

Συγκριτική Αποτίμηση της Αντισεισμικής Επάρκειας Κτιρίου Εξ Οπλισμένου Σκυροδέματος με Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση και Δυναμική Φασματική Ανάλυση με Τοπικούς Δείκτες m

Λάμπρος Ν. Κουζέλης

Μεταπτυχιακός Φοιτητής ΣΜΑ/ΣΘΕΤ, ΕΑΠ

kouzlek@hotmail.com, std115862@ac.eap.gr

Μαρίνα Α. Μωρέττη

Επικ. Καθ. Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών ΕΜΠ

και Μέλος ΣΕΠ ΣΜΑ/ΣΘΕΤ ΕΑΠ

moretti@central.ntua.gr

Περίληψη – Αντικείμενο της εργασίας είναι η συγκριτική αποτίμηση της αντισεισμικής επάρκειας τριώροφης οικοδομής στην περιοχή του Αγρινίου, με χρονολογία κατασκευής το έτος 1979, μέσω δύο διαφορετικών μεθόδων ανάλυσης. Αρχικά εκτελέστηκε προκαταρκτική ελαστική δυναμική φασματική ανάλυση και υπολογίστηκαν οι δείκτες ανεπάρκειας λ σε κάθε δομικό στοιχείο του φορέα, μέσω των οποίων προέκυψε αυξημένη στάθμη ανεπάρκειας του κτιρίου ως σύνολο και η ανάγκη ενίσχυσής του. Το κτίριο ανασχεδιάστηκε με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος για στάθμη επιτελεστικότητας Β «Σημαντικές βλάβες» και στόχο ανασχεδιασμού Β1, όπως ορίζονται στον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) (Ο.Α.Σ.Π., 2017). Η αποτίμηση του ανασχεδιασμένου φορέα έγινε με την μέθοδο της δυναμικής φασματικής ανάλυσης με τοπικούς δείκτες m και με μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover analysis). Όλες οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν σε προσομοίωμα του κτιρίου το οποίο κατασκευάστηκε στο λογισμικό SAP2000. Από την σύγκριση των αποτελεσμάτων των δυο μεθόδων εξάγονται συμπεράσματα αναφορικά με την επιρροή της μεθόδου αποτίμησης στην εκτιμώμενη στάθμη επάρκειας του φορέα.

Λέξεις-Κλειδιά: Αποτίμηση, Ενίσχυση, Pushover Analysis, Μέθοδος Τοπικών Δεικτών m

I. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στόχος της εργασίας είναι η συγκριτική αποτίμηση της αντισεισμικής επάρκειας τριώροφου αμιγώς πλαισιακού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, εφαρμόζοντας μη γραμμική στατική ανάλυση και δυναμική φασματική ανάλυση με τοπικούς δείκτες m , ώστε να αναζητηθεί η επιρροή της εκάστοτε μεθόδου αποτίμησης στην εκτιμώμενη στάθμη επάρκειας της κατασκευής. Η σύγκριση των δυο μεθόδων γίνεται σε όρους τέμνουσας βάσης ώστε οι επιμέρους παραδοχές που εμπλέκονται εγγενώς στην μεθοδολογία εφαρμογής τους να ληφθούν στον επιχειρούμενο συσχετισμό ως αναπόσπαστα τμήματα αυτών. Άλλωστε, απόπειρα συμμετοχής των επιμέρους παραδοχών των δυο μεθόδων στους παράγοντες επιρροής των συγκριτικών συμπερασμάτων δεν είναι βέβαιο ότι θα οδηγούσε σε ξεκάθαρα πορίσματα και το εγχείρημα οποιασδήποτε σύνδεσης των αποτελεσμάτων θα είχε μειωμένη αξιοπιστία (Κοτανίδης et al, 2006).

Το κτίριο που επιλέχθηκε για να διερευνηθεί ο στόχος της εργασίας αποτελεί αντιπροσωπευτικό δείγμα των κατασκευών που ανεγέρθηκαν τις δεκαετίες του 60' και 70' στην Ελλάδα. Σύμφωνα με την γενικότερη αντίληψη που επικρατεί στην μόρφωση του δομικού συστήματος την περίοδο αυτή, ο φέροντας οργανισμός των κτιρίων μορφώνεται ώστε να εναρμονίζεται κυρίως με τις αρχιτεκτονικές επιταγές, με αποτέλεσμα σπάνια να διαθέτει και στις δυο διευθύνσεις της σεισμικής δράσης σαφώς ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης οριζόντιων δυνάμεων.

II. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

A. Αντοχές σχεδιασμού υφιστάμενων υλικών

Με βάση το τεύχος στατικών υπολογισμών της οικοδομικής άδειας του κτιρίου, εμμέσως διαπιστώθηκε ότι η ποιότητα του σκυροδέματος είναι Β225, του χάλυβα των διαμήκων οπλισμών Stahl III, η οποία επιβεβαιώθηκε επίσης με οπτική αναγνώριση των αναμονών των υποστυλωμάτων του Β' ορόφου, και του χάλυβα των εγκάρσιων οπλισμών Stahl I.

Υποτέθηκε ότι το σκυρόδεμα ποιότητας Β225 αντιστοιχεί σε μέση τιμή θλιπτικής αντοχής 3 κυβικών δοκιμίων ακμής 20 cm εκφρασμένη σε kg/cm^2 , η θραύση των οποίων έγινε στις 28 ημέρες, σύμφωνα με τους ισχύοντες κανόνες ελέγχου της αντοχής του σκυροδέματος κατά την περίοδο ανέγερσης του κτιρίου (Βασιλικό Διάταγμα, 1954). Επίσης, θεωρήθηκε ότι η μεταβολή της θλιπτικής αντοχής κυβικού δοκιμίου ακμής 20 cm σε κυβικό δοκίμιο ακμής 15cm, εκφράζεται από την σχέση $f_{cm/cube15} = 1.05 \cdot f_{cm/cube20}$ (Μωρέττη et al, 2018). Με βάση αυτές τις παραδοχές και για $s/f_m = 0.15$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ. παράρτημα 4.1 [2]), η μέση κυβική θλιπτική αντοχή δοκιμίου ακμής 15 cm είναι $f_{cm/cube15} = 23.16 \text{ MPa}$ και η μέση μείον μια τυπική απόκλιση, s , κυβική θλιπτική αντοχή δοκιμίου ακμής 15 cm είναι $f_{ck/cube15} = 19.69 \text{ MPa}$. Η μετατροπή των αντοχών αυτών σε αντίστοιχες αντοχές κυλινδρικών δοκιμίων διαστάσεων 15 x 30 cm έγινε με γραμμική παρεμβολή στις τιμές αντοχών σκυροδέματος του πίνακα 3.1 του EN 1992 -1-1 (European Standard, 2004a).

Για τους χάλυβες κατηγορίας Stahl I και III υποτέθηκε ότι η χαρακτηριστική τιμή της τάσης διαρροής τους είναι

220 MPa και 420 MPa αντίστοιχα (Βασιλικό Διάταγμα, 1954). Από το παράρτημα 4.1 [2] του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για λόγους $s/f_m = 0.10$ και 0.08 , οι αντίστοιχες μέσες τιμές της τάσης διαρροής είναι 244.44 MPa και 456.52 MPa.

Για τον υπολογισμό των αντοχών σχεδιασμού των υλικών του φορέα, στις ανωτέρω τιμές εφαρμόστηκαν οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_m ανάλογα της αντιπροσωπευτικής τιμής που επιλέγεται σε κάθε έλεγχο και της «Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων» (Σ.Α.Δ.) των μηχανικών χαρακτηριστικών των υφιστάμενων υλικών (βλ. πίνακα Π4.1. του ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

B. Προκαταρκτικός έλεγχος επάρκειας – δείκτες λ

Μέσω αριθμητικού προσομοιώματος του φορέα στο λογισμικό SAP2000, υπολογίστηκαν οι λόγοι ανεπάρκειας λ σε όλα τα άκρα των δομικών στοιχείων από το πηλίκο του λόγου του απαιτούμενου διαμήκους οπλισμού που προκύπτει με τις ροπές (στις δύο διευθύνσεις) και τις αξονικές δυνάμεις οι οποίες αντιστοιχούν στην δράση S_E του σεισμικού συνδυασμού (για $q=1$), προς τον αντίστοιχο υπάρχοντα οπλισμό (βλ. §5.5.1.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Το προσομοίωμα θεωρήθηκε πακτωμένο στην στάθμη θεμελίωσης, με ελαστικά χαρακτηριστικά μελών σύμφωνα με την §4.4.1.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, μέσες τιμές ιδιοτήτων υλικών και χωρίς την συμμετοχή των κανονικών διατεταγμένων τοιχοποιιών του κτιρίου στην ανάληψη σεισμικών δράσεων. Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης προέκυψε η απαίτηση ενίσχυσης σχεδόν στο σύνολο των μελών του κτιρίου.

