

**Διερεύνηση επιρροής διαφραγμάτων σε κατασκευές από  
φέρουσα τοιχοποιία σύμφωνα με το σχέδιο του  
Κ.Α.Δ.Ε.Τ.**

**Influence of diaphragms on the response of masonry  
structures according to the draft Greek Code KADET**

**Μιχαέλα Β. Βασιλειάδη<sup>1</sup>, Στέφανος Η. Δρίτσος<sup>2</sup>, Edmond V. Muho<sup>3</sup>**

*Λέξεις κλειδιά: Τοιχοποιία, Κ.Α.Δ.Ε.Τ., Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Αποτίμηση,  
Σεισμός*

*Keywords: Masonry, Reinforced Concrete, Assessment, Earthquake*

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ:** Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της επιρροής των διαφραγμάτων στην απόκριση ενός απλού κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία. Επιπρόσθετα, αποτελεί μια πρώτη εφαρμογή του (υπό σύνταξη) Κανονισμού για την Αποτίμηση Δομητικών Επεμβάσεων σε κτίρια από Τοιχοποιία (Κ.Α.Δ.Ε.Τ.). Δυο περιπτώσεις διαφραγμάτων εξετάζονται: 1) εύκαμπτο διάφραγμα από ξύλινα πατώματα και 2) άκαμπτο διάφραγμα από πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος (Ο/Σ). Γίνεται χρήση δύο μεθόδων ανάλυσης: 1) ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης και 2) ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση. Υπολογίζεται η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση των τοίχων, και λαμβάνοντας υπόψη τις επιτρεπόμενες τιμές που ορίζει ο Κ.Α.Δ.Ε.Τ., εκτιμώνται οι λόγοι ανεπάρκειας, οι οποίοι αποτελούν τη βασική παράμετρο σύγκρισης μεταξύ των διαφορετικών περιπτώσεων που εξετάζονται. Προέκυψε ότι η χρήση δύσκαμπτου διαφράγματος από Ο/Σ μειώνει σημαντικά τις βλάβες των τοίχων στο εξεταζόμενο κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία, που οφείλονται στην εκτός επιπέδου δράση του σεισμού, ενώ δεν ισχύει το ίδιο για την εντός επιπέδου των τοίχων δράση.

**ABSTRACT:** The influence of diaphragms, on the response of a simple and hypothetic masonry structure, is studied. This study is also a first application of the new (in preparation) draft Greek code for the assessment of masonry buildings (KADET). Two types of diaphragm are studied: 1) a flexible wooden floor and 2) a stiff reinforced concrete slab. In addition, two methods of analysis are used: 1) modal response spectrum analysis and 2) static elastic analysis. The main response parameter selected, is the maximum drift of the masonry walls, which under the drift limitations provided by the KADET, the ratio of insufficiency is obtained. This study shows that the use of a stiff diaphragm rather than a flexible one, can significantly reduce the seismic damage of a masonry structure.

<sup>1</sup>Διπλωματούχος Πολιτικός Μηχανικός, Πανεπιστήμιο Πατρών, email: [mikaelavas@gmail.com](mailto:mikaelavas@gmail.com)

<sup>2</sup>Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, email: [sdritsos@upatras.gr](mailto:sdritsos@upatras.gr)

<sup>3</sup>Δρ. Διπλωματούχος Πολιτικός Μηχανικός M.Sc., Πανεπιστήμιο Πατρών, email: [edmondmuho@gmail.com](mailto:edmondmuho@gmail.com)

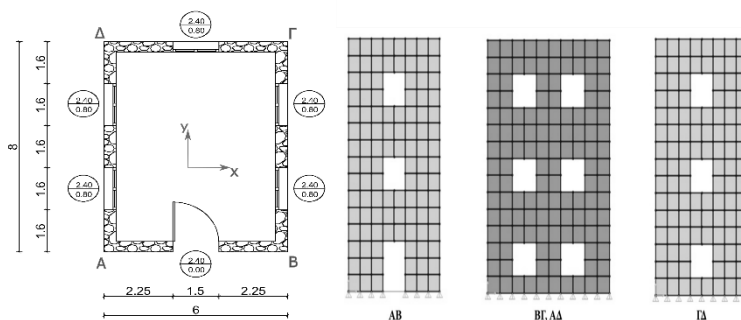
## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η τοιχοποιία, μαζί με το σκυρόδεμα και το ξύλο, αποτελούν τα σημαντικότερα ίσως δομικά υλικά στην ιστορία των κατασκευών. Κατασκευές από τοιχοποιία, με τη συμμετοχή στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα (Ο/Σ) και ξύλο, απαρτίζουν ένα μεγάλο ποσοστό των μνημείων του Ελλαδικού χώρου και της παγκόσμιας κληρονομιάς. Η σωστή συντήρηση, αποτίμηση και ενίσχυσή τους είναι ύψιστης σημασίας και αποτελεί πρόκληση για τους μηχανικούς. Ο (υπό σύνταξη) Κανονισμός για την Αποτίμηση Δομητικών Επεμβάσεων σε κτίρια από Τοιχοποιία (Κ.Α.Δ.Ε.Τ.), έρχεται να συμπληρώσει ένα μεγάλο κενό στην αποτίμηση κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία στον Ελλαδικό χώρο. Ο κανονισμός αυτός αποτελεί μια καινοτόμα προσπάθεια και θέτει βάσεις για τη σωστή και ορθολογική αποτίμηση και ενίσχυση των εν λόγω κατασκευών.

