

Διερεύνηση της Επιρροής της Μεθόδου Ανάλυσης στη Αποτίμηση και Ενίσχυση Κτιρίου Investigation of the Influence of Analysis Method in the Assessment and Strengthening of a Building

Ανδρέας Ι. ΚΑΠΠΟΣ¹, Κοσμάς Χ. ΣΤΥΛΙΑΝΙΔΗΣ², Λεωνίδας Αλέξανδρος
Σ. ΚΟΥΡΗΣ³

*Λέξεις κλειδιά: Ελαστική ανάλυση, Καθολικός δείκτης q , Τοπικός δείκτης m ,
Αποτίμηση, Ενίσχυση*

ΠΕΡΙΛΗΨΗ : Σκοπός της εργασίας είναι να διερευνηθεί ο βαθμός στον οποίο διαφοροποιείται αφενός το αποτέλεσμα της αποτίμησης και αφετέρου το σχήμα ενίσχυσης ενός κτιρίου από την εφαρμογή διαφορετικών μεθόδων ανάλυσης που προβλέπονται από τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ). Το κτίριο που μελετάται κτίστηκε γύρω στο 1930 και αναλύεται με τη στατική και με τη δυναμική μέθοδο, τόσο με καθολικό (q) όσο και τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς. Από τις επιλύσεις προκύπτουν εκτεταμένες ανεπάρκειες στα δομικά στοιχεία του κτιρίου. Οι αστοχίες συγκρίνονται για κάθε μέθοδο ανάλυσης βάσει του δείκτη ανεπαρκείας λ . Από την ανάλυση των αστοχιών του φορέα προκύπτει το σχήμα ενίσχυσης. Με βάση την εικόνα αστοχιών που προκύπτει από την αποτίμηση προτείνεται σε αδρές γραμμές ένα σχήμα ενισχύσεως του κτιρίου.

ABSTRACT : The work presented herein aims at investigating the degree to which the outcome of the assessment and the selection of the strengthening scheme for a building are affected by the use of different methods of analysis prescribed by the Greek Code for Interventions. The building studied was built in the 1930's and is analysed using the static and dynamic analysis methods with either global (q) or local (m) behaviour factors. From the results of the analyses it is seen that a large number of member failures are expected in the structure; predicted member failures are compared in terms of failure index λ . By studying the failures indicated by analysis, a strengthening scheme is proposed for the building.

¹ Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, email: ajkap@civil.auth.gr

² Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, email: kcstyl@civil.auth.gr

³ ΜΔΕ Πολιτικός Μηχανικός, Υποψήφιος Διδάκτορας, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, email: lakouris@civil.auth.gr

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το πρόβλημα της αποτίμησης και ενίσχυσης των υφισταμένων κατασκευών κυρίως έναντι σεισμικών δράσεων, που είναι ιδιαίτερα κρίσιμο για κτίρια που κατασκευάστηκαν πριν τη θέσπιση των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών, παραμένει ακόμη χωρίς πρακτική λύση (π.χ. έναρξη μεγάλων προγραμμάτων προσεισμικής ενίσχυσης), παρά την ύπαρξη λεπτομερών οδηγιών οι οποίες πρόσφατα ενσωματώθηκαν και σε κανονιστικά κείμενα (π.χ. ASCE/SEI, 2003, 2007, CEN, 2005).

Στην Ελλάδα πρόκειται σύντομα να θεσπισθεί ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων, το τελικό κείμενο του οποίου έχει ήδη δημοσιοποιηθεί από τον ΟΑΣΠ (2009). Για την αποτίμηση των υφισταμένων κατασκευών και τον έλεγχο των ενισχυμένων, ο ΚΑΝΕΠΕ υιοθετεί τέσσερις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης, τη στατική και τη δυναμική μέθοδο, με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς q ή με τοπικούς δείκτες συμπεριφοράς m , αντιστοίχως, καθώς και δύο ανελαστικές μεθόδους (στατική και δυναμική) που δεν εξετάζονται εδώ.

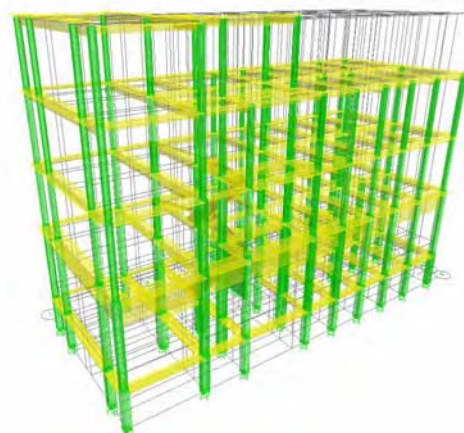
Προηγούμενες εργασίες διερεύνησαν τα θέματα της επιρροής (στο αποτέλεσμα της αποτίμησης) της στάθμης αξιοπιστίας των δεδομένων (Κάππος & Κουρής, 2006) και των παραδοχών σχετικά με τη δυσκαμψία (Κάππος κ.ά., 2008). Στην παρούσα εργασία γίνεται μία συγκριτική διερεύνηση του βαθμού στον οποίο διαφοροποιείται αφενός το αποτέλεσμα της αποτίμησης και αφετέρου το σχήμα ενίσχυσης ενός κτιρίου από την εφαρμογή διαφορετικών μεθόδων ανάλυσης που προβλέπονται από τον ΚΑΝΕΠΕ. Επιλέγεται ένα πραγματικό παλιό κτίριο που αναλύεται με τη στατική και με τη δυναμική μέθοδο, τόσο με καθολικό (q) όσο και τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς. Με βάση τις ανεπάρκειες στα δομικά στοιχεία που προκύπτουν από κάθε μέθοδο ανάλυσης, προτείνεται σχήμα ενίσχυσης του κτιρίου και γίνεται ένας πρώτος έλεγχός του.

