραγματοποιείται προσεκτική απομάκρυνση του παλαιού κονιάματος σε επαρκές βάθος, με ιδιαίτερη προσοχή ώστε να μην προκληθούν βλάβες ή αποκολλήσεις στα λιθοσώματα. Ακολουθεί επιμελής καθαρισμός των αρμών και διαβροχή της τοιχοποιίας με νερό χαμηλής πίεσης έως την επίτευξη κορεσμού, χωρίς ωστόσο να παραμένει ελεύθερο νερό στην επιφάνεια, προκειμένου να διασφαλιστεί η βέλτιστη πρόσφυση του νέου κονιάματος. Η τοποθέτηση του νέου κονιάματος πραγματοποιείται σε τουλάχιστον δύο στρώσεις, με στόχο την πλήρη πλήρωση των αρμών και την αποφυγή δημιουργίας κενών ή εγκλωβισμού αέρα. Ιδιαίτερη σημασία έχει η συμπίκνωση του υλικού, ώστε να επιτυγχάνεται καλή επαφή με τα λιθοσώματα και να αποφεύγονται ασυνέχειες. Η τελική διαμόρφωση της επιφάνειας των αρμών γίνεται, κατά κανόνα, στο ίδιο επίπεδο με την επιφάνεια της λιθοδομής. Η εφαρμογή της μεθόδου οδηγεί σε βελτίωση των μηχανικών

χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας, κυρίως όσον αφορά τη θλιπτική και τη διατμητική αντοχή. Η βελτίωση αυτή αποδίδεται αφενός στην αντικατάσταση του υποβαθμισμένου υλικού και αφετέρου στην ενίσχυση της συνοχής και της ομοιογένειας της δομής. Αντιθέτως, η συμβολή της μεθόδου στην αύξηση της εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας θεωρείται περιορισμένη και, κατά κανόνα, δεν λαμβάνεται υπόψη στους σχετικούς υπολογισμούς. Σε περιπτώσεις όπου απαιτείται ενίσχυση της εφελκυστικής συμπεριφοράς, η τεχνική αυτή δύναται να συνδυαστεί με συμπληρωματικές επεμβάσεις, όπως η τοποθέτηση εγκάρσιων συνδέσμων ή η εφαρμογή οπλισμένων επιχρισμάτων. Παράλληλα, παρατηρείται αύξηση του μέτρου ελαστικότητας και της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας, υπό την προϋπόθεση ότι το νέο κονίαμα διαθέτει ανώτερα μηχανικά χαρακτηριστικά σε σχέση με το αρχικό. Η επιτυχία της επέμβασης εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την ποιότητα εκτέλεσης και τις συνθήκες εφαρμογής. Ελλιπής καθαρισμός των αρμών, ανεπαρκής διαβροχή ή μη ορθή συμπύκνωση του κονιάματος μειώνουν σημαντικά την αποτελεσματικότητα της ενίσχυσης. Η επιλογή του κατάλληλου κονιάματος αποτελεί κρίσιμο παράγοντα, καθώς απαιτείται συμβατότητα με τα υφιστάμενα υλικά τόσο ως προς τις μηχανικές ιδιότητες όσο και ως προς τις φυσικοχημικές τους παραμέτρους. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται σε περιπτώσεις επεμβάσεων σε ιστορικές ή διατηρητέες κατασκευές, όπου συνιστάται η χρήση κονιαμάτων με βάση την υδραυλική άσβεστο, λόγω της αυξημένης συμβατότητάς τους με τα παραδοσιακά δομικά υλικά. Σε περιπτώσεις όπου επιλέγεται η χρήση τσιμεντοκονιαμάτων, αυτή πρέπει να γίνεται με προσοχή και κατάλληλο σχεδιασμό, ώστε να αποφεύγονται φαινόμενα ασυμβατότητας ή ανάπτυξης ρηγματώσεων, τα οποία ενδέχεται να προκύψουν λόγω διαφορών στη δυσκαμψία και τη συμπεριφορά των υλικών.

Ιδιαίτερη σημασία έχει επίσης η αντιμετώπιση των ρωγμών, οι οποίες αποτελούν ένδειξη διαταραχής της δομικής συνέχειας, συνδέονται με την ανάπτυξη μηχανισμών αστοχίας και αποτελούν κρίσιμο παράγοντα που επηρεάζει τη φέρουσα ικανότητα των κατασκευών από τοιχοποιία. Ειδικότερα, ρηγματώσεις σε περιοχές όπως τα ανώφλια δύνανται να τροποποιήσουν τη λειτουργία των φερόντων τοίχων, μεταβάλλοντας τη συμπεριφορά τους σε στοιχεία προβόλου, χωρίς ωστόσο να μειώνεται ουσιωδώς η ικανότητα μεταφοράς κατακόρυφων φορτίων μέσω των πεσσών. Αντίθετα, η εμφάνιση καμπτικών ή διατμητικών ρωγμών στους πεσσούς έχει ως άμεσο αποτέλεσμα τη σημαντική υποβάθμιση της φέρουσας ικανότητάς τους. Κατά συνέπεια, τόσο η επιλογή της κατάλληλης τεχνικής αποκατάστασης όσο και η αναγκαιότητα ή μη άμεσης επέμβασης καθορίζονται σε συνάρτηση με τη σοβαρότητα και τα χαρακτηριστικά των βλαβών. Κατά την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ρηγματωμένων δομημάτων είναι απαραίτητος ο σαφής διαχωρισμός

μεταξύ φερόντων και μη φερόντων στοιχείων, ώστε βλάβες σε μη φέροντα μέρη να μην επηρεάζουν την τεχνική αξιολόγηση. Ενδεικτικά, ρωγμές που εμφανίζονται στην επιφάνεια τοίχων, στις ποδιές ανοιγμάτων, στα γείσα ή σε άλλες μη κρίσιμες περιοχές δεν θα πρέπει να καθορίζουν την επιλογή μεθόδου επέμβασης. Η μέθοδος επισκευής των ρωγμών εξαρτάται από το υλικό της τοιχοποιίας, την έκταση και την ένταση της ρηγματώσης, καθώς και από τη θέση των ρωγμών εντός της επιφάνειας ή του πάχους του τοίχου. Στην περίπτωση ελαφράς ρηγματώσης, όπου το άνοιγμα των ρωγμών είναι μικρότερο των 10 mm και η κατανομή τους αραιή, εφαρμόζονται ήπιες τεχνικές αποκατάστασης. Για τοιχοποιίες μικρού πάχους, όπως πλινθοδομές ή λιθοδομές, η διαδικασία περιλαμβάνει αρχικά την απομάκρυνση του επιχρίσματος σε εκτεταμένη περιοχή γύρω από τη ρωγμή, προκειμένου να εξασφαλιστεί η πλήρης αποκάλυψη της βλάβης. Ακολουθεί η διεύρυνση των χειλέων της ρωγμής με τοπική αποσάθρωση των λιθοσωμάτων και ο επιμελής καθαρισμός της περιοχής με μηχανικά μέσα, ώστε να απομακρυνθούν τα σαθρά υλικά. Στη συνέχεια πραγματοποιείται πλήρωση με νερό υπό πίεση και εισαγωγή πλούσιου τσιμεντοκονιάματος σε όσο το δυνατόν μεγαλύτερο βάθος εντός της ρωγμής, ενώ ολοκληρώνεται με εξωτερική αρμολόγηση και εφαρμογή τελικού επιχρίσματος. Προκειμένου να βελτιωθεί η συνεργασία μεταξύ του νέου και του υφιστάμενου υλικού, είναι δυνατόν να τοποθετηθεί μεταλλικό πλέγμα ή νευρομετάλ πριν την εφαρμογή του επιχρίσματος, το οποίο αγκυρώνεται με κατάλληλους συνδέσμους στο σώμα της τοιχοποιίας. Επιπλέον, η ενίσχυση του τοίχου μπορεί να επιτευχθεί με τη χρήση οπλισμένου επιχρίσματος στις δύο παρειές του, με ενσωμάτωση πλέγματος οπλισμού μικρής διαμέτρου και κατάλληλης πυκνότητας. Η εφαρμογή περιλαμβάνει καθαίρεση του επιχρίσματος, καθαρισμό και διαβροχή της επιφάνειας, επισκευή των ρωγμών και στη συνέχεια επίχριση με στρώσεις κονιάματος εντός των οποίων ενσωματώνεται το πλέγμα. Το πλέγμα αγκυρώνεται μέσω διαμπερών συνδέσμων που τοποθετούνται σε κατάλληλες αποστάσεις, εξασφαλίζοντας τη συνεργασία των δύο παρειών. Για την αποτελεσματική λειτουργία της επέμβασης, το οπλισμένο επίχρισμα πρέπει να εκτείνεται σε επαρκή απόσταση εκατέρωθεν της ρηγματωμένης περιοχής, ενώ η απόδοσή του εξαρτάται από την ποιότητα της υφιστάμενης τοιχοποιίας. Σε λιθοδομές μεγάλου πάχους ή σε περιπτώσεις όπου η τοιχοποιία παραμένει ανεπίχριστη, η προηγούμενη μέθοδος δεν είναι κατάλληλη. Στις περιπτώσεις αυτές εφαρμόζεται η τεχνική των ενέσεων, η οποία περιλαμβάνει τη διάνοιξη οπών κατά μήκος της ρωγμής και την τοποθέτηση σωληνίσκων. Ακολουθεί πλήρωση της ρωγμής και σφράγιση των χειλέων της, και στη συνέχεια εγχέεται τσιμεντένεμα με ελεγχόμενη πίεση, αρχικά χαμηλής ρευστότητας και κατόπιν υψηλότερης, έως ότου επιτευχθεί πλήρης πλήρωση των κενών. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται διαδοχικά από

χαμηλότερα προς υψηλότερα σημεία. Όταν η ρηγματώση είναι έντονη, δηλαδή οι ρωγμές εμφανίζουν μεγάλο εύρος ή μικρότερο εύρος αλλά υψηλή πυκνότητα, οι απλές τεχνικές δεν επαρκούν και απαιτούνται πιο εκτεταμένες επεμβάσεις. Στην περίπτωση κατακόρυφων ρωγμών, πραγματοποιείται συρραφή μέσω καθαίρεσης των ρηγματωμένων λιθοσωμάτων σε σημαντικό τμήμα του πάχους του τοίχου και αντικατάστασής τους με νέο κονίαμα ή νέα λιθοσώματα, όπως φαίνεται και στο Σχ. 2.6.8. Για τη βελτίωση της σύνδεσης μεταξύ νέας και υφιστάμενης τοιχοποιίας χρησιμοποιούνται μεταλλικοί σύνδεσμοι ή λάμες που ενσωματώνονται στους αρμούς πριν από τη σκλήρυνση του κονιάματος. Σε εκτενέστερες βλάβες αφαιρούνται λιθοσώματα σε ζώνη εκατέρωθεν της ρωγμής και η τοιχοποιία ανακατασκευάζεται, με ιδιαίτερη μέριμνα για τη δημιουργία οδοντωτής διεπιφάνειας ώστε να αποφεύγεται η δημιουργία νέων κατακόρυφων ρωγμών αποκόλλησης. Εναλλακτικά, η αποκατάσταση μπορεί να πραγματοποιηθεί με πλήρωση του κενού με σκυρόδεμα, δημιουργώντας ένα ενσωματωμένο κατακόρυφο στοιχείο, το οποίο οπλίζεται με ράβδους και συνδέεται με την υφιστάμενη τοιχοποιία μέσω αγκυρώσεων. Αντίστοιχες τεχνικές εφαρμόζονται και σε λοξές ρωγμές, όπου δημιουργούνται ζώνες ενίσχυσης με σκυρόδεμα ή πραγματοποιείται τοπική ανακατασκευή της τοιχοποιίας σε κατάλληλα επιλεγμένα σημεία.

Στο ίδιο πλαίσιο εντάσσεται και η αποκατάσταση των συνδέσεων μεταξύ των δομικών στοιχείων. Σε πολλές περιπτώσεις, ιδίως σε παραδοσιακές κατασκευές, οι συνδέσεις μεταξύ κάθετων τοίχων ή μεταξύ τοίχων και οριζόντιων στοιχείων είναι ανεπαρκείς, γεγονός που οδηγεί σε αποδιοργάνωση της κατασκευής υπό σεισμική δράση. Οι βλάβες στις γωνίες των τοίχων είναι ιδιαίτερα συχνές, ιδίως σε κατασκευές που έχουν υποστεί σεισμικές δράσεις ή εμφανίζουν προβλήματα θεμελίωσης. Οι βλάβες αυτές σχετίζονται κυρίως με την ανεπαρκή εμπλοκή των λιθοσωμάτων στη διαμόρφωση της γωνίας, με αποτέλεσμα την αποδυνάμωση της σύνδεσης μεταξύ των τοίχων. Η αποκατάσταση περιλαμβάνει την απομάκρυνση των χαλαρών τμημάτων, την προετοιμασία της διεπιφάνειας και την ανακατασκευή με κατάλληλη εμπλοκή των λίθων (Σχ. 2.6.3. & Σχ. 2.6.2.). Σε περιπτώσεις εκτεταμένων βλαβών είναι δυνατή η ενίσχυση με κατασκευή ζωνών οπλισμένου σκυροδέματος, είτε οριζόντιων είτε κατακόρυφων, που λειτουργούν ως ενισχυτικά στοιχεία (Σχ. 2.6.1.). Συμπληρωματικά, μπορεί να εφαρμοστεί η χρήση ελκυστήρων, οι οποίοι τοποθετούνται διαμπερώς και αγκυρώνονται στις παρειές των τοίχων, εξασφαλίζοντας τη μεταξύ τους συνεργασία. Η τοποθέτησή τους απαιτεί διάνοιξη οπών, εισαγωγή των μεταλλικών στοιχείων, σύσφιξη και πλήρωση των κενών με τσιμεντένεμα. Η αποτελεσματικότητα της μεθόδου προϋποθέτει την περιοδική επανασύσφιξη των ελκυστήρων, καθώς και την κατάλληλη αγκύρωσή τους με μεταλλικές πλάκες (Σχ. 2.6.10.).

Τέλος, σε περιπτώσεις αποκόλλησης τοίχων εφαρμόζονται τεχνικές συρραφής με μεταλλικές λάμες, οι οποίες τοποθετούνται στους αρμούς της τοιχοποιίας και περιβάλλονται από ισχυρό κονίαμα. Η επέμβαση ολοκληρώνεται με την πλήρωση των ρωγμών με τσιμεντένεμα και την εφαρμογή επιχρίσματος, με στόχο την αποκατάσταση της συνέχειας και της μηχανικής συνεργασίας της τοιχοποιίας.

Ιδιαίτερη μορφή βλάβης αποτελεί η τοπική κύρτωση της τοιχοποιίας, η οποία οφείλεται κυρίως σε μεγάλες θλιπτικές δυνάμεις ή σε απώλεια συνοχής του υλικού, συχνά λόγω διάβρωσης. Το φαινόμενο εκδηλώνεται είτε με εκτροπή και των δύο παρειών είτε με μονόπλευρη διόγκωση. Στην πρώτη περίπτωση απαιτείται εκτεταμένη καθαίρεση και ανακατασκευή, ενώ στη δεύτερη απομακρύνεται μόνο το προβληματικό τμήμα και επανακατασκευάζεται με πρόβλεψη για επαρκή σύνδεση μεταξύ των στρώσεων μέσω κατάλληλων λίθων ή κονιάματος.

Πέραν των επισκευών, οι ενισχυτικές επεμβάσεις αποσκοπούν στην ουσιαστική αναβάθμιση της μηχανικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας. Μία από τις βασικές τεχνικές αποτελεί η ομογενοποίηση, δηλαδή η έγχυση ενέματος στο εσωτερικό της τοιχοποιίας, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις λιθοδομών με εσωτερικά κενά ή χαμηλή συνοχή (Σχ. 2.6.4.) . Με την έγχυση κατάλληλου ενέματος στο εσωτερικό της τοιχοποιίας, επιτυγχάνεται η μείωση των κενών, η βελτίωση της συνοχής μεταξύ των λιθοσωμάτων και η αναβάθμιση συνολικά των μηχανικών χαρακτηριστικών του φέροντος οργανισμού. Η εφαρμογή της τεχνικής αυτής προτείνεται κυρίως σε τοιχοποιίες με ετερογενή δομή, όπως οι λιθοδομές πολλαπλών στρώσεων, όπου παρατηρείται ανεπαρκής σύνδεση μεταξύ των επιμέρους τμημάτων. Μέσω της διείσδυσης του ενέματος στα εσωτερικά κενά, επιτυγχάνεται η δημιουργία ενός συνεκτικού και ομοιογενούς υλικού, το οποίο παρουσιάζει βελτιωμένη συμπεριφορά έναντι καταπονήσεων, τόσο σε στατικές όσο και σε σεισμικές δράσεις. Επιπλέον, η μέθοδος συμβάλλει στην αύξηση της θλιπτικής και διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας, χωρίς να μεταβάλλει ουσιαστικά τη γεωμετρία ή την αρχιτεκτονική μορφή της κατασκευής, γεγονός που την καθιστά ιδιαίτερα κατάλληλη για επεμβάσεις σε ιστορικά και διατηρητέα κτίρια. Η επιτυχία της ομογενοποίησης εξαρτάται από την επιλογή του κατάλληλου ενέματος, το οποίο πρέπει να παρουσιάζει συμβατότητα με τα υφιστάμενα υλικά της τοιχοποιίας. Οι βασικές απαιτήσεις που πρέπει να πληροί το ένεμα περιλαμβάνουν επαρκή ρευστότητα ώστε να διεισδύει στα κενά, κατάλληλες μηχανικές ιδιότητες ώστε να συμβάλλει στην ενίσχυση της κατασκευής, καθώς και χημική και φυσική συμβατότητα με τα υπάρχοντα υλικά . Ιδιαίτερη σημασία έχει ο έλεγχος της συρρίκνωσης και της ανθεκτικότητας του ενέματος με την πάροδο του χρόνου. Η διαδικασία εφαρμογής της ομογενοποίησης περιλαμβάνει τα ακόλουθα

στάδια. Αρχικά, πραγματοποιείται καθαρισμός της επιφάνειας της τοιχοποιίας, ώστε να απομακρυνθούν σαθρά υλικά και ρύποι που ενδέχεται να επηρεάσουν την πρόσφυση. Στη συνέχεια, σφραγίζονται οι εμφανείς ρωγμές και αρμοί, προκειμένου να αποτραπεί η διαρροή του ενέματος κατά τη διαδικασία έγχυσης. Ακολουθεί η διάνοιξη οπών σε κατάλληλες θέσεις και αποστάσεις, οι οποίες καθορίζονται με βάση τη γεωμετρία και τη δομή της τοιχοποιίας, ώστε να εξασφαλίζεται η ομοιόμορφη κατανομή του ενέματος στο εσωτερικό της. Οι οπές αυτές εξοπλίζονται με σωληνίσκους μέσω των οποίων πραγματοποιείται η έγχυση. Πριν την εισαγωγή του ενέματος, η τοιχοποιία διαβρέχεται μέχρι κορεσμού, ώστε να αποτραπεί η απορρόφηση νερού από το ένεμα και να διασφαλιστεί η ομαλή ροή του. Η έγχυση μπορεί να πραγματοποιηθεί με διαφορετικές μεθόδους, όπως υπό πίεση, με τη βοήθεια αντλιών, ή με βαρύτητα, ανάλογα με τα χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας και το είδος του ενέματος. Η επιλογή της κατάλληλης πίεσης αποτελεί κρίσιμο παράγοντα, καθώς χαμηλές πιέσεις ενδέχεται να μην εξασφαλίσουν επαρκή διείσδυση, ενώ υψηλές πιέσεις μπορεί να προκαλέσουν περαιτέρω βλάβες στην κατασκευή. Η μέθοδος της ομογενοποίησης παρουσιάζει σημαντικά πλεονεκτήματα, καθώς οδηγεί σε αύξηση της αντοχής της τοιχοποιίας και βελτίωση της συνολικής της συμπεριφοράς, ενώ παράλληλα διατηρείται η μορφολογία της κατασκευής. Ωστόσο, παρουσιάζει και ορισμένους περιορισμούς, όπως η μειωμένη αποτελεσματικότητα σε τοιχοποιίες με μικρό ποσοστό κενών, καθώς και η ανάγκη εξειδικευμένου εξοπλισμού και προσωπικού για την ορθή εφαρμογή της.

Η μέθοδος των ριζοπλισμών αποτελεί μία καθιερωμένη τεχνική ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών από λιθοδομή ή οπτοπλινθοδομή, με βασικό στόχο τη βελτίωση της μηχανικής τους συμπεριφοράς έναντι θλιπτικών, διατμητικών και εφελκυστικών καταπονήσεων, καθώς και τη διασφάλιση της συνεργασίας επιμέρους χαλαρών τμημάτων της τοιχοποιίας (Σχ. 2.6.12.γ-δ).. Η τεχνική αναπτύχθηκε συστηματικά στην Ιταλία μετά το 1952, κυρίως για την αποκατάσταση ιστορικών κατασκευών που υπέστησαν εκτεταμένες βλάβες κατά τον Δεύτερο Παγκόσμιο Πόλεμο, και έκτοτε εφαρμόζεται ευρέως σε έργα αποκατάστασης και ενίσχυσης. Η βασική αρχή της μεθόδου συνίσταται στην εισαγωγή χαλύβδινων ράβδων ή αγκυρίων στο σώμα της τοιχοποιίας μέσω διανοιγμένων οπών, με τρόπο ώστε να επιτυγχάνεται η εσωτερική «ραφή» των δομικών στοιχείων και η βελτίωση της συνοχής τους. Σε ορισμένες περιπτώσεις, η διάταξη και η λειτουργία του οπλισμού προσομοιάζουν εκείνη των στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα, οδηγώντας ουσιαστικά σε μία μορφή οπλισμένης τοιχοποιίας. Ωστόσο, η εφαρμογή της μεθόδου δεν υπακούει πάντοτε σε αυστηρά κανονιστικά πλαίσια και συχνά εξαρτάται από εμπειρικές παραμέτρους, γεγονός που καθιστά την επιτυχία της περισσότερο συνάρτηση της τεχνικής εμπειρίας παρά

αποκλειστικά αναλυτικών υπολογισμών. Η αποτελεσματικότητα των ριζοπλισμών επηρεάζεται καθοριστικά από τη γενική κατάσταση της τοιχοποιίας, την ύπαρξη εσωτερικών κενών, τη μηχανική αντοχή των υλικών, καθώς και τον τρόπο δόμησης. Η κατανόηση των αιτίων φθοράς και της κατανομής των φορτίων αποτελεί βασική προϋπόθεση για τον ορθό σχεδιασμό της επέμβασης. Οι οπές που διανοίγονται για την τοποθέτηση των ράβδων έχουν συνήθως διάμετρο της τάξεως των 20–40 mm, ενώ η διάμετρος των ίδιων των ράβδων κυμαίνεται μεταξύ 12–20 mm. Η διάταξη και η πυκνότητα των ριζοπλισμών εξαρτώνται από τις απαιτήσεις ενίσχυσης, με μία συνήθη πρακτική να προβλέπει την τοποθέτηση 3 έως 4 ράβδων ανά τετραγωνικό μέτρο επιφάνειας, με μήκος περίπου τριπλάσιο του πάχους της τοιχοποιίας. Ιδιαίτερη σημασία έχει η επιλογή του υλικού των ράβδων. Ο ραβδωτός χάλυβας εξασφαλίζει καλύτερη συνάφεια και αγκύρωση, ενώ σε περιπτώσεις μνημείων ή κατασκευών σε υγρό περιβάλλον προτιμάται η χρήση ανοξείδωτου χάλυβα για την αποφυγή διάβρωσης. Το ενέμα που χρησιμοποιείται για την πλήρωση των οπών είναι συνήθως τσιμεντοκονίαμα με κατάλληλο λόγο νερού προς τσιμέντο (ενδεικτικά 1:1,5), ενώ σε περιπτώσεις μεγάλων κενών μπορεί να χρησιμοποιηθεί μίγμα με άμμο. Εναλλακτικά, δύνανται να εφαρμοστούν εποξειδικές ή άλλες πολυμερείς ρητίνες, κυρίως όταν απαιτείται υψηλή μηχανική αντοχή, αν και η χρήση τους περιορίζεται λόγω κόστους και πιθανής ασυμβατότητας με την ιστορική τοιχοποιία. Η μέθοδος εφαρμόζεται με επιτυχία σε τοιχοποιίες πάχους από 0,5 έως 2,0 m, ενώ για μικρότερα πάχη ενδέχεται να παρουσιαστούν δυσκολίες διάτρησης, ιδιαίτερα σε σκληρά λιθοσώματα. Αντίθετα, σε πολύ μεγάλου πάχους τοίχους (>2,0 m) η ανάγκη εφαρμογής της μεθόδου μειώνεται. Η διαδικασία περιλαμβάνει τη διάνοιξη των οπών, τον καθαρισμό τους (συχνά με εισαγωγή νερού για την απομάκρυνση χαλαρών υλικών) και την επακόλουθη εισαγωγή του ενέματος, η οποία πραγματοποιείται συνήθως από τα χαμηλότερα προς τα ανώτερα σημεία ώστε να διασφαλίζεται πλήρης πλήρωση. Οι ριζοπλισμοί βρίσκουν εφαρμογή σε πληθώρα περιπτώσεων, όπως η ενίσχυση πεσσών γεφυρών που έχουν υποστεί ρηγματώσεις λόγω διαφορικών καθιζήσεων, η αποκατάσταση παλαιών γεφυρών που καλούνται να φέρουν αυξημένα κινητά φορτία, η σταθεροποίηση παραμορφωμένων αψίδων, καθώς και η ενίσχυση υπόγειων στοών όπου το έδαφος έχει υποστεί μετακινήσεις. Επιπλέον, χρησιμοποιούνται για τη σύνδεση επιμέρους τμημάτων κατασκευών, όπως η ένωση αψίδων με τα υπερκείμενα τμήματα ή η σύνδεση τοίχων σε γωνίες. Η διάνοιξη των οπών πραγματοποιείται συνήθως με ηλεκτρικά περιστροφικά ή περιστροφικοκρουστικά τρυπάνια, ενδεχομένως με χρήση διαμαντοκορώνων και ψύξη με νερό, ώστε να περιορίζονται οι βλάβες στην τοιχοποιία. Σε περιπτώσεις πολύ συμπαγών

υλικών μπορεί να χρησιμοποιηθούν και τρυπάνια πεπιεσμένου αέρα, με ιδιαίτερη προσοχή ώστε να μην προκληθούν μικροφθορές.

Σημαντική κατηγορία ενισχυτικών επεμβάσεων αποτελεί η βελτίωση της συνεργασίας μεταξύ των στρώσεων σε πολυστρωματικές τοιχοποιίες. Η ανεπαρκής σύνδεση των παρειών μπορεί να οδηγήσει σε αποκόλληση και απώλεια φέρουσας ικανότητας. Στο πλαίσιο αυτό, η ενίσχυση της τοιχοποιίας με εγκάρσιους συνδέσμους αποτελεί μία αποτελεσματική τεχνική, ιδίως όταν χρησιμοποιούνται μεταλλικά στοιχεία. Τα στοιχεία αυτά βρίσκουν ευρεία εφαρμογή σε περιπτώσεις τοιχοποιιών που αποτελούνται από δύο ή περισσότερες στρώσεις χωρίς επαρκή διασύνδεση, καθώς συμβάλλουν στον περιορισμό της αποκόλλησης μεταξύ εξωτερικής και εσωτερικής παρειάς, ενώ ταυτόχρονα ενισχύουν τη φέρουσα ικανότητα τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου. Η διαδικασία εφαρμογής της τεχνικής περιλαμβάνει τρεις φάσεις. Κατά την πρώτη φάση πραγματοποιείται η διάνοιξη οπών με περιστροφικό τρυπάνι, των οποίων η διάμετρος είναι μεγαλύτερη κατά τουλάχιστον 5 mm από τη διάμετρο του οπλισμού που πρόκειται να τοποθετηθεί. Οι οπές διατάσσονται σε αποστάσεις της τάξης των 50 cm, έχουν διάμετρο συνήθως μεταξύ 20 και 50 mm και διαμορφώνονται με μικρή κλίση προς τα κάτω, περίπου 5° έως 10°. Στη δεύτερη φάση ακολουθεί ο καθαρισμός των οπών με χρήση πεπιεσμένου αέρα, προκειμένου να απομακρυνθούν τα υπολείμματα της διάτρησης και να εξασφαλιστεί η κατάλληλη επιφάνεια για την επόμενη φάση. Η τρίτη και κρίσιμότερη φάση αφορά την τοποθέτηση των μεταλλικών στοιχείων και την ενέματωση, η οποία απαιτεί επαρκή συνάφεια μεταξύ του ενέματος και της περιβάλλουσας τοιχοποιίας. Η ενέματωση μπορεί να πραγματοποιηθεί είτε με βαρύτητα είτε με εφαρμογή πίεσης της τάξης των 2–3 atm. Ωστόσο, σε περιπτώσεις λιθοδομών με αυξημένο ποσοστό κενών, παρατηρείται συχνά διείσδυση του ενέματος στο εσωτερικό της τοιχοποιίας, γεγονός που οδηγεί σε μείωση της αποτελεσματικότητας της σύνδεσης. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος αυτού συνιστάται η χρήση κονιαμάτων ταχείας πήξης. Εναλλακτικά, εφαρμόζεται μέθοδος τοποθέτησης των μεταλλικών στοιχείων σε διαδοχικά στάδια, με ενδιάμεση επαναδιάνοιξη και καθαρισμό της οπής, ώστε να περιοριστεί η δημιουργία κενών γύρω από τον οπλισμό και να βελτιωθεί η συνάφεια. Για την αποφυγή διάβρωσης των μεταλλικών στοιχείων προτείνεται η χρήση ανοξείδωτου χάλυβα. Στην περίπτωση χρήσης λείων ράβδων απαιτείται αγκύρωση στα άκρα με μεταλλικές πλάκες, ενώ όταν χρησιμοποιούνται ράβδοι με σπείρωμα μικρής διαμέτρου και υψηλής συνάφειας, η πρόσθετη αγκύρωση δεν είναι απαραίτητη. Η επάρκεια της εφαρμογής μπορεί να ελεγχθεί επιτόπου μέσω δοκιμών εξόλκευσης. Η εφαρμογή εγκάρσιων συνδέσμων αποσκοπεί επίσης στη βελτίωση της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας έναντι μηχανισμών ανατροπής, ιδίως της

εξωτερικής στρώσης. Με κατάλληλο σχεδιασμό, οι σύνδεσμοι αναλαμβάνουν μέρος των εφελκυστικών δυνάμεων, αυξάνοντας σημαντικά τον συντελεστή ασφάλειας έναντι ανατροπής. Ενδεικτικά, σε χαρακτηριστική περίπτωση παρατηρείται αύξηση του συντελεστή από ιδιαίτερα χαμηλές τιμές σε τιμές που υπερβαίνουν τη μονάδα, γεγονός που υποδηλώνει ουσιώδη βελτίωση της στατικής επάρκειας. Επισημαίνεται ότι για ακριβέστερη αποτίμηση απαιτείται η συνεκτίμηση της συμβολής του συνόλου των συνδέσμων. Περαιτέρω, η ενίσχυση της τοιχοποιίας με συνδυασμό αρμολογήματος και εγκάρσιων συνδέσμων οδηγεί σε αύξηση τόσο της θλιπτικής όσο και της εφελκυστικής αντοχής. Η βελτίωση αυτή αντανακλάται στα διαγράμματα αλληλεπίδρασης καμπτικών ροπών και αξονικών δυνάμεων, καθώς και διατμητικών δυνάμεων και αξονικών φορτίων, όπου παρατηρείται σαφής αύξηση της φέρουσας ικανότητας μετά την επέμβαση. Ωστόσο, η συμβολή της ενίσχυσης εξαρτάται από το επίπεδο του αξονικού φορτίου: για μικρές τιμές θλιπτικής δύναμης η αύξηση της αντοχής είναι περιορισμένη, ενώ για μεγαλύτερες τιμές καθίσταται ιδιαίτερα σημαντική. Στις συνήθεις κατασκευές χαμηλού ύψους, όπου τα αξονικά φορτία είναι σχετικά μικρά, η συνολική βελτίωση παραμένει μέτρια. Τέλος, ως εναλλακτική μέθοδος ενίσχυσης προτείνεται η χρήση τεχνητών διατόνων από σκυρόδεμα, οι οποίοι τοποθετούνται εντός της τοιχοποιίας και συνδέουν τις επιμέρους στρώσεις με χαλύβδινο οπλισμό. Σε περιπτώσεις όπου αυτό δεν είναι εφικτό, μπορούν να χρησιμοποιηθούν λιθοσώματα («γέφυρες») τοποθετημένα κατά τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται η διαμπερής σύνδεση των στρώσεων. Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου εξαρτάται από τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της κατασκευής και τις απαιτήσεις της επέμβασης.

Οι επιφανειακές ενισχύσεις, όπως τα οπλισμένα επιχρίσματα, αποτελούν ιδιαίτερα αποτελεσματική τεχνική ιδίως όταν εφαρμόζεται και στις δύο παρειές των τοίχων (Σχ. 2.6.5.). Τα επιχρίσματα αυτά, ενισχυμένα με πλέγματα από χάλυβα ή σύνθετα υλικά, λειτουργούν ως εξωτερικός μανδύας που αναλαμβάνει μέρος των εφελκυστικών και διατμητικών τάσεων, περιορίζοντας την ανάπτυξη ρωγμών και αυξάνοντας τη συνολική αντοχή. Η μέθοδος βρίσκει ευρεία εφαρμογή τόσο σε λιθοδομές όσο και σε πλινθοδομές, συμβάλλοντας ουσιαστικά στην αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας του φορέα. Πριν την εφαρμογή της, είναι απαραίτητο να εξετάζεται η ανάγκη προηγούμενης ομογενοποίησης της τοιχοποιίας, ιδίως σε περιπτώσεις όπου παρατηρείται σημαντικός βαθμός εσωτερικών κενών ή αποσάθρωσης. Στην πρώτη φάση πραγματοποιείται η προετοιμασία της επιφάνειας του τοίχου, η οποία περιλαμβάνει την απομάκρυνση των υφιστάμενων επιχρισμάτων, τον καθαρισμό των επιφανειών με νερό ή αέρα χαμηλής πίεσης και την αποκατάσταση τυχόν ρωγμών ή τοπικών βλαβών. Στη δεύτερη φάση διανοίγονται οπές στην τοιχοποιία με χρήση

περιστροφικού εξοπλισμού. Οι οπές αυτές κατανέμονται σε κατάλληλη πυκνότητα στην επιφάνεια του τοίχου και διαμορφώνονται εναλλάξ στις δύο παρειές, υπό ελαφρά κλίση, ώστε να διευκολύνεται η επακόλουθη αγκύρωση των συνδετικών στοιχείων και η συνεργασία των δύο στρώσεων του επιχρίσματος. Ακολουθεί η τοποθέτηση μεταλλικών βλήτρων (συνδετήρων), τα οποία διεισδύουν στο πάχος της τοιχοποιίας και εξασφαλίζουν τη συνεργασία μεταξύ των δύο επιφανειακών στρώσεων του οπλισμένου επιχρίσματος. Τα βλήτρα έχουν συνήθως μικρή διάμετρο και τοποθετούνται με συγκεκριμένη πυκνότητα, ενώ στη συνέχεια αγκυρώνονται με κατάλληλο κονίαμα. Στην επόμενη φάση τοποθετείται το μεταλλικό πλέγμα οπλισμού, το οποίο εφαρμόζεται σε επαφή με την επιφάνεια της τοιχοποιίας και στις δύο παρειές. Το πλέγμα αποτελείται συνήθως από χαλύβδινες ράβδους μικρής διαμέτρου και τοποθετείται με κατάλληλη απόσταση από την επιφάνεια του τοίχου, ώστε να εξασφαλίζεται η επαρκής επικάλυψη από το επίχρισμα εκατέρωθεν. Τα άκρα των βλήτρων κάμπτονται και συνδέονται με το πλέγμα, δημιουργώντας ένα ενιαίο σύστημα ενίσχυσης. Η τελική φάση περιλαμβάνει την εφαρμογή του επιχρίσματος, το οποίο συνήθως έχει πάχος της τάξης των λίγων εκατοστών και τοποθετείται σε μία ή περισσότερες στρώσεις. Πριν την εφαρμογή, η τοιχοποιία διαβρέχεται έως κορεσμού, ώστε να αποτραπεί η απορρόφηση νερού από το κονίαμα και να διασφαλιστεί η καλή πρόσφυση. Σε περιπτώσεις χρήσης συρρικνούμενων κονιαμάτων, απαιτείται επιμελής συντήρηση με διαβροχή για ορισμένο χρονικό διάστημα μετά την εφαρμογή, προκειμένου να περιοριστούν φαινόμενα ρηγμάτωσης. Η εφαρμογή της είναι σχετικά απλή και μπορεί να πραγματοποιηθεί με συμβατικά υλικά και εξοπλισμό. Ωστόσο η παρουσία μεταλλικών στοιχείων ενέχει τον κίνδυνο διάβρωσης, εάν δεν ληφθούν κατάλληλα μέτρα προστασίας, ενώ η αύξηση της δυσκαμψίας μπορεί να επηρεάσει τη συνολική δυναμική απόκριση του φορέα. Επιπλέον, η εφαρμογή του επιχρίσματος ενδέχεται να τροποποιήσει τη διαπνοή της τοιχοποιίας και να δυσχεράνει την εγκατάσταση ηλεκτρομηχανολογικών δικτύων. Σε περιπτώσεις διατηρητέων ή ιστορικών κτιρίων, η χρήση τσιμεντοκονιαμάτων πρέπει να εξετάζεται με ιδιαίτερη προσοχή ή να αποφεύγεται, λόγω πιθανής ασυμβατότητας με τα υφιστάμενα υλικά. Σε αυτές τις περιπτώσεις προτιμώνται κονιάματα με βάση την άσβεστο, τα οποία παρουσιάζουν καλύτερη συμβατότητα και συμπεριφορά. Για τη διαστασιολόγηση της ενίσχυσης με οπλισμένο επίχρισμα μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε εμπειρικές προσεγγίσεις είτε αναλυτικές σχέσεις που λαμβάνουν υπόψη τα χαρακτηριστικά του οπλισμού και του κονιάματος. Η φέρουσα ικανότητα της ενισχυμένης τοιχοποιίας εξαρτάται από το ποσοστό και τη διάταξη του οπλισμού, την αντοχή των υλικών και τον βαθμό συνεργασίας μεταξύ επιχρίσματος και υποστρώματος. Υπό την προϋπόθεση επαρκούς αγκύρωσης και

συνεργασίας, το σύστημα επιχρίσματος και τοιχοποιίας μπορεί να θεωρηθεί ότι λειτουργεί ως ενιαίο δομικό στοιχείο, με σημαντικά βελτιωμένα χαρακτηριστικά έναντι της αρχικής κατάστασης.

Η ενίσχυση κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία με χρήση σύνθετων υλικών αποτελεί μία από τις πλέον σύγχρονες και αποτελεσματικές τεχνικές επεμβάσεων, καθώς συνδυάζει υψηλή μηχανική απόδοση με περιορισμένη επέμβαση στο υφιστάμενο δομικό σύστημα (Σχ. 2.6.7. & Σχ. 2.6.9.). Τα σύνθετα υλικά αποτελούνται από ίνες υψηλής αντοχής και μέτρου ελαστικότητας, οι οποίες ενσωματώνονται σε μία μήτρα οργανικής ή ανόργανης φύσης. Η συνεργασία αυτών των δύο φάσεων δημιουργεί ένα νέο υλικό με βελτιωμένες ιδιότητες, οι οποίες δεν μπορούν να επιτευχθούν από τα επιμέρους συστατικά ανεξάρτητα. Οι πλέον συνήθεις τύποι ινών είναι οι ίνες άνθρακα και οι ίνες υάλου, ενώ ως μήτρα χρησιμοποιούνται είτε οργανικές ρητίνες είτε ανόργανα κονιάματα, οδηγώντας αντίστοιχα σε συστήματα ινοπλισμένων πολυμερών (FRP) ή ινοπλισμένων τσιμεντοειδών μητρώων (FRCM). Η επιλογή του κατάλληλου τύπου σύνθετου υλικού εξαρτάται από τις απαιτήσεις της επέμβασης και τη συμβατότητα με το υπόστρωμα. Στις κατασκευές από τοιχοποιία, και ιδιαίτερα σε ιστορικά ή διατηρητέα κτίρια, προτιμώνται συχνά ανόργανες μήτρες, λόγω της αυξημένης συμβατότητάς τους με τα παραδοσιακά υλικά και της καλύτερης συμπεριφοράς τους σε συνθήκες υγρασίας και θερμοκρασιακών μεταβολών. Αντιθέτως, τα συστήματα οργανικής μήτρας παρουσιάζουν υψηλότερες αντοχές και ακαμψία, αλλά ενδέχεται να εμφανίσουν προβλήματα συμβατότητας ή ανθεκτικότητας σε βάθος χρόνου. Η εφαρμογή των σύνθετων υλικών σε τοιχοποιίες αποσκοπεί κυρίως στην αύξηση της φέρουσας ικανότητας, της δυσκαμψίας και της ανθεκτικότητας έναντι σεισμικών δράσεων. Τα υλικά αυτά λειτουργούν ως εξωτερικός οπλισμός, ο οποίος ενεργοποιείται κυρίως σε εφελκυστικές καταπονήσεις, περιορίζοντας την ανάπτυξη ρωγμών και βελτιώνοντας τη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Παράλληλα, συμβάλλουν στη βελτίωση της συνεργασίας μεταξύ επιμέρους στοιχείων, όπως στην περίπτωση σύνδεσης εγκάρσιων τοίχων, καθώς και στην ενίσχυση τοξωτών ή θολωτών κατασκευών. Ο σχεδιασμός των επεμβάσεων με σύνθετα υλικά βασίζεται στον έλεγχο των οριακών καταστάσεων αστοχίας, οι οποίες σχετίζονται είτε με την αστοχία των ίδιων των ινών σε εφελκυσμό είτε με την απώλεια συνάφειας στη διεπιφάνεια μεταξύ σύνθετου υλικού και τοιχοποιίας. Η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού των ινών προκύπτει από τη χαρακτηριστική αντοχή, λαμβάνοντας υπόψη κατάλληλους συντελεστές ασφάλειας και περιβαλλοντικής επίδρασης. Αντίστοιχα, η παραμόρφωση αστοχίας περιορίζεται είτε από την αντοχή του υλικού είτε από τη δυνατότητα αγκύρωσης στο υπόστρωμα. Ιδιαίτερη σημασία έχει η επαρκής αγκύρωση των σύνθετων υλικών, καθώς

η πρόωρη αποκόλληση αποτελεί έναν από τους συνηθέστερους μηχανισμούς αστοχίας. Η αντοχή συνάφειας εξαρτάται από την ποιότητα της επιφάνειας της τοιχοποιίας, το είδος της μήτρας και τις συνθήκες εφαρμογής. Για τον λόγο αυτό απαιτείται κατάλληλη προετοιμασία του υποστρώματος, που περιλαμβάνει καθαρισμό, απομάκρυνση χαλαρών υλικών και, σε ορισμένες περιπτώσεις, διαμόρφωση τραχείας επιφάνειας. Σε περιπτώσεις όπου η συνάφεια δεν επαρκεί, μπορεί να χρησιμοποιηθούν μηχανικά μέσα αγκύρωσης, όπως ειδικά αγκύρια από ίνες ή μεταλλικά στοιχεία, τα οποία αυξάνουν τη φέρουσα ικανότητα της σύνδεσης και επιτρέπουν την αξιοποίηση μεγαλύτερων παραμορφώσεων. Η συμβολή των σύνθετων υλικών στην αντοχή της τοιχοποιίας εξαρτάται από τη γεωμετρία της ενίσχυσης, τον αριθμό των στρώσεων και τον προσανατολισμό των ινών. Σε εφαρμογές εντός επιπέδου φόρτισης, η ενίσχυση στοχεύει κυρίως στην αύξηση της διατμητικής αντοχής, όπου η συνολική αντοχή προκύπτει από το άθροισμα της συνεισφοράς της τοιχοποιίας και του σύνθετου υλικού. Αντίστοιχα, σε εκτός επιπέδου φόρτιση, τα σύνθετα υλικά λειτουργούν ως εφελκύζοντας οπλισμός, βελτιώνοντας την καμπτική αντοχή και αποτρέποντας μηχανισμούς ανατροπής. Πειραματικές μελέτες έχουν δείξει ότι η εφαρμογή σύνθετων υλικών μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική αύξηση της διατμητικής αντοχής και της παραμορφωσιμότητας της τοιχοποιίας, ενώ η αποτελεσματικότητα της μεθόδου εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την ποιότητα της αγκύρωσης και την ορθή εφαρμογή της τεχνικής. Παράλληλα, τίθενται περιορισμοί ως προς τη μέγιστη δύναμη που μπορεί να μεταφερθεί από το σύνθετο υλικό στην τοιχοποιία, ώστε να αποφεύγεται η πρόωρη αστοχία της διεπιφάνειας.

Μία συμπληρωματική τεχνική ενίσχυσης αποτελεί η χρήση μεταλλικών ράβδων, οι οποίες τοποθετούνται είτε εντός των αρμών είτε σε εγκοπές που δημιουργούνται στο σώμα της τοιχοποιίας. Η μέθοδος αυτή βασίζεται στην εισαγωγή γραμμικών στοιχείων οπλισμού, τα οποία συνεργάζονται με το υφιστάμενο υλικό, βελτιώνοντας την αντοχή και την πλαστιμότητα της κατασκευής. Ιδιαίτερα όταν χρησιμοποιούνται ράβδοι μικρής διαμέτρου με επιφάνεια αυξημένης τραχύτητας, επιτυγχάνεται υψηλός βαθμός συνάφειας μεταξύ οπλισμού και κονιάματος, με χαρακτηριστικά μήκη αγκύρωσης της τάξεως των 30–50 cm. Η τοποθέτηση των ράβδων μπορεί να πραγματοποιηθεί κατά μήκος των οριζόντιων αρμών ή εντός ειδικά διαμορφωμένων εγκοπών, οι οποίες στη συνέχεια πληρώνονται με κατάλληλο κονίαμα. Στην περίπτωση αυτή, η επέμβαση είναι διακριτική και δεν αλλοιώνει σημαντικά την εξωτερική όψη της τοιχοποιίας, γεγονός που την καθιστά ιδιαίτερα κατάλληλη για επεμβάσεις σε διατηρητέα κτίρια και μνημεία. Μέσω της ενίσχυσης αυτής, η τοιχοποιία αποκτά χαρακτηριστικά «οιονεί οπλισμένης», με αποτέλεσμα τη βελτίωση της συμπεριφοράς της τόσο σε κάμψη όσο και σε διάτμηση. Σε αντίθεση με την εφαρμογή

οπλισμένου επιχρίσματος σε ολόκληρη την επιφάνεια ενός στοιχείου, όπου τοποθετείται συνήθως μεταλλικό πλέγμα, η χρήση μεμονωμένων ράβδων σε επιλεγμένες θέσεις μπορεί να προσφέρει επαρκή ενίσχυση με μικρότερη επέμβαση. Ενδεικτικά, για την ενίσχυση πεσσών, οι ράβδοι δύνανται να τοποθετηθούν εντός εγκοπών στα άκρα του στοιχείου, ενώ για την παραλαβή διατμητικών τάσεων είναι δυνατή η τοποθέτησή τους οριζόντια κατά μήκος των αρμών. Ανάλογες τεχνικές εφαρμόζονται και στην ενίσχυση υπερθύρων ή άλλων δομικών στοιχείων που υπόκεινται σε αυξημένες καταπονήσεις.

Η ενίσχυση φερόντων τοίχων μέσω κατασκευής μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος αποτελεί μία από τις πλέον διαδεδομένες και δραστικές τεχνικές αποκατάστασης και αναβάθμισης της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων κατασκευών, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις όπου έχουν υποστεί βλάβες λόγω σεισμικής δράσης (Σχ. 2.6.6.). Οι μανδύες δύνανται να εφαρμοστούν είτε στην εξωτερική είτε στην εσωτερική επιφάνεια των τοίχων, ή και αμφίπλευρα, ανάλογα με τις απαιτήσεις του έργου και τους περιορισμούς που τίθενται από αρχιτεκτονικούς ή λειτουργικούς παράγοντες. Η εφαρμογή μανδυνών και στις δύο όψεις του τοίχου θεωρείται ιδιαίτερα αποτελεσματική ως προς την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του δομικού στοιχείου. Ωστόσο, δεν είναι πάντοτε εφικτή, ιδίως σε περιπτώσεις διατηρητέων κτιρίων ή κατασκευών με σημαντικά μορφολογικά χαρακτηριστικά, όπου η αλλοίωση των όψεων πρέπει να αποφεύγεται. Αντίστοιχα, η κατασκευή εξωτερικών μανδυνών ενδέχεται να μην είναι δυνατή σε περιπτώσεις μεσοτοιχιών ή γειτνίασης με άλλες ιδιοκτησίες. Επιπλέον, σε τοιχοποιίες με αξιόλογο ιστορικό ή καλλιτεχνικό διάκοσμο, η εφαρμογή μανδυνών στην εσωτερική επιφάνεια μπορεί να δημιουργήσει κινδύνους φθοράς και να συνεπάγεται αυξημένο κόστος συντήρησης και αποκατάστασης. Οι μανδύες κατασκευάζονται είτε με έγχυτο είτε με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα παρουσιάζει πλεονεκτήματα, όπως ευκολότερη εφαρμογή και δυνατότητα κατασκευής μικρότερου πάχους, γεγονός που περιορίζει την μεταβολή της γεωμετρίας του κτιρίου. Αντιθέτως, στην περίπτωση έγχυτου σκυροδέματος απαιτούνται μεγαλύτερα πάχη, συνήθως της τάξης των 10 cm, για λόγους κατασκευαστικής επάρκειας. Πριν από την εφαρμογή των μανδυνών, είναι απαραίτητη η κατάλληλη προετοιμασία της επιφάνειας της τοιχοποιίας, η οποία περιλαμβάνει την αφαίρεση επιχρισμάτων και την τραχύτητα της επιφάνειας, ώστε να εξασφαλιστεί επαρκής συνεργασία μεταξύ παλαιού και νέου υλικού. Οι μανδύες οπλίζονται με δομικά πλέγματα ή ράβδους χάλυβα, με στόχο τον έλεγχο της ρηγματώσης και τη βελτίωση της μηχανικής συμπεριφοράς. Ενδεικτικά, για εκτοξευόμενο σκυρόδεμα προτείνονται πάχη της τάξης των 4–8 cm για αμφίπλευρη ενίσχυση και περίπου 10 cm για μονόπλευρη εφαρμογή, ενώ σε μεγαλύτερα πάχη συνιστάται η κατασκευή σε

διαδοχικές στρώσεις. Η εξασφάλιση συνεργασίας μεταξύ των μανδυνών και της υφιστάμενης τοιχοποιίας επιτυγχάνεται μέσω κατάλληλων αγκυρώσεων. Συχνά διανοίγονται διαμπερείς οπές ανά τακτά διαστήματα, εντός των οποίων τοποθετούνται μεταλλικές ράβδοι που συνδέουν τους οπλισμούς των δύο πλευρών. Οι οπές αυτές πληρώνονται με σκυρόδεμα κατά τη φάση της εφαρμογής, βελτιώνοντας την αγκύρωση και τη συνολική μονολιθικότητα του συστήματος. Σε περιπτώσεις όπου δεν είναι δυνατή η διάνοιξη διαμπερών οπών, εφαρμόζονται τοπικές αγκυρώσεις («φωλιές») εντός του πάχους της τοιχοποιίας. Ιδιαίτερη σημασία έχει επίσης η σύνδεση των μανδυνών με τα οριζόντια δομικά στοιχεία, όπως τα πατώματα. Σε κτίρια με ξύλινα πατώματα, η συνεργασία επιτυγχάνεται μέσω τοπικών επεμβάσεων χωρίς σημαντική διατάραξη της κατασκευής. Αντίθετα, σε κατασκευές με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος, απαιτείται αγκύρωση των οπλισμών των μανδυνών στους υπάρχοντες οπλισμούς της πλάκας, είτε με συγκόλληση είτε μέσω διάνοιξης οπών και τοποθέτησης πρόσθετου οπλισμού. Τέλος, σε πολυώροφες κατασκευές είναι κρίσιμη η εξασφάλιση της συνέχειας των μανδυνών καθ' ύψος, ώστε να επιτυγχάνεται ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων και να αποφεύγονται ασυνέχειες στη φέρουσα λειτουργία. Παράλληλα, σε περιπτώσεις τοπικών βλαβών ή ενίσχυσης ανοιγμάτων, μπορούν να εφαρμοστούν τοπικοί μανδύες, υπό την προϋπόθεση ότι εξασφαλίζεται επαρκής σύνδεση τόσο μεταξύ τους όσο και με την υφιστάμενη τοιχοποιία.

Καθοριστικό ρόλο στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής διαδραματίζουν τα οριζόντια διαζώματα (Σχ. 2.6.13.) . Τα στοιχεία αυτά εξασφαλίζουν τη συνεργασία των κατακόρυφων τοίχων και τη διανομή των σεισμικών δράσεων, συμβάλλοντας στη λειτουργία της κατασκευής ως ενιαίου χωρικού φορέα. Η απουσία ή η ανεπάρκειά τους αποτελεί έναν από τους βασικούς παράγοντες ευπάθειας των κατασκευών από τοιχοποιία. Στο πλαίσιο των τεχνικών ενίσχυσης, η κατασκευή οριζόντιων διαζωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί μία ιδιαίτερα αποτελεσματική και οικονομική λύση. Η κατασκευή διαζώματος στη στάθμη της στέγης θεωρείται κατασκευαστικά απλούστερη, ιδίως όταν υπάρχει επαρκές κενό μεταξύ των δομικών στοιχείων της στέγης και της τοιχοποιίας. Στην περίπτωση αυτή, η διαδικασία περιλαμβάνει την τοπική απομάκρυνση στοιχείων επικάλυψης, την τοποθέτηση του οπλισμού επί του τοίχου, τη διαμόρφωση ξυλοτύπου και την έγχυση του σκυροδέματος, με στόχο τη δημιουργία περιμετρικού διαζώματος. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στην προστασία των ξύλινων στοιχείων της στέγης που εγκιβωτίζονται στο σκυρόδεμα, ώστε να διασφαλίζεται ο αερισμός τους και να αποφεύγεται η φθορά τους. Σε περιπτώσεις εμφανών τοιχοποιιών, το διάζωμα μπορεί να μην εκτείνεται έως την εξωτερική επιφάνεια, προκειμένου να διατηρηθεί η μορφολογική συνέχεια του τοίχου. Όταν δεν υπάρχει επαρκής

χώρος για την κατασκευή του διαζώματος λόγω γεωμετρικών περιορισμών της στέγης, απαιτείται η προσωρινή υποστήλωση ή ανάρτηση των στοιχείων της. Στις περιπτώσεις αυτές, είναι κρίσιμο η μεταφορά των φορτίων να γίνεται με τρόπο ασφαλή, χωρίς επιβάρυνση ασθενών δομικών στοιχείων, ενώ συχνά απαιτείται μεταφορά των φορτίων μέχρι το έδαφος μέσω κατάλληλων διατάξεων. Το διάζωμα σχεδιάζεται συνήθως με ύψος της τάξης των 15–20 cm και με πλάτος ίσο με το πάχος του τοίχου, ενώ ο οπλισμός του περιλαμβάνει διαμήκεις ράβδους και συνδετήρες σύμφωνα με τις απαιτήσεις αντοχής και πλαστιμότητας. Η κατασκευή διαζωμάτων σε ενδιάμεσες στάθμες παρουσιάζει αυξημένες δυσκολίες, ιδίως όταν απαιτείται πλήρης διέλευση σε όλο το πάχος της τοιχοποιίας. Στις περιπτώσεις αυτές, η διαδικασία εκτελείται συνήθως σε δύο φάσεις, με διαδοχική κατασκευή του διαζώματος σε κάθε μισό τμήμα του τοίχου, ώστε να διατηρείται η ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια των εργασιών. Η ανάγκη προσωρινής υποστήλωσης εξαρτάται από την κατάσταση και τη συνοχή της τοιχοποιίας. Εναλλακτικά, είναι δυνατή η χρήση προκατασκευασμένων στοιχείων για την κατασκευή διαζωμάτων σε μία φάση. Στην περίπτωση αυτή, η τοιχοποιία αφαιρείται τμηματικά, δημιουργούνται τοπικές «φωλιές» στις οποίες τοποθετούνται τα προκατασκευασμένα στοιχεία που αναλαμβάνουν την προσωρινή στήριξη, και ακολουθεί η τοποθέτηση του διαμήκους οπλισμού και η σκυροδέτηση. Η χρήση σκυροδέματος σταθερού όγκου συμβάλλει στη βελτίωση της συνάφειας μεταξύ παλαιού και νέου υλικού και στη διασφάλιση της αποτελεσματικής μεταφοράς φορτίων.

