

ΕΦΑΡΜΟΖΟΝΤΑΣ ΤΟΝ Κ.Α.Δ.Ε.Τ. ΣΕ ΕΝΑ ΑΠΛΟ ΚΤΙΡΙΟ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ

ΒΑΣΙΛΕΙΑΔΗ ΜΙΧΑΕΛΑ

Προπτυχιακή Φοιτήτρια Π.Π., mikaelavas@gmail.com

Περίληψη

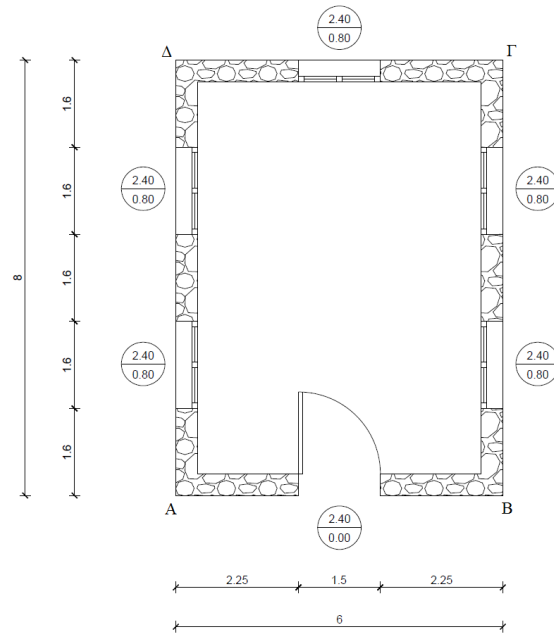
Η παρούσα εργασία στοχεύει στην εφαρμογή του (υπό σύνταξη) Κανονισμού για την Αποτίμηση Δομητικών Επεμβάσεων σε κτίρια από Τοιχοποιία (Κ.Α.Δ.Ε.Τ.) για τον έλεγχο ενός ιδεατού απλού κτιρίου διαστάσεων 6m x 8m από φέρουσα τοιχοποιία έναντι σεισμικών δράσεων. Μέσω της εφαρμογής αυτής, επιδιώκεται να διαγνωσθούν θολές και ασαφείς περιοχές του κανονισμού, αλλά και να εντοπιστούν τυχόν ελλείψεις και αδυναμίες των σχέσεων που υιοθετούνται. Η εφαρμογή του κανονισμού πραγματοποιείται αξιοποιώντας τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση του κτιρίου στο λογισμικό SAP2000 v18. Επιπλέον, μέσω της εργασίας αυτής, δίνεται η δυνατότητα να αποκτήσει κανείς μία πρώτη εικόνα για το νέο (υπό σύνταξη) κανονισμό που αφορά τη μελέτη κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα σεισμικά γεγονότα του παρελθόντος, αλλά και οι επιπτώσεις τους, έχουν οδηγήσει στην αύξηση της έρευνας στο πεδίο των αντισεισμικών κατασκευών. Προς την κατεύθυνση αυτή βοήθησε και η ανάπτυξη της τεχνολογίας, η οποία παρέχει την δυνατότητα αποτύπωσης του σεισμού με την μορφή επιταχυνσιογραφημάτων, επιτρέποντας την καλύτερη αντίληψη του δυναμικού αυτού φαινομένου. Τα κτίρια με φέροντα οργανισμό από τοιχοποιία καλύπτουν ένα μεγάλο μέρος του δομημένου πλούτου στην Ελλάδα, και μάλιστα σε πολλές περιοχές αποτελούν και την πλειοψηφία των υφισταμένων κτιρίων. Αρκετά απ' αυτά τα κτίρια έχουν χαρακτηριστεί ως «μνημεία». Μια δεύτερη κατηγορία κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία έχουν χαρακτηριστεί ως «διατηρητέα» και προστατεύονται από ειδικές διατάξεις. Πρόκειται συνήθως για κτίρια ιδιαίτερης ιστορικής ή καλλιτεχνικής αξίας ή για κτίρια που εντάσσονται σε ειδικά προστατευμένες περιοχές (π.χ. ιστορικά κέντρα πόλεων, περιοχές πλησίον αρχαιολογικών χώρων ή σημαντικών μνημείων, άλλες περιοχές με ιδιαίτερα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά παραδοσιακών δομημάτων κ.λπ.). Τα τελευταία χρόνια, ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στην προστασία και την συντήρησή τους, με σκοπό την ανάδειξη της οικιστικής πολιτιστικής κληρονομιάς.

2. ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΟ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟ

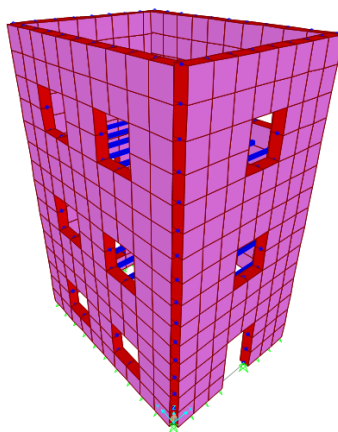
Στην παρούσα έκθεση εξετάστηκε ένα ιδεατό κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία. Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνικής γεωμετρίας με συνολικό μήκος 6m και πλάτος 8m. Αποτελείται από τρεις ορόφους, το ισόγειο, τον πρώτο και τον δεύτερο όροφο, καθαρού ύψους 4m ο καθένας. Οι περιμετρικές τοιχοποιίες του κτιρίου είναι από φυσική πέτρα και το πάχος τους είναι 0.40m. Το κτίριο αποτελείται από ξύλινα πατώματα. Η προσομοίωση των ξύλινων πατωμάτων έγινε με ξύλινες διαδοκίδες διαστάσεων 12cm x 12cm. Ως πάτωμα του ισόγειου θεωρήθηκε χώμα. Στη στέγαση του δεύτερου ορόφου θεωρήθηκε ξύλινη στέγη.



