

# Έλεγχος Επάρκειας και Ενίσχυση Ιστορικού Συγκροτήματος από Φέρουσα Τοιχοποιία: “Προσφυγικά” στην Αθήνα

## Assessment and Strengthening Measures of the Historic Masonry Complex: “Prosfygika” in Central Athens

Κωνσταντίνος ΣΠΥΡΑΚΟΣ<sup>1</sup>, Ελένη ΠΑΝΟΥ-ΠΑΠΑΘΕΟΔΩΡΟΥ<sup>2</sup>,  
Δημήτριος ΚΟΚΚΙΝΑΚΟΣ<sup>3</sup>

*Λέξεις κλειδιά: Ιστορικές Κατασκευές από Φέρουσα Τοιχοποιία, Σεισμική Απόκριση, Ανελαστική Στατική Ανάλυση, Κινηματική Ανάλυση, Επεμβάσεις Ενίσχυσης.*

*Keywords: Historic Masonry Structures, Seismic Response, Pushover Analysis, Kinematic Analysis, Strengthening Interventions.*

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ:** Η παρούσα εργασία παρουσιάζει τα αποτελέσματα της ανάλυσης σχετικά με την αποτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης τριώροφης ιστορικής κατασκευής από φέρουσα τοιχοποιία, που αποτελεί τμήμα κτηριακού συγκροτήματος στην Αθήνα. Το κτηριακό συγκρότημα έχει ανακηρυχθεί διατηρητέο λόγω των ιστορικών, αρχιτεκτονικών και κατασκευαστικών χαρακτηριστικών του. Πραγματοποιήθηκαν γραμμικές και μη γραμμικές (pushover) αναλύσεις, καθώς και κινηματική ανάλυση, βασισμένες σε δεδομένα που συλλέχθηκαν από επί τόπου μετρήσεις. Η ανάλυση αποκάλυψε την ανάγκη για περιορισμένες επεμβάσεις σε συνάρτηση με σύγχρονες πρακτικές σε μνημειακές κατασκευές.

**ABSTRACT:** This paper presents the results of the analysis regarding the seismic risk assessment of a historic three-story masonry structure, part of a building complex in central Athens. The building complex has been declared as preserved because of its historic, architectural and structural characteristics. Both linear and nonlinear (pushover) analysis as well as kinematic analysis have been conducted based on data selected through in situ measurements. The analysis has revealed the

---

<sup>1</sup> Καθηγητής, Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Δ/της Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, email: [cspyrakos@gmail.com](mailto:cspyrakos@gmail.com).

<sup>2</sup> Πολιτικός Μηχανικός, M.Sc., Υ.Δ. Ε.Μ.Π.

<sup>3</sup> Πολιτικός Μηχανικός, M.Sc. Ε.Μ.Π.

need for limited strengthening measures in accordance with state-of-the-art practice on monumental structures.

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η κατασκευή του ιστορικού συγκροτήματος των «Προσφυγικών» που βρίσκεται στο κέντρο της Αθήνας χρονολογείται στη δεκαετία του 1930. Αποτελείται από οκτώ τριώροφες πολυκατοικίες, με συνολικό αριθμό 228 διαμερισμάτων, κατασκευασμένες σε έκταση 14500 m<sup>2</sup>. Το συγκρότημα κατασκευάστηκε για να φιλοξενήσει Έλληνες πρόσφυγες από τη Μικρά Ασία. Λόγω των ιστορικών, αρχιτεκτονικών και δομικών χαρακτηριστικών του, το συγκρότημα έχει ανακηρυχθεί ως μνημείο.

Οι διαστάσεις κάθε κτηρίου είναι 69.60 m (μήκος πρόσοψης) επί 8.90m (πλάτος) επί 10.60 m (ύψος). Οι φέροντες τοίχοι είναι κατασκευασμένοι από αργολιθοδομή και οι πλάκες από οπλισμένο σκυροδέμα. Η καθ' ύψος συνέχεια των φερόντων τοίχων διακόπτεται από τις πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος, ένα χαρακτηριστικό το οποίο αφενός τους αποδίδει ιστορικό χαρακτήρα στην εξέλιξη της οικοδομικής, και αφετέρου αποτελεί τη βασική αιτία για την πολύ καλή συμπεριφορά τους σε σεισμό.