Η δημιουργία οριζόντιου διαφράγματος και η ενίσχυση των πατωμάτων αποτελούν κρίσιμες επεμβάσεις για τη βελτίωση της συνολικής σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία. Σε υφιστάμενες κατασκευές, ιδίως σε εκείνες με ξύλινα πατώματα, η διαφραγματική λειτουργία είναι συνήθως ανεπαρκής λόγω της χαμηλής εντός επιπέδου δυσκαμψίας και της ανεπαρκούς σύνδεσης των δοκών με τους τοίχους. Για τον λόγο αυτό, η ενίσχυση των πατωμάτων στοχεύει τόσο στην αύξηση της δυσκαμψίας τους όσο και στη βελτίωση της αγκύρωσής τους στην τοιχοποιία. Η εξασφάλιση επαρκούς συνεργασίας μεταξύ πατώματος και τοίχων είναι καθοριστική, καθώς επιτρέπει την ομοιόμορφη κατανομή των σεισμικών φορτίων και την αποφυγή συγκέντρωσης τάσεων σε ευάλωτες περιοχές. Μία βασική προσέγγιση αφορά τη δημιουργία ή ενίσχυση του οριζόντιου διαφράγματος μέσω κατάλληλων κατασκευαστικών παρεμβάσεων στο επίπεδο του δαπέδου. Στην περίπτωση ξύλινων πατωμάτων, η αύξηση της δυσκαμψίας μπορεί να επιτευχθεί με την προσθήκη δεύτερης στρώσης σανιδώματος, τοποθετημένης διαγώνια ως προς την υφιστάμενη. Η διάταξη αυτή συμβάλλει στην ανάπτυξη διατμητικής αντοχής εντός του επιπέδου του πατώματος, ενισχύοντας τη συνολική του συμπεριφορά ως διάφραγμα. Εναλλακτικά ή

συμπληρωματικά, μπορεί να εφαρμοστεί σύστημα διαγώνιων μεταλλικών συνδέσμων ή ελασμάτων, τα οποία τοποθετούνται υπό γωνία (συνήθως $\pm 45^\circ$) και αγκυρώνονται κατάλληλα στο φορέα, προσφέροντας σημαντική αύξηση της δυσκαμψίας με σχετικά περιορισμένη αύξηση μάζας. Μια πιο επεμβατική αλλά ιδιαίτερα αποτελεσματική λύση είναι η κατασκευή πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος επάνω από το υφιστάμενο δάπεδο. Η πλάκα αυτή λειτουργεί ως άκαμπτο διάφραγμα, εξασφαλίζοντας υψηλή δυσκαμψία και αξιόπιστη κατανομή των φορτίων. Ωστόσο, η εφαρμογή της απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή, καθώς συνεπάγεται αύξηση της μάζας του φορέα και συνεπώς των σεισμικών δράσεων. Επιπλέον, είναι απαραίτητη η σωστή αγκύρωση της πλάκας στους περιμετρικούς τοίχους, συχνά μέσω περιμετρικών ζωνών ή συνδετήριων στοιχείων, ώστε να διασφαλίζεται η αποτελεσματική μεταφορά των φορτίων. Σε αντίθετη περίπτωση, υπάρχει κίνδυνος αποκόλλησης ή τοπικών βλαβών στην τοιχοποιία. Ιδιαίτερη σημασία έχει επίσης η αγκύρωση των δοκών των πατωμάτων στους φέροντες τοίχους. Σε πολλές υφιστάμενες κατασκευές, οι δοκοί απλώς εδράζονται σε φωλιές της τοιχοποιίας χωρίς ουσιαστική σύνδεση, γεγονός που περιορίζει τη συνεργασία τους με το υπόλοιπο σύστημα. Η χρήση μεταλλικών αγκυρίων, πλακών ή ράβδων που διαπερνούν την τοιχοποιία και συνδέονται με τις δοκούς μπορεί να βελτιώσει σημαντικά τη συμπεριφορά, εξασφαλίζοντας καλύτερη μεταφορά δυνάμεων και περιορίζοντας τον κίνδυνο εξόλκευσης των δοκών κατά τη σεισμική διέγερση. Παράλληλα, η δημιουργία συνεχούς διαφραγματικής λειτουργίας προϋποθέτει τη συνεργασία όλων των κατακόρυφων στοιχείων. Σε περιπτώσεις όπου η στήριξη των πλακών δεν είναι συνεχής, μπορεί να εφαρμοστεί διάταξη «ψευδοδοκών» ή ενισχυμένων ζωνών που μεταφέρουν τα φορτία σε καθορισμένα σημεία της τοιχοποιίας. Επιπλέον, η τοποθέτηση οριζόντιων μεταλλικών δικτυωμάτων ή ελκυστήρων στο επίπεδο των πατωμάτων και της στέγης μπορεί να συμβάλει στην επίτευξη συνολικής συνεργασίας του φορέα, ιδίως σε κτίρια με ανεπαρκείς συνδέσεις μεταξύ εγκάρσιων και διαμήκων τοίχων. Είναι κατανοητό ότι η δημιουργία οριζόντιου διαφράγματος και η ενίσχυση των πατωμάτων αποτελούν αλληλένδετες επεμβάσεις που στοχεύουν στη βελτίωση της συνολικής δυσκαμψίας, αντοχής και σεισμικής απόκρισης των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία.

Η τροποποίηση του δομικού συστήματος μιας κατασκευής καθίσταται αναγκαία όταν αυτή εμφανίζει ουσιώδεις ανεπάρκειες έναντι στατικών ή σεισμικών δράσεων. Πέραν αυτών, εξετάζονται επιπλέον παρεμβάσεις, οι οποίες οφείλουν να αξιολογούνται άμεσα μετά την αποτίμηση του φέροντος οργανισμού, δηλαδή κατά το αρχικό στάδιο λήψης αποφάσεων για την αντιμετώπιση της σεισμικής ανεπάρκειας. Οι βασικές κατηγορίες περιλαμβάνουν: (α) την κατασκευή αρμών, (β) την προσθήκη νέων φερόντων στοιχείων και

(γ) την εγκατάσταση παθητικών συστημάτων. Η μορφολογία της κάτοψης ενός κτιρίου αποτελεί καθοριστικό παράγοντα για τη σεισμική του απόκριση. Κατασκευές με απλό και κυρτό περίγραμμα εμφανίζουν γενικά ευνοϊκότερη συμπεριφορά σε σχέση με κτίρια που διαθέτουν μη κανονικές γεωμετρίες, όπως εσοχές, προεξοχές ή έντονα επιμηκυμένες κατόψεις. Σε περιπτώσεις έντονων γεωμετρικών ασυνεχειών, υπό τη δράση ισχυρών σεισμικών φορτίων, παρατηρείται συχνά τάση διαχωρισμού της κατασκευής σε επιμέρους τμήματα, τα οποία συμπεριφέρονται ως ανεξάρτητοι φορείς. Το φαινόμενο αυτό συνοδεύεται από συγκέντρωση παραμορφώσεων και ανάπτυξη τοπικών βλαβών, κυρίως στις περιοχές ασυνέχειας. Ανάλογη συμπεριφορά δύναται να εμφανιστεί ακόμη και σε απλές ορθογωνικές κατόψεις, όταν ο λόγος των πλευρών είναι ιδιαίτερα μεγάλος ($L/b > 4$), γεγονός που οδηγεί σε αυξημένη ευαισθησία έναντι στρεπτικών επιδράσεων. Για την αντιμετώπιση των παραπάνω προβλημάτων, προτείνεται η δημιουργία αρμών, μέσω των οποίων το αρχικό σύστημα διαχωρίζεται σε απλούστερες, κανονικότερες γεωμετρικά ενότητες. Με τον τρόπο αυτό επιδιώκεται η εξασφάλιση ανεξάρτητης δυναμικής συμπεριφοράς των επιμέρους τμημάτων και η μείωση των ανεπιθύμητων αλληλεπιδράσεων. Η διαμόρφωση των αρμών θα πρέπει να πραγματοποιείται με κατάλληλο πλάτος, ώστε να αποφεύγεται η σύγκρουση των γειτονικών τμημάτων κατά τη διάρκεια σεισμικής διέγερσης. Επιπλέον, ο σχεδιασμός τους οφείλει να λαμβάνει υπόψη όχι μόνο τη γεωμετρία της κάτοψης, αλλά και τη μεταβολή της δυσκαμψίας και της μάζας καθ' ύψος του κτιρίου. Συχνά, η κατασκευή αρμών συνοδεύεται από την προσθήκη νέων κατακόρυφων φερόντων στοιχείων, τα οποία διασφαλίζουν τη στατική επάρκεια των νέων, διαχωρισμένων τμημάτων. Πέραν του διαχωρισμού μέσω αρμών, μία βασική κατηγορία επεμβάσεων αφορά την προσθήκη νέων δομικών στοιχείων με σκοπό την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα. Τα νέα στοιχεία μπορεί να κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή τοιχοποιία και συνήθως τοποθετούνται σε άμεση επαφή με τα υφιστάμενα δομικά μέλη. Η παρέμβαση αυτή μπορεί να επιφέρει σημαντική τροποποίηση της συνολικής δυσκαμψίας και της κατανομής των σεισμικών δυνάμεων, γεγονός που καθιστά απαραίτητη την εκ νέου ανάλυση του ενισχυμένου φορέα. Ειδικότερα, η προσθήκη τοιχωμάτων ή πλαισίων μπορεί να μειώσει την απόσταση μεταξύ του κέντρου μάζας και του κέντρου δυσκαμψίας, περιορίζοντας τις στρεπτικές επιδράσεις και βελτιώνοντας τη συνολική συμπεριφορά του κτιρίου. Παράλληλα, αυξάνεται η φέρουσα ικανότητα και η πλευρική δυσκαμψία, ιδίως κατά τη διεύθυνση στην οποία εισάγονται τα νέα στοιχεία. Ωστόσο, απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στον σχεδιασμό των συνδέσεων μεταξύ νέων και υφιστάμενων στοιχείων, ώστε να εξασφαλίζεται η συνεργασία τους και η αποτελεσματική μεταφορά των φορτίων. Σε πιο εκτεταμένες

επεμβάσεις, η προσθήκη νέων φερόντων στοιχείων μπορεί να καταλαμβάνει σημαντικό μέρος της κάτοψης, οδηγώντας σε ουσιαστική ανακατανομή των εσωτερικών δυνάμεων. Σε τέτοιες περιπτώσεις, τα νέα στοιχεία αναλαμβάνουν μεγάλο ποσοστό των σεισμικών φορτίων, ενώ ο υφιστάμενος φορέας λειτουργεί επικουρικά. Η λύση αυτή θεωρείται ιδιαίτερα αποτελεσματική, αλλά ταυτόχρονα και επεμβατική, καθώς ενδέχεται να επηρεάσει τη λειτουργικότητα και την αρχιτεκτονική του κτιρίου. Τέλος, σε ειδικές περιπτώσεις, όπως σε διατηρητέα κτίρια ή μνημεία, είναι δυνατή η κατασκευή νέου, στατικά ανεξάρτητου φέροντος οργανισμού, ο οποίος τοποθετείται σε σχετική απόσταση από το υφιστάμενο κέλυφος. Η προσέγγιση αυτή επιτρέπει την ανάληψη του μεγαλύτερου μέρους των φορτίων από το νέο σύστημα, περιορίζοντας παράλληλα τις επεμβάσεις στον αρχικό φορέα και διατηρώντας τα μορφολογικά και ιστορικά χαρακτηριστικά του κτιρίου. Στη συμβατική προσέγγιση του αντισεισμικού σχεδιασμού, η απόκριση των κατασκευών υπό ισχυρή σεισμική διέγερση συνοδεύεται από ανάπτυξη ανελαστικών παραμορφώσεων και ενδεχόμενη εμφάνιση βλαβών, μέσω των οποίων επιτυγχάνεται η απορρόφηση της εισαγόμενης σεισμικής ενέργειας. Ωστόσο, οι σύγχρονες τάσεις στον σχεδιασμό επιδιώκουν τον περιορισμό των βλαβών μέσω της ενσωμάτωσης ειδικών συστημάτων ελέγχου της απόκρισης. Τα συστήματα αυτά διακρίνονται σε παθητικά και ενεργά, με τα πρώτα να μην απαιτούν εξωτερική παροχή ενέργειας για τη λειτουργία τους. Στις κατασκευές φέρουσας τοιχοποιίας, τα παθητικά συστήματα εφαρμόζονται είτε στη θεμελίωση (σεισμική μόνωση) είτε σε επιμέρους δομικά στοιχεία της ανωδομής (αποσβεστήρες ενέργειας). Η σεισμική μόνωση αποτελεί μία ιδιαίτερα αποτελεσματική τεχνική, καθώς μειώνει σημαντικά τη μεταφορά σεισμικών δράσεων από το έδαφος στην ανωδομή. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται η διατήρηση της κατασκευής σε σχεδόν ελαστική περιοχή απόκρισης ακόμη και υπό έντονη σεισμική φόρτιση. Η μέθοδος παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον για ιστορικά και διατηρητέα κτίρια, καθώς περιορίζει την ανάγκη επεμβάσεων στον υφιστάμενο φέροντα οργανισμό και συμβάλλει στη διατήρηση των αρχιτεκτονικών τους χαρακτηριστικών. Η βασική αρχή λειτουργίας της έγκειται στην παρεμβολή ενός στρώματος ή ειδικών εφεδράνων μεταξύ θεμελίωσης και εδάφους, το οποίο επιτρέπει σχετικές μετακινήσεις και μειώνει την ένταση των επιταχύνσεων. Ιστορικά, ανάλογες πρακτικές έχουν εφαρμοστεί ήδη από την αρχαιότητα, όπως στην περίπτωση του ναού της Αρτέμιδος στην Έφεσο, όπου χρησιμοποιήθηκαν στρώσεις υλικών για τη μείωση της σεισμικής διέγερσης. Στη σύγχρονη εποχή, η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης έχει επεκταθεί σε σημαντικά έργα διεθνώς, αποδεικνύοντας την αποτελεσματικότητά της τόσο σε νέα όσο και σε υφιστάμενα κτίρια. Ωστόσο, η εφαρμογή της σε υφιστάμενες κατασκευές συνοδεύεται από τεχνικές προκλήσεις,

όπως η ανάγκη υποστύλωσης, ο περιορισμένος διαθέσιμος χώρος για μετακινήσεις και η απαίτηση τροποποίησης της θεμελίωσης. Παράλληλα, οι αποσβεστήρες ενέργειας αποτελούν μία ακόμη κατηγορία παθητικών συστημάτων, τα οποία ενσωματώνονται στον φέροντα οργανισμό με σκοπό τη μείωση των σεισμικών επιπτώσεων. Η λειτουργία τους βασίζεται στη μετατροπή της κινητικής ενέργειας σε θερμότητα ή στη μεταφορά ενέργειας μεταξύ ιδιομορφών ταλάντωσης. Ανάλογα με τον μηχανισμό λειτουργίας τους, διακρίνονται σε ιξώδεις-ελαστικούς αποσβεστήρες, αποσβεστήρες ιξώδους υγρού, αποσβεστήρες τριβής και αποσβεστήρες διαρροής. Παρότι η εφαρμογή τους σε κατασκευές φέρουσας τοιχοποιίας είναι περιορισμένη σε σχέση με άλλους τύπους φορέων, αποτελούν μία υποσχόμενη λύση για την ενίσχυση ιστορικών κατασκευών, με χαρακτηριστικά παραδείγματα σε μνημειακά κτίρια ευρωπαϊκών πόλεων. Συνολικά, τα παθητικά συστήματα ελέγχου της απόκρισης συνιστούν μία σύγχρονη και αποτελεσματική προσέγγιση για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών, ιδίως όταν απαιτείται περιορισμός των επεμβάσεων στον υφιστάμενο φέροντα οργανισμό.

Η ενίσχυση των ανοιγμάτων αποτελεί επίσης κρίσιμο ζήτημα, καθώς οι περιοχές αυτές χαρακτηρίζονται από συγκέντρωση τάσεων και αποτελούν συχνά σημεία έναρξης αστοχίας. Η τοποθέτηση πλαισίων ή η τοπική ενίσχυση της περιβάλλουσας τοιχοποιίας συμβάλλει στην ομαλή μεταφορά των φορτίων και στη μείωση των τοπικών εντατικών συγκεντρώσεων. Οι επεμβάσεις που αφορούν τη διάνοιξη, τροποποίηση ή αποκατάσταση ανοιγμάτων σε φέρουσα τοιχοποιία αποτελούν ιδιαίτερα κρίσιμες παρεμβάσεις, καθώς επηρεάζουν άμεσα τη φέρουσα ικανότητα και τη συνολική μηχανική συμπεριφορά του δομικού συστήματος. Η δημιουργία νέων ανοιγμάτων ή η μεταβολή υφιστάμενων διαταράσσει τη συνέχεια της τοιχοποιίας και τροποποιεί τη ροή των τάσεων, γεγονός που μπορεί να οδηγήσει σε συγκέντρωση καταπονήσεων, εμφάνιση ρηγματώσεων και ανάπτυξη τοπικών μηχανισμών αστοχίας. Για τον λόγο αυτό, κάθε επέμβαση απαιτεί προσεκτική αξιολόγηση της υφιστάμενης κατάστασης και κατάλληλο σχεδιασμό ενίσχυσης. Κατά τη διάνοιξη νέου ανοίγματος, είναι απαραίτητη η προσωρινή υποστύλωση της κατασκευής, ώστε να εξασφαλιστεί η ασφαλής ανακατανομή των φορτίων κατά τη διάρκεια των εργασιών. Η αφαίρεση της τοιχοποιίας πρέπει να πραγματοποιείται σταδιακά και με ελεγχόμενο τρόπο, αποφεύγοντας τη χρήση έντονων κρουστικών μέσων που ενδέχεται να προκαλέσουν βλάβες στο υπόλοιπο δομικό σύστημα. Ιδιαίτερη σημασία έχει η διατήρηση επαρκών μηκών έδρασης για τα νέα δομικά στοιχεία που θα τοποθετηθούν. Κομβικό ρόλο στη λειτουργία των ανοιγμάτων διαδραματίζουν τα πρέκια, τα οποία αναλαμβάνουν τη μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων της υπερκείμενης τοιχοποιίας προς τα πλευρικά

τμήματα. Τα πρέκια μπορεί να κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα, χάλυβα, ξυλεία ή ενισχυμένη τοιχοποιία με μεταλλικές ράβδους, ανάλογα με τις απαιτήσεις της κατασκευής. Σε απουσία πρεκιού, η κατανομή των φορτίων προσεγγίζεται μέσω της ανάπτυξης «ιδεατού τόξου», το οποίο όμως δεν εξασφαλίζει αξιόπιστη συμπεριφορά, καθιστώντας αναγκαία την κατασκευή κατάλληλου φέροντος στοιχείου. Στην περίπτωση κλεισίματος υφιστάμενων ανοιγμάτων, απαιτείται η εξασφάλιση επαρκούς συνεργασίας μεταξύ της νέας και της υφιστάμενης τοιχοποιίας. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω κατάλληλης διαμόρφωσης των επιφανειών επαφής, χρήσης συμβατών κονιαμάτων και ενσωμάτωσης μεταλλικών συνδέσμων ή αγκυρίων στην περίμετρο του ανοίγματος. Η διαδικασία πλήρωσης πραγματοποιείται σταδιακά, ώστε να αποφεύγονται ανεπιθύμητες παραμορφώσεις και να διασφαλίζεται η ομοιόμορφη μεταφορά των φορτίων. Σε περιπτώσεις σημαντικής τροποποίησης ή δημιουργίας νέων ανοιγμάτων, εφαρμόζεται συχνά η κατασκευή περιμετρικού πλαισίου από χάλυβα ή οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο υποκαθιστά τη φέρουσα λειτουργία του αφαιρούμενου τμήματος της τοιχοποιίας. Το πλαίσιο αυτό σχεδιάζεται ώστε η δυσκαμψία του να είναι συγκρίσιμη με εκείνη της αρχικής τοιχοποιίας, αποφεύγοντας έτσι δυσμενείς μεταβολές στη συνολική συμπεριφορά του φορέα. Παράλληλα, απαιτείται έλεγχος της διατμητικής του απόκρισης, ώστε να διασφαλίζεται η επαρκής μεταφορά των οριζόντιων δράσεων.

Η ενίσχυση κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία με τη χρήση ελκυστήρων αποτελεί μία από τις πλέον διαδεδομένες και αποδοτικές τεχνικές βελτίωσης της δομικής τους συμπεριφοράς, ιδιαίτερα έναντι οριζόντιων δράσεων, όπως είναι οι σεισμικές φορτίσεις (Σ.χ. 2.6.10.) . Η βασική αρχή της μεθόδου συνίσταται στην παραλαβή εφελκυστικών δυνάμεων από μεταλλικά στοιχεία, τα οποία συνδέουν επιμέρους τμήματα της κατασκευής, συμβάλλοντας στην ενίσχυση της συνοχής και της συνολικής λειτουργίας του φορέα. Ιστορικά, η χρήση ελκυστήρων ανάγεται σε παλαιότερες κατασκευαστικές πρακτικές, όπου εφαρμόζονταν ξύλινοι ή μεταλλικοί σύνδεσμοι για την ανάληψη των οριζόντιων ωθήσεων που αναπτύσσονται σε τόξα, θόλους και στέγες. Στη σύγχρονη πρακτική, οι μεταλλικοί ελκυστήρες αποτελούν εξέλιξη των παραδοσιακών αυτών τεχνικών και χρησιμοποιούνται ευρέως για την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών από τοιχοποιία, προσφέροντας σημαντικά πλεονεκτήματα, όπως η αποφυγή τοπικών μηχανισμών αστοχίας, η βελτίωση της σύνδεσης μεταξύ των τοίχων και η αύξηση της αντοχής τους εκτός επιπέδου. Η λειτουργία των ελκυστήρων βασίζεται στην ικανότητά τους να παραλαμβάνουν εφελκυστικές δυνάμεις που δεν μπορούν να αναληφθούν επαρκώς από την τοιχοποιία, η οποία παρουσιάζει περιορισμένη αντοχή σε εφελκυσμό. Μέσω της κατάλληλης τοποθέτησης και αγκύρωσης, οι

ελκυστήρες περιορίζουν τις οριζόντιες μετακινήσεις και τις ωθήσεις που προκαλούνται από καμπύλα φέροντα στοιχεία ή από σεισμικές δράσεις, ενώ παράλληλα εξασφαλίζουν τη συνεργασία μεταξύ κάθετων και οριζόντιων δομικών στοιχείων. Με τον τρόπο αυτό, επιτυγχάνεται η μετατροπή της κατασκευής σε ένα πιο συνεκτικό και αξιόπιστο σύστημα, με βελτιωμένη κατανομή των εσωτερικών δυνάμεων. Οι ελκυστήρες τοποθετούνται συνήθως σε κρίσιμες στάθμες του κτιρίου, όπως στο επίπεδο των πατωμάτων ή της στέγης, αλλά και σε θέσεις όπου αναπτύσσονται σημαντικές ωθήσεις, όπως στη γένεση τόξων ή θόλων. Ανάλογα με τις απαιτήσεις της κατασκευής, μπορούν να είναι παθητικοί ή ελαφρώς προεντεταμένοι. Στην περίπτωση της ήπιας προέντασης, στόχος δεν είναι η επιβολή θλιπτικών τάσεων στην τοιχοποιία, αλλά η εξάλειψη τυχόν χαλαρώσεων ή ανοχών, ώστε ο ελκυστήρας να ενεργοποιείται άμεσα κατά την επιβολή φορτίων. Από κατασκευαστικής άποψης, οι ελκυστήρες αποτελούνται κυρίως από χαλύβδινες ράβδους, οι οποίες μπορεί να έχουν κυκλική, τετραγωνική ή ορθογωνική διατομή, καθώς και από συστήματα αγκύρωσης που εξασφαλίζουν τη μεταφορά των δυνάμεων στην τοιχοποιία. Οι ράβδοι συνδέονται στα άκρα τους με μεταλλικές πλάκες αγκύρωσης, οι οποίες κατανέμουν τις τάσεις σε μεγαλύτερη επιφάνεια και αποτρέπουν την τοπική θραύση του υλικού. Οι πλάκες αυτές παρουσιάζουν ποικιλία μορφών, όπως κυκλικές ή ορθογωνικές, συχνά ενισχυμένες με νευρώσεις για την αύξηση της δυσκαμψίας τους. Επιπλέον, χρησιμοποιούνται συνδετικά στοιχεία, όπως περικόχλια και συνδέσεις ράβδων, για τη ρύθμιση της τάσης και τη διασφάλιση της συνέχειας του συστήματος. Ιδιαίτερες διατάξεις ελκυστήρων εφαρμόζονται ανάλογα με τις απαιτήσεις της κατασκευής. Για παράδειγμα, σε περιπτώσεις ανάληψης έντονων οριζόντιων ωθήσεων, μπορεί να χρησιμοποιηθούν συστήματα με πολλαπλές ράβδους ή με μεταλλικές λεπίδες, οι οποίες τοποθετούνται υπό γωνία ώστε να βελτιώνεται η απόδοσή τους. Σε άλλες περιπτώσεις, εφαρμόζονται γωνιακοί ελκυστήρες για την ενίσχυση των συνδέσεων μεταξύ εγκάρσιων τοίχων, συμβάλλοντας στην τρισδιάστατη συνεργασία του φορέα. Συνολικά, η ενίσχυση με ελκυστήρες αποτελεί μία σχετικά ήπια και αναστρέψιμη επέμβαση, η οποία δεν επιφέρει σημαντική αύξηση της μάζας της κατασκευής και μπορεί να εφαρμοστεί με περιορισμένη όχληση. Η αποτελεσματικότητά της εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τον ορθό σχεδιασμό, την κατάλληλη επιλογή θέσεων τοποθέτησης και την αξιόπιστη αγκύρωση των στοιχείων στην τοιχοποιία. Όταν οι παράγοντες αυτοί λαμβάνονται επαρκώς υπόψη, η μέθοδος μπορεί να συμβάλει ουσιαστικά στη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς και στη μακροχρόνια διατήρηση της δομικής ακεραιότητας των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία.

Η μέθοδος της ενίσχυσης με προένταση αποτελεί μία εξειδικευμένη τεχνική αποκατάστασης και βελτίωσης της φέρουσας ικανότητας κατασκευών από τοιχοποιία, η οποία εφαρμόζεται τόσο για την ενίσχυση όσο και για τη στερέωση δομικών στοιχείων, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις όπου παρατηρούνται εκτεταμένες ρηγματώσεις (Σ.χ. 2.6.11.α,β,γ.) Σε αντίθεση με άλλες τεχνικές, όπως οι μανδύες, οι οποίες έχουν ευρύτερη εφαρμογή, η προένταση εμφανίζει μέχρι σήμερα περιορισμένη χρήση. Ο περιορισμός αυτός αποδίδεται κυρίως στην αβεβαιότητα που σχετίζεται με την αλληλεπίδραση μεταξύ της επιβαλλόμενης προέντασης, της υφιστάμενης κατασκευής και των ιδιοτήτων των υλικών, καθώς και στην περιορισμένη εμπειρία εφαρμογής της μεθόδου στην πράξη. Παρά ταύτα, η προένταση παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον, ιδίως για επεμβάσεις σε κατασκευές μνημειακού χαρακτήρα, καθώς πρόκειται για μία τεχνική που δεν επιφέρει σημαντικές επεμβάσεις στις εμφανείς επιφάνειες και, επιπλέον, μπορεί να είναι αναστρέψιμη. Το χαρακτηριστικό αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό στο πλαίσιο της προστασίας της πολιτιστικής κληρονομιάς, όπου επιδιώκεται η ελάχιστη δυνατή αλλοίωση της αυθεντικής μορφής του μνημείου. Η εφαρμογή της προέντασης πραγματοποιείται μέσω της τοποθέτησης τενόντων, οι οποίοι εισάγονται είτε εντός σωλήνων είτε σε οπές που διανοίγονται στο σώμα της τοιχοποιίας. Οι οπές αυτές μπορούν να διαμορφώνονται κατά μήκος της μέσης επιφάνειας του τοίχου ή κατά μήκος ειδικά διαμορφωμένων αυλάκων στις δύο παρειές του, ώστε να επιτυγχάνεται συμμετρική κατανομή των δυνάμεων προέντασης. Μετά την τοποθέτηση των τενόντων, οι οπές πληρώνονται συνήθως με τσιμεντένεμα ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, εκτός εάν απαιτείται η διατήρηση της δυνατότητας μελλοντικής επέμβασης, όπως η επανένταση ή η αφαίρεση των τενόντων. Ιδιαίτερη σημασία έχει η αγκύρωση των τενόντων, η οποία πραγματοποιείται συνήθως στις εξωτερικές επιφάνειες των τοίχων. Δεδομένης της περιορισμένης αντοχής της τοιχοποιίας σε τοπικές θλιπτικές τάσεις, οι δυνάμεις προέντασης μεταφέρονται μέσω κατάλληλων διατάξεων, όπως μεταλλικές πλάκες αγκύρωσης ή δύσκαμπτα στοιχεία, τα οποία κατανέμουν τα φορτία σε μεγαλύτερη επιφάνεια. Οι πλάκες αγκύρωσης τοποθετούνται συχνά εντός εσοχών στην επιφάνεια του τοίχου, οι οποίες στη συνέχεια πληρώνονται με κονίαμα ή σκυρόδεμα, ώστε να αποκαθίσταται η συνέχεια της επιφάνειας και να διασφαλίζεται η προστασία των μεταλλικών στοιχείων. Ένα σημαντικό ζήτημα που σχετίζεται με τη χρήση της προέντασης είναι οι απώλειες της επιβαλλόμενης τάσης με την πάροδο του χρόνου, οι οποίες οφείλονται κυρίως σε φαινόμενα ερπυσμού της τοιχοποιίας. Πειραματικά δεδομένα από τη διεθνή βιβλιογραφία δείχνουν ότι οι απώλειες αυτές, μετά από χρονικό διάστημα της τάξης των δώδεκα έως δεκατριών ετών, κυμαίνονται σε σχετικά περιορισμένα επίπεδα. Αν και η γενίκευση των αποτελεσμάτων αυτών απαιτεί προσοχή, τα

διαθέσιμα στοιχεία υποδηλώνουν ότι οι απώλειες προέντασης στην τοιχοποιία δεν διαφέρουν σημαντικά από εκείνες που παρατηρούνται σε κατασκευές από σκυρόδεμα. Η προένταση μπορεί να εφαρμοστεί είτε κατά μήκος των οριζόντιων στοιχείων της κατασκευής, όπως τα ανώφλια, είτε κατά μήκος των κατακόρυφων στοιχείων, όπως οι πεσσοί, ή σε συνδυασμό των δύο κατευθύνσεων. Η οριζόντια προένταση κατά μήκος των ανωφλίων θεωρείται κατασκευαστικά απλούστερη σε σχέση με την κατακόρυφη, καθώς διευκολύνεται η τοποθέτηση και αγκύρωση των τενόντων. Στην περίπτωση της κατακόρυφης προέντασης, οι τένοντες μπορούν να αγκυρωθούν στις γωνίες των τοίχων, εξασφαλίζοντας τη συνεχή ενίσχυση των κατακόρυφων στοιχείων του φορέα. Η εφαρμογή κατακόρυφης προέντασης στους πεσσούς προϋποθέτει την ενίσχυση της θεμελίωσης, συνήθως μέσω κατασκευής περιμετρικής ζώνης από οπλισμένο σκυρόδεμα, εντός της οποίας προβλέπονται κατάλληλες οπές για τη διέλευση και αγκύρωση των τενόντων. Με τον τρόπο αυτό διασφαλίζεται η αποτελεσματική μεταφορά των δυνάμεων προέντασης στο έδαφος και η συνολική συνεργασία της κατασκευής.

Τέλος, ιδιαίτερη σημασία έχουν οι επεμβάσεις στη θεμελίωση, οι οποίες συχνά είναι απαραίτητες για τη διασφάλιση της συνολικής ευστάθειας της κατασκευής (Σχ. 2.6.6.). Η ενίσχυση του εδάφους ή των θεμελίων συμβάλλει στην αποφυγή καθιζήσεων και στη βελτίωση της συνολικής συμπεριφοράς. Η θεμελίωση των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία πραγματοποιείται συνήθως είτε με συνεχή λιθοδομή διαφόρων τύπων είτε, στις νεότερες κατασκευές, με οπλισμένο σκυρόδεμα. Κατά κανόνα, το πλάτος της θεμελίωσης είναι μεγαλύτερο από εκείνο των υπερκείμενων στοιχείων, ενώ και η ποιότητα κατασκευής είναι βελτιωμένη. Τα μεμονωμένα κατακόρυφα στοιχεία θεμελιώνονται συνήθως με ανεξάρτητα βαθμιδωτά πέδιλα. Οι επεμβάσεις στη θεμελίωση κρίνονται αναγκαίες κυρίως σε περιπτώσεις όπου έχουν διαπιστωθεί βλάβες, οι οποίες οφείλονται σε σεισμικές δράσεις ή σε καθιζήσεις. Αντίστοιχα, ανάγκη ενίσχυσης προκύπτει και όταν αυξάνονται τα φορτία λόγω προσθήκης ορόφων, αλλαγής χρήσης ή διαφοροποίησης της κατηγορίας σπουδαιότητας, καθώς και σε περιπτώσεις τροποποίησης της διάταξης του κτιρίου. Πριν από οποιαδήποτε επέμβαση, συνιστάται η αποφόρτιση της κατασκευής στον μέγιστο δυνατό βαθμό, μέσω ενεργειών όπως η αφαίρεση δομικών στοιχείων ή η μείωση των φορτίων επικάλυψης, ώστε η ενισχυμένη θεμελίωση να είναι σε θέση να παραλάβει αποτελεσματικότερα τα νέα φορτία. Μία συνηθισμένη τεχνική ενίσχυσης της θεμελίωσης περιλαμβάνει την κατασκευή δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα εκατέρωθεν της υφιστάμενης θεμελίωσης, οι οποίες συνδέονται μεταξύ τους μέσω εγκάρσιων δοκών. Το πάχος της υφιστάμενης θεμελίωσης θεωρείται συνήθως ως προέκταση του τοίχου εντός του

εδάφους, ενώ οι δοκοί ενίσχυσης πρέπει να διαθέτουν επαρκή δυσκαμψία και να διατάσσονται σε κατάλληλες αποστάσεις ώστε να επιτυγχάνεται ομοιόμορφη μεταφορά των φορτίων στο έδαφος. Κατά την αρχική φάση εφαρμογής, οι νέες δοκοί δεν φέρουν φορτία· ωστόσο, ενεργοποιούνται σε περιπτώσεις αύξησης των φορτίων ή εμφάνισης νέων καθιζήσεων. Για την εκτίμηση των διαστάσεών τους, μπορεί να θεωρηθεί ότι το συνολικό φορτίο κατανέμεται ομοιόμορφα κατά μήκος της θεμελίωσης. Εναλλακτικά, αντί εγκάρσιων δοκών από σκυρόδεμα, είναι δυνατή η χρήση μεταλλικών ράβδων που αγκυρώνονται στο σώμα της λιθοδομής, συμβάλλοντας στη βελτίωση της συνεργασίας των επιμέρους στοιχείων. Μία άλλη κατηγορία επεμβάσεων αφορά την ενίσχυση της θεμελίωσης με πασσάλους. Η χρήση πασσάλων μεγάλης ή μεσαίας διαμέτρου εφαρμόζεται όταν τα επιφανειακά στρώματα του εδάφους εμφανίζουν μειωμένες μηχανικές ιδιότητες, επιτρέποντας τη μεταφορά των φορτίων σε βαθύτερα και ανθεκτικότερα στρώματα. Ωστόσο, η εφαρμογή τους σε κατασκευές τοιχοποιίας είναι συχνά περιορισμένη λόγω των απαιτήσεων σε βαρέα μηχανήματα. Σε περιπτώσεις όπου οι πάσσαλοι τοποθετούνται περιμετρικά, η εκκεντρότητα της εφαρμοζόμενης δύναμης μπορεί να προκαλέσει την ανάπτυξη ροπών, γεγονός που οδηγεί στην ανάγκη χρήσης πασσάλων μεγαλύτερης διαμέτρου. Αντίθετα, οι μικροπάσσαλοι αποτελούν συχνότερη επιλογή για κατασκευές τοιχοποιίας, καθώς μπορούν να εγκατασταθούν με ελαφρύτερο εξοπλισμό και σε περιορισμένους χώρους. Συνήθως αποτελούνται από μεταλλικά στοιχεία που είτε τοποθετούνται εντός διατρήσεων είτε εγκιβωτίζονται σε σκυρόδεμα, με διάμετρο που κυμαίνεται συνήθως μεταξύ 8 και 15 cm. Για την αποτελεσματική συνεργασία τους απαιτείται η κατασκευή κεφαλοδέσμου, μέσω του οποίου επιτυγχάνεται η ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων. Τέλος, η βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών του εδάφους θεμελίωσης μπορεί να επιτευχθεί με την έγχυση κατάλληλων κονιαμάτων χαμηλού ιξώδους, τα οποία διεισδύουν στο έδαφος και αυξάνουν τη φέρουσα ικανότητά του. Η μέθοδος αυτή είναι ιδιαίτερα αποτελεσματική σε εδάφη με υψηλή διαπερατότητα ή σε ρηγματωμένους βραχώδεις σχηματισμούς.

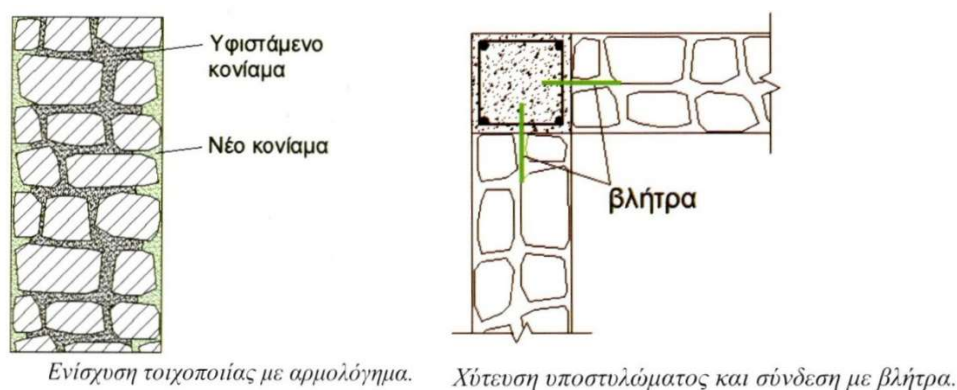
Στο σημείο αυτό θα κάνουμε αναφορά σε συγκριτική μελέτη (Karantoni and Fardis 1992) σχετικά με την αποτελεσματικότητα επιλεγμένων τεχνικών επεμβάσεων σε κατασκευές φέρουσας τοιχοποιίας. Στην μελέτη γίνεται συγκριτική αξιολόγηση τεχνικών επεμβάσεων σε υφιστάμενα κτίρια φέρουσας τοιχοποιίας, με στόχο τη διερεύνηση της αποτελεσματικότητάς τους ως προς τη μείωση των αναπτυσσόμενων εφελκυστικών τάσεων υπό τη δράση κατακόρυφων φορτίων και σεισμικών επιδράσεων. Υπολογιστικά βασίζεται σε αριθμητική προσομοίωση μέσω της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων και εστιάζει

σε τυπικές περιπτώσεις διατηρητέων κτιρίων της Καλαμάτας. Στο πλαίσιο αυτό εξετάζεται η εφαρμογή μονοπλεύρων και αμφίπλευρων μανδύων σκυροδέματος, η ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας με πλάκες και διαζώματα, η χρήση κατακόρυφων και οριζόντιων ελκυστήρων, καθώς και διάφορες μορφές προέντασης και συνδυασμών των παραπάνω τεχνικών. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης καταδεικνύουν ότι οι αμφίπλευροι μανδύες σκυροδέματος αποτελούν μία από τις πλέον αποδοτικές μεθόδους ενίσχυσης, επιτυγχάνοντας μείωση των εφελκυστικών τάσεων της τάξεως του 50% κατά μέσο όρο και φθάνοντας τουλάχιστον το 65% στις περιοχές όπου οι τάσεις συγκεντρώνονται εντονότερα. Αντίστοιχα, οι μονόπλευροι μανδύες εμφανίζουν σαφώς μικρότερη αποτελεσματικότητα, με μειώσεις που κυμαίνονται περίπου στο 30% κατά μέσο όρο και παραμένουν κάτω από το 50% ακόμη και σε δυσμενείς κατανομές τάσεων. Η βελτίωση της διαφραγματικής λειτουργίας μέσω της προσθήκης πλακών σκυροδέματος, σε συνδυασμό με διαζώματα στη στέψη των τοίχων, συμβάλλει επίσης σημαντικά στη μείωση των εφελκυστικών τάσεων. Συγκεκριμένα, παρατηρείται μείωση της τάξεως του 35% κατά μέσο όρο και έως 50% στις πλέον επιβαρυνόμενες περιοχές. Ωστόσο, όταν τα διαζώματα έχουν περιορισμένο πάχος (περίπου 0,3 m) και τοποθετούνται στη στάθμη των ορόφων και στη στέψη των τοίχων, η αποτελεσματικότητα εμφανίζεται ελαφρώς μειωμένη, γεγονός που υποδηλώνει την εξάρτηση της απόδοσης από τα γεωμετρικά και κατασκευαστικά χαρακτηριστικά της επέμβασης. Αντιθέτως, η συμβολή των κατακόρυφων διαζωμάτων στη μείωση των εφελκυστικών τάσεων σε διασταυρώσεις τοίχων αξιολογείται ως περιορισμένη, ακόμη και όταν συνδυάζονται με πλάκες ή άλλα στοιχεία σκυροδέματος. Το εύρημα αυτό υποδηλώνει ότι ο συγκεκριμένος τύπος επέμβασης δεν επαρκεί από μόνος του για την ουσιαστική βελτίωση της συνολικής συμπεριφοράς του φορέα. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η εφαρμογή προέντασης. Η ήπια προένταση (έως περίπου 10% της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας), όταν εφαρμόζεται τόσο στην οριζόντια όσο και στην κατακόρυφη διεύθυνση, εμφανίζει υψηλή αποτελεσματικότητα, συγκρίσιμη με πιο επεμβατικές λύσεις όπως η κατασκευή πλακών και διαζωμάτων. Η επιτυχία της αποδίδεται αφενός στη δυνατότητα παραλαβής εφελκυστικών τάσεων λόγω κάμψης εκτός επιπέδου και αφετέρου στη συνολική βελτίωση της κατανομής των εντατικών μεγεθών. Αντίθετα, η αποκλειστικά οριζόντια προένταση παρουσιάζει σαφώς περιορισμένη απόδοση, γεγονός που αναδεικνύει τη σημασία της εφαρμογής της και στις δύο διευθύνσεις. Ο συνδυασμός δύο ή περισσότερων τεχνικών επεμβάσεων οδηγεί, κατά κανόνα, σε βελτιωμένα αποτελέσματα σε σχέση με την εφαρμογή μεμονωμένων μεθόδων. Η αύξηση της αποτελεσματικότητας είναι συνήθως μικρή, ωστόσο σε ορισμένες περιπτώσεις—ιδίως στον συνδυασμό κατακόρυφης και

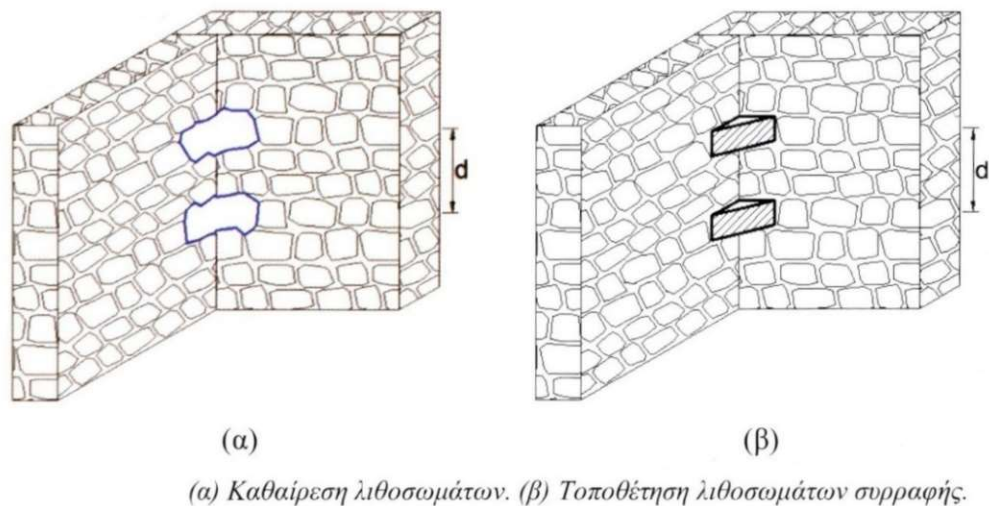
οριζόντιας προέντασης—παρατηρείται αθροιστική δράση, με την τελική απόδοση να υπερβαίνει το άθροισμα των επιμέρους επιδράσεων. Επισημαίνεται, ωστόσο, ότι τα παραπάνω συμπεράσματα εδράζονται σε συγκεκριμένες παραδοχές της ανάλυσης, όπως η εξέταση τυπικών κτιρίων δύο έως τριών ορόφων, η χρήση γραμμικά ελαστικών προσομοιώσεων και η υιοθέτηση συγκεκριμένων γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών (π.χ. πάχος διαζωμάτων 0,3 m και επίπεδα προέντασης έως 10% της αντοχής). Κατά συνέπεια, η γενίκευση των αποτελεσμάτων σε άλλες περιπτώσεις απαιτεί προσοχή και περαιτέρω διερεύνηση. Στην συνέχεια της συγκριτικής αξιολόγησης των παραπάνω μεθόδων ενίσχυσης η καθηγήτρια Φυλλίτσα Καραντώνη στο βιβλίο της Κατασκευές από Τοιχοποιία προχωράει και στην οικονομική τους συγκριτική αξιολόγηση. Η εκτίμηση του κατασκευαστικού κόστους των τεχνικών ενίσχυσης φέρουσας τοιχοποιίας βασίστηκε σε υπολογισμό των απαιτούμενων εργασιών για κάθε επέμβαση, σύμφωνα με το Αναλυτικό Τιμολόγιο Οικοδομικών Εργασιών (ΑΤΟΕ) και τις επίσημες τιμές του Γ τριμήνου 1994, με νόμισμα την δραχμή. Στην ανάλυση περιλαμβάνονται αποκλειστικά οι εργασίες που σχετίζονται άμεσα με την εκάστοτε τεχνική, ενώ δευτερεύουσες εργασίες δεν συνυπολογίζονται, εκτός εάν είναι απαραίτητες για την εφαρμογή της ενίσχυσης. Τα αποτελέσματα προέκυψαν από την εφαρμογή των τεχνικών σε τρία κτίρια παρόμοιας γεωμετρίας, με υπολογισμό των ποσοτήτων και του κόστους ανά τεχνική και ανά κτίριο. Οι τεχνικές μεσαίου κόστους περιλαμβάνουν τα οριζόντια διαζώματα, με συνολικό κόστος περίπου 5,4–6,2 εκατ. δρχ. ανά κτίριο, όπου η αυξημένη δαπάνη οφείλεται κυρίως στη χρήση σιδηροδοκών, καθώς τα ενδιάμεσα διαζώματα μπορεί να κοστίζουν έως και 100% περισσότερο από το διάζωμα στέψης. Αντίστοιχα, η αντικατάσταση πατωμάτων με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος παρουσιάζει ελαφρώς χαμηλότερο κόστος (περίπου 4,1–5,0 εκατ. δρχ.), λόγω περιορισμένων απαιτήσεων σε χαλύβδινα στοιχεία. Ο συνδυασμός των δύο τεχνικών οδηγεί σε κόστος της τάξης των 5,1–6,3 εκατ. δρχ., χωρίς σημαντική επιπλέον επιβάρυνση. Στις οικονομικότερες λύσεις συγκαταλέγονται τα κατακόρυφα διαζώματα, με κόστος περίπου 1,6–2,4 εκατ. δρχ., καθώς και οι συνδυασμοί τους με οριζόντια διαζώματα, που ανέρχονται σε 2,5–3,6 εκατ. δρχ. Αντίθετα, οι πιο δαπανηρές επεμβάσεις είναι οι μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος, με τους αμφίπλευρους να κυμαίνονται περίπου μεταξύ 11,8–16,0 εκατ. δρχ., λόγω εκτεταμένων εργασιών προετοιμασίας και κατασκευής, ενώ οι μονόπλευροι εμφανίζουν μειωμένο κόστος (6,7–9,2 εκατ. δρχ.) αλλά και χαμηλότερη αποτελεσματικότητα. Ο συνδυασμός οριζόντιων διαζωμάτων, πλακών σκυροδέματος και αμφίπλευρων μανδυνών αποτελεί τη δαπανηρότερη λύση, φθάνοντας περίπου τα 16,4–21,8 εκατ. δρχ., με περιορισμένη όμως πρόσθετη απόδοση σε σχέση με απλούστερες τεχνικές.

Ιδιαίτερη κατηγορία αποτελούν οι τεχνικές προέντασης, με πολύ χαμηλό κόστος (κατακόρυφη προένταση $\sim 0,8-1,0$ εκατ. δρχ., οριζόντια προένταση $\sim 0,7-0,9$ εκατ. δρχ.), ενώ οι συνδυασμοί τους με διαζώματα ($\sim 1,5-2,1$ εκατ. δρχ.) παραμένουν οικονομικοί. Τα αποτελέσματα καταδεικνύουν ότι το κόστος κάθε τεχνικής προκύπτει άμεσα από τις απαιτούμενες ποσότητες υλικών και την πολυπλοκότητα των εργασιών, ενώ η επιλογή της βέλτιστης λύσης πρέπει να βασίζεται στη συσχέτιση κόστους και αποτελεσματικότητα.

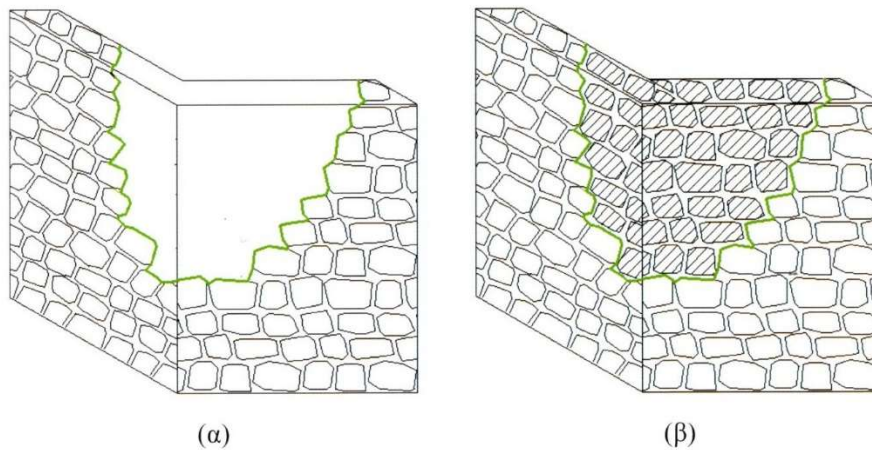
Ακολουθούν φωτογραφίες και διαγράμματα ενισχύσεων από το βιβλίο του καθηγητή Κωνσταντίνου Σπυράκου, Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.



Σχ. 2.6.1: Ενίσχυση τοιχοποιίας με αρμολόγημα και κατασκευή κατακόρυφου στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος στην συμβολή δύο τοίχων. Κωνσταντίνος Σπυράκος. Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.

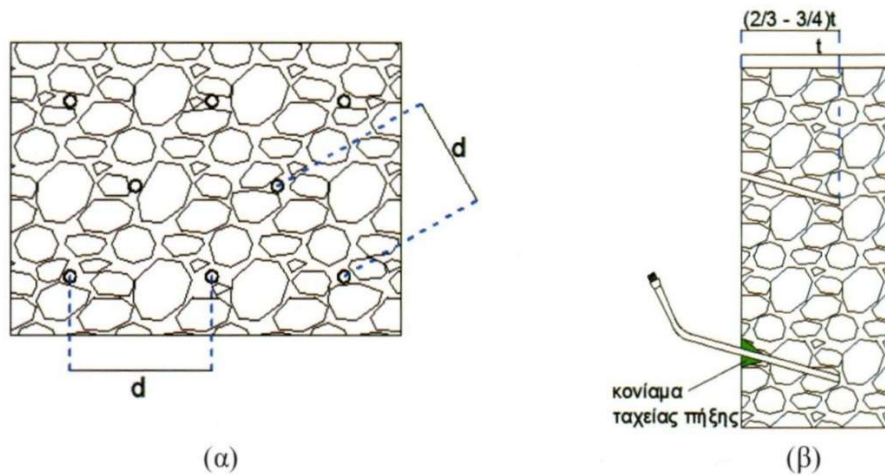


Σχ. 2.6.2: Ενίσχυση συνεργασίας δύο τοίχων με λιθοσυρραφή. Κωνσταντίνος Σπυράκος. Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.



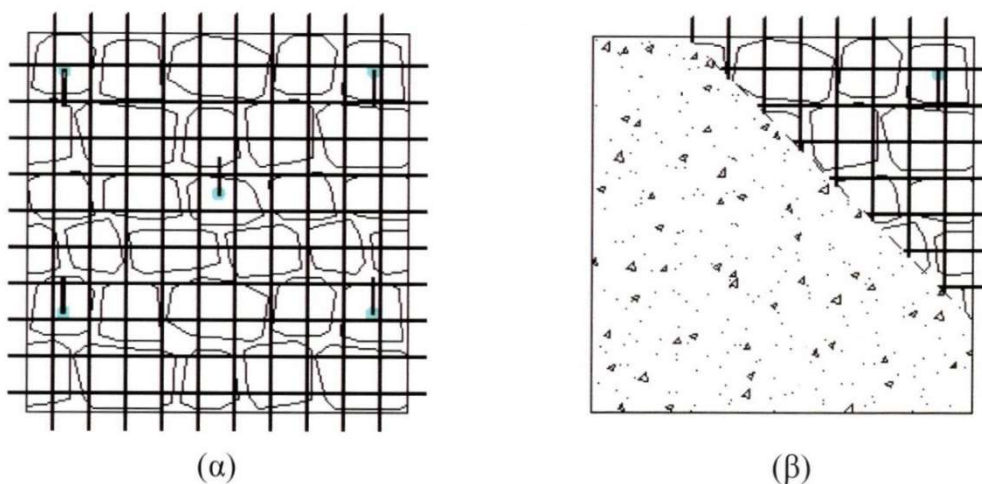
(α) Καθαίρεση τμήματος με βλάβες. (β) Ανακατασκευή.

Σχ. 2.6.3: Ενίσχυση συνεργασίας δύο τοίχων με ανακατασκευή . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία



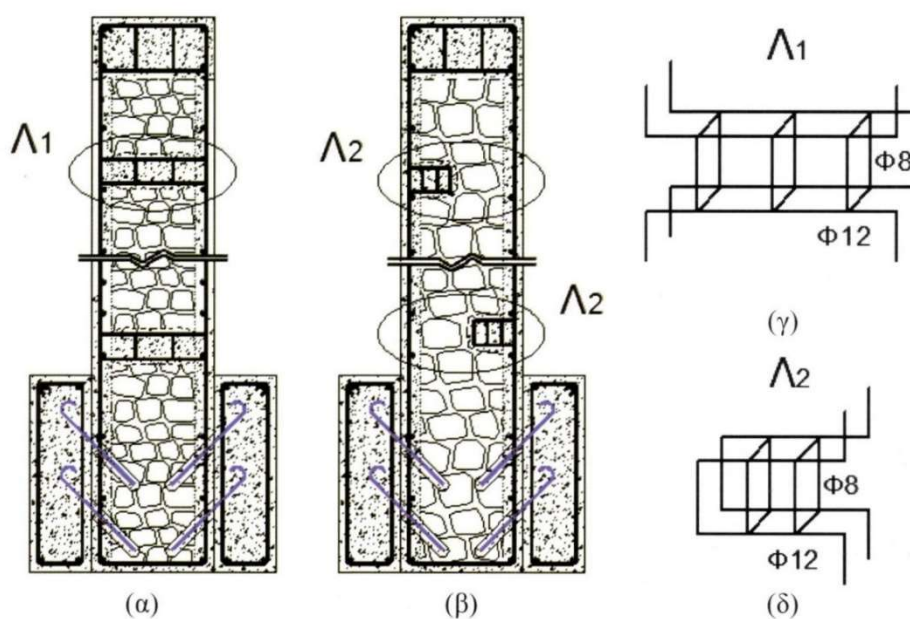
Διάνοιξη των οπών και τοποθέτηση των σωλήνων πλήρωσης: (α) διάταξη οπών, (β) μήκος διάνοιξης οπών και τοποθέτηση σωλήνων πλήρωσης.

Σχ. 2.6.4: Ενίσχυση με ενέματα , ομογενοποίηση . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.



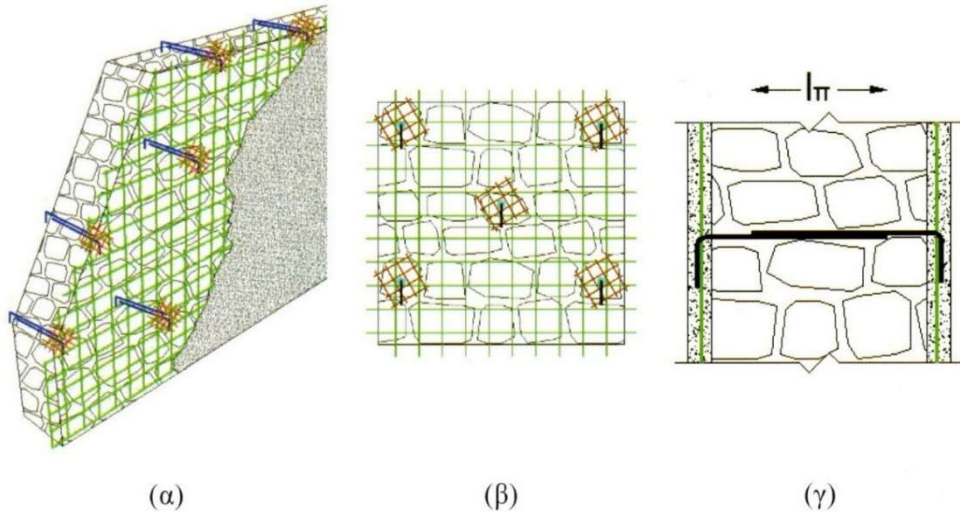
Ενίσχυση τοιχοποιίας με οπλισμένο επίχρισμα: (α) Δ' Φάση και (β) Ε' Φάση.

Σχ. 2.6.5: Ενίσχυση με οπλισμένο επίχρισμα . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.



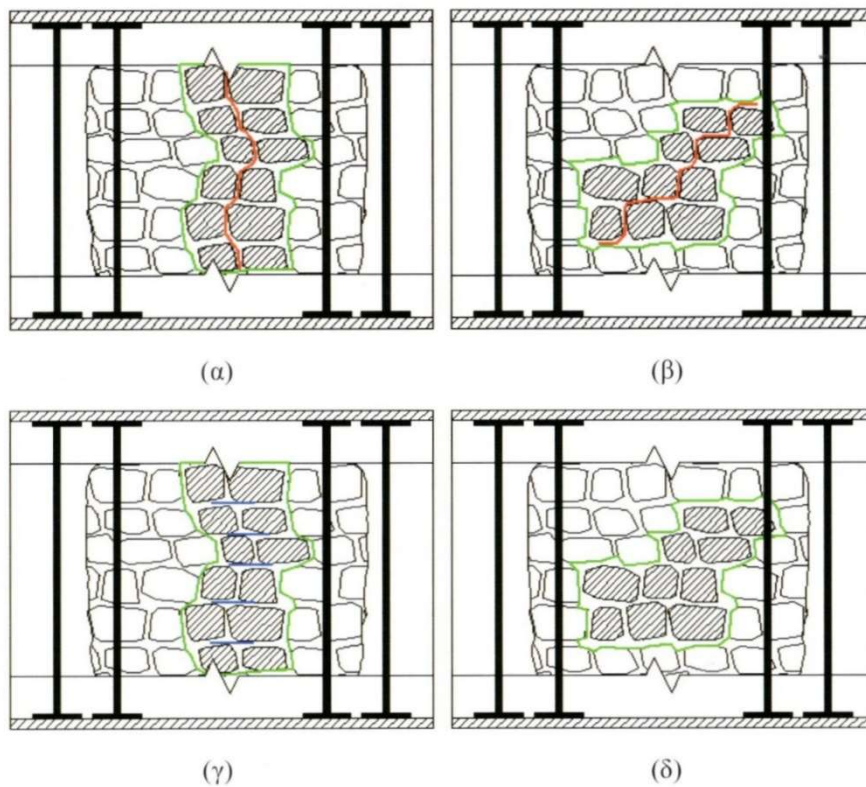
(α, β) Τομές αμφίπλευρου μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα με τη θεμελίωσή του. (γ, δ) Λεπτομέρειες όπλισης "φωλιάς" Λ1 και Λ2, αντίστοιχα.

Σχ. 2.6.6: Ενίσχυση με αμφίπλευρο μανδύα εκτοξευμένου σκυροδέματος και ενίσχυση θεμελίωσης με αμφίπλευρη δοκό . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.



