

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ ΣΕ ΙΣΟΓΕΙΟ ΚΑΙ ΠΡΩΤΟ ΟΡΟΦΟ ΚΑΤΑ ΚΑΝΕ.ΠΕ.

ΠΑΥΛΟΥ ΝΙΚΟΛΑΟΣ

Προπτυχιακός Φοιτητής Π.Π., nikospavlou36@gmail.com

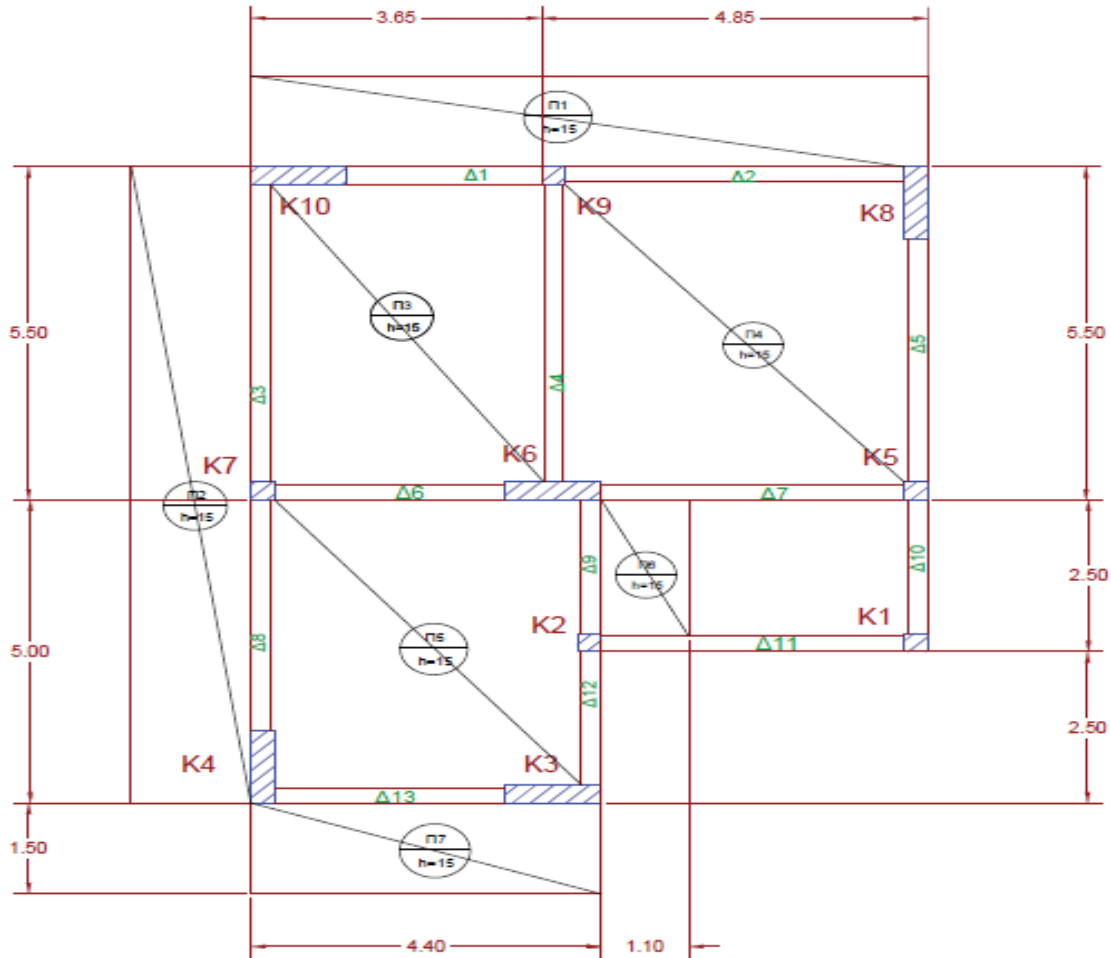
Περίληψη

Η παρούσα εργασία πραγματεύεται την αποτίμηση και ανάλυση της συμπεριφοράς και επάρκειας μιας πεντάωροφης υφιστάμενης κατασκευής πριν το 1995 από οπλισμένο σκυρόδεμα, με δύο ορόφους (ισόγειο και πρώτο) χωρίς τοιχοπληρώσεις. Η αποτίμηση έγινε με την ανελαστική στατική ανάλυση pushover αλλά προέκυψε ότι χρειάζεται και ελαστική ανάλυση που έγινε με τη μέθοδο m. Στόχος της εργασίας είναι να ερευνηθεί την επιρροή των τοιχοπληρώσεων στην κατασκευή τη μία φορά τοποθετώντας τοιχοπληρώσεις στον πρώτο όροφο και διατηρώντας τα ανοίγματα στο ισόγειο (κατασκευή τύπου πιλοτή) και την άλλη τοποθετώντας τοιχοπληρώσεις τόσο στο ισόγειο όσο και στον πρώτο όροφο. Περιλαμβάνει διαφορετικούς τρόπους ενίσχυσης σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝΕΠΕ, προκειμένου να διαπιστωθεί επάρκεια στην κατασκευή και στις δύο περιπτώσεις. Προέκυψε ότι το κτίριο με τις τοιχοπληρώσεις στον πρώτο όροφο και στην πιλοτή χρειάστηκε λιγότερες ενισχύσεις λόγω της ευεργετικής συμπεριφοράς των τοιχοπληρώσεων στα περιμετρικά ανοίγματα του ορόφου. Για την προσομοίωση και ανάλυση της κατασκευής έγινε χρήση του στατικού προγράμματος FESPA-TEKTON.

1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Ο φορέας που χρησιμοποιήθηκε είναι ένα πεντάωροφο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος, το οποίο είχε κατασκευαστεί το 1992 με τους ισχύοντες τότε κανονισμούς (του 1985). Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας και μη έχοντας τη δυνατότητα άντλησης πειραματικών αποτελεσμάτων από κάποιο υφιστάμενο κτίριο ελήφθησαν οι εξής παραδοχές μελέτης:

Το υπό μελέτη κτίριο έχει ύψος ορόφου 3m. Οι δοκοί έχουν διαστάσεις 250x500 mm. Τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικά με διαστάσεις 300x300 mm, ενώ τα τοιχώματα έχουν διαστάσεις 1200x300 mm. Οι πεδιλοδοκοί θεμελίωσης έχουν διαστάσεις 300x900 mm ενώ οι πλάκες έχουν πάχος 150 mm.



Σχήμα 1:Κάτοψη τυπικού ορόφου του κτιρίου στο AUTOCAD

Όσον αφορά τους οπλισμούς των δομικών στοιχείων ισχύουν τα παρακάτω:

- Τα υποστυλώματα έχουν περιμετρικό διαμήκη οπλισμό 8Φ16 και εγκάρσιο οπλισμό ορθογωνικούς συνδετήρες Φ8/190.
- Τα τοιχώματα είναι οπλισμένα με 4Φ18 παράλληλα στις μικρές πλευρές τους και με 4Φ18+4Φ16 στις μεγάλες. Οι συνδετήρες είναι ορθογωνικοί Φ8/135.
- Οι δοκοί είναι οπλισμένες με 2Φ12 στο άνω μέρος και στο κάτω μέρος με 4Φ12 στο άνοιγμα, ενώ στις στηρίξεις 4Φ12 στο άνω μέρος. Οι συνδετήρες είναι ορθογωνικοί Φ8/20 ενώ στις κρίσιμες περιοχές Φ8/15.
- Οι πλάκες δεν ελέγχονται, καθώς δεν αναλαμβάνουν σεισμικά φορτία. Λαμβάνεται απλά υπ' όψη η διαφραγματική τους λειτουργία.

Επιπλέον στοιχεία μελέτης

- Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε ήταν B300 και ο χάλυβας οπλισμού S400
- Η μέση αντοχή σκυροδέματος σήμερα είναι $f_{cm} = 18$ (MPa) και η χαρακτηριστική αντοχή $f_{ck} = f_{cm} - s = 14$ (MPa), όπου $s = 3$ η διασπορά
- Η μέση αντοχή χάλυβα σήμερα είναι $f_{yk} = 400$ (MPa) και $f_{ym} = 460$ (MPa)
- Κινητά φορτία στις πλάκες 2 KN/m^2 , στους προβόλους 5 KN/m^2 και στην πλάκα Π6 που ενώνεται με τη σκάλα $3,5 \text{ KN/m}^2$
- Φορτία επικάλυψης σε όλες τις πλάκες 1.3 KN/m^2
- Σπουδαιότητα κτιρίου συνήθης II
- Περιοχή ζώνης σεισμικότητας 2 (εδafική επιτάχυνση $0,24g$)
- Έδαφος: άργιλος πολύ υγρή με δείκτη $K_s = 28000 \text{ KN/m}^2/\text{m}$

- Επιτρεπόμενη τάση εδάφους: 250 KN/m^2
- Ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων
- Περιμετρικά σε κάθε όροφο εκτός του ισογείου **και του πρώτου ορόφου** υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φορτίο $3,5 \text{ KN/m}^2$ επιφάνειας όψης και εσωτερικά υπάρχει δρομική τοιχοποιία με 2 KN/m^2 μειωμένα κατά 50% και 35% αντίστοιχα λόγω των ανοιγμάτων τους. Στις δοκούς οροφής υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1m.