ΤΟ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟ

Αντικείμενο της αποτίμησης και της ενίσχυσης αποτελεί ένα κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος (Ο/Σ), πρόσφατα κατεδαφισμένο, το οποίο κτίστηκε τη δεκαετία του 1930 στη Θεσσαλονίκη. Το κτίριο αποτελείτο από υπόγειο, τρεις ορόφους και υπερώο. Ο κύριος φέρων οργανισμός του κτιρίου (**Σχήμα 1**) ήταν πλαισιακό σύστημα Ο/Σ, με πλακοδοκούς ως οριζόντια στοιχεία (που ενίοτε λείπουν, οπότε και θεωρείται αντίστοιχο τμήμα της πλάκας) και ορθογωνικής διατομής στύλους ως κατακόρυφα. Χαρακτηριστικό του εξεταζομένου κτιρίου είναι η παρουσία ισχυρών τοίχων σε σχέση με το εύκαμπτο περιβάλλον πλαίσιο, οι διαστάσεις των διατομών του οποίου για τις σημερινές αντισεισμικές αντιλήψεις είναι εξαιρετικά ανεπαρκείς (π.χ. γωνιακοί στύλοι διαστάσεων μόλις 30×30cm). Το έδαφος θεμελίωσης κατατάσσεται στην κατηγορία Γ του ΕΑΚ (ΟΑΣΠ, 2000) με $T_2=0.8s$ και η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους έχει ληφθεί ίση προς 0.16g (Ζώνη Ι).



(α)



(β)

Σχήμα 1. Το υπό μελέτη κτίριο στη Θεσσαλονίκη: (α) ΒΑ άποψη του κτιρίου και (β) η προσομοίωση.

Για το κτίριο (**Σχήμα 1**) έχουν γίνει η διερεύνηση και η τεκμηρίωση του φέροντος οργανισμού. Σε γενικές γραμμές τα δεδομένα κατατάσσονται (βλ. και Κάππο-Κουρή 2006) στην «ικανοποιητική» Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) πλην της αντοχής σκυροδέματος που κατατάσσεται στην «ανεκτή» ΣΑΔ λόγω μικρού αριθμού πυρήνων. Ας σημειωθεί ότι για τον σεισμικό συνδυασμό η δράση των κατακόρυφων μόνιμων φορτίων λαμβάνεται υπ' όψιν με συντελεστή γ_g ίσο προς 1.10.

Τα βασικά μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών είναι τα εξής:

- Μέση θλιπτική αντοχή σκυροδέματος: 36MPa και συντελεστής ασφαλείας (Σ.Α.) $\gamma_m=1.20$ («ανεκτή» ΣΑΔ).
- Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος: 27 MPa και Σ.Α. $\gamma_m=1.65$ («ανεκτή» ΣΑΔ).
- Μέση εφελκυστική αντοχή χάλυβα: 220MPa και Σ.Α. $\gamma_m=1.10$ («ικανοποιητική» ΣΑΔ).
- Χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή χάλυβα: 202 MPa και Σ.Α. $\gamma_m=1.15$ («ικανοποιητική» ΣΑΔ).

Η μέση αντοχή χρησιμοποιείται στους ελέγχους σε όρους παραμορφώσεων και η χαρακτηριστική στους ελέγχους σε όρους δυνάμεων. Η σκοπούμενη στάθμη επιτελεσματικότητας για την αποτίμηση και την ενίσχυση είναι η 'προστασία ζωής'. Οι σεισμικές δυνάμεις προκύπτουν, ανάλογα με τη μέθοδο ανάλυσης, είτε από το φάσμα σχεδιασμού Φ_d του ΕΑΚ (ΟΑΣΠ, 2000) αλλά με τροποποιημένο τον εκθέτη σε 4/5 (αντί για 2/3), είτε με ελαστικό φάσμα Φ_e του ΕΑΚ. Δίδονται οι σχέσεις των φασμάτων για $T > T_2$ στην εξίσωση 1.

$$\Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\beta_0 \cdot \eta \cdot \theta}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{4/5}$$