C. Ανασχεδιασμός υφιστάμενου φορέα

Για τον ανασχεδιασμό του υφιστάμενου φορέα επιλέχθηκε η δομητική επέμβαση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, η οποία εφαρμόστηκε σε όλα τα υποστυλώματα και τις δοκούς του κτιρίου. Για την μελέτη των μανδύων χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C30/37 και χάλυβας B500C.

Η διαστασιολόγηση των ενισχύσεων υλοποιήθηκε με τις χαρακτηριστικές αντοχές σχεδιασμού των υφισταμένων και προστιθέμενων υλικών, για στόχο ανασχεδιασμού B1 - με σεισμική δράση από τα φάσματα σχεδιασμού για ανελαστική συμπεριφορά του EN 1998-1 (European Standard, 2004b) - και δείκτη σεισμικής συμπεριφοράς $q = 2.5$. Οι αβεβαιότητες του προσομοιώματος που οφείλονται στην κατάταξη του φορέα και των υφιστάμενων υλικών στις επιμέρους Σ.Α.Δ., στις εκτεταμένες επεμβάσεις αλλά και στις αναμενόμενες σχετικές ολισθήσεις των διεπιφανειών παλαιών και νέων υλικών, ελήφθησαν υπόψη στην ανάλυση μέσω του συντελεστή μεγέθυνσης του σεισμού ανασχεδιασμού σύμφωνα με την ακόλουθη έκφραση:

$$\text{Scale Factor (SF)} = \gamma_{sd} \cdot (1/k_r) = 1.20 \cdot (1/0.90) = 1.33$$

όπου

γ_{sd} = συντελεστής προσομοιώματος από πίνακα Σ4.2 §4.5.1. του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

k_r = συντελεστής μονολιθικότητας από §8.2.1.5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Οι αναλύσεις που εκτελέστηκαν στην συνέχεια για την αποτίμηση του φορέα μέσω των ακόλουθων δυο μεθόδων,

υλοποιήθηκαν με την μειωμένη ενεργό δυσκαμψία των επιμέρους μελών που υπολογίστηκε βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

D. Δυναμική φασματική ανάλυση με τοπικούς δείκτες m (μέθοδος τοπικών δεικτών m)

Για την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής ανάλυσης με τοπικούς δείκτες m , ελέγχθηκε σε όλα τα μέλη και σε κάθε πιθανή θέση ανάπτυξης πλαστικής άρθρωσης η ακόλουθη ανίσωση ασφαλείας (βλ. §9.3.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

$$S_d = S_G + S_E/m < R_d, \text{ όπου}$$

S_G = δρώσες ροπές για τις δράσεις βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού $[\gamma_g \cdot G + 0.3Q] \cdot SF = [1.1G + 0.3Q] \cdot 1.33$, με γ_g από §4.5.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

S_E = δρώσες ροπές για τις σεισμικές δράσεις από δυναμική φασματική ανάλυση με $q=1$ και συντελεστή μεγέθυνσης $SF = 1.33$

$$m = \theta_d/\theta_y = [0.5 \cdot (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd}] / \theta_y, \text{ με}$$

θ_d = παραμόρφωση σχεδιασμού κατά την αστοχία υπολογισμένη με τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών και για στάθμη επιτελεστικότητας (B) «Σημαντικές βλάβες» (βλ. §9.3.2(α) και §9.3.1(α) ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

θ_y = γωνία στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή του ενισχυμένου στοιχείου υπολογισμένη από το γινόμενο της σχέσης Σ.2α της §7.2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. επί τον συντελεστή μονολιθικότητας $k_{\theta y} = 1.25$ (βλ. §8.2.1.5 ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και με μέσες τιμές ιδιοτήτων υλικών