Εικόνα 1: Κάτοψη κτιρίου

3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΟ SAP2000

Η προσομοίωση του κτιρίου έγινε με το πρόγραμμα *SAP2000 v18*. Το κτίριο θεωρήθηκε αρθρωμένο στη βάση του. Οι πέτρινες τοιχοποιίες προσομοιώθηκαν ως επιφάνειες στο Area Sections με πάχος 0.40m. Οι επιφάνειες αυτές χωρίστηκαν σε μικρότερα κομμάτια με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (area elements) διαστάσεων 0.80m x 0.80m. Τα ξύλινα πατώματα, τα οποία αποτελούνται από ξύλινες διαδοκίδες πάνω στις οποίες καρφώνονται οι σανίδες του πατώματος, προσομοιώθηκαν ως γραμμικά στοιχεία διατομής 12cm x 12cm τοποθετημένα ανά περίπου 70cm, τα οποία στηρίζονται αμφιαρθρωτά πάνω στους περιμετρικούς τοίχους. Όσον αφορά τις σανίδες, ελήφθησαν υπόψη μόνο μέσω των φορτίων των ιδίων βαρών τους τα οποία κατανεμήθηκαν στις διαδοκίδες που τις στηρίζουν. Η στέγη δεν προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα. Λήφθηκε υπόψη μόνο μέσω των φορτίων των ιδίων βαρών της, των μόνιμων και των κινητών φορτίων, τα οποία κατανεμήθηκαν στους περιμετρικούς τοίχους.



Εικόνα 2: Προσομοίωμα

4. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

4.1 ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ (f_{wc})

Σύμφωνα με τον Τάσιο (1986), η θλιπτική αντοχή υπολογίζεται από την εξ.(1) [2]:

$$f_{wc} = \xi \left(\left(\frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - \alpha \right) + \beta \cdot f_{mc} \right) \quad (1)$$

όπου:

f_{bc} : θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων

f_{mc} : θλιπτική αντοχή του κονιάματος

α : μειωτικός συντελεστής για τοιχοποιία από φυσικούς λίθους, που κυμαίνεται από 0.5 για λαξευμένες πέτρες μέχρι 2.5 για κροκάλες

β : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη συνεισφορά του κονιάματος στην αντοχή και είναι 0.5 για λιθοδομή και 0.1 για οπτοπλινθοδομή

ξ : συντελεστής που αποσκοπεί στη μείωση της θλιπτικής αντοχής που υπολογίζεται για την τοιχοποιία στην περίπτωση που το ποσοστό κονιάματος είναι σημαντικό. Δίνεται από την εξ.(2) [2]: $\xi = \frac{1}{1+3.5(K-K_0)}$ (2)

K : ποσοστό κατ' όγκον του κονιάματος στην τοιχοποιία

K_0 : μέγιστο ποσοστό κονιάματος που θεωρείται ότι δεν προκαλεί μείωση στην αντοχή του τοίχου και φυσικά εξαρτάται από το είδος της τοιχοποιίας. Είναι 0.10 για ημιλαξευτούς λίθους, 0.2 για λαξευτούς λίθους, 0.3 για αργούς λίθους, 0.25 για πλινθοδομές, 0.30 για πλινθοδομές με συμπαγείς οπτόπλινθους και 0.20 για πλινθοδομές με διάτρητες οπτόπλινθους.

Οι θλιπτικές αντοχές των λιθοσωμάτων και του κονιάματος προέκυψαν από τον Πίνακα 1 [3]. Συγκεκριμένα, η θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων για φυσική πέτρα επιλέχθηκε 75 MPa και η θλιπτική αντοχή του κονιάματος 1.5 MPa.

Υλικό	Θλιπτική Αντοχή (MPa)
Φυσική Πέτρα	75
Οπτόπλινθοι	17
Κονίαμα	2
Κονίαμα Εσωτερικής Στρώσης	1,5

Πίνακας 1: Επιλογή θλιπτικής αντοχής των δομικών στοιχείων της τοιχοποιίας [3]

Επιλέχθηκαν οι τιμές:

$$K = 0.3$$

$$K_0 = 0.1$$

$$\alpha = 1.5$$

$$\beta = 0.5$$

Η τιμή του ξ προέκυψε: $\xi = 0.588$

Από τα παραπάνω, η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας προέκυψε:

$$f_{wc} = \xi \left(\left(\frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - \alpha \right) + \beta \cdot f_{mc} \right) = 0.588 \left(\left(\frac{2}{3} \sqrt{75} - 1.5 \right) + 0.5 \cdot 1.5 \right) = 3 \text{ MPa}$$

4.2 ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ (E) , ΛΟΓΟΣ POISSON (ν), ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ(G)

Το μέτρο ελαστικότητας προκύπτει από την εξ.(3) (Τάσιος, 1992 CIB, 1958) [2]:

$$E = \alpha \cdot f_{wc} \quad (3)$$

όπου:

α: συντελεστής που παίρνει τιμές από 600 έως 1000. Εδώ θεωρήθηκε $\alpha = 800$. Οπότε, $E = 800 \cdot 3 = 2400 \text{ MPa}$

Ο λόγος Poisson δίνεται από την εμπειρική σχέση (4) (Tassios and Chronopoulos, 1986) [2]:

$$\nu = 0.5 - 0.1\sqrt[4]{f_{wc}} = 0.37 \quad (4)$$

Το μέτρο διάτμησης της τοιχοποιίας υπολογίζεται από την εξ.(5) (Τάσιος, 1992 CIB, 1958) [2]:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 875.91 \text{ MPa} \quad (5)$$

4.3 ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ (f_{wt})

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας μπορεί να ληφθεί ίση με το 1/10 της θλιπτικής αντοχής [3]. Επομένως, η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας προκύπτει ως :

$$f_{wt} = \frac{1}{10} f_{wc} = \frac{1}{10} 3 = 0.3 \text{ MPa} \quad (6)$$

4.4 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΞΥΛΟΥ

Όσον αφορά τα ξύλινα πατώματα, δημιουργήθηκε ένα υλικό (wood) με τις εξής ιδιότητες:

Πυκνότητα = 0.82 t/m^3

Ειδικό Βάρος = 8 kN/m^3

Μέτρο ελαστικότητας = $10 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$

Λόγος Poisson $\nu = 0.30$

5. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη στο προσομοίωμα της κατασκευής περιλαμβάνουν όλα τα στατικά κατακόρυφα φορτία, δηλαδή τα ίδια βάρη της κατασκευής και τα εξωτερικά ασκούμενα μόνιμα και ωφέλιμα φορτία. Πιο αναλυτικά έχουμε τα εξής:

- Ίδια βάρη κατασκευής
Το ίδιο βάρος της τοιχοποιίας υπολογίζεται αυτόματα από το SAP2000, λαμβάνοντας υπόψη το ειδικό βάρος της λιθοδομής – το οποίο προσδιορίζεται κατά τον ορισμό του υλικού της τοιχοποιίας – και το συνολικό όγκο των στοιχείων που την απαρτίζουν. Το ίδιο συμβαίνει και για το ίδιο βάρος των ξύλινων διαδοκίδων.
- Φορτία στέγης
Πρόκειται για τα μόνιμα φορτία επικάλυψης και τα ωφέλιμα. Στο υπό μελέτη κτίριο δόθηκαν μόνιμα φορτία 2 kN/m^2 και κινητά 0.5 kN/m^2 .
- Φορτία ξύλινων πατωμάτων
Το σανίδωμα των πατωμάτων αποτελείται από σανίδες πάχους 4cm οι οποίες θεωρήθηκαν ότι έχουν ίδιο βάρος 8 kN/m^3 . Επίσης, θεωρήθηκε κινητό φορτίο πατωμάτων ίσο με 2 kN/m^2 . Τα φορτία αυτά κατανεμήθηκαν στις ξύλινες διαδοκίδες ανάλογα με το φορτικό πλάτος επιρροής τους.