Σήμερα τα κτήρια αυτά έχουν υποβαθμιστεί σημαντικά και είναι απαραίτητη η συντήρησή τους. Ωστόσο, δεν παρατηρήθηκαν σημαντικές βλάβες στους φέροντες τοίχους των κτηρίων.



**Σχήμα 1.** Το ιστορικό συγκρότημα «Προσφυγικά».

## ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Πραγματοποιήθηκαν ενόργανες μετρήσεις σε διάφορες θέσεις μίας αντιπροσωπευτικής κατασκευής για την αποτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών της φέρουσας λιθοδομής. Βάσει ενόργανων μετρήσεων, όπως οι δοκιμές που παρουσιάζονται στο Σχήμα 2, μετρήθηκε η θλιπτική αντοχή των λίθων:  $f_{bc} = 50 \text{ MPa}$ . Με βάση τα χαρακτηριστικά και τη σύνθεση του κονιάματος χαμηλής ποιότητας, η θλιπτική αντοχή του κονιάματος λήφθηκε:  $f_{mc} = 1 \text{ MPa}$ . Ο τρόπος δόμησης της φέρουσας τοιχοποιίας κατά την έννοια του πάχους της εξετάστηκε με τη βοήθεια ενδοσκοπίου (Σχήμα 3), από όπου προέκυψε ότι εμφανίζονται μικρά κενά στο εσωτερικό της.



Σχήμα 2. Δοκιμή κρουσιμέτρου.



Σχήμα 3. Δοκιμή ενδοσκοπίου.

Πραγματοποιήθηκαν τρεις τύποι ανάλυσης: (α) Δυναμική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης, (β) Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover) και (γ) Κινηματική Ανάλυση. Δημιουργήθηκαν τρία διαφορετικά προσομοιώματα της κατασκευής, με το κάθε ένα κατάλληλο για τον αντίστοιχο τύπο ανάλυσης. Για τη δυναμική ανάλυση φάσματος απόκρισης, οι φέροντες τοίχοι προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (Spyrakos, 1995), (Spyrakos, 1997). Για την ανελαστική στατική ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία. Για την κινηματική ανάλυση, τμήματα της τοιχοποιίας προσομοιώθηκαν ως άκαμπτα στοιχεία (μακροστοιχεία) (DR, 226/02/2011).

Τα στατικά φορτία που εφαρμόστηκαν στην ανάλυση είναι: Ίδιο βάρος λιθοδομής:  $26 \text{ kN/m}^3$ ; ίδιο βάρος σκυροδέματος  $25 \text{ kN/m}^3$ ; φορτίο επικαλύψεων:  $1.50 \text{ kN/m}^2$ ; κινητό φορτίο:  $2.00 \text{ kN/m}^2$ .

Για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής της λιθοδομής, χρησιμοποιήθηκε η ακόλουθη Σχέση (Ο.Α.Σ.Π., 2016):

$$f_{wc} = \xi \cdot \left[ \left( \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_{bc}} - f_o \right) + \lambda \cdot f_{mc} \right] \quad (1)$$

όπου

- $f_{wc}$  η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας  
 $V_m, V_w$  ο όγκος του κονιάματος και της τοιχοποιίας, αντίστοιχα  
 $f_{bc}$  η θλιπτική αντοχή των λίθων  
 $\lambda$  δείκτης συνάφειας μεταξύ των λίθων και του κονιάματος. Μπορεί να ληφθεί 0.50 για τραχείς λίθους και 0.1 για πολύ λείους λίθους  
 $f_o$  συντελεστής (MPa), με τον οποίο συνυπολογίζεται ο βαθμός λάξευσης των λίθων. Λαμβάνει τις ακόλουθες τιμές:  
 0.00 για λαξευτή λιθοδομή  
 0.50 – 1.00 για λιθοδομή από ημικανονικούς λίθους  
 1.50 – 2.50 για αργολιθοδομή, ανάλογα με την ποιότητα δομήσεως  
 $\xi$  συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη δυσμενή επιρροή του πάχους των αρμών κονιάματος, όπου:  
 $\xi = 1 : [1 + 3.5 \cdot (k - k_0)] < 1.0$   
 $k = (\text{όγκος κονιάματος}) / (\text{όγκος τοιχοποιίας}) = V_m / V_w$   
 $k_0 = 0.30$   
 εάν  $V_m / V_w < 0.30$  τότε λαμβάνεται  $\xi = 1.0$