2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ [1],[2]

Ως στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται η ελάχιστη στάθμη αντοχής (δηλαδή το αποδεκτό επίπεδο βλαβών) που θα πρέπει να έχει η κατασκευή με βάση την επιλογή του Κύριου του Έργου. Ο καθορισμός του στόχου σχεδιασμού εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Η κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται με βάση την οριακή γωνία στροφής χορδής ως εξής:

- Περιορισμού βλαβών (Damage Limitation - DL)

Η οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών ή αλλιώς η Στάθμη επιτελεστικότητας Α (άμεση χρήση μετά τον σεισμό) εισάγει το κριτήριο ο φορέας να έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν περάσει τη διαρροή και να διατηρούν την αντοχή και την δυσκαμψία τους. Η απαίτηση σε όρους γωνίας στροφής χορδής για κύρια και δευτερεύοντα μέλη είναι: $\theta < \theta_{DL} = \theta_y$

- Στάθμη σημαντικών βλαβών (Severe Damage-SD):

Κατά την οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών ή Στάθμη Επιτελεστικότητας Β (Προστασία ζωής), τα φέροντα στοιχεία επιτρέπεται να φέρουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις. Τα πρωτεύοντα μέλη εξασφαλίζεται ότι διαθέτουν αρκετό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας θ_u . Το κριτήριο συμμόρφωσης σε όρους γωνίας στροφής χορδής εκφράζεται ως εξής: $\theta < (\theta_y + \theta_u) / (2 * \gamma_{RD})$ για πρωτεύοντα μέλη ενώ για δευτερεύοντα μέλη $\theta < (\theta_y + \theta_u) / 2$.

- Στάθμη Οιονεί Κατάρρευσης (Near Collapse-NC):

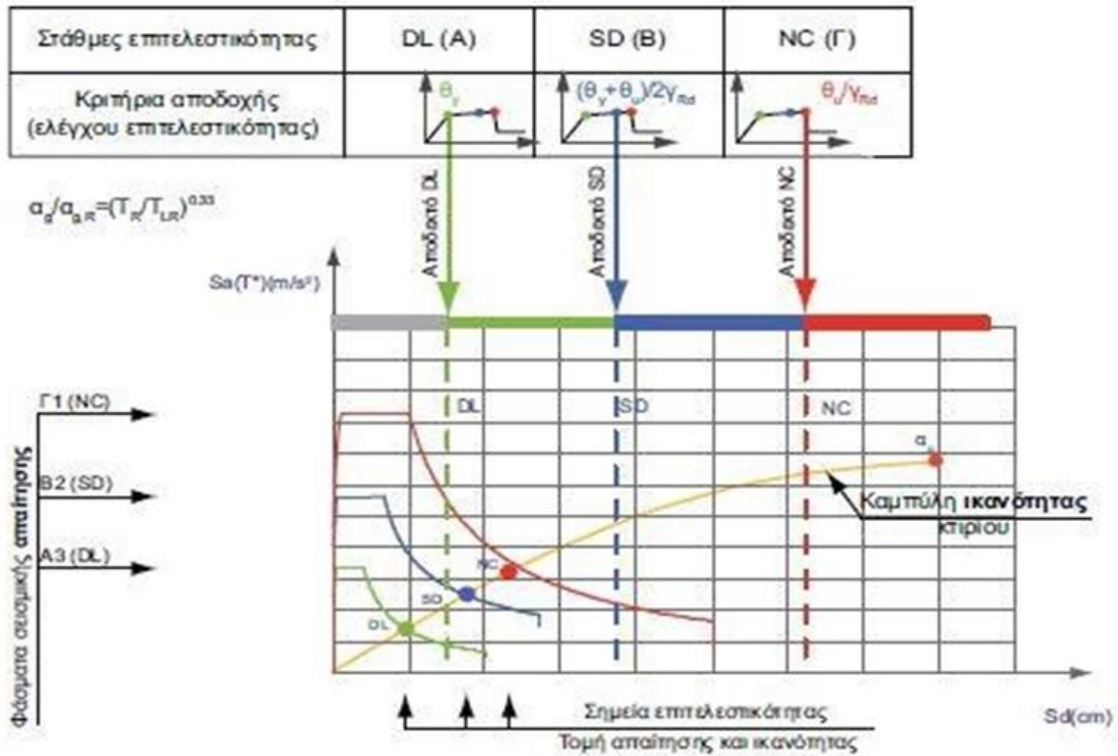
Στην οριακή κατάσταση Οιονεί Κατάρρευση ή Στάθμη Επιτελεστικότητας Γ (Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης) για τα φέροντα στοιχεία εξασφαλίζεται ότι δεν θα υπάρξει υπέρβαση της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας. Το κριτήριο συμμόρφωσης σε όρους γωνίας στροφής χορδής εκφράζεται ως εξής: $\theta = \theta_u / \gamma_{RD}$ για πρωτεύοντα μέλη και $\theta = \theta_u$ για δευτερεύοντα μέλη με $\gamma_{RD} = 1,5$.

Στο επόμενο σχήμα παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης για μια κατασκευή με πορτοκαλί χρώμα καθώς και τα ελαστικά φάσματα απαίτησης για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας. Η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου εξαρτάται από τις ιδιότητές του και όχι από το φάσμα του σεισμού το οποίο καθορίζει την απαίτηση. Αυτή η καμπύλη απεικονίζει τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου του κτιρίου, που ορίστηκε στο υποστύλωμα Κ6 του τελευταίου ορόφου, σε σχέση με την επιτάχυνση. Η καμπύλη απαίτησης εξαρτάται από το φάσμα του σεισμού δηλαδή από την τοποθεσία που έχει κατασκευαστεί το κτίριο.

Καθώς ωθούμε το κτίριο οριζόντια με μια μικρή δύναμη όλα τα μέλη παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Καθώς αυξάνεται η δύναμη εμφανίζεται η πρώτη πλαστική άρθρωση στο πλέον εύρωστο μέλος. Στο σημείο αυτό σχεδιάζεται η κατακόρυφη διακεκομμένη πράσινη γραμμή και είναι χαρακτηριστικό για το κτίριο διότι εδώ εξαντλείται η ικανότητά του για 'Άμεση χρήση'. Στη συνέχεια αυξάνεται και άλλο η δύναμη και κάποια πλαστική άρθρωση θα φτάσει στο όριο στροφής που είναι αποδεκτό για την 'Προστασία ζωής'. Στο σημείο αυτό φέρεται η κατακόρυφη διακεκομμένη μπλε γραμμή. Περαιτέρω αύξηση των δυνάμεων που εφαρμόζονται στο κτίριο οδηγεί σε ακόμη μεγαλύτερες παραμορφώσεις των πλαστικών αρθρώσεων ώστε κάποια από αυτές να φτάσει το όριο της 'Οιονεί κατάρρευσης'. Στο σημείο αυτό σχεδιάζεται η κατακόρυφη διακεκομμένη κόκκινη γραμμή. Από το σημείο αυτό και

έπειτα το κτίριο συνεχίζει να παραμορφώνεται χωρίς όμως πρόσθετη απώλεια της αντοχής του.

Το σημείο που η απαίτηση συναντά την ικανότητα του κτιρίου ονομάζεται στοχευόμενη μετακίνηση. Με τις χρωματιστές κουκίδες πάνω στην καμπύλη ικανότητας του κτιρίου σημειώνονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις. Όταν για παράδειγμα η κόκκινη κουκίδα (σημείο απαίτησης) παραμένει αριστερά από την κόκκινη διακεκομμένη γραμμή αυτό σημαίνει ότι το κτίριο επαρκεί για τη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.