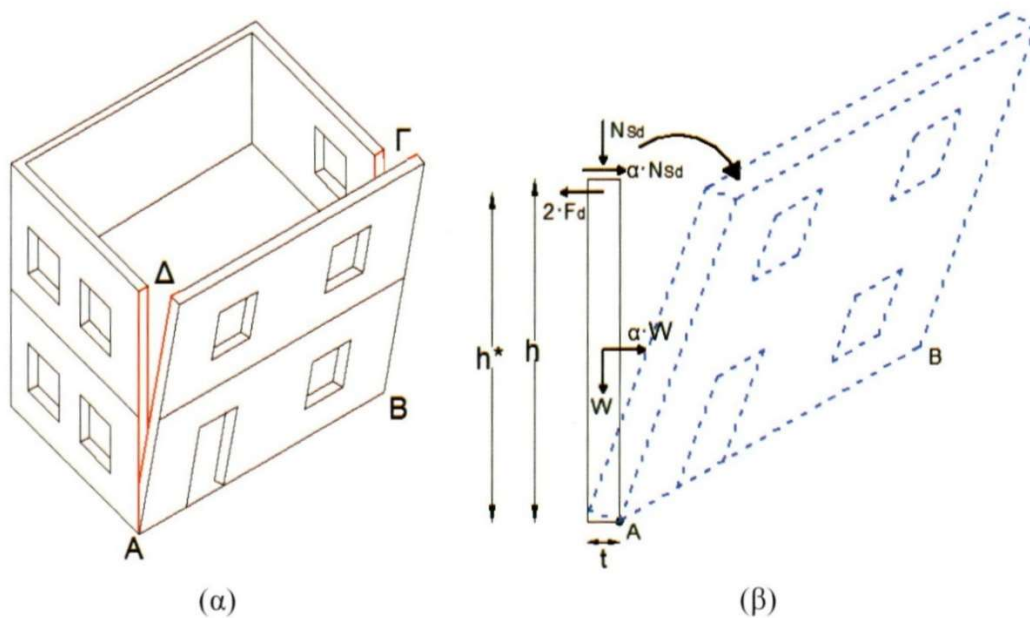
(α) Ενίσχυση τοίχου με ΙΟΔ. Αγκύρωση ΙΟΔ με χρήση βλήτρων σχήματος “L” και ενισχυτικό πλέγμα: (β) όψη και (γ) τομή.

Σχ. 2.6.7: Ενίσχυση τοίχου με ΙΟΔ . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.

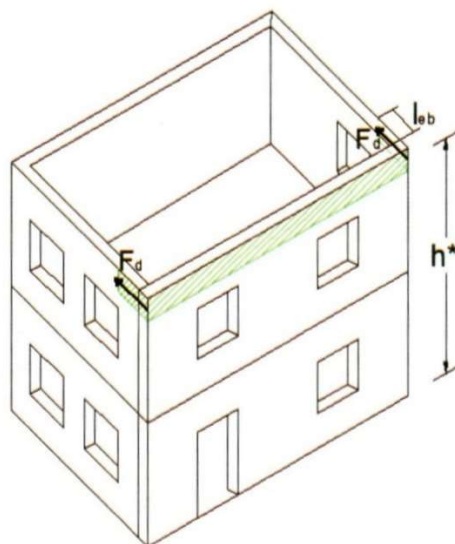


Διαδικασία συρραφής έντονων διαμπερών ρωγμών. (α) και (β) Υποστύλωση για κατακόρυφη και διαγώνια ρωγμή. (γ) Αντικατάσταση λιθοσωμάτων και προσθήκη μεταλλικών συνδέσμων (μπλε). (δ) Αντικατάσταση των λιθοσωμάτων.

Σχ. 2.6.8: Επισκευή ρωγμών με ανακατασκευή . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.

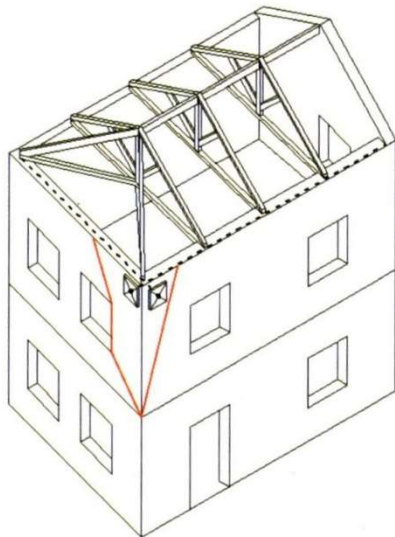


Ανατροπή τοίχου: (α) Φορέας. (β) Τομή καθ' ύψος του τοίχου που ανατρέπεται.



Ενίσχυση τοίχου με τοποθέτηση λωρίδας ινοπλισμένου πολυμερούς στη στέψη.

Σχ. 2.6.9: Ενίσχυση τοίχου με τοποθέτηση λωρίδας ινοπλισμένου πολυμερούς .
Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για
Σεισμικά Φορτία.

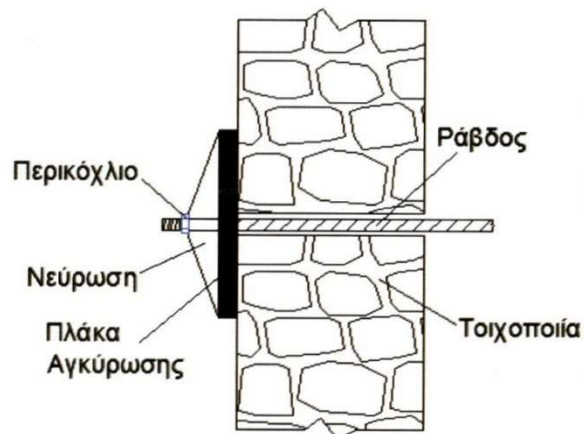


(α)



(β)

Ενδεικτική βελτίωση σύνδεσης μεταξύ τοίχων με τοποθέτηση ελκυστήρων:
 (α) στη στάθμη της οροφής για αποφυγή αστοχίας τύπου γωνιακής σφήνας (κόκκινες γραμμές) και (β) σε ενδιάμεσες στάθμες.



Στοιχεία ελκυστήρα.



Κυκλική πλάκα αγκύρωσης με νευρώσεις.

Σχ. 2.6.10: Ενίσχυση με ελκυστήρες . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.



(α)

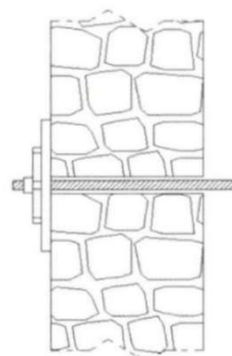
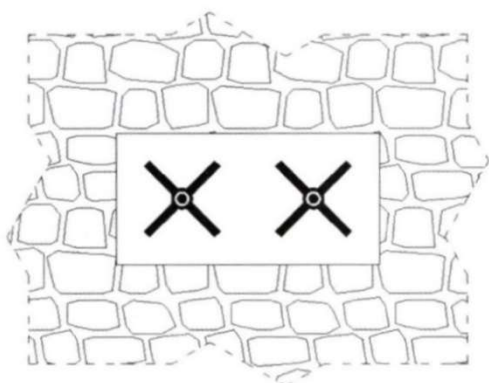


(β)



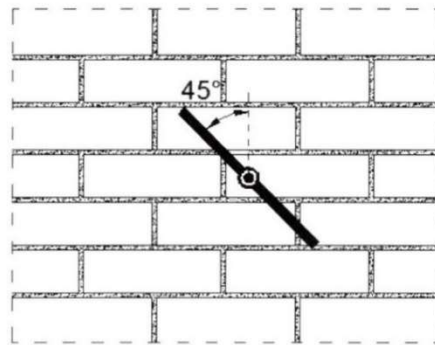
(γ)

Ορθογωνική πλάκα αγκύρωσης: (α) χωρίς νευρώσεις, (β) με ακτινικές νευρώσεις και (γ) με νευρώσεις σχήματος C.

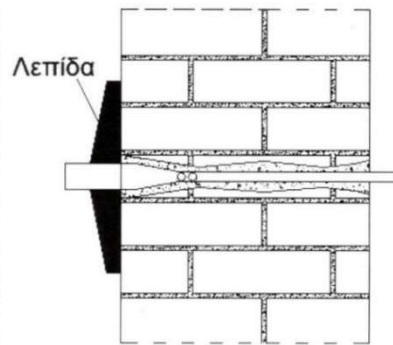


Ορθογωνική πλάκα αγκύρωσης με δύο ράβδους.

Σχ. 2.6.11.α: Ενίσχυση με αγκυρώσεις . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.



(α)

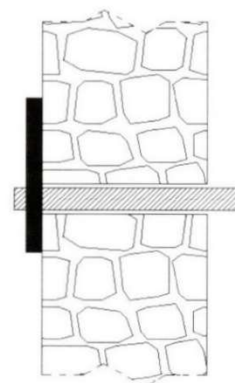
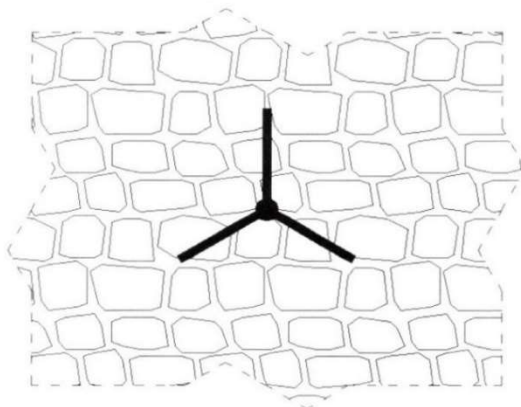


(β)



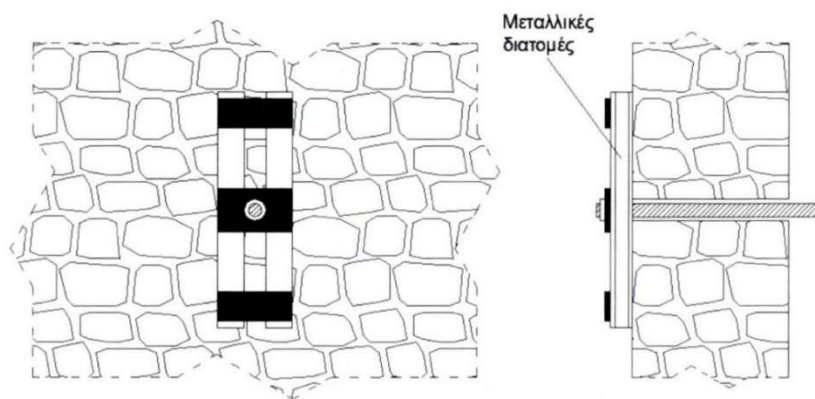
(γ)

Πλάκα αγκύρωσης τύπου λεπίδας: (α) με περικόχλιο, (β) και (γ) χωρίς περικόχλιο.

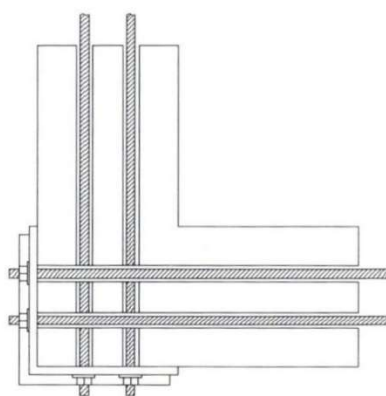


Πλάκα αγκύρωσης τύπου Υ.

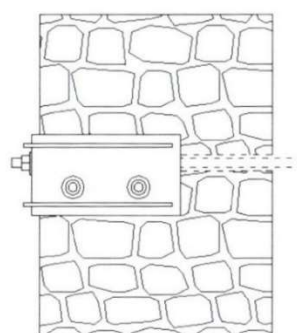
Σχ. 2.6.11.β: Ενίσχυση με αγκυρώσεις . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.



Πλάκα αγκύρωσης από δύο UPN.



(α)



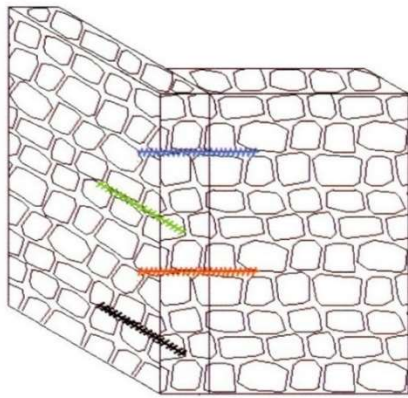
(β)



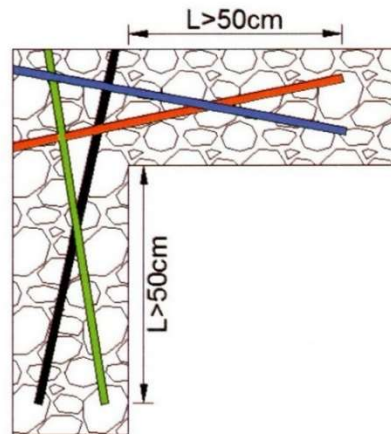
(γ)

Πλάκα αγκύρωσης με μορφή γωνίας. (α) οριζόντια τομή, (β) όψη και (γ) εναλλακτική μορφή εξωτερικής τοποθέτησης.

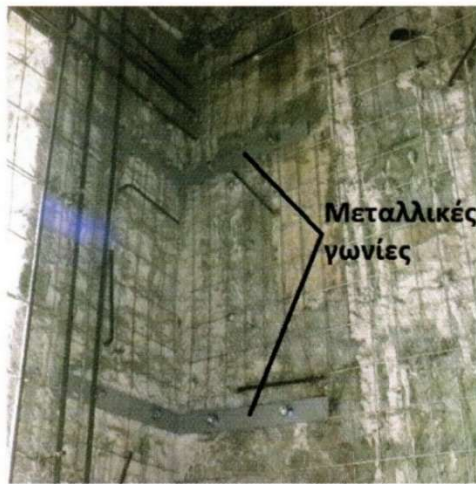
Σχ. 2.6.11.γ: Ενίσχυση με αγκυρώσεις . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.



(γ)



(δ)



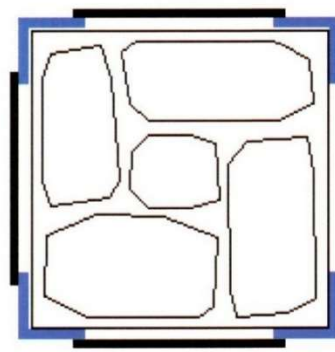
(ε)



(στ)



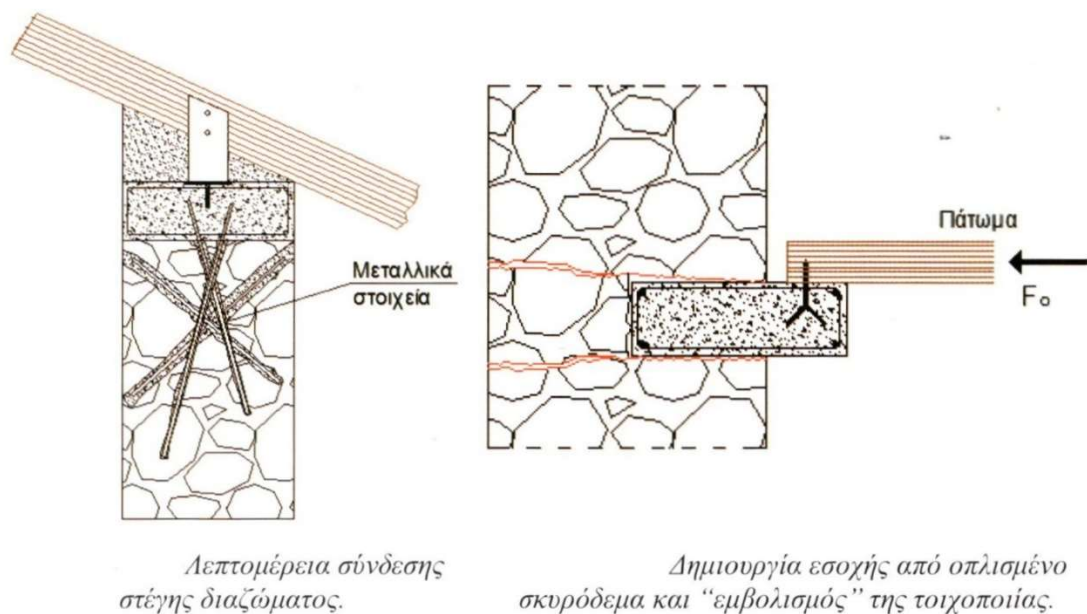
(ζ)



(η)

Στοιχεία σύνδεσης: (α) Τζινέτια. (β) Ελάσματα. (γ) και (δ) Ράβδοι με σπείρωμα: όψεις και τομή. (ε) Μεταλλικές γωνίες. (στ) Ελάσματα περίσφιγξης τετραγωνικού υποστρώματος. (ζ) Περίσφιγξη κίονα κυκλικής διατομής. (η) Περίσφιγξη με μεταλλικές γωνίες (μπλε) και ηλεκτροσυγκολλημένους εγκάρσιους συνδέσμους.

Σχ. 2.6.12.: Ενίσχυση με αγκύρια με σπείρωμα και λεπτομέρειες ενισχύσεων με περίσφιγξη. Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.



Σχ. 2.6.13.: Ενίσχυση με κατασκευή οριζώντιου διαζώματος . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.

Από το βιβλίο του καθηγητή Κωνσταντίνου Σπυράκου , για τις βασικές μεθόδους επεμβάσεων σε κατακόρυφα στοιχεία φέρουσας τοιχοποιίας, με χρήση του παρακάτω Πίνακα 9.2, προκύπτουν οι βελτιωμένες τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων , με τη χρήση των συντελεστών προσαύξησης k_i , οι οποίοι εφαρμόζονται στις τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας, όπως αυτές προκύπτουν από τον Πίνακα 5.1. (Κωνσταντίνος Σπυράκος – Κατασκευές από Τοιχοποιία). Ο Πίνακας 9.2 περιλαμβάνει τις τιμές των συντελεστών k_1 , k_2 , k_3 και k_4 για διαφορετικούς τύπους τοιχοποιίας και αντίστοιχες τεχνικές ενίσχυσης. Ειδικότερα, ο συντελεστής k_1 αφορά την ομογενοποίηση, ο k_2 την εφαρμογή οπλισμένου μανδύα, ο k_3 το αρμολόγημα και τις εγκάρσιες ράβδους, ενώ ο k_4 εκφράζει τον μέγιστο συντελεστή συνδυασμού. Οι αριθμητικές τιμές των συντελεστών, όπως για παράδειγμα $k_1 = 2$, $k_2 = 2.5$, $k_3 = 1.6$ και $k_4 = 3.5$ για την κατηγορία I, καθώς και οι υπόλοιπες τιμές που αντιστοιχούν στις κατηγορίες II έως VIII, χρησιμοποιούνται αυτούσιες στον υπολογισμό των βελτιωμένων μηχανικών ιδιοτήτων. Η εφαρμογή των συντελεστών αυτών πραγματοποιείται μέσω πολλαπλασιασμού με τις αρχικές τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών, με αποτέλεσμα τον προσδιορισμό των αντίστοιχων τιμών της ενισχυμένης τοιχοποιίας. Στην περίπτωση όπου εφαρμόζονται περισσότερες της μίας τεχνικές ενίσχυσης, οι συντελεστές προσαύξησης k_1 , k_2 και k_3 συνδυάζονται μεταξύ τους με πολλαπλασιασμό. Ωστόσο, ο τελικός συντελεστής που προκύπτει δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή του

k_4 , όπως αυτή καθορίζεται στην τελευταία στήλη του Πίνακα 9.2. Περαιτέρω διευκρινίσεις δίνονται μέσω των παρατηρήσεων που συνοδεύουν τον Πίνακα 9.2. Στην Παρατήρηση (i) επισημαίνεται ότι, όταν η τοιχοποιία ενισχύεται με οπλισμένο μανδύα ή με αρμολόγημα και εγκάρσιες ράβδους και ταυτόχρονα ικανοποιούνται οι κανόνες καλής πρακτικής ως προς τη σύνδεση, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και ο συντελεστής k_3 από τον Πίνακα 5.2 κατά τον υπολογισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών. Στην Παρατήρηση (ii) διευκρινίζεται ότι, στην περίπτωση εφαρμογής αρμολογήματος με εγκάρσιες ράβδους, ο συντελεστής k_3 του Πίνακα 9.2 χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας και της διάτμησης με μείωση της προσαύξησης κατά 50%. Τέλος, σύμφωνα με την Παρατήρηση (iii), οι συντελεστές του Πίνακα 9.2 μπορούν να χρησιμοποιούνται ενδεικτικά σε περιπτώσεις όπου δεν υπάρχουν ακριβέστερα δεδομένα. Επιπλέον, υπογραμμίζεται ότι ο συνδυασμός περισσότερων του ενός συντελεστών προσαύξησης του Πίνακα 9.2 πραγματοποιείται με πολλαπλασιασμό, ενώ αντίστοιχη διαδικασία ισχύει και για τον συνδυασμό με συντελεστές του Πίνακα 5.2, όταν πληρούνται οι προϋποθέσεις εφαρμογής. Σε κάθε περίπτωση, το τελικό αποτέλεσμα περιορίζεται από τη μέγιστη τιμή του συντελεστή συνδυασμού k_4 , ώστε να αποφεύγεται η υπερεκτίμηση της βελτίωσης των μηχανικών χαρακτηριστικών.

*Πίνακας 9.2.: Συντελεστής προσαύξησης των μηχανικών χαρακτηριστικών.**

Τύπος τοιχοποιίας	Ομογενοποίηση ** k_1	Οπλισμένος μανδύας *** k_2	Αρμολόγημα και εγκάρσιες ράβδοι *** k_3	Μέγιστος συντελεστής συνδυασμού k_4
I Ακατέργαστοι (αργοί) λίθοι με μη κανονική δόμηση (αργολιθοδομή)	2	2.5	1.6	3.5
Εξωτερικές στρώσεις από ημικατεργασμένους (ημιλαξευτούς) λίθους και εσωτερική στρώση (πυρήνας) περιορισμένου πάχους με φτωχά μηχανικά χαρακτηριστικών (δίστρωτες, τρίστρωτες τοιχοποιίες)	1.7	2.0	1.5	3.0
III Ακατέργαστοι (αργοί) λίθοι με κανονική δόμηση	1.5	1.5	1.4	2.2
IV Μαλακοί λαξευτοί λίθοι με μη κανονική δόμηση	1.4	1.7	1.1	2.0
V Μαλακοί λαξευτοί λίθοι με κανονική δόμηση	1.2	1.5	1.2	1.8
VI Λαξευτοί λίθοι με κανονική δόμηση	1.2	1.2	-	1.4
VII Συμπαγείς οπτόπλινθοι και ασβεστοκονίαμα	1.2	1.5	1.2	1.8
VIII Διάτρητοι οπτόπλινθοι (ποσοστό οπών < 40%) και ασβεστοτσιμεντοκονίαμα	-	1.3	-	1.3

*Καθορίζονται από το Εθνικό Προσάρτημα (βλ. Υποσημείωση 1, Κεφάλαιο 5).

** Οι προτεινόμενοι συντελεστές προσαύξησης εφαρμόζονται μετά από προκαταρκτικό επιτόπου έλεγχο της δυνατότητας για ομογενοποίηση, καθώς και της αποτελεσματικότητας της μεθόδου. Η αποτελεσματικότητα της ομογενοποίησης ελέγχεται μετά την εφαρμογή της με δοκιμές, π.χ., υπερήχων, πυρήνων (βλ. Ενότητα 3.3).

*** Οι τιμές πρέπει να μειωθούν κατάλληλα στην περίπτωση τοιχοποιίας μεγάλου πάχους (> 0.70m).

Πίνακας 5.1: Τιμές αναφοράς για τα μηχανικά χαρακτηριστικά διαφορετικών τύπων τοιχοποιίας¹: μέσες τιμές² και συντελεστής διακύμανσης³.

Τύπος τοιχοποιίας		f [MPa]	f_t [MPa]	f_{w0} [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	w [kN/m ³]
I Ακατέργαστοι (αργοί) λίθοι με μη κανονική δόμηση (Αργολιθοδομή)	μ	1.5	0.039	-	870	290	19
	c.o.v.	0.29	0.24	-	0.21	0.21	
II Εξωτερικές στρώσεις από ημικατεργασμένους (ημιλαξευτούς) λίθους και εσωτερική στρώση (πυρήνας) περιορισμένου πάχους με φτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά (δίστρωτες, τρίστρωτες τοιχοποιίες)	μ	2.5	0.065	-	1230	410	20
	c.o.v.	0.20	0.19	-	0.17	0.17	
III Ακατέργαστοι (αργοί) λίθοι με κανονική δόμηση	μ	3.2	0.097	-	1740	580	21
	c.o.v.	0.19	0.14	-	0.14	0.14	
IV Μαλακοί λαξευτοί λίθοι με μη κανονική δόμηση	μ	1.8	0.052	-	1080	360	
	c.o.v.	0.23	0.14	-	0.17	0.17	13 έως 16
V Μαλακοί λαξευτοί λίθοι με κανονική δόμηση	μ	2.6	-	0.145	1410	470	
	c.o.v.	0.23	-	0.31	0.15	0.15	
VI Λαξευτοί λίθοι με κανονική δόμηση	μ	7.0	-	0.220	2800	860	22
	c.o.v.	0.14	-	0.14	0.14	0.09	
VII Συμπαγείς οπτόπλινθοι και ασβεστοκονίαμα	μ	3.4	0.114	0.160	1500	500	18
	c.o.v.	0.26	0.21	0.21	0.20	0.20	
VIII Διάτρητοι οπτόπλινθοι (ποσοστό οπών < 40%) και ασβεστοτσιμεντοκονίαμα	μ	6.5	-	0.280	4550	1138	15
	c.o.v.	0.24	-	0.14	0.24	0.24	

¹Καθορίζονται από το Εθνικό Προσάρτημα.

²μ: μέση τιμή.

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

3. ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ-ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ,ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ.

3.1 ΘΕΣΗ – ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

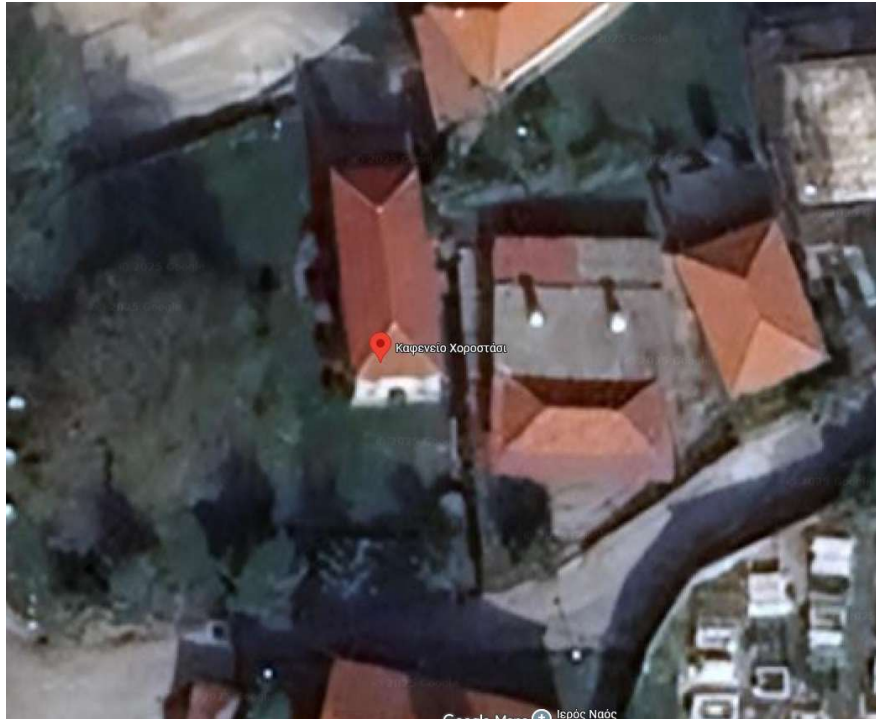
Το κτίριο που θα αναλυθεί βρίσκεται στο χωριό Μικροσπηλιά και είναι ο τόπος καταγωγής μου . Εκεί γεννήθηκαν ο παππούς μου και ο πατέρας μου . Ο πατέρας μου εργάστηκε ως κτίστης οικοδομών ενώ ο παππούς μου ήταν κτίστης πέτρας. Βρίσκεται σε υψόμετρο 720 μ., στις παρυφές του όρους Τζουμέρκα σε απόσταση περίπου 46 χλμ. Β.-ΒΑ. από την Άρτα και ανήκει στη Δημοτική Ενότητα Αγνάντων του Δήμου Κεντρικών Τζουμέρκων.

Βρίσκεται στην κεντρική πλατεία του χωριού και ήταν το σχολείο του χωριού. Στο σχολείο αυτό πήγαν ο πατέρας μου και ο παππούς μου. Ο χρόνος κατασκευής του από μαρτυρίες τοποθετείτε μεταξύ του 1890 με 1900 , επομένως μιλάμε για μια κατασκευή 125 ετών περίπου. Η τελευταία του χρήση είναι καφενείο με την επωνυμία Χοροστάσι.

Σύμφωνα με το επίσημο site του χωριού << στην κεντρική πλατεία της Μικροσπηλιάς βρίσκεται το διώροφο λιθόκτιστο κτήριο του σχολείου στη θέση που φέρει την ονομασία «Παλαιοκκλήσι» και είναι ιδιοκτησία του Ιερού Ναού των Ταξιάρχων. Κτίστηκε, σύμφωνα με την επιγραφή που διασώζεται, το 1899 (17 Ιουνίου), και έχει κηρυχθεί Διατηρητέο Μνημείο Νεωτέρων Χρόνων από το Υπουργείο Πολιτισμού, ως έργο τέχνης το οποίο παρουσιάζει δείγματα απλής ντόπιας αρχιτεκτονικής. Πιθανότατα πρόκειται για το προγενέστερο Κουτσέκι της περιοχής, δηλαδή, τον χώρο συγκέντρωσης και αποθήκευσης σιτηρών αναλογούντων στο φόρο της Δεκάτης. >

3.2 ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΚΗ ΚΑΙ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ

Ακολουθούν πρόσφατες φωτογραφίες.



ΠΡΟΣΑΝΑΤΟΛΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.



Φωτογραφία πιθανότατά την εποχή της Κατοχής.



ΝΟΤΙΟΔΥΤΙΚΗ ΛΗΨΗ



ΒΟΡΕΙΟΔΥΤΙΚΗ ΛΗΨΗ



ΒΟΡΕΙΟΔΥΤΙΚΗ ΛΗΨΗ



ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ



ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ



ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ – ΛΗΨΗ ΝΟΤΙΟ ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ



ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ – ΛΗΨΗ ΒΟΡΕΙΟ ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ



ΠΛΑΤΥΣΚΑΛΟ ΟΡΟΦΟΥ



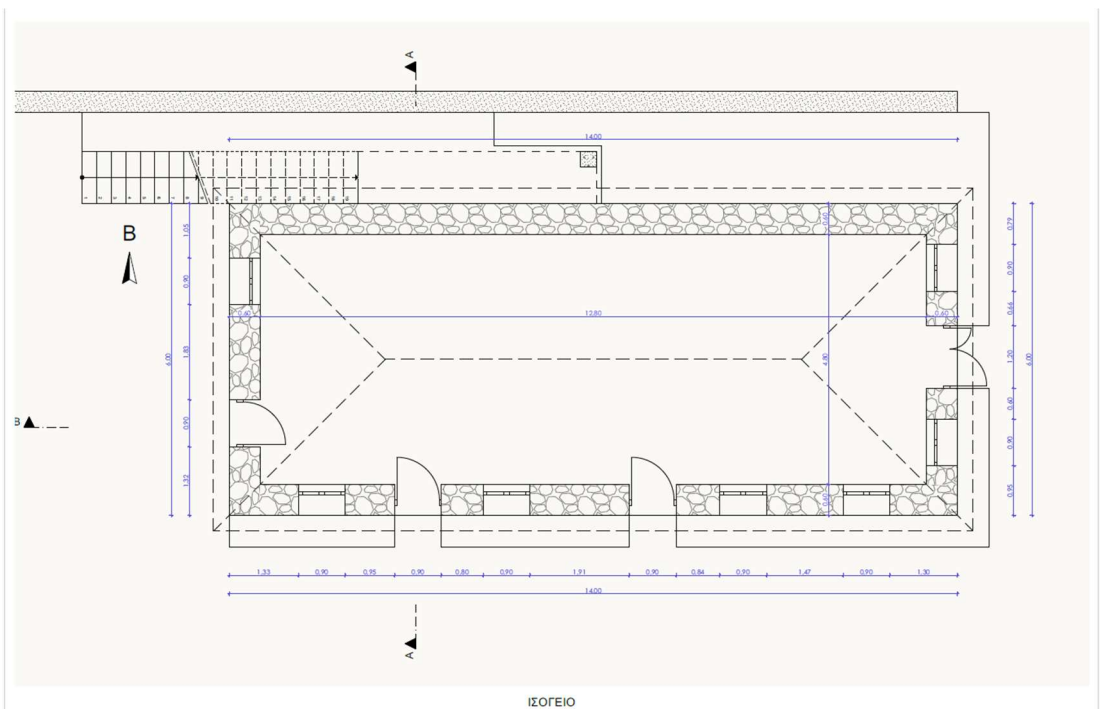
ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΟΡΟΦΟΥ



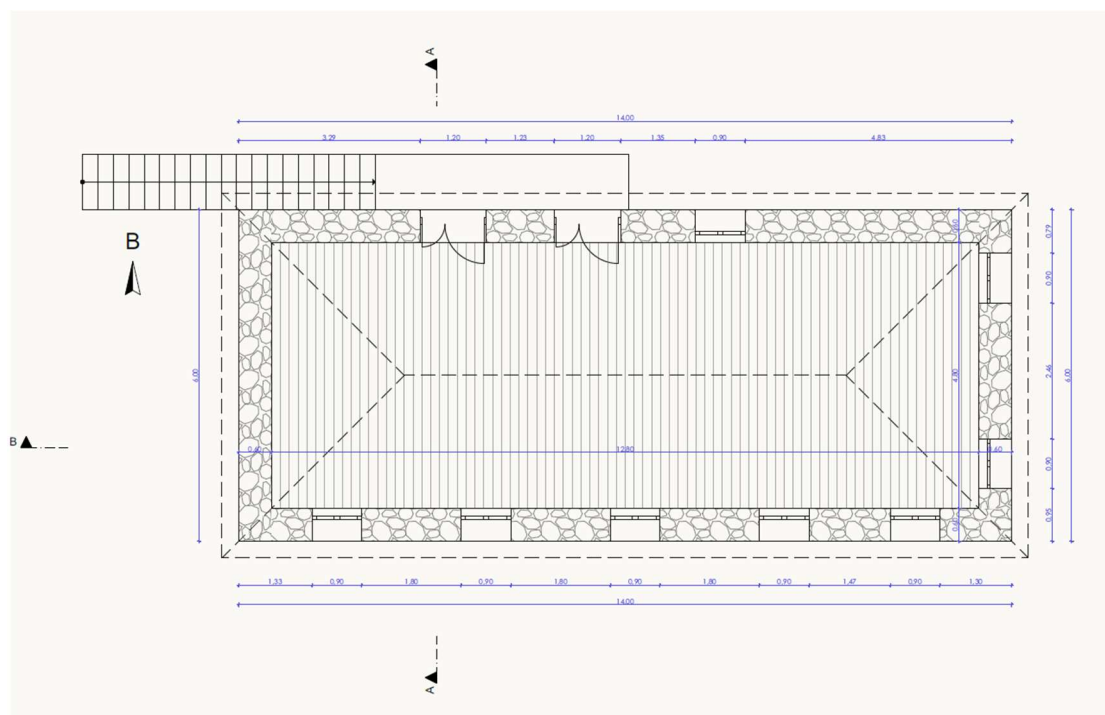
ΧΩΡΟΘΕΤΗΣΗ ΣΤΗΝ ΠΛΑΤΕΙΑ ΤΟΥ ΧΩΡΙΟΥ
ΒΟΡΕΙΑ Ο ΛΟΦΟΣ ΜΕ ΤΟ ΕΚΚΛΗΣΑΚΙ ΠΡΙΝΙΑ

Ακολουθούν τα σχέδια της αρχιτεκτονικής αποτύπωσης του κτιρίου. Έχει αυστηρό ορθογώνιο σχήμα με διαστάσεις 6 μέτρα πλάτος και 14 μέτρα μήκος , με δύο ορόφους με μεικτό ύψος 3 μέτρα ο καθένας . Στα παρακάτω σχέδια της αποτύπωσης έχουμε τις κατόψεις ισογείου και α ορόφου , κάτοψη στέγης , δύο τομές καθώς και τις τέσσερις όψεις .

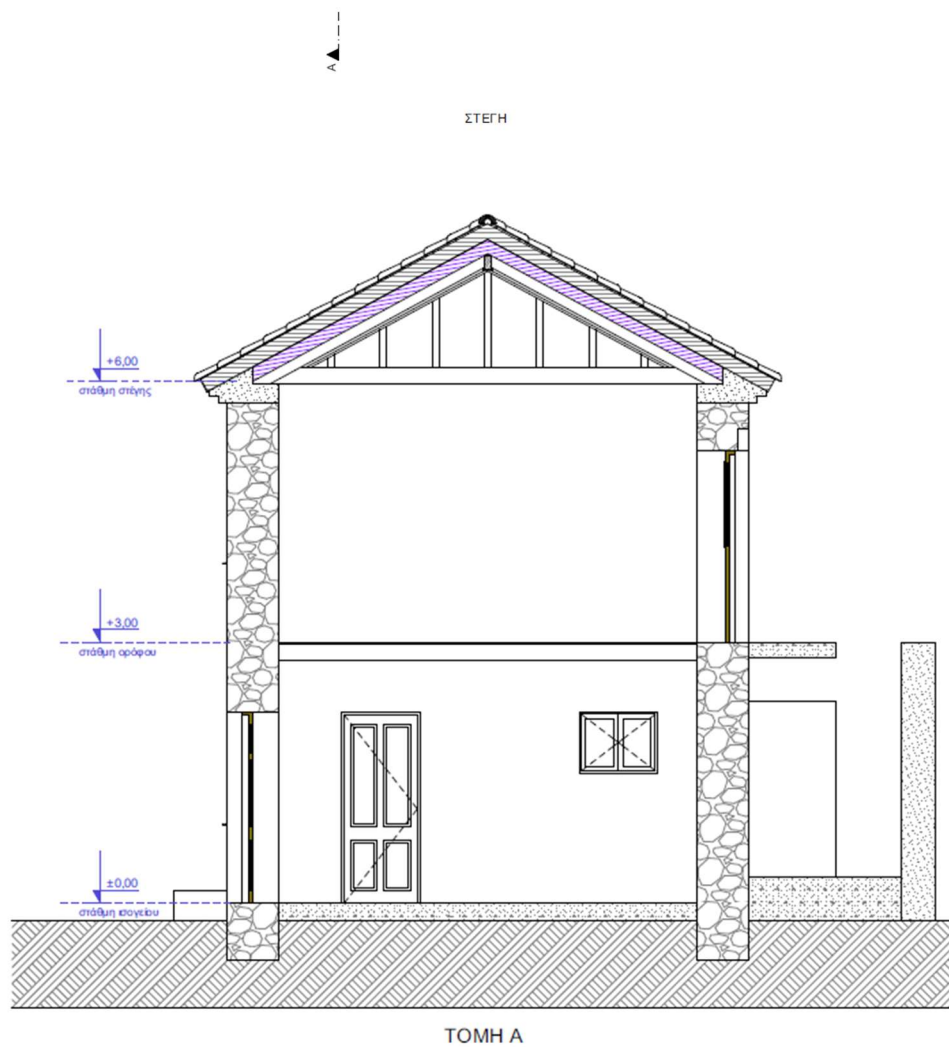
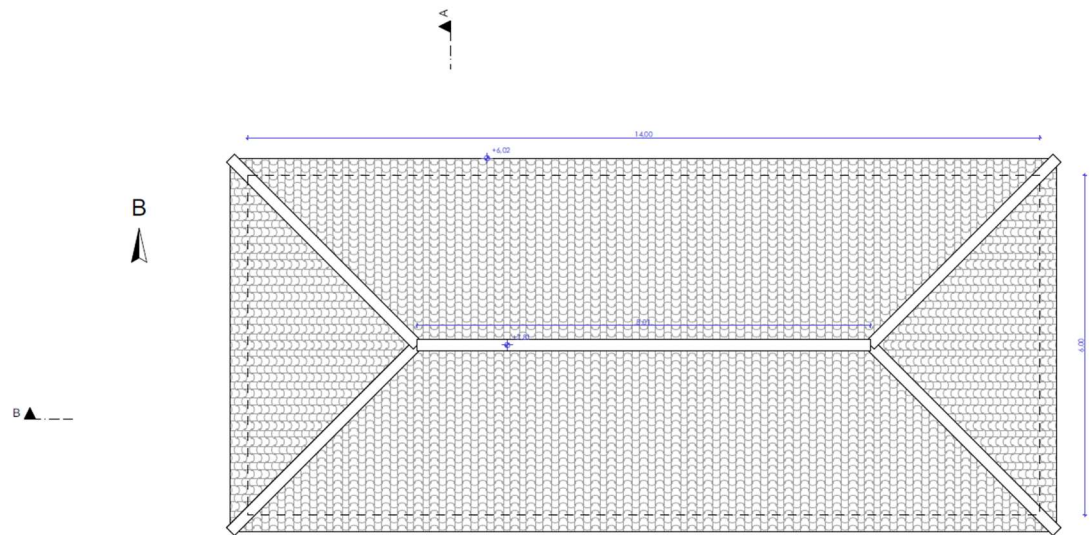
Οι δύο όροφοι δεν επικοινωνούν εσωτερικά. Στο πίσω μέρος του κτιρίου υπάρχει εξωτερική λιθόκτιστη σκάλα. Το ισόγειο είναι ελαφρώς υπερυψωμένο (ένα ρίχτι περίπου 18 εκατοστών) από τον περιβάλλον χώρο που είναι το έδαφος της πλατείας και στην σημερινή του μορφή είναι από ελαφρώς οπλισμένη πλάκα σκυροδέματος (εδαφόπλακα).

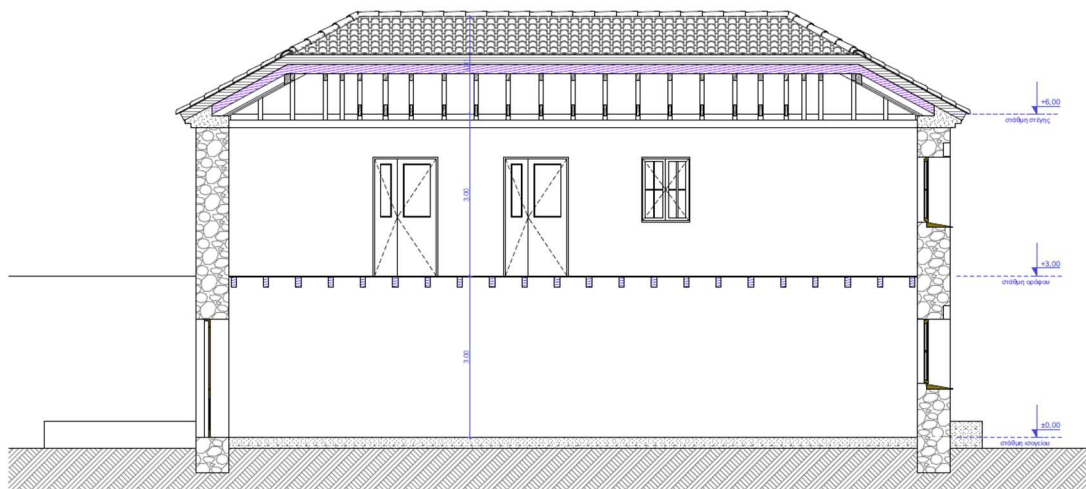


ΙΣΟΓΕΙΟ

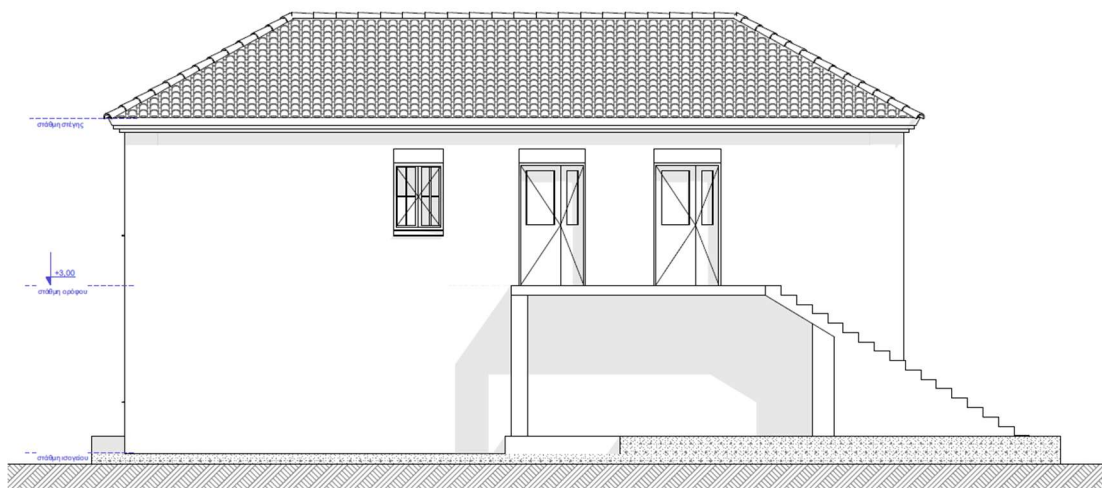


ΟΡΟΦΟΣ

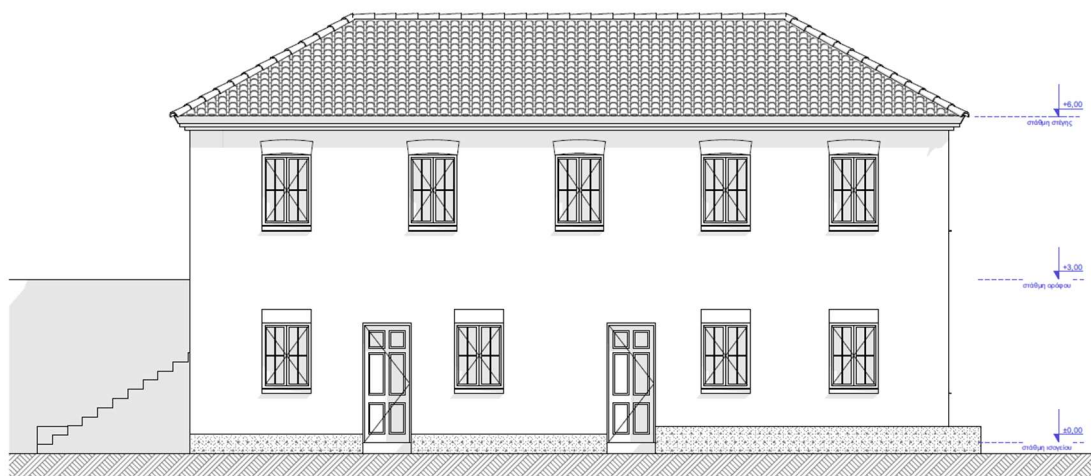




ΤΟΜΗ Β



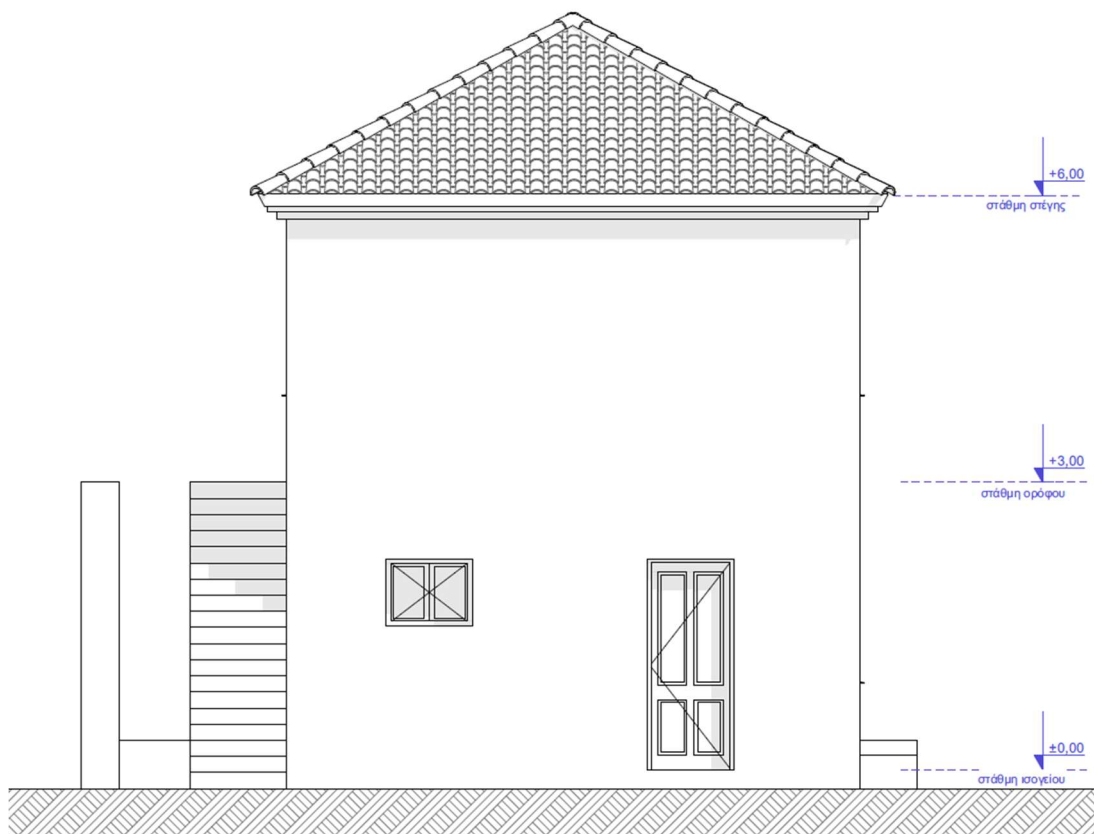
ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ



ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ



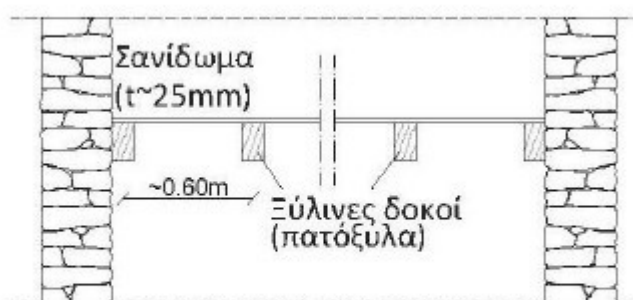
NOTIA ΟΨΗ



ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ

3.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Ακολουθεί περιγραφή του οριζόντιου φορέα του κτιρίου ώστε να υπάρξει μια πρώτη εικόνα της επιρροής του όσον αφορά την δυστένεια , το βάρος τους , τον ισότροπο χαρακτήρα της απόκρισης τους και την επιβολή οριζόντιων ωθήσεων στους υποκείμενους τοίχους. Ο οριζόντιος φέρων οργανισμός ήταν ξύλινο πάτωμα για την οροφή ισογείου και ξύλινη στέγη για την οροφή του ορόφου. Το πάτωμα του α ορόφου ήταν (μέχρι το 2010 περίπου) ξύλινο σανίδωμα επί ξύλινων δοκών στηριζόμενων σε εσοχές μέσα στην τοιχοποιία αμφιέριστα ενώ από κάτω σύμφωνα και με την αρχιτεκτονική της περιοχής οι δοκοί επενδύονταν με ξύλινη οροφή (ταβάνωμα) από τάβλες πλάτους περίπου 20 εκατοστών με πιχάκι στις ματίσεις . Οι ξύλινες δοκοί (πατόξυλα) σε παράθεση ανά απόσταση 60 εκατοστά είχαν διάσταση 10εκ πλάτος επί 18 εκατοστά ύψος (Σ.χ. 3.3.1.) . Επειδή τα πατόξυλα εδράζονται επί της τοιχοποιίας χωρίς επαρκή σύνδεση με την τοιχοποιία , το ξύλινο πάτωμα δεν εξασφαλίζει δυστένεια στο επίπεδο του , επομένως η όποια μικρή διαφραγματική λειτουργία υφίσταται μόνο στην μία διεύθυνση. Εξαιτίας του ότι το βάρος είναι μικρό και παρά την μη έδραση των πατόξυλων σε όλο το πλάτος του τοίχου δεν ασκούνται οριζόντιες ωθήσεις στους υποκείμενους φέροντες τοίχους. Αξίζει να σημειωθεί εδώ ότι στα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία με ξύλινα πατώματα η συνεισφορά της μάζας των δαπέδων στην συνολική μάζα του κτιρίου εκτιμάται στο 15% . Προφανώς το χαρακτηριστικό αυτό επιδρά σημαντικά στην κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων .

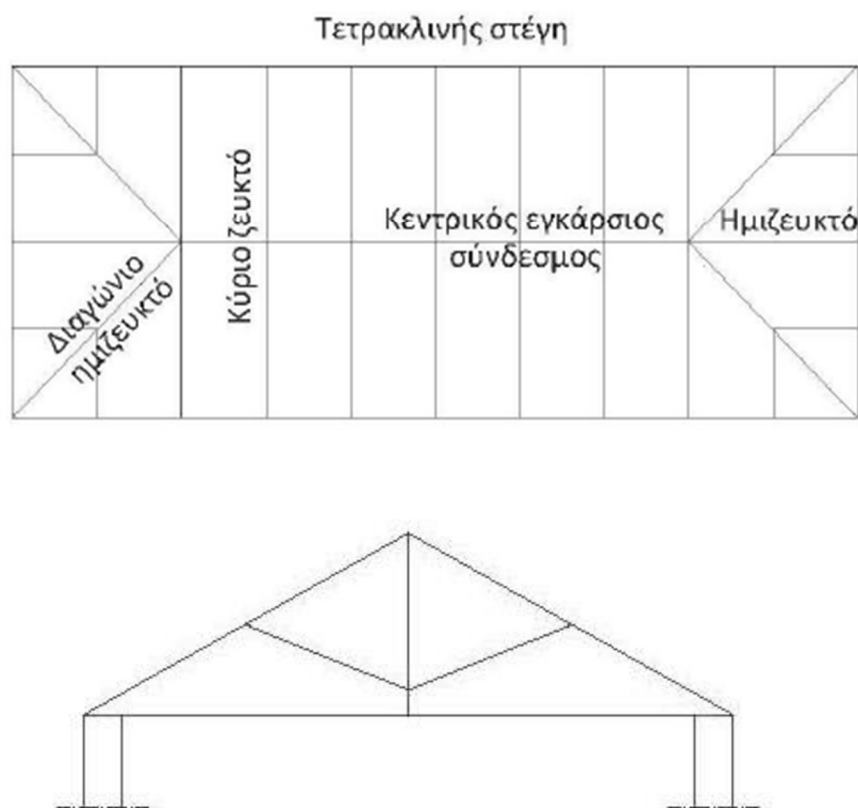


(α) Ξύλινα πατώματα

Σχ. 3.3.1: Λεπτομέρεια ξύλινου πατώματος . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.

Η στέγη ήταν ξύλινη τετράριχτη με κεραμίδια γαλλικού τύπου ενώ από κάτω είχε επικάλυψη με ίδιου τύπου τάβλες όπως του πατώματος (ταβάνωμα) . Ο κύριος φορέας της στέγης ήταν ξύλινα <<αιωρούμενα>> ζευκτά σε διάταξη ανά 2 μέτρα περίπου και

στηρίζονταν επίσης σε φωλιές επί της τοιχοποιίας αλλά σε όλο το πλάτος αυτής. Οι δοκοί του πατώματος και τα ζευκτά της στέγης ήταν παράλληλα στην μικρή πλευρά του κτιρίου , είχαν δηλαδή μήκος περίπου 6 μέτρων και μικρότερο. (Σ.χ. 3.3.2.)



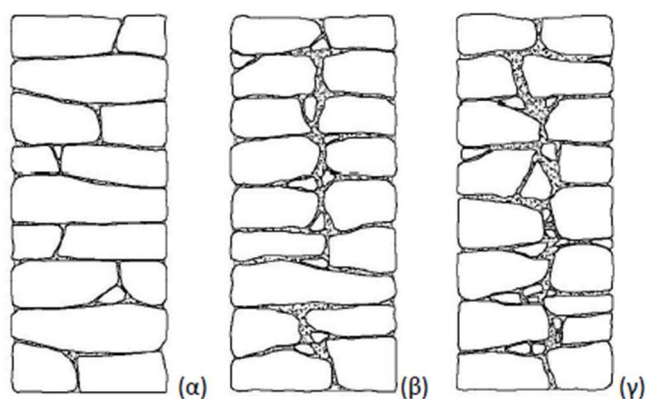
Σχ. 3.3.2: Κάτοψη και τομή στέγης . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.

Η στέγη δεν στηρίζονταν σε ενδιάμεσους τοίχους ,η δικτύωση των ζευκτών δεν ήταν επαρκής και οι συνδέσεις στους κόμβους των ζευκτών ήταν ασθενείς με αποτέλεσμα την επικάθηση της στέγης και την συνακόλουθη ανάπτυξη οριζόντιων ωθήσεων στους τοίχους . Το βάρος της στέγης λόγω των Γαλλικών κεραμιδιών ήταν μικρό με ευεργετικό αποτέλεσμα για τους υποκείμενους φέροντες τοίχους. Η διαφραγματική λειτουργία της στέγης θεωρείται μικρή και μόνο κατά την μία διεύθυνση εξαιτίας της μη ύπαρξης διαζώματος ξύλινου (στρωτήρα) ή άλλου τύπου ισχυρού κορυφαίου διαζώματος στην έδραση των ζευκτών. Επίσης τα ζευκτά όπως αναφέραμε είχαν ανεπαρκή μεταξύ τους δικτύωση , ασθενείς συνδέσεις στους κόμβους και απουσία ισχυρών εγκάρσιων συνδέσμων .

Συμπερασματικά και τα δύο οριζόντια διαφράγματα του κτιρίου ανήκουν στα ευπαραμόρφωτα διαφράγματα , με μειωμένη δηλαδή εντός επιπέδου δυσκαμψία (δυστένεια) . Το 2010 έγινε αντικατάσταση της ξύλινης στέγης με νέα επίσης ξύλινη και

αντικατάσταση του πατώματος του α ορόφου με πλάκα σκυροδέματος . Η αρχική κατάσταση καθώς και οι πρόσφατες επεμβάσεις θα αξιολογηθούν στην συνέχεια της Διπλωματικής Μεταπτυχιακής Εργασίας.

Ο κατακόρυφος φέρων οργανισμός αποτελείται από φέρουσα τοιχοποιία από αργούς φυσικούς λίθους από ασβεστολιθικά πετρώματα της περιοχής. Ο ασβεστόλιθος ανήκει στα ιζηματογενή πετρώματα με πυκνότητα 2.650kg/m^3 και σημαντική θλιπτική αντοχή 35 με 105 MPa. Κατά την έννοια του ύψους είναι κανονική τοιχοποιία με δηλαδή βαθμιδωτή διάταξη των αρμών. Κατά την έννοια του πάχους των 60 εκατοστών είναι άοπλη δίστρωτη με κατακόρυφη στρώση κονιάματος και απουσιάζουν οι διάτονοι. (Σ.χ. 3.3.3.) . Επομένως σύμφωνα με το Παράρτημα Χ του ΚΑΔΕΤ είναι τύπος Τ 1.2.γ. Στα σόκορα της τοιχοποιίας στις θέσεις των πορτών και των παραθύρων διακρίνεται η ως άνω περιγραφή.