Θεωρώντας μέτρια τραχύτητα λίθων,  $\lambda = 0.25$ . Οι λίθοι που χρησιμοποιήθηκαν είναι δεν έχουν λαξευτεί και η ποιότητα δόμησης είναι μέτρια, συνεπώς,  $f_o = 2.0$ . Ο λόγος του όγκου του κονιάματος προς τον όγκο της τοιχοποιίας είναι μικρότερος από 0.30, συνεπώς,  $\xi = 1.00$ .

Για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής της λιθοδομής χρησιμοποιήθηκε η ακόλουθη Σχέση (Ο.Α.Σ.Π., 2016):

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot (2 \cdot \lambda_e \cdot \delta \cdot f_{c,e} + \lambda_i \cdot f_{c,i}) / (1 + 2 \cdot \delta) \quad (2)$$

όπου

- $\delta$  ο λόγος του πάχους της εξωτερικής παρειάς προς το πάχος του υλικού πλήρωσης.

$f_{c,e}, f_{c,i}$	η θλιπτική αντοχή των εξωτερικών παρειών και του υλικού πλήρωσης, αντίστοιχα
$\lambda_e, \lambda_i$	εμπειρικοί συντελεστές, οι οποίοι λαμβάνουν υπόψη την αλληλεπίδραση των εξωτερικών παρειών και του υλικού πλήρωσης. Λαμβάνονται ίσοι με 0.80 and 1.20, αντίστοιχα
$\gamma_{Rd}$	δείκτης αβεβαιότητας, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.50

Το κτήριο έχει κατασκευαστεί από μικτή λιθοδομή με συνολικό πάχος 60 cm και πάχος 20 cm για κάθε στρώση. Εφαρμόζοντας τις Σχέσεις (1) και (2) υπολογίζεται η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας:  $f_{wc} = 1.84 \text{ MPa}$ .

Η τιμή της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας λήφθηκε:  $f_{v0} = 0.028 \text{ MPa}$ . Το μέτρο ελαστικότητας υπολογίστηκε μέσω της θλιπτικής αντοχής της λιθοδομής, σύμφωνα με την ακόλουθη Σχέση (3). Η τιμή του προέκυψε:  $E_{wc} = 1.84 \text{ GPa}$ .

$$E_{wc} = 1000 \cdot f_{wc} \quad (3)$$

Το επίπεδο γνώσης θεωρήθηκε ως "KL1: Περιορισμένη γνώση" σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8-3 (EN 1998, 2014), δεδομένου ότι ο αριθμός των δοκιμών που πραγματοποιήθηκαν ήταν περιορισμένος. Συνεπώς, η τιμή του συντελεστή εμπιστοσύνης είναι:  $CF_{KL1} = 1.35$ . Ωστόσο, για να αξιολογηθεί η επιρροή του στα αποτελέσματα, οι υπολογισμοί επαναλήφθηκαν για το υψηλότερο επίπεδο γνώσεων "KL3: Πλήρης γνώση". Στην περίπτωση αυτή, η τιμή του συντελεστή εμπιστοσύνης είναι:  $CF_{KL3} = 1,00$ .