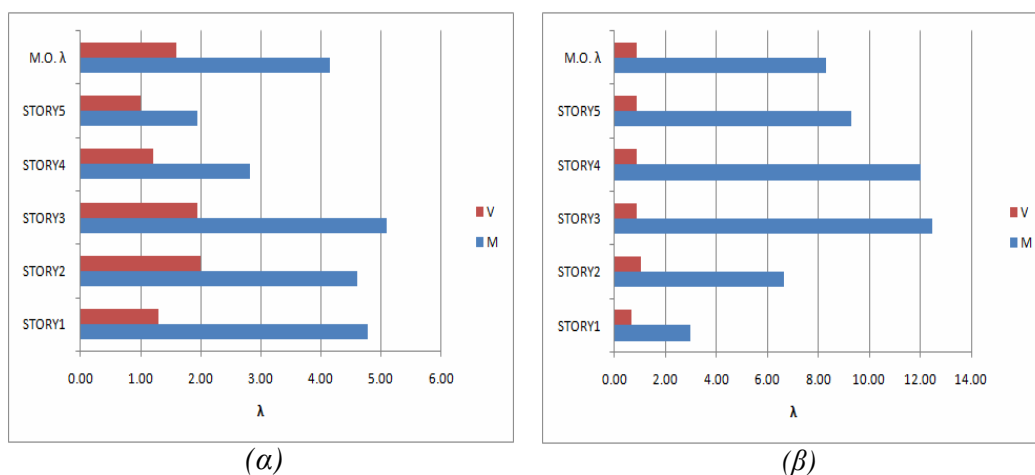
$$\Phi_e(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \beta_0 \cdot \eta \cdot \theta \cdot \frac{T_2}{T} \tag{1}$$

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ

Για την αποτίμηση της κατασκευής εφαρμόζονται οι ελαστικές μέθοδοι του ΚΑΝΕΠΕ με καθολικό (q) και τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς. Για τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των ελέγχων χρησιμοποιείται ο δείκτης ανεπάρκειας λ που ορίζεται ως ο λόγος του εντατικού μεγέθους ή παραμόρφωσης από τον κρίσιμο σεισμικό συνδυασμό προς τη διαθέσιμη αντίσταση.

Ελαστική Στατική Ανάλυση με Καθολικό Δείκτη Συμπεριφοράς q

Για τον υπολογισμό των σεισμικών δυνάμεων χρησιμοποιείται το φάσμα Φ_d . Οι σεισμικές τέμνουσες για q=1 δίδονται στον Πίνακα 1. Ο υπολογισμός των μεγεθών έντασης των δομικών στοιχείων προκύπτει από την εφαρμογή των τεμνουσών διηρημένων με τον q με τριγωνική κατανομή καθ' ύψος. Η επιρροή της στρέψης γίνεται με άσκηση στρεπτικής ροπής στο κέντρο μάζας κάθε ορόφου ίσης προς $2e_{\pi}F_i$. Οι έλεγχοι για τις ελαστικές μεθόδους (και με τους τοπικούς δείκτες m) γίνονται σε όρους δυνάμεων με τις χαρακτηριστικές τιμές ανοχών.



Σχήμα 2. Οι δείκτες ανεπάρκειας λ σε κάμψη (M) και διάτμηση (V): (α) των δοκών και (β) των υποστυλωμάτων του κτιρίου, όπως προκύπτουν από την ελαστική στατική ανάλυση (q).

Η δυσκαμψία των δομικών στοιχείων του κτιρίου λαμβάνεται κατά τον ΕΑΚ (ΟΑΣΠ, 2000) και κυμαίνεται από 40% έως 80% της αρηγμάτωτης διατομής αναλόγως με το είδος και τη θέση του δομικού στοιχείου. Ο καθολικός δείκτης συμπεριφοράς για στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής», εφαρμοσθέντα κανονισμό προ του 1985, ευμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων και απουσία ουσιαδών βλαβών σε πρωτεύοντα στοιχεία ελήφθη ίσος προς 1.7 κατά ΚΑΝΕΠΕ.

Πίνακας 1. Θεμελιώδεις ασύζευκτες ιδιοπερίοδοι (s) στις δύο κύριες διευθύνσεις X και Y του φορέα και ελαστική τέμνουσα βάσης (kN).

	Ασύζευκτη θεμελιώδης ιδιοπερίοδος			
	Δ/νση X	Δ/νση Y	V _{elastic,X}	V _{elastic,Y}
Δυσκαμψία 25% ¹	1.34	1.74	2816	2280
Δυσκαμψίες ΕΑΚ ¹	0.86	1.16	4004	3150
Δυσκαμψίες ΚΑΝΕΠΕ ²	1.75	2.72	1943	1249

¹ Οι τέμνουσες από το φάσμα Φ_d για q=1

² Οι τέμνουσες από το φάσμα Φ_e

Στο **Σχήμα 2** φαίνονται τα ποσοστά εξάντλησης των δοκών και των Y/Σ του κτιρίου. Σημειώνεται ότι από τους ελέγχους μόνο 7 δοκοί στις 203 συνολικά (~3%) και 4 Y/Σ στα 141 (~3%) πληρούν τα κριτήρια αντοχής. Από τη σύγκριση μεταξύ δοκών και Y/Σ προκύπτει ότι τα Y/Σ έχουν μικρή ικανότητα σε κάμψη (υψηλός βαθμός εξάντλησης, λ αρκετά μεγαλύτερο από 1) και κατά συνέπεια μικρή δυνατότητα παραλαβής ικανοτικής ροπής (λ κάτω από 1) σε αντίθεση με τις δοκούς που παραλαμβάνουν κάπως μεγαλύτερη ροπή με αποτέλεσμα οι δείκτες ανεπαρκείας σε τέμνουσα να είναι πιο μεγάλοι (λ πάνω από 1). Είναι χαρακτηριστικό ότι σε αυτό το κτίριο του 1930 αποφεύγονται ψαθυρές μορφές αστοχίας (σε τέμνουσα) χωρίς να έχει δοθεί ιδιαίτερη έμφαση στον οπλισμό διάτμησης, λόγω της ασθενούς όπλισης έναντι κάμψης.