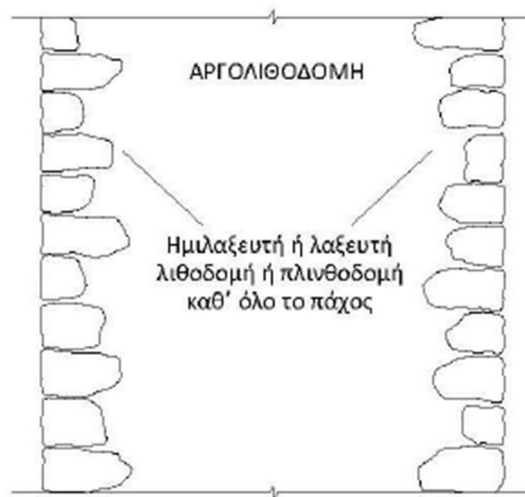


Σχήμα Π.2: Δίστρωτη τοιχοδομή Τ.1.2

Σχ. 3.3.3: Τομές τοιχοδομών . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.

Κατά την έννοια του μήκους είναι μικτή τοιχοποιία αφού διαθέτει λαξευτούς ή ημιλαξευτούς λίθους κατακόρυφα στις θέσεις των συνδέσεων μεταξύ των εγκάρσιων τοίχων και στις γωνίες της κατασκευής. (Σ.χ. 3.3.4.)

Στα ανοίγματα υπάρχει κανονικότητα καθ' ύψος δηλαδή τα ανοίγματα του Β ορόφου είναι στην ίδια κατακόρυφη θέση με τα αντίστοιχα του Ισογείου. Μόνο σε ένα παράθυρο του Β ορόφου της Βορειοδυτικής όψης υπάρχει ασυνέχεια αλλά από κάτω υπάρχει πεσσός . Τα ανώφλια των ανοιγμάτων είναι στο Ισόγειο από ενιαίο επιμήκες λιθάρι με ικανοποιητικό μήκος στήριξης στους εκατέρωθεν πεσσούς , ενώ από πάνω του υπάρχει τοξωτό χτίσιμο των λίθων . Στον Α όροφο τα ανώφλια είναι τοξωτού κτισίματος από σφηνοειδή τοιχοσώματα με σχεδόν οριζόντια διάταξη πάνω από το άνοιγμα . Οι παραστάδες είναι όπως η υπόλοιπη τοιχοποιία αλλά στην όψη υπάρχουν και λαξευτοί λίθοι. Ο τοίχος εσωτερικά και εξωτερικά είναι από εμφανή αρμολογημένη λιθοδομή.



Σχ. 3.3.4: Όψη μικτής τοιχοποιίας . Κωνσταντίνος Σπυράκος . Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.

Στο κτίριο δεν υπάρχουν οριζόντια διαζώματα ξύλινα , μεταλλικά ή από οπλισμένο σκυρόδεμα και ούτε ελκυστήρες ή θλιπτήρες. Η απουσία αυτή έχει αρνητική επίδραση στην απόκριση του κτιρίου σε δυναμική καταπόνηση. Η ύπαρξη ενός ισχυρού διαζώματος ενισχύει την εκτός επιπέδου λειτουργία των τοίχων μεταφέροντας τις οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις κάθετα στο επίπεδο τους , στους εγκάρσιους τοίχους.

Τα κτίρια που κατασκευάζονταν την εποχή εκείνη έχουν ως σύνηθες αερικό τύπου κονίαμα το ασβεστοκονίαμα. Μείγμα δηλαδή ασβέστου και αδρανές μικρής κοκκομετρικής διαβάθμισης συνήθως άμμος . Η αναλογίες κυμαίνονται μεταξύ 1:1,5 και 1:3 (μέρη κατά όγκο ασβέστος : άμμος). Η ασβέστος προέρχεται από την όπτηση ασβεστολιθικών πετρωμάτων και έχει σύσταση ανθρακικού ασβεστίου .Το ασβεστοκονίαμα εμφανίζει υψηλή πλαστικότητα , καλή πρόσφυση και σταθερό όγκο αλλά χαμηλές αντοχές της τάξης των 0,7-1,5 MPa. Τα επιχρίσματα της εποχής είναι επίσης ασβεστοκονιάματα με οργανικές ενισχύσεις (τρίχες ζώων) για βελτιωμένη συνοχή. Υδραυλικά κονιάματα με υδραυλική ασβέστο (ασβέστος με αυξημένη περιεκτικότητα σε οξείδια αργιλίου και πυριτίου) και ανάμιξη με ποζολάνες υπήρχαν εκείνη την εποχή αλλά για πιο σημαντικά έργα όπως γέφυρες κτλ. Τα τσιμεντοκονιάματα εμφανίζονται στον Ελλαδικό χώρο συστηματικά μεταγενέστερα το 1920 με 1930 . Στο κτίριο εμφανίζονται αρμολογήματα από τσιμεντοκονίαμα σε διάφορες προσπάθειες συντήρησης του κτιρίου.

Τα κτίρια της εποχής αυτής με φορέα φέρουσας τοιχοποιίας έχουν ως θεμελίωση συνεχής λιθοδομή μεγαλύτερου πάχους από τον υπερκείμενο τοίχο , με όμοιους λίθους και κονίαμα , με έδραση απευθείας στο έδαφος. Γεωμετρικά αναμένουμε πλάτος τριάντα

εκατοστά μεγαλύτερο της τοιχοποιίας εκατέρωθεν και μικρό βάθος από εξήντα εως εκατό εκατοστά περίπου. Η εικόνα αυτή διαπιστώνεται και σε άλλα κτίρια της περιοχής .

Το κτίριο ανήκει στην πιο διαδομένη κατηγορία στην Ελλάδα δηλαδή στην κατηγορία II. Μορφολογικά τα κτίρια της κατηγορίας αυτής είναι από φέρουσα τοιχοποιία με πατώματα με ξύλινους δοκούς. Επειδή οι δοκοί δύναται να αντικατασταθούν χωρίς να επηρεάσουν τον κατακόρυφο φέρον οργανισμό εμφανίζουν λειτουργική αυτονομία μεταξύ οριζόντιου και κατακόρυφου φορέα. Στα κτίρια αυτά έχουμε τα ακόλουθα γενικά χαρακτηριστικά . Λόγω της δράσης των θερμικών φορτίων παρατηρούνται συνεχώς αυξανόμενες ρηγματώσεις στις συνδέσεις των τοίχων. Η στήριξη των δοκών σε φωλιές επι της τοιχοποιίας αποδυναμώνουν στην θέση αυτή την δομή της λόγω της ασυνέχειας που προκαλούν. Σημαντικά αρνητική επίδραση για στατικά αλλά και δυναμικά φορτία έχει η ανάπτυξη της τοιχοποιίας καθ' ύψος στους περιμετρικούς τοίχους . Η έκκεντρη φόρτιση των δοκών αναπτύσσει ροπές ανατροπής των περιμετρικών τοίχων ιδιαίτερα στην περίπτωση του σεισμού. Επειδή και στο κτίριο μας απουσιάζουν σύστημα ελκυστήρων ή περιμετρικό διάζωμα μόνο η επαρκής σύνδεση των τοίχων μπορεί να επιδράσει θετικά στην συμπεριφορά του κτιρίου ως συνόλου. Τα κτίρια αυτά μπορούν να αποκτήσουν συμπεριφορά κτιρίων κατηγορίας III (κτίρια φέρουσας τοιχοποιίας με πατώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα) με αύξηση της δυσκαμψίας των πατωμάτων (π.χ. διπλή σχάρα δοκών ανά επίπεδο και με αλλαγή διεύθυνσης) , προσθήκη ελκυστήρων , διαζωμάτων , αντηρίδες στους περιμετρικούς τοίχους και υπέρθυρα με επαρκή αγκύρωση. Προφανώς μετά την αντικατάσταση της στέγης και την αντικατάσταση του ξύλινου πατώματος που υλοποιήθηκε το 2010 το κτίριο μετατράπηκε σε συνδυασμό κατηγορίας II και κατηγορίας III.

Από μαρτυρίες κατοίκων του χωριού γνωρίζουμε ότι το κτίριο κατασκευάστηκε το 1899 σε μια φάση , δηλαδή και οι δυο όροφοι. Τα τελευταία χρόνια όπου λειτουργούσε ως καφενείο είχε γίνει κατ' επέκταση μια μικρή κουζίνα περίπου 4 μέτρα ακόμα μήκους και στο ίδιο πλάτος των 6 μέτρων από φέρουσα οπτοπλινθοδομή και ξύλινη κεραμοσκεπή . Πλέον δεν υφίσταται γιατί κατεδαφίστηκε. Σαν χρήσεις είχε αυτή του Σχολείου , Κοινοτικό κατάστημα και καφενείο χωρίς όμως διαφοροποίηση στα φορτία . Η χρήση του ορόφου τα τελευταία 30 χρόνια είναι εξαιρετικά περιορισμένη. Δεν υπάρχουν καταγραφές για σημαντικές βλάβες ή φθορές κατά το παρελθόν που να απαιτήσαν σημαντικές αποκαταστάσεις , πέρα από περιορισμένες εργασίες συντήρησης όπως αρμολογήματα , επισκευές στην επικεράμωση , χρωματισμοί , διορθώσεις στο εσωτερικό αρμολόγημα κτλ. Μόνο το 2010 έγινε όπως προαναφέραμε το δάπεδο του ορόφου από ξύλινο σε πλάκα σκυροδέματος και αντικατάσταση της ξύλινης στέγης με συνολική ανακατασκευή. Τέλος δεν

υπήρξε άλλη δράση που να επηρέασε το κτίριο μέχρι τώρα όπως πυρκαγιά , σεισμός , πρόσκρουση ή κατασκευή μεγάλου γειτονικού έργου .

3.4 ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ.

Από τον επι τόπου οπτικό έλεγχο δεν παρατηρήθηκαν βλάβες ή φθορές όπως παραμορφώσεις δομικών στοιχείων , αποκλίσεις από την κατακόρυφο ή την οριζόντια διεύθυνση, απολεπίσεις ή θραύσεις λιθοσωμάτων , ρωγμές , τοπικές αστοχίες και ούτε βλάβες λόγω φυσικοχημικών δράσεων. Για τις ρωγμές δε , έγινε λεπτομερείς αναζήτηση και το μόνο που διαπιστώθηκε ότι μειωμένες και σπάνιες τριχοειδής ρωγμές στο αρμολόγημα ,με μικρό διαχωρισμό από το λιθόσωμα πιθανότητα από συστολή συρρίκνωσης κατά την εφαρμογή του και την έλλειψη διαβροχής.

3.5 ΣΤΟΧΟΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.

Σύμφωνα με την παράγραφο 2.3.1 του ΚΑΔΕΤ για τα νέα κτίρια προβλέπεται στόχος επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού B1 <<Σημαντικές βλάβες>>. Σε αυτήν την στάθμη επιτελεστικότητας ο σεισμός σχεδιασμού έχει μέση περίοδο επαναφοράς 475 έτη και πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.

Το κτίριο μας ανήκει προφανώς σε Κατηγορία Σπουδαιότητας II <<συνήθη κτίρια>>. Σύμφωνα με το Παράρτημα 2.1 του ΚΑΔΕΤ ο ελάχιστος αποδεκτός στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφιστάμενων κτιρίων για Κατηγορία Σπουδαιότητας II είναι σεισμική κλάση Γ1 (Πίνακας ΠΑ.2.1 σελίδα 2-21) . Εναλλακτικά να βελτιωθεί η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου κατά μία σεισμική κλάση του Πιν. 2.1 της παραγρ. 2.2 (στάθμη επιτελεστικότητας B- <<σημαντικές βλάβες>> ανώτερη όχι μόνο από αυτή που ανήκει το κτίριο κατά την αποτίμηση αλλά και από την ελάχιστη βασική σεισμική κλάση του Πίνακα ΠΑ.2.2 που στην περίπτωση μας είναι B3 εφόσον μιλάμε για κτίριο χωρίς κανονισμούς Μελέτης και Κατασκευής (έτος κατασκευής 1899) .

Παρά τις ευεργετικές δυνατότητες του κανονισμού , για τις ανάγκες της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας επιλέγεται ως στόχος ανασχεδιασμού στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού B1, όμοια δηλαδή με νέου κτιρίου.

3.6 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ (Σ.Α.Δ.)- ΔΙΕΡΕΥΝΗΤΙΚΕΣ ΕΡΓΑΣΙΕΣ

Σύμφωνα με την παράγραφο 3.10.2 του ΚΑΔΕΤ διακρίνονται τρεις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων: «Υψηλή» , «Ικανοποιητική» και «Ανεκτή» οι οποίες με την σειρά τους αντιστοιχούν στα επίπεδα γνώσης (ΕΓ ή ΚΛ) 1 έως 3 (περιορισμένη, κανονική, πλήρης)

του ΕΚ 8-3 (§ 3.3). Η στάθμη αξιοπιστίας που θα επιλεγεί καθορίζει κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας για ορισμένες δράσεις και κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών.

Για το συγκεκριμένο κτίριο επιλέγεται Ικανοποιητική Στάθμη Δεδομένων. Με όσα έχουν μέχρι τώρα αναφερθεί όσον αφορά το υφιστάμενο κτίριο, καλύπτονται οι απαιτήσεις αυτής της Σ.Α.Δ. αναφορικά με την αποτύπωση του κτιρίου, το ιστορικό του κτιρίου και την καταγραφή φθορών και βλαβών. Όσον αφορά την τεκμηρίωση των υλικών, για την συγκεκριμένη Σ.Α.Δ., θα απαιτηθούν λήψεις δειγμάτων λιθοσωμάτων και κονιαμάτων και επιπλέον μέσω επί τόπου εφαρμογής μη καταστρεπτικών τεχνικών στο 30% των πεσσών και τοίχων και στο 15% των υπέρθυρων δίσκων.

Επιλέγεται η λήψη τριών πυρήνων σε κατάλληλες αντιπροσωπευτικές θέσεις στο ισόγειο και τρεις θέσεις στον Α όροφο. Τα καρότα μετά από εργαστηριακό έλεγχο θα υποβληθούν σε θλίψη για να καθοριστούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας ενώ η μορφολογία τους θα δώσει χρήσιμες πληροφορίες για την δόμηση κατά το πάχος, ύπαρξη ή μη κενών και κατά το πόσο η εικόνα είναι σταθερή στο κτίριο. Ο υπόλοιπος αριθμός ελέγχων θα ικανοποιηθεί με μη καταστρεπτικές μεθόδους όπως κρουσιμέτρηση για την θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων και δοκιμή χαραγής για την θλιπτική αντοχή του κονιάματος.

Εάν το κονίαμα είναι σε κατάσταση ώστε να είναι δυνατή η αποκοπή δοκιμών θα γίνει εργαστηριακή μέτρηση της εφελκυστικής αντοχής του κονιάματος με εφαρμογή της μεθόδου των θραυσμάτων. Μεταλλικά στοιχεία δεν ανιχνεύθηκαν και ως εκ τούτου δεν θα υπάρξουν εργαστηριακοί έλεγχοι. Τέλος δεν θα γίνουν εργαστηριακοί έλεγχοι για τα ξύλινα στοιχεία διότι δεν προβλέπεται η διατήρησή τους.

Επιπλέον επειδή η τοιχοποιία είναι εμφανής σε όλες τις όψεις εσωτερικά και εξωτερικά, είναι εύκολη η τεκμηρίωση του τρόπου δομήσεως της τοιχοποιίας με απλό οπτικό έλεγχο για τα ακόλουθα: α) Ο τρόπος δομήσεως κατά τις δυο όψεις. β) Ο τρόπος δομήσεως στις γωνίες του κτιρίου, στις συνδέσεις των τοίχων και στην πλαισίωση των ανοιγμάτων καθώς και η διαμόρφωση του ανωφλιού. γ) η ύπαρξη οριζοντίων διαζωμάτων στη στάθμη των πατωμάτων, στη στέψη των τοίχων και πάνω και κάτω από τα ανοίγματα.

Τέλος επειδή δεν διαπιστώνονται στο κτίριο βλάβες οι οποίες να αποδίδονται στο έδαφος θεμελίωσης ή σε ανεπάρκεια των θεμελίων, θα γίνει μια μόνο διερευνητική τομή.

Κρίνεται ότι για το συγκεκριμένο κτίριο δεν απαιτούνται πιο πολύπλοκες μεθόδους διερεύνησης όπως ενδοσκόπηση, μέτρηση τασικών κυμάτων (μη καταστρεπτικοί μέθοδοι) ή εφαρμογή υδραυλικών γρύλων (ημι-καταστρεπτική μέθοδος) και εργαστηριακή μέτρηση

θλιπτικής αντοχής τοιχίσκων ή ακόμα ενόργανη παρακολούθηση . Η αξιολόγηση τέτοιων αποτελεσμάτων απαιτεί σημαντική επιστημονική εμπειρία και το κόστος τους δικαιολογείται σε πιο σημαντικές κατασκευές με έντονο ιστορικό και πολιτιστικό ενδιαφέρον.

3.7 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ - ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΡΗΜΗΝ ΤΙΜΩΝ

Προφανώς οι εργαστηριακοί έλεγχοι θα μας δώσουν τα μηχανικά χαρακτηριστικά των λιθοσωμάτων , του κονιάματος και της τοιχοποιίας . Συγκεκριμένα την θλιπτική τους αντοχή. Μπορούμε όμως με βάση των ΚΑΔΕΤ και επί τόπου απλή εξέταση των λιθοσωμάτων με γεωλογικό σφυρί και μαχαίρι να κατατάξουμε τα λιθοσώματα ως προς την αντοχή τους με την βοήθεια του πίνακα Π3.1. Με βάση την κατάταξη του λιθοσώματος και τον Π3.2 προκύπτουν ερήμην τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών των λιθοσωμάτων .

Στον πίνακα Π3.4 έχουμε εκτίμηση αντοχών παλαιών κονιαμάτων . Με βάση τις παρατηρήσεις μας για ασβεστολιθικά λιθοσώματα και ασβεστοκονίαμα επιλέγουμε τα εξής: Το λιθόσωμα θραύεται με περισσότερο από έναν κτύπους με γεωλογικό σφυρί επομένως χαρακτηρίζεται ως ισχυρό, οπότε και επιλέγονται οι χαμηλές τιμές του πίνακα Π3.2 υπέρ ασφαλείας για πέτρωμα ασβεστολιθικό.

- Φαινόμενη πυκνότητα $\rho = 2,40 \text{ gr/cm}^3$
- Αντοχή σε θλίψη λιθοσώματος $f_b = 18 \text{ MPa}$
- Αντοχή σε εφελκυσμό $3,50 \text{ MPa}$
- Μέτρο ελαστικότητας $E = 10,50 \text{ GPa}$
- Αντοχή σε θλίψη ασβεστοκονιάματος $f_m = 0,40 \text{ MPa}$ (πίνακας Π3.4)

Με διαδικασία χρήσης πινάκων μπορούμε να έχουμε τιμές για τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας σύμφωνα με μεθοδολογία που προτείνεται στον αναθεωρημένο Ευρωκώδικα 8 Μέρος 3 .(EC8-3) (Κωνσταντίνος Σπυράκος - Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία. Σελίδα 89-90, Πίνακας 5.1 και 5.2). Το είδος της τοιχοποιίας του κτιρίου μας ανήκει στον τύπο III – ακατέργαστοι αργοί λίθοι με κανονική δομή . Οι τύποι του πίνακα καθορίζονται από το Εθνικό Προσάρτημα. Για τον συγκεκριμένο τύπο έχουμε τις παρακάτω τιμές :

- Θλιπτική αντοχή $f = 3.20 \text{ MPa}$
- Εφελκυστική αντοχή $f_t = 0.097 \text{ MPa}$
- Διατμητική αντοχή απουσία κατακόρυφου φορτίου $f_{vd} = - \text{MPa}$
- Μέτρο ελαστικότητας $E = 1.740 \text{ MPa}$

- Μέτρο διάτμησης $G=580 \text{ MPa}$
- Ειδικό βάρος $w=21 \text{ kN/m}^3$

Από τον αντίστοιχο πίνακα Π 5.2 για τοιχοποιίες που συμμορφώνονται σε κανόνες καλής πρακτικής, προκύπτουν διορθωτικοί συντελεστές λ_1 για καλό κονίαμα, λ_2 για κανονική αλληλεμπλοκή και λ_3 για εγκάρσια σύνδεση. Στην περίπτωση μας και για τοίχο τύπου III μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε τον διορθωτικό συντελεστή $\lambda_2=1,10$ για κανονική αλληλεμπλοκή ο οποίος θα μας αυξήσει τις προηγούμενες τιμές κατά τις 10%. Οι υπόλοιποι κανόνες καλής πρακτικής δεν υφίστανται. Για εφαρμογή συντηρητικών αποτελεσμάτων στην αποτίμηση δεν κάνουμε χρήση του λ_2 . Άλλωστε όλες οι παραπάνω τιμές θα μπορούν στο θεωρητικό μας παράδειγμα να συγκριθούν και με τα εργαστηριακά αποτελέσματα.

Κατά τον EN 1996-1-1 η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας για κονίαμα γενικής εφαρμογής μπορεί να προσδιοριστεί από την σχέση $f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3}$. (Φυλλίτσα Β. Καραντώνη - Κατασκευές από Τοιχοποιία. Σχεδιασμός και Επισκευές – σελίδα 68, σχέση 2.1.6). Η σχέση ισχύει υπό προϋποθέσεις που αναφέρονται στο Ευρωκώδικα 6 και έστω για χάρη του παραδείγματος ότι ικανοποιούνται. Το $K=0,50$ προκύπτει από τον πίνακα 2.1.7 για τοιχόσωμα φυσική πέτρα και κονίαμα γενικής εφαρμογής. Με αντικατάσταση των ερήμην τιμών που επιλέξαμε κατά ΚΑΔΕΤ προκύπτει.

$$f_k = 0,50 \times 18^{0.7} \times 0,40^{0.3} = 2,87 \text{ MPa} < 3,20 \text{ MPa} \text{ τιμή από πίνακα EC8-3.}$$

Οι δύο τιμές είναι συγκρίσιμες και προέκυψαν από συνδυασμό τιμών του ΚΑΔΕΤ και του Ευρωκώδικα. Εναλλακτικά μπορεί να γίνει χρήση της σχέσης Σ6.3 του ΚΑΔΕΤ $f_{wc} = \xi \left[\left(\frac{2}{3} \right) \sqrt{f_{bc} - f_0} + f_{mc} \right] = 1 \left[\left(\frac{2}{3} \right) \sqrt{18 - 0,50} + 0,40 \right] = 2,73 \text{ MPa}$

3.8 ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το κτίριο μας είναι από αυστηρό ορθογώνιο σχήμα με λόγο πλευρών 2,33 χωρίς εσοχές και με σχετική συμμετρία ανάπτυξη πεσσών εκτός από την ανατολική πλευρά που δεν διαθέτει ανοίγματα. Επομένως είναι συμμετρικό με κανονικό σχήμα και έχει απλότητα στην κάτοψη του αλλά και σωστή καθ' ύψος ανάπτυξη. Δεν υπάρχουν πρόβολοι ή έρκερ επομένως δεν υπάρχει η αρνητική επίδραση των στοιχείων αυτών. Η μεγαλύτερη του πλευρά είναι 14 μέτρα μικρότερη των 40 μέτρων για ζώνη σεισμικότητας II. Στην μεγάλη πλευρά του οι τοίχοι καταλαμβάνουν το 20% της επιφάνειας του κτιρίου και στην μικρή το 8,57% επομένως ικανοποιούν το όριο του 4%.

Το αρχικό μας κτίριο μας δεν έχει δάπεδα σκυροδέματος, αλλά ξύλινο πάτωμα και ξύλινη στέγη. Δεν υπάρχει αποτελεσματική διαφραγματική λειτουργία και το χαρακτηριστικό αυτό θα επιδράσει αρνητικά στις αντοχές του σε σεισμό. Οι τοίχοι του κτιρίου έχουν πάχος

60 εκατοστά (μεγαλύτερο από το ελάχιστο των 35 εκατοστών) και η μέση λυγνότητα h/t είναι 5 (μικρότερη από 9) ικανοποιώντας τα σχετικά κριτήρια. Το κτίριο έχει διάσταση 6 x 14 μέτρα και έχει απουσία οριζοντίων διαφραγμάτων. Οι δύο τοίχοι των 14 μέτρων έχουν μεγάλο μήκος , απέχουν πολύ από μια διάταξη 4,5 μέτρων (Unido , 1984) και θα διαπιστώσουμε κατά την ανάλυση , την καμπτική τους ευαισθησία. Δηλαδή το κτίριο , όσον αφορά την απόσταση των φερόντων τοίχων , μειονεκτεί. Ένας νέος εγκάρσιος φέρον τοίχος περίπου στο μέσο τους , με σωστή κατασκευαστική αλληλεμπλοκή στις γωνίες , θα ήταν ανακουφιστικός και πιθανός ένα από τα μέτρα ενίσχυσης.

Τα ανοίγματα στο κτίριο μας είναι συγκεντρωμένα στην δυτική όψη ενώ στην ανατολική όψη και κυρίως στο ισόγειο δεν υπάρχουν ανοίγματα. Προφανώς δεν έχουμε συμμετρική ανάπτυξη πεσσών και ανοιγμάτων στις δύο αυτές πλευρές. Διαφοροποίηση έχουμε και στην νότια και βόρεια πλευρά. Η καθ' ύψος χωροθέτηση των ανοιγμάτων δεν είναι προβληματική . Στην εσωτερική φωτογραφία διακρίνεται ότι κάτω από ζευκτό υπάρχουν ανοίγματα (και πυκνή διάταξη ζευκτών ανά ένα μέτρο) αλλά μετά την ενίσχυση με ισχυρό διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος η τοποθέτηση αυτή παύει να είναι απαγορευτική. Τα ανώφλια σε κάθε στάθμη είναι ισοϋψή . Στον δυσμενέστερο δυτικό τοίχο του ισογείου το συνολικό μήκος των ανοιγμάτων είναι μικρότερο από το 50% του μήκους του και συγκεκριμένα είναι $6 \times 0.90 / 14 = 38,57\%$. Τέλος και ο περιορισμός $(l/h)_{\min}$ EN 1998-1 ικανοποιείται.

Η κατανομή των ακαμψιών καθ' ύψος στο κτίριο αναφοράς μας δεν κρίνεται προβληματική . Σε αυτό συντείνει και η μη διαφοροποίηση χρήσης ανά στάθμη. Το κτίριο μας αποτελείται από δύο ορόφους και ως παράγοντας δρα ανακουφιστικά .

Το κτίριο μας δεν διαθέτει δομικά στοιχεία που θα πρέπει να εξεταστούν περεταίρω για την επάρκεια τους. Δεν διαθέτει πρόβολο ή μαρκίζα , αέτωμα και καμινάδα. Δεν παρατηρήθηκαν εσοχές σε φέροντες τοίχους . Για την στέγη και την θεμελίωση θα αναφερθούμε σε επόμενους παραγράφους.

Στον Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1) και στο Κεφάλαιο 9 καθορίζονται στα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία , ποιες απαιτήσεις πρέπει να πληρούν. Τα φυσικά λιθοσώματα θεωρούνται τοιχοσώματα Ομάδας 1 , ενώ για τα κονιάματα υπάρχει ονομαστική κατάταξη με βάση την χαρακτηριστική θλιπτική τους αντοχή . Το ασβεστοκονίαμα του κτιρίου μας είναι προφανώς κατηγορία μικρότερη και από την M 2.5 (0.40MPa <2.50MPa) .

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 και το Εθνικό Προσάρτημα , η φέρουσα τοιχοποιία εξασφαλίζει χαμηλή πλαστική ικανότητα και σε ζώνες υψηλής σεισμικότητας όπως η Ελλάδα, δεν επιτρέπεται η χρήση της. Επιτρέπεται σε περιοχές $ag.S < 0.24g$ (ζώνη

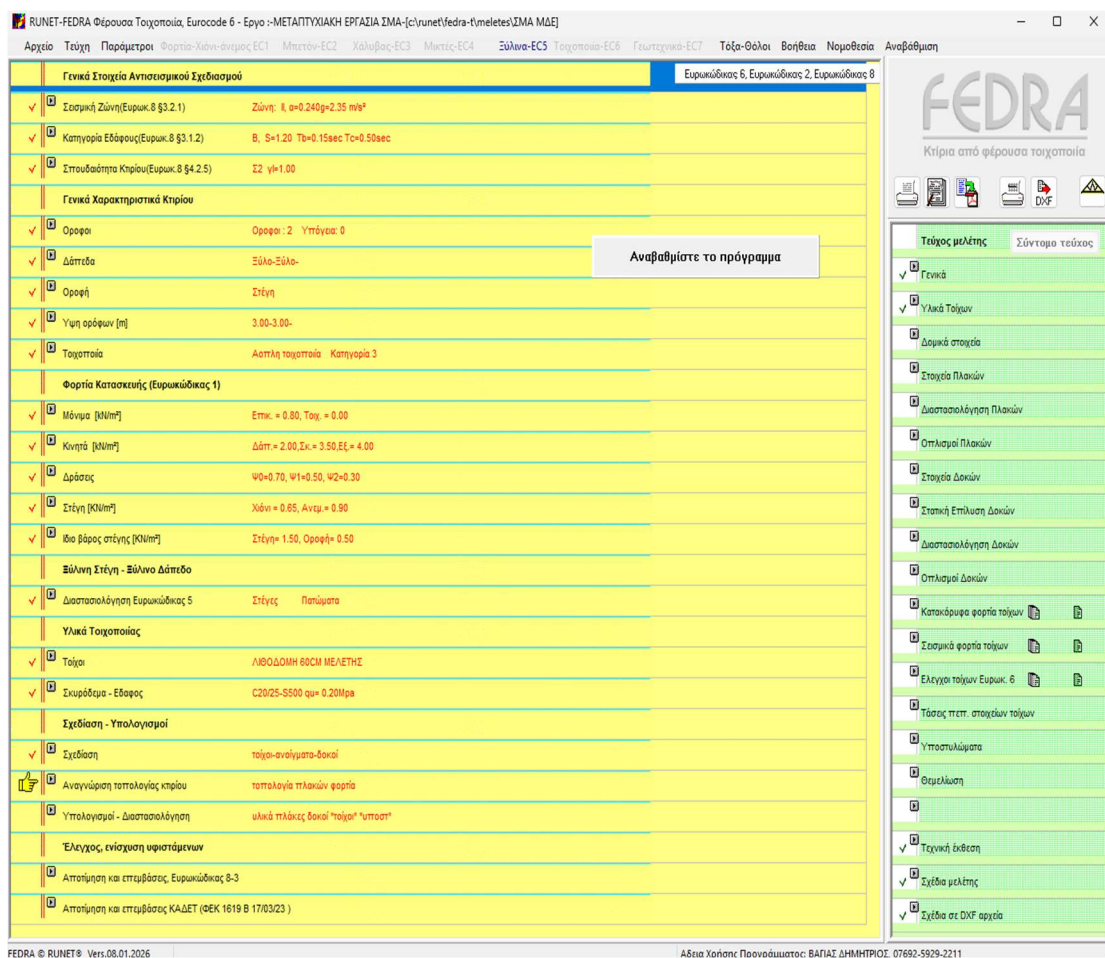
σεισμικότητας I δηλαδή) με περιορισμούς όπως ,το ενεργό πάχος του τοίχου (μεγαλύτερο των 35 εκατοστών) ,τον λόγο του ενεργού ύψους προς το ενεργό πάχος ($h_{ef}/t_{ef} > 9$) καθώς και για το λόγο του μήκους του πεσσού προς το μήκος του μεγαλύτερου συντρέχοντος ανοίγματος ($l/h > 0.50$) . Συνεπώς στην Άρτα που ανήκει σε Ζώνη σεισμικής II δεν επιτρέπεται να κατασκευαστεί νέο κτίριο από άοπλη τοιχοποιία όπως το δικό μας ακόμα και αν ικανοποιεί τις ανωτέρω γεωμετρικές απαιτήσεις.

Τέλος υπάρχουν γενικές απαιτήσεις όπως: α) Σύνδεση των τοίχων και των δαπέδων στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις και καθέτως η οποία θα πραγματοποιείται με μεταλλικούς δοκούς ή από οπλισμένο σκυρόδεμα.(Στην περίπτωση του κτιρίου μας δεν ικανοποιείται η απαίτηση αυτή) . β) Χρήση οποιοδήποτε είδους δαπέδου με διαφραγματική λειτουργία και εξασφάλιση συνέχειας . (Το υφιστάμενο ξύλινο πάτωμα και η παλιά στέγη δεν ικανοποιούν αυτή την απαίτηση του κανονισμού.) γ) Διάταξη τοίχων σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις. (Έχουμε τέτοια διάταξη.)

Τέλος το κτίριο δεν μπορεί να καταταχθεί στα απλά κτίρια διότι ο λόγος της μικρής προς την μεγάλη πλευρά είναι 0.43 ενώ έπρεπε να είναι μικρότερος του 0.25 , ενώ επίσης έπρεπε να δημιουργείται διάταξη εγκάρσιων τοίχων το πολύ ανά 7 μέτρων . Δεν ικανοποιεί και άλλες απαιτήσεις των απλών κτιρίων και ως εκ τούτου δεν επωφελείται των ευεργετικών διατάξεων των απλών κτιρίων

4. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το υπό εξέταση κτίριο αφορά υφιστάμενη διώροφη κατασκευή από άοπλη φέρουσα λιθοδομή, η οποία βρίσκεται στη Μικροσπηλιά Άρτας και χρησιμοποιείται στο πλαίσιο μεταπτυχιακής εργασίας ως κτίριο αναφοράς. Ο φορέας αποτελείται από ισόγειο και έναν υπερκείμενο όροφο, χωρίς υπόγεια στάθμη. Το ύψος κάθε ορόφου είναι 3,00 m, με αποτέλεσμα το συνολικό ύψος του κτιρίου να ανέρχεται σε 6,00 m. Η οροφή του ισογείου διαμορφώνεται ως ξύλινο δάπεδο, ενώ η άνω στάθμη καλύπτεται με ξύλινη στέγη. Η φέρουσα λειτουργία του κτιρίου βασίζεται αποκλειστικά στους τοίχους λιθοδομής, χωρίς συμμετοχή κατακόρυφων στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος. Η τοιχοποιία χαρακτηρίζεται ως άοπλη, ενώ η ποιότητα κατασκευής κατατάσσεται στην Κατηγορία 3 κατά EC6 §2.4.3, γεγονός που υποδηλώνει αυξημένη αβεβαιότητα ως προς την ομοιογένεια, τη μηχανική συνεργασία λιθοσωμάτων και κονιάματος, καθώς και τη συνολική μονολιθική συμπεριφορά του φορέα (Εικόνα 4.1.).



Εικόνα. 4.1. : Γενική εισαγωγή στοιχείων στο λογισμικό Fedra.

Το φέρον σύστημα συγκροτείται από τοιχοποιίες πάχους 0,60 m. Πρόκειται για λιθοδομή με ειδικό βάρος $26,00 \text{ kN/m}^3$ και βάρος ανά τετραγωνικό μέτρο $15,60 \text{ kN/m}^2$. Τα λιθοσώματα είναι λαξευτοί φυσικοί ασβεστόλιθοι, με θλιπτική αντοχή $f_b = 9,20 \text{ N/mm}^2$, ενώ το κονίαμα είναι ασβεστοκονίαμα γενικής εφαρμογής, με θλιπτική αντοχή $0,40 \text{ N/mm}^2$. Από τον συνδυασμό λιθοσωμάτων και κονιάματος προκύπτει χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 2,87 \text{ N/mm}^2$, αρχική διατμητική αντοχή $f_{nko} = 0,10 \text{ N/mm}^2$, μέτρο ελαστικότητας $E = 1,62 \text{ GPa}$ και μέτρο διάτμησης $G = 0,65 \text{ GPa}$. Οι καμπτικές αντοχές δίνονται ως $f_{xk1} = 0,10 \text{ N/mm}^2$ και $f_{xk2} = 0,20 \text{ N/mm}^2$ (σελ. 3). Η σχετικά μικρή τιμή της εφελκυστικής και διατμητικής αντοχής είναι κρίσιμη για την αποτίμηση, διότι στις σεισμικές δράσεις οι τοίχοι δεν καταπονούνται μόνο σε θλίψη, αλλά αναπτύσσουν εφελκυστικές, διατμητικές και καμπτοδιατμητικές εντάσεις, στις οποίες η άοπλη λιθοδομή έχει περιορισμένη ικανότητα παραλαβής. (Εικόνα 4.2.).

Ιδιότητες Τοιχοποιίας (EC6, §3.6)

Κλείστο Νομοθεσία Βοήθεια Εξοδος

Τοιχοποιία

Όνομασία: ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ Πάχος [m]: 0.600 Διαμήκης Αρμός: ΟΧΙ

Αντοχή f_k :

$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3}$

Θλιπτική Αντοχή f_k [N/mm²] (EC6, §3.6.1): 2.87

Διατμ/κή Αντοχή f_{tk} [N/mm²] (EC6, §3.6.2): 0.10

Μέτρο Ελαστ/τος E [GPa] (EC6, §3.7.2): 1.62

Ιδιο βάρος [KN/m²]: 26.00 Βάρος kN/m²: 15.60

☐ Gunit ☐ Gunit

Λιθασώματα τοιχοποιίας

Λιθασώματα: Ασβεστόλιθοι 20x20x25 Διαστάσεις Λιθασωμάτων: 250 200 200

Θλιπτική Αντοχή f_b : $f_b = 9.20$ [N/mm²]

Τύπος Λιθασωμάτων: Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6 Κατηγορία: II Ομάδα: 1

Ιδιο βάρος [KN/m²]: 26.00

Κονίαμα τοιχοποιίας

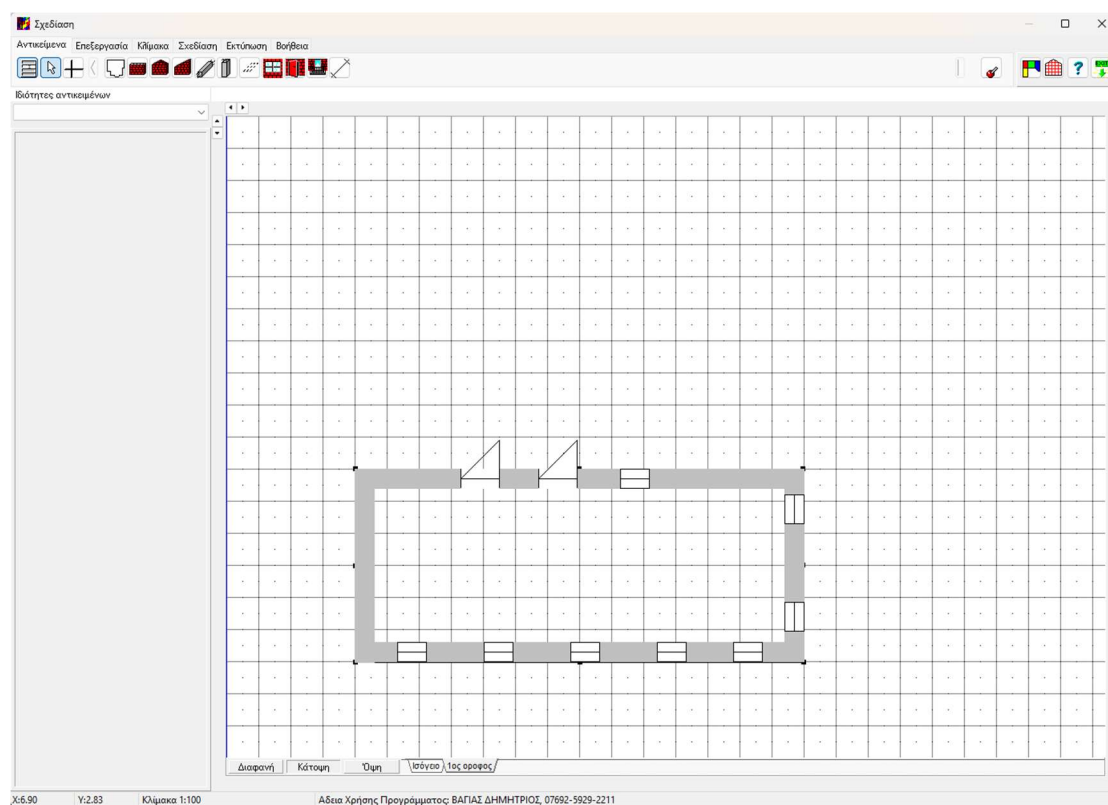
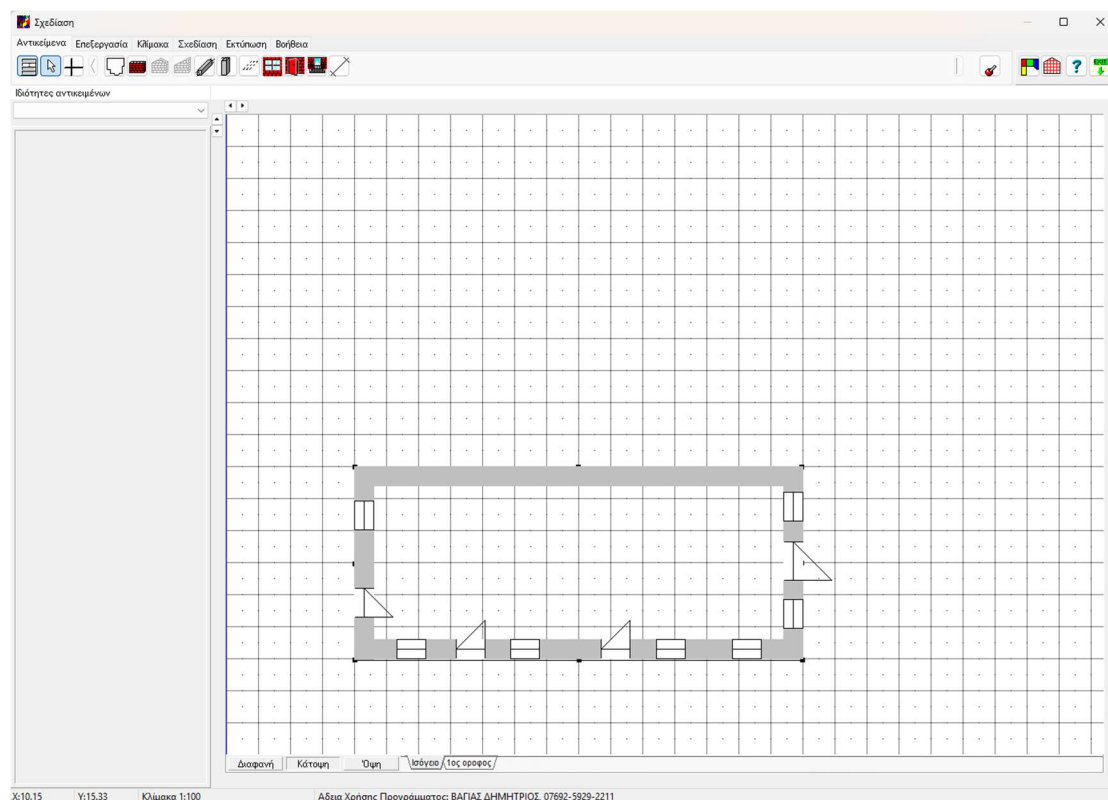
Κονίαμα: ΑΣΒΕΣΤΟΚΟΝΙΑΜΑ 1900 Είδος Κονιόματος: Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή f_m : $f_m = 0.40$ [N/mm²]

Σημειώσεις:

Εικόνα. 4.2. : Εισαγωγή στοιχείων τοιχοποιίας στο λογισμικό Fedra.

Σε κάτοψη, το κτίριο έχει επιμήκη μορφή, με βασικές διαστάσεις περίπου 14,00 m στη διεύθυνση x-x και 6,00 m στη διεύθυνση y-y. Η γεωμετρία αυτή έχει καθοριστική σημασία για τη σεισμική συμπεριφορά, διότι η διεύθυνση x-x ευνοείται από την ύπαρξη μακρών διαμήκων τοίχων, ενώ η διεύθυνση y-y εξαρτάται από μικρότερου μήκους εγκάρσιους τοίχους. Στον πρώτο όροφο οι βασικοί τοίχοι είναι οι T5, T6, T7 και T8, ενώ στο ισόγειο οι αντίστοιχοι είναι οι T1, T2, T3 και T4. Οι T5 και T6 είναι διαμήκεις τοίχοι μήκους 14,00 m, ενώ οι T7 και T8 είναι εγκάρσιοι τοίχοι μήκους περίπου 6,00 m. Αντίστοιχα, στο ισόγειο οι T1 και T2 είναι οι κύριοι διαμήκεις τοίχοι, ενώ οι T3 και T4 είναι οι εγκάρσιοι τοίχοι. (Εικόνα 4.3.). Η διάταξη αυτή δημιουργεί σαφή ανισοτροπία δυσκαμψίας: ο φορέας είναι πιο άκαμπτος στη διαμήκη διεύθυνση και σαφώς πιο ευπαθής στην εγκάρσια.



Εικόνα. 4.3. : Εισαγωγή γεωμετρικού μοντέλου στο λογισμικό Fedra.

Τα κατακόρυφα φορτία προέρχονται από τα ίδια βάρη των τοίχων, τα μόνιμα και κινητά φορτία δαπέδων, καθώς και τα φορτία στέγης. Για τα δάπεδα λαμβάνονται μόνιμα φορτία επικάλυψης $0,80 \text{ kN/m}^2$ και κινητά φορτία $2,00 \text{ kN/m}^2$, ενώ για τη στέγη λαμβάνονται φορτία από κεραμίδια, σανίδωμα και ζευκτά $1,50 \text{ kN/m}^2$, καθώς και οροφή $0,50 \text{ kN/m}^2$. Επιπλέον λαμβάνονται υπόψη χιόνι $0,65 \text{ kN/m}^2$ και άνεμος $0,90 \text{ kN/m}^2$. Οι επιμέρους συντελεστές δράσεων είναι $\gamma_g = 1,35$ και $\gamma_q = 1,50$ για βασικούς συνδυασμούς, ενώ για τον σεισμικό συνδυασμό χρησιμοποιούνται $\gamma_g = 1,10$, $\gamma_q = 1,00$ και $\psi_2 = 0,30$ (σελ. 1–2). Η διαφοροποίηση αυτή είναι ουσιώδης, διότι στον σεισμικό συνδυασμό δεν επιδιώκεται η μέγιστη κατακόρυφη επιβάρυνση, αλλά η ρεαλιστική εκτίμηση της μάζας και της κατακόρυφης θλιπτικής δράσης που επηρεάζει τη διατμητική ικανότητα των τοίχων.

Η ολική μάζα του πρώτου ορόφου υπολογίζεται σε $432 \text{ kNsec}^2/\text{m}$, ενώ του ισογείου σε $387 \text{ kNsec}^2/\text{m}$. Το κέντρο μάζας του πρώτου ορόφου προκύπτει $x_m = 10,95 \text{ m}$ και $y_m = 5,99 \text{ m}$, ενώ του ισογείου $x_m = 10,93 \text{ m}$ και $y_m = 6,10 \text{ m}$ (σελ. 5–6). Η μικρή διαφοροποίηση των κέντρων μάζας μεταξύ των δύο στάθμων υποδηλώνει ότι η κατανομή μάζας καθ' ύψος δεν παρουσιάζει έντονη ασυνέχεια. Ωστόσο, η θέση του κέντρου μάζας σε σχέση με το κέντρο διάτμησης είναι καθοριστική για την ανάπτυξη στρεπτικών φαινομένων.

Το κανονιστικό πλαίσιο της αποτίμησης περιλαμβάνει τον EC6 για τον σχεδιασμό κατασκευών από τοιχοποιία, τον EC8 για τον αντισεισμικό σχεδιασμό, τον EC1 για τις δράσεις, τον EC0 για τις βάσεις σχεδιασμού, τον EC5 για ξύλινες κατασκευές, τον ΚΑΔΕΤ για αποτίμηση και επεμβάσεις σε τοιχοποιίες, καθώς και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπου απαιτείται για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος (σελ. 1). Η στάθμη επιτελεστικότητας που εξετάζεται είναι «Περιορισμένες Βλάβες A1 / DL», κατά ΚΑΔΕΤ §2.3.1, με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% σε 50 έτη. Η σεισμική δράση λαμβάνεται $a_g = 0,240g$, καθώς το κτίριο ανήκει στη Ζώνη II, με έδαφος κατηγορίας Β, συντελεστή εδάφους $S = 1,20$ και σπουδαιότητα $\gamma_I = 1,00$ (σελ. 2) (Εικόνα 4.4.). Για άοπλη τοιχοποιία λαμβάνεται $q' = 1,50$, ενώ λόγω στάθμης A1 εφαρμόζεται $q^*/q' = 0,60$, με αποτέλεσμα ο τελικός ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς να είναι $q = 1,00$ κατά ΚΑΔΕΤ §4.6 (σελ. 2). Η τιμή αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική: πρακτικά σημαίνει ότι η κατασκευή δεν πιστώνεται με αξιόλογη πλαστιμότητα ή ικανότητα ανελαστικής απορρόφησης ενέργειας. Επομένως, οι σεισμικές δράσεις παραμένουν υψηλές και οι τοίχοι ελέγχονται με αυστηρό τρόπο.

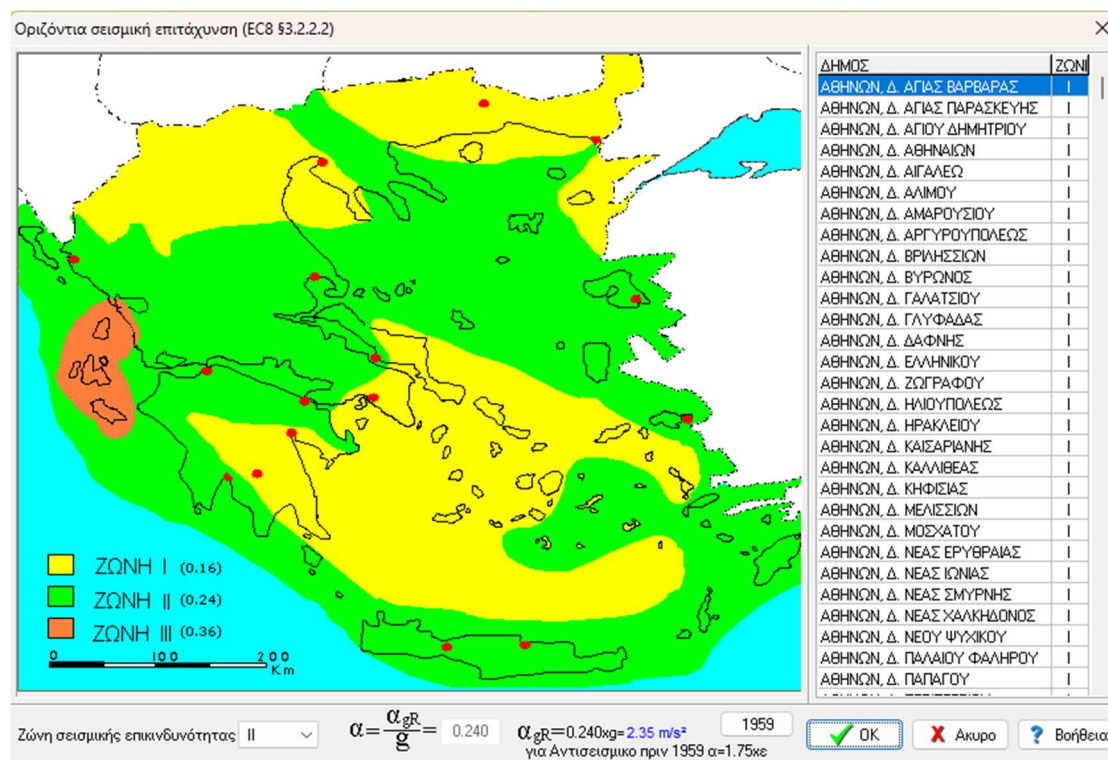
Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων λαμβάνεται KL2, δηλαδή ικανοποιητική, τόσο για τις δράσεις όσο και για τα υλικά. Για ελέγχους σε όρους δυνάμεων χρησιμοποιείται $\gamma_m = 1,35$, ενώ για ελέγχους σε όρους παραμορφώσεων $\gamma_m = 1,10$. Επιπλέον, σύμφωνα με ΚΑΔΕΤ §9.3.1, για ένταση στο επίπεδο των τοίχων λαμβάνεται $\gamma_{Rd} = 1,33$ και για ένταση κάθετη

στους τοίχους $\gamma_{Rd} = 2,00$ (σελ. 2). Οι τιμές αυτές αυξάνουν την ασφάλεια των ελέγχων, λαμβάνοντας υπόψη τις αβεβαιότητες των υφιστάμενων κατασκευών από τοιχοποιία.

Η προσομοίωση στο FEDRA γίνεται με χρήση μακροστοιχείων και πεπερασμένων στοιχείων. Κάθε τοίχος θεωρείται μακροστοιχείο και διακριτοποιείται σε επίπεδα ορθογωνικά πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων. Τα δάπεδα θεωρούνται απαραμόρφωτα στο επίπεδό τους, δηλαδή λειτουργούν ως διαφράγματα, ώστε οι οριζόντιες σεισμικές δράσεις να κατανέμονται στους τοίχους ανάλογα με τις δυσκαμψίες τους. Το πρόγραμμα ως εκ τούτου, στην περίπτωση της αποτίμησης όπου και τα δύο επίπεδα είναι ξύλινα άρα χαμηλής δυστένειας έχει σοβαρό έλλειμα στην προσομοίωση του, με αποτελέσματα εσφαλμένα όσον αφορά την πραγματική συμπεριφορά του φορέα τα οποία θα έπρεπε να είναι δυσμενέστερα από τα παραγόμενα. Οι δυσκαμψίες των τοίχων υπολογίζονται με ελαστική ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων στο επίπεδο κάθε τοίχου. Το πρόγραμμα αφαιρεί τις εφελκυστικές περιοχές από την ενεργό συμμετοχή της διατομής και μειώνει αναλόγως τις ακαμψίες, προσεγγίζοντας έτσι τη ρηγματωμένη συμπεριφορά της τοιχοποιίας (σελ. 7). Η παραδοχή αυτή είναι κρίσιμη, διότι σε άοπλη τοιχοποιία οι εφελκυστικές τάσεις δεν μπορούν να αναληφθούν αξιόπιστα και η πραγματική ενεργός διατομή υπό σεισμό είναι μικρότερη από τη γεωμετρική.

Για τον υπολογισμό των μετακινήσεων, οι ελαστικές δυσκαμψίες των αρηγμάτων στοιχείων μειώνονται κατά 50%, σύμφωνα με EC8 §9.4(3) και ΚΑΔΕΤ §5.3.1(ε). Αυτό σημαίνει ότι χρησιμοποιείται $E' = E/2$, ώστε οι υπολογιζόμενες μετακινήσεις και παραμορφώσεις να είναι πιο ρεαλιστικές για υφιστάμενο φορέα τοιχοποιίας (σελ. 8). Η μείωση της δυσκαμψίας δεν αποτελεί απλή αριθμητική διόρθωση, αλλά προσομοιώνει τη μείωση της ενεργού ακαμψίας λόγω ρηγμάτωσης, αποκόλλησης αρμών, τοπικής απώλειας συνεργασίας λιθοσωμάτων και γενικότερης μη γραμμικής συμπεριφοράς.

Η σεισμική ανάλυση περιλαμβάνει τόσο ισοδύναμη στατική ανάλυση όσο και δυναμική φασματική ανάλυση. Στην ισοδύναμη στατική ανάλυση, η προσεγγιστική θεμελιώδης ιδιοπερίοδος υπολογίζεται $T_1 = 0,19$ sec για ύψος $H = 6,00$ m. Η φασματική επιτάχυνση είναι $S_d(T) = 0,720g$ και η τέμνουσα βάσης προκύπτει $V_0 = 5.785$ kN. Η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος δίνει 3.995,4 kN στον πρώτο όροφο και 1.789,6 kN στο ισόγειο (σελ. 7). Η μεγαλύτερη δύναμη στον άνω όροφο οφείλεται στη γραμμική κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων ως προς τη στάθμη, καθώς η μάζα που βρίσκεται σε μεγαλύτερο ύψος δημιουργεί μεγαλύτερη σεισμική απαίτηση.



Εικόνα. 4.4. : Εισαγωγή σεισμικής ζώνης στο λογισμικό Fedra.

Στη δυναμική φασματική ανάλυση χρησιμοποιείται απλοποιημένο μοντέλο με συγκεντρωμένες μάζες στις στάθμες των ορόφων και συνολικές δυσκαμψίες στις δύο κύριες διευθύνσεις. Από τη δυναμική ανάλυση υπολογίζονται ιδιοσυχνότητες, ιδιομορφές και ιδιομορφικές μάζες και στη συνέχεια, μέσω των φασματικών επιταχύνσεων και της σύνθεσης των ιδιομορφών, προκύπτουν οι σεισμικές οριζόντιες δυνάμεις. Για τα στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνεται συντελεστής επαύξησης δ με μέγιστη τιμή 1,30 κατά EC8 §4.3.3.2.4. Οι τελικές οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις λαμβάνονται ως οι δυσμενέστερες μεταξύ απλοποιημένης φασματικής μεθόδου και δυναμικής φασματικής ανάλυσης (σελ. 8).

Οι δυσκαμψίες των ορόφων δείχνουν καθαρά την ανισοτροπία του φορέα. Στο ισόγειο η δυσκαμψία στη διεύθυνση x-x είναι 2,54 GN/m, ενώ στη γ-γ είναι μόλις 0,67 GN/m. Στον πρώτο όροφο η δυσκαμψία στη x-x είναι 2,22 GN/m και στη γ-γ 1,08 GN/m (σελ. 8). Η διαφορά αυτή εξηγεί γιατί οι μετακινήσεις και οι ανεπάρκειες είναι εντονότερες στη γ-γ. Η κατασκευή διαθέτει μακρούς διαμήκεις τοίχους, οι οποίοι παρέχουν σημαντική αντίσταση στη x-x, αλλά οι εγκάρσιοι τοίχοι είναι μικρότεροι και με μικρότερη ενεργό διατομή, με αποτέλεσμα μειωμένη ικανότητα παραλαβής σεισμικών δράσεων στη γ-γ.

Οι ιδιοπερίοδοι είναι $T_1 = 0,189 \text{ sec}$ και $T_2 = 0,072 \text{ sec}$ στη διεύθυνση x-x, ενώ στη διεύθυνση γ-γ είναι $T_1 = 0,340 \text{ sec}$ και $T_2 = 0,111 \text{ sec}$ (σελ. 8). Η μεγαλύτερη θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στη γ-γ σημαίνει ότι ο φορέας είναι πιο εύκαμπτος στην εγκάρσια διεύθυνση.

Η τιμή 0,340 sec, αν και μικρή σε απόλυτους όρους, είναι σχεδόν διπλάσια από την αντίστοιχη της x-x, γεγονός που συμφωνεί με τη μειωμένη εγκάρσια δυσκαμψία. Παράλληλα, επειδή και οι δύο θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι βρίσκονται εντός της περιοχής του φάσματος όπου $S_d = 0,720g$, οι σεισμικές απαιτήσεις παραμένουν υψηλές και στις δύο διευθύνσεις.