θ_u = γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία του ενισχυμένου στοιχείου υπολογισμένη από το γινόμενο της σχέσης Σ.11α της §7.2.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. επί τον συντελεστή μονολιθικότητας $k_{\theta u} = 0.80$ (βλ. §8.2.1.5 ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και με μέσες τιμές ιδιοτήτων υλικών

γ_{Rd} = συντελεστής ασφαλείας για αβεβαιότητες του προσομοιώματος, ίσος με 1.5 (βλ. §9.3.1(α) ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και

R_d = τιμή σχεδιασμού των ροπών διαρροής των ακραίων ενισχυμένων διατομών των μελών, υπολογισμένες με τις μέσες τιμές αντοχών των υλικών

E. Μη γραμμική στατική ανάλυση

Η εκτέλεση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης πραγματοποιήθηκε με ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων καθ' ύψος του κτιρίου και εφαρμογή τους στα κέντρα μάζας των ορόφων, για κάθε διεύθυνση της σεισμικής δράσης με θετική και αρνητική φορά φόρτισης. Στην συνέχεια, ελέγχθηκε η ακόλουθη ανίσωση σε όλες τις περιοχές που εμφανιστήκαν πλαστικές αρθρώσεις στο προσομοίωμα του κτιρίου κατά την μετακίνηση στόχο δ_i του κόμβου ελέγχου (βλ. §9.3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

$$S_d = (\theta_{pl} + \theta_y) \cdot 1.50 < R_d, \text{ όπου}$$

S_d = δρώσα γωνία στροφής χορδής η οποία προκύπτει από το άθροισμα (α) της πλαστικής στροφής χορδής θ_{pl} από ανάλυση προσομοιώματος στο SAP2000 και (β) της γωνίας στροφής χορδής, θ_y , στην καμπτική διαρροή του μονολιθικού στοιχείου υπολογισμένη από την σχέση Σ.2α της §7.2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Το άθροισμα αυτό μεγεθύνεται μέσω του συντελεστή μεγέθυνσης (Scale Factor): $\gamma_{sd} \cdot k_{\theta y} = 1.20 \cdot 1.25 = 1.50$, όπου γ_{sd} και $k_{\theta y}$ όπως έχουν οριστεί ανωτέρω και

$R_d = \theta_d$ = όπως ορίζεται στην παράγραφο D

III. ΕΠΙΛΕΓΜΕΝΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Για τον υπολογισμό των παραμορφωσιακών μεγεθών χρησιμοποιήθηκαν οι μέσες τιμές ιδιοτήτων υλικών.

ΠΙΝΑΚΑΣ Ι
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΙΣ ΔΥΟ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Μέθοδος ανάλυσης	Θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι T_x/T_y , για ελαστική συμπεριφορά κτιρίου (sec)	Οριζόντιες μετακινήσεις κέντρου μάζας οροφής Β' ορόφου (κόμβος ελέγχου), για τις δύο οριακές καταστάσεις αστοχίας (m)	Τέμνουσα βάσης V_{base} (kN)	Δυσμενέστερος λόγος Capacity/Demand (C/D)
Διεύθυνση ανάλυσης X-X				
Μέθοδος τοπικών δεικτών m	0.34	0.031	2355 ¹	1.18
Μη γραμμική στατική ανάλυση		0.042/0.043 ³	2530 ²	1.25
Διεύθυνση ανάλυσης Y-Y				
Μέθοδος τοπικών δεικτών m	0.41	0.046	2388 ¹	1.01
Μη γραμμική στατική ανάλυση		0.053/0.052 ³	1857 ²	1.08

¹ Τέμνουσα βάσης στην οριακή κατάσταση αστοχίας του φορέα

² Τέμνουσα βάσης στην μετακίνηση στόχο δι του κόμβου ελέγχου

³ Για τις δυο φορές φόρτισης της διεύθυνσης ανάλυσης (+/-)