Ελαστική Στατική Ανάλυση με Τοπικούς Δείκτες Συμπεριφοράς m

Στην περίπτωση ελέγχου βάσει των τοπικών δεικτών m είναι απαραίτητο η δυσκαμψία να αντιστοιχεί στη διαρροή του δομικού στοιχείου διότι η μέθοδος έχει ως κύριο (αλλά έμμεσο) στόχο τον έλεγχο των μετακινήσεων. Ο υπολογισμός της ενεργού δυσκαμψίας γίνεται βάσει της εξίσωσης 2 στην οποία M_y και θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής, αντίστοιχα, στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου και το μήκος L_s είναι ο λόγος διάτμησης M/V στην ακραία διατομή του στοιχείου, δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών. Οι δυσκαμψίες που προκύπτουν για το συγκεκριμένο κτίριο κυμαίνονται μέχρι περίπου 10% της αρηγμάτωτης διατομής για τις δοκούς και περίπου 15-20% για τα Y/Σ.

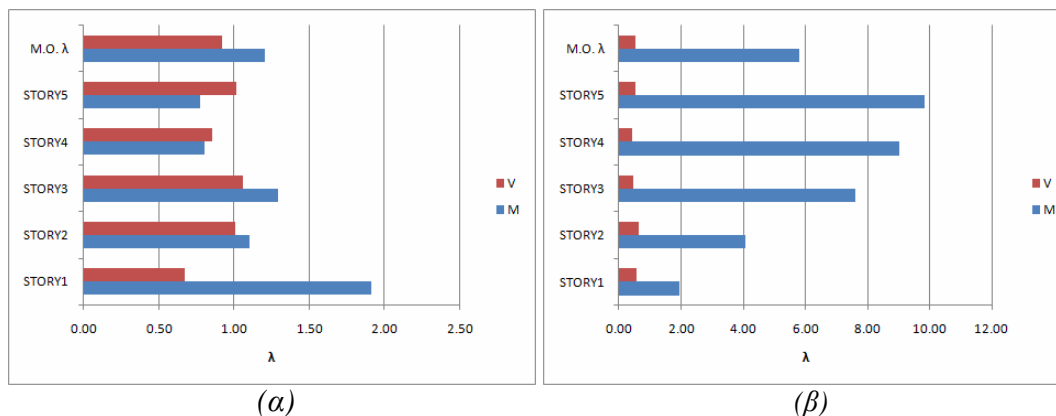
$$EI = \frac{M_y L_s}{3\theta_y} \quad (2)$$

Ο υπολογισμός των σεισμικών δυνάμεων γίνεται βάσει της εξίσωσης 3 στην οποία χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα Φ_e . Ο υπολογισμός των μεγεθών έντασης των δομικών στοιχείων προκύπτει από την άθροιση της έντασης λόγω των κατακορύφων φορτίων και της έντασης λόγω των σεισμικών φορτίων διηρημένης με τον m κάθε στοιχείου.

$$V = C_1 \cdot C_m \cdot \Phi_e \cdot W \quad (3)$$

Ο συντελεστής C_1 είναι 1 και ο συντελεστής C_m είναι 0.9 (Κεφ. 5 ΚΑΝΕΠΕ). Συνεπώς, η τέμνουσα ελέγχου για την ανάλυση προκύπτει από τον πολλαπλασιασμό της ελαστικής V του Πίνακα 1 με τον συντελεστή 0.9.

Ο τοπικός δείκτης m εκάστου δομικού στοιχείου που αντιπροσωπεύει την πλαστιμότητά του υπολογίζεται ως ο μέσος όρος των τιμών σε 2 θέσεις (στις δοκούς αριστερά-δεξιά, και στα υποστυλώματα άνω-κάτω).



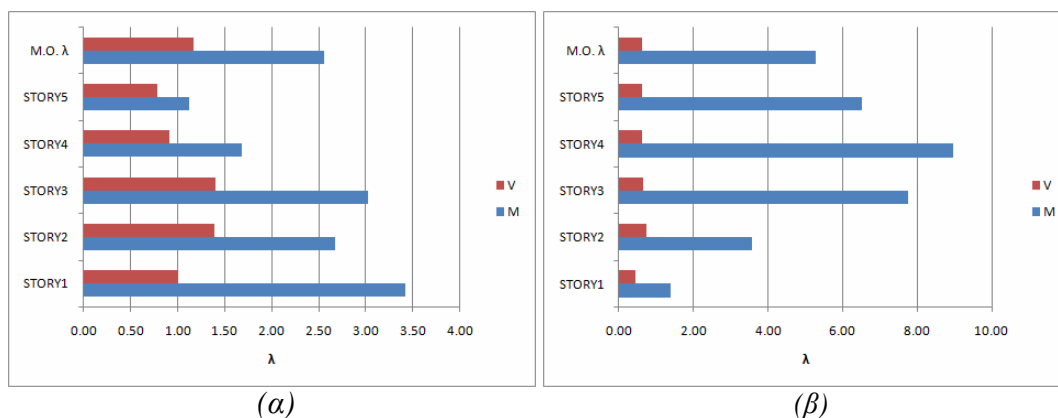
Σχήμα 3. Οι δείκτες ανεπαρκείας λ σε κάμψη και διάτμηση: (α) των δοκών και (β) των υποστυλωμάτων του κτιρίου, όπως προκύπτουν από την ελαστική στατική ανάλυση (m).