Τα ποσοστά ιδιομορφικών μαζών είναι 93,2% για την πρώτη ιδιομορφή στη x-x και 97,6% για την πρώτη ιδιομορφή στη γ-γ. Οι δεύτερες ιδιομορφές ενεργοποιούν μόνο 6,8% και 2,4% αντίστοιχα (σελ. 8). Η ποιοτική ερμηνεία είναι ότι η συνολική σεισμική απόκριση του κτιρίου ελέγχεται σχεδόν αποκλειστικά από την πρώτη ιδιομορφή κάθε διεύθυνσης. Αυτό είναι αναμενόμενο για χαμηλό διώροφο κτίριο με συγκεντρωμένες μάζες ανά στάθμη και σχετικά σαφή διαφραγματική λειτουργία. Η υψηλή συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής υποδηλώνει ότι δεν υπάρχουν σύνθετες ανώτερες ιδιομορφικές μορφές που να επηρεάζουν ουσιαστικά την απόκριση. Ωστόσο, αυτό δεν σημαίνει επάρκεια. Σημαίνει απλώς ότι η δυναμική συμπεριφορά είναι σχετικά καθαρή και κυριαρχείται από έναν βασικό μηχανισμό μετακίνησης ανά διεύθυνση.

Οι μέγιστες απόλυτες μετακινήσεις στην ανώτερη στάθμη είναι $\Delta x = 10,027$ mm και $\Delta y = 30,711$ mm (σελ. 7 και 13). Η διαφορά είναι ιδιαίτερα σημαντική: η μετακίνηση στη γ-γ είναι περίπου τριπλάσια από τη μετακίνηση στη x-x. Αυτό επιβεβαιώνει την εγκάρσια ευπάθεια του κτιρίου. Η αυξημένη μετακίνηση στη γ-γ δεν οφείλεται μόνο στη μικρότερη δυσκαμψία, αλλά και στη δυσμενέστερη στρεπτική συμπεριφορά, λόγω απόστασης μεταξύ κέντρου μάζας και κέντρου διάτμησης. Το απαιτούμενο αντισεισμικό διάκενο δίνεται τουλάχιστον 40 mm (σελ. 7), τιμή που σχετίζεται με την ανάγκη αποφυγής κρούσης με γειτονικά στοιχεία ή κατασκευές.

Οι τελικές σεισμικές δυνάμεις από τη δυναμική ανάλυση είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες της ισοδύναμης στατικής ανάλυσης. Στον πρώτο όροφο προκύπτουν $F_x = 4.661,8$ kN και $F_y = 4.461,1$ kN, ενώ στο ισόγειο $F_x = 7.137,1$ kN και $F_y = 7.406,9$ kN. Ως χρησιμοποιούμενες τιμές λαμβάνονται 4.661,8 kN για τον πρώτο όροφο και 7.406,9 kN για το ισόγειο (σελ. 9). Η αύξηση των σεισμικών απαιτήσεων στο ισόγειο είναι αναμενόμενη, διότι στη βάση συσσωρεύονται οι τέμνουσες των υπερκείμενων μαζών. Ποιοτικά, το ισόγειο αποτελεί την κρίσιμη στάθμη, καθώς καλείται να παραλάβει τη συνολική οριζόντια δράση του φορέα.

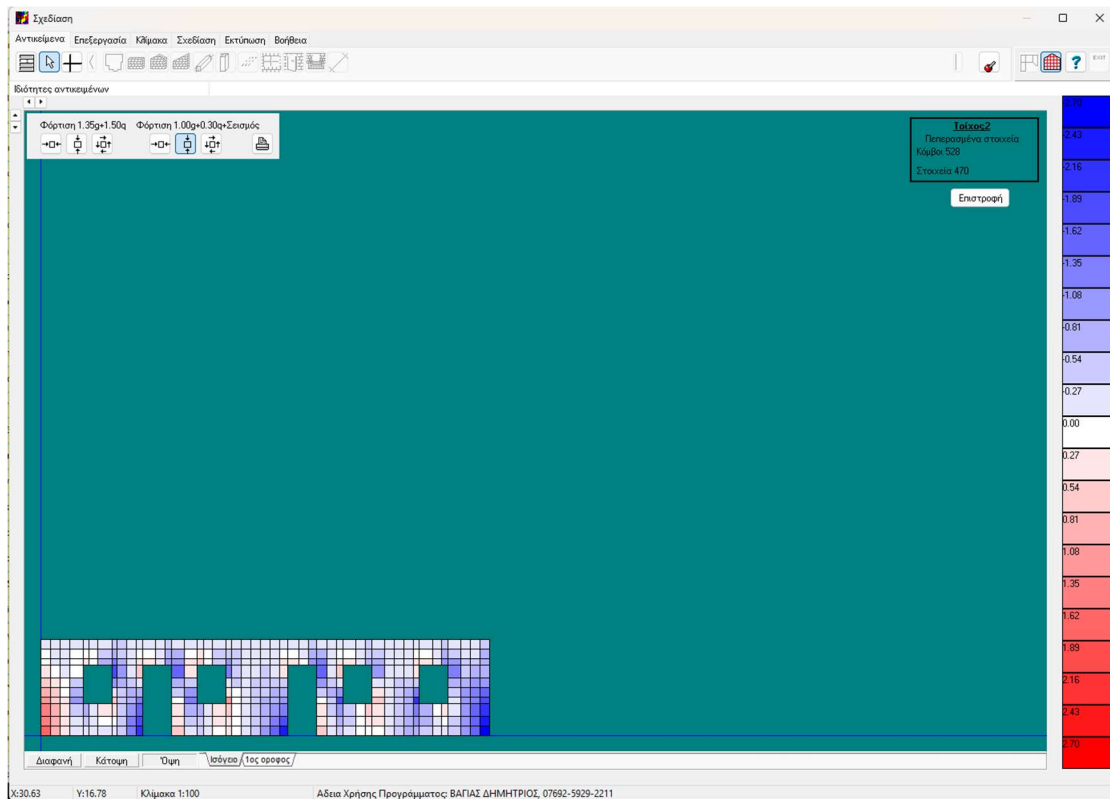
Ο έλεγχος ανατροπής κατά ΚΑΔΕΤ §5.3.8 στη στάθμη του εδάφους δεν είναι αποδεκτός. Η ροπή ανατροπής είναι $M_{ed} = 29.341$ kNm και το συνολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{ed} = 8.937$ kN. Κατά τη διεύθυνση x-x ο έλεγχος ικανοποιείται, καθώς $M_{ed} = 29.341$ kNm ≤ 62.558 kNm και $e_x/B_x = 0,235 \leq 0,500$. Αντίθετα, κατά τη διεύθυνση γ-γ ο έλεγχος δεν

ικανοποιείται, διότι $M_{ed} = 29.341 \text{ kNm} > 26.922 \text{ kNm}$ και $e_y/B_y = 0,545 > 0,500$ (σελ. 9). Η ποιοτική εξήγηση είναι ότι το μικρότερο πλάτος της κάτοψης στη γ-γ περιορίζει τον μοχλοβραχίονα αντίστασης έναντι ανατροπής. Έτσι, η ίδια ροπή ανατροπής που είναι αποδεκτή ως προς τη μεγάλη διάσταση της κάτοψης γίνεται κρίσιμη ως προς τη μικρή διάσταση.

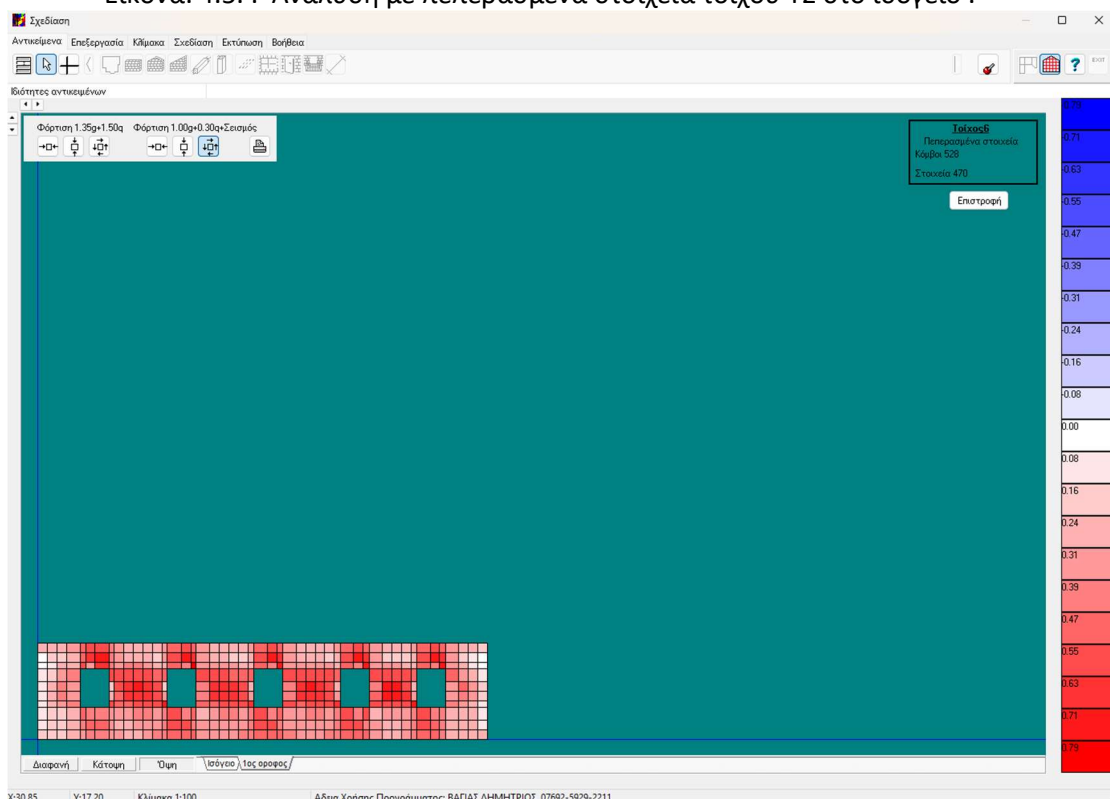
Ο έλεγχος αδρανούς περιοχής κατά ΚΑΔΕΤ §5.3.8(β) επιβεβαιώνει την ίδια δυσμενή εικόνα. Στη διεύθυνση γ-γ προκύπτει αδρανής περιοχή $d_y/A = 113\%$, δηλαδή μεγαλύτερη από το επιτρεπτό όριο του 50% της κάτοψης. Επιπλέον, η μέγιστη θλιπτική τάση στο ισόγειο υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας, καθώς $\sigma_{wc} = 44,871 \text{ N/mm}^2 > f_d = 2,126 \text{ N/mm}^2$ (σελ. 10). Η υπέρβαση αυτή έχει ιδιαίτερη σημασία, διότι δείχνει ότι υπό συνδυασμό αξονικού φορτίου και ροπής ανατροπής αναπτύσσονται τοπικά πολύ υψηλές θλιπτικές απαιτήσεις. Η άοπλη λιθοδομή δεν μπορεί να ανακατανείμει πλαστικά αυτές τις τάσεις με ασφάλεια, με αποτέλεσμα να δημιουργείται μηχανισμός απώλειας ενεργού επιφάνειας και συγκέντρωσης θλιπτικών εντάσεων.

Στον πρώτο όροφο, οι τοίχοι T5 και T6 είναι οι κύριοι διαμήκεις τοίχοι. Ο T5 έχει μήκος 14,00 m, ύψος 3,00 m, πάχος 0,60 m και ενεργό μήκος $L' = 10,70 \text{ m}$. Η ακαμψία του από ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι $K = 1,134 \text{ GN/m}$, ενώ η προσεγγιστική ακαμψία χωρίς ανοίγματα είναι $1,486 \text{ GN/m}$. Η διαφορά αυτή δείχνει την επίδραση των ανοιγμάτων και της πραγματικής γεωμετρίας στη μείωση της ενεργού δυσκαμψίας. Η μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου είναι $F = 2.983,78 \text{ kN}$ (σελ. 11). Ο T6 έχει επίσης μήκος 14,00 m και πάχος 0,60 m, με ενεργό μήκος $L' = 9,50 \text{ m}$ και ακαμψία $K = 1,084 \text{ GN/m}$. Η μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του είναι $F = 2.878,69 \text{ kN}$ (σελ. 11). Οι δύο αυτοί τοίχοι έχουν σχετικά μεγάλη δυσκαμψία στη x-x και επομένως παραλαμβάνουν μεγάλο μέρος της σεισμικής τέμνουσας. Αυτό αποτελεί ταυτόχρονα ένδειξη ισχυρής συμμετοχής και αιτία υψηλής καταπόνησης.

Παρά τη σημαντική γεωμετρική τους ανάπτυξη, οι T5 και T6 εμφανίζουν ανεπάρκεια σε τέμνουσα εντός επιπέδου. Για τον πρώτο όροφο ο συνολικός λόγος επάρκειας σε τέμνουσα εντός επιπέδου είναι $\lambda = \Sigma V_{ed}/\Sigma V_{rd} = 11142/2413 = 4,62 > 1,00$. Κατά x-x ο λόγος είναι $\lambda_x = 2,74 > 1,00$, ενώ κατά γ-γ είναι $\lambda_y = 19,39 > 1,00$ (σελ. 40). Η ποιοτική ερμηνεία είναι ότι οι τοίχοι, αν και δύσκαμπτοι, δεν έχουν αντίστοιχη διατμητική αντοχή. Η άοπλη λιθοδομή μπορεί να μεταφέρει σημαντική θλίψη, όμως υπό σεισμική τέμνουσα εμφανίζει ρηγματώσεις κατά μήκος αρμών ή διαγώνιες ρηγματώσεις, με αποτέλεσμα η διαθέσιμη διατμητική αντίσταση να εξαντλείται πολύ πριν καλυφθούν οι απαιτήσεις



Εικόνα. 4.5. : Ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία τοίχου T2 στο ισόγειο .



Εικόνα. 4.6. : Ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία τοίχου T6 στον όροφο .

Οι εγκάρσιοι τοίχοι T7 και T8 του πρώτου ορόφου είναι ακόμη πιο κρίσιμοι. Ο T7 έχει μήκος 6,00 m, ύψος 3,00 m, πάχος 0,60 m και ενεργό μήκος $L' = 6,00$ m. Η ακαμψία του είναι $K = 0,648$ GN/m, ενώ η μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου είναι $F = 3.093,06$ kN (σελ. 11–12). Ο T8 έχει μήκος 6,00 m, ενεργό μήκος $L' = 4,20$ m και ακαμψία $K = 0,436$ GN/m, με μέγιστη οριζόντια δύναμη $F = 2.186,00$ kN (σελ. 12). Οι τιμές αυτές δείχνουν ότι, παρότι οι εγκάρσιοι τοίχοι είναι λιγότερο άκαμπτοι, δέχονται πολύ σημαντικές σεισμικές απαιτήσεις λόγω της ανάγκης παραλαβής δράσεων στη γ-γ και λόγω στρεπτικών επιδράσεων.

Για τον T7 καταγράφεται ανεπάρκεια σε κάμψη εντός επιπέδου κατά ΚΑΔΕΤ §7.4.1. Η σχετική στρόφη είναι $\theta_e = 0,00287$, ενώ η επιτρεπόμενη παραμορφωσιακή ικανότητα είναι $du = 0,00094$. Επομένως $\theta_e > du$ και ο έλεγχος δεν ικανοποιείται. Παράλληλα, η τέμνουσα που ελέγχεται από κάμψη είναι $V_f = 34,4$ kN, ενώ η απαίτηση είναι $V_{ed} = 3.093,1$ kN (σελ. 24 περίπου / σχετικό απόσπασμα). Η τεράστια διαφορά μεταξύ V_{ed} και V_f δείχνει ότι ο τοίχος δεν διαθέτει επαρκή καμπτοδιατμητική ικανότητα για τη συγκεκριμένη σεισμική απαίτηση. Η μικρή τιμή του du οφείλεται στο μικρό λόγο H_0/L και στην περιορισμένη πλαστιμότητα της άοπλης τοιχοποιίας.

Αντίστοιχα, για τον T8, η σχετική στρόφη είναι $\theta_e = 0,00287$ και η επιτρεπόμενη $du = 0,00131$. Ο έλεγχος και εδώ δεν ικανοποιείται, καθώς $\theta_e > du$. Η διαθέσιμη τέμνουσα που ελέγχεται από κάμψη είναι $V_f = 23,5$ kN, ενώ η απαίτηση είναι $V_{ed} = 2.186,0$ kN (σελ. 25 περίπου / σχετικό απόσπασμα). Ποιοτικά, ο T8 είναι δυσμενής επειδή έχει μικρότερο ενεργό μήκος από τον T7, άρα μικρότερη ενεργό διατομή και μικρότερη ικανότητα. Η μείωση του ενεργού μήκους, σε συνδυασμό με υψηλή σεισμική απαίτηση, οδηγεί σε εξαιρετικά μεγάλο λόγο απαίτησης προς αντοχή.

Στο ισόγειο, η κατάσταση είναι συνολικά δυσμενέστερη. Οι τοίχοι T1 και T2 είναι οι κύριοι διαμήκεις τοίχοι. Ο T1 έχει μήκος 14,00 m, ύψος 3,00 m, πάχος 0,60 m και ενεργό μήκος $L' = 14,00$ m. Δέχεται σημαντικά φορτία από τον υπερκείμενο T5, καθώς και φορτία δαπέδου. Ο T2 έχει επίσης μήκος 14,00 m, αλλά ενεργό μήκος $L' = 8,60$ m, γεγονός που τον καθιστά λιγότερο ευνοϊκό από τον T1 ως προς την ενεργό φέρουσα διατομή (σελ. 5). Η κατακόρυφη φόρτιση αυτών των τοίχων αυξάνει τη θλιπτική ένταση, η οποία μπορεί μεν να συμβάλει στη διατμητική αντοχή μέσω τριβής, αλλά ταυτόχρονα αυξάνει τον κίνδυνο υπέρβασης της θλιπτικής αντοχής σε συνδυασμό με ανατροπή.

Ο συνολικός έλεγχος τέμνουσας εντός επιπέδου στο ισόγειο δεν ικανοποιείται. Ο λόγος επάρκειας είναι $\lambda = \Sigma V_{ed} / \Sigma V_{rd} = 18691/3026 = 6,18 > 1,00$. Κατά x-x είναι $\lambda_x = 3,69 > 1,00$, ενώ κατά γ-γ είναι $\lambda_y = 42,86 > 1,00$ (σελ. 40–43 περίπου). Η εξαιρετικά μεγάλη τιμή στη

γ-γ δηλώνει ότι η εγκάρσια φέρουσα ικανότητα του ισογείου είναι ανεπαρκής σε συστημικό επίπεδο. Δεν πρόκειται για τοπική αστοχία ενός μόνο τοίχου, αλλά για συνολική αδυναμία του εγκάρσιου συστήματος να παραλάβει τις σεισμικές τέμνουσες.

Για τον T1, σε επιμέρους έλεγχο τέμνουσας εντός επιπέδου, αναφέρεται $N_{ed} = 1.776,7 \text{ kN}$, $V_{ed} = 2.983,8 \text{ kN}$, $L' = 8,49 \text{ m}$ και $t = 600 \text{ mm}$. Η υπολογιζόμενη διατμητική αντοχή είναι $V_n = 1.088,0 \text{ kN}$, ενώ η απαίτηση είναι $V_{ed} = 2.983,8 \text{ kN}$, με λόγο $V_{ed}/V_n = 2,74 > 1,00$. Επομένως ο έλεγχος δεν ικανοποιείται (σελ. 40). Η ποιοτική εξήγηση είναι ότι, παρά το μεγάλο συνολικό μήκος του τοίχου, η ενεργός διατμητική ικανότητα περιορίζεται από την αντοχή της λιθοδομής, την επιρροή των ανοιγμάτων και την ανώτατη τιμή $f_{vd} \leq 0,065f_b$ που επιβάλλει ο κανονισμός.

Για τον T2, η συμπεριφορά είναι αντίστοιχη. Η ύπαρξη μικρότερου ενεργού μήκους σε σχέση με τον T1 μειώνει την αντοχή. Στους διατμητικούς ελέγχους, η διαθέσιμη τέμνουσα υπολείπεται της απαιτούμενης. Αυτό δείχνει ότι οι μακροί διαμήκεις τοίχοι, αν και βασικά στοιχεία δυσκαμψίας, δεν επαρκούν ως στοιχεία σεισμικής αντίστασης υπό τις απαιτήσεις της στάθμης A1. Ειδικά επειδή το $q = 1,00$, οι τοίχοι δεν ωφελούνται από μείωση σεισμικών δράσεων λόγω πλαστιμότητας.

Οι εγκάρσιοι τοίχοι T3 και T4 του ισογείου είναι οι πλέον κρίσιμοι για τη συνολική συμπεριφορά. Ο T3 έχει μήκος $6,00 \text{ m}$ και ενεργό μήκος $L' = 4,20 \text{ m}$, ενώ ο T4 έχει μήκος $6,00 \text{ m}$ και ενεργό μήκος $L' = 3,00 \text{ m}$ (σελ. 5). Οι τιμές αυτές είναι μικρές σε σχέση με τις απαιτήσεις της εγκάρσιας σεισμικής δράσης. Η μειωμένη ενεργός διατομή σημαίνει ότι οι τοίχοι έχουν μικρότερη επιφάνεια παραλαβής διάτμησης και μικρότερη ικανότητα ανάπτυξης θλιπτικού πεδίου.

Στους ελέγχους κάμψης που ελέγχεται από τέμνουσα, στο ισόγειο αναφέρεται λόγος $V_{ed}/V_f = 93,03 > 1,00$, ενώ ο συνολικός λόγος επάρκειας είναι $\lambda = \Sigma V_{ed}/\Sigma V_f = 18691/11315 = 1,65 > 1,00$ (σελ. 39–40). Αυτή η υπέρβαση είναι ενδεικτική ακραίας ανεπάρκειας σε παραμορφωσιακή και καμπτοδιατμητική ικανότητα. Ποιοτικά, οι εγκάρσιοι τοίχοι του ισογείου δεν έχουν επαρκές μήκος, δυσκαμψία και αντοχή για να λειτουργήσουν ως σταθεροποιητικό σύστημα στη γ-γ. Η αυξημένη μετακίνηση Δy και η ανεπάρκεια ανατροπής συνδέονται άμεσα με αυτή τη διαπίστωση.

Συνολικά, οι επάρκειες του κτιρίου περιορίζονται κυρίως σε επιμέρους ελέγχους κατακόρυφης θλίψης, όπου ορισμένα τμήματα τοίχων μπορούν να παραλάβουν τα κατακόρυφα φορτία υπό ευνοϊκές συνθήκες. Αυτό είναι αναμενόμενο για λιθοδομή πάχους 60 cm , καθώς η θλιπτική φέρουσα ικανότητα είναι γενικά μεγαλύτερη από την εφελκυστική και διατμητική. Ωστόσο, η επάρκεια σε κατακόρυφη θλίψη δεν συνεπάγεται σεισμική

επάρκεια. Το κρίσιμο πρόβλημα είναι ότι ο σεισμός δημιουργεί τέμνουσες, ροπές, ανατροπή, στρέψη και παραμορφώσεις, στις οποίες η άοπλη τοιχοποιία έχει περιορισμένη ικανότητα.

Οι βασικές ανεπάρκειες του κτιρίου είναι τέσσερις. Πρώτον, υπάρχει γενικευμένη ανεπάρκεια σε τέμνουσα εντός επιπέδου, τόσο στον πρώτο όροφο όσο και στο ισόγειο. Δεύτερον, υπάρχει ανεπάρκεια σε κάμψη εντός επιπέδου και σε καμπτοδιατμητική συμπεριφορά, ιδίως στους εγκάρσιους τοίχους T7, T8, T3 και T4. Τρίτον, ο έλεγχος ανατροπής κατά γ-γ δεν ικανοποιείται, λόγω μικρού πλάτους κάτοψης και αυξημένης ροπής ανατροπής. Τέταρτον, εμφανίζεται εκτεταμένη αδρανής περιοχή και υπέρβαση θλιπτικών τάσεων στο ισόγειο, γεγονός που δηλώνει απώλεια ενεργού συνεργασίας μεγάλου μέρους της κάτοψης. (Εικόνα 4.6 & Εικόνα 4.7)

Αποτίμηση και Δομικές Επεμβάσεις ΚΑΔΕΤ 2023

ΚΑΔΕΤ ΦΕΚ 2493 Β 18/04/2023

Σελ 1, Υπόλοιπο κτίριο, εκτιμήσεις αντοχών | Σελ 2, Βελτιώσεις, ενέματα αρμογήματα | Σελ 3, Ένισχ. σοφάτ.-Μανδύες-FRP | Σελ 4, Υπολογισμοί-Έλεγχοι ασφαλείας

Αρχικό κτίριο, υλικά από βάση υλικών

Υπολογισμοί	Τοιχοποιία	Ασπίλη τοιχοποιία	Κατηγορία Κατασκευής	Κατηγορία 3	γ _M
Υπολογισμοί	Στάθμη Επιτελεστικότητα (LS)	Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (KL)	Σεισμικός συντελεστής (EC8, §3.2.2.2)	α= 0.24	
Ασπίλες	A (DL) Περιορισμένες βλάβες	για δράσεις	Συντελεστής συμπεριφοράς q (EC8, §9.3)	q= 1.50	
Σύνταγμα τοίχους	B (SD) Σημαντικές βλάβες	για υλικά	Σεισμική δράση Π.θ.αν. υπέρβ. 10%		
Εκτεταμένο τοίχος	Γ (NC) Οικονομική κατάρρευση	για έδαφος	Σεισμική δράση Π.θ.αν. υπέρβ. 50%		

Κτίριο με αντοχές από σελ 1

Υπολογισμοί	Τοιχοποιία	Ασπίλη τοιχοποιία	Κατηγορία Κατασκευής	Κατηγορία 3	γ _M
Υπολογισμοί	Στάθμη Επιτελεστικότητα (LS)	Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (KL)	Σεισμικός συντελεστής (EC8, §3.2.2.2)	α= 0.24	
Ασπίλες	A (DL) Περιορισμένες βλάβες	για δράσεις	Συντελεστής συμπεριφοράς q (EC8, §9.3)	q= 1.50	
Σύνταγμα τοίχους	B (SD) Σημαντικές βλάβες	για υλικά	Σεισμική δράση Π.θ.αν. υπέρβ. 10%		
Εκτεταμένο τοίχος	Γ (NC) Οικονομική κατάρρευση	για έδαφος	Σεισμική δράση Π.θ.αν. υπέρβ. 50%		

Κτίριο με βελτιώσεις, σελ 2

Υπολογισμοί	Τοιχοποιία	Ασπίλη τοιχοποιία	Κατηγορία Κατασκευής	Κατηγορία 3	γ _M
Υπολογισμοί	Στάθμη Επιτελεστικότητα (LS)	Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (KL)	Σεισμικός συντελεστής (EC8, §3.2.2.2)	α= 0.24	
Ασπίλες	A (DL) Περιορισμένες βλάβες	για δράσεις	Συντελεστής συμπεριφοράς q (EC8, §9.3)	q= 1.50	
Σύνταγμα τοίχους	B (SD) Σημαντικές βλάβες	για υλικά	Σεισμική δράση Π.θ.αν. υπέρβ. 10%		
Εκτεταμένο τοίχος	Γ (NC) Οικονομική κατάρρευση	για έδαφος	Σεισμική δράση Π.θ.αν. υπέρβ. 50%		

Κτίριο με μανδύες σελ 3

Υπολογισμοί	Τοιχοποιία	Ασπίλη τοιχοποιία	Κατηγορία Κατασκευής	Κατηγορία 2	γ _M
Υπολογισμοί	Στάθμη Επιτελεστικότητα (LS)	Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (KL)	Σεισμικός συντελεστής (EC8, §3.2.2.2)	α= 0.24	
Ασπίλες	A (DL) Περιορισμένες βλάβες	για δράσεις	Συντελεστής συμπεριφοράς q (EC8, §9.3)	q= 1.50	
Σύνταγμα τοίχους	B (SD) Σημαντικές βλάβες	για υλικά	Σεισμική δράση Π.θ.αν. υπέρβ. 10%		
Εκτεταμένο τοίχος	Γ (NC) Οικονομική κατάρρευση	για έδαφος	Σεισμική δράση Π.θ.αν. υπέρβ. 50%		

Κτίριο με βελτιώσεις και μανδύες σελ 2.3

Υπολογισμοί	Τοιχοποιία	Ασπίλη τοιχοποιία	Κατηγορία Κατασκευής	Κατηγορία 2	γ _M
Υπολογισμοί	Στάθμη Επιτελεστικότητα (LS)	Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (KL)	Σεισμικός συντελεστής (EC8, §3.2.2.2)	α= 0.24	
Ασπίλες	A (DL) Περιορισμένες βλάβες	για δράσεις	Συντελεστής συμπεριφοράς q (EC8, §9.3)	q= 1.50	
Σύνταγμα τοίχους	B (SD) Σημαντικές βλάβες	για υλικά	Σεισμική δράση Π.θ.αν. υπέρβ. 10%		
Εκτεταμένο τοίχος	Γ (NC) Οικονομική κατάρρευση	για έδαφος	Σεισμική δράση Π.θ.αν. υπέρβ. 50%		

Κανονικοποιημένη αντοχή τοίχου f_t (ΚΑΔΕΤ §7.2.2)

• f_t = f_t / (1 + 0.0001 * L) Ευρωκ. 6 §3.6.2
 • f_t = (f_t / (1 + 0.0001 * L)) / 2
 • f_t = 1.50

Υλικά τοιχοποιίας
 Γενικά στοιχεία κτιρίου
 Υλικά τοιχοποιίας
 Έλεγχος ορθότητας δεδομένων τοίχων
 Έλεγχος αντοχής τοίχων φέροντας τοιχοποιίας
 Ιδιότητες τοίχων
 Φορτίο τοίχων
 Αντοχές τοίχων

Αντισεισμικός αγκυρώς τουλάχιστον 40 mm
 *** Εγκεντρώσεις φορτίων εκ=3.28m, εν=3.28m
 *** Ο έλεγχος ανατροπής ΔΕΝ είναι αποδεκτός. (ΚΑΔΕΤ § 5.3.8(a))
 *** Υπάρχει αδρανής περιοχή στην κάτοψη του δομίσματος, μεγαλύτερη του 50%.
 *** Η μέγιστη επιβληθείσα θλιπτική τάση υπερβαίνει την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας
 *** Αδρανής περιοχή ξεπερνά το 50% της κάτοψης ορόφου
 Ισόγειο, 4 τοίχοι, Έλεγχος πυλνότητας (EC6, §5.5.1)
 Ισόγειο, 4 τοίχοι, Έλεγχος πάχους και πυλνότητας (EC8, Π.9.2)
 Ισόγειο, 4 τοίχοι, Έλεγχος πεσσών L/H (EC8, §9.3)
 *** Ισόγειο, τοίχος T2, Έλεγχος πεσσών L/H (EC8, §9.3) δεν ικανοποιείται
 *** Ισόγειο, τοίχος T4, Έλεγχος πεσσών L/H (EC8, §9.3) δεν ικανοποιείται
 1ος ορόφος, 4 τοίχοι, Έλεγχος πυλνότητας (EC6, §5.5.1)
 1ος ορόφος, 4 τοίχοι, Έλεγχος πάχους και πυλνότητας (EC8, Π.9.2)
 1ος ορόφος, 4 τοίχοι, Έλεγχος πεσσών L/H (EC8, §9.3)
 Ισόγειο, 4 τοίχοι, Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35xγ+1.50k (EC6, §6.1)
 *** Ισόγειο, τοίχος T4, Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου δεν ικανοποιείται
 *** Ισόγειο, τοίχος T2, Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου δεν ικανοποιείται
 *** Ισόγειο, τοίχος T3, Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου δεν ικανοποιείται
 *** Ισόγειο, τοίχος T4, Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου δεν ικανοποιείται
 1ος ορόφος, 4 τοίχοι, Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35xγ+1.50k (EC6, §6.1)
 Ισόγειο, 4 τοίχοι, Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.10xγ+0.30k+Σεισμός (EC6, §6.1)
 *** Ισόγειο, τοίχος T1, Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου δεν ικανοποιείται
 *** Ισόγειο, τοίχος T2, Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου δεν ικανοποιείται
 *** Ισόγειο, τοίχος T3, Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου δεν ικανοποιείται

Εξόδος

Εικόνα. 4.7. : Εξαγωγή αποτελεσμάτων ανάλυσης υφιστάμενου- αποτελέσματα αποτίμηση.

Η ποιοτική εικόνα του φορέα είναι συνεπής με τα αριθμητικά αποτελέσματα. Η κατασκευή είναι βαριά, με μεγάλες μάζες λόγω λιθοδομής, αλλά δεν διαθέτει επαρκή εγκάρσια δυσκαμψία και διατμητική αντοχή. Η επιμήκης κάτοψη, η περιορισμένη ενεργός συμμετοχή των εγκάρσιων τοίχων, η ύπαρξη ανοιγμάτων, η ξύλινη διαφραγματική λειτουργία και η απουσία οπλισμού οδηγούν σε αυξημένες μετακινήσεις και σε υψηλούς λόγους απαίτησης προς αντοχή. Η δυναμική ανάλυση δείχνει ότι η απόκριση κυριαρχείται

από την πρώτη ιδιομορφή, αλλά αυτό δεν αναιρεί τις ανεπάρκειες· αντίθετα, επιβεβαιώνει ότι ο κύριος μηχανισμός απόκρισης συγκεντρώνει πολύ μεγάλο ποσοστό της σεισμικής μάζας και επιβάλλει υψηλές απαιτήσεις στα βασικά φέροντα στοιχεία.

Το συμπέρασμα της αποτίμησης είναι ότι το υφιστάμενο κτίριο, στην παρούσα μορφή του, δεν μπορεί να θεωρηθεί επαρκές για τη στάθμη επιτελεστικότητας «Περιορισμένες Βλάβες Α1». Η ανεπαρκής συμπεριφορά δεν εντοπίζεται σε ένα μόνο τοπικό στοιχείο, αλλά είναι συνολική και αφορά τη βασική σεισμική λειτουργία του φορέα. Ιδίως στη διεύθυνση γ-γ, το κτίριο εμφανίζει μειωμένη δυσκαμψία, αυξημένες μετακινήσεις, ανεπαρκή τέμνουσα αντοχή, προβλήματα ανατροπής και μεγάλη αδρανή περιοχή. Συνεπώς, η αποτίμηση τεκμηριώνει ότι απαιτείται συνολική στρατηγική ενίσχυσης, με κύριο στόχο την αύξηση της εγκάρσιας δυσκαμψίας και αντοχής, τη βελτίωση της διαφραγματικής λειτουργίας, τη μείωση των στρεπτικών φαινομένων και την αποκατάσταση αξιόπιστης μεταφοράς σεισμικών δράσεων προς τη θεμελίωση.

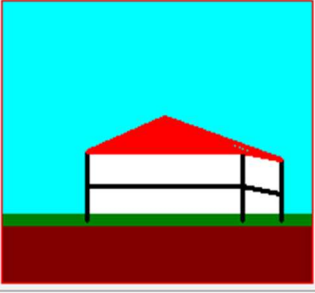
5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΩΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.

Το αρχικό κτίριο αποτιμάται ως δώροφος φορέας άοπλης φέρουσας λιθοδομής πάχους 0,60 m, με ισόγειο και πρώτο όροφο ύψους 3,00 m έκαστος. Η αρχική επίλυση βασίζεται σε κτίριο με ξύλινο δάπεδο και ξύλινη στέγη, ενώ η ποιότητα κατασκευής κατατάσσεται στην Κατηγορία 3 κατά EC6 §2.4.3. Η εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας είναι οι Περιορισμένες Βλάβες Α1 / DL, με σεισμική δράση $a_g = 0,240g$, έδαφος Β, συντελεστή εδάφους $S = 1,20$ και τελικό δείκτη συμπεριφοράς $q = 1,00$ κατά ΚΑΔΕΤ §4.6. Η τιμή $q = 1,00$ είναι κρίσιμη, διότι δεν επιτρέπει ουσιαστική μείωση των σεισμικών δράσεων λόγω πλαστιμότητας· επομένως ο φορέας ελέγχεται με αυστηρές απαιτήσεις, όπως αρμόζει σε άοπλη τοιχοποιία με περιορισμένη ανελαστική ικανότητα (αρχικό τεύχος, σελ. 1–2).

Στο δεύτερο τεύχος, το κτίριο εξετάζεται μετά από ενισχύσεις με ενέματα, αρμολογήματα, πλάκα σκυροδέματος και οπλισμένο διάζωμα (Εικόνα 5.1.). Οι επεμβάσεις αυτές δεν μεταβάλλουν τη βασική γεωμετρία του φέροντος οργανισμού, αλλά επηρεάζουν σημαντικά τη μηχανική του συμπεριφορά. Τα ενέματα και τα αρμολογήματα βελτιώνουν τη συνοχή της λιθοδομής, μειώνουν την εσωτερική αποδιοργάνωση και αυξάνουν τη συνεργασία λιθοσωμάτων και κονιάματος. Η πλάκα σκυροδέματος και το οπλισμένο διάζωμα βελτιώνουν τη διαφραγματική λειτουργία, δηλαδή τη δυνατότητα των οριζόντιων στοιχείων να μεταφέρουν τις σεισμικές δράσεις στους τοίχους με πιο ομοιόμορφο και αξιόπιστο τρόπο. Αυτό αποτυπώνεται άμεσα στα δυναμικά χαρακτηριστικά του ενισχυμένου

φορέα, κυρίως στην αύξηση των δυσκαμψιών και στη μείωση των μετακινήσεων (ενισχυμένο τεύχος, σελ. 4–6).

Τύπος Πατωμάτων Κτιρίου



Πάχη πλάκων [m]

Υψη ορόφων [m]

☐ Πλάκα Μπετόν
☒ Πλάκα Μπετόν

OK
Ακυρο
Νομοθεσία
Βοήθεια

Αποτίμηση και Δομικές Επεμβάσεις ΚΑΔΕΤ 2023

ΚΑΔΕΤ ΦΕΚ 2493 Β 18/04/2023

Σελ.1. Υπόγειο κτίριο, εκτιμήσεις αντιστάσεων
Σελ.2. Βελτιώσεις, ενέματα αρμογήματα
Σελ.3. Ενισχ. σοφιστ. Μανδύες-FRP
Σελ.4. Υπολογισμοί-Ελέγχοι ασφαλείας

Ισόγειο 1ος ορόφος

Τοίχος	Υλικό	Μήκος L[m]	Ύψος H[m]	Πάχος t[mm]	Βάρος g kN/m	Θλιψ. fk N/mm²	Διάτμηση fv N/mm²	Κόμηση fk1 N/mm²	Κόμηση fk2 N/mm²	Μ. Ελαστ. E GPa	Βελτιωμ. fk N/mm²	Βελτιωμ. fv N/mm²	Βελτιωμ. fk1 N/mm²	Βελτιωμ. fk2 N/mm²	Βελτιωμ. E GPa
T1	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ	14.000	3.000	600	15.60	2.87	0.10	0.10	0.20	1.62	3.60	0.11	0.11	0.22	3.60
T2	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ	14.000	3.000	600	15.60	2.87	0.10	0.10	0.20	1.62	3.60	0.11	0.11	0.22	3.60
T3	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ	6.000	3.000	600	15.60	2.87	0.10	0.10	0.20	1.62	3.60	0.11	0.11	0.22	3.60
T4	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ	6.000	3.000	600	15.60	2.87	0.10	0.10	0.20	1.62	3.60	0.11	0.11	0.22	3.60

Βελτιώσεις
 Δίνετε δεξιά στις ελεύθερες στήλες τις εκτιμήσεις για τις αντοχές των υλικών για κάθε όροφο και τοίχο. Σε περίπτωση βελτιώσεων, π.χ. αρμογήματα, μερικές επισκευές, ενισχυτικοί σοφάδες κλπ. Με τα κουμπιά κάτω αριστερά δίνετε συγκεντρωτικά μειώσεις (%) ή αυξήσεις (%) σε όλους τους τοίχους ανά όροφο. Με κλικ στο [Αρμολογήματα], ή [Ενέματα], μπαίνετε σε ένα παράθυρο όπου δίνοντας τα στοιχεία για τους τοίχους εκτιμάτε τις αντίστοιχες αυξήσεις αντοχών.

Αραιά fk % σε Ισόγειο	Μείωση fk % σε Ισόγειο	↑ ↓ %	Αύξηση fk % σε Ισόγειο	↑ ↓ %
Αραιά fv % σε Ισόγειο	Μείωση fv % σε Ισόγειο	↑ ↓ %	Αύξηση fv % σε Ισόγειο	↑ ↓ %
Αραιά fk1 % σε Ισόγειο	Μείωση fk1 % σε Ισόγειο	↑ ↓ %	Αύξηση fk1 % σε Ισόγειο	↑ ↓ %
Αραιά fk2 % σε Ισόγειο	Μείωση fk2 % σε Ισόγειο	↑ ↓ %	Αύξηση fk2 % σε Ισόγειο	↑ ↓ %
Αραιά E % σε Ισόγειο	Μείωση E % σε Ισόγειο	↑ ↓ %	Αύξηση E % σε Ισόγειο	↑ ↓ %
Αραιά όλα σε Ισόγειο	Μείωση όλα σε Ισόγειο	↑ ↓ %	Αύξηση όλα σε Ισόγειο	↑ ↓ %

Αρμολογήματα αύξηση fk, fv, fk1, fk2

Ενέματα αύξηση fk, fv, fk1, fk2

Εξόδος

Εικόνα. 5.1. : Εισαγωγή παραμέτρων πρώτης μεθόδου ενισχύσεων.

Στο αρχικό κτίριο, η συνολική σεισμική μάζα είναι 819 kNsec²/m, με μάζα ισογείου 387 kNsec²/m και μάζα πρώτου ορόφου 432 kNsec²/m. Η τέμνουσα βάσης από την ισοδύναμη στατική ανάλυση υπολογίζεται σε $V_0 = 5.785$ kN. Στο ενισχυμένο κτίριο, η συνολική σεισμική μάζα μειώνεται σε 658 kNsec²/m, με μάζα ισογείου 226 kNsec²/m και μάζα πρώτου ορόφου 432 kNsec²/m, ενώ η τέμνουσα βάσης μειώνεται σε $V_0 = 4.648$ kN. Η μεταβολή αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική, καθώς η μικρότερη σεισμική μάζα οδηγεί σε μικρότερες οριζόντιες σεισμικές απαιτήσεις. Ειδικότερα, το φορτίο σεισμικής μάζας του

ισογείου μειώνεται από 3.799 kN στο αρχικό τεύχος σε 2.213 kN στο ενισχυμένο. Ποιοτικά, η μείωση αυτή δείχνει ότι η νέα διάταξη των φορτίων και η παρουσία της πλάκας οδηγούν σε ευνοϊκότερη κατανομή των δράσεων στους φέροντες τοίχους (αρχικό τεύχος, σελ. 6–7· ενισχυμένο τεύχος, σελ. 3–4).

Η σημαντικότερη βελτίωση εντοπίζεται στις δυσκαμψίες. Στο αρχικό κτίριο, οι δυσκαμψίες είναι στο ισόγειο $K_x = 2,54 \text{ GN/m}$ και $K_y = 0,67 \text{ GN/m}$, ενώ στον πρώτο όροφο $K_x = 2,22 \text{ GN/m}$ και $K_y = 1,08 \text{ GN/m}$. Μετά την ενίσχυση, οι τιμές αυξάνονται σε $K_x = 5,67 \text{ GN/m}$ και $K_y = 1,49 \text{ GN/m}$ στο ισόγειο, και σε $K_x = 4,94 \text{ GN/m}$ και $K_y = 2,41 \text{ GN/m}$ στον πρώτο όροφο. Η αύξηση αυτή είναι καθοριστική: στη διεύθυνση x-x η δυσκαμψία υπερδιπλασιάζεται, ενώ στη y-y αυξάνεται επίσης σημαντικά. Η ποιοτική σημασία του μεγέθους είναι ότι ο φορέας γίνεται σαφώς λιγότερο παραμορφώσιμος. Οι τοίχοι δεν λειτουργούν πλέον τόσο ανεξάρτητα, αλλά συνδέονται καλύτερα μέσω της πλάκας και του διαζώματος, με αποτέλεσμα να περιορίζονται οι σχετικές μετακινήσεις και να βελτιώνεται η συνολική χωρική λειτουργία (αρχικό τεύχος, σελ. 8· ενισχυμένο τεύχος, σελ. 5).

Η μεταβολή των ιδιοπεριόδων επιβεβαιώνει την αύξηση της δυσκαμψίας. Στο αρχικό κτίριο η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι $T_1 = 0,189 \text{ sec}$ στη διεύθυνση x-x και $T_1 = 0,340 \text{ sec}$ στη διεύθυνση y-y. Στο ενισχυμένο κτίριο οι αντίστοιχες τιμές μειώνονται σε $T_1 = 0,121 \text{ sec}$ στη x-x και $T_1 = 0,213 \text{ sec}$ στη y-y. Η μείωση της ιδιοπεριόδου σημαίνει ότι το κτίριο γίνεται πιο δύσκαμπτο και αποκρίνεται με μικρότερες μετακινήσεις. Ωστόσο, η y-y παραμένει πιο εύκαμπτη από τη x-x, αφού η ιδιοπερίοδος στη y-y εξακολουθεί να είναι μεγαλύτερη. Αυτό συνδέεται με την επιμήκη κάτοψη και τη μικρότερη εγκάρσια ανάπτυξη φερόντων τοίχων. Η ενίσχυση βελτιώνει τη συμπεριφορά, αλλά δεν αναιρεί πλήρως τη γεωμετρική αδυναμία της εγκάρσιας διεύθυνσης (αρχικό τεύχος, σελ. 8· ενισχυμένο τεύχος, σελ. 5).

Τα ποσοστά ιδιομορφικών μαζών παραμένουν υψηλά στην πρώτη ιδιομορφή. Στο αρχικό κτίριο η πρώτη ιδιομορφή ενεργοποιεί 93,2% της μάζας στη x-x και 97,6% στη y-y. Στο ενισχυμένο κτίριο τα αντίστοιχα ποσοστά είναι 93,3% και 97,3%. Η πρακτική ερμηνεία είναι ότι και στις δύο επιλύσεις η απόκριση ελέγχεται σχεδόν αποκλειστικά από την πρώτη ιδιομορφή κάθε διεύθυνσης. Αυτό είναι αναμενόμενο για χαμηλό διώροφο κτίριο τοιχοποιίας. Η ενίσχυση δεν αλλάζει τον βασικό ιδιομορφικό χαρακτήρα του φορέα, αλλά μετακινεί τις ιδιοπεριόδους προς μικρότερες τιμές, δηλαδή αυξάνει τη δυσκαμψία χωρίς να μεταβάλλει ριζικά τον μηχανισμό ταλάντωσης (αρχικό τεύχος, σελ. 8· ενισχυμένο τεύχος, σελ. 5).

Η βελτίωση των μετακινήσεων είναι ιδιαίτερα έντονη. Στο αρχικό κτίριο οι μέγιστες μετατοπίσεις άνω ορόφου είναι $\Delta x = 10,027 \text{ mm}$ και $\Delta y = 30,711 \text{ mm}$. Στο ενισχυμένο κτίριο

μειώνονται σε $\Delta x = 3,839 \text{ mm}$ και $\Delta y = 11,504 \text{ mm}$. Η μείωση είναι περίπου 62% στη x-x και 63% στη y-y. Αυτό δείχνει ότι η ενίσχυση με πλάκα και διάζωμα βελτιώνει αποτελεσματικά τη συνολική παραμορφωσιακή συμπεριφορά. Η μείωση του αντισεισμικού αρμού από 40 mm σε 20 mm επιβεβαιώνει την ίδια τάση. Ποιοτικά, η πλάκα σκυροδέματος και το διάζωμα λειτουργούν ως στοιχεία οριζόντιας σύνδεσης, μειώνοντας την ανεξάρτητη μετακίνηση των τοίχων και βελτιώνοντας τη διανομή των σεισμικών δράσεων. Παρ' όλα αυτά, η μετακίνηση στη y-y παραμένει περίπου τριπλάσια από τη x-x, γεγονός που δείχνει ότι η εγκάρσια διεύθυνση εξακολουθεί να αποτελεί το ασθενέστερο σύστημα του φορέα (αρχικό τεύχος, σελ. 7· ενισχυμένο τεύχος, σελ. 4).

Παρά τη βελτίωση των μετακινήσεων, ο έλεγχος ανατροπής κατά ΚΑΔΕΤ §5.3.8 παραμένει προβληματικός. Στο αρχικό κτίριο η ροπή ανατροπής είναι $M_{ed} = 29.341 \text{ kNm}$ και το συνολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{ed} = 8.937 \text{ kN}$. Κατά x-x ο έλεγχος ικανοποιείται, διότι $M_{ed} = 29.341 \text{ kNm} \leq 62.558 \text{ kNm}$ και $e_x/B_x = 0,235 \leq 0,500$. Κατά y-y όμως δεν ικανοποιείται, διότι $M_{ed} = 29.341 \text{ kNm} > 26.922 \text{ kNm}$ και $e_y/B_y = 0,545 > 0,500$. Στο ενισχυμένο κτίριο η ροπή ανατροπής μειώνεται σε $M_{ed} = 24.997 \text{ kNm}$, αλλά μειώνεται και το συνολικό κατακόρυφο φορτίο σε $N_{ed} = 7.348 \text{ kN}$. Έτσι, στη y-y ο έλεγχος εξακολουθεί να μην ικανοποιείται, καθώς $M_{ed} = 24.997 \text{ kNm} > 22.135 \text{ kNm}$ και $e_y/B_y = 0,565 > 0,500$ (αρχικό τεύχος, σελ. 9· ενισχυμένο τεύχος, σελ. 6).

Η ποιοτική εξήγηση είναι ουσιαστικής. Η ενίσχυση μειώνει τη σεισμική απαίτηση, αλλά δεν αυξάνει επαρκώς τη γεωμετρική ικανότητα του κτιρίου έναντι ανατροπής στη μικρή διάσταση. Το πλάτος $B_y = 6,00 \text{ m}$ παραμένει μικρό σε σχέση με το μήκος $B_x = 14,00 \text{ m}$. Άρα ο μοχλοβραχίονας αντίστασης στη y-y παραμένει περιορισμένος. Η ανατροπή δεν είναι μόνο πρόβλημα αντοχής υλικού· είναι πρόβλημα συνολικής γεωμετρίας και κατανομής φερόντων τοίχων. Επομένως, η επέμβαση με ενέματα, αρμολογήματα, πλάκα και διάζωμα βελτιώνει τη συνοχή και τη δυσκαμψία, αλλά δεν επαρκεί για να άρει την ανεπάρκεια ανατροπής κατά ΚΑΔΕΤ §5.3.8.

Στους ελέγχους τέμνουσας εντός επιπέδου κατά ΚΑΔΕΤ §7.2.2, η βελτίωση είναι υπαρκτή αλλά όχι επαρκής. Στο αρχικό κτίριο, για τον πρώτο όροφο, ο συνολικός λόγος είναι $\lambda = \Sigma V_{ed} / \Sigma V_{rd} = 11142/2413 = 4,62 > 1,00$. Στο ενισχυμένο κτίριο μειώνεται σε $\lambda = 10342/2534 = 4,08 > 1,00$. Η απαίτηση μειώνεται από 11.142 kN σε 10.342 kN και η αντοχή αυξάνεται από 2.413 kN σε 2.534 kN. Παρ' όλα αυτά, ο λόγος παραμένει πολύ μεγαλύτερος της μονάδας. Η ποιοτική ερμηνεία είναι ότι οι επεμβάσεις βελτιώνουν τη διατμητική αντοχή της λιθοδομής, αλλά όχι σε βαθμό που να καλύπτει τις μεγάλες σεισμικές απαιτήσεις της στάθμης Α1. Η άοπλη τοιχοποιία, ακόμη και μετά την ενίσχυση με ενέματα και αρμολογήματα, εξακολουθεί

να έχει περιορισμένη ικανότητα ανάληψης διαγώνιων εφελκυστικών τάσεων και διατμητικής ρηγμάτωσης (αρχικό τεύχος, σελ. 40· ενισχυμένο τεύχος, σελ. 37).

Στο ισόγειο, η εικόνα είναι επίσης δυσμενής. Στο αρχικό κτίριο, στους ελέγχους κάμψης που ελέγχεται από τέμνουσα, ο συνολικός λόγος είναι $\lambda = \Sigma V_{ed} / \Sigma V_f = 18691 / 11315 = 1,65 > 1,00$. Στο ενισχυμένο κτίριο ο λόγος μειώνεται σε $\lambda = 14920 / 9833 = 1,52 > 1,00$. Η μείωση είναι θετική, αλλά περιορισμένη. Η ανεπάρκεια παραμένει, διότι το ισόγειο εξακολουθεί να παραλαμβάνει τη συσσωρευμένη τέμνουσα των υπερκείμενων μαζών. Επιπλέον, οι εγκάρσιοι τοίχοι έχουν περιορισμένα ενεργά μήκη λόγω γεωμετρίας και ανοιγμάτων. Συνεπώς, η αύξηση της αντοχής του υλικού δεν αρκεί για να ανατρέψει τη γεωμετρική και στατική δυσμενή συνθήκη (αρχικό τεύχος, σελ. 39· ενισχυμένο τεύχος, σελ. 36).

Για τον τοίχο T5 του πρώτου ορόφου, η ενίσχυση έχει σαφή θετική επίδραση. Στο αρχικό κτίριο ο T5 παραλαμβάνει μεγάλη σεισμική δύναμη κατά μήκος του, με V_{ed} περίπου 2.983,8 kN στους κρίσιμους διατμητικούς ελέγχους. Στο ενισχυμένο κτίριο η αντίστοιχη απαίτηση μειώνεται σε $V_{ed} = 2.768,9$ kN. Παράλληλα, η χαρακτηριστική αντοχή της τοιχοποιίας αυξάνεται από $f_k = 2,870$ N/mm² σε $f_k = 3,600$ N/mm² και η αρχική διατμητική αντοχή από $f_{vk} = 0,100$ N/mm² σε $f_{vk} = 0,110$ N/mm². Αυτό δείχνει τη μηχανική βελτίωση της λιθοδομής λόγω ενεμάτων και αρμολογημάτων. Ωστόσο, στον έλεγχο τέμνουσας εντός επιπέδου κατά ΚΑΔΕΤ §7.2.2, ο T5 παραμένει ανεπαρκής, αφού στο ενισχυμένο τεύχος προκύπτει $V_n = 1.152,2$ kN και $V_{ed} / V_n = 2,40 > 1,00$ (ενισχυμένο τεύχος, σελ. 37).

Η ποιοτική εξήγηση για τον T5 είναι ότι, ενώ η ενίσχυση αυξάνει τη συνοχή και την αντοχή, η σεισμική απαίτηση παραμένει πολύ υψηλή λόγω της μεγάλης συμμετοχής του τοίχου στη διαμήκη δυσκαμψία. Ο T5 είναι ισχυρό στοιχείο ως προς τη δυσκαμψία, άρα προσελκύει μεγάλη τέμνουσα. Η αυξημένη δυσκαμψία είναι ευνοϊκή για τις μετακινήσεις, αλλά οδηγεί και σε μεγαλύτερη συγκέντρωση τέμνουσας στα βασικά φέροντα στοιχεία. Επομένως, ο T5 βελτιώνεται, αλλά δεν καθίσταται πλήρως επαρκής σε τέμνουσα.

Για τον T6, η συμπεριφορά είναι ανάλογη. Στο ενισχυμένο τεύχος αναφέρεται $N_{ed} = 1.793,2$ kN, $V_{ed} = 2.672,5$ kN, $L' = 8,02$ m, $f_{vd} = 0,231$ N/mm² και $V_n = 1.109,3$ kN, με $V_{ed} / V_n = 2,41 > 1,00$. Ο T6, όπως και ο T5, ωφελείται από τη βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών της λιθοδομής και τη μείωση των μετακινήσεων, αλλά εξακολουθεί να μην ικανοποιεί τον έλεγχο ΚΑΔΕΤ §7.2.2. Η ανεπάρκεια εδώ οφείλεται στην αδυναμία της ενισχυμένης με ήπιες μεθόδους τοιχοποιίας να παραλάβει τις υψηλές διατμητικές απαιτήσεις της στάθμης A1 χωρίς πρόσθετο οπλισμένο μηχανισμό ανάληψης εφελκυσμών (ενισχυμένο τεύχος, σελ. 37).

Οι εγκάρσιοι τοίχοι T7 και T8 του πρώτου ορόφου είναι ακόμη πιο κρίσιμοι. Στο αρχικό κτίριο, οι τοίχοι αυτοί είχαν ιδιαίτερα δυσμενή συμπεριφορά λόγω της μικρότερης εγκάρσιας δυσκαμψίας και των αυξημένων μετακινήσεων στη γ-γ. Μετά την ενίσχυση, η μείωση της Δγ από 30,711 mm σε 11,504 mm βελτιώνει σαφώς τις παραμορφωσιακές απαιτήσεις. Ωστόσο, οι διατμητικοί έλεγχοι παραμένουν ανεπαρκείς, ιδίως στα τμήματα μικρού ενεργού μήκους. Στο ενισχυμένο τεύχος καταγράφεται ενδεικτικά περίπτωση με $N_{ed} = 771,1 \text{ kN}$, $V_{ed} = 2.030,4 \text{ kN}$, $L' = 0,42 \text{ m}$, $V_v = 112,1 \text{ kN}$ και $V_{ed}/V_v = 18,11 > 1,00$. Ο τόσο μεγάλος λόγος δείχνει ότι η ανεπάρκεια δεν οφείλεται μόνο στην ποιότητα του υλικού, αλλά κυρίως στη μικρή ενεργό διατμητική επιφάνεια (ενισχυμένο τεύχος, σελ. 37).

Η ποιοτική σημασία για τους T7 και T8 είναι καθοριστική. Η ενίσχυση με ενέματα και αρμολογήματα αυξάνει την εσωτερική συνοχή της λιθοδομής, αλλά δεν δημιουργεί νέο ουσιαστικό φέρον πλάτος. Αν ένας τοίχος ή ένα τμήμα τοίχου έχει πολύ μικρό ενεργό μήκος, τότε η διατμητική του αντοχή $V_v = f_{vd} \cdot L' \cdot t$ παραμένει περιορισμένη, ακόμη και αν αυξηθεί η f_{vd} . Επομένως, οι εγκάρσιοι τοίχοι εξακολουθούν να είναι τα στοιχεία που καθορίζουν τη συνολική ανεπάρκεια στη γ-γ.

Στο ισόγειο, οι τοίχοι T1 και T2 παρουσιάζουν βελτίωση ως προς τις απαιτήσεις, αλλά παραμένουν ανεπαρκείς σε τέμνουσα εντός επιπέδου. Στο αρχικό κτίριο, για κρίσιμο διαμήκες τμήμα, αναφέρεται $N_{ed} = 1.776,7 \text{ kN}$, $V_{ed} = 2.983,8 \text{ kN}$, $L' = 8,49 \text{ m}$, $V_v = 1.088,0 \text{ kN}$ και $V_{ed}/V_v = 2,74 > 1,00$. Στο ενισχυμένο κτίριο, η απαίτηση μειώνεται σε $V_{ed} = 2.768,9 \text{ kN}$ και η αντοχή αυξάνεται σε $V_v = 1.152,2 \text{ kN}$, με λόγο $V_{ed}/V_v = 2,40 > 1,00$. Άρα η βελτίωση είναι μετρήσιμη, αλλά όχι επαρκής. Ο λόγος μειώνεται περίπου κατά 12%, όμως παραμένει πάνω από το επιτρεπτό όριο (αρχικό τεύχος, σελ. 40· ενισχυμένο τεύχος, σελ. 37).