Στον πίνακα Ι συγκρίνονται χαρακτηριστικά αποτελέσματα του ανασχεδιασμένου φορέα εφαρμόζοντας την μέθοδο των τοπικών δεικτών m και μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover analysis). Συγκεκριμένα, αποτυπώνονται οι “οριακές” τέμνουσες βάσης για τις δυο διευθύνσεις ανάλυσης, δηλ. οι τέμνουσες βάσης που εκτιμούνται (α) στην οριακή κατάσταση αστοχίας του φορέα με την δυναμική φασματική ανάλυση με τοπικούς δείκτες m και (β) στην μετακίνηση στόχο δι του κόμβου ελέγχου της κατασκευής με την μη γραμμική στατική ανάλυση, σε συνδυασμό με τους δυσμενέστερους λόγους Capacity/Demand (C/D), σε όρους ροπών και γωνιών στροφής χορδής αντίστοιχα, στα άκρα των επιμέρους δομικών μελών.

Από την σύγκριση των αποτελεσμάτων προκύπτει ότι κατά την διεύθυνση ανάλυσης X-X, η μη γραμμική στατική ανάλυση εκτιμά περίπου 7% μεγαλύτερη οριακή τέμνουσα βάσης, ως εκ τούτου τα αποτελέσματα των δυο μεθόδων χαρακτηρίζονται παρεμφερή.

Αντιθέτως, κατά την διεύθυνση ανάλυσης Y-Y, βάσει της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης εκτιμάται περίπου 29% μικρότερη οριακή τέμνουσα βάσης συγκριτικά με την μέθοδο των τοπικών δεικτών m. Επισημαίνεται, ότι κατά την διεύθυνση ανάλυσης Y-Y το κτίριο παρουσιάζει έμμεσες στηρίξεις δοκών και ασυνέχειες σε πλαίσια, τυπικές πρακτικές της εποχής κατασκευής του.

Για την εκτενέστερη διερεύνηση πιθανών αιτιών που οδηγούν στην διαφορά της εκτιμώμενης τέμνουσας κατά την διεύθυνση ανάλυσης Y-Y, τίθεται ο διερευνητικός στόχος καθορισμού της “τάσης” συμπεριφοράς των δομικών μελών με την μέθοδο των τοπικών δεικτών m, ώστε να εκτιμηθεί η δυναμική απαίτηση για ανακατανομή της σεισμικής δράσης.

Αναζητείται για το λόγο αυτό το είδος της παραμόρφωσης (ελαστικής ή πλαστικής) που επιβάλλεται στα άκρα των μελών του φορέα για δεδομένη κατάσταση αστοχίας (οριακή κατάσταση αστοχίας για τον σεισμό σχεδιασμού ή για την μετακίνηση στόχο δι του κόμβου ελέγχου), λαμβάνοντας υπόψη ότι μέσω της μεθόδου των τοπικών δεικτών m (και για $m = 1$) μπορεί να εκτιμηθεί μόνο η τάση συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Παραδείγματος χάριν, να εντοπιστεί το εύρος διασποράς της ανελαστικής (ή ελαστικής) συμπεριφοράς στα επιμέρους μέλη για την αρχική κατανομή της σεισμικής δράσης και όχι η σταδιακή ανάπτυξη των πλαστικών αρθρώσεων.

A. Καθορισμός του είδους συμπεριφοράς στα άκρα μελών με την δυναμική φασματική ανάλυση με τοπικούς δείκτες m (για $m=1$)

Ο χαρακτηρισμός του είδους της παραμόρφωσης των ακραίων διατομών των μελών στην δυναμική φασματική ανάλυση με τοπικούς δείκτες m (για $m = 1$) βασίζεται στην ακόλουθη ανίσωση ασφαλείας :

$$S_d = S_G + S_E < R_d, \text{ όπου}$$

$S_G, S_E, R_d =$ όπως έχουν οριστεί στο εδάφιο D της ενότητας II

Επομένως θα ισχύει :

για $S_d < R_d \rightarrow$ ελαστική συμπεριφορά
για $S_d > R_d \rightarrow$ «πλαστική» συμπεριφορά