- Φορτία λόγω σεισμού
Στην παρούσα εργασία έγινε χρήση του φάσματος σχεδιασμού του Ευροκώδικα, για ζώνη σεισμικότητας ΙΙ, κατηγορία εδάφους Β, εδαφική επιτάχυνση 0.24 και συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1.5$.

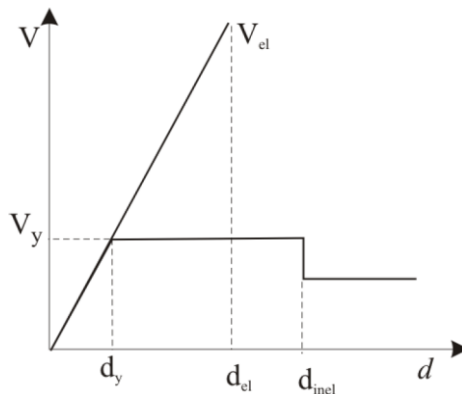
6. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

Το κτίριο επιλύθηκε για τους εξής φορτικούς συνδυασμούς:

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + 0.3Q + E_x + 0.3E_y$
- $G + 0.3Q + 0.3E_x + E_y$
- $G + 0.3Q$

7. ΣΧΕΣΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Από το παρακάτω διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης (Σχήμα 1) (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §5.4.4 Σχήμα Σ5.4.1) [1], μπορεί να αποδειχθεί η σχέση που συνδέει την ελαστική με την ανελαστική μετακίνηση ενός κτιρίου.



Σχήμα 1: Διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης [1]

Θεωρώντας ίσα εμβαδά έχουμε:

$$\frac{1}{2} V_{el} d_{el} = \frac{d_{inel} + d_{inel} - d_y}{2} V_y \Rightarrow \frac{1}{2} V_{el} d_{el} = \frac{d_{inel} + d_{inel} - d_y}{2} \frac{V_{el}}{q} \Rightarrow d_{el} = \frac{2d_{inel} - d_y}{q} \quad (7)$$

$$\text{Επίσης, ισχύει ότι } \frac{d_{inel}}{d_y} = \mu_\delta \Rightarrow d_{inel} = d_y \cdot \mu_\delta \quad (8)$$

όπου, ο δείκτης πλαστιμότητας, μ_δ , λαμβάνεται από την εξ. (9) (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.5.1.2 σχέσεις 7.8α, 7.8β) [1]

$$\mu_\delta = \begin{cases} q_\pi & \text{όταν } T > T_c \\ 1 + \left(\frac{T_c}{T}\right)(q_\pi - 1) & \text{όταν } T < T_c \end{cases} \quad (9)$$

όπου, T_c η περίοδος από την οποία αρχίζει ο φθίνων κλάδος του φάσματος σχεδιασμού. Για κατηγορία εδάφους Β, $T_c = 0.5\text{sec}$. $T = 0.2733\text{ sec} < T_c = 0.5\text{sec}$.

$$\text{Άρα, } \mu_\delta = 1 + \left(\frac{T_c}{T}\right)(q_\pi - 1) = 1 + \left(\frac{0.5}{0.2733}\right)(1.5 - 1) = 1.915$$

Επομένως,

$$\frac{d_{inel}}{d_{el}} = \frac{d_{inel}}{\frac{2d_{inel} - d_y}{q}} = \frac{q \cdot d_{inel}}{2d_{inel} - d_y} = \frac{q \cdot d_y \cdot \mu_\delta}{2 \cdot d_y \cdot \mu_\delta - d_y} = \frac{q \cdot d_y \cdot \mu_\delta}{d_y(2 \cdot \mu_\delta - 1)} = \frac{q \cdot \mu_\delta}{2 \cdot \mu_\delta - 1}$$

Για $q=1.5$ προκύπτει:

$$\frac{d_{inel}}{d_{el}} = \frac{1.5 \cdot 1.915}{2 \cdot 1.915 - 1} = 1.015 \Rightarrow \boxed{d_{inel} = 1.015 \cdot d_{el}} \quad (10)$$

Στον κανονισμό, στο κεφάλαιο 5 (§ 5.4.3) [1], αναφέρεται ότι ο λόγος $C_1 = \frac{d_{inel}}{d_{el}}$ της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστικής, επιτρέπεται να λαμβάνεται από τις σχέσεις (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §5.4.3) [1]:

$$C_1 = 1 \quad \text{για } T > T_c \quad (11)$$

$$C_1 = \frac{1.0 + (q-1) \frac{T_c}{T}}{q} \quad \text{για } T < T_c \quad (12)$$

Για το κτίριο που μελετάται στην παρούσα εργασία ,με ιδιοπερίοδο $T = 0.2733 \text{ sec} < T_c = 0.5 \text{ sec}$, προκύπτει ότι :

$$C_1 = \frac{1.0 + (1.5-1) \frac{0.5}{0.2733}}{1.5} = 1.28 \Rightarrow \boxed{d_{inel} = 1.28 \cdot d_{el}} \quad (13)$$

8. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Αφού έγινε η ανάλυση του κτιρίου, προέκυψαν οι μετακινήσεις και οι γωνιακές παραμορφώσεις των κόμβων κορυφής ,κάθε ορόφου, για τους σεισμικούς συνδυασμούς $G+0.3Q+Ex+0.3Ey$ και $G+0.3Q+0.3Ex+Ey$. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης, μέγιστες μετακινήσεις και μέσω αυτών γωνιακές παραμορφώσεις, παρουσιάζονται αρχικά με τη μορφή πινάκων (Πίνακας 2) και στη συνέχεια με τη μορφή διαγραμμάτων (Σχήμα 2) και για τις δύο διευθύνσεις της σεισμικής δράσης. Προσδιορίζονται οι πραγματικές μετακινήσεις της κατασκευής με πολλαπλασιασμό των ελαστικών μετακινήσεων με την τιμή 1.28.