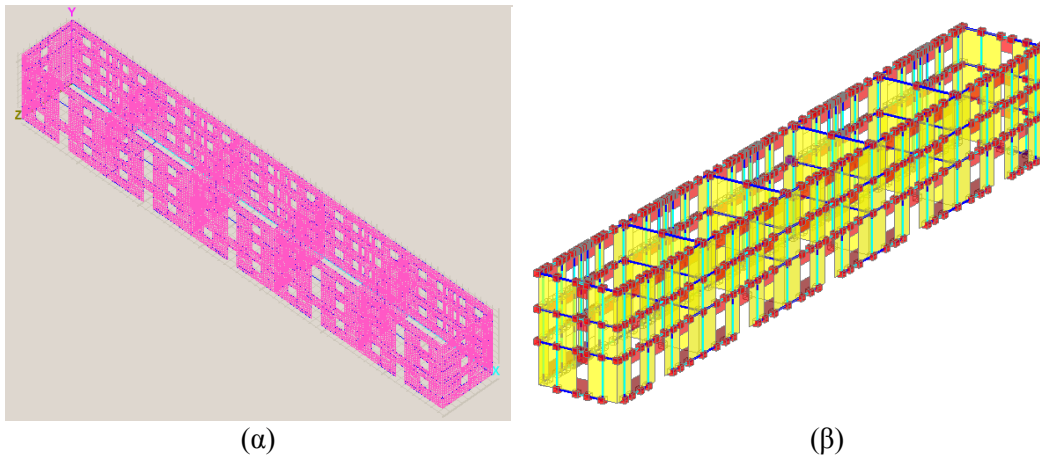
Η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής πραγματοποιήθηκε για τα τρία διαφορετικά σεισμικά φορτία σύμφωνα με τις απαιτήσεις των τριών διαφορετικών αντισεισμικών κανονισμών που έχουν εφαρμοστεί στην Ελλάδα κατά τις τελευταίες έξι δεκαετίες: (i) Αντισεισμικός κανονισμός του 1959 (Β.Δ., 1959); (ii) Αντισεισμικός κανονισμός του 1985 (Ο.Α.Σ.Π., 1984); (iii) Ευρωκώδικας 8-1 (EN 1998, 2014).

### Δυναμική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης

Όπως αναφέρθηκε νωρίτερα, για την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης οι φέροντες τοίχοι προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Το προσομοίωμα της κατασκευής παρουσιάζεται στο Σχήμα 4(α).

Σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 (Β.Δ., 1959) η μέγιστη επιτάχυνση απόκρισης της κατασκευής για επικινδυνότητα εδάφους (α) είναι  $\varepsilon = 0.07g$ . Ο αντισεισμικός κανονισμός του 1985 (Ο.Α.Σ.Π., 1984) ορίζει ως μέγιστη

επιτάχυνση απόκρισης την ίδια τιμή,  $\varepsilon = 0.07g$ , η οποία αυξήθηκε σε  $\varepsilon = 0,07 \cdot 1.5 = 0.105g$  με τη θεώρηση ότι η σπουδαιότητα του κτηρίου είναι μεγάλη. Το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει μειώνοντας το ελαστικό μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς  $q = 1.5$ .



**Σχήμα 4.** (α) Τρισδιάστατο προσομοίωμα του κτηρίου με χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων. (β) Τρισδιάστατο προσομοίωμα του κτηρίου με χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων.

Για τις απαιτήσεις του σύγχρονου αντισεισμικού κανονισμού, το φάσμα σχεδιασμού ορίζεται στον Ευρωκώδικα 8-1 (EN 1998, 2014) για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I και συντελεστή συμπεριφοράς  $q = 1.5$  για άοπλη τοιχοποιία.

Από την αποτίμηση της κατασκευής για σεισμική φόρτιση σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 (B.Δ., 1959) και για στάθμη επιτελεστικότητας οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (DL) παρατηρήθηκε σημαντικός αριθμός αστοχιών, τόσο σε κάμψη όσο και σε διάτμηση, στο 45% περίπου των πεσσών. Συνεπώς, η κατασκευή είναι ανεπαρκής για οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (DL) ακόμη και για τη χαμηλότερη σεισμική φόρτιση.

#### **Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover)**

Η διαφραγματική λειτουργία των πατωμάτων καθώς και η κατά κύριο λόγο μεταφορική κίνηση του κτηρίου σε σεισμό καθιστά την ανελαστική στατική ανάλυση αξιόπιστη μέθοδο ανάλυσης για την αποτίμηση της κατασκευής (DR, 226/02/2011). Η ανελαστική στατική ανάλυση αποτιμά την κατασκευή με μεγαλύτερη ακρίβεια για την οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (SD) και

ταυτόχρονα επιτρέπει την εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς,  $q$ , του φορέα (Σπυράκος, 2004), (Spyrakos 2015a), (Spyrakos, 2015b). Όπως αναφέρθηκε νωρίτερα, για την ανελαστική στατική ανάλυση οι φέροντες τοίχοι προσομοιώθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία. Το προσομοίωμα της κατασκευής παρουσιάζεται στο Σχήμα 4(β).