Σχήμα 2: Καμπύλη αντίστασης κατασκευής [2]

Επειδή το συγκεκριμένο κτίριο είναι σπουδαιότητας II σύμφωνα με τον **(ΚΑΝ.ΕΠΕ.ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 2.1)** η ελάχιστη στάθμη επιτελεστικότητας είναι η Γ1

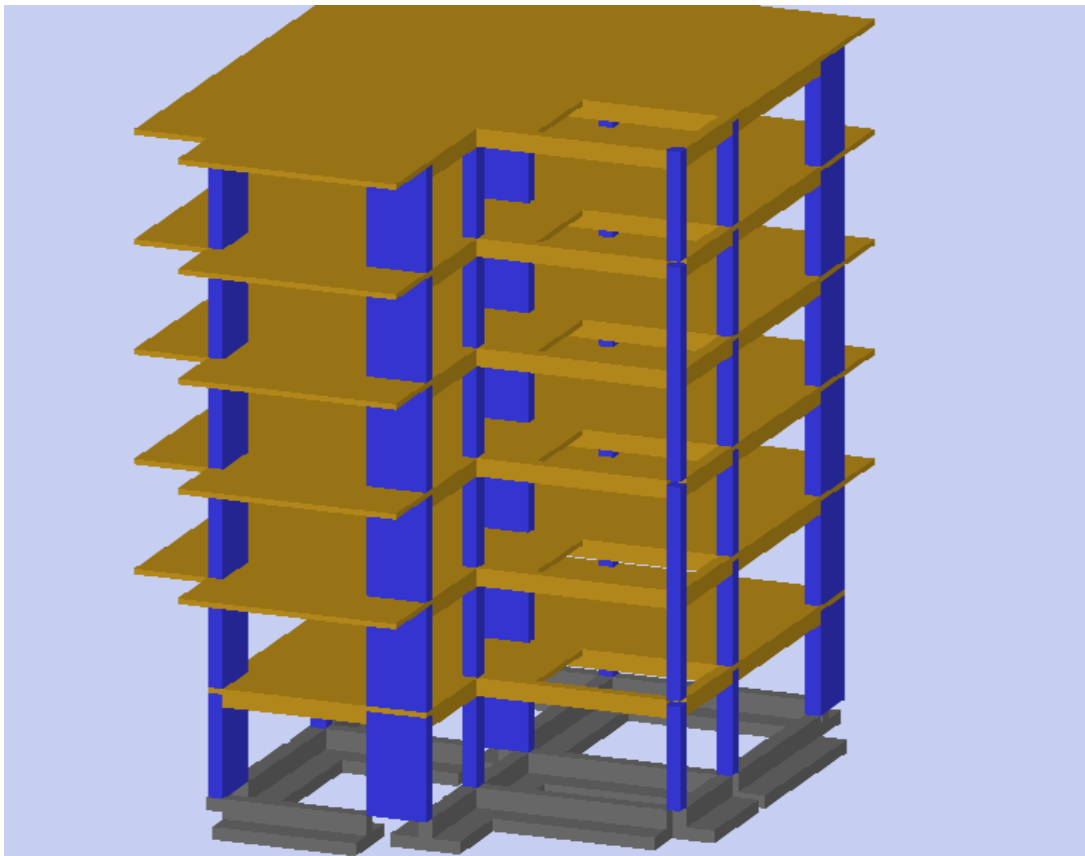
Κατηγορία Σπουδαιότητας	Στόχοι
I	Γ2
II	Γ1
III	B1
IV	B1 και A2 (Ικανοποίηση και των δύο στόχων)

Πίνακας 1:Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι στάθμης επιτελεστικότητας σύμφωνα με την κατηγορία σπουδαιότητας

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη <u>επιτελεστικότητας</u> φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	« <u>Οιονεί</u> Κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 2:Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (ΚΑΝ.ΕΠΕ.§2.2.1)

Στον παραπάνω πίνακα βλέπουμε ότι ο στόχος της στάθμης Γ1 είναι η προστασία ζωής των ενοίκων σε ένα σεισμικό γεγονός που έχει περίοδο επανάληψης 10% στα 50 χρόνια.



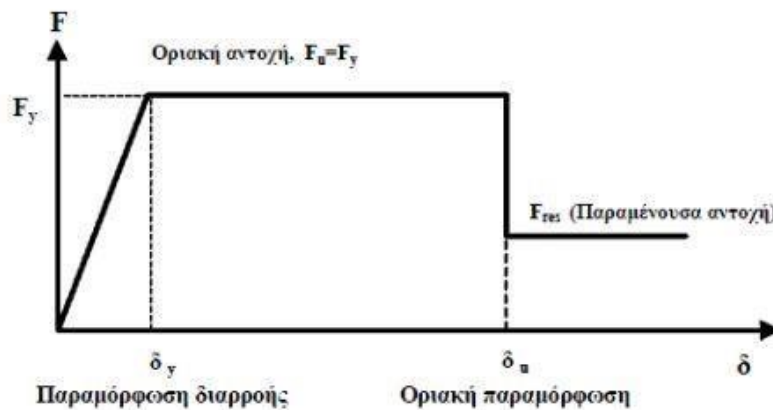
Σχήμα 3:Απεικόνιση του κτιρίου

2.1 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ [1],[2]

Η ανελαστική στατική ανάλυση γνωστή ως pushover analysis είναι μια ευρέως διαδεδομένη μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού, όπου η υλοποίησή της αποσκοπεί στην προσέγγιση της συμπεριφοράς της κατασκευής έναντι ενός φαινομένου υποβολής μονοτονικά αυξανόμενων πλευρικών φορτίων, όπως ακριβώς και στη περίπτωση καταπόνησης από μία σεισμική διέγερση στην πραγματικότητα, έως ότου κάποιο δομικό στοιχείο του φέροντος οργανισμού δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία που του επιβάλλονται και επομένως φτάνει στην αστοχία. Αυτό επιτυγχάνεται θεωρώντας τις ανελαστικές παραμορφώσεις

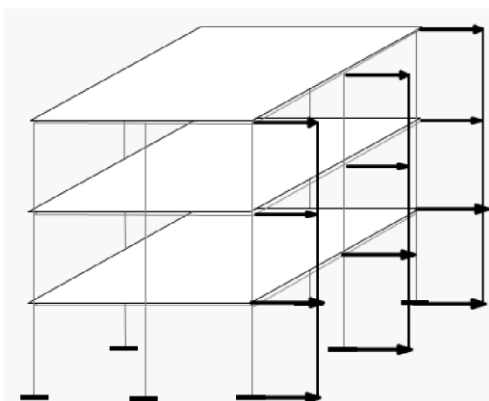
συγκεντρωμένες σε συγκεκριμένες κρίσιμες θέσεις (πλαστικές αρθρώσεις). Κύριος στόχος λοιπόν της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία, όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. **(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.1.1)**

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η προσομοίωση της καμπύλης F-δ γίνεται μέσω ενός πολυγραμμικού διαγράμματος, όπου η F εκφράζεται σε όρους ροπής και η δ σε όρους στροφής χορδής.

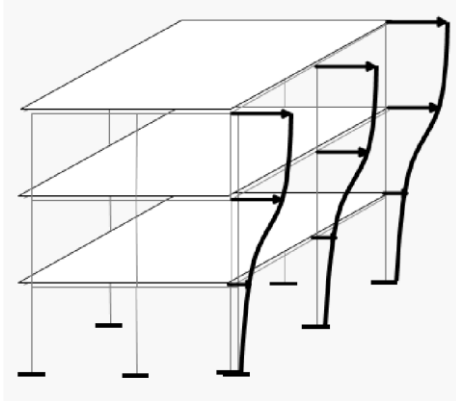


Σχήμα 4: Ιδεατό διάγραμμα ανελαστικής συμπεριφοράς γραμμικών μελών οπλισμένου σκυροδέματος ή της κατασκευής ως σύνολο [2]

Οι κατανομές φόρτισης που επιλέχτηκαν να γίνουν σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι η ομοιόμορφη και η ιδιομορφική. Στην ομοιόμορφη κατανομή η επιλογή της κατανομής των οριζόντιων φορτίων βασίζεται σε οριζόντιες δυνάμεις ανάλογες της μάζας ανεξαρτήτου στάθμης. Στην ιδιομορφική κατανομή η επιλογή της κατανομής των οριζόντιων φορτίων βασίζεται στο σχήμα της ιδιομορφής της κατασκευής που αντιστοιχεί στο μεγαλύτερο ποσοστό ιδιομορφικής μάζας.