Οι γωνιακές παραμορφώσεις προκύπτουν με βάση τις μέγιστες μετακινήσεις του κτιρίου ανά όροφο για δράση σεισμού εντός και εκτός επιπέδου του εκάστοτε τοίχου σύμφωνα με την εξ.(14) [2]:

$$\text{Γωνιακή παραμόρφωση} = \frac{u_{\text{κορυφής ορόφου}} - u_{\text{βάσης ορόφου}}}{h} \quad (14)$$

όπου,

h = τυπικό ύψος ορόφου

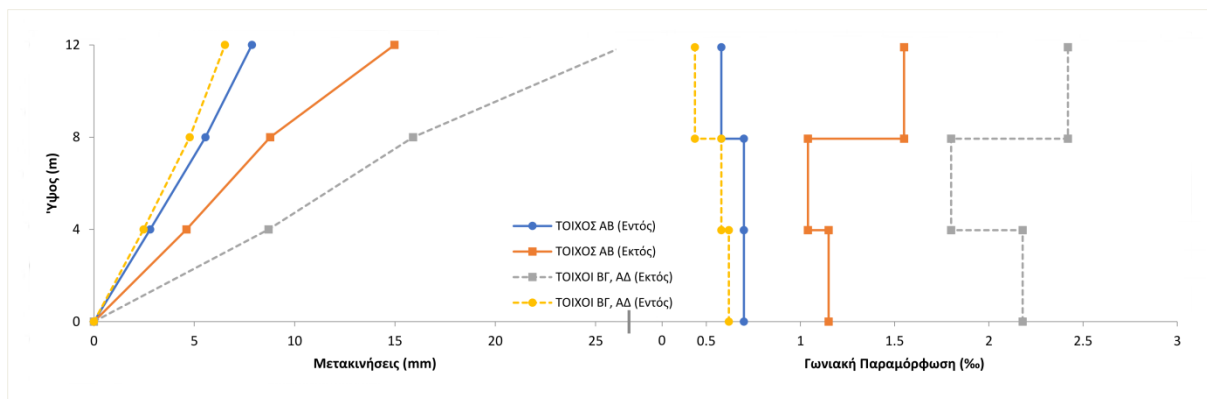
$u_{\text{κορυφής ορόφου}}$ = η μετακίνηση στην κορυφή του κρίσιμου τοίχου ανά όροφο

$u_{\text{βάσης ορόφου}}$ = η μετακίνηση στη βάση του κρίσιμου τοίχου ανά όροφο

Σε περίπτωση υπολογισμού γωνιακής παραμόρφωσης για σημεία ενδιάμεσα στον όροφο, ως $u_{\text{κορυφής ορόφου}}$ λαμβάνεται η μετακίνηση στο σημείο που εξετάζεται, ως $u_{\text{βάσης ορόφου}}$ λαμβάνεται η μετακίνηση στη βάση του αντίστοιχου ορόφου και ως h λαμβάνεται η μεταξύ τους κατακόρυφη απόσταση.

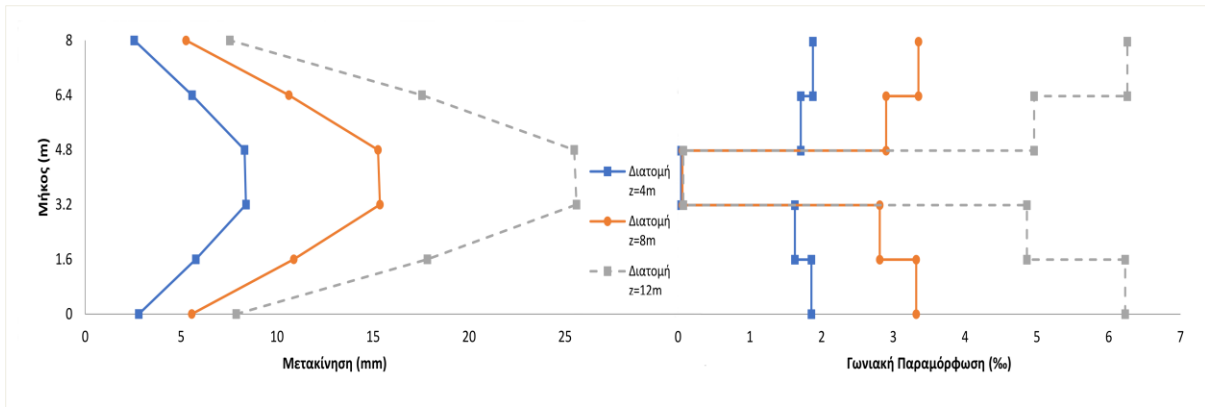
Τοίχος	Όροφος	Διαφραγμ. λειτουργία	Συνδυασμός	Αστοχία	Μετακινήσεις (mm)	Γων. Παραμόρφ.(‰)	
ΑΒ	z=4m	Χωρίς	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	Εντός	2.80	0.7	
	z=8m				5.56	0.7	
	z=12m				7.87	0.58	
ΒΓ,ΑΔ	z=4m			Εκτός	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	8.70	2.18
	z=8m					15.90	1.8
	z=12m					26.56	2.42
ΒΓ,ΑΔ	z=4m		Εντός	G+0.3Q+0.3Ex+Ey		2.47	0.62
	z=8m					4.77	0.58
	z=12m					6.53	0.44
ΑΒ	z=4m	Εκτός	G+0.3Q+0.3Ex+Ey		4.61	1.15	
	z=8m				8.78	1.04	
	z=12m				14.98	1.55	

Πίνακας 2: Ανελαστικές μετακινήσεις και γων. παραμορφώσεις



Σχήμα 2: Μετακινήσεις και γωνιακές παραμορφώσεις για εντός και εκτός επιπέδου φόρτιση

Στη συνέχεια, βρέθηκαν οι μετακινήσεις και οι γωνιακές παραμορφώσεις, σε εκτός επιπέδου φόρτιση, κατά το μήκος των τοίχων για κάθε όροφο, με σκοπό τη διερεύνηση της συμπεριφοράς τους και στην οριζόντια διεύθυνση. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τον τοίχο ΒΓ, ως δυσμενέστερη περίπτωση. Παρατηρείται ότι για κάθε όροφο (διατομή), οι μετακινήσεις είναι μεγάλες στο μέσον του τοίχου και μικρές στα άκρα του, ενώ οι γωνιακές παραμορφώσεις είναι μεγάλες στα άκρα και αρκετά μικρότερες στο μέσον. Αυτό σημαίνει ότι οι καταπονήσεις που δέχεται ο τοίχος σε κάθε όροφο, για σεισμική δράση κάθετη στο επίπεδό του, μεγιστοποιούνται στα άκρα του τοίχου.