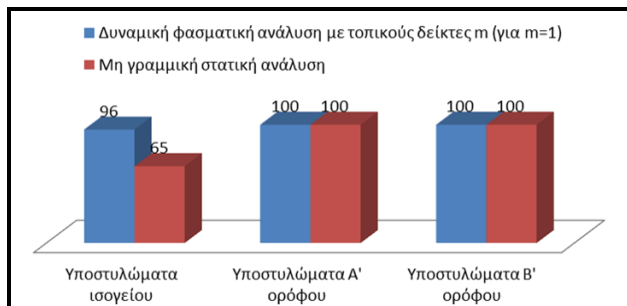
B. Καθορισμός του είδους συμπεριφοράς στα άκρα μελών με την μη γραμμική στατική ανάλυση

Στην μη γραμμική στατική ανάλυση ο χαρακτηρισμός του είδους της παραμόρφωσης προκύπτει απευθείας από το αναλυτικό προσομοίωμα που έχει κατασκευαστεί στο SAP2000 ως εξής :

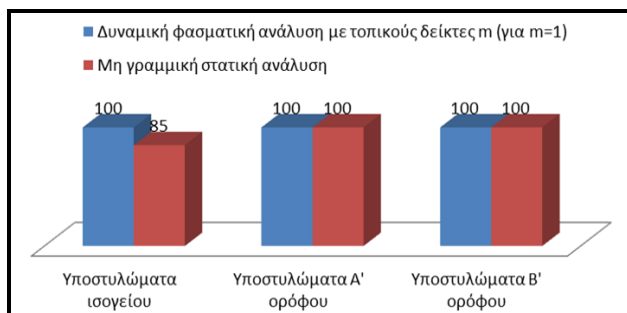
(α) Εάν δεν έχει εμφανιστεί πλαστική άρθρωση στο άκρο μέλους κατά την μετακίνηση στόχο δι του κόμβου ελέγχου του φορέα → ελαστική συμπεριφορά

(β) Εάν έχει εμφανιστεί πλαστική άρθρωση στο άκρο μέλους κατά την μετακίνηση στόχο δι του κόμβου ελέγχου του φορέα → πλαστική συμπεριφορά

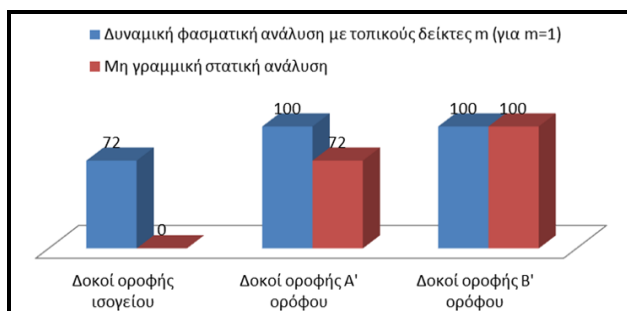
Στα ακόλουθα γραφήματα απεικονίζονται ανά διεύθυνση ανάλυσης τα ποσοστά των ακραίων διατομών ανά είδος δομικού στοιχείου (δοκού ή υποστυλώματος) και στάθμη ορόφου που συμπεριφέρονται ελαστικά κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας του ενισχυμένου φορέα.



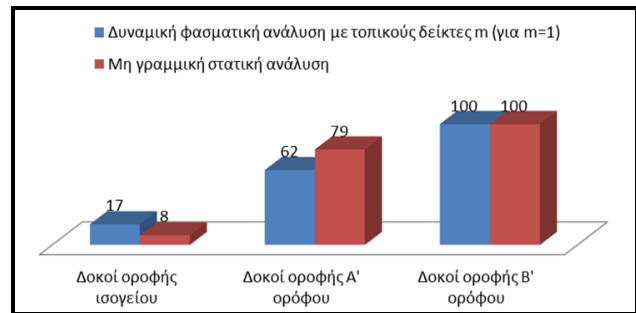
Σχήμα 1. Ποσοστά ακραίων διατομών υποστυλωμάτων με ελαστική συμπεριφορά, για ανάλυση κατά την διεύθυνση X-X



Σχήμα 2. Ποσοστά ακραίων διατομών υποστυλωμάτων με ελαστική συμπεριφορά, για ανάλυση κατά την διεύθυνση Y-Y



Σχήμα 3. Ποσοστά ακραίων διατομών δοκών με ελαστική συμπεριφορά, για ανάλυση κατά την διεύθυνση X-X



Σχήμα 4. Ποσοστά ακραίων διατομών δοκών με ελαστική συμπεριφορά, για ανάλυση κατά την διεύθυνση Y-Y

IV. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από την σύγκριση της οριακής τέμνουσας βάσης που εκτιμάται μέσω των δυο μεθόδων αποτίμησης, διαπιστώνεται ότι ενώ κατά την διεύθυνση ανάλυσης X-X οι δυο μέθοδοι δίνουν παρεμφερή αποτελέσματα, κατά την διεύθυνση ανάλυσης Y-Y η μη γραμμική στατική ανάλυση εκτιμά αρκετά μικρότερη οριακή τέμνουσα βάσης.