Για την πραγματοποίηση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης χρησιμοποιούνται τα ελαστικά φάσματα απόκρισης για τις τρεις περιπτώσεις της σεισμικής δράσης. Η μέγιστη επιτάχυνση ελαστικής απόκρισης της κατασκευής είναι  $\varepsilon = 0.07 \cdot 1.5 = 0.105g$  για τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 (Β.Δ., 1959). Για τον αντισεισμικό κανονισμό του 1985 (Ο.Α.Σ.Π., 1984) η μέγιστη επιτάχυνση ελαστικής απόκρισης της κατασκευής είναι  $\varepsilon = 0.105 \cdot 1.5 = 0.1575g$ .

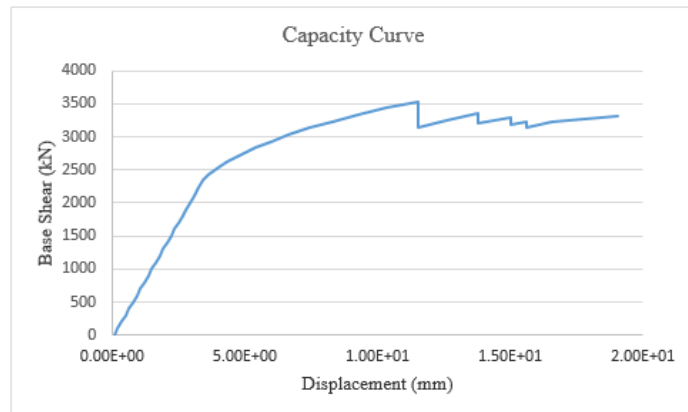
Για τις απαιτήσεις του σύγχρονου αντισεισμικού κανονισμού, το ελαστικό φάσμα ορίζεται στον Ευρωκώδικα 8-1 (EN 1998, 2014) για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I.

Η ανελαστική στατική ανάλυση πραγματοποιείται χρησιμοποιώντας δύο κατανομές οριζόντιων φορτίων καθ' ύψος: (i) “ιδιομορφή κατανομή” (Α) ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση (ii) “ομοιόμορφη κατανομή” (Β) βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).

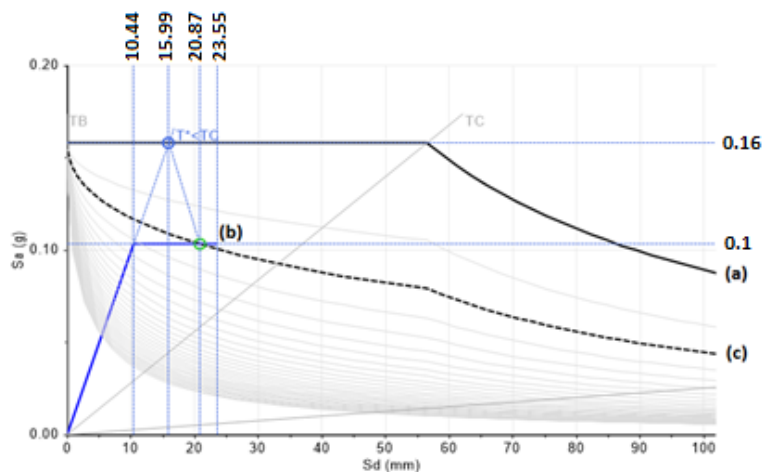
Από την αποτίμηση της κατασκευής για σεισμική φόρτιση βάσει του αντισεισμικού κανονισμού του 1985 (Ο.Α.Σ.Π., 1984) και οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (SD), υπολογίστηκε η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής. Μια ενδεικτική καμπύλη ικανότητας για το πολυβάθμιο σύστημα παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.

Στο Σχήμα 6 παρουσιάζεται μια διγραμμική καμπύλη φέρουσας ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, από τις δεκαέξι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν συνολικά. Στην ανάλυση αυτή εφαρμόζεται η φόρτιση του αντισεισμικού κανονισμού του 1985 (Ο.Α.Σ.Π., 1984). Συμπεραίνεται ότι η κατασκευή επαρκεί για τον αντίστοιχο σεισμό σχεδιασμού.