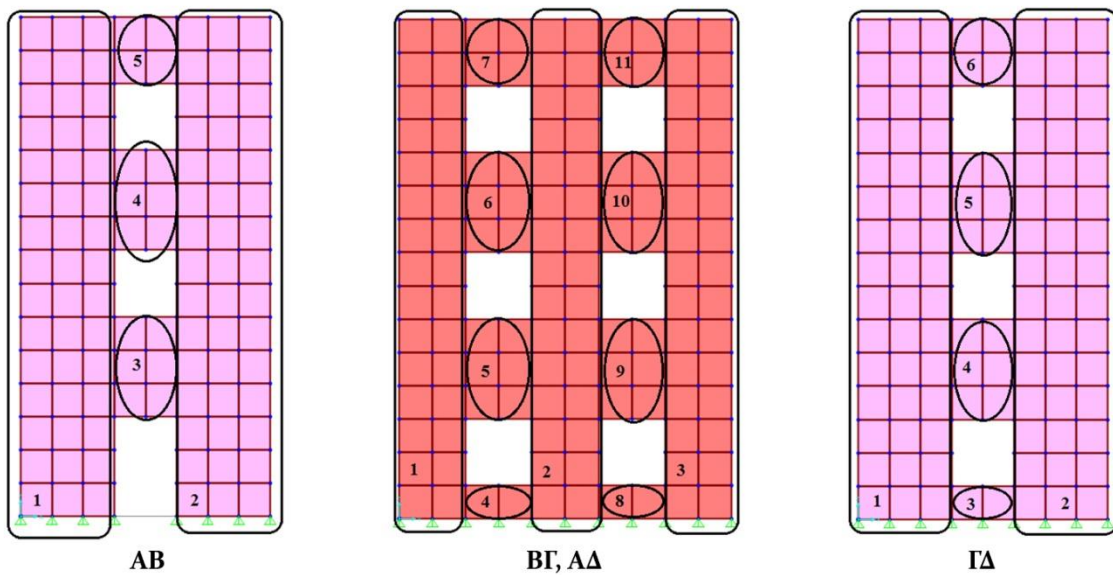


Σχήμα 3: Μετακινήσεις και γωνιακές παραμορφώσεις για τον τοίχο ΒΓ σε εκτός επιπέδου φόρτιση

9. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΓΙΑ ΚΑΘΕ ΤΟΙΧΟ

9.1 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΕΥΡΕΣΗΣ ΔΡΩΣΑΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ

Για την εύρεση της δρώσας τέμνουσας, κάθε τοίχος χωρίστηκε σε συμπαγείς περιοχές λόγω της ύπαρξης ανοιγμάτων. Η επιλογή των περιοχών αυτών έγινε αυθαίρετα.



Εικόνα 3: Χωρισμός τοίχων σε συμπαγείς περιοχές

Κάθε περιοχή αποτελείται από πολλά πεπερασμένα στοιχεία. Κάθε στοιχείο αποτελείται από τέσσερις κόμβους. Για κάθε κόμβο κάθε στοιχείου βρέθηκαν τα εντατικά μεγέθη, και έπειτα υπολογίστηκε ο μέσος όρος ο οποίος πολλαπλασιάστηκε με το μήκος κάθε στοιχείου ώστε να μετατραπεί σε kN τα εξαγόμενα σε kN/m αποτέλεσμα του προγράμματος [5]. Αθροίζοντας, τελικά, τα μεγέθη για κάθε στοιχείο, βρέθηκαν η δρώσα τέμνουσα και το αξονικό φορτίο για κάθε περιοχή.

10. ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ Κ.Α.Δ.Ε.Τ.

10.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΚΑΝΟΤΙΚΗΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ V_f ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ V_v

Υπολογίζεται αρχικά η ικανοτική τέμνουσα V_f με βάση την εξ.(15) (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.2.1 σχέση 7.2β) [1]:

$$V_f = \frac{L N}{2 H_0} (1 - 1.15 v_d) \quad (15)$$

όπου,

N = αξονικό φορτίο του τοίχου που ελέγχεται

L = η οριζόντια εντός επιπέδου διάσταση του τοιχώματος

H_0 = η απόσταση μεταξύ της διατομής στην οποία αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή και του σημείου μηδενισμού των ροπών

$v_d = N / (L \cdot t \cdot f_d)$ (16), το ανηγμένο αξονικό φορτίο (με $f_d = f_{mc} / \gamma_w$, όπου f_{mc} η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας όπως λαμβάνεται από επί τόπου δοκιμές και από πρόσθετες πηγές πληροφόρησης, το γ_w ο συντελεστής ασφαλείας για την τοιχοποιία σύμφωνα με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων κατά το κεφάλαιο 4 (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §4.5.3) [1], και t το πάχος του τοίχου.

Στη συνέχεια, υπολογίζεται η διατμητική αντίσταση V_v με βάση την εξ.(17) (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.2.2 σχέση 7.3α) [1]:

$$V_v = f_{vd} \cdot L' \cdot t \quad (17)$$

όπου,

L' = το μήκος της θλιβόμενης περιοχής του τοίχου

t = το πάχος του τοίχου

f_{vd} = η μέση διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας η οποία συνυπολογίζει και την παρουσία κατακόρυφου φορτίου ως εξής (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.2.2 σχέση 7.3β) [1]:

$$f_{vd} = f_{vm0} + 0.4 \frac{N}{L't} \leq 0.065 f_b, \quad (18)$$

όπου,

f_{vm0} = η διατμητική αντοχή στην περίπτωση απουσίας κατακόρυφου φορτίου (συνοχή), η οποία υπολογίζεται σύμφωνα με τον Πίνακα 3 [4]

f_b = η ανηγμένη θλιπτική αντοχή λιθοσωμάτων για διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου κατακόρυφα στους αρμούς.

