

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΜΑΝΔΥΕΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΒΑΒΟΥΡΑΚΗ ΑΡΓΥΡΩ

Προπτυχιακή Φοιτήτρια Π.Π., civ7251@upnet.gr

ΚΛΕΟΒΟΥΛΟΥ ΜΑΤΘΑΙΟΣ

Προπτυχιακός Φοιτητής Π.Π., civ7242@upnet.gr

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η αποτίμηση διάρροφου κτιρίου και η ενίσχυσή του τόσο με σύνθετα υλικά όσο και με μανδύες σκυροδέματος. Η χρονολογία μελέτης και κατασκευής του κτιρίου είναι προ του 1985. Η αποτίμηση της κατασκευής γίνεται βάσει του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) και έχει ως στόχο τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Για την αποτίμηση του αρχικού φορέα πραγματοποιούνται δύο αναλύσεις: μια ελαστική δυναμική ανάλυση και μια ανελαστική στατική ανάλυση (push over). Εφόσον γίνει η προσομοίωση του φορέα στο χρησιμοποιούμενο λογισμικό (SAP2000 με βοηθητικό το πρόγραμμα BIAX) λαμβάνοντας υπόψη τις κατάλληλες παραδοχές ακολουθούν οι δύο αναλύσεις. Στη συνέχεια, κάνοντας χρήση των αποτελεσμάτων της ανελαστικής ανάλυσης, ο φορέας ενισχύεται με σύνθετα υλικά καθώς και με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. Τέλος, πραγματοποιείται αποτίμηση του ενισχυμένου φορέα με ανελαστική ανάλυση για τη στοχευόμενη μετατόπιση στη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής».

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η Ελλάδα είναι μια από τις πλέον σεισμογενείς Ευρωπαϊκές χώρες και τις τελευταίες δεκαετίες οι συνέπειες από τις σεισμικές δονήσεις τόσο σε ανθρώπινα θύματα, όσο και σε υλικές ζημιές είναι πολύ μεγάλες. Με την εισαγωγή του πρώτου αντισεισμικού σχεδιασμού στη χώρα μας το 1959 επιβάλλονταν ο υπολογισμός και ο καθορισμός του μεγέθους των δυνάμεων ανάλογα με θεωρούμενη σεισμικότητα της περιοχής και τον τύπο του εδάφους. Βέβαια, η θέσπιση αντισεισμικού κανονισμού δεν σημαίνει ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν με αυτόν, διέθεταν ικανοποιητική αντοχή σε σεισμό. Στην πραγματικότητα, η διαστασιολόγηση των μελών τέτοιων κατασκευών παρουσιάζει μικρή αντοχή σε σχέση με τις απαιτήσεις που θεσπίζουν οι σύγχρονοι κανονισμοί. Ως αποτέλεσμα, κρίνεται απαραίτητη στις περισσότερες περιπτώσεις η ενίσχυση των παλαιών κατασκευών. Η ενίσχυση μιας κατασκευής αφορά την αναβάθμιση της ικανότητάς της σε τέτοιο επίπεδο ώστε να ανταποκρίνεται στις αυξημένες απαιτήσεις, οι οποίες καθορίζονται σύμφωνα με την προβλεπόμενη χρήση του κτιρίου. Η ενίσχυση μιας κατασκευής περιλαμβάνει τρία τμήματα. το πρώτο αφορά στην αποτίμηση του υφιστάμενου κτιρίου και στο σωστό προσδιορισμό των μελών που αστοχούν, το δεύτερο περιλαμβάνει την επιλογή-στρατηγική ενίσχυσης έτσι ώστε αυτή να είναι αποτελεσματική και να προκαλεί όσο το δυνατόν λιγότερη όχληση στο κτίριο και τέλος, το τρίτο περιλαμβάνει την αποτίμηση του ενισχυμένου φορέα και τον έλεγχο ικανοποίησης των απαιτήσεων που τέθηκαν. Στο πλαίσιο αυτό και υπό την αιγίδα του Οργανισμού Αντισεισμικού Σχεδιασμού Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.) εκπονήθηκε ερευνητικό έργο για την έκδοση του πρώτου κειμένου του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) ο οποίος έχει ως στόχο να θέσει τις αρχές και τις μεθόδους βάση των οποίων θα γίνονται οι επεμβάσεις σε κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος. Στην παρούσα εργασία εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. σεβόμενοι και ελέγχοντας πάντοτε τις προϋποθέσεις που θέτει για τη μελέτη τεχνικών ενίσχυσης φορέα οπλισμένου σκυροδέματος μέσω ελαστικής και ανελαστικής ανάλυσης. Πιο συγκεκριμένα, εξετάζονται οι εξής μέθοδοι ενίσχυσης:

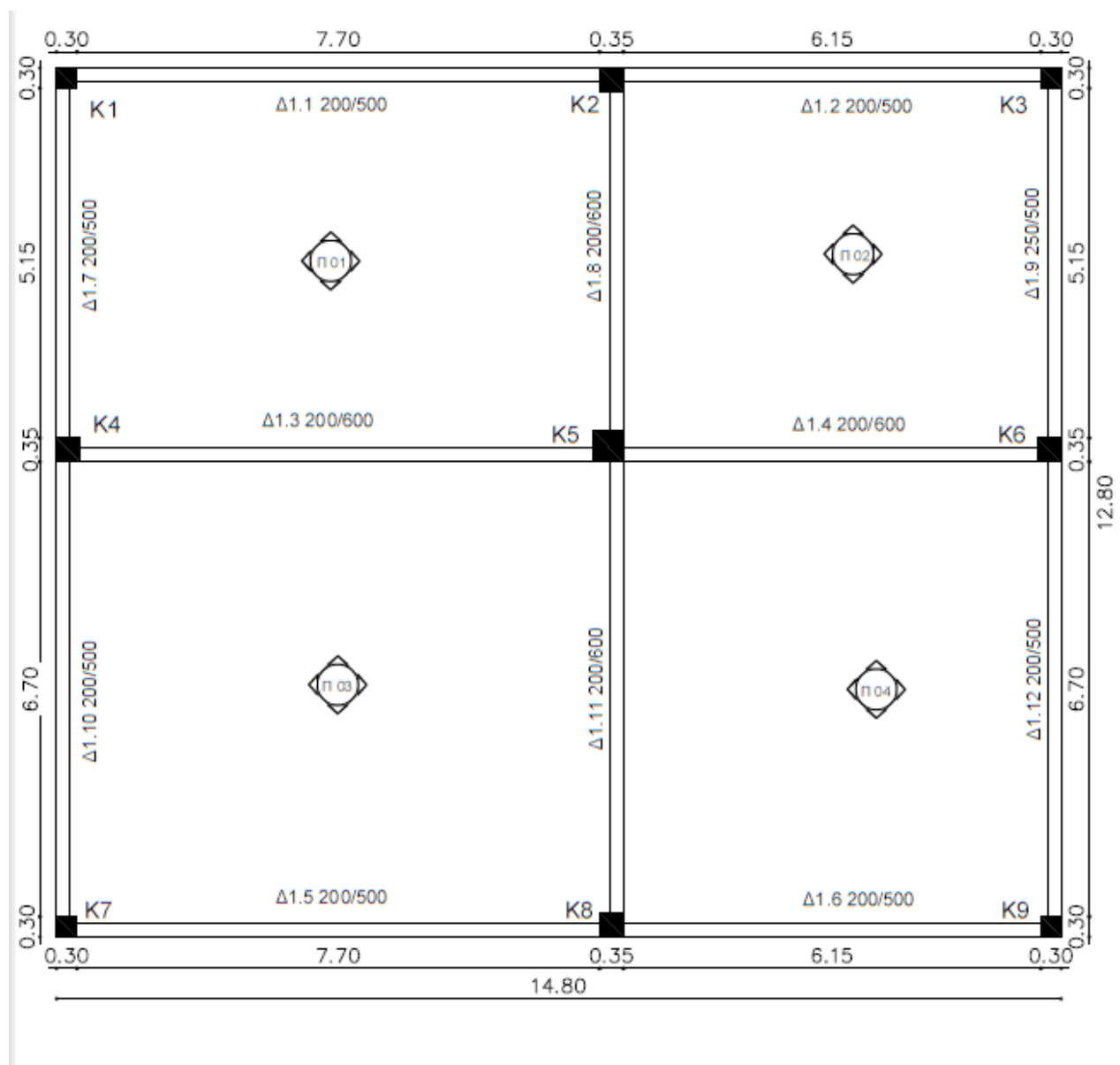
- Σύνθετα υλικά
- Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

2. ΣΤΟΧΟΣ

Η παρούσα εργασία έχει ως στόχο τόσο την σύγκριση των μεθόδων ελαστικής (μέθοδος q) και ανελαστικής ανάλυσης στην αποτίμηση δομήματος (λόγοι ανεπάρκειας, αντοχή δομήματος σε σεισμική επιτάχυνση), όσο και τη διερεύνηση του κατά πόσο η χρήση σύνθετων υλικών και μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος ως προτάσεις ανασχεδιασμού σε κατασκευές που στοχεύουν σε αύξηση της περίσφιξης, ικανοποιούν τις απαιτήσεις που τέθηκαν κατά τη φάση της αποτίμησης.

3. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΦΟΡΕΑ-ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ-ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ

Ο υπό μελέτη φορέας, κατασκευασμένος προ του 1985, αποτελείται από δύο στάθμες και έχει εξωτερικές διαστάσεις $L_x=14.80$ και $L_y=12.80$. Το ύψος του ορόφου είναι 3.2m. Τα φέροντα στοιχεία είναι 4 πλάκες, 12 δοκοί και 9 υποστυλώματα τόσο για την πρώτη όσο και τη δεύτερη στάθμη. Στις εικόνες που ακολουθούν φαίνονται τα ανωτέρω:



Σχήμα 1: Κάτοψη 1^{ης} στάθμης υφιστάμενου κτιρίου

Το κτίριο βρίσκεται σε περιοχή Ζώνης Σεισμικότητας II, με κατηγορία εδάφους B και σπουδαιότητα Συνήθη. Το ελαστικό φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων είναι αυτό που ορίζει ο EC8.

Τα χαρακτηριστικά των υλικών που δόθηκαν είναι:

Σκυρόδεμα με $f_{cm}=19\text{MPa}$, $f_{cm-s}=14\text{MPa}$,

Χάλυβας $f_{ym}=460\text{MPa}$, $f_{ym-s}=410\text{MPa}$

Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) Ικανοποιητική

Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων είναι: στα γωνιακά: 300/300 με οπλισμό 4Φ20, στα περιμετρικά (που δεν είναι γωνιακά): 350/350 με οπλισμό 4Φ18, στο κεντρικό: 450/450 με οπλισμό 8Φ16. Οι περιμετρικές δοκοί έχουν διαστάσεις 200/500 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ14 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις, όπου υπάρχουν επιπλέον 2Φ14 ως πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός. Οι εσωτερικές δοκοί έχουν διαστάσεις 200/600 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ16 στα ανοίγματα, από τα οποία επίσης τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Ο πρόσθετος οπλισμός των στηρίξεων είναι 2Φ18. Οι συνδετήρες είναι Φ8/200 σε όλα τα υποστυλώματα, καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα, και Φ8/300 στις δοκούς με επαρκή αγκύρωση. Οι πλάκες έχουν πάχος είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με Φ8/150.