Θα πρέπει επίσης να αναφερθεί ότι αντίστοιχες αναλύσεις κατέληξαν ότι η κατασκευή δεν επαρκεί για τη σεισμική φόρτιση που ορίζει ο Ευρωκώδικας 8-1 (EN 1998, 2014).



**Σχήμα 5.** Ενδεικτική καμπύλη ικανότητας για το σεισμικό φορτίο του συνδυασμού Y + 0,3X για την ιδιομορφική κατανομή.



**Σχήμα 6.** Διγραμμική καμπύλη ικανότητας και στοχευόμενη μετακίνηση για τη σεισμική φόρτιση του συνδυασμού X+0.3Y με ιδιομορφική κατανομή. (a) 1985 ελαστικό φάσμα; (b) διγραμμική καμπύλη ικανότητας; (c) 1985 μη-γραμμικό φάσμα.

### Κινηματική Ανάλυση

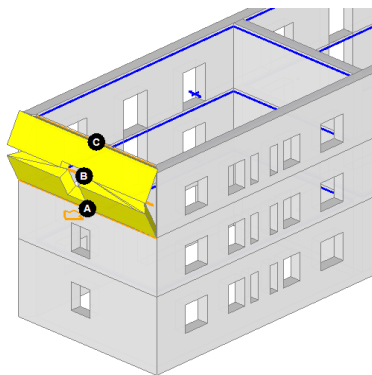
Η κινηματική ανάλυση αποτελεί μέθοδο ελέγχου μιας κατασκευής έναντι τοπικών μηχανισμών αστοχίας. Η κινηματική ανάλυση πρέπει πάντοτε να προηγείται των αναλύσεων οι οποίες θεωρούν ότι το κτήριο συμπεριφέρεται ως “ενιαίο σύνολο” (DR, 226/02/2011), (Spyrakos 2015a), (D’ Ayala, 2003). Αρχικά θεωρείται ένας τοπικός μηχανισμός αστοχίας και στη συνέχεια μέσω κινηματικής ανάλυσης υπολογίζεται η εδαφική επιτάχυνση για την οποία μπορεί να αναπτυχθεί ο μηχανισμός αυτός, θεωρώντας τα επιμέρους τμήματα της τοιχοποιίας ως άκαμπτα σώματα (macro elements). Εάν η επιτάχυνση σχηματισμού του κινηματικού



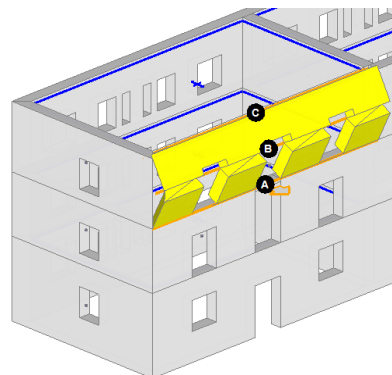
μηχανισμού αστοχίας προκύψει χαμηλότερη της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού, τότε απαιτούνται μέτρα για την αποφυγή τοπικής αστοχίας.

Με δεδομένο ότι στις στάθμες των ορόφων υπάρχουν άκαμπτα διαφράγματα, δηλαδή πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος οι οποίες καλύπτουν το σύνολο της κάτοψης, ένας μικρός αριθμός μηχανισμών αστοχίας μπορεί να ενεργοποιηθεί. Ενδεικτικές μορφές μηχανισμών αστοχίας παρουσιάζονται στα Σχήματα 7-8.

Το αποτέλεσμα της κινηματικής ανάλυσης, για κάθε έναν από τους ενδεχόμενους μηχανισμούς, είναι ότι η επιτάχυνση που ενεργοποιεί τους μηχανισμούς είναι μεγαλύτερη ακόμα και από την επιτάχυνση του Ευρωκώδικα 8-1 (EN 1998, 2014). Συγκεκριμένα, η εδαφική επιτάχυνση σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8-1 (EN 1998, 2014) είναι  $a_g = 1.0 \cdot 0.16 = 0.16g$ , ενώ η ελάχιστη επιτάχυνση που ενεργοποιεί το Μηχανισμό 1 είναι  $a_g = 0.847g$ . Συνεπώς, δεν απαιτούνται μέτρα για την αποφυγή τοπικών μηχανισμών αστοχίας.



Σχήμα 7: Μηχανισμός 1.