Υλικό λιθοσώματος	f_{sd} (N/mm ²)			
	Κονίαμα γενικής εφαρμογής, δεδομένης κατηγορίας αντοχής	Κονίαμα λεπτής στρώσεως (οριζόντιος αρμός ≤3mm)	Ελαφροκονίαμα	
Άργιλος	M10-M20	0,30	0,30	0,15
	M2,5-M9	0,20		
	M1-M2	0,10		
Πυριτικό ασβέστιο	M10-M20	0,20	0,40	0,15
	M2,5-M9	0,15		
	M1-M2	0,10		
Σκυρόδεμα με αδρανή	M10-M20	0,20	0,30	0,15
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	M2,5-M9	0,15		
Τεχνητοί λίθοι Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	M1-M2	0,10		

Πίνακας 3: Τιμές της f_{vm0} (Eurocode 6,2005) [4]

Παρακάτω υπολογίζονται οι V_f και V_v για τον τοίχο AB για τις περιοχές 1 & 2. Με τον ίδιο τρόπο βρέθηκαν και για τις υπόλοιπες περιοχές, για κάθε τοίχο.

ΓΙΑ ΤΟΝ ΤΟΙΧΟ AB:

- Για τις Περιοχές 1 & 2 :

$$L = 2.25\text{m}$$

$$H_0 = 12\text{m}$$

$$\gamma_w = 1$$

$$f_d = 3000/1 = 3000 \text{ kN/m}^2$$

$$N = -359.83\text{kN}$$

$$v_d = \frac{N}{L \cdot t \cdot f_d} = \frac{-359.83\text{kN}}{2.25\text{m} \cdot 0.40\text{m} \cdot 3000\text{kN/m}^2} = -0.133$$

$$V_f = \frac{L N}{2 H_0} (1 - 1.15v_d) = \frac{2.25\text{m} \cdot 359.83\text{kN}}{2 \cdot 12\text{m}} (1 - 1.15 \cdot 0.133) = 28.57\text{kN}$$

$$L' = (1/3)2.25 = 0.75\text{m}$$

$$t = 0.40\text{m}$$

$f_{vm0} = 0.10 \text{ MPa}$ για φυσικούς λίθους και κονίαμα γενικής χρήσης κατηγορίας M1-M2

$$f_b = 75 \text{ MPa}$$

$$f_{vd} = f_{vm0} + 0.4 \frac{N}{L't} = 0.10 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.4 \frac{359.83\text{kN}}{0.75\text{m} \cdot 0.40\text{m}} = 579.773 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 0.065f_b = 0.065 \cdot 75 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 4875 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2},$$

$$V_v = f_{vd} \cdot L' \cdot t = 579.773 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.75\text{m} \cdot 0.40\text{m} = 173.9\text{kN}$$

10.2 ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΤΟΙΧΟΥ ΣΕ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΡΑΣΗ

Σύμφωνα με τον κανονισμό (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.2.3 σχέση 7.4) [1], θεωρείται ότι ένας τοίχος ελέγχεται από την κάμψη αν ισχύει η σχέση: $V_f \leq V_v$ (19)

Σε περίπτωση που δεν ικανοποιείται η εξ.(19), ο τοίχος που μελετάται ελέγχεται από τη διάτμηση.

Τοίχος	Περιοχή	V_f (kN)	V_v (kN)	Έλεγχος	Αστοχία
AB	1	28.57	173.9	$V_f < V_v$	Καμπτική
	2	28.57	173.9	$V_f < V_v$	Καμπτική
	3	23	91	$V_f < V_v$	Καμπτική
	4	13.23	77.42	$V_f < V_v$	Καμπτική
	5	6.43	65.54	$V_f < V_v$	Καμπτική
BΓ,ΑΔ	1	13.74	117.63	$V_f < V_v$	Καμπτική
	2	13.84	139.923	$V_f < V_v$	Καμπτική
	3	13.61	116.44	$V_f < V_v$	Καμπτική
	4	79.62	97.55	$V_f < V_v$	Καμπτική
	5	27.34	98.62	$V_f < V_v$	Καμπτική
	6	15.80	83.51	$V_f < V_v$	Καμπτική
	7	7.28	69.88	$V_f < V_v$	Καμπτική
	8	79.23	97.34	$V_f < V_v$	Καμπτική

	9	27.23	98.46	$V_f < V_v$	Καμπτική
	10	15.80	83.52	$V_f < V_v$	Καμπτική
	11	7.29	69.88	$V_f < V_v$	Καμπτική
ΓΔ	1	27	180.7	$V_f < V_v$	Καμπτική
	2	27	180.7	$V_f < V_v$	Καμπτική
	3	68.37	90.7	$V_f < V_v$	Καμπτική
	4	23	91	$V_f < V_v$	Καμπτική
	5	13.23	77.42	$V_f < V_v$	Καμπτική
	6	6.43	65.54	$V_f < V_v$	Καμπτική

Πίνακας 4: Έλεγχος μορφής αστοχίας για εντός επιπέδου δράση για κάθε τοίχο

10.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΣΕ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΡΑΣΗ

Η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών ως εξής:

Για πλαστικούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς του τοίχου (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §9.3.1) [1]:

$$S_d = S_G + S_E < R_d \quad (20)$$

όπου,

S_G : εντατικό μέγεθος για τις δράσεις βαρύτητας (G+0.3Q)

S_E : εντατικό μέγεθος για τη σεισμική δράση από την ανάλυση

R_d : τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης, όχι μεγαλύτερη της αναμενόμενης οριακής παραμόρφωσης δ_d (τιμή αστοχίας της σχετικής γωνίας στροφής χορδής, θ_d , της γωνιακής παραμόρφωσης τοίχου σε εντός επιπέδου δράση, γ_d , κ.λπ.)

Στη στάθμη επιτελεστικότητας B, για πρωτεύοντα στοιχεία, η τιμή της R_d μπορεί να

$$\text{υπολογισθεί ως (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §9.3.1 σχέση 9.2α) [1]: } R_d = \delta_{d,B} = \frac{\delta_u}{\gamma_{Rd,\delta}} \quad (21)$$

όπου,

$\delta_u = d_u = 0.008H_0 / L$ (22), για τοίχο που ελέγχεται από κάμψη (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.4.1 σχέση Σ.7.4α) [1]

$\delta_u = d_u = 0.004$ (23), για τοίχο που ελέγχεται από διάτμηση (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.4.1 σχέση Σ.7.5α) [1]

$\gamma_{Rd} = 1.5$ για ένταση παράλληλη προς το επίπεδο του τοίχου (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §9.3.1) [1]

Για το υπό μελέτη κτίριο προέκυψε η κάμψη ως μορφή αστοχίας. Επομένως, ο έλεγχος του κάθε τοίχου θα γίνει για τη στροφή χορδής θ , η οποία ταυτίζεται με τη γωνιακή παραμόρφωση γ .