Η εργασία αυτή, στα πλαίσια μιας πρώτης εφαρμογής του Κ.Α.Δ.Ε.Τ., ερευνά την επίδραση δύσκαμπτου διαφράγματος από Ο/Σ, έναντι εύκαμπτου διαφράγματος προερχόμενο από ξύλινα πατώματα. Ένα απλό και ιδεατό κτίριο από τοιχοποιία αναλύεται με χρήση: 1) ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης και 2) ελαστικής (ισοδύναμης) στατικής ανάλυσης. Καταγράφεται η απόκριση σχετικής μετακίνησης κατά την οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση, για εντός και εκτός επιπέδου σεισμική φόρτιση. Στη συνέχεια, λαμβάνοντας υπόψη τις επιτρεπόμενες τιμές σχετικής μετακίνησης που προτείνονται στον Κ.Α.Δ.Ε.Τ., υπολογίζονται οι λόγοι ανεπάρκειας ( $\lambda$ ). Από τα  $\lambda$  εξάγονται συμπεράσματα σχετικά με την επίδραση των διαφραγμάτων και τη χρήση των δυο μεθόδων ανάλυσης.

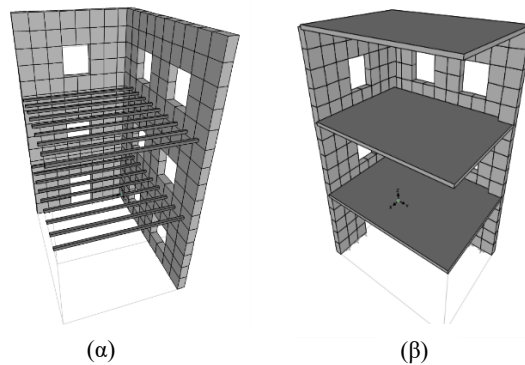
## ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Εξετάζεται ένα 3όροφο ιδεατό, απλό κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία. Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική με συνολικό μήκος 6m, πλάτος 8m και καθαρό ύψος ορόφου ίσο με 4m (Σχ. 1). Οι περιμετρικές τοιχοποιίες του κτιρίου είναι από φυσική πέτρα και το πάχος τους είναι ίσο με 0.40m. Το κτίριο μελετάται για διάφραγμα προερχόμενο από: α) ξύλινα πατώματα και β) πλάκες Ο/Σ.



Σχήμα 1. Κάτοψη και όψεις κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία

Η προσομοίωση του κτιρίου γίνεται με χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 (SAP2000, 2010), με το οποίο μορφώνεται κατάλληλο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων. Για την προσομοίωση των τοίχων γίνεται χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων 6 βαθμών ελευθερίας τύπου κελύφους (shell elements), με μέγεθος 0.80x0.80m, ενώ για τα ξύλινα πατώματα, γίνεται χρήση γραμμικών μελών (frame elements) διατομής 12x12 τοποθετημένα ανά 70cm, τα οποία στηρίζονται αμφιαρθρωτά πάνω στους περιμετρικούς τοίχους, παράλληλα στη x διεύθυνση του κτιρίου (Σχ. 2α). Η προσομοίωση των πλακών Ο/Σ γίνεται με χρήση στοιχείων πλάκας/κελύφους πάχους 0.16m (Σχ. 2β). Η στήριξη του κτιρίου στη στάθμη θεμελίωσης θεωρείται αρθρωτή.



Σχήμα 2. (α) Ξύλινα πατώματα, (β) Πλάκες Ο/Σ

Η αποτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας, απαιτεί τη διεξαγωγή μιας σειράς δοκιμών. Για την εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας, εφαρμόζονται είτε επί τόπου τεχνικές, όπως η μέθοδος των επίπεδων γρύλλων, είτε δοκιμές στο εργαστήριο, αφού πρώτα έχουν ληφθεί δοκίμια των λιθοσωμάτων και του κονιάματος από επιλεγμένες θέσεις των φερόντων τοίχων.