Σχήμα 5: Ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιων φορτίων [2]



Σχήμα 6: Ιδιομορφική κατανομή οριζόντιων φορτίων [2]

Ο ενιαίος (καθολικός) δείκτης συμπεριφοράς q ενός δομήματος, διαμορφώνεται από το γινόμενο του παράγοντα υπεραντοχής q_u και του παράγοντα πλαστιμότητας q_p . Η τιμή του παράγοντα πλαστιμότητας q_p , που διαμορφώνει τον δείκτη q ($q=q_u \cdot q_p$), συνδέεται με την τιμή του δείκτη πλαστιμότητας συνολικής οριζόντιας μετάθεσης του κτιρίου, $\mu\delta$, αναφερομένου στην κορυφή του κτιρίου ή στο σημείο εφαρμογής της συνισταμένης ολικής οριζόντιας σεισμικής δύναμης:

$$q_p = 1 + T/T_c(\mu\delta - 1) \quad \text{για } T < T_c$$

$$q_p = \mu\delta \quad \text{για } T > T_c$$

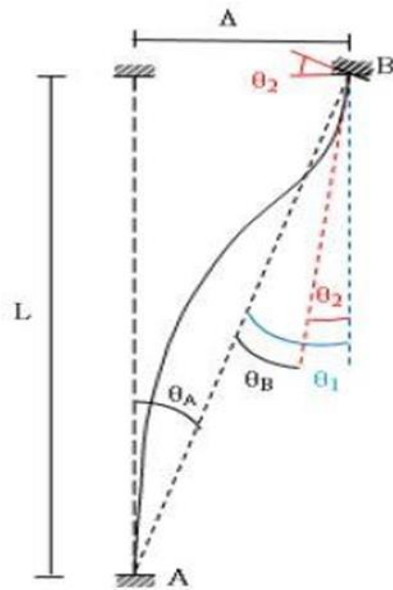
όπου T η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου στην υπόψη διεύθυνση και T_c η περίοδος στην αρχή του φθίνοντος κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων (δηλ. στο τέλος της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης). (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.6.2)

Ο παράγοντας υπεραντοχής (q_u), που εκφράζεται σε όρους δύναμης, ισούται με τον λόγο της σεισμικής δύναμης (τέμνουσας βάσης) V_u που οδηγεί σε γενικευμένη διαρροή πολλών δομικών στοιχείων (έναρξη μηχανισμού ορόφου, με κίνδυνο γενικής αστάθειας) ως προς τη δύναμη V_1 που οδηγεί σε διαρροή του πρώτου δομικού στοιχείου ($q_u = V_u/V_1$). (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 4.2)

Επιπλέον, ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης (δ_t), υπολογίζεται με βάση τη σχέση: $\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (T_c^2/4\pi^2) \cdot S_e(T)$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ5.6), όπου C_0 , C_1 , C_2 , C_3 διορθωτικοί συντελεστές και $S_e(T)$ η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_c .

Για την περίπτωση της κάμψης στην ανελαστική ανάλυση pushover, ως λόγος επάρκειας λ για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται ο λόγος της γωνίας στροφής χορδής που αποκτά το μέλος στη στοχευόμενη μετακίνηση προς τη γωνία στροφής χορδής που ορίζει η κάθε στάθμη, ενώ για την περίπτωση της διάτμησης ως λόγος επάρκειας λ ορίζεται ο λόγος της τέμνουσας του μέλους που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση προς τη διατμητική αντοχή του μέλους. Για τις στάθμες Α, Β, Γ που ελέγχονται στη μελέτη και για μετατόπιση ίση με την αντίστοιχη στοχευόμενη, υπολογίζονται οι λόγοι $\lambda = \theta_s/\theta_d$ και $\lambda = V/V_{Rd}$. Εφόσον $\lambda \leq 1.00$, τότε το κριτήριο θεωρείται ότι ικανοποιείται, διαφορετικά θα πρέπει να εξεταστούν μέθοδοι ενίσχυσης.

Ακόμη η γωνία στροφής χορδής από την οποία εξαρτάται η καμπτική ροπή ορίζεται από την εφαπτομένη στο εν λόγω άκρο του μέλους και τη χορδή που ενώνει τα δύο άκρα, όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα:

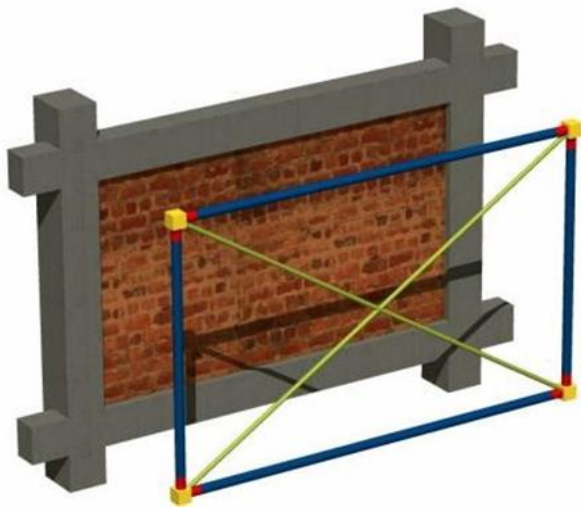


Σχήμα 7: Γωνίες στροφής χορδής στους κόμβους γραμμικού μέλους[2]

Κατά την εφαρμογή της pushover, ελήφθησαν υπ' όψη οι τοιχοπληρώσεις σε όλους τους ορόφους εκτός του ισόγειου και του πρώτου ορόφου με διαγώνιους θλιπτήρες. Πάχος τοιχοπληρώσεων ελήφθει 20cm, παραμόρφωση διαρροής $\epsilon_y=0,1\%$ και χαρακτηριστική αντοχή $f_{wc,s}=1,5\text{ MPa}$. Επιπλέον, τα ανοίγματα των τοιχοπληρώσεων είναι μικρότερα του 20% των αντίστοιχων διαστάσεων του φαντώματος και τοποθετημένα στο κέντρο αυτού. Επομένως, κατά (KAN.ΕΠΕ.§5.4.1) το άνοιγμα θεωρήθηκε αμελητέο στην προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων.

Το πλάτος b της θλιβόμενης διαγωνίου εκτιμάται με βάση την ισοδυναμία και το συμβιβαστό παραμορφώσεων και δυνάμεων, από όπου προκύπτει: $b=0,15L$ (KAN.ΕΠΕ.§4.7.1), όπου το $L = \sqrt{l^2 + h^2}$ είναι το μήκος του διαγώνιου θλιπτήρα, l και h είναι το καθαρό μήκος και ύψος του φαντώματος, αντίστοιχα.

Κατά αυτόν τον τρόπο, προκύπτει η ακόλουθη εικόνα στην οποία επισημαίνεται το φυσικό και το υπολογιστικό μοντέλο μιας τοιχοπλήρωσης.



Σχήμα 8: Φυσικό και Υπολογιστικό προσομοίωμα μιας τοιχοπλήρωσης.[3]

Αντοχή	Τοιχοπλήρωση	Ποιότητα Δόμησης και Σφήνωσης		
		Καλή	Μέση	Κακή
Λοξή Θλίψη $f_{wc\ s}$, (MPa)	Μπατικός	2.00	1.50	1.00
	Δρομικός	1.50	1.00	0.75
Διαγώνια Ρηγμάτωση f_{wv} (MPa)	Μπατικός	0.25	0.20	0.15
	Δρομικός	0.20	0.15	0.10

Πίνακας 3. «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Αντοχής Τοιχοπληρώσεων

2.2 ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ [1]

Η ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) σύμφωνα με τον **(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.2)**, προκειμένου να μπορεί να εφαρμοστεί, χρειάζεται αρχικά να διασφαλιστεί τουλάχιστον «ΙΚανοποιητική» ΣΑΔ πράγμα που έχει ήδη εξασφαλιστεί από τα δεδομένα. Επιπλέον, σύμφωνα με το παραπάνω σημείο του κανονισμού απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση, στην οποία θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές που συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας.

Κατόπιν, θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται ότι είναι σημαντική, όταν η τέμνουσα έστω και σε έναν όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση.

ΟΡΟΦΟΣ	V _i για ιδιομορφές με συνεισφορά μάζας > 90% [KN]	V της κυρίαρχης ιδιομορφής [KN]	V (i)/V		ΟΡΙΟ
1	1112	1003	1.11	<	1.3
2	1044	974	1.07	<	1.3
3	885	881	1	<	1.3
4	766	727	1.05	<	1.3
5	660	517	1.28	<	1.3
6	413	263	1.57	>	1.3

Πίνακας 4: Σύγκριση τεμνουσών στη διεύθυνση X για τον έλεγχο επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών

ΟΡΟΦΟΣ	V _i για ιδιομορφές με συνεισφορά μάζας>90% [KN]	V της κυρίαρχης ιδιομορφής [KN]	V (i)/V		ΟΡΙΟ
1	1019	927	1.10	<	1.3
2	957	900	1.06	<	1.3
3	815	813	1	<	1.3
4	704	669	1.05	<	1.3
5	598	475	1.26	<	1.3
6	371	241	1.54	>	1.3

Πίνακας 5: Σύγκριση τεμνουσών στη διεύθυνση X για τον έλεγχο επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών

Από τους παραπάνω πίνακες διαπιστώθηκε ότι υπάρχει σημαντική επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών.

Σύμφωνα πάλι με τον (KAN.ΕΠΕ.§5.7.2), όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση ανεξάρτητα από τις προϋποθέσεις εφαρμογής της. Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25% των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων. Αυτή η αύξηση των τιμών έγινε με αύξηση των τοπικών δεικτών m, δηλαδή απομείωσε τα εντατικά μεγέθη κατά 25% σε κάθε μέλος.