Το πάχος των πλακών είναι $h_f=0.15\text{m}$, το I.B. του σκυροδέματος $\gamma_c=25\text{kN/m}^2$, επικαλύψεις ίσες με $g_{επικ}=1.5\text{kN/m}^2$, το κινητό φορτίο ίσο με $q_{κιν}=2\text{kN/m}^2$ (το δώμα είναι μη βατό). Φορτία από τοιχοποιία: 3.6kN/m^2 και 2.1kN/m^2 για τους μπατικούς και δρομικούς αντίστοιχα, ακόμη επί των περιμετρικών δοκών της οροφής υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1.20 m.

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικό-οικονομικών αναγκών θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεσματικότητας» (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεσματικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης με δεδομένη ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου.

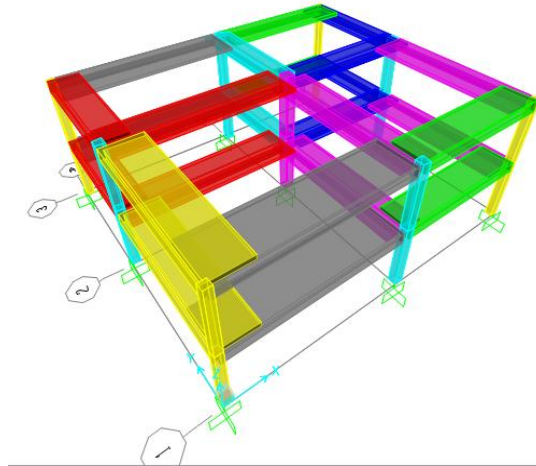
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεσματικότητας φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά το σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιοσεί κατάρρευσης
1. 10%	A1	B1	Γ1
2. 50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 1.1.: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

Από τις στάθμες επιτελεσματικότητας του Πίνακα 1.1. επιλέχθηκε η στάθμη "Προστασία Ζωής" γεγονός που επιτρέπει στον φέρον οργανισμό να αναπτύξει σημαντικές μετελαστικές παραμορφώσεις τέτοιες ώστε να διαθέτει επαρκή περιθώρια μέχρι την αστοχία. Το επίπεδο βλάβης που επιτρέπεται σε ένα στοιχείο αντικατοπτρίζεται σύμφωνα με εξίσωση **(KAN.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 4.4)**

$$\theta_d = 0.5 (\theta_u + \theta_y) / \gamma_{Rd}$$

Η διαδικασία που ακολουθεί, περιλαμβάνει την προσομοίωση και την ανάλυση της κατασκευής με την χρήση του προγράμματος SAP2000, μέσω δύο μεθόδων αναλύσεων, την ελαστική δυναμική μέθοδο q και την ανελαστική μέθοδο (μέθοδος Pushover). Επιπλέον έγινε χρήση του προγράμματος BIAX σε κάποια σημεία που αναφέρονται παρακάτω. Προκειμένου να γίνει η προσομοίωση και αποτίμηση της κατασκευής στο συγκεκριμένο λογισμικό, πρέπει να λάβουμε ορισμένες παραδοχές έτσι ώστε να προσομοιωθεί το κτίριο όσο γίνεται πιο κοντά στην πραγματικότητα. Παρακάτω, ακολουθεί αναλυτικά η εισαγωγή του φορέα στην ψηφιακή μορφή, καθώς και η περιγραφή κάποιων τροποποιήσεων που έγιναν. Αρχικά, ορίστηκε στο λογισμικό ο κάναβος της κατασκευής, ορίστηκαν οι διατομές και ακολούθως τα μέλη της κατασκευής. Έτσι διαμορφώθηκε το συνολικό τρισδιάστατο μοντέλο όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 2: Τρισδιάστατη απεικόνιση φορέα στο λογισμικό SAP2000.

Όλες οι δοκοί του φορέα θεωρήθηκαν πλακοδοκοί με έναν ή δύο βραχίονες αναλόγως αν είναι εξωτερικές ή εσωτερικές. Σύμφωνα με τα σχόλια της **§7.2.1 (γ) του ΚΑΝ.ΕΠΕ.** το συνεργαζόμενο πλάτος της δοκού (σε κάθε πλευρά) μπορεί να ληφθεί ίσο με το ένα τέταρτο του ανοίγματος της δοκού, ή με το μισό της καθαρής απόστασης μέχρι την πρώτη παράλληλη δοκό και όποιο είναι μικρότερο. Βάση τον **ΚΑΝ.ΕΠΕ (§ 7. 2.1 (γ))** θα πρέπει στις πλακοδοκούς, στην περίπτωση του εφελκυσμού να προσμετρούμε και τους παράλληλους στη δοκό οπλισμούς της πλάκας οι οποίοι βρίσκονται μέσα στο συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας, και είναι επαρκώς αγκυρωμένοι πέρα της στήριξης. Επίσης ανάλογα με την ανάλυση, μειώνουμε την δυσκαμψία ως ποσοστό σταδίου I. Όμοια με τις δοκούς, προσομοιώθηκαν και τα υποστυλώματα. Όλες οι πλάκες στο λογισμικό προσομοιώθηκαν ως διαφράγματα εξασφαλίζοντας ενιαία μετακίνηση των κόμβων κάθε ορόφου. Οι κόμβοι των πλαισίων θεωρήθηκαν στερεά σώματα. Επειδή η προσομοίωση γίνεται με γραμμικά μέλη, υπάρχει ένα τμήμα μέσα στον κόμβο το οποίο παραμένει άκαμπτο και θα πρέπει να προσομοιωθεί με άκαμπτους βραχίονες. Στην αποτίμηση του φορέα δεν συμπεριλήφθηκε η επιρροή των τοιχοπληρώσεων γιατί στόχος της εργασίας αυτής είναι η σύγκριση μεθόδων ανάλυσης αλλά και ενίσχυσης.

4. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΜΕ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

4.1.: ΕΦΑΡΜΟΓΗ- ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (q=1)

Προτού εξαχθεί η ελαστική δυναμική ανάλυση απαιτείται ο έλεγχος κάλυψης ορισμένων προϋποθέσεων που θέτει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αρχικά απαιτείται μια προκαταρκτική ανάλυση όπου η σεισμική δράση λαμβάνεται δίχως μείωση $q=1$, προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα κύρια στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, έτσι ώστε για κάθε στοιχείο να υπολογισθούν οι λόγοι ανεπάρκειας (ή δείκτες ανεπάρκειας) σύμφωνα με την **Εξ.5.1.ΚΑΝ.ΕΠΕ**: $\lambda = S/R_m$ όπου S_E : το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού με $q=1$ (**§. 4.4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ**) και R_m : η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες αντοχές των υλικών (**§ 5.1.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ**). Οι λόγοι υπολογίζονται μόνο με βάση τις αντοχές σε κάμψη, αφενός για συντόμευση των σχετικών υπολογισμών και αφετέρου διότι, ακόμη και στην περίπτωση που επιλεγεί (συνεκτιμώντας και τις τιμές των λ) ελαστική μέθοδος ανάλυσης, οι έλεγχοι σε τέμνουσα γίνονται με ικανοτική θεώρηση (**κεφ. 9 ΚΑΝ.ΕΠΕ**), άρα ελέγχεται η απαίτηση $\lambda \leq 1$ για την ικανοτική τέμνουσα. Οι έλεγχοι γίνονται με τον δυσμενέστερο από τους παρακάτω συνδυασμούς φόρτισης:

$1.1G + 0.3Q \pm Ex \pm 0.3Ey$, $1.1G + 0.3Q \pm Ey \pm 0.3Ex$ και για $Ag=0.24g$
 οπότε προκύπτουν τα εξής:

Στάθμη 1 ^η				Στάθμη 2 ^η			
A/A	λ	A/A	λ	A/A	λ	A/A	λ
K1	3.4	K6	4.82	K1	1.36	K6	1.54
K2	4.68	K7	2.61	K2	1.53	K7	1.23
K3	3.45	K8	3.84	K3	1.07	K8	1.35
K4	4.84	K9	3.43	K4	1.75	K9	1.21
K5	6.28			K5	3.28		

Πίνακας 2: Συντελεστές Καμπτικής ανεπάρκειας υποστυλωμάτων.

Όπως φαίνεται στον παραπάνω πίνακα κάποια μέλη ξεπερνούν το όριο του 2.5 για τον συντελεστή ανεπάρκειας τους,

Max λ στάθμης 1^η = 6.28, Max λ στάθμης 2^η = 3.28

4.2.: ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Στο σημείο αυτό ελέγχουμε αν τηρούνται οι προϋποθέσεις εφαρμογής της ελαστικής δυναμικής μεθόδου σύμφωνα με την **§. 5.6.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ** και αν το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό. Για τον τύπο του κτιρίου που εξετάζεται στην παρούσα εργασία και σύμφωνα με την περιγραφή του φέροντα οργανισμού, η δύο πρώτες συνθήκες της μορφολογικής κανονικότητας που ορίζονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ πληρούνται. Ακολουθεί ο έλεγχος της τήρησης των δύο επόμενων συνθηκών της μορφολογικής κανονικότητας με βάση τα αποτελέσματα της προκαταρκτικής ανάλυσης. Επειδή έχουμε $\lambda > 2.5$ πρέπει να αποδείξουμε την κανονικότητα του φορέα σύμφωνα με την **§. 5.5.1.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ**.

Βάσει των παραπάνω τιμών για του συντελεστές ανεπάρκειας κάθε υποστυλώματος υπολογίστηκαν οι μέσοι δείκτες ανεπάρκειας κάθε ορόφου από την **Εξ.5.2. ΚΑΝ.ΕΠΕ** για κάθε διεύθυνση του σεισμού X και Y, αντίστοιχα:

Στάθμη 1^η: $\lambda_{1x} = 4.68$ και $\lambda_{1y} = 4.66$ Στάθμη 2^η: $\lambda_{2x} = 2.13$ και $\lambda_{2y} = 2.03$

Αφού $\lambda_{1x} / \lambda_{2x} > 1.5$ και $\lambda_{1y} / \lambda_{2y} > .5$, δεν ικανοποιείται το 3^ο κριτήριο της μορφολογικής κανονικότητας για τη μη ύπαρξη καμπτοδιαμητικού ορόφου.

Ανεξαρτήτως όμως της ισχύος των συνθηκών, αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδης βλάβες, επιτρέπεται η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην

περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} που προβλέπονται στην **§4.5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ** αυξάνονται κατά 0.15.

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ q

Για την αποτίμηση του κτιρίου με την μέθοδο ελαστικής δυναμικής ανάλυσης, επιλέχθηκε σύμφωνα με τον πίνακα **Σ4.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ**, ενιαίος συντελεστής δείκτη συμπεριφοράς q ίσος με $q=1.7$. Η θεώρηση αυτή έγινε καθώς το δόμημα είναι κατασκευασμένο πριν από το 1985 χωρίς ουσιώδες βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία. Αν και δεν εξετάστηκε εάν οι τοιχοπληρώσεις έχουν ευμενή ή δυσμενή συμπεριφορά για το κτίριο, έτσι ώστε να γίνει καλύτερη εκτίμηση του δείκτη. Στα υποστυλώματα, για κάθε διεύθυνση (X ή Y), ως $M_{ed,max}$ είναι το δυσμενέστερο εντατικό μέγεθος που προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς $1.1G+0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y$, για τη διεύθυνση X και $1.1G+0.3Q \pm E_y \pm 0.3E_x$ για την διεύθυνση Y. Η ροπή αντοχής κάθε υποστυλώματος προκύπτει και για τις δύο διευθύνσεις από το πρόγραμμα ΒΙΑΧ, με βάση τους οπλισμούς και την αντίστοιχη κάθε φορά αξονική δύναμη ($G+0.3Q$) που καταπονεί το υποστύλωμα. Όσο αφορά τις δοκούς, υπολογίστηκε η ροπή αντοχής (με το πρόγραμμα ΒΙΑΧ) σε τρεις διατομές: άκρο (i), μέσον και άκρο(j) που προκύπτει για μηδέν αξονική δύναμη. Στον πίνακα που ακολουθεί φαίνονται τα ποσοστά ανεπάρκειας των στοιχείων της κατασκευής.