Η αντιπροσωπευτική μέση τιμή της θλιπτικής αντοχής των λιθοσωμάτων για το υπό μελέτη κτίριο, λαμβάνεται ίση με 75MPa, ενώ για το κονίαμα η αντίστοιχη τιμή λαμβάνεται 1.5 MPa. Το ειδικό βάρος της τοιχοποιίας θεωρείται ίσο με  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ . Ο υπολογισμός της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας υπολογίζεται (Τάσιος, 1992) :

$$f_{wc} = \xi \left( \left( \frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - \alpha \right) + \beta \cdot f_{mc} \right) = 0.588 \left( \left( \frac{2}{3} \sqrt{75} - 1.5 \right) + 0.5 \cdot 1.5 \right) = 3 \text{ MPa} \quad (1)$$

$$\xi = \frac{1}{1 + 3.5(K - K_0)} = \frac{1}{1 + 3.5(0.3 - 0.1)} = 0.588 \quad (2)$$

όπου, επιλέγονται οι τιμές  $\alpha=1.5$ ,  $K_0=0.1$  για ημιλαξευτούς λίθους και  $\beta=0.5$  και  $K=0.3$  για τη λιθοδομή. Επιπλέον, από την ως άνω βιβλιογραφία (Τάσιος, 1992) υπολογίζεται το μέτρο ελαστικότητας  $E=1800$  MPa, ο λόγος Poisson  $\nu=0.37$  και το μέτρο διάτμησης  $G=657$  MPa.

Όσον αφορά τα φορτία γίνονται οι εξής παραδοχές: Το σανίδωμα των πατωμάτων μαζί με τις διαδοκίδες στήριξής τους, θεωρείται ως σανίδωμα ισοδύναμου πάχους 4cm με ειδικό βάρος  $8 \text{ kN/m}^3$ . Το ίδιο βάρος των πλακών Ο/Σ λαμβάνεται ίσο με  $25 \text{ kN/m}^3$  και τα φορτία επίστρωσης ίσα με  $1.30 \text{ kN/m}^2$ . Τα ξύλινα ζευκτά της στέγης υπολογίζονται με ειδικό βάρος  $8 \text{ kN/m}^3$  και τα επιπλέον φορτία της λαμβάνονται ίσα με  $1.30 \text{ kN/m}^2$ . Το κινητό φορτίο λαμβάνεται ίσο με  $2 \text{ kN/m}^2$ .

Το κτίριο επιλύεται για τους σεισμικούς συνδυασμούς  $G+0.3Q\pm E_x\pm 0.3E_y$  και  $G+0.3Q\pm E_y\pm 0.3E_x$ , όπου  $G$  και  $Q$  τα μόνιμα και κινητά φορτία, αντίστοιχα και  $E_x$ ,  $E_y$  ο σεισμός στη  $x$  και  $y$  διεύθυνση (Σχ. 1), αντίστοιχα. Θεωρείται ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, τύπος εδάφους B, τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q=1.50$  (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. Πίν.4.3) και επιτάχυνση εδάφους  $0.24g$  (όπου  $g$  η επιτάχυνση βαρύτητας ίση με  $9.81\text{m/s}^2$ ). Για τη δυναμική φασματική ανάλυση γίνεται χρήση του φάσματος ψευδο-επιτάχυνσης του Ευρωκώδικα 8 (Eurocode 8, 2005). Ο έλεγχος της κατασκευής γίνεται για τη στάθμη επιτελεστικότητας B.

## ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Για την αποτίμηση της κατασκευής γίνεται χρήση δύο μεθόδων ανάλυσης: 1) Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης και 2) Ελαστική (Ισοδύναμη) Στατική Ανάλυση. Όσον αφορά την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος, στην περίπτωση ξύλινων πατωμάτων, λαμβάνεται υπόψη η απόκριση των πρώτων 30 ιδιομορφών ταλάντωσης, ώστε το ποσοστό μάζας να ξεπερνάει το 75% και για τις δυο διευθύνσεις (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §5.5). Αντιθέτως, στην περίπτωση πλακών Ο/Σ επαρκούν οι πρώτες 10 ιδιομορφές.

Για την ελαστική στατική ανάλυση μπορούν να θεωρούνται δύο εναλλακτικές κατανομές των οριζόντιων σεισμικών φορτίων καθ' ύψος του δομήματος (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §5.4): α) ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή καθ' ύψος του κτιρίου και β) ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιων σεισμικών ωθήσεων στο ύψος του κτιρίου. Η θεώρηση ομοιόμορφης καθ' ύψος κατανομής των αδρανειακών σεισμικών δυνάμεων, η οποία υιοθετείται στην παρούσα μελέτη, είναι πλησιέστερα στην πραγματικότητα σε κατασκευές όπως αυτή που μελετάται εδώ, όπου η μάζα είναι κατανεμημένη σε όλο το ύψος και όχι συγκεντρωμένη στις στάθμες των δαπέδων, όπως συμβαίνει στις πλαισιωτές κατασκευές με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος.