Η διαφοροποίηση αυτή αποδίδεται κυρίως στην μεγαλύτερη ευκαμψία του φορέα κατά την διεύθυνση Y, λόγω της εν μέρει απουσίας πλήρων πλαισίων, η οποία έχει ως αποτέλεσμα να επιτυγχάνονται οι επιτρεπόμενες παραμορφώσεις για μικρότερες οριζόντιες δυνάμεις.

Επίσης, από τα αποτελέσματα του διερευνητικού στόχου διαπιστώνεται ότι η αυξημένη τάση για ανελαστική συμπεριφορά που παρατηρείται με την μέθοδο της δυναμικής φασματικής ανάλυσης με τοπικούς δείκτες m (για m=1) κατά την διεύθυνση ανάλυσης Y-Y (βλ. Σχήμα 4), οδηγεί σε αυξημένη δυναμικά απαίτηση για ανακατανομή της σεισμικής δράσης και ως εκ τούτου απομακρύνεται η τιμή της οριακής τέμνουσας βάσης που εκτιμάται με την μέθοδο αυτή από την αντίστοιχη τιμή που εκτιμάται με την μη γραμμική στατική ανάλυση.

Δεδομένου ότι η μέθοδος των τοπικών δεικτών m αποτελεί υβριδική μέθοδο ελέγχου της οριακής κατάστασης αστοχίας ενός φορέα σε όρους δυνάμεων με την ευμενή συνεκτίμηση της ικανότητας παραμόρφωσης των μελών, χωρίς δυνατότητα ανακατανομής της σεισμικής δράσης λόγω σταδιακής πλαστικοποίησης του φορέα, θεωρείται ορθολογικότερη η μέθοδος της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης για την εκτίμηση της οριακής τέμνουσας βάσης φορέων με κυρίαρχη την ανελαστική απόκριση των μελών τους.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά την κα. Μαρίνα Μωρέττη για την διαρκή στήριξη και καθοδήγηση κατά την διάρκεια εκπόνησης της εργασίας αυτής και τον κ. Δημήτριο Μπάρο, δεύτερο μέλος της επιτροπής κρίσης της ΜΔΕ, για τις ουσιαστικές του παρατηρήσεις και προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Ο.Α.Σ.Π (2017). *Κανονισμός Επεμβάσεων*. ΦΕΚ Β' 2984/30.08.2017.
 Κοτανίδης, Χ., Δουδούμης, Ν.Ι., Δουδούμης, Ι.Ν., (2006). Συγκριτική μελέτη εφαρμογής των μεθόδων ανάλυσης "Static Pushover" και "Time - History" σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος. Εργασία που παρουσιάστηκε στο 15ο συνέδριο σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη, 25-27 Οκτωβρίου

- Βασιλικό Διάταγμα (1954). Περί κανονισμών για την μελέτη και εκτέλεση οικοδομικών έργων από οπλισμένο σκυρόδεμα. ΦΕΚ Α' 160/26.7.1954.
- Μωρέττη, Μ., Παπακωνσταντίνου, Χ. και Σφακιανάκης, Μ. (2018). Σημειώσεις 3^{ης} ομαδικής συμβουλευτικής συνάντησης στα πλαίσια της θεματικής ενότητας "Σεισμικές Βλάβες, Επισκευές και Ενισχύσεις" του προγράμματος μεταπτυχιακών σπουδών "Σεισμική Μηχανική και Αντισεισμικές Κατασκευές" του Ελληνικού Ανοικτού Πανεπιστημίου.
- European Standard (2004a). Design of concrete structures. Part 1-1.General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1).
- European Standard (2004b). Design of structures for earthquake resistance. Part 1.General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1).