	Υποστυλώματα		Δοκοί	
	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
Όροφος 1 ^{ος}	100%	33.30%	92%	33.30%
Όροφος 2 ^{ος}	66%	0%	0%	0%

Πίνακας 3: Ποσοστά ανεπάρκειας κτιρίου

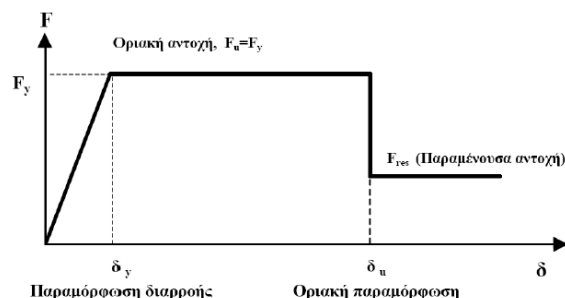
Αναλυτικότερα οι λόγοι ανεπάρκειας παρατίθενται παρακάτω. Επιπλέον, έγινε έλεγχος για τον εντοπισμό της σεισμικής επιτάχυνσης στην οποία υπάρχει πλήρης επάρκεια του κτιρίου κατά την αποτίμηση. Μετά από διαδοχικές επαναλήψεις της διαδικασίας για μικρότερες επιταχύνσεις αποδείχθηκε ότι το κτίριο θεωρείται επαρκές κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ σε μικρό σεισμό: **0.035g** για σ.ε Β για το πιο εύτροτο υποστύλωμα της κατασκευής (Κ5). Αυτό μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι κάποιος μπορεί γρήγορα και με αρκετά καλή προσέγγιση να υπολογίσει ελαστικά την σεισμική επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο που μελετά, ανάλογα με το λόγο ανεπάρκειας του κρισιμότερου υποστυλώματος, δηλαδή στην περίπτωση μας στο Κ5 ο λόγος ανεπάρκειας του υποστυλώματος αυτού είναι περίπου το 1/6 του 0.24g.

5. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκεινται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός και η σύγκρισή τους με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας και τις ικανότητες των μελών που προκύπτουν από τα προσομοιώματα για τη συμπεριφορά τους (**ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.7.1.1**)

Μία από τις βασικές προϋποθέσεις που θέτει ο Κανονισμός Επεμβάσεων για εφαρμογή της μεθόδου είναι η να εξασφαλίζεται τουλάχιστον ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ), γεγονός που στην περίπτωση μας καλύπτεται. Ακόμη, η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική, το οποίο επίσης πληρείται. Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου έντασης - παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Σε

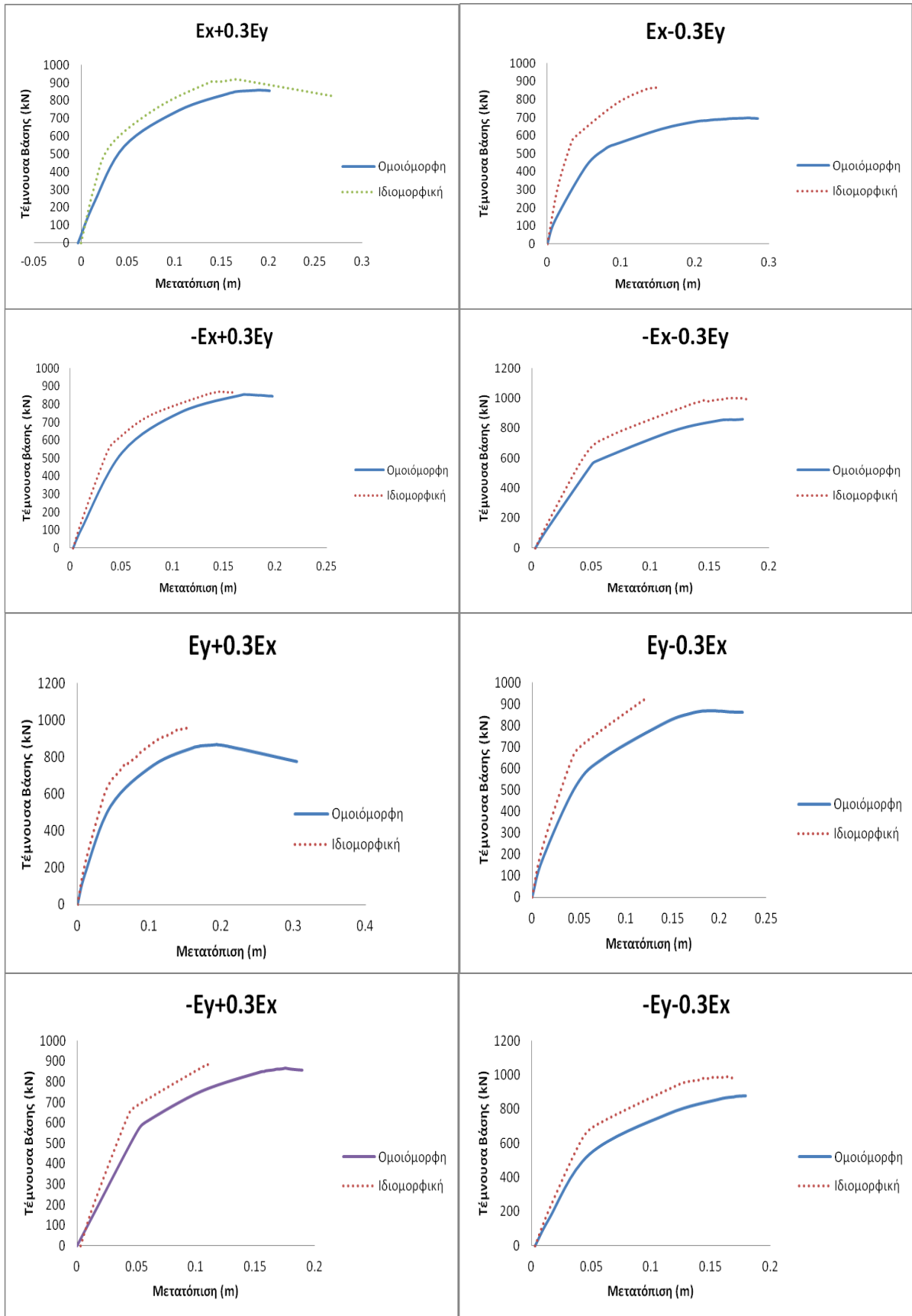
κάθε περιοχή που αναμένεται να εμφανισθεί ανελαστική συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης - παραμόρφωσης μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι την αστοχία, οι οποίες περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του. Οι καμπύλες αυτές έχουν τη μορφή του σχήματος που ακολουθεί.



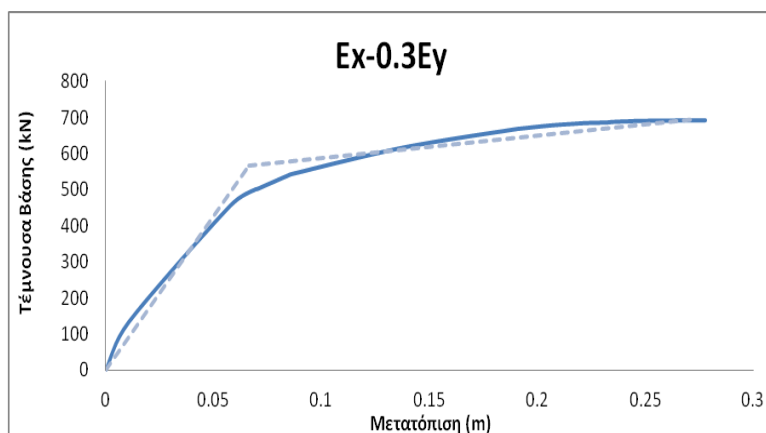
Σχήμα 3: Θεωρητικές καμπύλες εντατικού μεγέθους - παραμόρφωσης.

Σημειώνεται πως οι περιοχές όπου αναμένεται να εμφανισθεί η ανελαστική συμπεριφορά, σε κτίρια πλαισιακού τύπου, είναι οι κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων και των δοκών, όπου και ορίζονται οι «πλαστικές αρθρώσεις». Οι πλαστικές αρθρώσεις προσωμοιώνονται ως στροφικά ελατήρια, τα οποία ενεργοποιούνται μετά τη διαρροή της συγκεκριμένης διατομής και για ένα καθορισμένο μήκος. Η συμπεριφορά της πλαστικής άρθρωσης ορίζεται με τον καταστατικό νόμο ροπής- γωνίας στροφής χορδής του μέλους. Συγκεκριμένα, η διαδικασία που ακολουθήθηκε στην παρούσα εργασία είναι η εξής:

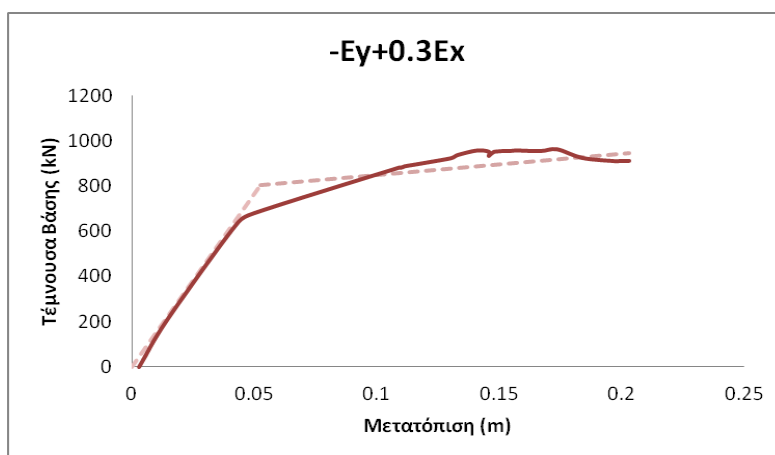
Αρχικά, έχοντας προηγηθεί η ελαστική ανάλυση για συνδυασμό $G+0.3Q$ με μειωμένες τις δυσκαμψίες των στοιχείων υπολογίστηκε η αξονική δύναμη N για κάθε μέλος όπου με γραμμική παρεμβολή από τα αποτελέσματα του προγράμματος BIAx, υπολογίστηκαν για κάθε διατομή οι καμπυλότητες στη διαρροή ϕ_y καθώς και η ροπή διαρροής M_y . Στη συνέχεια με χρήση λογισμικού Mathematica και από τις σχέσεις του **KAN.ΕΠΕ (§ 7.2 Σχέσεις A1-A6 του Παραρτήματος 7A καθώς και την Παρ. 9.3.1 για την εύρεση της στάθμης επιτελεστικότητας κάθε διατομής)** υπολογίστηκαν τα θ_y και θ_{um} ώστε μέσω της σχέσης $\theta_{um,pl}=\theta_{um}-\theta_y$ να προκύψει και η (μέση) τιμή του πλαστικού τμήματος της μέσης γωνίας στην του στοιχείου. Ο μετελαστικός κλάδος της καμπύλης λήφθηκε με κράτυνση (θετική κλίση) για λόγους αριθμητικής ευστάθειας. Εισήχθη ο νόμος $M-\theta$ για κάθε μέλος, μειώθηκε η δυσκαμψία του όπως ορίζει ο κανονισμός (βρέθηκε στα υποστυλώματα ότι οι δυσκαμψίες τους κυμαίνονται στο 12-18% του σταδίου I), υπολογίστηκε το κέντρο μάζας του κάθε ορόφου και ορίστηκε ο κόμβος ελέγχου στην κορυφή του κτιρίου. Τα σεισμικά φορτία εφαρμόστηκαν στη στάθμη κάθε διαφράγματος σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Ανεξαρτήτως του είδους της ανάλυσης, απαιτείται εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, προκειμένου να λαμβάνεται υπόψη, αφενός η ανακατανομή φορτίων εξαιτίας της ανελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αφετέρου η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών. Σεβόμενοι αυτά που ορίζει η **§ 5.7.3.3 του KAN.ΕΠΕ**, επιλέχθηκε ως κατανομή ιδιομορφική η κατανομή καθ' ύψος σύμφωνα με το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής στη θεωρούμενη διεύθυνση ενώ ως δεύτερη κατανομή, η "ομοιόμορφη" κατανομή αποτελούμενη από οριζόντια φορτία, ανάλογα προς τη μάζα κάθε στάθμης. Συνολικά εφαρμόστηκαν 16 ανελαστικές αναλύσεις, 8 για την ιδιομορφική κατανομή (Modal) και 8 για την ομοιόμορφη κατανομή (Lateral) και συγκεκριμένα για τους συνδυασμούς $E_x+0.3E_y$, $E_x-0.3E_y$, $-E_x+0.3E_y$, $-E_x-0.3E_y$, $E_y+0.3E_x$, $E_y-0.3E_x$, $-E_y+0.3E_x$, $-E_y-0.3E_x$. Ακολουθούν οι καμπύλες αντίστασης που προκύπτουν για τις 16 ανελαστικές στατικές αναλύσεις μέχρι αστοχίας του φορέα (ή μέχρι αδυναμίας εύρεσης λύσης από το χρησιμοποιούμενο λογισμικό).