Με χρήση των δυο παραπάνω μεθόδων ανάλυσης, προέκυψαν οι ελαστικές μετακινήσεις και οι γωνιακές παραμορφώσεις των κόμβων κορυφής κάθε ορόφου, για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης. Οι μέγιστες ανελαστικές μετακινήσεις της κατασκευής προέκυψαν μετά από πολλαπλασιασμό των ελαστικών μετακινήσεων με την τιμή του αντίστοιχου συντελεστή  $d_{inel}/d_{el}$ , ο οποίος λαμβάνεται από τις υιοθετούμενες από το σχέδιο του κανονισμού σχέσεις (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. § 5.4.4 σχέσεις 5.3 & 5.4).

Στον Πίνακα 1 παρουσιάζονται οι λόγοι  $d_{inel}/d_{el}$  για τις δυο περιπτώσεις διαφράγματος, οι οποίοι διαφέρουν ανάλογα με τη διεύθυνση των τοίχων.

**Πίνακας 1.** Συντελεστής μετατροπής ελαστικής μετακίνησης σε ανελαστική

	Ξύλινα Πατώματα	Πλάκες Ο/Σ
x διεύθυνση	1.73	1.97
y διεύθυνση	2.19	2.15

Με βάση τις μέγιστες ανελαστικές μετακινήσεις του κτιρίου, προκύπτουν οι γωνιακές παραμορφώσεις ανά όροφο για δράση σεισμού εντός και εκτός επιπέδου του εκάστοτε τοίχου σύμφωνα με τη σχέση:

$$\text{Γωνιακή παραμόρφωση} = \frac{u_{\text{κορυφής ορόφου}} - u_{\text{βάσης ορόφου}}}{h} \quad (3)$$

όπου,  $h$  το 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.

## ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΛΟΓΩΝ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ

Σύμφωνα με τον Κ.Α.Δ.Ε.Τ. (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.2.3 σχέση 7.4), σε τοίχο για εντός επιπέδου δράση, θεωρείται ότι κυριαρχεί η κάμψη έναντι διάτμησης, αν ισχύει η σχέση:

$$V_f \leq V_v \quad (4)$$

όπου  $V_f$  και  $V_v$  η ικανοτική τέμνουσα και η διατμητική αντίσταση, αντίστοιχα:

$$V_f = \frac{L N}{2 H_0} (1 - 1.15 v_d) \quad (5)$$

$$V_v = f_{vd} \cdot L' \cdot t \quad (6)$$

όπου,  $N$  το αξονικό φορτίο του τοίχου,  $L$  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,  $v_d = N / (L \cdot f_d)$  το ανηγμένο αξονικό φορτίο (με  $f_d = f_{mc} / \gamma_w$ , όπου  $f_{mc}$  η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας),  $\gamma_w$  ο συντελεστής ασφαλείας (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §4.5.3), και  $t$  το πάχος του τοίχου. Ως ύψος  $H_0$  λαμβάνεται σύμφωνα με τον Κ.Α.Δ.Ε.Τ. η απόσταση μεταξύ της διατομής στην οποία αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή και του σημείου μηδενισμού των ροπών. Στην περίπτωση εύκαμπτου διαφράγματος, ως  $H_0$  λαμβάνεται όλο το ύψος του τοίχου (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.2.1 σχήμα Σ7.1.3).  $L'$  είναι το μήκος της θλιβόμενης περιοχής 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):

$$f_{vd} = f_{vm0} + 0.4 \frac{N}{L't} \leq 0.065 f_b \quad (7)$$

όπου,  $f_{vm0}$  η διατμητική αντοχή και  $f_b$  η ανηγμένη θλιπτική αντοχή λιθοσωμάτων.

Σύμφωνα με τον Πίνακα 2, προέκυψε ότι κυρίαρχη μορφή αστοχίας για όλους τους τοίχους του κτιρίου που μελετάται, είναι η καμπτική.