Στο **Σχήμα 3** δίδονται οι δείκτες ανεπάρκειας που προκύπτουν από τη στατική ανάλυση με τους δείκτες m . Είναι προφανές ότι η ορθολογικότερη εκτίμηση αφ' ενός της ελαστικής δυσκαμψίας αφ' ετέρου της τοπικής πλαστιμότητας επιτρέπει την ορθότερη κατανομή των δυνάμεων με συνέπεια να υπάρχει μεγαλύτερη σύγκλιση (οι μ.ο. είναι πιο κοντά) μεταξύ των λ σε ροπή και σε τέμνουσα σε αυτήν τη μέθοδο απ' ό,τι στην ελαστική με τον καθολικό δείκτη q (**Σχήμα 2**). Από την ανάλυση προκύπτει ότι ένας πολύ μικρός αριθμός δοκών 30 (~15%) και Y/Σ 5 (~4%) ικανοποιούν τους ελέγχους.

Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με Καθολικό Δείκτη Συμπεριφοράς q

Για τον υπολογισμό των σεισμικών δυνάμεων χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού Φ_d . Η επιρροή της στρέψης γίνεται με μετάθεση της μάζας και της μαζικής ροπής κάθε ορόφου σε απόσταση ίση προς e_{π} . Η άθροιση των ιδιομορφικών μεγεθών γίνεται με τον κανόνα της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας. Τα ταυτόχρονα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται από την εφαρμογή του φάσματος ξεχωριστά σε δύο διευθύνσεις σε αναλογία 100 προς 30 σε κάθε μία και υπολογισμό όλων των προκύπτων συνδυασμών.

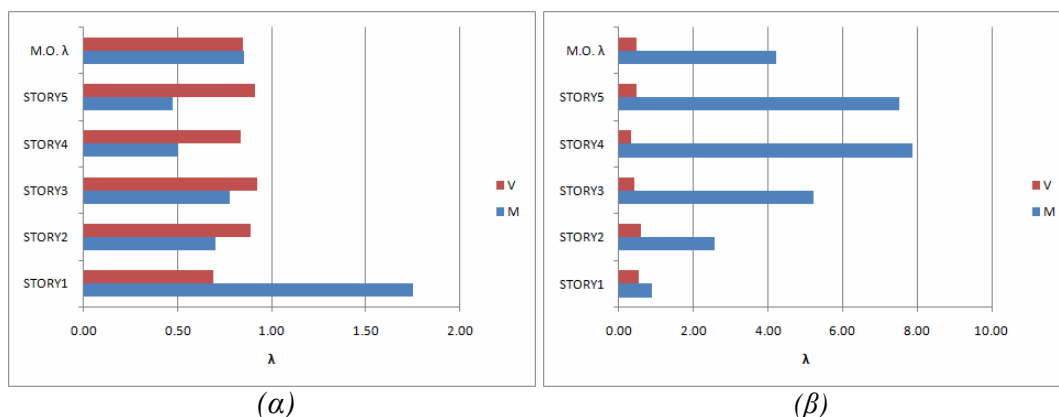
Από τη σύγκριση των **Σχημάτων 2 και 4** φαίνεται ότι η στατική ανάλυση δίδει πιο δυσμενή αποτελέσματα, όπως αναμενόταν. Συγκεκριμένα στην περίπτωση της στατικής ανάλυσης ο μ.ο. του λ για δοκούς σε κάμψη είναι 3.70 όταν για τη δυναμική ανάλυση προκύπτει 2.55, και αντίστοιχα σε τέμνουσα είναι 1.48 και 1.17. Η σύγκριση των λ για τα Y/Σ οδηγεί σε παρόμοια συμπεράσματα.



Σχήμα 4. Οι δείκτες ανεπαρκείας λ σε κάμψη και διάτμηση: (α) των δοκών και (β) των υποστρωμάτων του κτιρίου, όπως προκύπτουν από την ελαστική δυναμική ανάλυση (q).

Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με Τοπικούς Δείκτες Συμπεριφοράς m