Οι T3 και T4 του ισογείου είναι οι πλέον δυσμενείς από πλευράς συνολικής σεισμικής συμπεριφοράς, επειδή συμμετέχουν στη δυσμενή εγκάρσια διεύθυνση γ-γ και έχουν μικρά ενεργά μήκη. Στο αρχικό κτίριο, για τον έλεγχο τέμνουσας που ελέγχεται από κάμψη, εμφανίζεται τοπικά λόγος $V_{ed}/V_f = 93,03 > 1,00$, ενώ στο ενισχυμένο ο αντίστοιχος λόγος παραμένει $V_{ed}/V_f = 93,05 > 1,00$. Η σχεδόν μηδενική βελτίωση σε αυτόν τον τοπικό δείκτη δείχνει ότι ο συγκεκριμένος μηχανισμός αστοχίας δεν αντιμετωπίζεται ουσιαστικά από την επιλεγμένη επέμβαση. Η πλάκα και το διάζωμα μειώνουν τις μετακινήσεις του φορέα, αλλά δεν αυξάνουν επαρκώς την τοπική ικανότητα των μικρών εγκάρσιων τμημάτων να παραλάβουν την τέμνουσα που επιβάλλεται από τη σεισμική δράση (αρχικό τεύχος, σελ. 39· ενισχυμένο τεύχος, σελ. 36).

Συνεπώς, για το ενισχυμένο κτίριο μπορεί να διατυπωθεί ότι οι επεμβάσεις βελτιώνουν κυρίως τη συνολική δυσκαμψία και τη διαφραγματική συνεργασία, αλλά δεν

επιτυγχάνουν πλήρη επάρκεια σε όλους τους ελέγχους αντοχής. Οι επάρκειες αφορούν κυρίως τη μείωση μετακινήσεων, την ευνοϊκότερη ιδιομορφική συμπεριφορά, τη μείωση της σεισμικής τέμνουσας βάσης και τη βελτίωση ορισμένων καμπτικών ελέγχων. Οι ανεπάρκειες παραμένουν κυρίως στην τέμνουσα εντός επιπέδου κατά ΚΑΔΕΤ §7.2.2, στην τέμνουσα που ελέγχεται από κάμψη και στον έλεγχο ανατροπής κατά ΚΑΔΕΤ §5.3.8 στη γ-γ.

Ο αμφίπλευρος μανδύας εκτοξευόμενου σκυροδέματος θα αποτελούσε πολύ ισχυρότερη επέμβαση σε σχέση με τα ενέματα, τα αρμολογήματα, την πλάκα και το διάζωμα. Η κύρια διαφορά είναι ότι τα ενέματα και τα αρμολογήματα βελτιώνουν την υφιστάμενη λιθοδομή, ενώ ο μανδύας προσθέτει ουσιαστικά νέο οπλισμένο φέρον σύστημα σε συνεργασία με την παλιά τοιχοποιία. Από πλευράς μηχανικής λειτουργίας, ο μανδύας αυξάνει το ενεργό πάχος, τη διατμητική επιφάνεια, τη ροπή αδράνειας, την καμπτική ικανότητα και κυρίως την ικανότητα ανάληψης εφελκυσμών μέσω του οπλισμού.

Η σημαντικότερη επίδραση θα αναμενόταν στους ελέγχους ΚΑΔΕΤ §7.2.2, δηλαδή στην τέμνουσα εντός επιπέδου. Στα τεύχη φαίνεται ότι οι βασικές ανεπάρκειες παραμένουν επειδή η διαθέσιμη τέμνουσα V_n είναι πολύ μικρότερη από την απαιτούμενη V_{ed} . Για παράδειγμα, στο ενισχυμένο κτίριο ο λόγος V_{ed}/V_n παραμένει 2,40 ή 2,41 για βασικά διαμήκη τμήματα και φθάνει πολύ υψηλότερες τιμές σε μικρά εγκάρσια τμήματα (ενισχυμένο τεύχος, σελ. 37). Με διπλό μανδύα, η V_n θα αυξανόταν όχι μόνο λόγω αύξησης της διατομής, αλλά κυρίως λόγω της παρουσίας οπλισμού, ο οποίος θα μπορούσε να παραλάβει τις διαγώνιες εφελκυστικές τάσεις που η άοπλη λιθοδομή δεν μπορεί να αναλάβει.

Επιπλέον, ο μανδύας θα βελτίωνε τους ελέγχους κάμψης εντός επιπέδου κατά ΚΑΔΕΤ §7.4.1. Η άοπλη τοιχοποιία έχει περιορισμένη παραμορφωσιακή ικανότητα. Με τον οπλισμένο μανδύα, αυξάνεται η καμπτική αντοχή και η διαθέσιμη στροφή πριν την αστοχία. Αυτό θα ήταν ιδιαίτερα σημαντικό για τους εγκάρσιους τοίχους T3, T4, T7 και T8, όπου οι τοπικοί λόγοι ανεπάρκειας παραμένουν εξαιρετικά υψηλοί. Ποιοτικά, ο μανδύας μετατρέπει έναν ψαθυρό ή σχεδόν ψαθυρό μηχανισμό ρηγμάτωσης της λιθοδομής σε πιο ελεγχόμενο μηχανισμό με δυνατότητα ανακατανομής τάσεων.

Ο μανδύας θα είχε επίσης θετική επίδραση στις μετακινήσεις. Ήδη η ηπιότερη ενίσχυση μειώνει τη Δx από 10,027 mm σε 3,839 mm και τη Δy από 30,711 mm σε 11,504 mm. Με διπλό μανδύα, αναμένεται περαιτέρω αύξηση δυσκαμψίας και περαιτέρω μείωση μετακινήσεων. Αυτό θα βελτίωνε τη συμπεριφορά του κτιρίου έναντι παραμορφωσιακών κριτηρίων και θα περιοριζε τις δευτερογενείς επιδράσεις λόγω μετακινήσεων.

Ωστόσο, ο διπλός μανδύας δεν είναι ιδανική λύση για διατηρητέο ιστορικό κτίριο. Παρότι στατικά είναι ιδιαίτερα αποτελεσματικός, αλλοιώνει τον χαρακτήρα της αυθεντικής λιθοδομής, καλύπτει τις ιστορικές επιφάνειες, εισάγει υλικό υψηλής δυσκαμψίας και μεταβάλλει τη μορφολογική και κατασκευαστική ταυτότητα του κτιρίου. Επιπλέον, αυξάνει τη μάζα του φορέα, γεγονός που μπορεί να αυξήσει και τις σεισμικές δράσεις. Άρα, από καθαρά στατική άποψη μπορεί να αντιμετωπίσει πολλές από τις ανεπάρκειες ΚΑΔΕΤ, αλλά από πλευράς προστασίας διατηρητέου αποτελεί βαριά και μη συμβατή επέμβαση.

Η δεύτερη λύση, δηλαδή ο διαχωρισμός του κτιρίου σε δύο στατικά ανεξάρτητα τμήματα με κατασκευή δύο νέων φερόντων τοίχων στη θέση διαχωρισμού, αντιμετωπίζει το πρόβλημα σε διαφορετικό επίπεδο. Ο μανδύας ενισχύει τα υπάρχοντα στοιχεία. Ο διαχωρισμός αλλάζει τη συνολική στατική οργάνωση. Αυτό είναι πολύ σημαντικό, διότι τα τεύχη δείχνουν ότι πολλές ανεπάρκειες δεν είναι μόνο τοπικές, αλλά συστημικές: η γ-γ διεύθυνση είναι δυσμενής, ο έλεγχος ανατροπής δεν ικανοποιείται και τα εγκάρσια στοιχεία έχουν περιορισμένη ικανότητα.

Με τον διαχωρισμό σε δύο τμήματα, μειώνεται το ενεργό μήκος του ενιαίου επιμήκους φορέα και δημιουργούνται νέα εγκάρσια φέροντα στοιχεία. Οι νέοι τοίχοι θα αύξαναν σημαντικά τη δυσκαμψία στη γ-γ, θα μείωναν τις μετακινήσεις και θα περιορίζαν τη στρεπτική ευαισθησία. Κυρίως, θα βοηθούσαν στον έλεγχο ανατροπής κατά ΚΑΔΕΤ §5.3.8, ο οποίος στο αρχικό και στο ενισχυμένο κτίριο παραμένει μη αποδεκτός στη γ-γ. Η ανεπάρκεια ανατροπής συνδέεται με το μικρό πλάτος $B_y = 6,00 \text{ m}$ και τη μικρή ροπή αντίστασης της κάτοψης. Οι νέοι εγκάρσιοι τοίχοι θα αύξαναν τη δυνατότητα ανάπτυξης θλιβόμενων περιοχών και θα μείωναν την αδρανή περιοχή.

Η λύση αυτή θα είχε επίσης ευνοϊκή επίδραση στους T3, T4, T7 και T8. Σήμερα οι εγκάρσιοι τοίχοι αυτοί παραλαμβάνουν δυσανάλογα υψηλές απαιτήσεις. Με την προσθήκη νέων τοίχων, μέρος της τέμνουσας θα ανακατανεμόταν στα νέα στοιχεία. Άρα οι λόγοι V_{ed}/V_n και V_{ed}/V_f των υφιστάμενων εγκάρσιων τοίχων θα μειώνονταν όχι επειδή αυξάνεται μόνο η αντοχή τους, αλλά επειδή μειώνεται η απαίτηση που τους αντιστοιχεί. Αυτή είναι η βασική διαφορά της λύσης: δεν προσπαθεί μόνο να κάνει πιο ισχυρά τα παλιά στοιχεία, αλλά αλλάζει την κατανομή των σεισμικών δράσεων.

Ωστόσο, και αυτή η λύση έχει σοβαρό πρόβλημα ως προς τον ιστορικό χαρακτήρα. Ο διαχωρισμός ενός διατηρητέου κτιρίου σε δύο ανεξάρτητα στατικά τμήματα και η κατασκευή νέων φερόντων τοίχων αλλοιώνουν την αρχική κάτοψη, τη χωρική συνέχεια και πιθανώς τη λειτουργική και αρχιτεκτονική ταυτότητα του μνημείου. Παρότι η λύση μπορεί να είναι

εξαιρετικά αποτελεσματική ως προς τη συνολική σεισμική συμπεριφορά, δεν μπορεί να θεωρηθεί ήπια ή πλήρως συμβατή επέμβαση για ιστορικό διατηρητέο κτίριο.

Ο διπλός μανδύας εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι πιο αποτελεσματικός για την άρση των τοπικών ανεπαρκειών αντοχής. Δηλαδή, στοχεύει κυρίως στους ελέγχους ΚΑΔΕΤ §7.2.2 και §7.4.1, όπου οι τοίχοι αποτυγχάνουν σε τέμνουσα εντός επιπέδου ή σε κάμψη που ελέγχεται από τέμνουσα. Είναι λύση που αυξάνει την αντοχή και την παραμορφωσιακή ικανότητα των ίδιων των τοίχων.

Ο διαχωρισμός σε δύο κτίρια με δύο νέους φέροντες τοίχους είναι πιο αποτελεσματικός για την άρση των συστημικών ανεπαρκειών. Δηλαδή, στοχεύει κυρίως στην ανατροπή, στην αδρανή περιοχή, στη δυσμενή γ-γ συμπεριφορά, στη μείωση των μετακινήσεων και στην ανακατανομή των σεισμικών δράσεων. Είναι λύση που αλλάζει τη συνολική λειτουργία του φορέα.

Αν δεν υπήρχε ο περιορισμός του διατηρητέου χαρακτήρα, η στατικά πληρέστερη λύση θα ήταν πιθανώς συνδυαστική: νέοι εγκάρσιοι τοίχοι ή διαχωρισμός για τη συνολική ευστάθεια και επιλεκτικός μανδύας στα κρίσιμα στοιχεία για την τοπική τέμνουσα. Όμως, για ιστορικό κτίριο, και οι δύο λύσεις είναι προβληματικές. Ο μανδύας αλλοιώνει την αυθεντική λιθοδομή, ενώ ο διαχωρισμός αλλοιώνει τη χωρική και αρχιτεκτονική οργάνωση.

Το ενισχυμένο κτίριο με ενέματα, αρμολογήματα, πλάκα σκυροδέματος και οπλισμένο διάζωμα παρουσιάζει σημαντική βελτίωση σε σχέση με το αρχικό. Η δυσκαμψία αυξάνεται, οι ιδιοπερίοδοι μειώνονται, οι μετακινήσεις περιορίζονται σημαντικά και η σεισμική τέμνουσα βάσης μειώνεται. Ωστόσο, η επέμβαση δεν οδηγεί σε πλήρη επάρκεια κατά ΚΑΔΕΤ στη στάθμη Α1. Παραμένουν κρίσιμες ανεπάρκειες σε τέμνουσα εντός επιπέδου, σε κάμψη που ελέγχεται από τέμνουσα και στον έλεγχο ανατροπής στη γ-γ.

Ο διπλός μανδύας θα βελτίωνε κυρίως τους τοπικούς ελέγχους αντοχής των τοίχων, ενώ ο διαχωρισμός με νέους τοίχους θα βελτίωνε κυρίως τη συνολική χωρική και αντισεισμική συμπεριφορά. Παρά την τεχνική τους αποτελεσματικότητα, και οι δύο λύσεις δεν σέβονται επαρκώς τον ιστορικό χαρακτήρα του κτιρίου ως διατηρητέου, διότι είτε αλλοιώνουν την αυθεντική λιθοδομή είτε μεταβάλλουν ουσιαστικά την αρχική κάτοψη και μορφολογία.

6. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΕΥΤΕΡΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.

Το κτίριο αναφοράς εξετάζεται μέσα από τρεις διαδοχικές στατικές επιλύσεις. Η πρώτη επίλυση αφορά το αρχικό υφιστάμενο κτίριο, το οποίο αποτελείται από άοπλη φέρουσα λιθοδομή πάχους 0,60 m. Η δεύτερη επίλυση αφορά το ίδιο κτίριο μετά από ηπιότερες επεμβάσεις, δηλαδή ενέματα, αρμολογήματα, πλάκα σκυροδέματος και

οπλισμένο διάζωμα. Η τρίτη επίλυση αφορά την περαιτέρω ενίσχυση του ίδιου φορέα με αμφίπλευρο μανδύα, με αποτέλεσμα το πάχος των φερόντων τοίχων να αυξάνεται από 600 mm σε 760 mm. Η σύγκριση των τριών επιλύσεων επιτρέπει την αξιολόγηση όχι μόνο της αριθμητικής βελτίωσης των μεγεθών, αλλά και της ποιότητας της δομικής συμπεριφοράς που επιτυγχάνεται σε κάθε στάδιο.

Το αρχικό κτίριο εξετάζεται για στάθμη επιτελεστικότητας Περιορισμένες Βλάβες A1 / DL, με σεισμική δράση $a_g = 0,240g$, κατηγορία εδάφους B, συντελεστή εδάφους $S = 1,20$ και συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1,00$. Η επιλογή $q = 1,00$ είναι ιδιαίτερα σημαντική, διότι σημαίνει ότι η κατασκευή δεν πιστώνεται με σημαντική ανελαστική ικανότητα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας. Αυτό είναι συμβατό με την άοπλη τοιχοποιία, η οποία εμφανίζει περιορισμένη πλαστιμότητα και ευπάθεια σε εφελκυστικές και διατμητικές δράσεις. Οι παραδοχές αυτές προκύπτουν από το αρχικό τεύχος αποτίμησης, όπου αναφέρονται οι κανονισμοί EC6, EC8, EC1, EC0, EC5, ΚΑΔΕΤ και ΚΑΝ.ΕΠΕ. (αρχικό τεύχος, σελ. 1–2).

Η ενδιάμεση ενίσχυση με ενέματα, αρμολογήματα, πλάκα σκυροδέματος και οπλισμένο διάζωμα στοχεύει κυρίως στη βελτίωση της συνοχής της λιθοδομής και της διαφραγματικής λειτουργίας. Η προσθήκη πλάκας σκυροδέματος και διαζώματος οδηγεί σε καλύτερη συνεργασία των φερόντων τοίχων, σε πιο ομοιόμορφη κατανομή των σεισμικών δράσεων και σε μείωση των μετακινήσεων. Αντίθετα, η τρίτη λύση με αμφίπλευρο μανδύα αποτελεί πολύ βαρύτερη επέμβαση, διότι δεν αποκαθιστά απλώς την υφιστάμενη τοιχοποιία, αλλά προσθέτει νέο οπλισμένο φέρον στρώμα σε κάθε πλευρά των τοίχων. Αυτό οδηγεί σε μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής, αλλά και σε αύξηση της μάζας του φορέα.

Στο αρχικό κτίριο, οι τοίχοι έχουν πάχος 600 mm. Στην τρίτη επίλυση, με τον αμφίπλευρο μανδύα, το πάχος αυξάνεται σε 760 mm. (Εικόνα 6.1.). Αυτό φαίνεται ήδη από τα φορτία των τοίχων του πρώτου ορόφου: ο T5 έχει πάχος 760 mm και ίδιο βάρος 692,8 kN, έναντι 556,0 kN στην αρχική και ενδιάμεση διαμόρφωση. Ο T6 αυξάνεται από 571,0 kN σε 711,5 kN, ο T7 από 282,0 kN σε 351,4 kN και ο T8 από 247,1 kN σε 307,9 kN. Αντίστοιχα, στο ισόγειο ο T1 αυξάνεται από 655,2 kN σε 816,5 kN, ο T2 από 526,0 kN σε 655,5 kN, ο T3 από 242,9 kN σε 302,7 kN και ο T4 από 205,9 kN σε 256,6 kN (τεύχος μανδύα, σελ. 1–2).

Η αύξηση του ίδιου βάρους είναι αναμενόμενη, διότι ο μανδύας αυξάνει το πάχος και τη φέρουσα διατομή των τοίχων. Αυτό έχει διπλή επίδραση. Από τη μία πλευρά, αυξάνει τη διατμητική επιφάνεια, τη δυσκαμψία και τη θλιπτική ικανότητα. Από την άλλη, αυξάνει τη σεισμική μάζα και συνεπώς μπορεί να αυξήσει τις σεισμικές απαιτήσεις. Για τον λόγο αυτό,

η επίδραση του μανδύα δεν πρέπει να αξιολογείται μόνο ως αύξηση αντοχής, αλλά ως συνολική μεταβολή της δυναμικής συμπεριφοράς.

Αποτίμηση και Δομικές Επεμβάσεις ΚΑΔΕΤ 2023

ΚΑΔΕΤ ΦΕΚ 2493 Β 18/04/2023

Σελ. 1. Υπάρχον κτίριο, εκτιμήσεις αντοχών | Σελ. 2. Βελτιώσεις, ενέματα αρμογήματα | Σελ. 3. Ενισχ. σοφ.τ.-Μανδύες-FRP | Σελ. 4. Υπολογισμοί-Ελεγκ. ασφαλείας

Ισόγειο 1ος ορόφος

Τοίχος	Υλικό	Μήκος L[m]	Ύψος h[m]	Πάχος t[mm]	Βάρος g kN/m	Μανδύας μόνος πάχος mm	Μανδύας διπλός πάχος mm	Επίχρυσμα πάχος mm	FRP διπλός πάχος mm	FRP w[mm]/m πλάτος mm
T1	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ	14.000	3.000	600	15.60		80			
T2	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ	14.000	3.000	600	15.60		80			
T3	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ	6.000	3.000	600	15.60		80			
T4	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ	6.000	3.000	600	15.60		80			

Μανδύες
Δίνετε μονόπλευρο ή αμφίπλευρο μανδύα σε χιλιοστά (mm) για κάθε όροφο και τοίχο. Στο κάτω μέρος δίνετε την ποιότητα σκυροδέματος και τον οπλισμό του μανδύα. Προσοχή Μανδύες σε χιλιοστά (mm)
Οπλισμένα επίχρυσμα
Αν χρησιμοποιείτε οπλισμένο επίχρυσμα δίνετε πάχος σε χιλιοστά (mm) για κάθε όροφο και τοίχο. Ιδιότητες επιχρίσματος: θλιπτική f_{ck}, διατμητική f_{tk}, εφελκυστική f_{tk} αντοχή και μέτρο ελαστικότητας E. Οι ιδιότητες επιχρησμάτων προκύπτουν από τα στοιχεία του κατασκευαστή.
FRP ενισχύσεις
Αν χρησιμοποιείτε FRP ενισχύσεις, δίνετε πάχος FRP σε χιλιοστά, και w σε χιλιοστά ανά μέτρο. Θα τοποθετήσετε κατακόρυφες και οριζόντιες λωρίδες με συνολικό πλάτος ανά μέτρο w σε χιλιοστά (mm), Ιδιότητες FRP αντοχή f_k και μέτρο ελαστικότητας E

Μονός μανδύας: mm Διπλός μανδύας: mm Μανδύας σκυροδέμα/χάλυβας C25/30 S500Φ 10 / 200
Διπλό επίχρυσμ. mm Ιδιότητες οπλισμένου επιχρίσματος: f_{ck}= 5.00 N/mm² f_{tk}= 0.20 N/mm² f_{tk}= 0.50 N/mm² E= 5.00 GPa
Διπλό FRP πάχος t= mm πλάτος w/m 1000 mm αντοχή f_k= 1000 N/mm² Μ. ελαστ. E= 100 GPa

Εξόδος

Εικόνα. 6.1. : Εισαγωγή παραμέτρων δεύτερης μεθόδου ενισχύσεων.

Στο αρχικό κτίριο η συνολική σεισμική μάζα είναι 819 kNsec²/m. Στο ενδιάμεσο ενισχυμένο κτίριο μειώνεται σε 658 kNsec²/m, ενώ στο κτίριο με αμφίπλευρο μανδύα αυξάνεται σε 726 kNsec²/m. Η τέμνουσα βάσης είναι αντίστοιχα 5.785 kN στο αρχικό, 4.648 kN στο ενδιάμεσο και 5.128 kN στο κτίριο με μανδύα. Επομένως, η ενδιάμεση λύση είναι η ευνοϊκότερη ως προς τη μείωση σεισμικής μάζας και τέμνουσας βάσης, ενώ ο μανδύας αυξάνει τη μάζα σε σχέση με αυτήν, αλλά παραμένει ευνοϊκότερος από το αρχικό κτίριο ως προς τη συνολική σεισμική απαίτηση (αρχικό τεύχος, σελ. 7· ενδιάμεσο τεύχος, σελ. 4· τεύχος μανδύα, σελ. 4).

Η βασική βελτίωση της τρίτης επίλυσης εντοπίζεται στη δυσκαμψία. Στο αρχικό κτίριο, οι δυσκαμψίες του πρώτου ορόφου ήταν K_x = 2,218 GN/m και K_y = 1,084 GN/m, με στρεπτική ακαμψία I_p = 62,961 GNm. Στο κτίριο με αμφίπλευρο μανδύα, οι αντίστοιχες δυσκαμψίες του πρώτου ορόφου αυξάνονται σε K_x = 15,556 GN/m και K_y = 7,601 GN/m, ενώ η στρεπτική ακαμψία αυξάνεται σε I_p = 441,602 GNm. Η αύξηση αυτή είναι εξαιρετικά μεγάλη και δείχνει ότι ο μανδύας μετατρέπει τους τοίχους σε πολύ ισχυρότερα εντός

επιπέδου στοιχεία (αρχικό τεύχος, σελ. 12· τεύχος μανδύα, σχετικός πίνακας πρώτου ορόφου).

Αποτίμηση και Δομικές Επεμβάσεις ΚΑΔΕΤ 2023

ΚΑΔΕΤ ΦΕΚ 2493 Β 18/04/2023

Σελ.1, Υπόγειο κτίριο, εκτιμήσεις αντοχών | Σελ.2, Βελτιώσεις, ενέματα αρμογήματα | Σελ.3, Έναρξ. σοφολ. Μανδύας-FRP | Σελ.4, Υπολογισμοί-Ελέγχοι ασφάλειας

Αρχικό κτίριο, υλικό από βάση υδατόν

Υπολογισμοί	Τακτοποίηση	Αστική τακτοποίηση	Κατηγορία Κατασκευής	Κατηγορία 3	γ _Μ
Αισθητικές	Στάθμη Επιτελεστικότητα (LS)	Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (KL)	Σεισμικός συντελεστής (EC8, §3.2.2.2)	α= 0.24	
Σύνταρο τεύχος	A (DL) Περιορισμένες βλάβες	για δράσεις	Συντελεστής συμπεριφοράς q (EC8, §9.3)	q= 1.50	
Εκτεταμένο τεύχος	B (SD) Σημαντικές βλάβες	για υλικά	Σεισμική δράση Πθάν. υπέρβ. 10%		
	Γ (NC) Ουδενί κατάρευση	για έδαφος	Σεισμική δράση Πθάν. υπέρβ. 50%		

Κτίριο με αντοχές από σελ.1

Υπολογισμοί	Τακτοποίηση	Αστική τακτοποίηση	Κατηγορία Κατασκευής	Κατηγορία 3	γ _Μ
Αισθητικές	Στάθμη Επιτελεστικότητα (LS)	Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (KL)	Σεισμικός συντελεστής (EC8, §3.2.2.2)	α= 0.24	
Σύνταρο τεύχος	A (DL) Περιορισμένες βλάβες	για δράσεις	Συντελεστής συμπεριφοράς q (EC8, §9.3)	q= 1.50	
Εκτεταμένο τεύχος	B (SD) Σημαντικές βλάβες	για υλικά	Σεισμική δράση Πθάν. υπέρβ. 10%		
	Γ (NC) Ουδενί κατάρευση	για έδαφος	Σεισμική δράση Πθάν. υπέρβ. 50%		

Κτίριο με βελτιώσεις, σελ.2

Υπολογισμοί	Τακτοποίηση	Αστική τακτοποίηση	Κατηγορία Κατασκευής	Κατηγορία 3	γ _Μ
Αισθητικές	Στάθμη Επιτελεστικότητα (LS)	Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (KL)	Σεισμικός συντελεστής (EC8, §3.2.2.2)	α= 0.24	
Σύνταρο τεύχος	A (DL) Περιορισμένες βλάβες	για δράσεις	Συντελεστής συμπεριφοράς q (EC8, §9.3)	q= 1.50	
Εκτεταμένο τεύχος	B (SD) Σημαντικές βλάβες	για υλικά	Σεισμική δράση Πθάν. υπέρβ. 10%		
	Γ (NC) Ουδενί κατάρευση	για έδαφος	Σεισμική δράση Πθάν. υπέρβ. 50%		

Κτίριο με μανδύες, σελ.3

Υπολογισμοί	Τακτοποίηση	Αστική τακτοποίηση	Κατηγορία Κατασκευής	Κατηγορία 2	γ _Μ
Αισθητικές	Στάθμη Επιτελεστικότητα (LS)	Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (KL)	Σεισμικός συντελεστής (EC8, §3.2.2.2)	α= 0.24	
Σύνταρο τεύχος	A (DL) Περιορισμένες βλάβες	για δράσεις	Συντελεστής συμπεριφοράς q (EC8, §9.3)	q= 1.50	
Εκτεταμένο τεύχος	B (SD) Σημαντικές βλάβες	για υλικά	Σεισμική δράση Πθάν. υπέρβ. 10%		
	Γ (NC) Ουδενί κατάρευση	για έδαφος	Σεισμική δράση Πθάν. υπέρβ. 50%		

Κτίριο με βελτιώσεις και μανδύες, σελ.2,3

Υπολογισμοί	Τακτοποίηση	Αστική τακτοποίηση	Κατηγορία Κατασκευής	Κατηγορία 2	γ _Μ
Αισθητικές	Στάθμη Επιτελεστικότητα (LS)	Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (KL)	Σεισμικός συντελεστής (EC8, §3.2.2.2)	α= 0.24	
Σύνταρο τεύχος	A (DL) Περιορισμένες βλάβες	για δράσεις	Συντελεστής συμπεριφοράς q (EC8, §9.3)	q= 1.50	
Εκτεταμένο τεύχος	B (SD) Σημαντικές βλάβες	για υλικά	Σεισμική δράση Πθάν. υπέρβ. 10%		
	Γ (NC) Ουδενί κατάρευση	για έδαφος	Σεισμική δράση Πθάν. υπέρβ. 50%		

Κανονικοποιημένη αντοχή τοίχου f_{td} (ΚΑΔΕΤ §7.2.2)

f_{td} = f_{td} / (A₀ / A₀) = f_{td} / 1.0 = f_{td} = 6.33/6.2 = 1.02

f_{td} = f_{td} / (A₀ / A₀) = f_{td} / 1.0 = f_{td} = 6.33/6.2 = 1.02

Υλικά τοιχοποιίας

Γενικά στοιχεία κτιρίου

Υλικά τοιχοποιίας

Διαστασιολόγηση πλάκων οπλισμένου σκυροδέματος

Ισόγειο, 1 ης οροφής, Διαστασιολόγηση οπλ. σκυροδέματος

*** Ισόγειο, πλάκα Π1 *** πρέπει να αυξηθεί το πάχος ***

Ελέγχος ορθότητας δεδομένων τοίχων

Ελέγχοι αντοχής τοίχων φέρουσας τακτοποιίας

Ιδιότητες τοίχων

Φορτία τοίχων

Αντοχές τοίχων πριν την εφαρμογή μανδύα οπλισμένου κονιάματος

Αντοχές τοίχων, με ενισχύσεις από μανδύες

Ανακατανομή τενυσμών ανά όροφο

Βήματα ανακατανομής 8, μείωση δυσκαμψίας ανά βήμα 5%, όρο ανακατανομής τενυσμών ΔVed=25%

Ελαστικοπλαστική ανάλυση, 1ος ορόφος, βήμα 0, Οριζ., μετακίνηση 1ος ορόφου Δx=0.562mm, Δy=1.746mm

Ελαστικοπλαστική ανάλυση, 1ος ορόφος, βήμα 1, Οριζ., μετακίνηση 1ος ορόφου Δx=0.596mm, Δy=1.864mm

Μείωση δυσκαμψίας τοίχου T7, κατά 4.94%, συνολική μείωση 4.94%

Μείωση δυσκαμψίας τοίχου T8, κατά 5.00%, συνολική μείωση 5.00%

Μείωση ποσοστά ανακατανομής τενυσμών ορόφου Ved = 9.70%

Ελαστικοπλαστική ανάλυση, 1ος ορόφος, βήμα 2, Οριζ., μετακίνηση 1ος ορόφου Δx=0.661mm, Δy=2.083mm

Μείωση δυσκαμψίας τοίχου T7, κατά 4.94%, συνολική μείωση 9.64%

Μείωση δυσκαμψίας τοίχου T8, κατά 5.00%, συνολική μείωση 9.75%

Μείωση ποσοστά ανακατανομής τενυσμών ορόφου Ved = 28.15%

Αντισεισμικός αρμός τουλάχιστον 10 mm

*** Εκκεντρότητες φορτίων ex=3.31m, ey=3.31m

*** Ο έλεγχος αντοχής ΔΕΝ είναι αποδεκτός. (ΚΑΔΕΤ § 5.3.8(δ))

*** Υπάρχει αδρανής περιοχή στην κάτοψη του δομημένου, μεγαλύτερη του 50%

*** Η μέγιστη έμφαση ληφθείσα θλιπτική τάση υπερβαίνει την θλιπτική αντοχή της τακτοποιίας

*** Αδρανής περιοχή ξεπερνά το 50% της κάτοψης ορόφου

Ισόγειο, 4 τοίχοι, Ελέγχος πυκνότητας (EC8, §5.5.1)

Ισόγειο, 4 τοίχοι, Ελέγχος πάχους και πυκνότητας (EC8, Π.9.2)

Ισόγειο, 4 τοίχοι, Ελέγχος περσών L/H (EC8, §9.3)

*** Ισχύουν τοίχους T2, F. Έλεγχος περσών L/H (EC8, §9.3)

Εξόδος

Εικόνα. 6.2. : Εξαγωγή αποτελεσμάτων ανάλυσης κτιρίου με δεύτερη μέθοδο ενισχύσεων.

Σε επίπεδο επιμέρους τοίχων, ο T5 αυξάνει την ακαμψία του από 1,134 GN/m στο αρχικό κτίριο σε 7,952 GN/m στο κτίριο με μανδύα. Ο T6 αυξάνεται από 1,084 GN/m σε 7,604 GN/m. Ο T7 αυξάνεται από 0,648 GN/m σε 4,541 GN/m και ο T8 από 0,436 GN/m σε 3,060 GN/m. Η αύξηση αυτή δεν είναι απλή συνέπεια της αύξησης πάχους από 600 mm σε 760 mm, αλλά κυρίως της μηχανικής λειτουργίας του οπλισμένου μανδύα, ο οποίος προσδίδει στο στοιχείο μεγαλύτερη εφελκυστική και διατμητική ικανότητα.

Ποιοτικά, η αύξηση της δυσκαμψίας έχει δύο βασικές συνέπειες. Πρώτον, μειώνει τις σχετικές και απόλυτες μετακινήσεις. Δεύτερον, αυξάνει την ικανότητα του φορέα να κατανέμει τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις σε περισσότερα στοιχεία με πιο ελεγχόμενο τρόπο. Ωστόσο, η αυξημένη δυσκαμψία μπορεί να οδηγήσει και σε μεγαλύτερη προσέλκυση σεισμικών δυνάμεων από τα πλέον δύσκαμπτα στοιχεία. Συνεπώς, η ενίσχυση είναι ευνοϊκή μόνο εφόσον η αύξηση αντοχής υπερκαλύπτει την αύξηση απαίτησης.

Η ενδιάμεση λύση είχε ήδη μειώσει τις μετακινήσεις από Δx = 10,027 mm και Δy = 30,711 mm στο αρχικό κτίριο σε Δx = 3,839 mm και Δy = 11,504 mm. Στο κτίριο με μανδύα

αναφέρεται πολύ μικρότερη μετακίνηση πρώτου ορόφου, $\Delta x = 0,562 \text{ mm}$ και $\Delta y = 1,746 \text{ mm}$. Η μείωση είναι θεαματική: σε σχέση με το αρχικό κτίριο, η Δx μειώνεται κατά περίπου 94% και η Δy επίσης κατά περίπου 94%. Σε σχέση με το ενδιάμεσο ενισχυμένο, η Δx μειώνεται κατά περίπου 85% και η Δy κατά περίπου 85%. Αυτό δείχνει ότι ο μανδύας είναι εξαιρετικά αποτελεσματικός ως προς τον περιορισμό παραμορφώσεων.

Η μείωση των μετακινήσεων έχει ιδιαίτερη σημασία για τους ελέγχους ΚΑΔΕΤ §7.4.1, όπου η σχετική στροφή θ_e συγκρίνεται με την επιτρεπόμενη παραμορφωσιακή ικανότητα du . Στο αρχικό κτίριο, για τους εγκάρσιους τοίχους, οι μετακινήσεις στη γ-γ ήταν μεγάλες και οδηγούσαν σε $\theta_e > du$. Με τον μανδύα, η σημαντική μείωση μετακινήσεων περιορίζει τις παραμορφωσιακές απαιτήσεις και βελτιώνει τη δυνατότητα ικανοποίησης των ελέγχων κάμψης εντός επιπέδου.

Παρά τη μεγάλη αύξηση δυσκαμψίας, ο έλεγχος ανατροπής εξακολουθεί να είναι κρίσιμος. Στο αρχικό κτίριο, κατά ΚΑΔΕΤ §5.3.8, η ροπή ανατροπής ήταν $M_{ed} = 29.341 \text{ kNm}$, το συνολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{ed} = 8.937 \text{ kN}$ και στη διεύθυνση γ-γ ο έλεγχος δεν ικανοποιούνταν, διότι $M_{ed} = 29.341 \text{ kNm} > 26.922 \text{ kNm}$ και $e_y/B_y = 0,545 > 0,500$. Στο ενδιάμεσο κτίριο η M_{ed} μειώθηκε σε 24.997 kNm , αλλά ο έλεγχος γ-γ παρέμεινε μη αποδεκτός, με $M_{ed} = 24.997 \text{ kNm} > 22.135 \text{ kNm}$ και $e_y/B_y = 0,565 > 0,500$. Στο κτίριο με μανδύα η M_{ed} γίνεται 27.238 kNm , το $N_{ed} = 8.240 \text{ kN}$ και παρότι αυξάνεται η ροπή αντίστασης της κάτοψης, παραμένει αδρανής περιοχή $d_y/A = 115\% > 50\%$ (τεύχος μανδύα, έλεγχος ΚΑΔΕΤ §5.3.8). (Εικόνα 6.2.)

Το συμπέρασμα είναι κρίσιμο: ο μανδύας ενισχύει θεαματικά τα στοιχεία, αλλά δεν λύνει πλήρως τη συστημική γεωμετρική ανεπάρκεια της κάτοψης στη διεύθυνση γ-γ. Το πρόβλημα της ανατροπής δεν οφείλεται αποκλειστικά στη χαμηλή αντοχή των τοίχων, αλλά στη μικρή διάσταση $B_y = 6,00 \text{ m}$ και στη συγκέντρωση θλιπτικών τάσεων σε περιορισμένη περιοχή της κάτοψης. Για αυτό, ακόμη και με A_w αυξημένο από $24,0 \text{ m}^2$ σε $30,4 \text{ m}^2$ και με $\Omega_{wx} = 60,9 \text{ m}^3$ και $\Omega_{wy} = 108,2 \text{ m}^3$, η αδρανής περιοχή εξακολουθεί να είναι μη αποδεκτή.

Η ίδια εικόνα προκύπτει στον έλεγχο μέγιστης θλιπτικής τάσης. Στο αρχικό κτίριο η θλιπτική τάση $\sigma_{wc} = 44,871 \text{ N/mm}^2$ υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού $f_d = 2,126 \text{ N/mm}^2$. Στο ενδιάμεσο κτίριο η σ_{wc} μειώνεται σε $36,892 \text{ N/mm}^2$ και το f_d αυξάνεται σε $2,667 \text{ N/mm}^2$. Στο κτίριο με μανδύα η σ_{wc} μειώνεται περαιτέρω σε $32,663 \text{ N/mm}^2$ και το f_d αυξάνεται σημαντικά σε $8,603 \text{ N/mm}^2$. Παρόλα αυτά, παραμένει $\sigma_{wc} = 32,663 > f_d = 8,603$, άρα η μέγιστη θλιπτική τάση εξακολουθεί να υπερβαίνει τη διαθέσιμη αντοχή σχεδιασμού.

Αυτό δείχνει ότι ο μανδύας είναι ιδιαίτερα αποτελεσματικός, αλλά η απαίτηση παραμένει εξαιρετικά υψηλή λόγω ανατροπής. Η ενεργός θλιβόμενη περιοχή της κάτοψης

παραμένει περιορισμένη, με αποτέλεσμα η θλιπτική ένταση να συγκεντρώνεται σε μικρό τμήμα του φορέα. Η αύξηση της αντοχής του υλικού δεν αρκεί όταν το πρόβλημα είναι κυρίως μηχανισμός συνολικής ευστάθειας.

Ο T5 είναι διαμήκης τοίχος μήκους 14,00 m. Στο αρχικό και στο ενδιάμεσο κτίριο είχε πάχος 600 mm, ενώ με τον αμφίπλευρο μανδύα αποκτά πάχος 760 mm. Το ίδιο βάρος του αυξάνεται από 556,0 kN σε 692,8 kN. Η αύξηση αυτή επιβαρύνει τη μάζα, αλλά αυξάνει και τη διατμητική επιφάνεια και τη θλιπτική ικανότητα του τοίχου (τεύχος μανδύα, σελ. 1). Η ακαμψία του T5 αυξάνεται από 1,134 GN/m στο αρχικό κτίριο σε 7,952 GN/m στο κτίριο με μανδύα. Στον έλεγχο διάτμησης κατά EC6 §3.6.2, ο T5 εμφανίζει $V_{ed} = 1.096$ kN, $V_{rd} = 3.213$ kN και λόγο $V_{ed}/V_{rd} = 0,34$, άρα ο έλεγχος ικανοποιείται. Πρόκειται για ουσιαστική βελτίωση σε σχέση με το αρχικό κτίριο, όπου οι αντίστοιχοι διατμητικοί έλεγχοι των διαμήκων τοίχων οδηγούσαν σε ανεπάρκειες.

Στον έλεγχο τέμνουσας εντός επιπέδου κατά ΚΑΔΕΤ §7.2.2, το τεύχος μανδύα αναφέρει για αντίστοιχο κρίσιμο διαμήκες στοιχείο $N_{ed} = 1.927,2$ kN, $V_{ed} = 2.636,9$ kN, $L' = 9,80$ m, $t = 760$ mm, $f_k = 9,860$ N/mm², $f_{vk} = 1,123$ N/mm², $f_{vd} = 0,475$ N/mm² και $V_v = 3.534,0$ kN. Εφόσον $V_{ed} = 2.636,9$ kN $\leq V_v = 3.534,0$ kN, ο έλεγχος ικανοποιείται με $V_{ed}/V_v = 0,75$. Ποιοτικά, ο T5 μετατρέπεται από στοιχείο που συμμετείχε έντονα στη δυσκαμψία αλλά είχε ανεπαρκή διατμητική αντοχή, σε στοιχείο με επαρκή εντός επιπέδου διατμητική ικανότητα. Η βελτίωση οφείλεται στην αύξηση του πάχους, στη σημαντική αύξηση της διατμητικής αντοχής f_{vk} και στη συμμετοχή του οπλισμένου μανδύα στην ανάληψη εφελκυστικών και διαγώνιων τάσεων.

Ο T6 είναι επίσης διαμήκης τοίχος μήκους 14,00 m. Το ίδιο βάρος του αυξάνεται από 571,0 kN σε 711,5 kN και η ακαμψία του αυξάνεται από 1,084 GN/m σε 7,604 GN/m. Στον έλεγχο διάτμησης κατά EC6 §3.6.2, ο T6 εμφανίζει $V_{ed} = 1.057$ kN, $V_{rd} = 2.853$ kN και $V_{ed}/V_{rd} = 0,37$, άρα ο έλεγχος ικανοποιείται (τεύχος μανδύα, πίνακας πρώτου ορόφου).

Η βελτίωση σε σχέση με το αρχικό και το ενδιάμεσο κτίριο είναι ουσιώδης. Στην ενδιάμεση λύση, παρά τη βελτίωση με ενέματα και διάζωμα, ο αντίστοιχος έλεγχος τέμνουσας εντός επιπέδου παρέμενε ανεπαρκής, με V_{ed}/V_v περίπου 2,41. Με τον μανδύα, η αύξηση της V_v οδηγεί σε αποδεκτούς ελέγχους για τα κύρια διαμήκη στοιχεία. Αυτό αποδεικνύει ότι οι ήπιες ενισχύσεις βελτιώνουν τη συμπεριφορά, αλλά δεν επαρκούν για τους υψηλούς διατμητικούς ελέγχους A1, ενώ ο μανδύας παρέχει την απαιτούμενη τοπική αντοχή.

Ο T7 είναι εγκάρσιος τοίχος μήκους 6,00 m. Στο αρχικό κτίριο αποτελούσε ένα από τα κρίσιμα στοιχεία στη διεύθυνση γ-γ. Για τον T7 στο αρχικό τεύχος αναφέρεται $\theta_e = 0,00287$

$> du = 0,00094$, άρα ο έλεγχος κάμψης εντός επιπέδου κατά ΚΑΔΕΤ §7.4.1 δεν ικανοποιούνται. Επιπλέον, η διαθέσιμη τέμνουσα V_f ήταν μόλις 34,4 kN έναντι $V_{ed} = 3.093,1$ kN, δηλαδή ο λόγος V_{ed}/V_f ήταν εξαιρετικά δυσμενής.

Στο ενδιάμεσα ενισχυμένο κτίριο η κατάσταση βελτιώθηκε λόγω μείωσης μετακινήσεων, αλλά παρέμεναν ανεπάρκειες. Με τον αμφίπλευρο μανδύα, ο T7 αποκτά πάχος 760 mm, ίδιο βάρος 351,4 kN και ακαμψία 4,541 GN/m. Στον έλεγχο διάτμησης κατά EC6 §3.6.2, όμως, εμφανίζεται $V_{ed} = 1.143$ kN και $V_{rd} = 217$ kN, με $V_{ed}/V_{rd} = 5,26$. Επομένως, ο συγκεκριμένος έλεγχος δεν ικανοποιείται.

Η ανεπάρκεια του T7 παρά τον μανδύα είναι σημαντική. Δείχνει ότι ο μανδύας αυξάνει τη γενική ακαμψία και αντοχή, αλλά ο εγκάρσιος τοίχος εξακολουθεί να είναι δυσμενής λόγω περιορισμένου ενεργού μήκους και υψηλής απαίτησης στη γ-γ. Η τοπική συμπεριφορά βελτιώνεται σε σχέση με το αρχικό κτίριο, όμως δεν εξαλείφεται πλήρως η ανεπάρκεια σε διάτμηση.

Ο T8 είναι επίσης εγκάρσιος τοίχος, μήκους 6,00 m, με ενεργό μήκος $L' = 4,20$ m. Στο αρχικό κτίριο παρουσίαζε σοβαρή ανεπάρκεια σε κάμψη εντός επιπέδου: $\theta_e = 0,00287 > du = 0,00131$, ενώ $V_{ed} = 2.186,0$ kN και $V_f = 23,5$ kN, με $V_{ed}/V_f = 89,92 > 1,00$.

Με τον μανδύα, ο T8 αποκτά πάχος 760 mm, ίδιο βάρος 307,9 kN και ακαμψία 3,060 GN/m. Ωστόσο, στον έλεγχο διάτμησης κατά EC6 §3.6.2 εμφανίζεται $V_{ed} = 808$ kN, $V_{rd} = 152$ kN και $V_{ed}/V_{rd} = 5,31$, άρα ο έλεγχος δεν ικανοποιείται.

Ο T8 επιβεβαιώνει ότι η κύρια αδυναμία του κτιρίου παραμένει η εγκάρσια διεύθυνση. Παρότι ο μανδύας μειώνει δραστικά τις μετακινήσεις και αυξάνει σημαντικά την ακαμψία, τα μικρά ενεργά μήκη και η δυσμενής κατανομή των δράσεων οδηγούν ακόμη σε υπερβάσεις. Συνεπώς, οι εγκάρσιοι τοίχοι παραμένουν τα κρίσιμα στοιχεία του φορέα.

Οι T1 και T2 είναι οι κύριοι διαμήκεις τοίχοι του ισογείου. Με τον μανδύα, ο T1 αποκτά ίδιο βάρος 816,5 kN και ο T2 655,5 kN. Σε σχέση με το αρχικό κτίριο, η αύξηση του πάχους από 600 mm σε 760 mm αυξάνει τη διατμητική επιφάνεια και τη θλιπτική ικανότητα. Για τους διαμήκεις τοίχους, η επέμβαση είναι γενικά αποτελεσματική, διότι οι τοίχοι έχουν μεγάλο μήκος και μπορούν να αξιοποιήσουν την αύξηση πάχους και αντοχής.

Στο αρχικό κτίριο, για κρίσιμο διαμήκες τμήμα, ο έλεγχος ΚΑΔΕΤ §7.2.2 έδινε $N_{ed} = 1.776,7$ kN, $V_{ed} = 2.983,8$ kN, $V_n = 1.088,0$ kN και $V_{ed}/V_n = 2,74 > 1,00$, άρα ο έλεγχος δεν ικανοποιούνταν. Στο κτίριο με μανδύα, για αντίστοιχο έλεγχο, προκύπτει $V_{ed}/V_n = 0,75 \leq 1,00$, άρα ο έλεγχος ικανοποιείται.

Η βελτίωση είναι καθοριστική. Οι διαμήκεις τοίχοι αποκτούν επάρκεια σε τέμνουσα εντός επιπέδου, διότι έχουν επαρκές ενεργό μήκος ώστε η αύξηση πάχους και διατμητικής

αντοχής να μεταφραστεί σε σημαντική αύξηση V_v . Σε αυτά τα στοιχεία, ο μανδύας είναι εξαιρετικά αποτελεσματικός.

Οι T3 και T4 είναι οι εγκάρσιοι τοίχοι του ισογείου και αποτελούν τα πλέον κρίσιμα στοιχεία για τη διεύθυνση γ-γ. Ο T3 έχει $L' = 4,20$ m και ο T4 $L' = 3,00$ m. Στο αρχικό κτίριο εμφανιζόταν πολύ μεγάλη ανεπάρκεια σε τέμνουσα που ελέγχεται από κάμψη, με $V_{ed}/V_f = 93,03 > 1,00$ και συνολικό λόγο ισογείου $\lambda = 18691/11315 = 1,65 > 1,00$ (αρχικό τεύχος, σελ. 39).

Στην ενδιάμεση λύση, ο λόγος ισογείου βελτιώθηκε σε $\lambda = 14920/9833 = 1,52 > 1,00$, δηλαδή υπήρξε μείωση της ανεπάρκειας, αλλά όχι πλήρης επάρκεια. Με τον μανδύα, ο συνολικός λόγος ισογείου σε τέμνουσα που ελέγχεται από κάμψη γίνεται $\lambda = 14383/19845 = 0,72 \leq 1,00$. Αυτό σημαίνει ότι σε συνολικό επίπεδο ισογείου, ο έλεγχος πλέον ικανοποιείται.

Ωστόσο, τοπικά εξακολουθούν να υπάρχουν επιμέρους ανεπαρκείς έλεγχοι, όπως φαίνεται από αναφορές σε $V_{ed}/V_f = 1,96 > 1,00$ και $V_{ed}/V_f = 1,27 > 1,00$. Αυτό σημαίνει ότι ο μανδύας βελτιώνει πολύ τη συνολική εικόνα, αλλά δεν εξαλείφει κάθε τοπικό κρίσιμο μηχανισμό. Η συνολική στάθμη μπορεί να γίνεται επαρκής, όμως ορισμένα τμήματα εξακολουθούν να απαιτούν πρόσθετη τοπική αντιμετώπιση ή λεπτομερέστερη τεκμηρίωση.

Η τρίτη επίλυση δείχνει θεαματική βελτίωση σε σχέση με το αρχικό και το ενδιάμεσο κτίριο. Οι διαμήκεις τοίχοι T5, T6, T1 και T2 αποκτούν σαφώς καλύτερη εντός επιπέδου συμπεριφορά και σε βασικούς ελέγχους τέμνουσας εμφανίζονται πλέον επαρκείς. Οι μετακινήσεις μειώνονται δραστικά. Η δυσκαμψία αυξάνεται πολλαπλάσια. Οι συνολικοί λόγοι σε τέμνουσα που ελέγχεται από κάμψη βελτιώνονται σημαντικά, με χαρακτηριστικό παράδειγμα το ισόγειο, όπου ο λόγος γίνεται $0,72 \leq 1,00$.

Παρά ταύτα, η λύση δεν αίρει όλες τις ανεπάρκειες. Οι εγκάρσιοι τοίχοι T7 και T8 εξακολουθούν να εμφανίζουν ανεπάρκεια σε διάτμηση κατά EC6 §3.6.2, με λόγους $V_{ed}/V_{rd} = 5,26$ και $5,31$ αντίστοιχα. Επιπλέον, ο έλεγχος ανατροπής και αδρανούς περιοχής κατά ΚΑΔΕΤ §5.3.8 παραμένει προβληματικός στη διεύθυνση γ-γ. Συνεπώς, ο μανδύας αντιμετωπίζει σε μεγάλο βαθμό τις τοπικές ανεπάρκειες αντοχής, αλλά δεν αίρει πλήρως τις συστημικές γεωμετρικές ανεπάρκειες του φορέα.

Ο διαχωρισμός του κτιρίου σε δύο ανεξάρτητα στατικά τμήματα, με κατασκευή δύο νέων φερόντων τοίχων στη θέση διαχωρισμού, θα λειτουργούσε με διαφορετικό μηχανισμό από τον μανδύα. Ο μανδύας ενισχύει τα υφιστάμενα στοιχεία. Ο διαχωρισμός αλλάζει τη συνολική στατική οργάνωση.

Η βασική ανεπάρκεια που παραμένει και μετά τον μανδύα είναι η συμπεριφορά στη διεύθυνση γ-γ: ανατροπή, αδρανής περιοχή και υψηλές απαιτήσεις στους εγκάρσιους

τοιχούς. Με την προσθήκη δύο νέων φερόντων τοίχων στη θέση διαχωρισμού, η εγκάρσια δυσκαμψία θα αυξανόταν σημαντικά. Παράλληλα, οι T3, T4, T7 και T8 θα αποφορτίζονταν, διότι μέρος της τέμνουσας θα μεταφερόταν στα νέα στοιχεία.

Η λύση αυτή θα ήταν πιθανώς πιο αποτελεσματική από τον μανδύα ως προς τους συνολικούς ελέγχους ΚΑΔΕΤ §5.3.8, επειδή αυξάνει τη ροπή αντίστασης της κάτοψης και μειώνει την αδρανή περιοχή. Αντίθετα, ο μανδύας αυξάνει την αντοχή των τοίχων, αλλά δεν αλλάζει ουσιαστικά την επιμήκη γεωμετρία και τη μικρή διάσταση $B_y = 6,00 \text{ m}$.

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Παρά τη στατική αποτελεσματικότητα του αμφίπλευρου μανδύα και του διαχωρισμού με νέους τοίχους, και οι δύο λύσεις δεν σέβονται επαρκώς τον ιστορικό χαρακτήρα του κτιρίου ως διατηρητέου. Ο αμφίπλευρος μανδύας αλλοιώνει τη φυσική και μορφολογική υπόσταση της λιθοδομής, καλύπτει ή μεταβάλλει τις αυθεντικές επιφάνειες και εισάγει νέο υλικό υψηλής δυσκαμψίας. Από την άλλη, ο διαχωρισμός σε δύο κτίρια με νέους φέροντες τοίχους μεταβάλλει την αρχική κάτοψη, τη χωρική συνέχεια και την αρχιτεκτονική φυσιογνωμία του φορέα.

Για διατηρητέο κτίριο, η ορθότερη μελετητική κατεύθυνση δεν είναι απαραίτητα η μέγιστη δυνατή στατική ενίσχυση, αλλά η εξισορρόπηση ασφάλειας, συμβατότητας και διατήρησης της αυθεντικότητας. Η στάθμη A1 οδηγεί σε πολύ αυστηρές απαιτήσεις, οι οποίες φαίνεται ότι ωθούν σε ιδιαίτερα παρεμβατικές λύσεις. Επομένως, θα μπορούσε να εξεταστεί επιλογή χαμηλότερης στάθμης επιτελεστικότητας ή μειωμένων κανονιστικών απαιτήσεων, εφόσον αυτό είναι αποδεκτό από το πλαίσιο του ΚΑΔΕΤ, τη χρήση του κτιρίου και τις αρμόδιες υπηρεσίες.

Συμβατότερες λύσεις για ιστορικό κτίριο θα ήταν: βαθιά αρμολόγηση με συμβατά κονιάματα, ενέματα χαμηλής πίεσης, λιθοσυρραφές, τοπική αποκατάσταση ρωγμών, ελκυστήρες στις στάθμες δαπέδων και στέγης, ενίσχυση ξύλινων διαφραγμάτων με αναστρέψιμες ή ήπιες τεχνικές, διακριτικά περιμετρικά διαζώματα, επιλεκτικά ανόργανα ινοπλέγματα σε εσωτερικές επιφάνειες και τοπικές επεμβάσεις σε κρίσιμα σημεία αντί γενικευμένου μανδύα.

Η σύγκριση των τριών επιλύσεων δείχνει ότι η ενδιάμεση ενίσχυση βελτιώνει τη συνολική συμπεριφορά, κυρίως μέσω μείωσης μετακινήσεων και βελτίωσης διαφραγματικής συνεργασίας, αλλά δεν επαρκεί για την πλήρη ικανοποίηση των ελέγχων ΚΑΔΕΤ. Η λύση του αμφίπλευρου μανδύα επιφέρει θεαματική αύξηση δυσκαμψίας και τοπικής αντοχής, καθιστά αρκετούς ελέγχους επαρκείς και μειώνει δραστικά τις μετακινήσεις. Ωστόσο, δεν αίρει πλήρως τις συστημικές ανεπάρκειες της διεύθυνσης γ-γ, ιδίως την ανατροπή και την

αδρανή περιοχή, ενώ οι εγκάρσιοι τοίχοι T7 και T8 εξακολουθούν να εμφανίζουν κρίσιμες τοπικές ανεπάρκειες.

Συνεπώς, από καθαρά στατική άποψη, ο μανδύας είναι πολύ αποτελεσματικότερος από τις ηπιότερες επεμβάσεις. Από πλευράς συνολικής γεωμετρικής ευστάθειας, ο διαχωρισμός σε δύο κτίρια με νέους φέροντες τοίχους θα μπορούσε να είναι ακόμη πιο αποτελεσματικός. Όμως, και οι δύο λύσεις είναι προβληματικές για διατηρητέο ιστορικό κτίριο. Η τεκμηριωμένη πρόταση είναι να επιδιωχθεί ηπιότερη στρατηγική ενίσχυσης με χαμηλότερες απαιτήσεις επιτελεστικότητας, ώστε να επιτευχθεί αποδεκτή σεισμική βελτίωση χωρίς ουσιώδη αλλοίωση της ιστορικής ταυτότητας του κτιρίου.

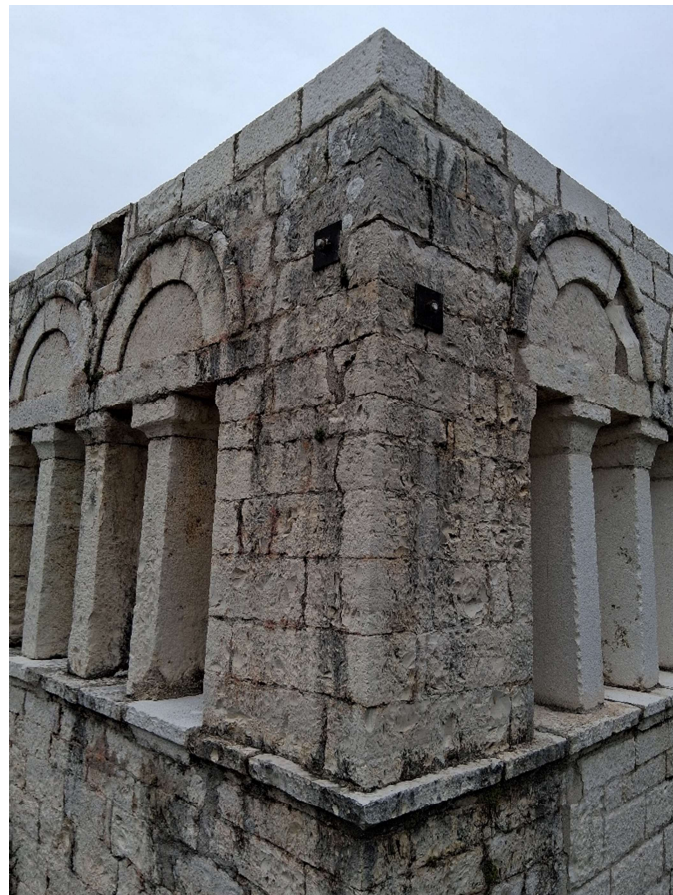
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Υπουργείο Κλιματικής Κρίσης Και Πολιτικής Προστασίας.-Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού Και Προστασίας -Αθήνα 2022- Κανονισμός Για Αποτίμηση Και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας – ΚΑΔΕΤ.
2. Θ.Π. Τάσιος- Αθήνα 1992- Η Μηχανική της Τοιχοποιίας, υπό Στατικές και Σεισμικές Συνθήκες - Εκδόσεις Συμμετρία.
3. Κωνσταντίνος Σπυράκος - Αθήνα 2019 - Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία - Εκδότης Εργονόμος Ικε.
4. Φυλλίτσα Β. Καραντώνη - Αθήνα 2012 -Κατασκευές από Τοιχοποιία . Σχεδιασμός και Επισκευές - Εκδόσεις Παπασωτηρίου.
5. Στυλιανίδης Κοσμάς & Ιγνατακης Χρήστος - Θεσσαλονίκη 2011 -Κατασκευές από Φέρουσα Τοιχοποιία σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 6 & 8- Εκδόσεις Αϊβάζη.
6. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις στις Κατασκευές. Ελληνικό Πρότυπο ΕΛΟΤ EN 1991.
7. Ευρωκώδικας 6: Σχεδιασμός Κατασκευών από Τοιχοποιία. Ελληνικό Πρότυπο ΕΛΟΤ EN 1996-1-1/1995 ,Έκδοση ΤΕΕ , 1995 .
8. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός των Κατασκευών. Μέρος Ι : Γενικοί Κανόνες , Σεισμικές Δράσεις και Κανόνες για Κτίρια . Ελληνικό Πρότυπο ΕΛΟΤ EN 1998-1.
9. Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6 ENV 1996-1-1/1995 , Έκδοση ΤΕΕ , 1995.
10. Βιτζηλαίου Ε. , Καραντώνη Φ. , Στυλιανίδης Κ. , Ευρωκώδικας 6: Σχεδιασμός Κατασκευών από Τοιχοποιία . Εφαρμογές – Εθνικά Προσαρτήματα , Σεμινάρια ΤΕΕ , 2009.
11. Διονύσιος Βέρρας , Ελισάβετ Βιτζηλαίου , Αθανάσιος Τριανταφύλλου - Σεισμικές Βλάβες και Ενισχύσεις Τόμος Β -Αποτίμηση Σεισμικών Βλαβών Επισκευές και Ενισχύσεις Παραδοσιακών και Μνημειακών Κτιρίων- Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο , Πάτρα 2004.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α - Ο τάφος του Φαΐκ Πασά
Φωτογραφίες από αρχείο Εφορίας Αρχαιοτήτων Άρτας.