Η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διεύθυνση X είναι η $E_x-0.3E_y$ και για τη διεύθυνση Y η $-E_y+0.3E_x$. Ακολούθησε διγραμμικοποίηση και για τις δύο αυτές φορτίσεις με τη μέθοδο που περιγράφει ο **KAN.EΠΕ § 5.7.3.4**, με στόχο την εύρεση της στοχευμένης μετακίνησης, έτσι ώστε να εξαχθούν συμπεράσματα για την πλαστική και ψαθυρή συμπεριφορά των μελών.



Σχήμα 4: Διγραμμικοποιημένο διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης-Μετακίνησης (X-0.3Y).



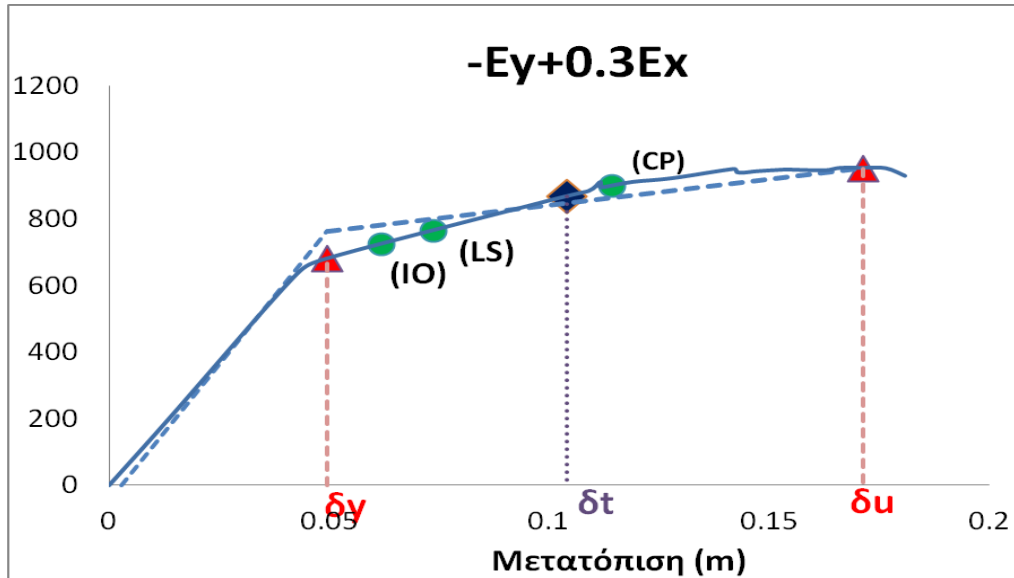
Σχήμα 5: Διγραμμικοποιημένο διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης-Μετακίνησης (-Y+0.3X)

Η στοχευμένη μετακίνηση δίνεται από τη σχέση:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \Phi_E(T) \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \quad \text{\textcolor{red}{§5.7.4.2 KAN.EΠΕ}}$$

Οι τιμές των συντελεστών που επιλέχθηκαν καθώς και οι αντίστοιχες μετατοπίσεις, φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Φόρτιση	C_0	C_1	C_2	C_3	T_1 (sec)	$\sqrt{K_0/K_e}$	T_e (sec)	Φ_e (m/sec ²)	δ_t (m)
$-E_y+0.3E_x$	1.2	1.0	1.1	1.0	0.8778	1	0.8778	4.023	0.104
$E_x-0.3E_y$	1.2	1.0	1.1	1.0	0.8778	1	0.8778	4.023	0.104



Σχήμα 6: Διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης-Μετακίνησης.

Παρατηρούμε ότι η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται στον ανελαστικό κλάδο της καμπύλης, μετά τη διαρροή και πριν την κατάρρευση της κατασκευής. Η έναρξη της διαρροής για το δυσμενέστερο συνδυασμό $-E_{\gamma}+0.3E_{\alpha}$ (ιδιομορφική) σημειώνεται για τέμνουσα βάσης περίπου 800kN, ενώ η πλήρης κατάρρευση του φορέα συμβαίνει για τέμνουσα βάσης περίπου 940kN.

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Εξετάζοντας την παραμόρφωση του κτιρίου, παρατηρούμε ανεπάρκεια των υποστυλωμάτων και στις δύο διευθύνσεις. Συγκεκριμένα, στη διεύθυνση X, για τη δυσμενέστερη φόρτιση, το κτίριο παρουσιάζει ένα υποστύλωμα (K5) της πρώτης στάθμης να έχει αστοχήσει, ενώ τα υπόλοιπα υποστυλώματα της πρώτης στάθμης (K1,K2,K3,K4,K7,K8,K9) έχουν μόλις ξεπεράσει το όριο της στάθμης "Προστασία Ζωής" και δεν έχει επέλθει η αστοχία τους. Κανένα υποστύλωμα της δεύτερης στάθμης δεν έχει ξεπεράσει τη στάθμη της "Άμεσης Χρήσης" και καμία δοκό δεν έχει ξεπεράσει την στάθμη επιτελεσματικότητας "Προστασία Ζωής" (μόνο μία (Δ4) έχει εισέλθει σε αυτή). Όσον αφορά τώρα τη διεύθυνση Y, για τη δυσμενέστερη φόρτιση, το κτίριο παρουσιάζει τρία υποστυλώματα (K4,K5,K7) της πρώτης στάθμης να έχουν αστοχήσει, ενώ τα υποστυλώματα της πρώτης στάθμης (K1,K2,K6,K8,K9) μόλις έχουν ξεπεράσει το όριο της στάθμης "Προστασία Ζωής" και δεν έχει επέλθει η αστοχία τους. Ακόμη, το υποστύλωμα K3 της πρώτης σταθμης βρίσκεται εντός της "Προστασίας Ζωής". Κανένα υποστύλωμα της δεύτερης στάθμης δεν έχει ξεπεράσει τη στάθμη της "Άμεσης Χρήσης" και καμία δοκό δεν έχει ξεπεράσει την στάθμη επιτελεσματικότητας "Προστασία Ζωής" (μόνο δύο (Δ8,Δ11) έχουν εισέλθει σε αυτή). Αναλυτικότερα, οι λόγοι ανεπάρκειας των μελών, παρατίθενται παρακάτω.

Στην συνέχεια έγινε υπολογισμός του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q του κτιρίου ο οποίος διαμορφώνεται ως το γινόμενο του παράγοντος υπεραντοχής q_u και του παράγοντα πλαστιμότητας q_p (**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ**). Η τιμή του παράγοντα q_u ισούται με το

λόγο α_0 / α_y όπου α_0 η τιμή της δύναμης στην αστοχία και α_y στη διαρροή. Η τιμή του q_p μεταβάλλεται αναλόγως της ιδιοπεριόδου του κτιρίου σύμφωνα με **§7.2.6 ΚΑΝ.ΕΠΕ**.

Το κτίριο μας έχει $T > T_c$ άρα $\mu_\delta = q_p$, όπου $\mu_\delta = \delta_{lim} / \delta_y$, με δ_{lim} : η μετακίνηση της κατασκευής τη στιγμή που το πρώτο στοιχείο ξεπερνάει το όριο της "Προστασίας Ζωής" και δ_y : η μετακίνηση στο όριο διαρροής της V-δ.

Για να υπολογιστεί χρειάζεται διγραμμικοποίηση των καμπυλών αντίστασης του σχήματος V-δ. Έχουμε λοιπόν από τη διγραμμικοποίηση του δυσμενέστερου συνδυασμού προκύπτουν εξής τιμές:

$\alpha_0 = 822$, $\alpha_y = 711.2$ άρα $q_u = 1.15$ και $\mu_\delta = 0.064 / 0.043 = 1.48$. Συνεπώς q για στάθμη επιτελεστικότητας B προκύπτει ίσο με $q = 1.71$ και η τέμνουσα βάσης στη στάθμη αυτή ισούται με 822kN.

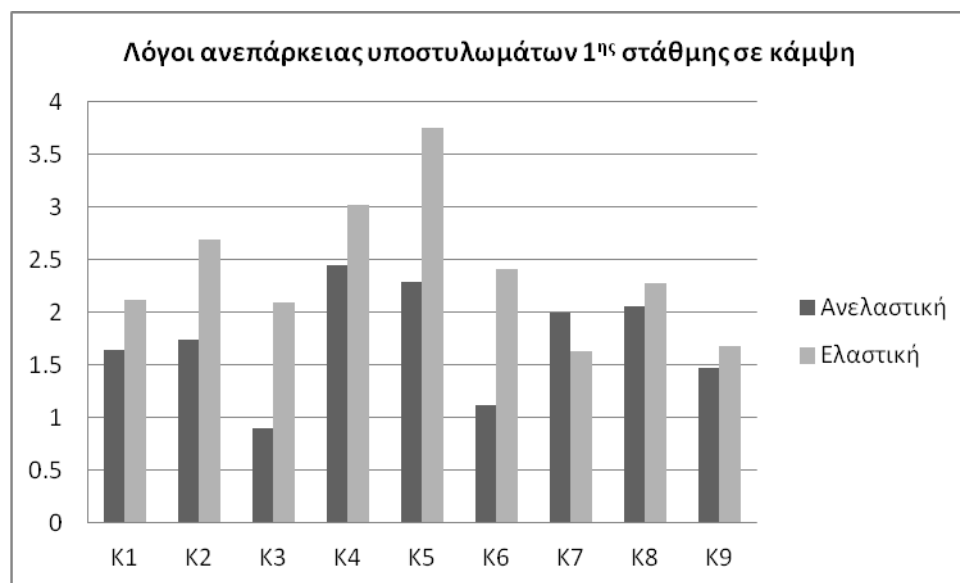
Στη συνέχεια, υπολογίστηκε και ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς q για τη στάθμη "Οιονεί κατάρρευση" όπου βρέθηκε $q = 2.46$ ($\mu_\delta = 0.0921 / 0.043$, $q_u = 1.156$) με τέμνουσα βάσης στη στάθμη αυτή ισούται με 830kN.