3 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΤΙΜΙΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ [1]

Η ανάλυση έγινε με τη μέθοδο της χρονοϊστορίας της απόκρισης με τους συντελεστές m. Με τη συγκεκριμένη ανάλυση το κτίριο υπόκειται σε πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις ή σε τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα και δίνεται και η εποπτεία της συμπεριφοράς του κτιρίου στις συγκεκριμένες διεγέρσεις. Χρησιμοποιήθηκαν επτά τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα (κάθε σεισμός με χρονική διάρκεια T=20sec σε οκτώ διαφορετικές διευθύνσεις), άρα κατά (KAN.ΕΠΕ.§5.6.3.3) επιτρέπεται να γίνεται ο έλεγχος για τη μέση τιμή κάθε εντατικού μεγέθους που προκύπτει από την ανάλυση της χρονοϊστορίας, δηλαδή ο λόγος επάρκειας λ κάθε μέλους έχει προκύψει με μέση τιμή των λ κάθε σεισμού. Η ανάλυση έχει πραγματοποιηθεί τη μία φορά με τις τοιχοπληρώσεις (όπως και στην pushover χωρίς δηλαδή τις τοιχοπληρώσεις του ισόγειου και του πρώτου ορόφου) και την άλλη χωρίς καθόλου τοιχοπληρώσεις, για να βρεθεί η δυσμενέστερη περίπτωση για κάθε μέλος. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα μέλη (δοκοί και υποστυλώματα) που έχουν ανεπάρκεια σε στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 και έχουν προκύψει είτε από την pushover είτε από την ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας με ή χωρίς τοιχοπληρώσεις.

ΛΟΓΟΙ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΔΟΚΩΝ										
ΔΟΚΟΣ	ΟΡΟΦΟΣ	L	MRD1	MRD2	V _{cd}	VG	V _{Ed,E}	V _{sd}	V _{Rd}	λ
Δ1	ΙΣΟΓΕΙΟ	2.45	177,97	244,14	241,21	15,27	225	240,27	178,12	1,35
Δ8	ΙΣΟΓΕΙΟ	3.8	286,79	357,04	237,20	16,19	189,51	205,70	191,05	1,08
Δ6	ΙΣΟΓΕΙΟ	2.9	240,71	222,40	223,57	34,38	188,62	223	190,51	1,17
Δ1	ΠΡΩΤΟΣ	2.45	263,75	374,02	364,44	34,22	221	255,22	188,83	1,35
Δ8	ΠΡΩΤΟΣ	3.80	364,89	399,27	281,53	49,21	190,81	240,02	200,74	1,20
Δ1	ΔΕΥΤΕΡΟΣ	2.45	259,35	235,54	282,79	42,92	194,7	237,62	190,79	1,25
Δ1	ΤΡΙΤΟΣ	2.45	230,30	208,72	250,87	48,43	180,52	228,95	188,06	1,22
Δ1	ΤΕΤΑΡΤΟΣ	2.45	183,26	208,76	224,01	52,46	148,62	201,08	183,38	1,10

Πίνακας 6: Λόγοι ανεπάρκειας τεμνουσών που έχουν προκύψει από την ανάλυση χρονοϊστορίας με τοιχοπληρώσεις

Όπου V_G [KN] (στο πρόγραμμα fespa) είναι η τέμνουσα που ασκείται στο αντίστοιχο άκρο μέλους λόγω των στατικών φορτίων του συνδιασμού $G+\Psi_2Q$,

$V_{ED,E}$ [KN] είναι η ελαστική σεισμική τέμνουσα που προκύπτει από ανάλυση με $m_i=1$,

V_{CD} [KN] είναι η ικανοτική τέμνουσα, $V_{CD}=1,4*(M_{RD1}+M_{RD2})/L$ με M_{RD1} και M_{RD2} [KNm] είναι οι ροπές αντοχής στα άκρα της δοκού και L το καθαρό άνοιγμα της δοκού.

Επιπλέον, η δρώσα τέμνουσα V_{sd} προκύπτει από την ελαστική ένταση $G+\psi_2Q+E$, $V_{sd}=V_G + \min(V_{ED,E}, V_{CD})$

V_{Rd} τέμνουσα αντοχής και $\lambda = V_{sd} / V_{Rd}$

ΛΟΓΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ						
ΥΠΟ/ΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ	ΤΟΠΟΘΕΣΙΑ	ΑΝΑΛΥΣΗ	V_{sd} [KN]	V_{Rd} [KN]	λ
K3	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	427,75	348,77	1,23
K3	ΠΡΩΤΟΣ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	391,45	287,98	1,36
K4	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	626,49	291,52	2,15
K4	ΠΡΩΤΟΣ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	563,54	348,77	1,62
K6	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	535,68	340,28	1,57
K6	ΠΡΩΤΟΣ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	564,97	316,71	1,78
K7	ΠΡΩΤΟΣ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI-τπ]	82,93	55,85	1,49
K8	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	544,70	340,29	1,60
K8	ΠΡΩΤΟΣ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	455,02	348,77	1,30
K9	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	68,28	56,63	1,21
K10	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	472,09	340,28	1,39
K10	ΠΡΩΤΟΣ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	505,40	298,23	1,69

Πίνακας 7: Λόγοι ανεπάρκειας τεμνουσών που έχουν προκύψει από την ανάλυση χρονοϊστορίας με τοιχοπληρώσεις και χωρίς τοιχοπληρώσεις όπου, [XI+τπ] είναι η ανάλυση με τοιχοπληρώσεις, ενώ [XI-τπ] χωρίς τοιχοπληρώσεις.

Επιπλέον, το υποστύλωμα K7 του πρώτου ορόφου έχει ανεπάρκεια σε διάτμηση ($\lambda=2,8=155,12\text{KN}/55,4\text{KN}$) που έχει προκύψει από την ανάλυση pushover και είναι το μεγαλύτερο από όλα τα παραπάνω.

Τα υποστυλώματα K7 πρώτου και δεύτερου ορόφου και K9 έχουν τέμνουσα λοξής θλίψης $V_{Rdmax}=122,2$ KN και τα τοιχώματα έχουν $V_{Rdmax}=630$ KN. Αυτό σημαίνει όλα τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα έχουν τέμνουσα V_{sd} μικρότερη από την V_{Rdmax} και άρα δεν πάσχουν σε λοξή θλίψη.

Στον παρακάτω πίνακα αναγράφονται οι λόγοι ανεπάρκειας σε κάμψη από την ελαστική ανάλυση χωρίς τοιχοπληρώσεις, έχοντας προκύψει από τη σχέση $\lambda = \frac{\sqrt{M_{ysd}^2 + M_{zsd}^2}}{\sqrt{M_{yRd}^2 + M_{zRd}^2}}$

και κάθε όρος υπολογίζεται κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.6.3.3) από την εξίσωση $(SG+SE/m)$, όπου SG είναι το εντατικό μέγεθος που προκύπτει από τη φόρτιση $G+\psi_2Q$, και SE είναι το εντατικό μέγεθος από την ελαστική ανάλυση. Επίσης, $m=\theta_a/\theta_y$ είναι ο τοπικός δείκτης συμπεριφοράς όπως έχει προκύψει από την τρέχουσα χρονική στιγμή που σημειώνεται ο κρίσιμος λόγος λ , με θ_a η γωνία στροφής χορδής της εκάστοτε στάθμης για την τρέχουσα αξονική δύναμη και γωνία ροπών που ασκείται και θ_y η αντίστοιχη γωνία στροφής χορδής στη διαρροή.

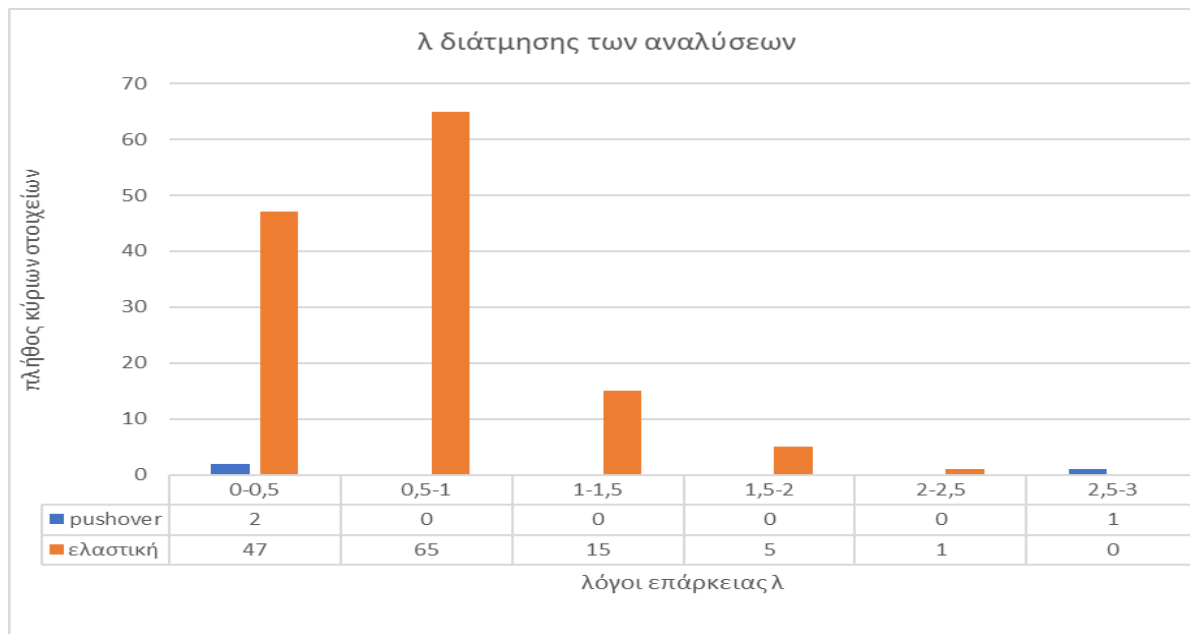
ΛΟΓΟΙ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΡΟΠΩΝ										
ΥΠΟ/ΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ	ΑΝΑΛΥΣΗ	Θ_d (Γ)	Θ_y (rad)	mΓ	M_{ysd}	M_{zsd}	M_{yRd}	M_{zRd}	λ
K7	ΙΣΟΓΕΙΟ	[XI-τπ]	0,00761	0,00714	1,07	63,6	69	28,1	32,3	2,19