Για εντός επιπέδου κάμψη ή διάτμηση, η στροφή χορδής «διαρροής», θ_y , μπορεί να λαμβάνεται ίση με 0.0015, όπως ορίζεται από τον κανονισμό (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.1.2.2) [1].

Στη συνέχεια, παρουσιάζεται ο έλεγχος για τον τοίχο AB για τις περιοχές 1 & 2. Με τον ίδιο τρόπο πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι και για τις υπόλοιπες περιοχές, για κάθε τοίχο.

ΓΙΑ ΤΟΝ ΤΟΙΧΟ AB:

- Για τις περιοχές 1 & 2 :

Τοίχος	Όροφος	Συνδυασμός	Αστοχία	Ελαστική Μετακίνηση (mm)	Ανελαστική μετακίνηση (mm)	Γωνιακή παραμόρφ. (‰)
AB	z =12m	G+0.3Q	Εντός	1.026	1.31	0.043
	z =8m			0.89	1.14	
	z =12m	Ex+0.3Ey		6.143	7.86	0.595
	z =8m			4.28	5.48	

Πίνακας 5: Μετακινήσεις και γωνιακές παραμορφώσεις για περιοχές 1 & 2

- $\theta_{G+0.3Q} + \theta_{Ex+0.3Ey} = 0.000043 + 0.000595 = 0.000638$
- $\delta_u = 0.008 H_0/L = 0.008 \cdot 12m / 2.25m = 0.0427$
- $R_d = \delta_u / \gamma_{Rd} = 0.0427/1.5 = 0.0285$
- Έλεγχος : $0.000638 < 0.0285$, άρα οι περιοχές 1 & 2 επαρκούν για εντός επιπέδου φόρτιση.

10.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΡΑΣΗ

Η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών ως εξής :

Για πλαστικούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς του τοίχου (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §9.3.1) [1]:

$$S_d = S_G + S_E < R_d \tag{24}$$

όπου,

S_G : εντατικό μέγεθος για τις δράσεις βαρύτητας (G+0.3Q)

S_E : εντατικό μέγεθος για τη σεισμική δράση από την ανάλυση

R_d : τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης, όχι μεγαλύτερη της αναμενόμενης οριακής παραμόρφωσης δ_d (τιμή αστοχίας της σχετικής γωνίας στροφής χορδής, θ_d , της γωνιακής παραμόρφωσης τοίχου σε εντός επιπέδου δράση, γ_d , κ.λπ.)

Στη στάθμη επιτελεστικότητας B, για πρωτεύοντα στοιχεία, η τιμή της R_d μπορεί να υπολογισθεί ως (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §9.3.1 σχέση 9.2a) [1]: $R_d = \delta_{d,B} = \frac{\delta_u}{\gamma_{Rd,\delta}}$ (25)

όπου,

$\gamma_{Rd} = 2.0$ για ένταση κάθετη προς το επίπεδο του τοίχου (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §9.3.1) [1]

Για τοίχο που ελέγχεται από την κάμψη σε εκτός επιπέδου δράση, ως στροφή αστοχίας (δ_u) λαμβάνεται η μικρότερη τιμή των (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.4.2 σχέσεις Σ7.8, Σ7.9) [1]:

$$\theta_{u1} = 0.003 \cdot \frac{H_0}{t} \tag{26}$$

$$\theta_{u2} = \theta_{Ru} \cdot \left(1 - \frac{F_y}{F_{Rd}}\right) \tag{27}$$

όπου,

H_0 = η απόσταση του σημείου μέγιστης μετακίνησης από την ακμή αστοχίας

t = το πάχος του τοίχου

$$\theta_{R,u} = t/H_0 \text{ (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.4.2 σχέση Σ7.7) [1]} \tag{28}$$

F_y = η μικρότερη εκ των V_f και V_v , όπως βρέθηκαν στον Πίνακα 4 (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.2.3)

F_{Rd} = η δρώσα τέμνουσα, όπως βρέθηκε σύμφωνα με τον κεφάλαιο 9.

Παρατήρηση

Ο κανονισμός αναφέρει ότι η F_{Rd} (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.4.2 σχέση Σ7.6) [1] λαμβάνεται ως:

$$F_{Rd} = \lambda \cdot w_{Ed} \cdot A_{L,w} \quad (29)$$

όπου,

$A_{L,w}$ = η επιφάνεια του τοίχου ορθογώνια προς το σεισμό

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

$\lambda = 1$ για όλες τις άλλες περιπτώσεις

$w_{Ed} = (S_e(T) \cdot t \cdot \gamma) / g$ (30), όπου $S_e(T)$ η φασματική επιτάχυνση, t το πάχος του τοίχου και γ το ειδικό βάρος της τοιχοποιίας.

Όμως, η τιμή αυτή της F_{Rd} δεν λαμβάνει υπόψη τα κατακόρυφα φορτία που φέρει το κτίριο, και έτσι ως F_{Rd} στην παρούσα εργασία σωστότερα λήφθηκε η δρώσα τέμνουσα.

Για εκτός επιπέδου κάμψη, η στροφή χορδής «διαρροής», θ_y , μπορεί να λαμβάνεται ίση με 0.0020, όπως ορίζεται από τον κανονισμό (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.1.2.2) [1].

Στη συνέχεια, παρουσιάζεται ο έλεγχος για τον τοίχο AB για την περιοχή 1. Με τον ίδιο τρόπο πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι και για τις υπόλοιπες περιοχές, για κάθε τοίχο.