Επιπλέον πραγματοποιήθηκε έλεγχος για τον εντοπισμό της σεισμικής επιτάχυνσης στην οποία υπάρχει πλήρης επάρκεια του κτιρίου κατά την αποτίμηση με Στατική Ανελαστική Μέθοδο (Pushover) όπου έπειτα από διαδοχικές επαναλήψεις διαδικασίας για μικρότερες σεισμικές επιταχύνσεις, αποδείχθηκε ότι το κτίριο θεωρείται επαρκές κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ σε πολύ μικρούς σεισμούς και συγκεκριμένα **0.12g** για Στάθμη Επιτελεστικότητας B.

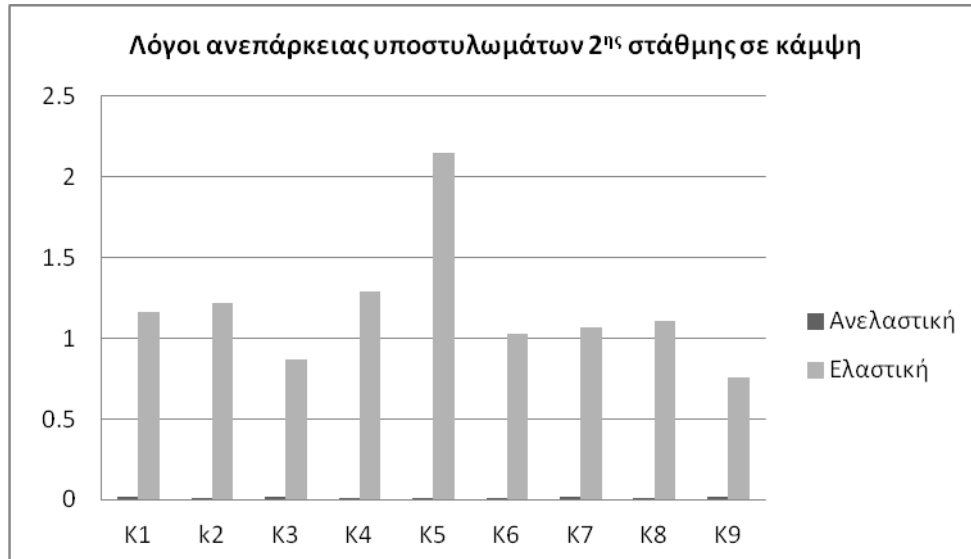
Είναι προφανές λοιπόν ότι το κτίριο χρήζει ενίσχυσης.

6. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΛΟΓΩΝ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ - ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

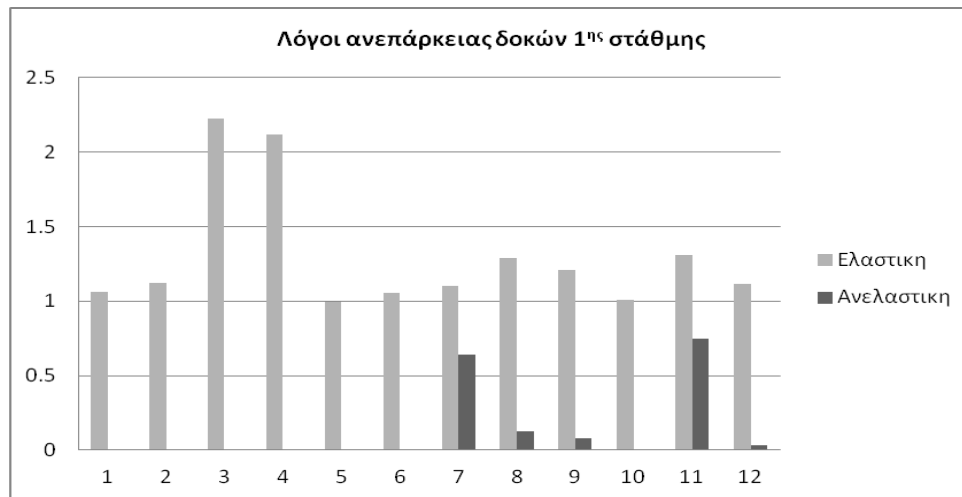
Ενδιαφέρον κρίνεται στο σημείο αυτό, η σύγκριση των λόγων ανεπάρκειας του υφιστάμενου φορέα, οι οποίοι προέκυψαν κατά τη διάρκεια τόσο της ελαστικής όσο και της ανελαστικής ανάλυσης όπως περιγράφηκαν παραπάνω.



Σχήμα 7: Λόγοι ανεπάρκειας υποστλωμάτων 1ης στάθμης



Σχήμα 8: Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων 2^{ης} στάθμης



Σχήμα 9: Λόγοι ανεπάρκειας δοκών 1^{ης} στάθμης

Όσον αφορά τις δοκούς της 2^{ης} στάθμης προέκυψαν λόγοι ανεπάρκειας αρκετά μικρότεροι της μονάδας, καθώς δεν παρατηρήθηκε αστοχία σε καμία από τις δύο μεθόδους ανάλυσης. Παρατηρούμε ότι τα υποστυλώματα έχουν μεγάλη ανεπάρκεια, τα οποία εμφανίζουν τη δημιουργία μαλακών ορόφων, ενώ οι δοκοί αντέχουν οριακά. Αυτό συμβαίνει διότι όπως γνωρίζουμε για τον σχεδιασμό παλαιότερων κτιρίων δεν υπήρχε η λογική του ικανοτικού σχεδιασμού.

7. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ

Μια από τις πιο ραγδαίες τεχνολογικές εξελίξεις των τελευταίων είκοσι ετών στον κατασκευαστικό κλάδο και συγκεκριμένα στον τομέα των ενισχύσεων είναι η χρήση σύνθετων υλικών όπως τα ινοπλισμένα πολυμερή (Fiber Reinforced Polymers). Η τεχνική αυτή εξαπλώθηκε και στην Ελλάδα, κυρίως μετά τον σεισμό της Αθήνας του 1999, για ενίσχυση του φέροντος οργανισμού που υπέστη βλάβες. Τα σύνθετα αυτά υλικά αποτελούνται από ίνες υψηλής εφελκυστικής αντοχής οι οποίες εμποτίζονται με κάποιο θερμοσκληρυνόμενο υλικό. Οι συνήθεις τύποι ινών που χρησιμοποιούνται είναι από γυαλί, αραμιδίδιο ή άνθρακα. Έχουν πολύ μικρό βάρος, εξαιρετικά υψηλή εφελκυστική αντοχή,

υψηλή αντοχή σε διάβρωση και δεν επηρεάζονται από τα ηλεκτρομαγνητικά πεδία. Όταν το συνεργείο είναι κατάλληλο, η μέθοδος ενίσχυσης με σύνθετα υλικά καθίσταται εύκολη και ταχύτατη. Κρίσιμα μειονεκτήματα στη μηχανική συμπεριφορά των υλικών αυτών, είναι η παντελής έλλειψη ολκιμότητας, η χαμηλή αντίσταση τους σε μέτριες και υψηλές θερμοκρασίες, η αμφισβητούμενη ανθεκτικότητά τους σε ορισμένες περιβαλλοντικές δράσεις και η σημαντική μείωση της αντοχής τους όταν βρίσκονται υπό μόνιμη τάση. Τα σύνθετα υλικά σήμερα προσφέρονται στην αγορά είτε ως ράβδοι ή πλέγματα για οπλισμό σε νέες κατασκευές, είτε ως τένοντες προέντασης, είτε ως υφάσματα ή ελάσματα για ενίσχυση στοιχείων σε υφιστάμενες κατασκευές.

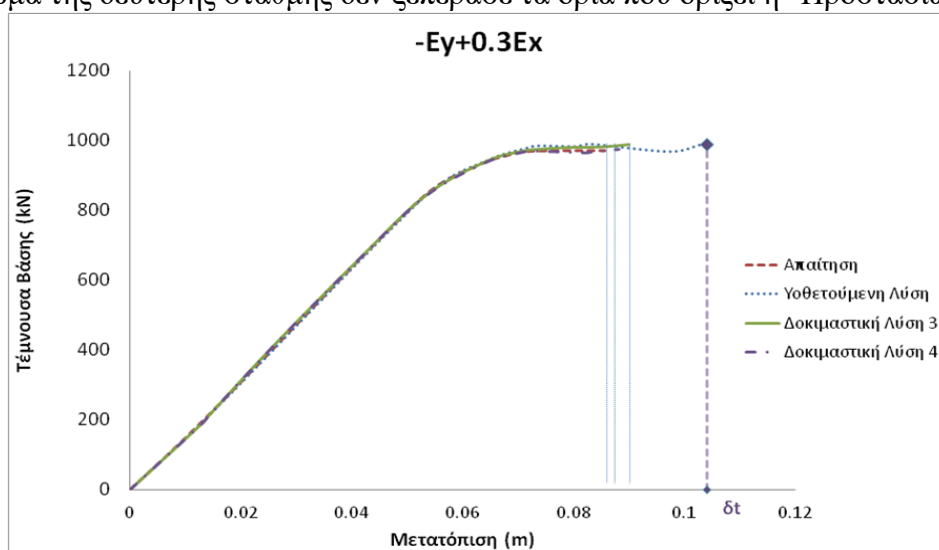
Στην δική μας περίπτωση, επιλέχθηκαν υφάσματα άνθρακα πάχος 0.17mm και 0.3mm για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων. Συγκεκριμένα, μέσω της διαδικασίας εύρεσης του απαιτούμενου πάχους όπως αυτή περιγράφεται στην **§ 8.3.2.3. στην αναθεωρημένη έκδοση ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017** με βάση το απαιτούμενο $\mu_{1/r}$ που προσδιορίστηκε από ανελαστική ανάλυση, προέκυψαν ως απαίτηση τα εξής:

Υποστυλώματα 300x300: 2 στρώσεις πάχους 0.17mm

Υποστυλώματα 350x350: 3 στρώσεις πάχους 0.17mm

Υποστυλώμα 450x450: 3 στρώσεις πάχους 0.3mm

Κάνοντας χρήση του βοηθητικού προγράμματος BIAx για μηδενική περίσφιξη από συνδετήρες και με την εισαγωγή αντοχής και παραμόρφωσης αυτών του περισφιγμένου από σύνθετα υλικά δόθηκαν τα χαρακτηριστικά των πλαστικών αρθρώσεων στο πρόγραμμα SAP2000. Έπειτα από ανάλυση push over με τα συγκεκριμένα πάχη, φάνηκε η αδυναμία του φορέα να φτάσει τη στάθμη "Προστασία Ζωής" και συγκεκριμένα τα υποστυλώματα K1,K2,K4,K5,K7 και K8 έχουν ξεπεράσει το όριο της "Προστασίας Ζωής" δίχως ωστόσο να έχουν ξεπεράσει το όριο της "Οιονεί Κατάρρευσης". Επιπλέον καμία δοκός και κανένα υποστυλώμα της δεύτερης στάθμης δεν ξεπέρασε τα όρια που ορίζει η "Προστασία Ζωής".