**Πίνακας 2.** Έλεγχος μορφής αστοχίας για εντός επιπέδου δράση

Τοίχος	Ξύλινα Πατώματα		Πλάκες Ο/Σ		Έλεγχος	Αστοχία
	$V_f$ (kN)	$V_v$ (kN)	$V_f$ (kN)	$V_v$ (kN)		
ΑΒ	129	453	148	520	$V_f < V_v$	Κάμψη
ΒΓ,ΑΔ	280	539	330	619	$V_f < V_v$	Κάμψη
ΓΔ	183	459	213	526	$V_f < V_v$	Κάμψη

### Κριτήρια Αστοχίας για έλεγχο σε Εντός Επιπέδου Δράση

Δεδομένου ότι η αστοχία των τοίχων προέκυψε καμπτική, το οποίο δηλώνει πλαστικό τρόπο αστοχίας και συμπεριφοράς, η ανίσωση ασφαλείας είναι (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §9.3.1):

$$S_d = S_G + S_E < R_d \quad (8)$$

όπου,  $S_G$  το εντατικό μέγεθος για τις δράσεις βαρύτητας,  $S_E$  το εντατικό μέγεθος για τη σεισμική δράση από την ελαστική ανάλυση,  $R_d$  η τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης. Στη στάθμη επιτελεστικότητας Β, για πρωτεύοντα στοιχεία, η τιμή της  $R_d$  μπορεί να υπολογισθεί ως (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §9.3.1 σχέση 9.2α):

$$R_d = \delta_{d,B} = \frac{\delta_u}{\gamma_{Rd,\delta}} \quad (9)$$

όπου,  $\delta_u = d_u = 0.008 H_0 / L$ , για τοίχο που ελέγχεται από κάμψη (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.4.1 σχέση Σ.7.4α),  $\delta_u = d_u = 0.004$ , για τοίχο που ελέγχεται από διάτμηση (Κ.Α.Δ.Ε.Τ.

§7.4.1 σχέση Σ.7.5α),  $\gamma_{Rd}=1.5$  για ένταση παράλληλη προς το επίπεδο του τοίχου (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §9.3.1).

### Κριτήρια Αστοχίας για έλεγχο σε Εκτός Επιπέδου Δράση

Για την εκτός επιπέδου φόρτιση, η γενική ανίσωση ασφαλείας που ελέγχεται είναι ίδια με την εξίσωση (8), αλλά με  $\gamma_{Rd}=2.0$ . Για τοίχο που ελέγχεται από την κάμψη σε εκτός επιπέδου δράση, ως στροφή αστοχίας ( $\delta_u$ ), λαμβάνεται η μικρότερη τιμή εκ των (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.4.2 σχέσεις Σ7.8, Σ7.9):

$$\delta_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.003 \cdot \frac{H_0}{t} \\ \theta_{Ru} \cdot \left( 1 - \frac{F_y}{F_{Rd}} \right) \end{array} \right\} \quad (10)$$

όπου,  $H_0$  η απόσταση του σημείου μέγιστης μετακίνησης από την ακμή αστοχίας,  $t$  το πάχος του τοίχου,  $\theta_{R,u} = t/H_0$  (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.4.2 σχέση Σ7.7),  $F_y$  η μικρότερη εκ των  $V_f$  και  $V_v$  (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.2.3),  $F_{Rd} = \lambda \cdot (w_{Ed} \cdot A_{L,w} + F_{Ed})$  (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.4.2 σχέση Σ7.6) 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,  $w_{Ed} = (S_e(T) \cdot t \cdot \gamma \cdot C_m \cdot S \cdot \eta) / g$ , όπου  $S_e(T)$  η φασματική επιτάχυνση,  $\gamma$  το ειδικό βάρος της τοιχοποιίας,  $C_m$  ο συντελεστής δρώσας μάζας, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1 για μονώροφα και δώροφα κτίρια και 0.8 για τρεις ή παραπάνω ορόφους,  $S$  η τιμή του συντελεστή εδάφους (= 1.2 για κατηγορία εδάφους B),  $\eta$  η τιμή του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης, η οποία μπορεί να ληφθεί από την έκφραση:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad (11)$$

Στην περίπτωση ύπαρξης άκαμπτου διαφράγματος (δηλ. πλάκες από Ο/Σ), προστίθενται οι αδρανειακές δυνάμεις που προκαλούνται από το ίδιο βάρος των πλακών Ο/Σ (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. Παράρτημα 5-B, Σχέση 5.13b). Οι δυνάμεις αυτές υπολογίζονται από τη σχέση:

$$F_{Ed,πατ.} = (S_e \cdot C_m \cdot S \cdot \eta \cdot M_{dia}) \quad (12)$$

όπου,  $M_{dia}$  είναι η επιμεριζόμενη μάζα του οριζοντίου διαφράγματος που στήριζεται από τον υπό μελέτη τοίχο.

## ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΛΟΓΩΝ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ

Ως λόγος ανεπάρκειας ( $\lambda$ ), θεωρείται ο λόγος της μέγιστης γωνιακής παραμόρφωσης που προέκυψε από την ανάλυση ( $\max \delta_s$ ) προς την αντίστοιχη

διαθέσιμη ικανότητα του στοιχείου για την επιλεγείσα στάθμη Β ( $\delta_{d,B}$ ). Προφανώς οι τιμές  $\lambda > 1$  εκφράζουν αστοχία.