Φωτογραφίες από το προσωπικό μου αρχείο.



Η Εφορεία Αρχαιοτήτων Άρτας, στο πλαίσιο της προστασίας και ανάδειξης των μνημείων της περιοχής ευθύνης της, προχώρησε στις αναγκαίες εργασίες για την αποκατάσταση ενός σημαντικού οθωμανικού μνημείου στην Άρτα. Το μνημείο πριν την αναστήλωση του σώζονταν σε ερειπιώδη κατάσταση σε λόφο πάνω από το Μαράτι, ανάμεσα στα χωριά Γραμμενίτσα και Χανόπουλο. Πρόκειται για μικρών διαστάσεων, ορθογώνια λιθόκτιστη κατασκευή ταφικού χαρακτήρα («τουρμπές»). Σύμφωνα με τη βιβλιογραφία και την τοπική παράδοση, το μνημείο θεωρείται ότι αποτελεί τον τάφο του Φαΐκ Πασά, σημαντικής μορφής της Οθωμανική Αυτοκρατορία κατά την εποχή του Μωάμεθ Β΄ και ενός από τους πρώτους διοικητές της Άρτας μετά την παράδοσή της στους Οθωμανούς το 1449. Ο ίδιος υπήρξε και ιδρυτής του τεμένους που είναι γνωστό ως Ιμαρέτ ή Μαράτι, το οποίο βρίσκεται σε μικρή απόσταση νότια του τουρμπέ και αποτελεί το παλαιότερο οθωμανικό τέμενος της Ηπείρου, χρονολογούμενο στο δεύτερο μισό του 15ου αιώνα. Ωστόσο, η σύγχρονη έρευνα, μέσα από τη σύγκριση της τοιχοδομίας του ταφικού μνημείου με εκείνη του τεμένους, καταλήγει ότι ο τουρμπές είναι μεταγενέστερος και, συνεπώς, δεν μπορεί να συνδεθεί με τον Φαΐκ Πασά. Πιθανότερα ανήκε σε κάποιο επιφανές πρόσωπο της περιοχής, καθώς γύρω από το συγκρότημα του Ιμαρέτ υπήρχε οικισμός, ο οποίος μνημονεύεται από ξένους περιηγητές.

Μέχρι και τη δεκαετία του 1990 το μνημείο διατηρούνταν σχεδόν ακέραιο, όπως προκύπτει από το φωτογραφικό υλικό της εποχής. Έκτοτε, όμως, υπέστη σημαντικές φθορές λόγω ανθρώπινης παρέμβασης, με αποτέλεσμα πριν την αναστήλωση να σώζονταν μόνο η δυτική πλευρά και τμήμα της βόρειας, ενώ δεν διατηρείται κανένα στοιχείο της στέγης. (Φωτογραφίες από αρχείο Εφορίας Αρχαιοτήτων Άρτας) .

Με την ολοκλήρωση των εργασιών αποκατάστασης, η Υπηρεσία απέδωσε ξανά μορφή και ζωή σε ένα αξιόλογο μνημείο της περιοχής. Από τις φωτογραφίες βλέπουμε ότι έγινε πλήρη ανακατασκευή των τοίχων και ενίσχυση με προένταση. (Φωτογραφίες από το προσωπικό μου αρχείο.)

Πηγή : <https://ixoartas.gr/εφορεία-αρχαιοτήτων-άρτας-4/>

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β – Τεύχη Αποτελεσμάτων Fedra , Αποτίμησης , Α Μεθόδου Ενίσχυσης και Β Μεθόδου Ενίσχυσης.

Τα τρία τεύχη της αποτίμησης είναι διαθέσιμα σε ηλεκτρονική μορφή. Ωστόσο λόγω μεγέθους παραθέτονται στην παρούσα ΜΔΕ κάποιες ενδεικτικές σελίδες.

Β.1. Τεύχος αποτίμησης

Παραδοχές - Φορτία	
ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΣΜΑ	
Όνομασία Έργου-Μελέτης	ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΣΜΑ
Διεύθυνση Έργου	ΜΙΚΡΟΣΠΗΛΙΑ ΑΡΤΑΣ
Μηχανικός Μελετητής	ΒΑΣΙΛΑΣ ΔΗΜΗΤΡΗΣ
ΚΟΙΝΟΤΗΤΑ ΜΙΚΡΟΣΠΗΛΙΑΣ ΑΡΤΑΣ	
Γενικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου	
Όροφои	Όροφои : 2 Υπόγειο: 0
Τοιχοποιία	Ασπλη τοιχοποιία
Ποιότητα Κατασκευής (EC6 §2.4.3)	Κατηγορία 3
Υψη ορόφων [m]	Δάπεδο
Ισόγειο ύψος ορόφου 3.00 [m] οροφή=Εύλινο δάπεδο	
1ος ορόφος ύψος ορόφου 3.00 [m] οροφή=Εύλινη Στέγη	
Φορτία Κατασκευής (Ευρωκώδικας 1)	
Μόνιμα Δάπεδων	Επικάλυψη δαπέδων= 0.80 [kN/m ²], Τοίχοι σε δάπεδο= 0.00 [kN/m ²]
Κινητά Δάπεδων	Κινητά σε δάπεδο = 2.00 [kN/m ²], Κινητά σε σκάλες= 3.50 [kN/m ²]
	Κινητά σε Εξώστες= 4.00 [kN/m ²]
Μόνιμα Στέγης	Κολυμβητά περσίδια+σανίδωμα+τεντά 15ο βάρος= 1.50 [kN/m ²]
	Οροφή= 0.50 [kN/m ²]
Κινητά Στέγης	Χιόνι= 0.65 [kN/m ²], Άνεμος= 0.90 [kN/m ²]
	Άνεμος (κατακόρυφα) 0.90 kN/m ² (25°)= 0.13 [kN/m ²]
Συντελεστές Δράσεων Φορτίων (Ευρωκ.0, Π.Α.1.2)	γ _g =1.35, γ _q =1.50
Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων (Ευρωκ.0 Π.Α.1.1)	ψ ₀ =0.70, ψ ₁ =0.50, ψ ₂ =0.30
Υλικά Τοιχοποιίας ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ	
Εκυρόδεμα - Εδάφος C20/25-3500 q _m =0.20 [N/mm ² , MPA]	
Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού	
Σεισμική Ζώνη	Ζώνη: II, α=0.240g=2.35 m/s ²
Κατηγορία Εδάφους	B, S=1.20 T _b =0.15sec T _c =0.50sec
Σπουδαιότητα Κτιρίου	S2 γ _I =1.00
Κανονισμοί που λαμβάνονται υπόψη.	
Ευρωκώδικας 6 (EC6): EN1996-1-1:2004, Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία.	
Ευρωκώδικας 2 (EC2): EN1992-1-1:2004, Σχεδιασμός κατασκευών από Εκυρόδεμα	
Ευρωκώδικας 8 (EC8): EN1998-1-1:2004, Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών	
Ευρωκώδικας 1 (EC1): EN1991-1-1:2003, Δράσεις επί κατασκευών	
Ευρωκώδικας 0 (EC0): EN1990-1-1:2002, Βάσεις σχεδιασμού κατασκευών	
Ευρωκώδικας 5 (EC5): EN1995-1-1:2004, Εύλινες κατασκευές	
Σχεδιασμός Έργων από Προκατασκευασμένα Στοιχεία Εκυρόδεματος, ΦΕΚ 1817/99	
Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής Ευρωκώδικα 6	
Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ)	
ΦΕΚ 2493B 18/04/2023	
Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ ΕΠΕ)	
ΦΕΚ 2984/Β/30-08-2017	
 FEDRA © RUNET® software by RUNET (a)	
Τεχνικό Γραφείο	
Σελ. 1	
04/05/2025 6:06:23 μμ	

Παραδοχές - Φορτία

Στάθμη Επιτελεστικότητας (LS) (ΚΑΔΕΤ §2.3.1)

Εξετάζεται η στάθμη επιτελεστικότητας: Περιορισμένες βλάβες A1 (DL)

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός χρόνου ζωής 50 ετών: 10% (ΚΑΔΕΤ §Πιν.2.1)

Σεισμική δράση: $ag=(100\%)kag=1.00 \times 0.24 g = ag=0.240g= 2.35 \text{ m/s}^2$ (EC8-1 §2.1, ΚΑΔΕΤ §4.4.1.2)

από (ΚΑΔΕΤ §Πιν.4.3) $q'=1.50$ (Ασπλη τοιχοποιία)

από (ΚΑΔΕΤ §Πιν.4.1) $q^*/q'=0.60$ (Περιορισμένες βλάβες)

Ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς $q=0.60 \times 1.50=1.00$ (ΚΑΔΕΤ §4.6)

Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (KL) (ΚΑΔΕΤ §3.10.2)

Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (KL) για δράσεις: B (KL2) Ικανοποιητική (ΚΑΔΕΤ §4.5.2)

Ευτελεστές ασφαλείας δράσεων

Βασικοί συνδυασμοί: $\gamma_g=1.35, \gamma_q=1.50, \psi_0=0.70, \psi_1=0.50, \psi_2=0.30$

Σεισμική δράση : $\gamma_g=1.10, \gamma_q=1.00, \psi_2=0.30, \psi_2\gamma_q=0.30$

Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (KL) για υλικά: B (KL2) Ικανοποιητική (ΚΑΔΕΤ §4.4.3, §4.5.3)

Ευτελεστές ασφαλείας υλικών τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ §4.5.3.1)

Για έλεγχο σε όρους Δυνάμεων : $\gamma_m=1.35$

Για έλεγχο σε όρους Παραμορφώσεων: $\gamma_m=1.10$

Ευτελεστές ασφαλείας υλικών απλοποιημένου σκυροδέματος $\gamma_{mc}=1.50, \gamma_{ms}=1.15$ (ΚΑΝ ΕΠΕ §4.5.3.1)

Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (KL) για έδαφος: B (KL2) Ικανοποιητική

Σύμφωνα με ΚΑΔΕΤ §9.3.1 για ένταση στο επίπεδο των τοίχων $\gamma_{Rd}=1.33$

Σύμφωνα με ΚΑΔΕΤ §9.3.1 για ένταση καθετη στους τοίχους $\gamma_{Rd}=2.00$

Λοιπά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας

Εφελκυστική αντοχή $f_{ct}=0.10 \text{ MPa}$ (ΚΑΔΕΤ §6.4)

Μέτρο Ελαστικότητας γενικώς $E_{wc}=1000 \times f_k$ (EC6 §3.7.2)

Για $1.0 \text{ MPa} < f_k < 3.0 \text{ MPa}$, Μέτρο Ελαστικότητας $E_{wc}=1300(1-f_c/5)f_c$ (ΚΑΔΕΤ §6.2.5)

Ιδιότητες τοιχοποιίας

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]

Βάρος ανά m² : 15.60 [KN/m²]

Πάχος τοίχου : 0.60 [m]

Διαμήκης Αρμός ΟΧΙ

Ιδιότητες Λιθοσσωμάτων (EC6 §3.1)

Τύπος Λιθοσσωμάτων: Λαξευτοί φυσικοί EN 771-6

Διαστάσεις Λιθοσσωμάτων : 250 x 200 x 200 [mm]

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²]

Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή : $f_b = 9.20$ [N/mm²]

Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Κατηγορία: : II

Ομάδα : 1

Συντελεστής $\delta = 1.15$

$f_b = 1.15 \times 8.00 = 9.20$ [N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (EC6, §3.2)

Είδος Κονιάματος: Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή f_k : 0.40 [N/mm²]

ΑΕΒΕΣΤΟΚΟΝΙΑΜΑ 1900

Χαρακτηριστικές Αντοχές Τοιχοποιίας (EC6, §3.6)

Θλιπτική Αντοχή f_k [N/mm²] (EC6, §3.6.1) $f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} = 2.87$ [N/mm²]

Διατμήση Αντοχή f_{vko} [N/mm²] (EC6, §3.6.2) $f_{vko} = 0.10$ [N/mm²]

Κομπτική Αντοχή $f_{xk1} = 0.10$ [N/mm²], $f_{xk2} = 0.20$ [N/mm²], (EC6, §3.6.3)

Μέτρο Ελαστικότητας E [GPa] (EC6, §3.7.2) $E = 1.62$ [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης $G = 40\%E$ $G = 0.65$ [GPa=KN/mm²]

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (Ευρωκ.8 §3, §4.3.3.2, §9) (KADET §5.3.3)

Ο φορέας του κτιρίου προσομοιώνεται με χρήση μακροστοιχείων και πεπερασμένων στοιχείων. Κάθε τοίχος ορίζεται σαν μακροστοιχείο και μοντελοποιείται με επίπεδα ορθογωνικά πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων. Τα δάπεδα θεωρούνται απαραμόρφωτα στο επίπεδό τους και ότι εξασφαλίζουν πλήρη διαφραγματική λειτουργία. Οι δυσκαμψίες των τοίχων υπολογίζονται με ακρίβεια, με ελαστική ανάλυση, με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων στο επίπεδο του κάθε τοίχου. Υπολογίζεται επίσης η προσεγγιστική ακαμψία τοίχου (χωρίς ανοίγματα) $=1/(h^3/12EI+1.2h/GA)$

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (Ευρωκ.8 §3), (KADET 4)

Σεισμική Ζώνη	Ζώνη: II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$	(KADET §4.4.1.2)
Κατηγορία Εδάφους	B, $S=1.20$ $T_b=0.15\text{sec}$ $T_c=0.50\text{sec}$	(Ευρωκ.8 §3.1.2)
Σπουδαιότητα Κτιρίου	Σ2 $\gamma_I=1.00$	(Ευρωκ.8 §4.2.5)
Δομικό σύστημα	Ασπλη τοιχοποιία $q=1.00$	(Ευρωκ.8 §3.2.2.2)
Συντελεστής θεμελίωσης	$S=1.20$	(Ευρωκ.8 §3.2.2.2)
	$T_b=0.15\text{sec}$ $T_c=0.50\text{sec}$ $T_d=2.00\text{sec}$	

Προσεγγιστική θεμελίωση (διοπερίοδος $T_1=0.050(H)^{0.75}=0.19\text{sec}$, $H=6.00\text{m}$) (Ευρωκ.8 eq.4.6)

Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού $S_d(T)=a\cdot g\cdot \gamma_I\cdot S\cdot 2.5/q$ (EC8 eq.3.15)

$$S_d(T)=0.240 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.20 \times 2.5 / 1.00 = 0.720g$$

Σεισμική επιτάχυνση για $S_d(T_1)=a\cdot g\cdot \gamma_I\cdot S\cdot 2.5/q$

$$\text{διοπερίοδος } T_1=0.19\text{sec} \quad S_d(T_1)=0.240 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.20 \times 2.5 / 1.00 = 0.720g$$

Συνολική μάζα κατασκευής $M=(W/g)=(4238+3796)/9.81= 819\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{m}$ (EC8 eq.4.5)

Τέμνουσα βάση $V_0=C_m\cdot S_d(T)\cdot M=1.00 \times 0.720 \times 9.81 \times 819= 5785 \text{ kN}$ (EC8 eq.4.5)

Κτίριο με 2 όροφ. < 3 όροφων $C_m=1.00$, Συντελεστής δρώσης μάζας $C_m=1.00$ (KADET §5.4.4)

Ισοδύναμη στατική ανάλυση. Ισοδύναμα σεισμικά φορτία (Ευρωκ.8, §4.3.3.2.3)

Όροφος	Μάζα[kNsec ² /m]	z_i [m]	m_i	z_i οριζόντια δύναμη F_i [kN]	$e_i=M_i/W_i$ [m]	F_i/F_1
1ος Όρ.	432 (5150)	6.00	2592	5785 $\times$ 2592/3753=3995.4	3.30	0.691
Ισόγ.	387 (3787)	3.00	1161	5785 $\times$ 1161/3753=1789.6	4.50	0.309
Σύνολα	819 (8937)		3753	5785.0		

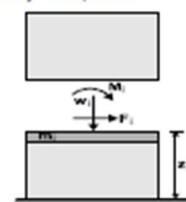


Σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου
Διάφραγμα στη στάθμη 0.8H, διάφραγμα 1ος ορόφου

Ελαστικός άξονας κτιρίου στο $x=9.69\text{m}$, $y=6.06\text{m}$

Ακολουθως δείχνεται, αναλυτικά σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων. Η σχετική ακαμψία κάθε τοίχου υπολογίζεται με ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων. Οι περιοχές εφελκυστικών τάσεων αφαιρούνται από τους τοίχους και οι ακαμψίες μειώνονται ανάλογα.

Κατανομή μάζας τοίχων : 50% στην οροφή, και 50% στο δάπεδο του ορόφου.



Μέγιστες μετατοπίσεις άνα όρόφου, 1ος ορόφος: $\Delta x=10.027 \text{ mm}$ $\Delta y=30.711 \text{ mm}$

Για υπολογισμό μετατοπίσεων οι δυσκαμψίες λαμβάνονται το μισό των ελαστικών (KADET §5.3.1.ε)

Αντισεισμικός αρμός τουλάχιστον 40 mm

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Δυναμική Φασματική Ανάλυση (EC8 §4.3.3) (ΚΑΔΕΤ §5.5)

Χρησιμοποιούμε ένα απλό μοντέλο με συγκεντρωμένες μάζες στο δάπεδο κάθε ορόφου και συνολικές ακαμψίες σε x , y διεύθυνση σε οριζόντιες δυνάμεις στα δάπεδα όπως υπολογίζονται από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία. Από δυναμική ανάλυση υπολογίζονται οι ιδιοσυχνότητες, ιδιομορφές και ιδιομορφικές μάζες. Στη συνέχεια από φασματικές επιταχύνσεις και σύνθεση των ιδιομορφών, υπολογίζονται οι σεισμικές οριζόντιες δυνάμεις. Ο συντελεστής S επέκτασης για στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνεται με τη μέγιστη τιμή 1.30 (EC8 §4.3.3.2.4). Οι τελικές οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις λαμβάνονται οι μέγιστες ανάμεσα στην απλοποιημένη φασματική μέθοδο με ισοδύναμα σεισμικά φορτία και τη δυναμική φασματική ανάλυση.

Δυσκαμψίες ορόφων [GN/m]

Ορόφοι	Ισόγ.	$\log O_p$
κατεύθ. $x-x$	2.54,	2.22
κατεύθ. $y-y$	0.67,	1.08

Σύμφωνα με Ευρωπαϊκός 8-1, EN1998-1:2004, §9.4(3) (ΚΑΔΕΤ §5.3.1(ε)), Οι ελαστικές δυσκαμψίες των αρτημάτων στοιχείων μειώνονται κατά 50% για πιο ρεαλιστική εκτίμηση των μετακινήσεων και παραμορφώσεων του κτιρίου. Μέτρο Ελαστικότητας $E'=E/2.0$

Μάζες ορόφων [kNsec²/m]

Ορόφοι	Ισόγ.	$\log O_p$
	387,	432

Ιδιοπερίοδοι [sec]

Ιδιοπερίοδοι	T1	T2
κατεύθ. $x-x$	0.189,	0.072
κατεύθ. $y-y$	0.340,	0.111

Ιδιομορφικές μάζες [kNsec²/m]

Ιδιοπερίοδοι	T1	T2
κατεύθ. $x-x$	763.01,	55.99
κατεύθ. $y-y$	799.54,	19.46

Ποσοστά ιδιομορφικών μάζων επί συνολικής μάζας

Ιδιοπερίοδοι	T1	T2
κατεύθ. $x-x$	93.2%,	6.8%
κατεύθ. $y-y$	97.6%,	2.4%

Τιμές φασματικής επιτάχυνσης για θεμελιώδη ιδιοπερίοδο κατά $x-x$ και $y-y$ κατευθύνσεις

ιδιοπερίοδος T1= 0.189 sec, κατεύθ. $x-x$ $S_d(0.189) = 0.720g$

ιδιοπερίοδος T1= 0.340 sec, κατεύθ. $y-y$ $S_d(0.340) = 0.720g$

T1=0.189sec, κατεύθ. $x-x$, είναι $\leq 4\pi T_c = 4\pi 0.5 = 2.00\text{sec}$, και $\leq 2.0\text{sec}$ (EC8 §4.3.3.2.1)

T1=0.340sec, κατεύθ. $y-y$, είναι $\leq 4\pi T_c = 4\pi 0.5 = 2.00\text{sec}$, και $\leq 2.0\text{sec}$ (EC8 §4.3.3.2.1)

Οι συνθήκες του Ευρωπαϊκού 8 §4.3.3.2.1(2) ικανοποιούνται. Εφόσον και τα κριτήρια κανονικότητας του κτιρίου ικανοποιούνται, η ισοδύναμη στατική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιηθεί.

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Τιμές φασματικής επιτάχυνσης κατά κ-κ και γ-γ κατευθύνσεις

κατεύθ. κ-κ, $T_1=0.189 \text{ sec}$, $S_d(0.189)=0.720g$, κατεύθ. γ-γ, $T_1=0.340 \text{ sec}$, $S_d(0.340)=0.720g$
κατεύθ. κ-κ, $T_2=0.072 \text{ sec}$, $S_d(0.072)=0.446g$, κατεύθ. γ-γ, $T_2=0.111 \text{ sec}$, $S_d(0.111)=0.584g$

Ιδιομορφικές μετατοπίσεις κατά κ-κ και γ-γ κατευθύνσεις

κατεύθ. κ-κ, $T_1=0.189 \text{ sec}$, $q_1=175.99\text{mm}$, κατεύθ. γ-γ, $T_1=0.340 \text{ sec}$, $q_1=584.636\text{mm}$
κατεύθ. κ-κ, $T_2=0.072 \text{ sec}$, $q_2=4.30\text{mm}$, κατεύθ. γ-γ, $T_2=0.111 \text{ sec}$, $q_2=7.953\text{mm}$

Οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις στις στάθμες ορόφων, κατά κ-κ και γ-γ κατευθύνσεις

1ος οροφος, κατεύθ. κ-κ $F_k=4661.8 \text{ kN}$, κατεύθ. γ-γ $F_y=4461.1 \text{ kN}$
Ισόγειο, κατεύθ. κ-κ $F_k=2475.3 \text{ kN}$, κατεύθ. γ-γ $F_y=2945.8 \text{ kN}$

Μέγιστες τιμές οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων σε κάθε όροφο

Όροφος	Ισοδ. σεισμ. φορτία [kN]	Δυναμ. Ανάλυση F_k [kN]	Δυναμ. Ανάλυση F_y [kN]	Χρησιμοπ. τιμές F_k, F_y [kN]
1ος οροφος	3995.4	4661.8	4461.1	4661.8
Ισόγειο	5785.0	7137.1	7406.9	7406.9

Στους ελέγχους χρησιμοποιούμε τις μέγιστες τιμές μεταξύ ισοδ. στατικής και δυναμικής ανάλυσης.

Ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς (ΚΑΔΕΤ §7.5.1)

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου $T=0.189 \text{ sec} \leq T_c=0.50 \text{ sec}$

Δείκτης πλαστιμότητας $\mu_5=5/\delta\gamma=(q-1)T_c/T+1=(1.00-1)\times 0.50/0.189+1=1.00$, ($T \leq T_c$) (ΚΑΔΕΤ εζ. 7.8α)

Λόγος ανελαστικής προς ελαστική μετακίνηση $d_{inel}/d_{el}=\mu_5/q=1.00/1.00=1.00$ (ΚΑΔΕΤ εζ. 7.9)

Ροπές σεισμικών δυνάμεων στη στάθμη του εδάφους (ΚΑΔΕΤ §5.3.8(α))

Όροφος	Βάρος Οροφ. [kN]	Υψος h_i [m]	οριζ. δύναμη F_i [kN]	$F_i \cdot h_i$ [kNm]
1ος Ορ	5150	6.00	3995.4	23972
Ισόγ.	3787	3.00	1789.6	5369
Σύνολα	8937		5785.0	29341

Έλεγχος ανατροπής στη στάθμη του εδάφους (ΚΑΔΕΤ §5.3.8)

Ροπή ανατροπής $M_{ed}=\Sigma(F_i \cdot h_i)=29341 \text{ kNm}$, Συνολικό κατακόρυφο φορτίο $M_{ed}=8937 \text{ kN}$

Διαστάσεις κτιρίου $B_x=14.00\text{m}$, $B_y=6.03\text{m}$

$M_{ed}=29341\text{kNm} < 1.00W(B_x/2)=1.00 \times 8937 \times (14.00/2)=62558$, $e_x/B_x=29341/(8937 \times 14.00)=0.235 < 0.500$

$M_{ed}=29341\text{kNm} > 1.00W(B_y/2)=1.00 \times 8937 \times (6.03/2)=26922$, $e_y/B_y=29341/(8937 \times 6.03)=0.545 > 0.500$

Εκκεντρότητες φορτίων $e_x=3.28\text{m}$, $e_y=3.28\text{m}$

$M_{ed}=29341\text{kNm} > 1.00W(B_y/2)=1.00 \times 8937 \times (6.03/2)=26922$, $e_y/B_y=29341/(8937 \times 6.03)=0.545 > 0.500$

Εκκεντρότητες φορτίων $e_x=3.28\text{m}$, $e_y=3.28\text{m}$

Ο έλεγχος ανατροπής ΔΕΝ είναι αποδεκτός. (ΚΑΔΕΤ §5.3.8(α))

Έλεγχος αδρανούς περιοχής (ΚΑΔΕΤ §5.3.8(β))

Έλεγχος $M_{ed} \leq W_g \cdot \Omega_w \cdot [f_{tm}/N_{ed} + 1/A_w]$ (ΚΑΔΕΤ Εξ. 5.1)
 Ροπή αντίστασης κάτω της περί κ-κ άξονα $\Omega_{wkk}=48.0m^3$
 Ροπή αντίστασης κάτω της περί γ-γ άξονα $\Omega_{wyy}=85.4m^3$
 Συνολικό εμβαδό φερόντων στοιχείων $A_w=24.0m^2$
 Συνολικό κατακόρυφο φορτίο $G+\psi 2Q$ $N_{ed}=8937kN$
 Ροπή ανατροπής σε στάθμη εδάφους $M_{ed}=29341kNm$
 Ερελκυστική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wt}=0.0MPa$, $f_m=0.00/1.35=0.00N/mm^2$
 $\kappa-\kappa$: $29341 \leq 8937 \times 85.40 \times [1000 \times 0.00/8937 + 1/24.0] = 31801.783kNm$
 $\gamma-\gamma$: $29341 > 8937 \times 47.99 \times [1000 \times 0.00/8937 + 1/24.0] = 17871.090kNm$ αδρανής περιοχή $d\gamma/A=113\%$
 Υπάρχει αδρανής περιοχή στην κάτω της του δομήματος, μεγαλύτερη του 50%

Έλεγχος μέγιστης θλιπτικής τάσης τοίχων στο ισόγειο (ΚΑΔΕΤ §5.3.8(β))

Έλεγχος θλιπτικής τάσης τοίχων ισόγειου $\sigma_{wc} = -N_{ed}/A_w - M_{ed}/\Omega_w$ (ΚΑΔΕΤ Εξ. 5.2)
 Συνολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{ed}=8937kN$
 Συνολικό εμβαδό τοίχων $A_w=24.0m^2$
 Συνολική ροπή ανατροπής $M_{ed}=29341kNm$
 Ροπή αντίστασης κάτω της $\Omega_{wkk}=48.0m^3$, $\Omega_{wyy}=85.4m^3$
 $\sigma_{wc} = (-8937/24.0 - 29341/(0.398 \times 24.0)) = -44871MPa = -44.871N/mm^2$
 Μέση θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k=2.870N/mm^2$, $f_d=2.870/1.35=2.126N/mm^2$
 $\sigma_{wc} = -44.871 > f_d = 2.126$
 Η μέγιστη επιβαλλόμενη θλιπτική τάση υπερβαίνει την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

Λύση θλιπτικής τάσης τοίχων, λόγω ροπής ανατροπής ανά όροφο

1ος Όρ., $N_{ed}=5150kN$, $M_{ed}=11986kNm$, $A_w=24.0m^2$, $\Omega_{wkk}=48m^3$, $\Omega_{wyy}=85m^3$, $(\kappa\kappa)\sigma=0.140$, $(\gamma\gamma)\sigma=1.043N/mm^2$
 Ισόγ., $N_{ed}=7573kN$, $M_{ed}=29341kNm$, $A_w=24.0m^2$, $\Omega_{wkk}=48m^3$, $\Omega_{wyy}=85m^3$, $(\kappa\kappa)\sigma=0.627$, $(\gamma\gamma)\sigma=37.709N/mm^2$

Διαστάσεις θλιβόμενης και αδρανούς περιοχής, λόγω ροπής ανατροπής ανά όροφο

1ος Όρ., $B_k=14.00m$, $B_y=6.03m$, $\kappa_{θλιβ}/B_k=1.00$ $\gamma_{θλιβ}/B_y=0.34$, $\kappa_{Αδρ}/A=0\%$, $\gamma_{Αδρ}/A=66\%$
 Ισόγ., $B_k=14.00m$, $B_y=6.03m$, $\kappa_{θλιβ}/B_k=0.80$ $\gamma_{θλιβ}/B_y=0.02$, $\kappa_{Αδρ}/A=20\%$, $\gamma_{Αδρ}/A=98\%$
 Αδρανής περιοχή ξεπερνά το 50% της κάτω της ορόφου

Ελεγχος αντοχής τοίχων

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.10 \times 1243.1 + 0.30 \times 372.4 + 461.2) / 9.50 = 204.24 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 204.24 / 0.60 = 0.340 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 83.7 / 204.2 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00430 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.98 / 450 = 0.00662 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00430 + 0.00662 = 0.01092 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $4.97 < 15$, εκκεντρότητα λόγω τριψυμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01092 + 0.00000 = 0.01092 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi_m = (1 - 2e_m/t) \exp(-u^2/2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.60 \times 2.87 / 1.35 = 1136.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 204.2 \text{ kN/m} < 1136.8 \text{ kN/m} = N_{rd}$ ($N_{ed}/N_{rd} = 0.18 < 1.00$) Ικανοποιείται ο έλεγχος (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.10 \times 1528.6 + 0.30 \times 372.4 + 1048.0) / 14.00 = 202.94 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 202.94 / 0.60 = 0.338 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.00000 \times 83.7 / 202.9 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00860 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.98 / 450 = 0.00662 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00860 + 0.00662 = 0.01522 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03000 / 0.60 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.60 \times 2.87 / 1.35 = 1148.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_{max} = -1.505 \text{ N/mm}^2$
 Μέση θλιπτική τάση θλιβόμενης περιοχής, από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_m = -0.749 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.60 \times 1.505 = 902.9 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 902.9 \text{ kN/m} < 1148.0 \text{ kN/m} = N_{rd}$ ($N_{ed}/N_{rd} = 0.79 < 1.00$) Ικανοποιείται ο έλεγχος (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.10xg+0.30xq$ + Εισορός (EC6, §6.2) (ΚΑΔΕΤ §6.6.2)

$V_{ed} = 2878.7 \text{ kN}$, $\tau_{max} = 0.785 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.535 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 7.54 \text{ m}$
 Διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d < 0.065 f_b$, $f_b = 9.20 \text{ N/mm}^2$, $f_{vko} = 0.10 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.100 + 0.40 \times 0.535 = 0.314 \text{ N/mm}^2$, $< 0.065 \times 9.20 = 0.598 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.314 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.314 \times 0.60 \times 7.54 / 1.35 = 1052.3 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 2878.7 \text{ kN} > 1052.3 \text{ kN} = V_{rd}$. ($V_{ed}/V_{rd} = 2.74 > 1.00$) (EC6 §6.2)
 Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας
 Λόγος επάρκειας $\log O_p$, $\lambda = V_{ed}/V_{rd} = 11142/2413 = 4.62 > 1.00$
 Λόγος επάρκειας ($x-x$) $\log O_p$, $\lambda_k = V_{edk}/V_{rdk} = 5862/2140 = 2.74 > 1.00$
 Λόγος επάρκειας ($y-y$) $\log O_p$, $\lambda_y = V_{edy}/V_{rdy} = 5279/272 = 19.39 > 1.00$

Ελεγχος σε τέμνουσα που ελέγχεται από κάμψη Επ.Επ. Περιορισμένες βλάβες A1 (ΚΑΔΕΤ §7.2.1)

$V_f = (L \cdot N_{ed} / 2H_0) (1 - 1.15 \cdot v_{sd})$, $v_{sd} = N_{ed} / (L' \cdot t \cdot f_d)$, $f_d = f_k / \gamma_M$, (ΚΑΔΕΤ εξ.7.2β)
 $N_{ed} = 5793.4 \text{ kNm}$, $V_{ed} = 2878.7 \text{ kN}$, $H_0 = N_{ed} / V_{ed} = 5793.4 / 2878.7 = 2.01 \text{ m}$
 $N_{ed} = 1793.20 \text{ kN}$, $L = 14.00 \text{ m}$, $t = 600 \text{ mm}$, $H_0 = 2.01 \text{ m}$,
 Εχρηστική μετατόπιση στην κορυφή $\delta_d = 4.204 \text{ mm}$, $\theta_e = \delta_d / H = 4.204 / 3000 = 0.00140$ (ΚΑΔΕΤ §7.4α)
 $H_0 = N_{ed} / V_{ed} = 5793.4 / 2878.7 = 2.01 \text{ m}$, $du = 0.008 H_0 / L = 0.008 \times 2.01 / 14.00 = 0.00115$, $\theta_e = 0.00140 > du = 0.00115$
 Ελεγχος σε κάμψη εντός επιπέδου ΚΑΔΕΤ 7.4.1 Δεν ικανοποιείται
 $f_k = 2.870 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_M = 1.35$, $f_d = 2.870 / 1.35 = 2.126 \text{ N/mm}^2$
 $v_{sd} = 0.001 \times 1793.2 / (7.54 \times 0.600 \times 2.126) = 0.186 \text{ N/mm}^2$
 $V_f = (14.00 \times 1793.20 / 2 \times 2.01) \times (1 - 1.15 \times 0.186) = 4899.6 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 2878.7 \text{ kN} < 4899.6 \text{ kN} = V_f$. ($V_{ed}/V_f = 0.59 < 1.00$)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος ικανότητας σε τέμνουσα που ελέγχεται από κάμψη
 Λόγος επάρκειας $\log O_p$, $\lambda = V_{ed}/V_f = 11142/11109 = 1.00 < 1.00$

Ελεγχοι αντοχής τοίχων

Ισόγειο

T4



Διαστάσεις μήκος=6.00m, ύψος=3.00m, πάχος=600mm L'=3.00m
ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ

Δομικό σύστημα: Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=2.87 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.10 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Καμπτική αντοχή : $f_{k1}=0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{k2}=0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.3)

Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας: $E=1.62 \text{ N/mm}^2$ (ΚΑΔΕΤ §6.2.5)

Επί μέρους συντ. ασφαλείας υλικού $\gamma_M=2.50$ (ΚΑΔΕΤ §4.4.3, §4.5.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=1.35$ (ΚΑΔΕΤ §4.4.3, §4.5.3)

Μήκος λυγισμού τοίχου $hef=r_{kh}=1.00 \times 2.98=2.98 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=hef/tef=2.98/0.60=4.97 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.5.1

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.600 $\geq 0.350 \text{ m}$ (εντάξει) (Ευρωκ-8, Π.9.2)

Λυγηρότητα $\lambda=9.00 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πτώσεων: $0.66/2.20=0.30 < 0.50$, $0.60/2.20=0.27 < 0.50$ μη δεκτό

L/h πτώσεων: $0.79/1.20=0.66 > 0.50$, $0.95/1.20=0.79 > 0.50$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35κγ+1.50κγ (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 817.1+1.50 \times 570.0)/6.00=326.35 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 326.35/0.60=0.544 \text{ N/mm}^2$

Βαθος έδρασης $0.10 \times 0.600=0.060 \text{ m}$, εκκεντρότητα φορτίου δ_{apf500} 0.270m

Φορτίο από δάπεδο $(1.35 \times 159.6+1.50 \times 410.4)/6.00=138.5 \text{ kN/m}$, $M_{id}=138.5 \times 0.270=37.40 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id}=37.40/326.3=0.115 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.98/450=0.00662 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.11459+0.00000+0.00662=0.12122 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05 \times 0.60=0.03000 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.12122/0.60=0.60$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.60 \times 0.60 \times 2.87/2.50=413.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=326.3 \text{ kN/m} \leq 413.3 \text{ kN/m}=N_{rd}$ ($N_{ed}/N_{rd} 0.79 \leq 1.00$) Ικανοποιείται ο έλεγχος (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 920.1+1.50 \times 570.0)/3.00=689.76 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 689.76/0.60=1.150 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.11459 \times 326.3/689.8=0.01084 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.98/450=0.00662 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.01084+0.00000+0.00662=0.01747 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $4.97 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω τριβισμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01747+0.00000=0.01747 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05 \times 0.60=0.03000 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi_m=(1-2e_m/t) \cdot \exp(-u^2/2)=0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.89 \times 0.60 \times 2.87/2.50=613.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=689.8 \text{ kN/m} > 613.9 \text{ kN/m}=N_{rd}$ ($N_{ed}/N_{rd} 1.12 > 1.00$) Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος (EC6 εξ.6.1)

B.2. Τεύχος Αποτελεσμάτων με την Α Μέθοδο Ενίσχυσης.

Φορτία Τοίχων

Φορτία τοίχων

Σε κάθε πάτωμα μεταφέρονται τα κατανεμημένα φορτία των πλακών στους αντίστοιχους τοίχους καθώς και τα συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης των δοκών.
Επιμέρους Συντ. Ασφαλείας Βασικών συνδυασμών δράσεων: $\gamma_g=1.35$, $\gamma_q=1.50$ (ΚΑΔΕΤ §4.5.2)
Επιμέρους Συντ. Ασφαλείας Σεισμικού συνδυασμού δράσεων: $\gamma_g=1.10$, $\psi_2=0.30$ (ΚΑΔΕΤ §4.5.2)

Ιος ορόφος	T5	Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος=3.00m, πάχος=600mm L'=10.70m Θέση κ=4.00m, γ=8.70m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=35.64m² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 35.64 \times 15.60 = 556.0$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=68.4kN/m κινητό=26.6kN/m
------------	-----------	---

Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f = 957.6$ kN, κινητό $Q_f = 372.4$ kN
φορτίο από τοίχο άνω	μόνιμο $G_a = 0.0$ kN, κινητό $Q_a = 0.0$ kN
φορτίο σε τοίχο κάτω	T1 μόνιμο $G_b = 1513.6$ kN, κινητό $Q_b = 372.4$ kN

Ιος ορόφος	T6	Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος=3.00m, πάχος=600mm L'=9.50m Θέση κ=4.00m, γ=3.30m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=36.60m² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 36.60 \times 15.60 = 571.0$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=68.4kN/m κινητό=26.6kN/m
------------	-----------	--

Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f = 957.6$ kN, κινητό $Q_f = 372.4$ kN
φορτίο από τοίχο άνω	μόνιμο $G_a = 0.0$ kN, κινητό $Q_a = 0.0$ kN
φορτίο σε τοίχο κάτω	T2 μόνιμο $G_b = 1528.6$ kN, κινητό $Q_b = 372.4$ kN

Ιος ορόφος	T7	Διαστάσεις μήκος=6.03m, ύψος=3.00m, πάχος=600mm L'=6.03m Θέση κ=4.30m, γ=9.00m, θ=270.00°, επιφάνεια τοίχου=18.08m² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 18.08 \times 15.60 = 282.0$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=68.4kN/m κινητό=26.6kN/m
------------	-----------	---

Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f = 412.1$ kN, κινητό $Q_f = 160.3$ kN
φορτίο από τοίχο άνω	μόνιμο $G_a = 0.0$ kN, κινητό $Q_a = 0.0$ kN
φορτίο σε τοίχο κάτω	T3 μόνιμο $G_b = 694.1$ kN, κινητό $Q_b = 160.3$ kN

Ιος ορόφος	T8	Διαστάσεις μήκος=6.00m, ύψος=3.00m, πάχος=600mm L'=4.20m Θέση κ=17.70m, γ=9.00m, θ=270.00°, επιφάνεια τοίχου=15.84m² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 15.84 \times 15.60 = 247.1$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=68.4kN/m κινητό=26.6kN/m
------------	-----------	--

Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f = 410.4$ kN, κινητό $Q_f = 159.6$ kN
φορτίο από τοίχο άνω	μόνιμο $G_a = 0.0$ kN, κινητό $Q_a = 0.0$ kN
φορτίο σε τοίχο κάτω	T4 μόνιμο $G_b = 657.5$ kN, κινητό $Q_b = 159.6$ kN

Ιος οροφος	Συνολικά φορτία ορόφου			
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους,	μόνιμο $G_1 =$	4394 kN,	κινητά $Q_1 =$	1065 kN
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα,	μόνιμο $G_2 =$	0 kN,	κινητά $Q_2 =$	0 kN
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι),	μόνιμο $G =$	4394 kN,	κινητά $Q =$	1065 kN
Φορτία οροφής για υπολογισμό σεισμικής μάζας,	μόνιμο $G_o =$	3566 kN,	κινητά $Q_o =$	1065 kN
Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου	$(1.10G_o + 0.30Q_o) =$ 4242 kN			
Ολική μάζα ορόφου $M_o = (1.10G_o + 0.30Q_o) / 9.81 = 4242 / 9.81 =$	432 kNsec ² /m			
Για υπολογισμό μάζας, το ίδιο βάρος τοίχων κατανεμήθη: 50% πάνω και 50% κάτω				

Φορτία Τοίχων

Ιος οροφος	Κέντρο Μάζας ορόφου				
Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	xm	ym	x.M	y.M
T5	181.1	11.00	8.70	1992.20	1575.65
T6	182.8	11.00	3.30	2010.70	603.21
T7	82.7	4.30	5.99	355.75	495.36
T8	78.6	17.70	6.00	1391.34	471.64
Σύνολα	525.2			5749.98	3145.86
Κέντρο μάζας ορόφου $x_m=5749.98/525.24=10.95m$, $y_m=3145.86/525.24=5.99m$					
Για τον υπολογισμό του κέντρου μάζας ορόφου, θεωρούμε μάζες ισοδύναμες των αντιστοίχων φορτίων στα κέντρα των τοίχων και υποστυλμάτων.					

Ισόγειο	T1	Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος=3.00m, πάχος=600mm L'=14.00m Θέση x=4.00m, y=8.70m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=42.00m ² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 42.00x15.60= 655.2 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
----------------	-----------	---

φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο g= 9.8kN/m, κινητό q= 4.3kN/m, (0.30m-13.70m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 131.4 kN, κινητό Qf= 57.8 kN

φορτίο από τοίχο άνω T5 μόνιμο Ga= 1513.6 kN, κινητό Qa= 372.4 kN

φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο Gb= 2300.2 kN, κινητό Qb= 430.2 kN

Ισόγειο	T2	Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος=3.00m, πάχος=600mm L'=8.60m Θέση x=4.00m, y=3.30m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=33.72m ² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 33.72x15.60= 526.0 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
----------------	-----------	--

φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο g= 9.8kN/m, κινητό q= 4.3kN/m, (0.30m-13.70m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 131.4 kN, κινητό Qf= 57.8 kN

φορτίο από τοίχο άνω T6 μόνιμο Ga= 1528.6 kN, κινητό Qa= 372.4 kN

φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο Gb= 2186.0 kN, κινητό Qb= 430.2 kN

Ισόγειο	T3	Διαστάσεις μήκος=6.00m, ύψος=3.00m, πάχος=600mm L'=4.20m Θέση x=4.30m, y=8.98m, θ=270.00°, επιφάνεια τοίχου=15.57m ² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 15.57x15.60= 242.9 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
----------------	-----------	---

φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο g= 6.1kN/m, κινητό q= 2.7kN/m, (0.30m- 5.70m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 33.2 kN, κινητό Qf= 14.6 kN

φορτίο από τοίχο άνω T7 μόνιμο Ga= 694.1 kN, κινητό Qa= 160.3 kN

φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο Gb= 970.2 kN, κινητό Qb= 174.9 kN

Ισόγειο	T4	Διαστάσεις μήκος=6.00m, ύψος=3.00m, πάχος=600mm L'=3.00m Θέση x=17.70m, y=9.00m, θ=270.00°, επιφάνεια τοίχου=13.20m ² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 60CM ΜΕΛΕΤΗΣ Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 13.20x15.60= 205.9 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
----------------	-----------	--

φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο g= 6.1kN/m, κινητό q= 2.7kN/m, (0.30m- 5.70m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 33.2 kN, κινητό Qf= 14.6 kN

φορτίο από τοίχο άνω T8 μόνιμο Ga= 657.5 kN, κινητό Qa= 159.6 kN

φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο Gb= 896.6 kN, κινητό Qb= 174.2 kN

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (Ευρωκ.8 §3, §4.3.3.2, §9) (KADET §5.3.3)

Ο φορέας του κτιρίου προσομοιώνεται με χρήση μακροστοιχείων και πεπερασμένων στοιχείων. Κάθε τοίχος ορίζεται σαν μακροστοιχείο και μοντελοποιείται με επίπεδα ορθογωνικά πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων. Τα δάπεδα θεωρούνται απαραμόρφωτα στο επίπεδό τους και ότι εξασφαλίζουν πλήρη διαφραγματική λειτουργία. Οι δυσκαμψίες των τοίχων υπολογίζονται με ακρίβεια, με ελαστική ανάλυση, με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων στο επίπεδο του κάθε τοίχου. Υπολογίζεται επίσης η προσεγγιστική ακαμψία τοίχου (χωρίς ανοίγματα) $= 1/(h^3/12EI + 1.2h/GA)$

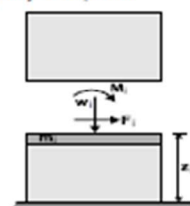
Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (Ευρωκ.8 §3), (KADET 4)

Σεισμική Ζώνη	Ζώνη: II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$	(KADET §4.4.1.2)
Κατηγορία Εδάφους	B, $S=1.20$ $T_b=0.15\text{sec}$ $T_c=0.50\text{sec}$	(Ευρωκ.8 §3.1.2)
Σπουδαιότητα Κτιρίου	Σ2 $\gamma_I=1.00$	(Ευρωκ.8 §4.2.5)
Δομικό σύστημα	Ασπλη τοιχοποιία $q=1.00$	(Ευρωκ.8 §3.2.2.2)
Συντελεστής Θεμελίωσης	$S=1.20$	(Ευρωκ.8 §3.2.2.2)
	$T_b=0.15\text{sec}$ $T_c=0.50\text{sec}$ $T_d=2.00\text{sec}$	
Προσεγγιστική θεμελιώδης ιδιοπερίοδος	$T_1=0.050(H)^{0.75}=0.19\text{sec}$, $H=6.00\text{m}$	(Ευρωκ.8 eq.4.6)
Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού	$S_d(T)=a \cdot g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot 2.5/q$	(EC8 eq.3.15)
	$S_d(T)=0.240 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.20 \times 2.5g/1.00=0.720g$	
Σεισμική επιτάχυνση για ιδιοπερίοδο $T_1=0.19\text{sec}$	$S_d(T_1)=a \cdot g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot 2.5/q$	
	$S_d(T_1)=0.240 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.20 \times 2.5g/1.00=0.720g$	
Συνολική μάζα κατασκευής	$M=(W/g)=(4238+2217)/9.81=658\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{m}$	(EC8 eq.4.5)
Τέμνουσα βάση	$V_0=C_m \cdot S_d(T) \cdot M=1.00 \times 0.720 \times 9.81 \times 658=4648 \text{ kN}$	(EC8 eq.4.5)
Κτίριο με 2 όροφ. < 3 όροφων	$C_m=1.00$, Συντελεστής δρώσης μάζας $C_m=1.00$	(KADET §5.4.4)
Ισοδύναμη στατική ανάλυση. Ισοδύναμα σεισμικά φορτία (Ευρωκ.8, §4.3.3.2.3)		

Όροφος	Μάζα[kNsec ² /m]	z _i [m]	m _i .z _i	οριζόντια δύναμη F _i [kN]	e _i =M _i /W _i [m]	F _i /ΣF _i
1ος Ορ	432 (5150)	6.00	2592	4648x2592/3270=3684.3	3.06	0.793
Ισόγ.	226 (2197)	3.00	678	4648x678/3270= 963.7	4.76	0.207
Σύνολο	658 (7348)		3270	4648.0		



Σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου. Διάφραγμα στη στάθμη 0.8H, διάφραγμα 1ος ορόφου. Ελαστικός άξονας κτιρίου στο $x=9.69\text{m}$, $y=6.06\text{m}$. Ακολουθώς δείχνεται, αναλυτικά σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων. Η σχετική ακαμψία κάθε τοίχου υπολογίζεται με ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων. Οι περιοχές εφελκυστικών τάσεων αφαιρούνται από τους τοίχους και οι ακαμψίες μειώνονται ανάλογα. Κατανομή μάζας τοίχων : 50% στην οροφή, και 50% στο δάπεδο του ορόφου.



Μέγιστες μετατοπίσεις άνα όρόφου, 1ος ορόφος: $\Delta x=3.839 \text{ mm}$ $\Delta y=11.504 \text{ mm}$
Για υπολογισμό μετατοπίσεων οι δυσκαμψίες λαμβάνονται το μισό των ελαστικών (KADET §5.3.1.ε)
Αντισεισμικός αρμός τουλάχιστον 20 mm

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Δυναμική Φασματική Ανάλυση (EC8 §4.3.3) (ΚΑΔΕΤ §5.5)

Χρησιμοποιούμε ένα απλό μοντέλο με συγκεντρωμένες μάζες στο δάπεδο κάθε ορόφου και συνολικές ακαμψίες σε x , y διεύθυνση σε οριζόντιες δυνάμεις στα δάπεδα όπως υπολογίζονται από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία. Από δυναμική ανάλυση υπολογίζονται οι ιδιοσυχνότητες, ιδιομορφές και ιδιομορφικές μάζες. Στη συνέχεια από φασματικές επιταχύνσεις και σύνθεση των ιδιομορφών, υπολογίζονται οι σεισμικές οριζόντιες δυνάμεις. Ο συντελεστής δ επέκτασης για στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνεται με τη μέγιστη τιμή 1.30 (EC8 §4.3.3.2.4). Οι τελικές οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις λαμβάνονται οι μέγιστες ανάμεσα στην απλοποιημένη φασματική μέθοδο με ισοδύναμα σεισμικά φορτία και τη δυναμική φασματική ανάλυση.

Δυσκαμψίες ορόφων [GN/m]

Ορόφοι	Ισόγ.	1ος Ορ
κατεύθ. $x-x$	5.67,	4.94
κατεύθ. $y-y$	1.49,	2.41

Σύμφωνα με Ευρωκώδικας 8-1, EN1998-1:2004, §9.4(3) (ΚΑΔΕΤ §5.3.1(ε)), Οι ελαστικές δυσκαμψίες των αρτημάτων στοιχείων μειώνονται κατά 50% για πιο ρεαλιστική εκτίμηση των μετακινήσεων και παραμορφώσεων του κτιρίου. Μέτρο Ελαστικότητας $E'=E/2.0$

Μάζες ορόφων [kNsec²/m]

Ορόφοι	Ισόγ.	1ος Ορ
	226,	432

Ιδιοπερίοδοι [sec]

Ιδιοπερίοδοι	T1	T2
κατεύθ. $x-x$	0.121,	0.039
κατεύθ. $y-y$	0.213,	0.061

Ιδιομορφικές μάζες [kNs²/m]

Ιδιοπερίοδοι	T1	T2
κατεύθ. $x-x$	613.78,	44.22
κατεύθ. $y-y$	640.30,	17.70

Ποσοστά ιδιομορφικών μάζων επί συνολικής μάζας

Ιδιοπερίοδοι	T1	T2
κατεύθ. $x-x$	93.3%,	6.7%
κατεύθ. $y-y$	97.3%,	2.7%

Τιμές φασματικής επιτάχυνσης για θεμελιώδη ιδιοπερίοδο κατά $x-x$ και $y-y$ κατευθύνσεις

ιδιοπερίοδος T1= 0.121 sec, κατεύθ. $x-x$ $S_d(0.121) = 0.617g$

ιδιοπερίοδος T1= 0.213 sec, κατεύθ. $y-y$ $S_d(0.213) = 0.720g$

T1=0.121sec, κατεύθ. $x-x$, είναι $\leq 4\pi T_c=4\pi 0.5=2.00\text{sec}$, και $\leq 2.0\text{sec}$ (EC8 §4.3.3.2.1)

T1=0.213sec, κατεύθ. $y-y$, είναι $\leq 4\pi T_c=4\pi 0.5=2.00\text{sec}$, και $\leq 2.0\text{sec}$ (EC8 §4.3.3.2.1)

Οι συνθήκες του Ευρωκώδικα 8 §4.3.3.2.1(2) ικανοποιούνται. Εφόσον και τα κριτήρια κανονικότητας του κτιρίου ικανοποιούνται, η ισοδύναμη στατική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιηθεί.

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Τιμές φασματικής επιτάχυνσης κατά x-x και y-y κατευθύνσεις

κατεύθ. x-x, $T_1=0.121 \text{ sec}$, $S_d(0.121)=0.617g$, κατεύθ. y-y, $T_1=0.213 \text{ sec}$, $S_d(0.213)=0.720g$
κατεύθ. x-x, $T_2=0.039 \text{ sec}$, $S_d(0.039)=0.328g$, κατεύθ. y-y, $T_2=0.061 \text{ sec}$, $S_d(0.061)=0.407g$

Ιδιομορφικές μετατοπίσεις κατά x-x και y-y κατευθύνσεις

κατεύθ. x-x, $T_1=0.121 \text{ sec}$, $q_1=55.39\text{mm}$, κατεύθ. y-y, $T_1=0.213 \text{ sec}$, $q_1=204.568\text{mm}$
κατεύθ. x-x, $T_2=0.039 \text{ sec}$, $q_2=0.81\text{mm}$, κατεύθ. y-y, $T_2=0.061 \text{ sec}$, $q_2=1.590\text{mm}$

Οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις στις στάθμες ορόφων, κατά x-x και y-y κατευθύνσεις

1ος ορόφος, κατεύθ. x-x $F_x=3792.2 \text{ kN}$, κατεύθ. y-y $F_y=4328.9 \text{ kN}$
Ισόγειο, κατεύθ. x-x $F_x=1114.0 \text{ kN}$, κατεύθ. y-y $F_y=1562.7 \text{ kN}$

Μέγιστες τιμές οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων σε κάθε όροφο

Όροφος	Ισοδ. σεισμ. φορτία [kN]	Δυναμ. Ανάλυση F_x [kN]	Δυναμ. Ανάλυση F_y [kN]	Χρησιμοποι. τιμές F_x, F_y [kN]
1ος ορόφος	3684.3	3792.2	4328.9	4328.9
Ισόγειο	4648.0	4906.2	5911.6	5911.6

Στους ελέγχους χρησιμοποιούμε τις μέγιστες τιμές μεταξύ ισοδ. στατικής και δυναμικής ανάλυσης.

Ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς (ΚΑΔΕΤ §7.5.1)

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου $T=0.121 \text{ sec} \leq T_c=0.50 \text{ sec}$

Δείκτης πλαστιμότητας $\mu_5=5/\delta_y=(q-1)T_c/T+1=(1.00-1)\times 0.50/0.121+1=1.00$, ($T \leq T_c$) (ΚΑΔΕΤ εζ. 7.8α)

Λόγος ανελαστικής προς ελαστική μετακίνηση $d_{inel}/d_{el}=\mu_5/q=1.00/1.00=1.00$ (ΚΑΔΕΤ εζ. 7.9)

Ροπές σεισμικών δυνάμεων στη στάθμη του εδάφους (ΚΑΔΕΤ §5.3.8(α))

Όροφος	Βάρος Όροφ. [kN]	Υψος h_i [m]	οριζ. δύναμη F_i [kN]	$F_i \cdot h_i$ [kNm]
1ος Ορ	5150	6.00	3684.3	22106
Ισόγ.	2197	3.00	963.7	2891
Σύνολο	7348		4648.0	24997

Έλεγχος ανατροπής στη στάθμη του εδάφους (ΚΑΔΕΤ §5.3.8)

Ροπή ανατροπής $M_{ed}=\Sigma(F_i \cdot h_i)=24997 \text{ kNm}$, Συνολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{ed}=7348 \text{ kN}$

Διαστάσεις κτιρίου $B_x=14.00\text{m}$, $B_y=6.03\text{m}$

$M_{ed}=24997\text{kNm} \leq 1.00W(B_x/2)=1.00 \times 7348 \times (14.00/2)=51434$, $e_x/B_x=24997/(7348 \times 14.00)=0.243 \leq 0.500$

$M_{ed}=24997\text{kNm} > 1.00W(B_y/2)=1.00 \times 7348 \times (6.03/2)=22135$, $e_y/B_y=24997/(7348 \times 6.03)=0.565 > 0.500$

Εκκεντρότητες φορτίων $e_x=3.40\text{m}$, $e_y=3.40\text{m}$

$M_{ed}=24997\text{kNm} > 1.00W(B_y/2)=1.00 \times 7348 \times (6.03/2)=22135$, $e_y/B_y=24997/(7348 \times 6.03)=0.565 > 0.500$

Εκκεντρότητες φορτίων $e_x=3.40\text{m}$, $e_y=3.40\text{m}$

Ο έλεγχος ανατροπής ΔΕΝ είναι αποδεκτός. (ΚΑΔΕΤ §5.3.8(α))

Έλεγχος αδρανούς περιοχής (ΚΑΔΕΤ §5.3.8(β))

Έλεγχος $M_{ed} \leq W_g \cdot \Omega_w \cdot [f_{tm}/N_{ed} + 1/A_w]$ (ΚΑΔΕΤ Εξ. 5.1)
 Ροπή αντίστασης κάτοψης περί κ-κ άξονα $\Omega_{wkk}=48.0m^3$
 Ροπή αντίστασης κάτοψης περί γ-γ άξονα $\Omega_{wyy}=85.4m^3$
 Συνολικό εμβαδό φερόντων στοιχείων $A_w=24.0m^2$
 Συνολικό κατακόρυφο φορτίο $G+\psi 2Q$ $N_{ed}=7348kN$
 Ροπή ανατροπής σε στάθμη εδάφους $M_{ed}=24997kNm$
 Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wt}=0.0MPa$, $f_m=0.00/1.35=0.00N/mm^2$
 κ-κ: $24997 \leq 7348 \times 85.40 \times [1000 \times 0.00/7348 + 1/24.0] = 26146.580kNm$
 γ-γ: $24997 > 7348 \times 47.99 \times [1000 \times 0.00/7348 + 1/24.0] = 14693.135kNm$ αδρανής περιοχή $d\gamma/A=119\%$
 Υπάρχει αδρανής περιοχή στην κάτοψη του δομήματος, μεγαλύτερη του 50%

Έλεγχος μέγιστης θλιπτικής τάσης τοίχων στο ισόγειο (ΚΑΔΕΤ §5.3.8(β))

Έλεγχος θλιπτικής τάσης τοίχων ισόγειου $\sigma_{wc} = -N_{ed}/A_w - M_{ed}/\Omega_w$ (ΚΑΔΕΤ Εξ. 5.2)
 Συνολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{ed}=7348kN$
 Συνολικό εμβαδό τοίχων $A_w=24.0m^2$
 Συνολική ροπή ανατροπής $M_{ed}=24997kNm$
 Ροπή αντίστασης κάτοψης $\Omega_{wkk}=48.0m^3$, $\Omega_{wyy}=85.4m^3$
 $\sigma_{wc} = (-7348/24.0 - 24997/(0.398 \times 24.0)) = -36892MPa = -36.892N/mm^2$
 Μέση θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k=3.600N/mm^2$, $f_d=3.600/1.35=2.667N/mm^2$
 Έλεγχος θλιπτικής τάσης $\sigma_{wc}=36.892 > f_d=2.667$
 Η μέγιστη επιβαλλόμενη θλιπτική τάση υπερβαίνει την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

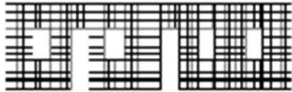
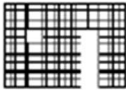
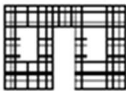
Αύξηση θλιπτικής τάσης τοίχων, λόγω ροπής ανατροπής ανά όροφο

1ος Ορ, $N_{ed}=5150kN$, $M_{ed}=11053kNm$, $A_w=24.0m^2$, $\Omega_{wkk}=48m^3$, $\Omega_{wyy}=85m^3$, $(\kappa\kappa)\sigma=0.129$, $(\gamma\gamma)\sigma=0.780N/mm^2$
 Ισόγ., $N_{ed}=4395kN$, $M_{ed}=24997kNm$, $A_w=24.0m^2$, $\Omega_{wkk}=48m^3$, $\Omega_{wyy}=85m^3$, $(\kappa\kappa)\sigma=1.119$, $(\gamma\gamma)\sigma=21.883N/mm^2$

Διαστάσεις θλιβόμενης και αδρανούς περιοχής, λόγω ροπής ανατροπής ανά όροφο

1ος Ορ, $B_k=14.00m$, $B_y=6.03m$, $\kappa_{θλιβ}/B_k=1.00$ $\gamma_{θλιβ}/B_y=0.43$, $\kappa_{αδρ}/A=0\%$, $\gamma_{αδρ}/A=57\%$
 Ισόγ., $B_k=14.00m$, $B_y=6.03m$, $\kappa_{θλιβ}/B_k=0.77$ $\gamma_{θλιβ}/B_y=0.02$, $\kappa_{αδρ}/A=23\%$, $\gamma_{αδρ}/A=98\%$
 Αδρανής περιοχή ξεπερνά το 50% της κάτοψης ορόφου

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Ισόγειο	T2	Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος=3.00m, πάχος=600mm L'=8.60m Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του Ο τοίχος χωρίζεται σε 470 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε πλέγμα 11x48 κόμβων, συνολικά 528 κόμβοι. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 1.927 GN/m Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.309 GN/m Ακαμψία κατά x-x Kx= 1.927 GN/m, κατά y-y Ky= 0.000 GN/m
		
Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2) Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου ex=1.31 m, ey=2.76 m Οριζόντια Δύναμη Fx Εισαγωγή-x= 5911.59x 0.925/ 2.720+ 14625x 2.76x 1.927/ 98.360= 2801.38 kN Εισαγωγή-y= 0.00x 0.925/ 2.720+ 2765x 2.76x 1.927/ 98.360= 149.49 kN Οριζόντια Δύναμη Fy Εισαγωγή-x= 0.00x 0.000/ 0.149+ 14625x 1.31x 0.000/ 98.360= 0.00 kN Εισαγωγή-y= 5911.59x 0.000/ 0.149+ 2765x 1.31x 0.000/ 98.360= 0.00 kN Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1) (expFx)²= 2801.38²+ 149.49², expFx= 2805.36 kN (expFy)²= 0.00²+ 0.00², expFy= 0.00 kN Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2) maxFx= 2801.38 + 0.30x 149.49= 2846.22 kN maxFy= 0.00 + 0.30x 0.00= 0.00 kN Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=2846.22 kN		
Ισόγειο	T3	Διαστάσεις μήκος=6.00m, ύψος=3.00m, πάχος=600mm L'=4.20m Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του Ο τοίχος χωρίζεται σε 200 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε πλέγμα 11x21 κόμβων, συνολικά 231 κόμβοι. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 0.965 GN/m Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.329 GN/m Ακαμψία κατά x-x Kx= 0.000 GN/m, κατά y-y Ky= 0.965 GN/m
		
Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2) Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου ex=5.39 m, ey=0.09 m Οριζόντια Δύναμη Fx Εισαγωγή-x= 5911.59x 0.000/ 2.720+ 14625x 0.09x 0.000/ 98.360= 0.00 kN Εισαγωγή-y= 0.00x 0.000/ 2.720+ 2765x 0.09x 0.000/ 98.360= 0.00 kN Οριζόντια Δύναμη Fy Εισαγωγή-x= 0.00x 0.097/ 0.149+ 14625x 5.39x 0.965/ 98.360= 773.87 kN Εισαγωγή-y= 5911.59x 0.097/ 0.149+ 2765x 5.39x 0.965/ 98.360= 3983.15 kN Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1) (expFx)²= 0.00²+ 0.00², expFx= 0.00 kN (expFy)²= 773.87²+ 3983.15², expFy= 4057.64 kN Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2) maxFx= 0.00 + 0.30x 0.00= 0.00 kN maxFy= 3983.15 + 0.30x 773.87= 4215.32 kN Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=4215.32 kN		
Ισόγειο	T4	Διαστάσεις μήκος=6.00m, ύψος=3.00m, πάχος=600mm L'=3.00m Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του Ο τοίχος χωρίζεται σε 200 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε πλέγμα 11x21 κόμβων, συνολικά 231 κόμβοι. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 0.528 GN/m Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.329 GN/m Ακαμψία κατά x-x Kx= 0.000 GN/m, κατά y-y Ky= 0.528 GN/m
		

Ελεγχοι αντοχής τοίχων

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.10 \times 1513.6 + 0.30 \times 372.4 + 966.4) / 11.60 = 236.47 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed} = 0.001 \times 236.47 / 0.60 = 0.394 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 86.7 / 236.5 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00359 \text{ m}$
 Τυχματική εκκεντρότητα $e_i = e_{he} / 450 = 2.85 / 450 = 0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00359 + 0.00633 = 0.00992 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03000 / 0.60 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.60 \times 3.60 / 1.35 = 1440.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -1.660 \text{ N/mm}^2$
 Μέση θλιπτική τάση θλιβόμενης περιοχής, από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_m = -0.571 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.60 \times 1.660 = 995.9 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 995.9 \text{ kN/m} \leq 1440.0 \text{ kN/m} = N_{rd}$ ($N_{ed}/N_{rd} = 0.69 \leq 1.00$) Ικανοποιείται ο έλεγχος (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε διάτρηση, Φόρτιση $1.10 \text{ kg} + 0.30 \text{ kg} + \text{Εισοσμός}$ (EC6, §6.2) (ΚΑΔΕΤ §6.6.2)

$V_{ed} = 2768.9 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.659 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.443 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 9.03 \text{ m}$
 Διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_{cd} < 0.065 f_{fb}$, $f_{vko} = 9.20 \text{ N/mm}^2$, $f_{vko} = 0.11 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.110 + 0.40 \times 0.443 = 0.287 \text{ N/mm}^2$, $< 0.065 \times 9.20 = 0.598 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.287 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.287 \times 0.60 \times 9.03 / 1.35 = 1152.2 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 2768.9 \text{ kN} > 1152.2 \text{ kN} = V_{rd}$. ($V_{ed}/V_{rd} = 2.40 > 1.00$) (EC6 §6.2)
 Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας
 Λόγος επάρκειας $\lambda \text{ος } O_p$, $\lambda = V_{ed}/V_{rd} = 10342/2534 = 4.08 > 1.00$
 Λόγος επάρκειας $(\kappa - \kappa)$ $\lambda \text{ος } O_p$, $\lambda_k = V_{edk}/V_{rdk} = 5441/2261 = 2.41 > 1.00$
 Λόγος επάρκειας $(\gamma - \gamma)$ $\lambda \text{ος } O_p$, $\lambda_\gamma = V_{edy}/V_{rd\gamma} = 4901/272 = 18.00 > 1.00$

Ελεγχοι σε τέμνουσα που ελέγχεται από κάμψη Στ.Σπ. Περιορισμένες βλάβες Α1 (ΚΑΔΕΤ §7.2.1)

$V_f = (L \cdot N_{ed} / 2H_o) (1 - 1.15 \cdot v_{sd})$, $v_{sd} = N_{ed} / (L' \cdot t \cdot f_d)$, $f_d = f_k / \gamma_M$, (ΚΑΔΕΤ εξ.7.2β)
 $N_{ed} = 4414.7 \text{ kN}$, $V_{ed} = 2768.9 \text{ kN}$, $H_o = N_{ed} / V_{ed} = 4414.7 / 2768.9 = 1.59 \text{ m}$
 $N_{ed} = 1776.70 \text{ kN}$, $L = 14.00 \text{ m}$, $t = 600 \text{ mm}$, $H_o = 1.59 \text{ m}$,
 Εχτική μετατόπιση στην κορυφή $\delta_d = 1.752 \text{ mm}$, $\theta_e = \delta_d / H = 1.752 / 3000 = 0.00058$ (ΚΑΔΕΤ §7.4α)
 $H_o = N_{ed} / V_{ed} = 4414.7 / 2768.9 = 1.59 \text{ m}$, $du = 0.008 H_o / L = 0.008 \times 1.59 / 14.00 = 0.00091$, $\theta_e = 0.00058 \leq du = 0.00091$
 Έλεγχος σε κάμψη εντός επιπέδου ΚΑΔΕΤ 7.4.1 ικανοποιείται
 $f_k = 3.600 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_M = 1.35$, $f_d = 3.600 / 1.35 = 2.667 \text{ N/mm}^2$
 $v_{sd} = 0.001 \times 1776.7 / (9.03 \times 0.600 \times 2.667) = 0.123 \text{ N/mm}^2$
 $V_f = (14.00 \times 1776.70 / 2 \times 1.59) \times (1 - 1.15 \times 0.123) = 6697.4 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 2768.9 \text{ kN} \leq 6697.4 \text{ kN} = V_f$. ($V_{ed}/V_f = 0.41 \leq 1.00$)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος ικανότητας σε τέμνουσα που ελέγχεται από κάμψη
 Λόγος επάρκειας $\lambda \text{ος } O_p$, $\lambda = V_{ed}/V_f = 10342/12070 = 0.86 \leq 1.00$

Ελεγχοι ικανότητας σε τέμνουσα εντός επιπέδου Στ.Σπ. Περιορισμένες βλάβες Α1 (ΚΑΔΕΤ §7.2.2)

$V_v = f_{vd} \cdot L' \cdot t$, $f_{vd} = f_{vmo} + 0.4 \text{ N} / (L' \cdot t) < 0.065 f_{fb}$, $f_{vmo} = f_{vk} / \gamma_M$, $f_b = f_{bk} / \gamma_M$ (ΚΑΔΕΤ εξ.7.3α)
 $N_{ed} = 1776.7 \text{ kN}$, $V_{ed} = 2768.9 \text{ kN}$, $L' = 9.03 \text{ m}$, $t = 600 \text{ mm}$, $f_k = 3.600 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.110 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_M = 1.35$,
 $f_k = 3.600 \text{ N/mm}^2$, $f_b (\lambda \text{ισοσπαμάτων}) = 9.200 \text{ N/mm}^2$, $f_{bk} = 9.200 \text{ N/mm}^2$,
 $f_{vmo} = 0.110 / 1.35 = 0.081 \text{ N/mm}^2$, $f_b = 9.200 / 1.35 = 6.815 \text{ N/mm}^2$
 $f_{vd} = 0.081 + 0.4 \times 1776.7 / (9.03 \times 600) = 0.213 \text{ N/mm}^2 < 0.065 \times 6.815 = 0.443 \text{ N/mm}^2$
 $f_{vd} = 0.213 \text{ N/mm}^2$, $V_v = [0.001] \times 0.213 \times 9030 \times 600 = 1152.2 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 2768.9 \text{ kN} > 1152.2 \text{ kN} = V_v$. ($V_{ed}/V_v = 2.40 > 1.00$)
 Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος ικανότητας σε τέμνουσα εντός επιπέδου
 Λόγος επάρκειας $\lambda \text{ος } O_p$, $\lambda = V_{ed}/V_v = 10342/2534 = 4.08 > 1.00$

Ενδιά οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείρ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Οριζόντια διαζώματα τοποθετούνται στο πάνω μέρος του τοίχου, στο ύψος των ανωφλίων και καταφλίων παραθύρων, από οπλισμένου σκυροδέματος $30 \times 20 \text{ cm}$ [πλάτος $\times$ ύψος]
 με ελάχιστο οπλισμό $\phi 14$ (συνδ. $\phi 8/15$) σύμφωνα με τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος αντοχής τοίχων

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.10 \times 848.7 + 0.30 \times 174.9 + 649.3) / 5.10 = 320.67 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{md} = 0.001 \times 320.67 / 0.60 = 0.534 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 215.5 / 320.7 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00396 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00396 + 0.00475 = 0.00871 \text{ m}$ (EC6 εζ.6.7)
 Η λυγρότητα είναι $3.56 < 15$, εκκεντρότητα λόγω τρυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00871 + 0.00000 = 0.00871 \text{ m}$ (EC6, εζ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εζ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.60 \times 3.60 / 1.35 = 1436.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εζ.6.2)
 $N_{ed} = 320.7 \text{ kN/m} < 1436.1 \text{ kN/m} = N_{rd}$ ($N_{ed} / N_{rd} = 0.22 < 1.00$) Ικανοποιείται ο έλεγχος (EC6 εζ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.10 \times 970.2 + 0.30 \times 174.9 + 937.5) / 5.10 = 403.38 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{do} = 0.001 \times 403.38 / 0.60 = 0.672 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.00000 \times 215.5 / 403.4 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00792 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00792 + 0.00475 = 0.01267 \text{ m}$ (EC6 εζ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εζ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.01267 / 0.60 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εζ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.60 \times 3.60 / 1.35 = 1440.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εζ.6.2)
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -4.455 \text{ N/mm}^2$
 Μέση θλιπτική τάση θλιβόμενης περιοχής, από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_n = -4.455 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.60 \times 5.568 = 3341.1 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 3341.1 \text{ kN/m} > 1440.0 \text{ kN/m} = N_{rd}$ ($N_{ed} / N_{rd} = 2.32 > 1.00$) Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος (EC6 εζ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, Φόρτιση $1.10 \times q + 0.30 \times q + \text{Σεισμός}$ (EC6, §6.2) (ΚΑΔΕΤ §6.6.2)

$V_{ed} = 4215.3 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 16.658 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 4.455 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 0.42 \text{ m}$
 Διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_{cd} < 0.065 f_{fb}$, $f_{fb} = 9.20 \text{ N/mm}^2$, $f_{vko} = 0.11 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.110 + 0.40 \times 4.455 = 1.892 \text{ N/mm}^2$, $< 0.065 \times 9.20 = 0.598 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.598 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εζ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εζ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.598 \times 0.60 \times 0.42 / 1.35 = 112.1 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 4215.3 \text{ kN} > 112.1 \text{ kN} = V_{rd}$ ($V_{ed} / V_{rd} = 37.61 > 1.00$) (EC6 §6.2)
 Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας
 Λόγος επάρκειας Ισόγ., $\lambda = V_{ed} / V_{rd} = 14920 / 2682 = 5.56 > 1.00$
 Λόγος επάρκειας (κ-κ) Ισόγ., $\lambda_k = V_{edk} / V_{rdk} = 8298 / 2490 = 3.33 > 1.00$
 Λόγος επάρκειας (γ-γ) Ισόγ., $\lambda_\gamma = V_{edy} / V_{rdy} = 6622 / 192 = 34.46 > 1.00$

Ελεγχος σε τέμνουσα που ελέγχεται από κόμψη Στ.Σπ. Περιορισμένες βλάβες A1 (ΚΑΔΕΤ §7.2.1)

$V_f = (L \cdot N_{ed} / 2H_0) (1 - 1.15 \cdot v_{sd})$, $v_{sd} = N_{ed} / (L' \cdot t \cdot f_d)$, $f_d = f_k / \gamma_M$, (ΚΑΔΕΤ εζ.7.2β)
 $M_{ed} = 3123.0 \text{ kNm}$, $V_{ed} = 4215.3 \text{ kN}$, $H_0 = M_{ed} / V_{ed} = 3123.0 / 4215.3 = 0.74 \text{ m}$
 $N_{ed} = 1119.70 \text{ kN}$, $L = 6.00 \text{ m}$, $t = 600 \text{ mm}$, $H_0 = 0.74 \text{ m}$,
 Σχετική μετατόπιση στην κορυφή $\delta_d = 7.919 \text{ mm}$, $\theta_e = \delta_d / H = 7.919 / 3000 = 0.00264$ (ΚΑΔΕΤ §7.4α)
 $H_0 = M_{ed} / V_{ed} = 3123.0 / 4215.3 = 0.74 \text{ m}$, $du = 0.008 H_0 / L = 0.008 \times 0.74 / 6.00 = 0.00099$, $\theta_e = 0.00264 > du = 0.00099$
 Ελεγχος σε κόμψη εντός επιπέδου ΚΑΔΕΤ 7.4.1 Δεν ικανοποιείται
 $f_k = 3.600 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_M = 1.35$, $f_d = 3.600 / 1.35 = 2.667 \text{ N/mm}^2$
 $v_{sd} = 0.001 \times 1119.7 / (0.42 \times 0.600 \times 2.667) = 1.659 \text{ N/mm}^2$
 $V_f = (6.00 \times 1119.70 / 2 \times 0.74) \times (1 - 1.15 \times 1.659) = 45.3 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 4215.3 \text{ kN} > 45.3 \text{ kN} = V_f$ ($V_{ed} / V_f = 93.05 > 1.00$)
 Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος ικανότητας σε τέμνουσα που ελέγχεται από κόμψη
 Λόγος επάρκειας Ισόγ., $\lambda = V_{ed} / V_f = 14920 / 9833 = 1.52 > 1.00$

Β.3. Τεύχος Αποτελεσμάτων με την Β Μέθοδο Ενίσχυσης.

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (Ευρωκ.8 §3, §4.3.3.2, §9) (KADET §5.3.3)

Ο φορέας του κτιρίου προσομοιώνεται με χρήση μακροστοιχείων και πεπερασμένων στοιχείων. Κάθε τοίχος ορίζεται σαν μακροστοιχείο και μοντελοποιείται με επίπεδα ορθογωνικά πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων. Τα δάπεδα θεωρούνται απαραμόρφωτα στο επίπεδό τους και ότι εξασφαλίζουν πλήρη διαφραγματική λειτουργία. Οι δυσκαμψίες των τοίχων υπολογίζονται με ακρίβεια, με ελαστική ανάλυση, με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων στο επίπεδο του κάθε τοίχου. Υπολογίζεται επίσης η προσεγγιστική ακαμψία τοίχου (χωρίς ανοίγματα) $=1/(h^3/12EI+1.2h/GA)$

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (Ευρωκ.8 §3), (KADET 4)

Σεισμική ζώνη	ζώνη: II, $a=0.240g=2.35\text{ m/s}^2$	(KADET §4.4.1.2)
Κατηγορία Εδάφους	B, $S=1.20$ $T_b=0.15\text{ sec}$ $T_c=0.50\text{ sec}$	(Ευρωκ.8 §3.1.2)
Σπουδαιότητα Κτιρίου	Σ2 $\gamma_I=1.00$	(Ευρωκ.8 §4.2.5)
Δομικό σύστημα	Ασπλη τοιχοποιία $q=1.00$	(Ευρωκ.8 §3.2.2.2)
Συντελεστής θεμελίωσης	$S=1.20$	(Ευρωκ.8 §3.2.2.2)
	$T_b=0.15\text{ sec}$ $T_c=0.50\text{ sec}$ $T_d=2.00\text{ sec}$	

Προσεγγιστική θεμελιώδης ιδιοπερίοδος $T_1=0.050(H)^{0.75}=0.19\text{ sec}$, $H=6.00\text{ m}$ (Ευρωκ.8 eq.4.6)

Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού $S_d(T)=a\cdot g\cdot \gamma_I\cdot \eta\cdot S\cdot 2.5/q$ (EC8 eq.3.15)
 $S_d(T)=0.240\times 1.00\times 1.00\times 1.20\times 2.5\times g/1.00=0.720g$

Σεισμική επιτάχυνση για $S_d(T_1)=a\cdot g\cdot \gamma_I\cdot \eta\cdot S\cdot 2.5/q$
 ιδιοπερίοδο $T_1=0.19\text{ sec}$ $S_d(T_1)=0.240\times 1.00\times 1.00\times 1.20\times 2.5\times g/1.00=0.720g$

Συνολική μάζα κατασκευής $M=(W/g)=(4464+2639)/9.81=726\text{ kN}\cdot\text{s}^2/\text{m}$ (EC8 eq.4.5)

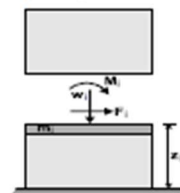
Τίμνονσα βάσης $V_o=C_m\cdot S_d(T)\cdot M=1.00\times 0.720\times 9.81\times 726=5128\text{ kN}$ (EC8 eq.4.5)

Κτίριο με 2 όροφ. < 3 όροφων $C_m=1.00$, Συντελεστής δρώσης μάζας $C_m=1.00$ (KADET §5.4.4)

Ισοδύναμη στατική ανάλυση. Ισοδύναμα σεισμικά φορτία (Ευρωκ.8, §4.3.3.2.3)

Οροφος	Μάζα[kNsec ² /m]	z _i [m]	z _i .z _i	οριζόντια δύναμη F _i [kN]	z _i =z _i /z ₁ [m]	F _i /F ₁
1ος Op	455 (5602)	6.00	2730	5128x2730/3543=3951.3	2.73	0.771
Ισόγ.	271 (2639)	3.00	813	5128x813/3543=1176.7	4.11	0.229
Σύνολα	726 (8240)		3543	5128.0		

Σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου
 Διάφραγμα στη στάθμη 0.8H, διάφραγμα 1ος ορόφου
 Ελαστικός άξονας κτιρίου στο $x=9.69\text{ m}$, $y=6.06\text{ m}$
 Ακολουθώς δείχνεται, αναλυτικά σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων. Η σχετική ακαμψία κάθε τοίχου υπολογίζεται με ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων. Οι περιοχές εφελκυστικών τάσεων αφαιρούνται από τους τοίχους και οι ακαμψίες μειώνονται ανάλογα.
 Κατανομή μάζας τοίχων : 50% στην οροφή, και 50% στο δάπεδο του ορόφου.



Μέγιστες μετατοπίσεις ανά όροφο, 1ος οροφος: $\Delta x=1.146\text{ mm}$ $\Delta y=3.551\text{ mm}$

Για υπολογισμό μετατοπίσεων οι δυσκαμψίες λαμβάνονται το μισό των ελαστικών (KADET §5.3.1.ε)

Αντισεισμικός αρμός τουλάχιστον 10 mm

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Δυναμική Φασματική Ανάλυση (EC8 §4.3.3) (ΚΑΔΕΤ §5.5)

Χρησιμοποιούμε ένα απλό μοντέλο με συγκεντρωμένες μάζες στο δάπεδο κάθε ορόφου και συνολικές ακαμψίες σε x , y διεύθυνση σε οριζόντιες δυνάμεις στα δάπεδα όπως υπολογίζονται από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία. Από δυναμική ανάλυση υπολογίζονται οι ιδιοσυχνότητες, ιδιομορφές και ιδιομορφικές μάζες. Στη συνέχεια από φασματικές επιταχύνσεις και σύνθεση των ιδιομορφών, υπολογίζονται οι σεισμικές οριζόντιες δυνάμεις. Ο συντελεστής δ επέκτασης για στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνεται με τη μέγιστη τιμή 1.30 (EC8 §4.3.2.4). Οι τελικές οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις λαμβάνονται οι μέγιστες ανάμεσα στην απλοποιημένη φασματική μέθοδο με ισοδύναμα σεισμικά φορτία και τη δυναμική φασματική ανάλυση.

Δυσκαμψίες ορόφων [GN/m]

Οροφοί	Ισόγ.	1ος Ορ
κατεύθ. $x-x$	18.26,	15.56
κατεύθ. $y-y$	4.81,	6.86

Σύμφωνα με Ευρωπαϊκός 8-1, EN1998-1:2004, §9.4(3) (ΚΑΔΕΤ §5.3.1(ε)), Οι ελαστικές δυσκαμψίες των αρτημάτων στοιχείων μειώνονται κατά 50% για πιο ρεαλιστική εκτίμηση των μετακινήσεων και παραμορφώσεων του κτιρίου. Μέτρο Ελαστικότητας $E'=E/2.0$

Μάζες ορόφων [kNsec²/m]

Οροφοί	Ισόγ.	1ος Ορ
	271,	455

Ιδιοπερίοδοι [sec]

Ιδιοπερίοδοι	T1	T2
κατεύθ. $x-x$	0.070,	0.024
κατεύθ. $y-y$	0.125,	0.039

Ιδιομορφικές μάζες [kNs²/m]

Ιδιοπερίοδοι	T1	T2
κατεύθ. $x-x$	674.30,	51.70
κατεύθ. $y-y$	702.07,	23.93

Ποσοστά ιδιομορφικών μάζων επί συνολικής μάζας

Ιδιοπερίοδοι	T1	T2
κατεύθ. $x-x$	92.9%,	7.1%
κατεύθ. $y-y$	96.7%,	3.3%

Τιμές φασματικής επιτάχυνσης για θεμελιώδη ιδιοπερίοδο κατά $x-x$ και $y-y$ κατευθύνσεις

ιδιοπερίοδος T1= 0.070 sec, κατεύθ. $x-x$ $S_d(0.070) = 0.438g$

ιδιοπερίοδος T1= 0.125 sec, κατεύθ. $y-y$ $S_d(0.125) = 0.633g$

T1=0.070sec, κατεύθ. $x-x$, είναι $\leq 4\pi T_c=4\pi 0.5=2.00\text{sec}$, και $\leq 2.0\text{sec}$ (EC8 §4.3.3.2.1)

T1=0.125sec, κατεύθ. $y-y$, είναι $\leq 4\pi T_c=4\pi 0.5=2.00\text{sec}$, και $\leq 2.0\text{sec}$ (EC8 §4.3.3.2.1)

Οι συνθήκες του Ευρωπαϊκού 8 §4.3.3.2.1(2) ικανοποιούνται. Εφόσον και τα κριτήρια κανονικότητας του κτιρίου ικανοποιούνται, η ισοδύναμη στατική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιηθεί.

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Τιμές φασματικής επιτάχυνσης κατά κ-κ και γ-γ κατευθύνσεις

κατεύθ. κ-κ, $T_1=0.070 \text{ sec}$, $S_d(0.070)=0.438g$, κατεύθ. γ-γ, $T_1=0.125 \text{ sec}$, $S_d(0.125)=0.633g$
 κατεύθ. κ-κ, $T_2=0.024 \text{ sec}$, $S_d(0.024)=0.275g$, κατεύθ. γ-γ, $T_2=0.039 \text{ sec}$, $S_d(0.039)=0.328g$

Ιδιομορφικές μετατοπίσεις κατά κ-κ και γ-γ κατευθύνσεις

κατεύθ. κ-κ, $T_1=0.070 \text{ sec}$, $q_1=13.85\text{mm}$, κατεύθ. γ-γ, $T_1=0.125 \text{ sec}$, $q_1=65.240\text{mm}$
 κατεύθ. κ-κ, $T_2=0.024 \text{ sec}$, $q_2=0.27\text{mm}$, κατεύθ. γ-γ, $T_2=0.039 \text{ sec}$, $q_2=0.592\text{mm}$

Οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις στις στάθμες ορόφων, κατά κ-κ και γ-γ κατευθύνσεις

1ος ορόφος, κατεύθ. κ-κ $F_k=2874.2 \text{ kN}$, κατεύθ. γ-γ $F_y=4060.1 \text{ kN}$
 Ισόγειο, κατεύθ. κ-κ $F_k=980.5 \text{ kN}$, κατεύθ. γ-γ $F_y=1636.0 \text{ kN}$

Μέγιστες τιμές οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων σε κάθε όροφο

Όροφος	Ισοδ. σεισμ. φορτία [kN]	Δυναμ. Ανάλυση F_k [kN]	Δυναμ. Ανάλυση F_y [kN]	Χρησιμοποι. τιμές F_k, F_y [kN]
1ος ορόφος	3951.3	2874.2	4060.1	4060.1
Ισόγειο	5128.0	3854.7	5696.1	5696.1

Στους ελέγχους χρησιμοποιούμε τις μέγιστες τιμές μεταξύ ισοδ. στατικής και δυναμικής ανάλυσης.

Ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς (ΚΑΔΕΤ §7.5.1)

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου $T=0.125 \text{ sec} \leq T_c=0.50 \text{ sec}$

Δείκτης πλαστιμότητας $\mu_5=5/5\gamma=(q-1)T_c/T+1=(1.00-1)\times 0.50/0.125+1=1.00$, ($T \leq T_c$) (ΚΑΔΕΤ εξ. 7.8α)

Λόγος ανελαστικής προς ελαστική μετακίνηση $d_{inel}/d_{el}=\mu_5/q=1.00/1.00=1.00$ (ΚΑΔΕΤ εξ. 7.9)

Ροπές σεισμικών δυνάμεων στη στάθμη του εδάφους (ΚΑΔΕΤ §5.3.8(α))

Όροφος	Βάρος Οροφ. [kN]	Υψος h_i [m]	οριζ. δύναμη F_i [kN]	$F_i \cdot h_i$ [kNm]
1ος Ορ	5602	6.00	3951.3	23708
Ισόγ.	2639	3.00	1176.7	3530
Σύνολα	8240		5128.0	27238

Έλεγχος ανατροπής στη στάθμη του εδάφους (ΚΑΔΕΤ §5.3.8)

Ροπή ανατροπής $M_{ed}=\Sigma(F_i \cdot h_i)=27238 \text{ kNm}$, Συνολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{ed}=8240 \text{ kN}$

Διαστάσεις κτιρίου $B_x=14.00\text{m}$, $B_y=6.03\text{m}$

$M_{ed}=27238\text{kNm} < 1.00W(B_x/2)=1.00 \times 8240 \times (14.00/2)=57683$, $e_x/B_x=27238/(8240 \times 14.00)=0.236 < 0.500$

$M_{ed}=27238\text{kNm} > 1.00W(B_y/2)=1.00 \times 8240 \times (6.03/2)=24824$, $e_y/B_y=27238/(8240 \times 6.03)=0.549 > 0.500$

Εκκεντρότητες φορτίων $e_x=3.31\text{m}$, $e_y=3.31\text{m}$

$M_{ed}=27238\text{kNm} > 1.00W(B_y/2)=1.00 \times 8240 \times (6.03/2)=24824$, $e_y/B_y=27238/(8240 \times 6.03)=0.549 > 0.500$

Εκκεντρότητες φορτίων $e_x=3.31\text{m}$, $e_y=3.31\text{m}$

Ο έλεγχος ανατροπής ΔΕΝ είναι αποδεκτός. (ΚΑΔΕΤ §5.3.8(α))

Ελεγχος αδρανούς περιοχής (ΚΑΔΕΤ §5.3.8(β))

Ελεγχος $M_{ed} \leq W_g \cdot \Omega_w \cdot [f_{tm}/N_{ed} + 1/\lambda_w]$ (ΚΑΔΕΤ Εξ. 5.1)
 Ροπή αντίστασης κάτοψης περί κ-κ άξονα $\Omega_{w\kappa\kappa}=60.9m^3$
 Ροπή αντίστασης κάτοψης περί γ-γ άξονα $\Omega_{w\gamma\gamma}=108.2m^3$
 Συνολικό εμβαδό φερόντων στοιχείων $\lambda_w=30.4m^2$
 Συνολικό κατακόρυφο φορτίο $G+\psi 2Q$ $N_{ed}=8240kN$
 Ροπή ανατροπής σε στάθμη εδάφους $M_{ed}=27238kNm$
 Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wt}=0.0MPa$, $f_m=0.00/1.35=0.00N/mm^2$
 $\kappa-\kappa$: $27238 \leq 8240 \times 60.92 \times [1000 \times 0.00/8240 + 1/30.4] = 29329.670kNm$
 $\gamma-\gamma$: $27238 > 8240 \times 108.2 \times [1000 \times 0.00/8240 + 1/30.4] = 16513.002kNm$ αδρανής περιοχή $d\gamma/A=115\%$
 Υπάρχει αδρανής περιοχή στην κάτοψη του δομήματος, μεγαλύτερη του 50%

Ελεγχος μέγιστης θλιπτικής τάσης τοίχων στο ισόγειο (ΚΑΔΕΤ §5.3.8(β))

Ελεγχος θλιπτικής τάσης τοίχων ισογείου $\sigma_{wc} = -N_{ed}/\lambda_w - M_{ed}/\Omega_w$ (ΚΑΔΕΤ Εξ. 5.2)
 Συνολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{ed}=8240 kN$
 Συνολικό εμβαδό τοίχων $\lambda_w=30.4 m^2$
 Συνολική ροπή ανατροπής $M_{ed}=27238 kNm$
 Ροπή αντίστασης κάτοψης $\Omega_{w\kappa\kappa}=60.9 m^3$, $\Omega_{w\gamma\gamma}=108.2 m^3$
 $\sigma_{wc} = (-8240/30.4 - 27238/(0.505 \times 30.4)) = -32663MPa = -32.663 N/mm^2$
 Μέση θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k=11.614 N/mm^2$, $f_d=11.614/1.35=8.603 N/mm^2$
 Ελεγχος θλιπτικής τάσης $\sigma_{wc}=32.663 > f_d=8.603$
 Η μέγιστη επιβαλλόμενη θλιπτική τάση υπερβαίνει την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

Αύξηση θλιπτικής τάσης τοίχων, λόγω ροπής ανατροπής ανά όροφο

1ος Ορ, $N_{ed}=5602kN$, $M_{ed}=11854kNm$, $\lambda_w=30.4m^2$, $\Omega_{w\kappa\kappa}=61m^3$, $\Omega_{w\gamma\gamma}=108m^3$, $(\kappa\kappa)c=0.109$, $(\gamma\gamma)c=0.641 N/mm^2$
 Ισόγ., $N_{ed}=5278kN$, $M_{ed}=27238kNm$, $\lambda_w=30.4m^2$, $\Omega_{w\kappa\kappa}=61m^3$, $\Omega_{w\gamma\gamma}=108m^3$, $(\kappa\kappa)c=0.707$, $(\gamma\gamma)c=20.747 N/mm^2$

Διαστάσεις θλιβόμενης και αδρανούς περιοχής, λόγω ροπής ανατροπής ανά όροφο

1ος Ορ, $B_k=14.00m$, $B_y=6.03m$, $\kappa_{θλιβ}/B_k=1.00$ $\gamma_{θλιβ}/B_y=0.45$, $\kappa_{Αδρ}/A=0\%$, $\gamma_{Αδρ}/A=55\%$
 Ισόγ., $B_k=14.00m$, $B_y=6.03m$, $\kappa_{θλιβ}/B_k=0.79$ $\gamma_{θλιβ}/B_y=0.02$, $\kappa_{Αδρ}/A=21\%$, $\gamma_{Αδρ}/A=98\%$
 Αδρανής περιοχή ξεπερνά το 50% της κάτοψης ορόφου

1ος οροφος T5



Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος=3.00m, πάχος=760mm L'=10.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 470 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x48 κόμβων, συνολικά 528 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 7.952 GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) =10.418 GN/m

Ακαμψία κατά x-x Kx= 7.952 GN/m, κατά y-y Ky= 0.000 GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου ex=1.31 m, ey=2.64 m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμός x-x= 4060.10x 7.280/ 14.241+ 10461x 2.64x 7.952/409.722= 2611.37 kN

Σεισμός y-y= 0.00x 7.280/ 14.241+ 1663x 2.64x 7.952/409.722= 85.22 kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμός x-x= 0.00x 0.000/ 0.963+ 10461x 1.31x 0.000/409.722= 0.00 kN

Σεισμός y-y= 4060.10x 0.000/ 0.963+ 1663x 1.31x 0.000/409.722= 0.00 kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

(expFx)= 2611.37+ 85.22, expFx= 2612.76 kN

(expFy)= 0.00+ 0.00, expFy= 0.00 kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

maxFx= 2611.37 + 0.30x 85.22= 2636.93 kN

maxFy= 0.00 + 0.30x 0.00= 0.00 kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=2636.93 kN

1ος οροφος T6



Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος=3.00m, πάχος=760mm L'=9.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 470 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x48 κόμβων, συνολικά 528 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 7.604 GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) =10.418 GN/m

Ακαμψία κατά x-x Kx= 7.604 GN/m, κατά y-y Ky= 0.000 GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου ex=1.31 m, ey=2.76 m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμός x-x= 4060.10x 6.961/ 14.241+ 10461x 2.76x 7.604/409.722= 2520.54 kN

Σεισμός y-y= 0.00x 6.961/ 14.241+ 1663x 2.76x 7.604/409.722= 85.22 kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμός x-x= 0.00x 0.000/ 0.963+ 10461x 1.31x 0.000/409.722= 0.00 kN

Σεισμός y-y= 4060.10x 0.000/ 0.963+ 1663x 1.31x 0.000/409.722= 0.00 kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

(expFx)= 2520.54+ 85.22, expFx= 2521.98 kN

(expFy)= 0.00+ 0.00, expFy= 0.00 kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

maxFx= 2520.54 + 0.30x 85.22= 2546.10 kN

maxFy= 0.00 + 0.30x 0.00= 0.00 kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=2546.10 kN

1ος οροφος T7



Διαστάσεις μήκος=6.03m, ύψος=3.00m, πάχος=760mm L'=6.03m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 200 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x21 κόμβων, συνολικά 231 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 4.104 GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.800 GN/m

Ακαμψία κατά x-x Kx= 0.000 GN/m, κατά y-y Ky= 4.104 GN/m

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.3)

α) Ελεγχος Διαστάσεων (Ευρωκ.8 §4.2.3.2)

Περίγραμμα ορόφου $\min X = 4.00\text{m}$, $\max X = 18.00\text{m}$, $\min Y = 2.97\text{m}$, $\max Y = 9.00\text{m}$

Πλευρές κτιρίου $L_x = 14.00\text{m}$, $L_y = 6.03\text{m}$

Λόγος πλευρών $L_{\max}/L_{\min} = 14.00/6.03 = 2.32 < 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

$$e_{ox} = 1.182 < 0.30 \cdot x = 0.30 \cdot 4.166 = 1.250, \quad x = 4.166 > 1s = 0.253$$

$$e_{oy} = 0.117 < 0.30 \cdot y = 0.30 \cdot 8.117 = 2.435, \quad y = 8.117 > 1s = 0.253$$

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(6)) (4.1a) και (4.1b)

$$4.166^2 = 17.357 > 0.253^2 + 1.182^2 = 1.461 \quad x^2 > 1s^2 + e_{ox}^2$$

$$8.117^2 = 65.884 > 0.253^2 + 0.117^2 = 0.078 \quad y^2 > 1s^2 + e_{oy}^2$$

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.1(8) d)

β, γ) Ελεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (Ευρωκ.8 §4.2.3.3)

Ισόγειο οικοδομής, άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου Ευρωκ.8 §4.2.3

$$T_1 = 0.192\text{s} < T_c = 4 \cdot 0.500 = 2.000\text{s}, \quad T_1 = 0.192\text{s} < 2.00\text{s}$$

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.2(2) a)

Ανακατανομή τεμνουσών ανά όροφο.

Βαθμιαία μείωση δυσκαμψιών τοίχων που στοχεύουν σε διαίτηση. (Ευρ. 8, §9.4.6(β))

Θεωρούμε ότι τοίχοι που έχουν $V_{ed} > V_{rd}$ στοχεύουν, ρηγματώνονται και συμπεριφέρονται μη ελαστικά με μειωμένη δυσκαμψία. Άρα επέρχεται μία ανακατανομή δυνάμεων στους τοίχους του ορόφου.

Βήματα ανακατανομής δ, μείωση δυσκαμψίας ανά βήμα 5%, όριο ανακατανομής τεμνουσών $\Delta V_{ed} = 25\%$

Ελαστοπλαστική ανάλυση, 1ος ορόφος, βήμα 0, Οριζ. μετακίνηση 1ος ορόφος $\Delta x = 0.562\text{mm}$, $\Delta y = 1.746\text{mm}$

1ος ορόφος, 4 τοίχοι

τοίχ.	E[GPa]	K[GN/m]	Kx[GN/m]	Ky[GN/m]	x[m]	y[m]	x·Ky	y·Kx	x ² ·Ky	y ² ·Kx
T5	8.95	7.952	7.952	0.000	11.00	8.70	0.000	69.182	0.000	601.887
T6	8.95	7.604	7.604	0.000	11.00	3.30	0.000	25.093	0.000	82.808
T7	8.95	4.541	0.000	4.541	4.30	5.99	19.526	0.000	83.963	0.000
T8	8.95	3.060	0.000	3.060	17.70	6.00	54.162	0.000	958.667	0.000
Σύνολα			15.556	7.601			73.688	94.276	1042.631	684.694

Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ) $x = 73.688/7.601 = 9.69\text{m}$, $y = 94.276/15.556 = 6.06\text{m}$

Στροφοπή ακαμψία ορόφου $I_p = 1042.631 + 684.694 - 9.69^2 \cdot 7.601 - 6.06^2 \cdot 15.556 = 441.602\text{GNm}$

1ος ορόφος, 4 τοίχοι, Ελεγχος σε διαίτηση (EC6 §3.6.2)

τοίχ.	L	t	γM	f _{yk}	V _{ed}	t _{max}	σ _d	L _c	f _{vk}	V _{rd}	έλεγχος	V _{ed} /V _{rd}	OK
	m	mm		N/mm ²	kN	N/mm ²	N/mm ²	m	N/mm ²	kN			
T5	14.0	760	1.35	1.123	1096	0.207	0.185	8.91	0.641	3213	1096 < 3213	0.34	NAI
T6	14.0	760	1.35	1.123	1057	0.223	0.217	7.91	0.641	2853	1057 < 2853	0.37	NAI
T7	6.0	760	1.35	1.123	1143	2.495	0.595	0.60	0.641	217	1143 > 217	5.26	OXI
T8	6.0	760	1.35	1.123	808	2.521	0.598	0.42	0.641	152	808 > 152	5.31	OXI

Λόγος επάρκειας 1ος Ορ, $\lambda = V_{ed}/V_{rd} = 4104/6436 = 0.64 < 1.00$

Λόγος επάρκειας (κ-κ) 1ος Ορ, $\lambda_k = V_{edk}/V_{rdk} = 2153/6066 = 0.35 < 1.00$

Λόγος επάρκειας (γ-γ) 1ος Ορ, $\lambda_\gamma = V_{edy}/V_{rdy} = 1951/370 = 5.28 > 1.00$

Ελαστοπλαστική ανάλυση, 1ος ορόφος, βήμα 1, Οριζ. μετακίνηση 1ος ορόφος $\Delta x = 0.596\text{mm}$, $\Delta y = 1.864\text{mm}$

Μείωση δυσκαμψίας τοίχου T7, κατά 4.94%, συνολική μείωση 4.94%

Μείωση δυσκαμψίας τοίχου T8, κατά 5.00%, συνολική μείωση 5.00%

1ος ορόφος, 4 τοίχοι

τοίχ.	E[GPa]	K[GN/m]	Kx[GN/m]	Ky[GN/m]	x[m]	y[m]	x·Ky	y·Kx	x ² ·Ky	y ² ·Kx
T5	8.95	7.952	7.952	0.000	11.00	8.70	0.000	69.182	0.000	601.887
T6	8.95	7.604	7.604	0.000	11.00	3.30	0.000	25.093	0.000	82.808
T7	8.51	4.317	0.000	4.317	4.30	5.99	18.563	0.000	79.821	0.000
T8	8.50	2.907	0.000	2.907	17.70	6.00	51.454	0.000	910.734	0.000
Σύνολα			15.556	7.224			70.017	94.276	990.555	684.694

Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ) $x = 70.017/7.224 = 9.69\text{m}$, $y = 94.276/15.556 = 6.06\text{m}$

Στροφοπή ακαμψία ορόφου $I_p = 990.555 + 684.694 - 9.69^2 \cdot 7.224 - 6.06^2 \cdot 15.556 = 425.278\text{GNm}$

Ελεγχος αντοχής τοίχων

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.10 \times 1008.1 + 0.30 \times 174.2 + 1019.4) / 4.80 = 454.29 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 454.29 / 0.76 = 0.598 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 225.2 / 454.29 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00237 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00237 + 0.00475 = 0.00712 \text{ m}$ (EC6 εζ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.76 = 0.03800 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εζ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.00712 / 0.76 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εζ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_m = 1000 \times 0.90 \times 0.76 / 1.35 = 5884.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εζ.6.2)
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -2.440 \text{ N/mm}^2$
 Μέση θλιπτική τάση θλιβόμενης περιοχής, από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_m = -1.952 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.76 \times 2.440 = 1854.5 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 1854.5 \text{ kN/m} \leq 5884.4 \text{ kN/m} = N_{rd}$ ($N_{ed}/N_{rd} = 0.32 \leq 1.00$) Ικανοποιείται ο έλεγχος (EC6 εζ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, Φόρτιση $1.10 \text{ kg} + 0.30 \text{ kg} + \text{Εισορμός}$ (EC6, §6.2) (ΚΑΔΕΤ §6.6.2)

$V_{ed} = 2321.3 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 10.139 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 1.952 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 0.30 \text{ m}$
 Διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d < 0.065 f_b$, $f_b = 11.61 \text{ N/mm}^2$, $f_{vko} = 1.12 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 1.123 + 0.40 \times 1.952 = 1.904 \text{ N/mm}^2$, $< 0.065 \times 11.61 = 0.755 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.755 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εζ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_m$ (EC6 §6.2, εζ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.755 \times 0.76 \times 0.30 / 1.35 = 128.0 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 2321.3 \text{ kN} > 128.0 \text{ kN} = V_{rd}$. ($V_{ed}/V_{rd} = 18.13 > 1.00$) (EC6 §6.2)
 Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας
 Λόγος επάρκειας Ισόγ., $\lambda = EV_{ed}/EV_{rd} = 14383/6257 = 2.30 > 1.00$
 Λόγος επάρκειας (κ-κ) Ισόγ., $\lambda_k = EV_{edk}/EV_{rdk} = 7998/5950 = 1.34 > 1.00$
 Λόγος επάρκειας (γ-γ) Ισόγ., $\lambda_\gamma = EV_{ed\gamma}/EV_{rd\gamma} = 6385/307 = 20.78 > 1.00$

Ελεγχος σε τέμνουσα που ελέγχεται από κάμψη Στ.Σπ. Περιορισμένες βλάβες A1 (ΚΑΔΕΤ §7.2.1)

$V_f = (L \cdot N_{ed} / 2H_0) (1 - 1.15 \cdot v_{sd})$, $v_{sd} = N_{ed} / (L' \cdot t \cdot f_d)$, $f_d = f_k / \gamma_m$, (ΚΑΔΕΤ εζ.7.2β)
 $N_{ed} = 3308.7 \text{ kN}$, $V_{ed} = 2321.3 \text{ kN}$, $H_0 = N_{ed} / V_{ed} = 3308.7 / 2321.3 = 1.43 \text{ m}$
 $N_{ed} = 1161.20 \text{ kN}$, $L = 6.00 \text{ m}$, $t = 760 \text{ mm}$, $H_0 = 1.43 \text{ m}$,
 Εχρηστική μετατόπιση στην κορυφή $\delta_d = 2.368 \text{ mm}$, $\theta_e = \delta_d / H = 2.368 / 3000 = 0.00079$ (ΚΑΔΕΤ §7.4α)
 $H_0 = N_{ed} / V_{ed} = 3308.7 / 2321.3 = 1.43 \text{ m}$, $du = 0.008 H_0 / L = 0.008 \times 1.43 / 6.00 = 0.00190$, $\theta_e = 0.00079 \leq du = 0.00190$
 Έλεγχος σε κάμψη εντός επιπέδου ΚΑΔΕΤ 7.4.1 ικανοποιείται
 $f_k = 11.614 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_m = 1.35$, $f_d = 11.614 / 1.35 = 8.603 \text{ N/mm}^2$
 $v_{sd} = 0.001 \times 1161.2 / (0.30 \times 0.760 \times 8.603) = 0.590 \text{ N/mm}^2$
 $V_f = (6.00 \times 1161.20 / 2 \times 1.43) \times (1 - 1.15 \times 0.590) = 787.0 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 2321.3 \text{ kN} > 787.0 \text{ kN} = V_f$. ($V_{ed}/V_f = 2.95 > 1.00$)
 Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος ικανότητας σε τέμνουσα που ελέγχεται από κάμψη
 Λόγος επάρκειας Ισόγ., $\lambda = EV_{ed}/EV_f = 14383/19845 = 0.72 \leq 1.00$

Ελεγχος ικανότητας σε τέμνουσα εντός επιπέδου Στ.Σπ. Περιορισμένες βλάβες A1 (ΚΑΔΕΤ §7.2.2)

$V_v = f_{vd} \cdot L' \cdot t$, $f_{vd} = f_{vmo} + 0.4 N / (L' \cdot t) < 0.065 f_b$, $f_{vmo} = f_{vk} / \gamma_m$, $f_b = f_b k / \gamma_m$ (ΚΑΔΕΤ εζ.7.3α)
 $N_{ed} = 1161.2 \text{ kN}$, $V_{ed} = 2321.3 \text{ kN}$, $L' = 0.30 \text{ m}$, $t = 760 \text{ mm}$, $f_k = 11.614 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 1.123 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_m = 1.35$,
 $f_k = 11.614 \text{ N/mm}^2$, f_b (λειτουργία) $= 9.200 \text{ N/mm}^2$, $f_b k = 11.614 \text{ N/mm}^2$,
 $f_{vmo} = 1.123 / 1.35 = 0.832 \text{ N/mm}^2$, $f_b = 11.614 / 1.35 = 8.603 \text{ N/mm}^2$
 $f_{vd} = 0.832 + 0.4 \times 1161.2 / (0.30 \times 760) = 2.861 \text{ N/mm}^2 < 0.065 \times 8.603 = 0.559 \text{ N/mm}^2$
 $f_{vd} = 0.559 \text{ N/mm}^2$, $V_v = [0.001] \times 0.559 \times 301 \times 760 = 128.0 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 2321.3 \text{ kN} > 128.0 \text{ kN} = V_v$. ($V_{ed}/V_v = 18.14 > 1.00$)
 Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος ικανότητας σε τέμνουσα εντός επιπέδου
 Λόγος επάρκειας Ισόγ., $\lambda = EV_{ed}/EV_v = 14383/6257 = 2.30 > 1.00$

Ενδιά οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Οριζόντια διαζώματα τοποθετούνται στο πάνω μέρος του τοίχου, στο ύψος των ανωγών και κατωγών παραθύρων, από οπλισμένου σκυροδέματος $30 \times 20 \text{ cm}$ [πλάτος $\times$ ύψος]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\phi 14$ (συνδ. $\phi 8/15$) σύμφωνα με τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος αντοχής τοίχων

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

$H=3.00\text{m}$, $L=5.40\text{m}$, Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.624 mm
 Πρόσθετη οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 $f_k=11.61\text{N/mm}^2$, $f_{yk1}=3.02$, $f_{wk}=f_{yk2}=3.02\text{ N/mm}^2$, $\gamma_M=1.35$, $f_d=8.603\text{N/mm}^2$, $f_{kd1}=2.233$, $f_{kd2}=2.233\text{N/mm}^2$
 $\sigma_d=0.001 \times (1008.10+0.30 \times 174.20) / (0.76 \times 3.00) = 0.465 < 0.2 f_d = 0.2 \times 8.60 = 1.72$, $\sigma_d=0.465\text{N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Μέγιστη καμπτική ροπή σχεδιασμού λόγω μετατόπισης στη κορυφή $M_{ed1}=5 \cdot E \cdot b \cdot t^3 / (4H^2)$
 $H=3.00\text{m}$, $E=9.16/2.00=4.58\text{GPa}$, $M_{ed1}=(1000)0.624 \times 4.58 \times 0.760^3 / (4 \times 3.00^2) = 34.84\text{kNm/m}$
 Οριζόντιο φορτίο σεισμού λόγω ιδίου βάρους τοίχου $q_{ed}=S_e(T) \cdot \gamma_w \cdot g = 0.720 \times 19.44 = 14.00\text{kN/m}$
 Καμπτικές ροπές λόγω οριζοντίου κατανομμένου σεισμικού φορτίου M_{ed1} , M_{ed2}
 $H/L=2.85/5.40=0.53$, $\xi=0.63 < 0.75$, $M_{ed1}=q_{ed} \cdot H^2/12$, $M_{ed2}=0$
 $M_{ed1}=13.997 \times 2.85^2/12 = 9.47\text{ kNm/m}$, $M_{ed2}=0\text{ kNm/m}$, $M_{ed1}=34.84+9.47=44.31\text{kNm/m}$
 Καμπτικές αντοχές $M_{rd1}=\xi(f_{kd1}+\sigma_d) \cdot t^3/6$, $M_{rd2}=\xi \cdot f_{wk} \cdot t^3/6$, ($\xi=ELI/L=3.0/5.2=0.63$)
 $M_{rd1}=(1000) \times 0.63 \times (2.233+0.465) \times 0.760^3/6 = 163.63\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{rd2}=(1000) \times 0.63 \times 2.233 \times 0.760^3/6 = 135.43\text{kNm/m}$ (ΚΑΔΕΤ εξ.7.6β)
 $M_{ed1}=44.31\text{kNm/m} < 163.63\text{kNm/m} = M_{rd1}$ ($M_{ed1}/M_{rd1}=0.27 < 1.00$), ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

$H=2.85\text{m}$, $L=5.40\text{m}$, φορτίο ανέμου $W=C_{pe} \times 0.90 = 0.80 \times 0.90 = 0.72\text{kN/m}^2$, $1.50W=1.50 \times 0.72 = 1.08\text{kN/m}^2$
 $f_k=11.61\text{ N/mm}^2$, $f_{yk1}=3.02$, $f_{wk}=f_{yk2}=3.02\text{ N/mm}^2$, $\gamma_M=2.20$, $f_d=5.279\text{N/mm}^2$, $f_{kd1}=1.371$, $f_{kd2}=1.371\text{N/mm}^2$
 $\sigma_d=0.001 \times (33.2+718.3+256.6/2) / (0.76 \times 3.00) = 0.386 < 0.2 f_d = 0.2 \times 5.28 = 1.06$, $\sigma_d=0.386\text{N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 $H/L=2.85/5.40=0.53$, $\xi=0.63 < 0.75$, $M_{ed1}=q_{ed} \cdot H^2/12$, $M_{ed2}=0$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed1}=1.080 \times 2.85^2/12 = 0.73\text{ kNm/m}$, $M_{ed2}=0\text{ kNm/m}$
 Καμπτικές αντοχές $M_{rd1}=\xi(f_{kd1}+\sigma_d) \cdot t^3/6$, $M_{rd2}=\xi \cdot f_{wk} \cdot t^3/6$, ($\xi=ELI/L=3.0/5.2=0.63$)
 $M_{rd1}=(1000) \times 0.63 \times (1.371+0.386) \times 0.760^3/6 = 106.56\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{rd2}=(1000) \times 0.63 \times 1.371 \times 0.760^3/6 = 83.15\text{kNm/m}$ (ΚΑΔΕΤ εξ.7.6β)
 $M_{ed1}=0.73\text{kNm/m} < 106.56\text{kNm/m} = M_{rd1}$ ($M_{ed1}/M_{rd1}=0.01 < 1.00$), ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος για απλά κτίρια τοιχοποιίας (Εθν. κείμενο εφαρμογής Ευρωκώδικα 6)

- (1) Οι υπέρ το έδαφος όροφοι είναι 2, και η σεισμικότητα II, $\alpha=0.240g=2.35\text{ m/s}^2$, άρα δέν ικανοποιούνται οι περιορισμοί στον αριθμό ορόφων του πίνακα 3.
- (2) α) Το σχήμα του κτιρίου είναι περίπου ορθογωνικό
 β) Μικρότερη προς μεγαλύτερη πλευρά = $6.03/14.00 = 0.43 > 0.25$
 γ) Οι εξοχές ή εσοχές, δεν έχουν μήκος μεγαλύτερο του 15% του μήκους της πλευράς που είναι παράλληλη προς αυτές.
- (3) α) Η ακαμψία του κτιρίου εξασφαλίζεται μέσω διατηρητικών τοίχων που διατάσσονται περιμετρικά στις δύο κύριες κάθετες διευθύνσεις κ-κ και γ-γ του κτιρίου.
 β) Σε κάθε μία από τις κύριες κατευθύνσεις κ-κ και γ-γ υπάρχουν τουλάχιστον δύο τοίχοι με μήκος μεγαλύτερο του 30% του μήκους του κτιρίου κατά την διεύθυνση του τοίχου.
 γ) Η απόσταση ανάμεσα στους παραπάνω τοίχους είναι μεγαλύτερη του 75% του μήκους του κτιρίου κατά την άλλη κατεύθυνση.
 δ) Τουλάχιστον 75% των κατακόρυφων φορτίων του κτιρίου παραλαμβάνονται από τους διατηρητικούς τοίχους.
- (5) Από όροφο σε όροφο η μεταβολή της μάζας και της οριζόντιας διατομής των τοίχων δεν ξεπερνά το 20% και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.
- (6) Σε κάθε όροφο το εμβαδόν διατομής των διατηρητικών τοίχων σε κάθε μία από τις κάθετες διευθύνσεις ως ποσοστό του συνολικού εμβαδού του ορόφου είναι μεγαλύτερο από τα ποσοστά του πίνακα 4. που στην περίπτωσή μας είναι
 Λοπή τοιχοποιία, σεισμός : II, $\alpha=0.240g=2.35\text{ m/s}^2$, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 6%
 κ-κ κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $21.280/72.360=0.294 > 0.06$
 γ-γ κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $9.120/72.360=0.126 > 0.06$