K7	ΠΡΩΤΟΣ	[XI-τπ]	0,00923	0,00849	1,09	179,2	110,3	67,1	41,9	2,66
----	--------	---------	---------	---------	------	-------	-------	------	------	------

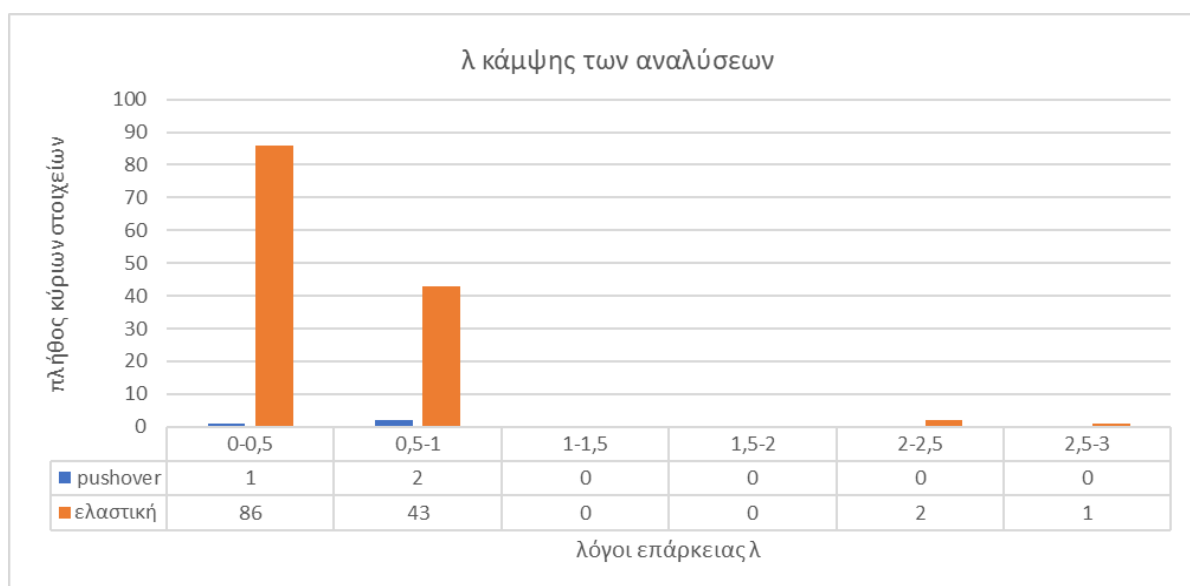
Πίνακας 8: Λόγοι ανεπάρκειας ροπών που έχουν προκύψει από την ανάλυση χρονοϊστορίας

Από την pushover προκύπτει ότι η στοχευόμενη μετακίνηση κατά τον άξονα x είναι -12,9cm, ενώ κατά τον άξονα z είναι -12,7cm. Ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς ($T=1,05 \geq T_c=0,5 \text{sec}$, $q=\mu\delta$), $q=q\pi^*q_u=1,08*1,00=1,08$ και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, πρώτου αστοχήσει το πρώτο στοιχείο που μπορεί να παραλάβει το κτίριο $a_g=0,116g$. Το πρώτο στοιχείο που διαρρέει είναι το υποστύλωμα K7 του ισογείου και μάλιστα αστοχεί σε διάτμηση.

Στους ακόλουθους πίνακες παρουσιάζεται σε πόσα κύρια στοιχεία έχουν προκύψει τα δυσμενέστερα λ (ανά κλίμακες) από κάθε ανάλυση.



Πίνακας 9: Ραβδόγραμμα των δυσμενέστερων λ διάτμησης των κύριων στοιχείων που προέρχονται από τις δύο αναλύσεις



Πίνακας 10: Ραβδόγραμμα των δυσμενέστερων λ κάμψης των κύριων στοιχείων που προέρχονται από τις δύο αναλύσεις

4.1 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΤΟΝ ΠΡΩΤΟ ΟΡΟΦΟ

Αρχικά, στον πρώτο όροφο τοποθετήθηκαν τοιχοπληρώσεις στα περιμετρικά ανοίγματα, ίδιες με τις τοιχοπληρώσεις στους παραπάνω ορόφους προσομοιώνοντάς τες με διαγώνιους θλιπτήρες. Έτσι λοιπόν, το πάχος τους είναι 20cm, η παραμόρφωση διαρροής $\epsilon_y=0,1\%$ και η χαρακτηριστική αντοχή $f_{wc,s}=2$ MPa (Πίνακας 3). Στη συνέχεια, έγινε ξανά ανάλυση pushover και ελαστική δυναμική ανάλυση με τοιχοπληρώσεις και διαπιστώθηκε αφενός ότι καμία δοκός δεν αντιμετωπίζει πρόβλημα επάρκειας σε διάτμηση και αφετέρου στα υποστυλώματα παρατηρήθηκε μία ανακατανομή των εντατικών μεγεθών.

ΛΟΓΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΔΟΚΩΝ										
ΔΟΚΟΣ	ΟΡΟΦΟΣ	L	MRD1	MRD2	V _{cd}	VG	V _{Ed,E}	V _{sd}	V _{Rd}	λ
Δ1	ΙΣΟΓΕΙΟ	2.45	177,97	244,14	241,22	15,27	144,69	159,96	192,90	0,83
Δ8	ΙΣΟΓΕΙΟ	3.8	256,80	285,73	199,90	28,38	120,83	149,21	206,19	0,72
Δ6	ΙΣΟΓΕΙΟ	2.9	215,90	358,75	277,42	31,28	85,24	116,52	232,26	0,50
Δ1	ΠΡΩΤΟΣ	2.45	263,75	274,02	307,30	34,21	75,72	109,93	200,74	0,55
Δ8	ΠΡΩΤΟΣ	3.80	267,82	365,62	233,37	49,19	62,29	111,47	200,74	0,56
Δ1	ΔΕΥΤΕΡΟΣ	2.45	259,35	235,54	282,79	42,92	54,67	97,60	200,74	0,49
Δ1	ΤΡΙΤΟΣ	2.45	230,30	208,72	250,87	48,43	37,88	86,31	200,74	0,43
Δ1	ΤΕΤΑΡΤΟΣ	2.45	183,26	208,76	244,01	52,46	18,22	70,68	200,74	0,35

Πίνακας 11: Λόγοι επάρκειας τεμνουσών που έχουν προκύψει από την ανάλυση χρονοιστορίας με τοιχοπληρώσεις

ΛΟΓΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ						
ΥΠΟ/ΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ	ΤΟΠΟΘΕΣΙΑ	ΑΝΑΛΥΣΗ	V _{sd} [KN]	V _{Rd} [KN]	λ
K3	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	584,81	348,77	1,68
K4	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	866,17	293,40	2,95
K6	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	751,05	340,75	2,20
K7	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	86,03	60,91	1,41
K7	ΠΡΩΤΟΣ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	66,27	56,20	1,18
K8	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	853,42	340,67	2,51
K9	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	61,48	56,18	1,09
K10	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	731,57	340,86	2,15

Πίνακας 12: Λόγοι ανεπάρκειας τεμνουσών που έχουν προκύψει από την ανάλυση χρονοϊστορίας με τοιχοπληρώσεις

ΛΟΓΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΡΟΠΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ										
ΥΠΟ/ΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ	ΑΝΑΛΥΣΗ	θN _{Crad}	Θ _{yrad}	mΓ	M _{ysd}	M _{zsd}	M _{yRd}	M _{zRd}	λ
K7	ΙΣΟΓΕΙΟ	[XI+τπ]	0,00811	0,00706	1,15	127,9	40,30	68,5	23,1	1,86
K7	ΠΡΩΤΟΣ	[XI+τπ]	0,00878	0,00771	1,14	90	33	73,8	27,6	1,22
K9	ΙΣΟΓΕΙΟ	[XI+τπ]	0,00892	0,00828	1,08	43,4	107,8	33,3	69,3	1,56

Πίνακας 13: Λόγοι ανεπάρκειας ροπών που έχουν προκύψει από την ανάλυση χρονοϊστορίας

Η δυσμενέστερη ανάλυση είναι η ελαστική δυναμική με τοιχοπληρώσεις για κάθε μέλος. Από την pushover προκύπτει ότι η στοχευόμενη μετακίνηση κατά τον άξονα x είναι -11,5cm, ενώ κατά τον άξονα z είναι +9,8cm. Ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς ($T=0,7 \geq T_c=0,5$ sec, $q_p=\mu\delta$), $q=q_p \cdot q_u=1,66 \cdot 1,02=1,69$ και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, πρώτου αστοχήσει το πρώτο στοιχείο που μπορεί να παραλάβει το κτίριο είναι $a_g=0,163g$.