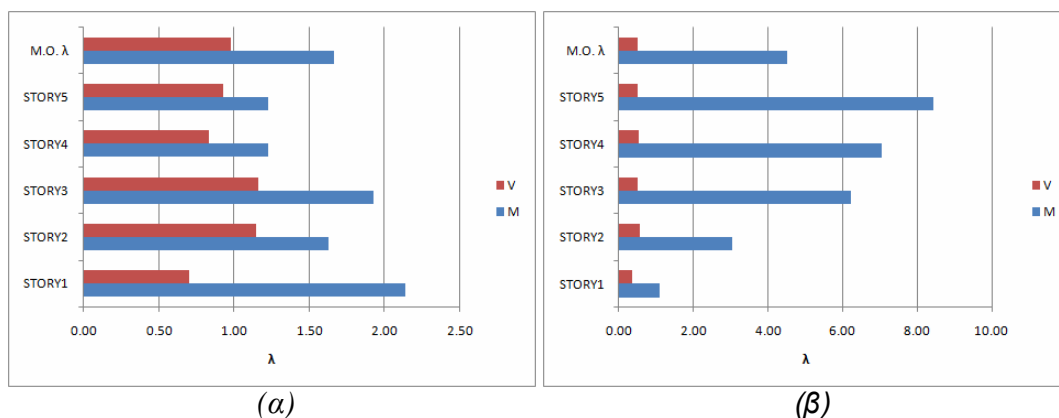
Στη δυναμική ανάλυση με τους τοπικούς δείκτες χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα Φ_e πολλαπλασιασμένο επί τους συντελεστές της εξίσωσης 3. Στο **Σχήμα 5** δίνονται οι δείκτες ανεπάρκειας λ των δοκών και των Y/Σ . Είναι χαρακτηριστικό ότι γενικά οι δοκοί έχουν μ.ο. λ μικρότερο της μονάδος που προσανατολίζει προς αρκετά ηπιότερες επεμβάσεις. Από τις 203 δοκούς του κτιρίου εμφανίζουν υπέρβαση της αντοχής σε κάποιον από τους ελέγχους οι 163 (~80%). Τα Y/Σ εξακολουθούν να είναι ιδιαίτερα ασθενή σε κάμψη αλλά επαρκή σε τέμνουσα (αντίστοιχα με τα αποτελέσματα της μεθόδου q). Μόνο ένα μικρό ποσοστό της τάξεως ~14% (20 στα 141) εμφανίζεται να ικανοποιεί τους ελέγχους αστοχίας, το οποίο ωστόσο είναι αυξημένο σε σχέση με τις προηγούμενες μεθόδους.



Σχήμα 5. Οι δείκτες ανεπαρκείας λ σε κάμψη και διάτμηση (α) των δοκών και (β) των υποστυλωμάτων του κτιρίου, όπως προκύπτουν από την ελαστική δυναμική ανάλυση (m).

Ελαστική Ανάλυση με Καθολικό Δείκτη Συμπεριφοράς q και Δυσκαμψίες κατά ΚΑΝΕΠΕ

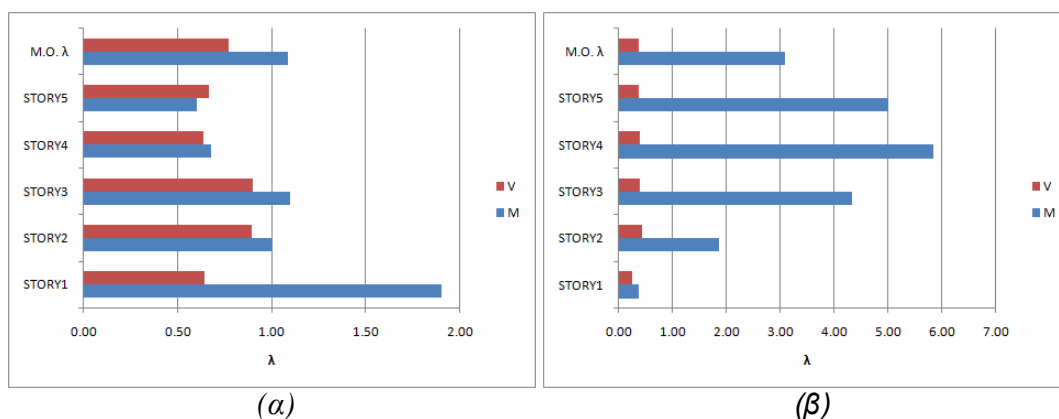
Για λόγους διερεύνησης και σύγκρισης γίνεται μία επιπλέον στατική και δυναμική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς q αλλά με δυσκαμψίες υπολογισμένες σύμφωνα με την εξίσωση 2. Οι δυσκαμψίες αυτές είναι σημαντικά μικρότερες από εκείνες που προτείνονται για την περίπτωση του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q.



Σχήμα 6. Οι δείκτες ανεπαρκείας λ σε κάμψη και διάτμηση: (α) των δοκών και (β) των υποστυλωμάτων του κτιρίου, όπως προκύπτουν από την ελαστική στατική ανάλυση (q) με δυσκαμψίες κατά τον ΚΑΝΕΠΕ.

Συγκρίνοντας τα Σχήματα 2 και 6 είναι εμφανές ότι τα δομικά στοιχεία εμφανίζονται να έχουν μικρότερα ποσοστά ανεπαρκειών στην περίπτωση όπου οι

δυσκαμψίες υπολογίζονται βάσει της εξίσωσης 2. Ποσοστό ~12% των δοκών (24 στις 203 συνολικά) και ~10% των Υ/Σ (14 στα 141 συνολικά) δεν παρουσιάζει κανενός είδους αστοχία, ποσοστά αρκετά αυξημένα (ιδιαίτερα για τα Υ/Σ) σε σχέση με την περίπτωση που χρησιμοποιούνται οι δυσκαμψίες του ΕΑΚ. Τα ίδια συμπεράσματα προκύπτουν και από τη σύγκριση των **Σχημάτων 4 και 7** στη δυναμική ανάλυση, θεωρώντας τις δυσκαμψίες της εξίσ. 2, τα ποσοστά των δομικών στοιχείων που δεν χρειάζονται κανενός είδους επέμβαση είναι ~16% για τις δοκούς και ~29% για τα Υ/Σ. Τα αποτελέσματα αυτά είναι αρκετά πιο ευμενής σε σχέση με τη δυναμική ανάλυση με τις δυσκαμψίες του ΕΑΚ.