Στους Πίνακες 3 έως 8, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για κάθε τοίχο, μέθοδο ανάλυσης και τύπο διαφράγματος. Υπό την ένδειξη “κατακόρυφη”, αποδίδονται τιμές που προκύπτουν για μετακινήσεις στοιχείων του τοίχου κατά την έννοια της κατακόρυφου, ενώ, η ένδειξη “οριζόντια” κατά την έννοια οριζόντιας διεύθυνσης. Οι ενδείξεις “εντός” και “εκτός”, υποδηλώνουν γωνιακές παραμορφώσεις εντός και εκτός επιπέδου του τοίχου αντιστοίχως.

**Πίνακας 3.** Γωνιακές παραμορφώσεις και λόγοι ανεπάρκειας για τις δυο μεθόδους ανάλυσης Τοίχου ΑΒ-ξύλινα πατώματα

Διεύθυνση	Ιδιομορφική Ανάλυση				Στατική Ανάλυση			
	Κατακόρυφη		Οριζόντια		Κατακόρυφη		Οριζόντια	
Αστοχία $\max\delta_s(\%)$	Εντός	Εκτός	Εντός	Εκτός	Εντός	Εκτός	Εντός	Εκτός
$\delta_{d,B}(\%)$	1.20	2.27	0.22	3.62	1.30	2.31	0.17	2.19
$\lambda$	10.70	9.00	10.70	9.00	10.7	9.00	10.70	9.00
	0.11	0.25	0.02	0.40	0.12	0.26	0.02	0.24

**Πίνακας 4.** Γωνιακές παραμορφώσεις και λόγοι ανεπάρκειας για τις δυο μεθόδους ανάλυσης Τοίχου ΑΒ-πλάκες Ο/Σ

Διεύθυνση	Ιδιομορφική Ανάλυση				Στατική Ανάλυση			
	Κατακόρυφη		Οριζόντια		Κατακόρυφη		Οριζόντια	
Αστοχία $\max\delta_s(\%)$	Εντός	Εκτός	Εντός	Εκτός	Εντός	Εκτός	Εντός	Εκτός
$\delta_{d,B}(\%)$	2.16	1.77	0.21	0.20	1.75	1.94	0.20	0.67
$\lambda$	10.70	10.00	10.7	10.00	10.7	10.00	10.70	10.00
	0.20	0.18	0.02	0.02	0.16	0.20	0.02	0.07

**Πίνακας 5.** Γωνιακές παραμορφώσεις και λόγοι ανεπάρκειας για τις δυο μεθόδους ανάλυσης Τοίχου ΓΔ-ξύλινα πατώματα

Διεύθυνση	Ιδιομορφική Ανάλυση				Στατική Ανάλυση			
	Κατακόρυφη		Οριζόντια		Κατακόρυφη		Οριζόντια	
Αστοχία $\max\delta_s(\%)$	Εντός	Εκτός	Εντός	Εκτός	Εντός	Εκτός	Εντός	Εκτός
$\delta_{d,B}(\%)$	1.07	2.21	0.22	3.62	1.20	2.63	0.21	2.26
$\lambda$	10.70	6.00	10.70	6.00	10.70	6.00	10.70	6.00
	0.10	0.37	0.02	0.60	0.11	0.44	0.02	0.38

**Πίνακας 6.** Γωνιακές παραμορφώσεις και λόγοι ανεπάρκειας για τις δυο μεθόδους ανάλυσης Τοίχου ΓΔ-πλάκες Ο/Σ

Διεύθυνση	Ιδιομορφική Ανάλυση				Στατική Ανάλυση			
	Κατακόρυφη		Οριζόντια		Κατακόρυφη		Οριζόντια	
Αστοχία $\max\delta_s(\%)$	Εντός	Εκτός	Εντός	Εκτός	Εντός	Εκτός	Εντός	Εκτός
$\delta_{d,B}(\%)$	2.16	1.78	0.29	0.18	1.66	2.15	0.28	0.51
$\lambda$	10.70	7.00	10.70	7.00	10.70	7.00	10.70	7.00
	0.20	0.25	0.03	0.03	0.16	0.31	0.03	0.07



**Πίνακας 7.** Γωνιακές παραμορφώσεις και λόγοι ανεπάρκειας για τις δυο μεθόδους ανάλυσης Τοίχων ΒΓ & ΑΔ-ξύλινα πατώματα

Διεύθυνση	Ιδιομορφική Ανάλυση				Στατική Ανάλυση			
	Κατακόρυφη		Οριζόντια		Κατακόρυφη		Οριζόντια	
Αστοχία maxδs(‰)	Εντός	Εκτός	Εντός	Εκτός	Εντός	Εκτός	Εντός	Εκτός
δα,Β(‰)	1.52	8.23	0.32	13.77	1.35	05.38	0.21	5.99
λ	8.00	7.50	8.00	9.00	8.00	7.50	8.00	7.50
	0.19	1.10	0.04	1.53	0.17	0.72	0.03	0.80