4.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΤΟ ΙΣΟΓΕΙΟ ΚΑΙ ΣΤΟΝ ΠΡΩΤΟ ΟΡΟΦΟ

Τοποθετήθηκαν τοιχοπληρώσεις και στο ισόγειο, με τα ίδια χαρακτηριστικά των τοιχοπληρώσεων που τοποθετήθηκαν στον πρώτο όροφο.

ΛΟΓΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ						
ΥΠΟ/ΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ	ΤΟΠΟΘΕΣΙΑ	ΑΝΑΛΥΣΗ	Vsd[KN]	VRd[KN]	λ
K4	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	366,01	299,95	1,22
K6	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	383,41	348,77	1,10
K7	ΠΡΩΤΟΣ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	67,75	56,90	1,16
K10	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	351,22	348,77	1,01

Πίνακας 14: Λόγοι ανεπάρκειας τεμνουσών που έχουν προκύψει από την ανάλυση χρονοϊστορίας με τοιχοπληρώσεις

Μετά την τοποθέτηση των τοιχοπληρώσεων στην πιλοτή παρατηρήθηκε ότι όλες οι δοκοί είχαν επάρκεια και αρκετά υποστυλώματα που πριν τη συγκεκριμένη ενίσχυση είχαν ανεπάρκεια πλέον δεν έχουν. Όσον αφορά την επάρκεια των υποστυλωμάτων σε κάμψη, παρατηρείται στο K7 στο ισόγειο και στον πρώτο όροφο ανεπάρκεια. Στο K7 του ισογείου ο λόγος ανεπάρκειας έχει προκύψει από την ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας με τοιχοπληρώσεις ($\lambda = \frac{\sqrt{Mysd^2 + Mzsd^2}}{\sqrt{MyRd^2 + MzRd^2}} = 1,10$ όπου Mysd=54,4KNm, Mzsd=45,1KNm, MyRd=49,1KNm, MzRd=41KNm και $m = \Theta_{NC} / \Theta_y = 0,00768 / 0,00717 = 1,07$).

Το υποστύλωμα K7 του πρώτου έχει ανεπάρκεια σε κάμψη που προκύπτει από τη δυσμενέστερη για τη συγκεκριμένη περίπτωση pushover με $\lambda = 1,30$ (θ μέλους στη στοχευόμενη μετακίνηση = 0,0115rad/ θd της στάθμης $\Gamma = 0,00884$ rad).

Επιπλέον, από την pushover προκύπτει ότι η στοχευόμενη μετακίνηση κατά τον άξονα x είναι -10,2cm, ενώ κατά τον άξονα z είναι 9,2cm. Ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς ($T = 0,5 \geq T_c = 0,5$ sec, $q_p = \mu d$), $q = q_p * q_u = 1,98 * 1 = 1,98$ και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, πρώτου αστοχήσει το πρώτο στοιχείο που μπορεί να παραλάβει το κτίριο είναι $ag = 0,195g$.

4.3 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ (FRP) ΚΑΙ ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ ΣΤΟ ΙΣΟΓΕΙΟ ΚΑΙ ΣΤΟΝ ΠΡΩΤΟ ΟΡΟΦΟ

Ενισχύθηκαν τα μέλη K4, K6, K10 του ισογείου και K7 του πρώτου ορόφου με δύο στρώσεις FRP (τοποθετώντας τις ίνες τους παράλληλες με τον οπλισμό διάτμησης), των οποίων το συνολικό πάχος είναι 0.3 mm. Τοποθετήθηκαν δύο στρώσεις με μία ρητίνη ανάμεσα για ασφάλεια σε περίπτωση που δεν τοποθετηθεί καλά σε κάποια σημεία η μία. Το μέτρο ελαστικότητας τους είναι 200 GPa και η εφελκυστική αντοχή 2500 MPa.

Από την ενίσχυση προέκυψε ότι όλα τα υποστυλώματα έχουν επάρκεια σε τέμνουσα και σε κάμψη. Αναλυτικότερα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα στον ακόλουθο πίνακα:

ΛΟΓΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ						
ΥΠΟ/ΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ	ΤΟΠΟΘΕΣΙΑ	ΑΝΑΛΥΣΗ	Vsd[KN]	VRd[KN]	λ
K4	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	352,62	605,40	0,58
K6	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	360,31	605,40	0,60
K10	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	363,40	605,40	0,60

Πίνακας 15: Λόγοι επάρκειας τεμνουσών που έχουν προκύψει από την ανάλυση χρονοϊστορίας με τοιχοπληρώσεις

Ο δυσμενέστερος λόγος ανεπάρκειας σε κάμψη του υποστυλώματος Κ7 του πρώτου ορόφου, προέκυψε αυτή τη φορά από την ελαστική ανάλυση $\lambda=0,43$ ενώ σε διάτμηση προέκυψε από την pushover $\lambda=0,30$.

Το Κ7 του ισογείου έχει και αυτό επάρκεια σε κάμψη που έχει προκύψει και αυτή από την ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας με τοιχοπληρώσεις $\lambda=0,34$.

Ακόμη, από την pushover προκύπτει ότι η στοχευόμενη μετακίνηση κατά τον άξονα x είναι -10,6cm, ενώ κατά τον άξονα z είναι 9,8cm. Ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς ($T=0,50 \geq T_c=0,5 \text{sec}$, $q_p=\mu\delta$), $q=q_p \cdot q_u=1,88 \cdot 1,19=2,25$ και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση πρώτου αστοχήσει το πρώτο στοιχείο που μπορεί να παραλάβει το κτίριο είναι $a_g=0,275g$ που είναι μεγαλύτερο του 0,24g.

4.4 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ (FRP) ΚΑΙ ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ ΣΤΟΝ ΠΡΩΤΟ ΟΡΟΦΟ

Ενισχύουμε και πάλι τα μέλη με δύο στρώσεις FRP συνολικού πάχους 0.3 mm και με τα ίδια χαρακτηριστικά που τοποθετήθηκαν και προηγουμένως. Μετά τη συγκεκριμένη ενίσχυση τα υποστυλώματα Κ7 ισογείου και πρώτου ορόφου και Κ9 έχουν επάρκεια και σε κάμψη και σε τέμνουσα. Αναλυτικότερα τα υποστυλώματα παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα:

ΛΟΓΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ						
ΥΠΟ/ΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ	ΤΟΠΟΘΕΣΙΑ	ΑΝΑΛΥΣΗ	Vsd[KN]	VRd[KN]	λ
K3	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	665,17	605,61	1,10
K4	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	949,13	602,93	1,57
K6	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	723,12	605,61	1,19
K7	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	45,65	142,06	0,32
K7	ΠΡΩΤΟΣ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	37,16	141,77	0,26
K8	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	921,77	605,89	1,52
K9	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	29,44	142,06	0,21
K10	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	882,27	605,61	1,46

Πίνακας 16: Λόγοι επάρκειας τεμνουσών υποστυλωμάτων που έχουν προκύψει από την ανάλυση χρονοϊστορίας με τοιχοπληρώσεις

Από την pushover προκύπτει ότι η στοχευόμενη μετακίνηση κατά τον άξονα x είναι -12cm, ενώ κατά τον άξονα z είναι -9,8cm. Ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς ($T=0,67 \geq T_c=0,5 \text{sec}$, $q_p=\mu\delta$), $q=q_p \cdot q_u=1,53 \cdot 1,35=2,08$ και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση πρώτου αστοχήσει το πρώτο στοιχείο που μπορεί να παραλάβει το κτίριο είναι $a_g=0,294g$, που είναι μεγαλύτερο του 0,24g. Συνεπώς, η μέθοδος pushover δείχνει επάρκεια για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ1, όμως η ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας δείχνει ανεπάρκεια.