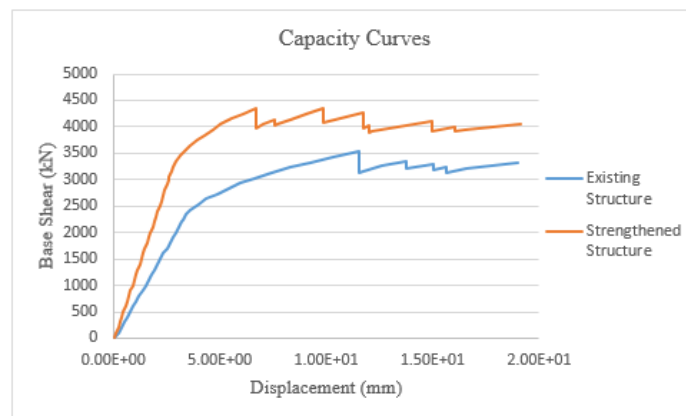
Σχήμα 8: Μηχανισμός 2.

## ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Όσον αφορά τις επεμβάσεις, σε διατηρητέα κτήρια συνήθη πρακτική αποτελεί η εφαρμογή περιορισμένων επεμβάσεων, συμβατών με τα ιδιαίτερα αρχιτεκτονικά και ιστορικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Το θέμα αυτό αναπτύσσεται σε έκταση στο (Σπυράκος, 2015). Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι η κατασκευή επαρκεί για τα σεισμικά φορτία παλαιότερων αντισεισμικών κανονισμών. Συνεπώς, οι επεμβάσεις στοχεύουν στην ενίσχυση της κατασκευής με σκοπό να συμμορφωθεί όσο το δυνατόν περισσότερο με τον Ευρωκώδικα 8-1 (EN 1998, 2014), εφαρμόζοντας τις ελάχιστες δυνατές επεμβάσεις.

Προτεινόμενες επεμβάσεις για την αναβάθμιση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής περιλαμβάνουν: ομογενοποίηση της μικτής τοιχοποιίας με έγχυση κονιάματος κατάλληλης σύνθεσης, με αρμολόγημα και στις δύο όψεις της τοιχοποιίας, καθώς και η επισκευή των μελών οπλισμένου σκυροδέματος, όπου απαιτείται (Σπυράκος, 2004), (Ο.Α.Σ.Π., 2017).

Από την αποτίμηση της ενισχυμένης κατασκευής υπό σεισμική φόρτιση κατά τον Ευρωκώδικα 8-1 (EN 1998, 2014) και για οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (SD), η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής πριν και μετά την εφαρμογή των προτεινόμενων επεμβάσεων παρουσιάζεται στο Σχήμα 9. Η ανελαστική στατική ανάλυση ανέδειξε ότι η κατασκευή παραμένει ανεπαρκής για τα σεισμικά φορτία σύμφωνα με τον Eurocode 8-1 (EN 1998, 2014). Συνεπώς, εφόσον είναι επιθυμητή η περαιτέρω ενίσχυση της κατασκευής, ώστε να συμμορφώνεται στις απαιτήσεις του ισχύοντος αντισεισμικού κανονισμού (EN 1998, 2014), θα απαιτηθούν πρόσθετα μέτρα ενίσχυσης, τα οποία όμως θα πρέπει να σέβονται τον ιστορικό της χαρακτήρα (UNESCO, 1964), (Σπυράκος, 2015), (Spyrakos 2013).



**Σχήμα 9:** Ενδεικτικές καμπύλες ικανότητας πριν και μετά την εφαρμογή των προτεινόμενων επεμβάσεων για το σεισμικό φορτίο του συνδυασμού  $Y + 0.3X$  με την ιδιομορφική κατανομή.

## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Για την αξιολόγηση του ιστορικού συγκροτήματος των «Προσφυγικών» στο κέντρο της Αθήνας πραγματοποιήθηκε μια σειρά επιτόπου δοκιμών για την εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών των φερουσών λιθοδομών και τη διαπίστωση του τρόπου δόμησης.