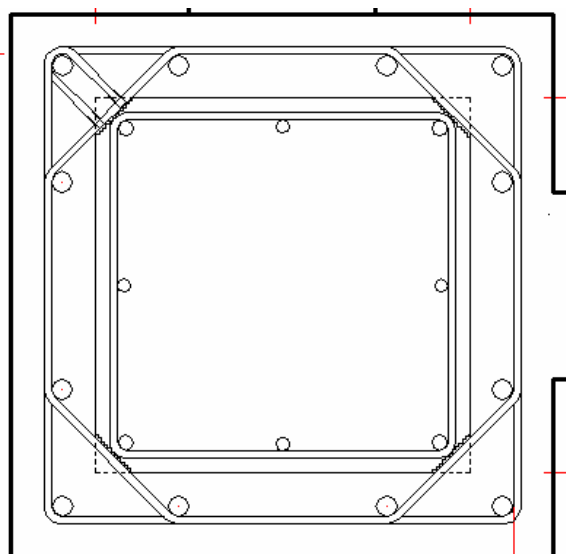
Σχήμα 7. Οι δείκτες ανεπαρκείας λ σε κάμψη και διάτμηση: (α) των δοκών και (β) των υποστυλωμάτων του κτιρίου, όπως προκύπτουν από τη δυναμική ανάλυση (q) με δυσκαμψίες κατά τον ΚΑΝΕΠΕ.

ΑΡΧΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Από την ανάλυση των αστοχιών του φορέα προκύπτουν και τα ενδεικνυόμενα σχήματα ενίσχυσης. Για κτίρια του εξεταζόμενου τύπου, οι δύο δημοφιλέστερες μέθοδοι ενίσχυσης είναι:

- Ενίσχυση του πλαισιακού φορέα, μέσω μανδύων στα υποστυλώματα. Στις δοκούς επιλέγεται (καταρχήν) να μην γίνουν επεμβάσεις (λόγω δυσκολίας και κόστους).
- Αλλαγή φέροντος οργανισμού με την προσθήκη τοιχωμάτων.

Εδώ εξετάζεται μόνο το πρώτο σχήμα ενίσχυσης με τους μανδύες στα Υ/Σ (**Σχήμα 8**), χωρίς η επιλογή αυτή να αποτελεί υπόδειξη προτίμησης έναντι της προσθήκης τοιχωμάτων. Το σκυρόδεμα που θα τοποθετηθεί ως μανδύας δεν πρέπει να έχει θλιπτική αντοχή μικρότερη από εκείνη του υπάρχοντος. Επιλέγεται σκυρόδεμα για τους μανδύες ποιότητας τουλάχιστον C35. Ελάχιστο πάχος μανδύα λόγω απαιτήσεων περιβάλλοντος (επικάλυψη 35mm) προκύπτει ίσο προς 90mm.



Σχήμα 8. Τομή μανδύα πάχους 90mm σε Υ/Σ 40×40cm .

Στη φάση του ανασχεδιασμού απαιτείται επανεπίλυση του φορέα με τις διαφορετικές διατομές και δυσκαμψίες των δομικών στοιχείων και με τον καινούργιο καθολικό q ή τοπικούς m δείκτες συμπεριφοράς. Ο νέος καθολικός δείκτης συμπεριφοράς μπορεί να λάβει τιμή μέχρι και $q=3.5$ που ισχύει για τα νέα κτίρια λόγω των εκτεταμένων επεμβάσεων, οπότε τα νέα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού θα είναι ευμενέστερα σε σχέση με αυτά της αποτίμησης. Από την ανάλυση των αστοχιών του αρχικού φορέα προκύπτει ότι το κύριο πρόβλημα των Υ/Σ είναι η ενίσχυση της καμπτικής αντοχής τους. Στην περίπτωση της στατικής ανάλυσης με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς $q=1.7$ ο μέσος λ υπερβαίνει την τιμή 8 και οι μανδύες θα είναι εκτεταμένοι. Συνεπώς, αφ' ενός θα χρειαστεί υψηλότερης αντοχής σκυρόδεμα από C35, αφ' ετέρου το πάχος των μανδύων θα είναι μεγαλύτερο του ελαχίστου. Εφαρμόζοντας τη στατική ανάλυση με τους τοπικούς δείκτες m , ο μέσος λ είναι περίπου 6 και οι μανδύες αναμένονται και σε αυτήν την περίπτωση αρκετά εκτεταμένοι. Τα αποτελέσματα για τους μανδύες αναμένονται πιο εύλογα για την περίπτωση της δυναμικής ανάλυσης με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς q (μέσος λ είναι περίπου 5), αλλά κυρίως με τους τοπικούς δείκτες m (μέσος λ είναι περίπου 4).

Ενδεικτικά δίνονται εδώ τα αποτελέσματα της ενίσχυσης σε εμβαδόν οπλισμού και μανδύα πάχους 9cm για τα μεγέθη έντασης που έχουν προκύψει από την αποτίμηση στο Υ/Σ C14 του 3^{ου} ορόφου. Το Υ/Σ που βρίσκεται στην εξωτερική πλευρά του πλαισιακού φορέα, έχει διαστάσεις 35×35cm και οπλισμό πυρήνα 4Ø16. Στον Πίνακα 2 δίνονται τα μεγέθη έντασης και ο συνδυασμός από τον

οποίο προέκυψαν, το αρχικό εμβαδόν του οπλισμού του πυρήνα (cm^2) και το εμβαδόν του απαιτούμενου πρόσθετου οπλισμού του μανδύα (cm^2).