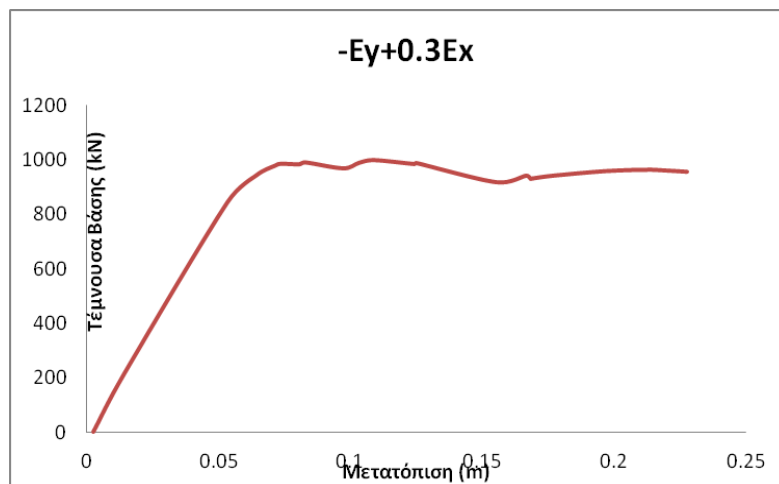


Σχήμα 10: Καμπύλες Τέμνουσας Βάσης-Μετατόπισης για ορισμένες από τις Δοκιματικές Λύσεις. (Δοκιμαστική Λύση 3: 6 στρώσεις πάχους 0.17 στο K5, 3 στρώσεις πάχους 0.17 στα K2,K4,K6,K8 και 2 στρώσεις του 0.17 στα K1,K3,K7,K9. Δοκιμαστική Λύση 4: 3 στρώσεις πάχους 0.3 σε κάθε υποστυλώμα).

Έπειτα από αλληπάλληλες δοκιμές επιλέχθηκαν υφάσματα 3 στρώσεων από 0.3mm πάχος το καθένα για υποστυλώματα K1,K2,K3,K4,K6,K7,K8,K9 και 6 στρώσεις πάχους 0.3mm για το εσωτερικό K5 υποστύλωμα. Τα αποτελέσματα για την περίπτωση αυτή ήταν τα εξής: Όλα τα υποστυλώματα εξαιρουμένου των K5 και K4 βρίσκονταν εντός των ορίων που θέτει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ για "Προστασία Ζωής" ενώ τα υποστυλώματα K4,K5 είχαν ξεπεράσει το όριο αυτό. Καμία δοκός και κανένα υποστύλωμα της δεύτερης στάθμης δεν είχε ξεράσει την "Προστασία Ζωής".

Ως ασφαλέστερη κρίθηκε προφανώς η περίπτωση που έχουν τοποθετηθεί 6 στρώσεις στο υποστύλωμα K5 καθώς πλησιάζει περισσότερο το στόχο μας. Ωστόσο, θεωρήθηκε οικονομικά ασύμφορη η δοκιμή για περισσότερες στρώσεις ενίσχυσης με στόχο κανένα υποστύλωμα να μην ξεπερνάει το όριο της "Προστασίας Ζωής" και έτσι, τα συμπεράσματα που ακολουθούν, βασίζονται στη λύση των 6 στρώσεων πάχους 0.3mm για το εσωτερικό και 3 στρώσεων πάχους 0.3mm για τα περιμετρικά.

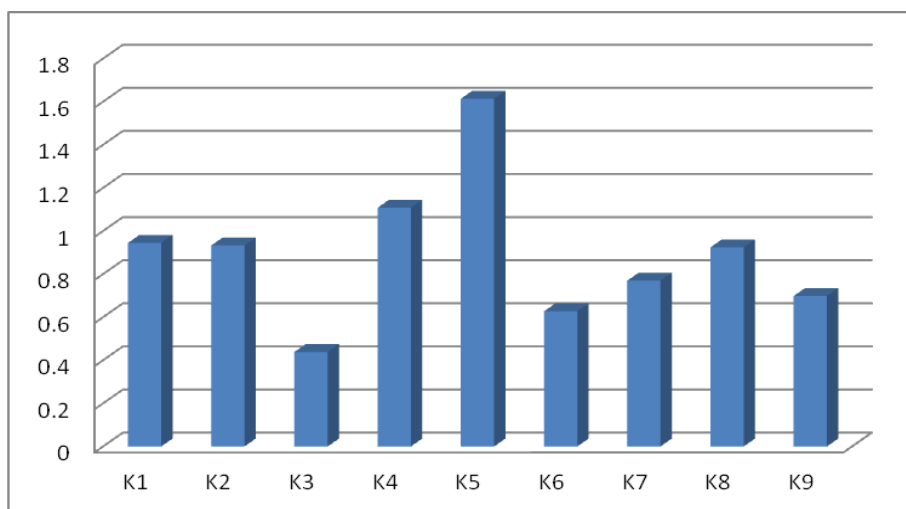
Η καμπύλη Τέμνουσας Βάσης- Μετακίνησης που προέκυψε για την συγκεκριμένη ενίσχυση είναι η ακόλουθη:



Σχήμα 11: Καμπύλη Τέμνουσας Βάσης-Μετατόπισης

Αξίζει να σημειωθεί ότι η ιδιοπερίοδος καθώς και η στοχευόμενη μετακίνηση δεν μεταβλήθηκαν ενώ το κτίριο πλέον αποδείχθηκε μέσω δοκιμών ότι αντέχει σεισμό **0.27g** όπου 4 υποστυλώματα μόλις που ξεπερνάνε το όριο "Προστασίας Ζωής" ενώ καμία δοκός δεν το ξεπερνά. Ακόμη, βρέθηκε ο δείκτης πλαστιμότητας q για Στάθμη Επιτελεστικότητας Β και Γ ίσος με $q=2.1$ ($\delta y=0.05$, $\delta u=0.0973$, $q_u=1.06$), και $q=2.65$ ($\delta y=0.05$, $\delta u=0.126$, $q_u=1.05$) αντίστοιχα. Βρέθηκε ακόμη ότι το κτίριο μπορεί να παραλάβει τέμνουσα περίπου ίση με 980kN.

Συγκεκριμένα, οι λόγοι επάρκειας-ανεπάρκειας για τα υποστυλώματα της πρώτης στάθμης για σ.ε."Προστασία Ζωής" έχουν ως εξής:



Σχήμα 12: Λόγοι ανεπάρκειας (επάρκειας) υποστυλωμάτων 1^{ης} στάθμης

8. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Η τεχνική της κατασκευής μανδύων σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος για αύξηση της αντοχής, καμπτικής και διατμητικής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας. Εφαρμόζεται σε περιπτώσεις στοιχείων με σοβαρές βλάβες ή ιδιαίτερη ανεπάρκεια των χαρακτηριστικών τους. Η τεχνική περιλαμβάνει αύξηση της διατομής του στοιχείου με νέο σκυρόδεμα με νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς. Η κατασκευή μπορεί να γίνει είτε με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (η οποία είναι πιο συνήθης πρακτική για την κατασκευή μανδύων μικρού πάχους και δεν απαιτείται ξυλότυπος) είτε με έγχυτο σκυρόδεμα (για μανδύες μεγαλύτερου πάχους και απαίτηση ξυλότυπου).

Για την ενίσχυση χρησιμοποιήθηκαν μανδύες πάχους 7 εκατοστών, σκυρόδεμα C20/25 και χάλυβας B500C. Στην περίπτωση των υποστυλωμάτων έγινε χρήση ολικού περιμετρικού μανδύα. Για την σύνδεση παλαιού και νέου σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκαν βλήτρα, χάλυβα B500C, διαμέτρου Φ14 και μήκους 15 εκατοστών, φροντίζοντας να ικανοποιούνται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ περί ελαχίστου μήκους, εγκάρσιου και διαμήκους οπλισμού. Για να καταλήξουμε στην τελική μορφή ενίσχυσης, η οποία παρουσιάζεται στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκαν διάφορες δοκιμές για διαφορετικές περιπτώσεις ενίσχυσης. Δεδομένης της κατάστασης του αρχικού φορέα, όπως αυτή διαπιστώθηκε από την αποτίμηση, αποφασίστηκε η ενίσχυση του συνόλου των υποστυλωμάτων. Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, ζητήθηκε η ενίσχυση μόνο υποστυλωμάτων και όχι δοκών, όπως και έγινε.

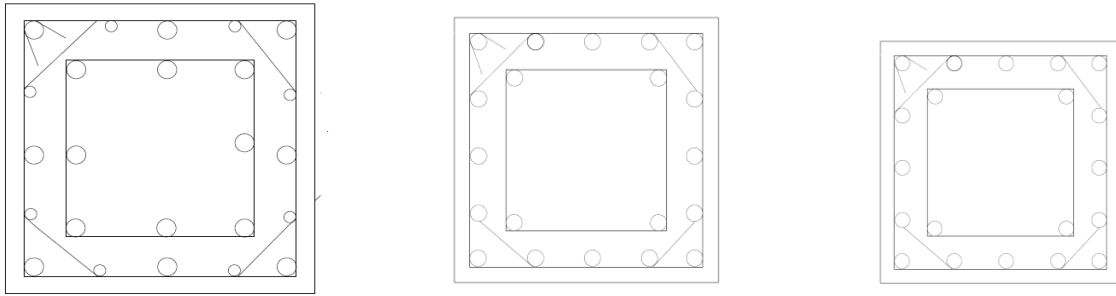
Οι οπλισμοί μανδύων των υποστυλωμάτων είναι:

Υποστυλώματα 300x300: 16Φ16

Υποστυλώματα 350x350: 16Φ16

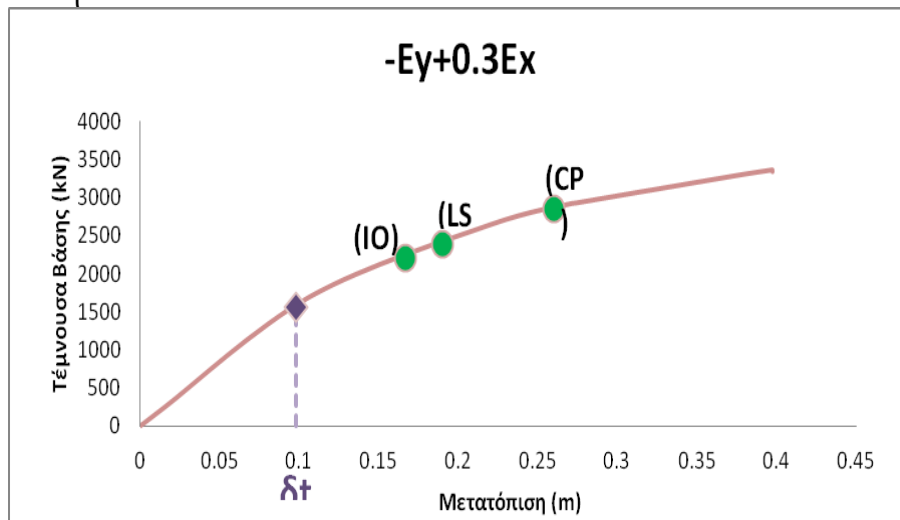
Υποστυλώμα 450x450: 8Φ18 και 8Φ20

Όλα τα υποστυλώματα διαθέτουν νέους συνδετήρες Φ8/100 ενώ για τη σύνδεση παλαιού και νέου σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκαν βλήτρα, με πυκνότητα 20cm στη διαμήκη διεύθυνση και 10cm στην εγκάρσια.