Πραγματοποιήθηκε σειρά αναλύσεων: (1) Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, (2) Ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) και (3) Κινηματική ανάλυση, προκειμένου να αποτιμηθεί η επάρκεια της υπάρχουσας και της ενισχυμένης κατασκευής. Διαπιστώνεται και προτείνεται:

- Το ιστορικό συγκρότημα από φέρουσα τοιχοποιία “Προσφυγικά” δεν επαρκεί για στάθμη επιτελεστικότητας περιορισμένων βλαβών (DL). Για στάθμη επιτελεστικότητας σημαντικών βλαβών (SD) επαρκεί για τη σεισμική φόρτιση σύμφωνα με τους αντισεισμικούς κανονισμούς (1959 (Β.Δ., 1959) και 1985 (Ο.Α.Σ.Π., 1984)). Προτείνεται κατ’ ελάχιστον αρμολόγημα και ομογενοποίηση της λιθοδομής.
- Για αντισεισμική αναβάθμιση του φορέα στα επίπεδα του Ευρωκώδικα 8 (EN 1998, 2014) θα χρειαστούν πρόσθετες επεμβάσεις, πάντοτε σεβόμενες τα αρχιτεκτονικά και ιστορικά του χαρακτηριστικά.

## ΑΝΑΦΟΡΕΣ

### *Βιβλία*

Spyrakos C.C., “Finite Element Modelling in Engineering Practice”, Pittsburgh, PA, USA, Algor Publishing Division, (1995).

Spyrakos C.C., Raftoyiannis J., “Linear and Nonlinear Finite Element Analysis”, Pittsburgh, PA, USA, Algor Publishing Division, (1997).

Σπυράκος Κωνσταντίνος, “Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία”, Εκδόσεις ΤΕΕ, Αθήνα, (2004).

### *Πρότυπα (Standards)*

Βασιλικό Διάταγμα, “Περί Αντισεισμικού Κανονισμού Δομικών Έργων”, ΦΕΚ 36Α (26/02/1959).

UNESCO, “Χάρτης της Βενετίας”, (1964)

Ο.Α.Σ.Π., “Τροποποίηση και Συμπλήρωση του Β.Δ. της 19/26 Φεβρουαρίου 1959 “Περί Αντισεισμικού Κανονισμού Δομικών Έργων””, ΦΕΚ 239Β (16/04/1984).

DR (226/02/2011): Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008.

ΕΛΟΤ EN 1998, ΦΕΚ 1457Β (05/07/2014).

Ο.Α.Σ.Π., “Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ)”, (2016). (Υπό ανάπτυξη)

Ο.Α.Σ.Π., “Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)”, ΦΕΚ 2984Β (30/08/2017).

*Άρθρα σε επιστημονικά συνέδρια*

Spyrakos C.C., Pugi F., Maniatakis C.A., Francioso A., “Evaluation of the Dynamic Response of a Historic Byzantine crossed-dome church through Block joint and Kinematic analysis.” In proceedings of COMPDYN 2015, 5<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering 2015, Crete island, Greece, 25-27 May (2015).

Σπυράκος Χ.Κ., “Σύγχρονες Προσεγγίσεις για την Αντισεισμική Προστασία Κτισμάτων Πολιτιστικής Κληρονομιάς - Ανασκόπηση - Πρόταση”, Πρακτικά 4<sup>ο</sup> Πανελλήνιου Συνεδρίου Αναστηλώσεων, Θεσσαλονίκη Νοέμβριος 26-28 (2015).

*Κεφάλαια σε βιβλία*

Spyrakos C.C., Maniatakis C.A., Kiriakopoulos P., Francioso A., Taflampas I.M., “Performance of a post-Byzantine triple-domed basilica under near and far fault seismic loads: Analysis and intervention.” In Asteris P.G. and Plevris V. eds. “Handbook of Research on Seismic Assessment and Rehabilitation of Historic Structures.” IGI Global Editions, (2015); Vol. II: 831-867.

*Άρθρα σε επιστημονικά περιοδικά*

D’ Ayala D., Speranza E., “Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of historic masonry buildings.” Earthquake spectra, 19(3), 479-509, (2003).

Spyrakos C.C., Toulaitos P., Patsilivas D., Pelekis G., Xampesis A., Maniatakis C.A., “Seismic analysis and retrofit of a historic masonry building, In S. Syngellakis Editor, Retrofitting of Heritage Structures – Design and evaluation of strengthening techniques” (pp. 65-74), Southampton, UK: Wessex Institute of Technology Press, (2013).