ΓΙΑ ΤΟΝ ΤΟΙΧΟ AB:

- Για την περιοχή 1 :

$$\theta_{Ru} = \frac{t}{H_0} = \frac{0.40m}{12m} = 0.0333$$

$$\min \left(\begin{array}{l} \theta_{u1} = 0.003 \cdot \frac{H_0}{t} = 0.003 \cdot \frac{12}{0.40} = 0.09 \\ \theta_{u2} = \theta_{Ru} \cdot \left(1 - \frac{F_y}{F_{Rd}} \right) = 0.0333 \cdot \left(1 - \frac{28.57}{1189.8} \right) = 0.0325 \end{array} \right) = 0.0325$$

Τοίχος	Όροφος	Συνδυασμός	Αστοχία	Ελαστική Μετακίνηση (mm)	Ανελαστική μετακίνηση (mm)	Γωνιακή παραμόρφ. (%)
AB	z = 12m	G+0.3Q	Εκτός	1.026	1.31	0.043
	z = 8m			0.89	1.14	
	z = 12m	0.3Ex+Ey		11.30	14.46	1.513
	z = 8m			6.57	8.41	

Πίνακας 6: Μετακινήσεις και γωνιακές παραμορφώσεις για περιοχή 1

- $\theta_{G+0.3Q} + \theta_{0.3Ex+Ey} = 0.000043 + 0.001513 = 0.001556$
- $\delta_u = 0.0325$
- $R_d = \delta_u / \gamma_{Rd} = 0.0325 / 2 = 0.0163$
- Έλεγχος : $0.001556 < 0.0163$, άρα η περιοχή 1 επαρκεί για εκτός επιπέδου φόρτιση.

11. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Παρατηρήσεις κατά την εφαρμογή του Κ.Α.Δ.Ε.Τ. :

- Ο κανονισμός δεν προσδιορίζει κανόνες με τους οποίους θα μπορούσαν να γίνουν οι καταλληλότερες επιλογές μεγαλοστοιχείων. Με τον όρο μεγαλοστοιχείο νοείται ένα συμπαγές τμήμα του τοίχου. Έτσι, παραμένει θολή η επιλογή των διαστάσεων των τμημάτων του τοίχου που θα ελεγχθούν. Συγκεκριμένα, στον κανονισμό, στο κεφάλαιο 7 §7.2.1, για την εύρεση της ικανοτικής τέμνουσας V_t , η επιλογή του ύψους H_0 , δεν είναι ξεκάθαρη σε περιπτώσεις που εξετάζεται τμήμα του τοίχου μεταξύ ανοιγμάτων για παράδειγμα. Στην παρούσα εργασία, ο χωρισμός των τοίχων σε μεγαλοστοιχεία (περιοχές) έγινε αυθαίρετα.

- Στο κεφάλαιο 7 §7.2.2, ο υπολογισμός της διατμητικής αντίστασης V_v προκύπτει από την εξ.(17): $V_v = f_{vd} \cdot L' \cdot t$

όπου,

L' = το μήκος της θλιβόμενης περιοχής του τοίχου

t = το πάχος του τοίχου

f_{vd} = η μέση διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας η οποία συνυπολογίζει και την παρουσία κατακόρυφου φορτίου, σύμφωνα με την εξ.(18).

Ως προς το μήκος της θλιβόμενης περιοχής του τοίχου, L' , δεν υπάρχει κάποιος σαφής τρόπος εύρεσης του, με πιθανό κίνδυνο τη λανθασμένη εκτίμησή του. Στην παρούσα εργασία, το μήκος της θλιβόμενης περιοχής για κάθε τμήμα, βρέθηκε προσεγγιστικά από τις καμπύλες τάσεων που διεξήχθησαν από το πρόγραμμα SAP 2000.

- Στο κεφάλαιο 7 §7.3, για τον έλεγχο τοίχου σε εκτός επιπέδου κάμψη, ο κανονισμός δίνει την εξ.(27) για την εύρεση της στροφής χορδής θ_{u2} : $\theta_{u2} = \theta_{Ru} \cdot \left(1 - \frac{F_y}{F_{Rd}}\right)$.

Σύμφωνα με τον κανονισμό, η συνισταμένη δύναμη που μπορεί να προκαλέσει εκτός επιπέδου αστοχία του τοίχου λαμβάνεται από την εξ.(29) ως $F_{Rd} = \lambda \cdot w_{Ed} \cdot A_{L,w}$.

Όμως, η τιμή αυτή της F_{Rd} δεν λαμβάνει υπόψη τα κατακόρυφα φορτία που φέρει το κτίριο. Στην παρούσα εργασία, ως F_{Rd} σωστότερα λήφθηκε η δρώσα τέμνουσα η οποία προέκυψε από το πρόγραμμα μετά την ανάλυση.

Συμπεράσματα για το υπό μελέτη κτίριο:

- Οι 4 τοίχοι του κτιρίου επαρκούν για τη στάθμη επιτελεστικότητας B για εντός και εκτός επιπέδου φόρτιση, εφόσον ικανοποιούν τα κριτήρια που εξετάστηκαν σύμφωνα με τον κανονισμό.
- Για τους τοίχους AB (νότια όψη) και ΓΔ (βόρεια όψη) για την εντός και την εκτός επιπέδου φόρτιση, σε όλες τις περιοχές που εξετάστηκαν η στροφή χορδής θ προέκυψε μικρότερη ακόμη και από την στροφή χορδής «διαρροής» θ_y . Αυτό δείχνει ότι οι ρηγματώσεις σε αυτούς τους τοίχους θα είναι ανεπαίσθητες.
- Οι καταπονήσεις που δέχονται και οι τέσσερις τοίχοι του κτιρίου κατά το μήκος τους, για σεισμική δράση κάθετη στο επίπεδό τους, αυξάνονται στα άκρα τους σε κάθε όροφο, γεγονός που καθιστά αναγκαία την προσοχή του μηχανικού στα σημεία αυτά.

12. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Κανονισμός για την Αποτίμηση Δομητικών Επεμβάσεων σε κτίρια από Τοιχοποιία (Κ.Α.Δ.Ε.Τ.), Νοέμβριος 2016.
- [2] Σαρρή Αλκυόνη, “Επιρροή του μεγέθους ανοιγμάτων στη σεισμική συμπεριφορά κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία – Συγκρίσεις με το δευτεροβάθμιο έλεγχο κατά ΟΑΣΠ”, Διπλωματική εργασία, Πάτρα Φεβρουάριος 2016.
- [3] Αποστολίδη Ευτυχία, “Αποτίμηση σεισμικής ικανότητας κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία τριών στρώσεων πριν και μετά από ενισχυτικές παρεμβάσεις”, Διατριβή διπλώματος ειδίκευσης, Πάτρα Σεπτέμβριος 2010.
- [4] Χατζηκωνσταντίνου Αλεξάνδρα, “Σύγκριση μεθόδων αποτίμησης σεισμικής επάρκειας κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία”, Μεταπτυχιακή Διατριβή, Πάτρα Φεβρουάριος 2014.
- [5] SAP2000 MANUAL.