(α) **(β)** **(γ)**
Σχήμα 11: Ενισχυμένες διατομές υποστυλωμάτων διαστάσεων (α)450x450 (β) 350x350 και (γ) 300x300

Η καμπύλη Τέμνουσας Βάσης- Μετακίνησης που προέκυψε για την συγκεκριμένη ενίσχυση είναι η ακόλουθη:



Σχήμα 13 : Διάγραμμα Τέμνουσας βάσης-μετατόπισης για κύριο σεισμό στην Y διεύθυνση

Υπολογίστηκε η καινούρια στοχευόμενη μετακίνηση, λαμβάνοντας υπόψη τις καινούριες δυσκαμψίες και τη νέα ιδιοπερίοδο. Η καινούργια στοχευόμενη μετακίνηση για σ.ε Β λόγω της μικρής αλλαγής δυσκαμψιών (δυσκαμψίες υποστυλωμάτων 20-26% του Σταδίου Ι) δεν άλλαξε δραματικά $\delta t=0.098\text{m}$.

Με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης, βρέθηκε η μετατόπιση θραύσης ίση με 0.39m ενώ τέμνουσα βάσης στην θραύση περίπου ίση με 3280kN. Επιπλέον, συντελεστής πλαστιμότητας για στάθμη επιτελεστικότητας Β αλλά και Γ όπου βρέθηκε ίσος με $q=1.75$ ($\delta y=0.1334\text{m}$, $\delta t=0.218$, $q_u=1.07$) και $q=2.2$ αντίστοιχα. Η τέμνουσα βάσης για σ.ε Β που μπορεί με ασφάλεια να παραλάβει το ενισχυμένο κτίριο βρέθηκε ίση με 2367kN. Λόγω της υπερδιαστασιόλογησης της διατομής, ενώ αυξάνεται η καμπυλότητα διαρροής, μειώνεται η καμπυλότητα θραύσης και αυτό έχει ως αποτέλεσμα την μη αλλαγή πλαστιμότητας για την συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας.

Επιπρόσθετα, έγινε έλεγχος εύρεσης της σεισμικής επιτάχυνσης στην οποία υπάρχει πλήρης επάρκεια του κτιρίου. Μετά από διαδοχικές επαναλήψεις για διάφορες επιταχύνσεις αποδείχθηκε ότι το κτίριο θεωρείται επαρκές κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ σε σεισμό: **0.5g** για σ.ε Β με το

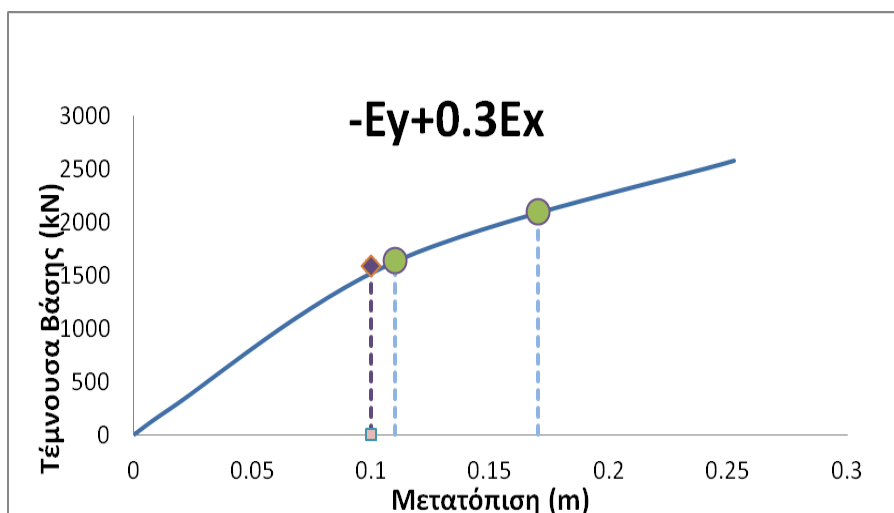
κεντρικό υποστύλωμα (K5) να ξεπερνάει μόλις το όριο σ.ε. "Προστασίας Ζωής" και τις δοκούς Δ7,Δ8,Δ10,Δ11 να αστοχούν. Για μικρότερο σεισμό και συγκεκριμένα για επιτάχυνση $0.4g$ κανένα υποστύλωμα δεν ξεπερνάει την "Προστασία Ζωής" ενώ οι δοκοί Δ8 και Δ10 μόλις που αστοχούν.

Όσον αφορά τους λόγους επάρκειας(-ανεπάρκειας) βρέθηκε ότι τόσο τα υποστυλώματα της πρώτης στάθμης όσο και της δεύτερης δεν ξεπερνούν το όριο της σ.ε. "Άμεση Χρήση" για τη στοχευόμενη μετατόπιση ενώ οι δοκοί Δ8 και Δ11 μόλις ξεπερνάνε τα όρια της "Προστασίας Ζωής" και συγκεκριμένα για τη δοκό Δ8 βρέθηκε $\lambda=2.43$ και Δ11 βρέθηκε $\lambda=2.44$. Αντιλαμβανόμαστε λοιπόν ότι το δόμημα είναι υπερασφαλές.

9. ΥΒΡΙΔΙΚΟΣ ΤΡΟΠΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ - ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΜΕΘΟΔΩΝ

Σκεπτόμενοι τα παραπάνω, κρίναμε απαραίτητη την παρουσίαση μίας προτεινόμενης υβριδικής λύσης, η οποία θα συνδυάζει τη μέθοδο ενίσχυσης με μανδύες από σύνθετα υλικά με αυτή της ενίσχυσης με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. Συγκεκριμένα, επιλέχθηκαν μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος για τα περιμετρικά υποστυλώματα ενώ μανδύες από σύνθετα υλικά στο κεντρικό εσωτερικό υποστύλωμα. Η επιλογή αυτή έγινε με στόχο, να αποτρέψουμε τα προβλήματα που προκαλεί στο εσωτερικό του υφιστάμενου κτιρίου ο τρόπος ενίσχυσης με τους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος (π.χ. καταστροφές σε πατώματα) και παράλληλα να εκμεταλλευτούμε την ταχύτητα της μεθόδου εφαρμογής των μανδύων από σύνθετα υλικά καθώς και τις ιδιότητες αυτών. Η λύση που παρουσιάζεται είναι ενδεικτική και προφανώς θα υπάρχουν κι άλλοι τρόποι συνδυασμού των μεθόδων αυτών, που πιθανώς να οδηγούν σε λύση οικονομικότερη καθώς και σε καλύτερη συμπεριφορά της κατασκευής στους σεισμικούς συνδυασμούς.

Αναλυτικότερα, επιλέχθηκαν να τοποθετηθούν τα ελάχιστα απαιτούμενα σίδερα 16Φ16 σύμφωνα με τις κατασκευαστικές διατάξεις που ορίζει ο Ευροκώδικας για ΚΠΥ σε μανδύα 7 εκατοστών σκυροδέματος C20/25 και χάλυβα B500C ενώ συνδετήρες Φ8/100 τοποθετήθηκαν επίσης. Όσον αφορά το κεντρικό εσωτερικό υποστύλωμα επιλέχθηκε η ενίσχυση του με ύφασμα άνθρακα, 3 στρώσεων πάχους 0.3 η κάθε μία. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση για τους δυσμενείς σεισμικούς συνδυασμούς ήταν τα ακόλουθα:



Σχήμα 14: Διαγράμματα Τέμνουσας Βάσης-Μετατόπισης κόμβου ελέγχου για τη δυσμενέστερη φόρτιση σε κάθε διεύθυνση.

Υπολογίστηκε η καινούρια στοχευόμενη μετακίνηση, λαμβάνοντας υπόψη τις καινούριες δυσκαμψίες και τη νέα ιδιοπερίοδο. Η καινούργια στοχευόμενη μετακίνηση για σ.ε Β λόγω της ελάχιστης αλλαγής δυσκαμψιών στα υποστυλώματα που ενισχύθηκαν με οπλισμένους μανδύες (δυσκαμψίες υποστυλωμάτων 20-26% του Σταδίου Ι) δεν άλλαξε ιδιαίτερα $\delta t=0.10$. Με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης, βρέθηκε η μετατόπιση για πλήρη κατάρρευση της κατασκευής ίση με 0.5m και τέμνουσα βάσης στην κατάρρευση ίση με 3050kN. Επιπλέον, συντελεστής πλαστιμότητας για στάθμη επιτελεστικότητας Β αλλά και Γ όπου βρέθηκε ίσος με $q=1.54$ ($\delta y=0.0744m$, $\delta t=0.11$, $q_u=1.04$) και $q=1.67$ αντίστοιχα. Ενώ βρέθηκε για σ.ε.Β το ενισχυμένο με αυτή τη μέθοδο κτίριο, μπορεί να παραλάβει τέμνουσα 1641kN.

Επιπρόσθετα, έγινε έλεγχος εύρεσης της σεισμικής επιτάχυνσης στην οποία υπάρχει πλήρης επάρκεια του κτιρίου. Μετά από διαδοχικές επαναλήψεις για διάφορες επιταχύνσεις αποδείχθηκε ότι το κτίριο θεωρείται επαρκές κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ σε σεισμό: 0.27g για σ.ε Β με το κεντρικό υποστύλωμα (K5) να ξεπερνάει μόλις το όριο σ.ε. "Προστασία Ζωής".

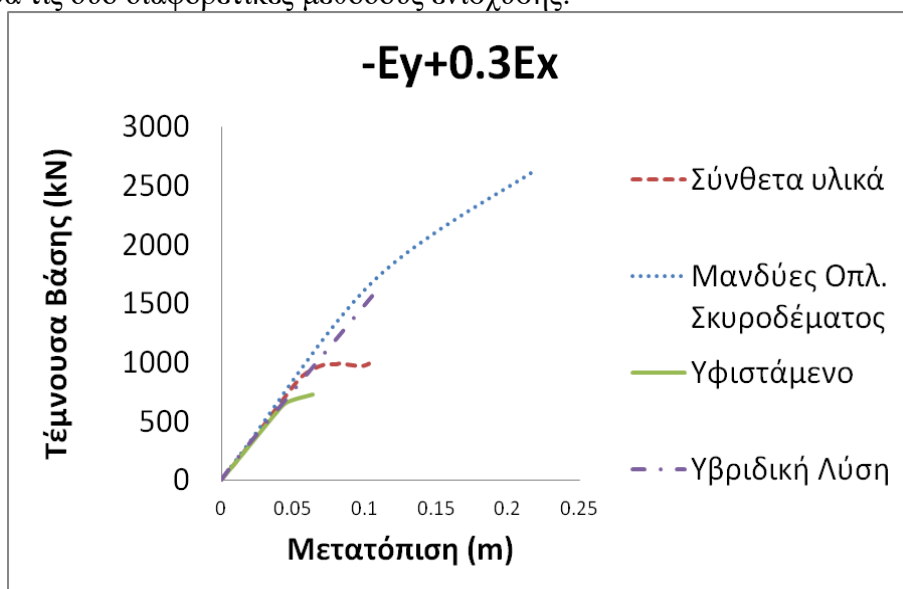
10. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Οι μέθοδοι οι οποίες εφαρμόστηκαν στη συγκεκριμένη εργασία δίνουν παραπλήσια αποτελέσματα αλλά διαφορετικά. Συγκεκριμένα από αυτά που αναλύθηκαν παραπάνω καταλήγουμε στα εξής συμπεράσματα:

- Η ελαστική μέθοδος αποδεικνύεται η πιο συντηρητική αφού προκύπτουν περισσότερες ανεπάρκειες σε σχέση με τη Στατική Ανελαστική Μέθοδο (pushover).
- Μέσω της ελαστικής ανάλυσης βρέθηκε ότι το κτίριο θεωρείται επαρκές κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ για σεισμό με **σεισμική επιτάχυνση** ίση ή μικρότερη του 0.035g για σ.ε.Β ενώ μέσω ανελαστικής ανάλυσης, βρέθηκε ότι το δόμημα θεωρείται επαρκές για σεισμικές επιταχύνσεις ίσες ή μικρότερες 0.12g για σ.ε Β. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η Ανελαστική Μέθοδος κάνει τους ελέγχους της ανίσωσης ασφαλείας χρησιμοποιώντας όρους παραμορφώσεων με αποτέλεσμα να έχει μεγαλύτερη ακρίβεια για την συμπεριφορά των μελών του φορέα υπό ανελαστικές παραμορφώσεις καθώς λαμβάνει υπόψη της τις ανακατανομές που συμβαίνουν στο φορέα και είναι σε θέση να προβλέψει το κρίσιμο μηχανισμό αστοχίας της κατασκευής (π.χ. μαλακός όροφος, ιεράρχηση δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων κ.α.). Επιπλέον, η Ανελαστική Μέθοδος λόγω της μεγαλύτερης ακρίβειας, χρησιμοποιεί μικρότερους συντελεστές ασφαλείας. Ωστόσο, η ευαισθησία αυτής της μεθόδου, καθώς εμπεριέχει αρκετές παραδοχές οι οποίες δίνονται από το χρήστη και μια μικρή μεταβολή σε αυτές θα οδηγούσε σε εσφαλμένα αποτελέσματα αποτίμησης και ανασχεδιασμού. Εν αντιθέσει, οι ελαστικές μέθοδοι κάνουν ελέγχους της ανίσωσης ασφαλείας σε όρους εντατικών μεγεθών, με αποτέλεσμα να έχουν μεγαλύτερες αβεβαιότητες για την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής και να χρειάζονται μεγαλύτερους συντελεστές ασφαλείας.
- Με την μέθοδο ελαστικής ανάλυσης προκύπτουν περισσότερα μέλη να αστοχούν έναντι αυτών που προκύπτουν από την ανελαστική (αναλυτικά οι λόγοι ανεπάρκειας στην παράγραφο 6 της παρούσας εργασίας). Επιπλέον, στα μέλη που προκύπτουν ανεπάρκειες τόσο στην ελαστική όσο και στην ανελαστική, οι **λόγοι ανεπάρκειας** που βρίσκονται μέσω της ελαστικής είναι αισθητά μεγαλύτεροι από τους αντίστοιχους της ανελαστικής.
- Παρατηρούμε ακόμη ότι η επιλογή ενιαίου **συντελεστή συμπεριφοράς** $q=1.7$ για σ.ε. "Προστασία Ζωής" για κτίρια κατασκευασμένα πριν το 1985 που υιοθετήθηκε κατά την αποτίμηση με ελαστική ανάλυση από τον αντίστοιχο πίνακα του κανονισμού, επιβεβαιώνεται και με την ανελαστική ανάλυση καθώς προέκυψε όπως

προαναφέραμε $q=1.71$ για στάθμη επιτελεστικότητας Β στην υφιστάμενη κατασκευή, συνεπώς η επιλογή του δείκτη συμπεριφοράς $q=1.7$ που προτείνει ο κανονισμός κρίνεται κατάλληλη. Ακόμη, ο υπολογισμός του ίδιου συντελεστή για σ.ε. Γ, όπως αυτός προκύπτει από τον q για σ.ε. Β μέσω της διαδικασίας που ορίζει ο **ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 4.4**, επιβεβαιώνεται καθώς με ανελαστική ανάλυση προέκυψε για σ.ε. Γ $q=2.46$ ($q_{\Gamma}=1.4 \cdot q_{\text{B}}$).

Όσον αφορά τις δύο διαφορετικές μεθόδους ενίσχυσης:



Σχήμα 15: Συγκεντρικό διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης-Μετατόπισης για τις προτεινόμενες λύσεις.

Με τους μανδύες σύνθετων υλικών, επιτυγχάνεται να μην περίσφιγξη στα υποστυλώματα και καλύπτεται ένα μεγάλο ποσοστό της βλάβης όπως φαίνεται και από τους δείκτες ανεπάρκειας, αλλά, ακόμη και με τη δοκιμή των 6 στρώσεων πάχους 0.3 στο κεντρικό υποστυλώμα και 3 στρώσεων πάχους 0.3 στα υπόλοιπα, υπό σεισμικό συνδυασμό φόρτισης, δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις σε δύο υποστυλώματα (κορυφή-βάση του Κ5 και κορυφή Κ7) οι οποίες ξεπερνάνε το όριο "Προστασίας Ζωής" στο τελευταίο βήμα της μεθόδου push-over για την δεδομένη στοχευόμενη μετακίνηση. Αντιλαμβανόμαστε λοιπόν ότι η μέθοδος των μανδύων σύνθετων υλικών για το συγκεκριμένο κτίριο, τις συγκεκριμένες φορτίσεις και τους συγκεκριμένους στόχους κρίνεται μάλλον ακατάλληλη στο να χρησιμοποιηθεί ως μέθοδος ενίσχυσης δίχως να συνδυαστεί με κάποια ακόμη (π.χ. μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος). Το γεγονός αυτό δεν γίνεται να γενικευτεί για άλλα αντίστοιχα κτίρια καθώς οι ανάγκες του κάθε δομήματος είναι διαφορετικές και τα σύνθετα υλικά είναι ένας τρόπος ενίσχυσης με πολλαπλά οφέλη. Αν υποθέσουμε ότι υιοθετούμε την λύση αυτή με τις 6 στρώσεις στο κεντρικό υποστυλώμα, παρατηρούμε ότι αυξήθηκε η πλαστιμότητα και συγκεκριμένα σε ποσοστό 23% για σ.ε.Β ενώ μόλις 7.7% για σ.ε.Γ. Δηλαδή, αναβαθμίστηκε η ικανότητα της κατασκευής σε μετακινήσεις σε ποσοστό 30% για τη διεύθυνση Υ. Η αύξηση αυτή οφείλεται στην μεγαλύτερη ικανότητα καμπτικής παραμόρφωσης που προσφέρουν οι μανδύες. Επίσης, παρατηρήθηκε πολύ μικρή αύξηση της τέμνουσας βάσης σε ποσοστό 19% στη διεύθυνση Υ για σ.ε.Β. Από την συγκριτική καμπύλη αντίστασης του αρχικού με τον ενισχυόμενο φορέα (σχήμα 13), παρατηρούμε ότι η μετελαστική συμπεριφορά του φορέα δεν αλλάζει κι σχεδόν ταυτίζεται με αυτή του αρχικού φορέα με μεγαλύτερη ωστόσο, ικανότητα μετακίνησης. Ακόμη, παρατηρήθηκε μηδενική μεταβολή στη δυσκαμψία και κατά συνέπεια και στην ιδιοπερίοδο του κτιρίου και στις δύο διευθύνσεις (η

μη μεταβολή της δυσκαμψίας είναι χαρακτηριστικό γνώρισμα στις ενισχύσεις με σύνθετα υλικά). Τέλος, παρατηρείται μια γενικότερη αναβάθμιση στο φορέα καθώς με αμελητέα αύξηση στο βάρος και μηδενική μεταβολή στα χαρακτηριστικά του (δυσκαμψία-ιδιοπερίοδος) τα μέλη της κατασκευής αποκτούν επάρκεια για σεισμό 0.27g στη στάθμη επιτελεστικότητας "Προστασία Ζωής".

Από την άλλη, με τους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος όπου επιλέχθηκε η τοποθέτηση των ελάχιστων απαιτούμενων σιδερών για ΚΠΥ παρατηρούμε ότι η ικανότητα της κατασκευής σε μετακινήσεις αυξήθηκε σε ποσοστό 155% για τη διεύθυνση Y και σ.ε.Β. Επίσης, παρατηρήθηκε πολύ σημαντική αύξηση της τέμνουσας βάσης για σ.ε. Β και συγκεκριμένα σε ποσοστό 188% στη διεύθυνση Y. Μεταβολή στις δυσκαμψίες και την ιδιοπερίοδο του κτιρίου οδήγησε στην επάρκεια της κατασκευής μας για σ.ε. Β σε σεισμό 0.5g. Επιπροσθέτως παρατηρήθηκε αύξηση του συντελεστή πλαστιμότητας για σ.ε Β σε ποσοστό 2.3% και για σ.ε.Γ ο ίδιος συντελεστής μειώθηκε 10%. Αντιλαμβανόμαστε λοιπόν, ότι με αυτό τον τρόπο ενίσχυσης έχουμε επιτύχει το στόχο μας. Ωστόσο, η αλλαγή των διατομών σε μεγαλύτερες (λόγω των μανδύων) πιθανόν να οδηγεί σε αλλαγή της διαρρύθμισης των εσωτερικών χώρων του κτιρίου κάτι το οποίο δύναται να μην είναι επιθυμητό από τον ιδιοκτήτη.

Με την υβριδική προτεινόμενη λύση, προέκυψε και πάλι ότι κανένα υποστύλωμα δεν ξεπερνάει το όριο της Προστασίας Ζωής για σ.ε. Β για τη στοχευόμενη μετακίνηση ενώ η ικανότητα της κατασκευής σε μετακινήσεις αυξήθηκε σε ποσοστό 55% για τη διεύθυνση Y και σ.ε.Β. Επίσης, παρατηρήθηκε αύξηση της τέμνουσας βάσης σε ποσοστό 63% στη διεύθυνση Y και σ.ε.Β. Όσον αφορά το δείκτη πλαστιμότητας, αυτός μειώθηκε τόσο για σ.ε.Β σε ποσοστό 9.9% όσο και για σ.ε. Γ όπου υπολογίστηκε μείωση σε ποσοστό 32%. Ακόμη, βρέθηκε η ενισχυμένη κατασκευή να αντέχει σεισμό 0.27g με μόλις τα πρώτο υποστύλωμα (K5) να ξεπερνάει το όριο "Προστασία Ζωής" και ο συντελεστής συμπεριφοράς για σ.ε. Β να ισούται με 1.6. Με την λύση αυτή αποφεύγουμε εν μέρει τα προβλήματα που δημιουργούν στο εσωτερικό του κτιρίου οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και εκμεταλλευόμαστε τις ιδιότητες των σύνθετων υλικών.

11. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΚΑΝ.ΕΠΕ (2013), Κανονισμός Επεμβάσεων, 1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013
- [2] Δρίτσος Η.Στέφανος (2014), Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- [3] Τριανταφύλλου Χ.Αθανάσιος (2017), σημειώσεις από το ΠΜΣ: Προηγμένα Υλικά και Εφαρμογές σε Νέες Κατασκευές & Ενισχύσεις, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα
- [4] Τριανταφύλλου Χ.Αθανάσιος (2006), Ενισχύσεις Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος και Φέρουσας Τοιχοποιίας με Σύνθετα Υλικά, Πάτρα
- [5] Μιχαήλ Ν. Φαρδής (2015), Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος, Μέρος Ι, Πάτρα
- [5] Μανώλης Γ.Σφακιανάκης (ΒΙΑΧ), Πρόγραμμα ΒΙΑΧ, Οδηγίες Χρήσης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- [6] Μανώλης Γ.Σφακιανάκης (2013), Αναλύσεις τύπου Pushover με τα προγράμματα CSi SAP2000, ETABS & BIAΧ, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- [7] Κίρτας Εμμανουήλ, Παναγόπουλος Γεώργιος (2015), Ανελαστική στατική ανάλυση (pushover), Κεφάλαιο 12, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε. και Μηχανικών Τοπογραφίας και Γεωπληροφορικής Τ.Ε., ΤΕΙ Κεντρικής Μακεδονίας
- [8] Γεώργιος Παναγόπουλος, Πρόγραμμα Bilin, ΤΕΙ Κεντρικής Μακεδονίας