**Πίνακας 8.** Γωνιακές παραμορφώσεις και λόγοι ανεπάρκειας για τις δυο μεθόδους ανάλυσης Τοίχων ΒΓ & ΑΔ-πλάκες Ο/Σ

Διεύθυνση	Ιδιομορφική Ανάλυση				Στατική Ανάλυση			
	Κατακόρυφη		Οριζόντια		Κατακόρυφη		Οριζόντια	
Αστοχία maxδs(‰)	Εντός	Εκτός	Εντός	Εκτός	Εντός	Εκτός	Εντός	Εκτός
δα,Β(‰)	1.94	2.36	0.39	0.25	1.56	2.59	0.22	0.82
λ	8.00	5.50	8.00	5.50	8.00	5.50	8.00	5.50
	0.24	0.43	0.05	0.05	0.20	0.47	0.03	0.15

Από τους Πίνακες 3 έως 8, παρατηρείται ότι ανεπάρκεια παρουσιάζεται μόνο στους τοίχους ΒΓ και ΑΔ (Πίνακες 7 και 8), καθώς πέρα από ότι είναι πιο μεγάλοι σε μήκος από τους υπόλοιπους τοίχους (Σχ. 1), έχουν διπλάσιο αριθμό ανοιγμάτων.

Όσον αφορά τις δύο μεθόδους ανάλυσης, η ιδιομορφική ανάλυση, οδήγησε σε μεγαλύτερα λ σε όλες τις περιπτώσεις (Πίνακες 3 έως 8). Αυτό είναι σημαντικό, ειδικά στην περίπτωση ύπαρξης εύκαμπτου διαφράγματος των τοίχων ΒΓ και ΑΔ (Πίνακας 7), κατά την οποία η ιδιομορφική ανάλυση υποδηλώνει απαίτηση ενίσχυσης (δηλ.  $\lambda > 1$ ), ενώ η στατική ανάλυση όχι (δηλ.  $\lambda < 1$ ). Γενικά, στην εντός επιπέδου φόρτιση των τοίχων ΒΓ και ΑΔ (Πίνακες 7 και 8), τα λ είναι πολύ μικρότερα της μονάδας ανεξάρτητα της μεθόδου ανάλυσης και του τύπου διαφράγματος.

Όσον αφορά την εκτός επιπέδου φόρτιση, διακρίνεται σημαντική η επίδραση του τύπου διαφράγματος. Πιο συγκεκριμένα, η περίπτωση ύπαρξης εύκαμπτου διαφράγματος (δηλ. ξύλινα πατώματα, Πίνακας 7) καταλήγει σε ανεπάρκεια ( $\lambda > 1$ ) και απαίτηση ενίσχυσης, τουναντίον, η περίπτωση ύπαρξης δύσκαμπτου διαφράγματος (δηλ. πλάκες Ο/Σ, Πίνακας 8) καταλήγει σε επάρκεια ( $\lambda < 1$ ) και μη απαίτηση ενίσχυσης. Η μέγιστη διαφορά της επίδρασης του τύπου διαφράγματος, παρατηρείται στην ιδιομορφική ανάλυση. Στην κατακόρυφη διεύθυνση των τοίχων ΒΓ και ΑΔ και κατά την εκτός επιπέδου φόρτιση, το λ των τοίχων που αντιστοιχούν στο κτίριο με εύκαμπτο διάφραγμα, προέκυψε περίπου 2.5 φορές μεγαλύτερο ( $\lambda = 1.10$ ) από εκείνο του κτιρίου με άκαμπτο διάφραγμα ( $\lambda = 0.43$ ).

Ενδιαφέρον παρουσιάζει η περίπτωση στην οριζόντια διεύθυνση και κατά την εκτός επιπέδου φόρτιση, όπου το λ των τοίχων ΒΓ και ΑΔ που αντιστοιχούν στο κτίριο με εύκαμπτο διάφραγμα, προέκυψε πολύ μεγαλύτερο ( $\lambda = 1.53$ ) από εκείνο του κτιρίου με άκαμπτο διάφραγμα ( $\lambda = 0.05$ ). Παρόμοιες διαφορές μεταξύ των δύο

τύπων διαφράγματος, παρατηρούνται και με τη χρήση στατικής ανάλυσης χωρίς, ωστόσο, να προκύπτουν ανεπάρκειες στους τοίχους.