4.5 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ, FRP ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ ΣΤΟΝ ΠΡΩΤΟ ΟΡΟΦΟ

Στη συνέχεια ενισχύθηκαν τα τοιχώματα Κ3,Κ4,Κ6,Κ8 και Κ10 με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, ενώ τα υποστυλώματα Κ7 ισογείου και πρώτου ορόφου και το Κ9 έχουν ενισχυθεί με FRP όπως και στην παραπάνω ενότητα. Η τεχνική της κατασκευής μανδύων σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης της αντοχής, διατμητικής και καμπτικής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητάς τους. Η τεχνική περιλαμβάνει αύξηση της διατομής του στοιχείου με νέο σκυρόδεμα, με νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς. Η κατασκευή τους μπορεί να γίνει είτε με εκτοξευμένο σκυρόδεμα, η οποία είναι η πιο συνηθισμένη μέθοδος για την κατασκευή μανδύων μικρού πάχους και δεν

απαιτείται ξυλότυπος, είτε με έγχυτο σκυρόδεμα, για μανδύες μεγαλύτερου πάχους, όπου απαιτείται και ξυλότυπος.

Για την ενίσχυση χρησιμοποιήθηκαν μανδύες πάχους 10 cm, σκυρόδεμα C20/25 και χάλυβας B500C. Έγινε χρήση ολικού περιμετρικού μανδύα. Για τη σύνδεση παλαιού και νέου σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκαν βλήτρα B500C. Για την τελική μορφή ενίσχυσης, η οποία παρουσιάζεται παρακάτω έγιναν διαφορετικές δοκιμές για διαφορετικές περιπτώσεις ενίσχυσης. Η ενίσχυση αυτή είναι η εξής:

ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΒΛΗΤΡΩΝ ΣΤΑ ΕΝΙΣΧΥΟΜΕΝΑ ΤΟΙΧΟΜΑΤΑ										
ΥΠΟ/ΜΑ	ΑΝΑΛΥΣΗ	ΠΡΟΣΘΕΤΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΠΛΕΥΡΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ (cm)	ΒΛΗΤΡΑ	SV (cm)	SH (cm)	Smin (cm)	ΜΗΚΟΣ ΕΜΠΗΞΗΣ ΣΤΟ ΥΠΑΡΧΟΝ (cm)	ΜΗΚΟΣ ΕΜΠΗΞΗΣ ΣΤΟ ΜΑΝΔΥΑ (cm)	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
K3	ΙΣΟΓΕΙΟ	14Φ18+16Φ16	30	46Φ14	12	10	8,4	11,2	4,2	Φ8/100
			120	30Φ14	31	36	8,4	11,2	4,2	
K4	ΙΣΟΓΕΙΟ	14Φ18+16Φ16	30	66Φ14	8	10	8,4	11,2	4,2	Φ8/100
			120	22Φ16	28	54	9,6	12,8	4,8	
K6	ΙΣΟΓΕΙΟ	14Φ18+16Φ16	30	6Φ14	50	Μια Στήλη Βλήτρων	8,4	11,2	4,2	Φ8/100
			120	22Φ16	28	54	9,6	12,8	4,8	
K8	ΙΣΟΓΕΙΟ	14Φ18+16Φ16	30	66Φ14	8	10	8,4	11,2	4,2	Φ8/100
			120	22Φ16	28	54	9,6	12,8	4,8	
K10	ΙΣΟΓΕΙΟ	14Φ18+16Φ16	30	66Φ14	8	10	8,4	11,2	4,2	Φ8/100
			120	22Φ16	28	54	9,6	12,8	4,8	

Πίνακας 17: Τοποθετούμενα βλήτρα ανά πλευρά και ανά τοίχωμα

Από την pushover προκύπτει ότι η στοχευόμενη μετακίνηση κατά τον άξονα x είναι -10,5cm, ενώ κατά τον άξονα z είναι 9,2cm. Ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς ($T=0,65 \geq T_c=0,5 \text{sec}$, $q_p=\mu\delta$), $q=q_p \cdot q_u=1,81 \cdot 1,31=2,37$ και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση πρωτού αστοχήσει το πρώτο στοιχείο που μπορεί να παραλάβει το κτίριο είναι $a_g=0,350g$, που είναι μεγαλύτερο του 0,24g.

Μετά την ενίσχυση προέκυψε επάρκεια για όλα τα τοιχώματα που ενισχύθηκαν και από την ανάλυση pushover και από την ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας.

ΛΟΓΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ						
ΥΠΟ/ΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ	ΤΟΠΟΘΕΣΙΑ	ΑΝΑΛΥΣΗ	Vsd[KN]	VRd[KN]	λ
K3	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	689,65	689,11	0,78
K4	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	880,08	898,04	0,98
K6	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	690,72	878,23	0,79
K8	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	889,06	898,04	0,99
K10	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΚΟΡΥΦΗ	[XI+τπ]	875,82	878,23	1

Πίνακας 18: Λόγοι επάρκειας τεμνουσών τοιχωμάτων που έχουν προκύψει από την ανάλυση χρονοϊστορίας με τοιχοπληρώσεις

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Όταν τοποθετήθηκαν τοιχοπληρώσεις στον πρώτο όροφο και στο ισόγειο χρειάστηκε να γίνει ενίσχυση μόνο με FRP σε τρία τοιχώματα και δύο υποστυλώματα για να μπορέσει το κτίριο να φτάσει την ελάχιστη στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 που ορίζει ο ΚΑΝΕΠΕ. Αντιθέτως, με την τοποθέτηση τοιχοπληρώσεων μόνο στον πρώτο όροφο χρειάστηκαν να ενισχυθούν τρία υποστυλώματα με FRP και πέντε τοιχώματα με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος για να φτάσει το κτίριο στην ίδια στάθμη επιτελεστικότητας. Με την τοποθέτηση των τοιχοπληρώσεων και στο ισόγειο αυξάνεται η δυσκαμψία της κατασκευής και απαιτείται λιγότερη ενίσχυση.
- Η προσθήκη τοιχοπληρώσεων είτε μόνο στο ισόγειο είτε στο ισόγειο και στον πρώτο όροφο έλυσε το πρόβλημα της ανεπάρκειας της τέμνουσας των δοκών που είχε προκύψει κατά την αποτίμηση.
- Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που μπορεί να παραλάβει η κατασκευή αυξήθηκε κατά $40,5\% = ((0,163 - 0,116) / 0,116)$ όταν τοποθετήθηκαν τοιχοπληρώσεις στον πρώτο όροφο, ενώ $68,1\% = ((0,195 - 0,116) / 0,116)$ όταν τοποθετήθηκαν και στο ισόγειο τοιχοπληρώσεις σύμφωνα με την pushover ανάλυση. Όσον αφορά το συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς q παρατηρήθηκε αύξηση 56,5% και 83,3% αντίστοιχα.
- Σε κάθε περίπτωση και ανάλογα με τη χρήση που θέλει ο ιδιοκτήτης για την κατασκευή του (δηλαδή αν θέλει ή όχι να διατηρήσει τα ανοίγματα στο ισόγειο), θα καθορίσει και την ανάλογη ενίσχυση.
- Από τις δύο αναλύσεις που έγιναν και σύμφωνα με τα ραβδοδιαγράμματα προέκυψε ότι για τα περισσότερα υποστυλώματα και δοκάρια η δυσμενέστερη ανάλυση ήταν η ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας με τη μέθοδο m. Επιπλέον, κατά την ενίσχυση της κατασκευής με τοιχοπληρώσεις στον πρώτο όροφο και τοποθέτηση FRP όπως έγινε στην ενότητα 4.4 προέκυψε από την pushover επάρκεια για τη στάθμη Γ1, ενώ για την ελαστική όχι. Αυτό όμως δεν σημαίνει ότι η ελαστική ανάλυση θα είναι πάντα δυσμενέστερη από την pushover ανάλυση καθώς, από την αρχική αποτίμηση του φορέα προέκυψε ότι ο δυσμενέστερος λόγος ανεπάρκειας υποστυλώματος σε διάτμηση προήλθε από την ανάλυση pushover. Έτσι λοιπόν, σε περίπτωση που δεν ικανοποιούνται οι προϋποθέσεις για να γίνει μόνο η pushover ανάλυση και πρέπει να γίνει και μία ελαστική ανάλυση δεν είμαστε σε θέση να γνωρίζουμε εξ' αρχής για κάθε κύριο στοιχείο, από ποια ανάλυση θα προέλθει ο δυσμενέστερος λόγος ανεπάρκειας.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΟΑΣΠ (2017) ΚΑΝ.ΕΠΕ., Κανονισμός Επεμβάσεων, 2η Αναθεώρηση 2017
- [2] Βοηθητικό εγχειρίδιο FESPA(Pushover)
- [3] Βοηθητικό εγχειρίδιο FESPA(FespaR_Paradeigma_apotimisis_KANEPE)
- [4] Στέφανος Η. Δρίτσος, «Ενισχύσεις-Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος», Έκδοση Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα 2019