Πίνακας 2. Ενίσχυση του Υ/Σ C14 του 3^{ου} ορόφου με μανδύα 9cm. Δίδεται ο απαιτούμενος οπλισμός του μανδύα (cm^2).

Μέθοδος	N_{sd}	$M2_{sd}$	$M3_{sd}$	Κρίσιμος συνδυασμός	$A_{\text{πυρήνα}}$	$A_{\text{μανδύα}}$
Στατική q	-197.96	85.47	118.66	1.1G+0.3Q+Ey- 0.3Ex+MEy+0.3MEx		10.88
Δυναμ. q	-199.41	63.32	84.26	1.1G+0.3Q+Ey+0.3Ex	8.04	4.80
Στατική m	-200.75	33.55	86.63	1.1G+0.3Q-Ex+0.3Ey-MEx-0.3MEy		3.20
Δυναμ. m	-199.86	26.45	87.47	1.1G+0.3Q+Ex+0.3Ey		2.88

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Είναι καταρχήν φανερό ότι οι στατικές αναλύσεις οδηγούν σε αρκετά δυσμενή αποτελέσματα αποτίμησης για το εξετασθέν κτίριο, που έχουν ως αποτέλεσμα επαχθείς ενισχύσεις. Ο καθολικός δείκτης συμπεριφοράς q είναι αρκετά πιο αδρομερής και εμπειρικός από τους επιμέρους δείκτες m που είναι αντιπροσωπευτικότεροι της συμπεριφοράς κάθε στοιχείου. Συνεπώς, η αποτίμηση με τη δυναμική ανάλυση και τους τοπικούς δείκτες συμπεριφοράς πρέπει να προτιμάται ιδίως σε περιπτώσεις σχετικά ‘στιβαρών’ κτιρίων στα οποία μπορεί να αποφευχθεί η ενίσχυση, ενώ σε περιπτώσεις ‘ασθενών’ κτιρίων όπου το αποτέλεσμα της αποτίμησης είναι λίγο έως πολύ αναμενόμενο μπορεί να γίνεται με την απλούστερη στατική ανάλυση με τον καθολικό δείκτη συμπεριφοράς q. Εν πάση περιπτώσει, η δυσκαμψία για τις μεθόδους του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς είναι σκόπιμο να λαμβάνεται προσεγγιστικά με τις προτεινόμενες τιμές του ΕΑΚ (ακόμη και αν αυτή είναι σημαντικά μεγαλύτερη της πραγματικής).

Στη φάση του ανασχεδιασμού απαιτείται επανεπίλυση του αρχικού φορέα με τις καινούργιες δυσκαμψίες των μελών στην περίπτωση προσθήκης μανδύων και με τους καινούργιους, καθολικό q και τοπικούς m, δείκτες συμπεριφοράς. Τα νέα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού είναι ενγένει ευμενέστερα (λόγω υψηλότερων q ή m). Οι ελαστικές στατικές μέθοδοι είναι σκόπιμο να αποφεύγονται στη φάση αυτή ώστε να προκύψει οικονομική μέθοδος ενίσχυσης. Η ενδεικνυόμενη μέθοδος είναι η δυναμική με τοπικούς δείκτες συμπεριφοράς (m).

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Οι συγγραφείς ευχαριστούν το ΤΕΕ και την Επιτελική Επιτροπή του ΕΠΑΝΤΥΚ για την οικονομική συνδρομή που τους παρέχει για την εκπόνηση του προγράμματος ‘Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας για τη μελέτη προσεισμικής ενίσχυσης κτιρίων’, στο πλαίσιο του οποίου εντάσσεται η παρούσα έρευνα.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

ASCE/SEI “Seismic Evaluation of Existing Buildings – ASCE Standard 31-03”, New York, 2003.

ASCE/SEI “Seismic Rehabilitation of Existing Buildings – ASCE Standard 41-07”, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2007.

CEN [Comité Européen de Normalisation] Techn. Comm. 250 / SC8 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1: 2004), Brussels, May 2004.

CEN Techn. Comm. 250 / SC8 “Eurocode 8: Design provisions of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings (EN1998-3)”, CEN, Brussels, 2005.

Κάππος, Α.Ι. και Κουρής, Λ.Α. Σ., «Παραμετρική διερεύνηση της επιρροής της στάθμης αξιοπιστίας των δεδομένων στην αναλυτική αποτίμηση των κατασκευών», Πρακτικά 15^{ου} Ελλ. Συνεδρίου Σκυροδέματος, Αλεξανδρούπολη, (2006), τ. Β, 242-255.

Κάππος Α.Ι., Γεωργίου, Α., Πάπιστα, Σ., «Συγκριτικά αποτελέσματα αποτίμησης υφισταμένης οικοδομής βάσει του ΚΑΝΕΠΕ με διαφορετικές παραδοχές δυσκαμψιών – Σύγκριση ελαστικών και ανελαστικών μεθόδων», Πρακτικά 3^{ου} Πανελ. Συνεδρίου Αντισεισμ. Μηχανικής και Τεχν. Σεισμολογίας, Αθήνα, (2008), εργ. αρ. 2009.

ΟΑΣΠ, Νέος Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων, Μάρτιος, 2009
<http://www.oasp.gr/>