Στον Πίνακα 9, παρουσιάζεται η σεισμική τέμνουσα για την Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης και την Ελαστική (Ισοδύναμη) Στατική Ανάλυση, για τις δυο περιπτώσεις διαφραγματικής λειτουργίας. Οι μεγαλύτερες σεισμικές τέμνουσες βάσης προέκυψαν στην περίπτωση ύπαρξης άκαμπτου διαφράγματος (πλάκες Ο/Σ), και η διαφορά από την περίπτωση ύπαρξης εύκαμπτου διαφράγματος είναι της τάξεως του 25% περίπου. Οι δύο αναλύσεις παρουσιάζουν μικρές διαφορές τέμνουσας βάσης. Η μοναδική περίπτωση κατά την οποία υπάρχει σημαντική διαφορά των τιμών μεταξύ των δυο μεθόδων ανάλυσης, είναι αυτή στο κτίριο με εύκαμπτο διάφραγμα στη x διεύθυνση του σεισμού, κατά την οποία η σεισμική τέμνουσα βάσης από τη στατική ανάλυση προέκυψε 1.36 φορές μεγαλύτερη από αυτήν της ιδιομορφικής ανάλυσης.

**Πίνακας 9.** Σεισμική τέμνουσα

Διαφραγματική Λειτουργία	Διεύθυνση	Ιδιομορφική Ανάλυση	Στατική Ανάλυση
		Σεισμική Τέμνουσα (kN)	
Ξύλινα Πατώματα	x	840	1147
	y	1046	1147
Πλάκες Ο/Σ	x	1313	1385
	y	1334	1385

## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Στην παρούσα εργασία διερευνήθηκε η επιρροή διαφραγμάτων σε ένα απλό, ιδεατό κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία με χρήση Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης και Ελαστικής Στατικής Ανάλυσης, ακολουθώντας τις διατάξεις του (υπό σύνταξη) Κανονισμού για την Αποτίμηση Δομητικών Επεμβάσεων σε κτίρια από Τοιχοποιία (Κ.Α.Δ.Ε.Τ.).
- Γενικώς, προέκυψε ότι η χρήση δύσκαμπτων διαφραγμάτων από Ο/Σ μειώνει σημαντικά τις βλάβες στο εξεταζόμενο κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία.
- Η παρουσία δύσκαμπτων διαφραγμάτων απο Ο/Σ είναι ευεργετική για την αντίσταση του κτιρίου περισσότερο για την εκτός παρά την εντός επιπέδου δράση του σεισμού.
- Στην εντός επιπέδου φόρτιση των τοίχων, οι λόγοι ανεπάρκειας προέκυψαν πολύ μικρότεροι της μονάδας, ανεξάρτητα της μεθόδου ανάλυσης και του τύπου διαφράγματος, χωρίς να παρατηρείται οποιαδήποτε ευεργετική επιρροή από την παρουσία δύσκαμπτων διαφραγμάτων. Αντιθέτως, σε κάποιες περιπτώσεις, παρατηρήθηκε αύξηση των λόγων ανεπάρκειας.

- Όσον αφορά την εκτός επιπέδου φόρτιση των τοίχων, διακρίνεται σημαντική επίδραση του τύπου διαφράγματος, ιδιαίτερα στους τοίχους που έχουν τους μεγαλύτερους λόγους ανεπάρκειας (τοίχοι με μεγάλο μήκος και ποσοστό ανοιγμάτων). Η περίπτωση ύπαρξης εύκαμπτου διαφράγματος (δηλ. ξύλινα πατώματα), καταλήγει σε ανεπάρκεια και απαίτηση ενίσχυσης, ενώ η περίπτωση ύπαρξης δύσκαμπτου διαφράγματος (δηλ. πλάκες Ο/Σ) καταλήγει σε επάρκεια και μη απαίτηση ενίσχυσης.
- Η μέθοδος της ιδιομορφικής ανάλυσης έδωσε μεγαλύτερους λόγους ανεπάρκειας λ σε όλες τις περιπτώσεις.

### ΑΝΑΦΟΡΕΣ

Eurocode8. «Design of structures for earthquake resistance, Part 1:General rules, seismic actions and rules for buildings.» Brussels: European Standard EN 1998-1, Stage 51 Draft, European Committee for Standardization (CEN), 2005.

SAP2000. «Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Version14.2.2. Berkeley.» California: Computers and Structures Inc., 2010.

Κ.Α.Δ.Ε.Τ. «Κανονισμός για την αποτίμηση δομητικών επεμβάσεων σε κτίρια από τοιχοποιία.» Σχέδιο προς έλεγχο εφαρμοσιμότητας του κανονισμού, ΟΑΣΠ, Απρίλιος 2017.

Τάσιος, Θ. «Η μηχανική της τοιχοποιίας.» Αθήνα: Συμμετρία, 1992.