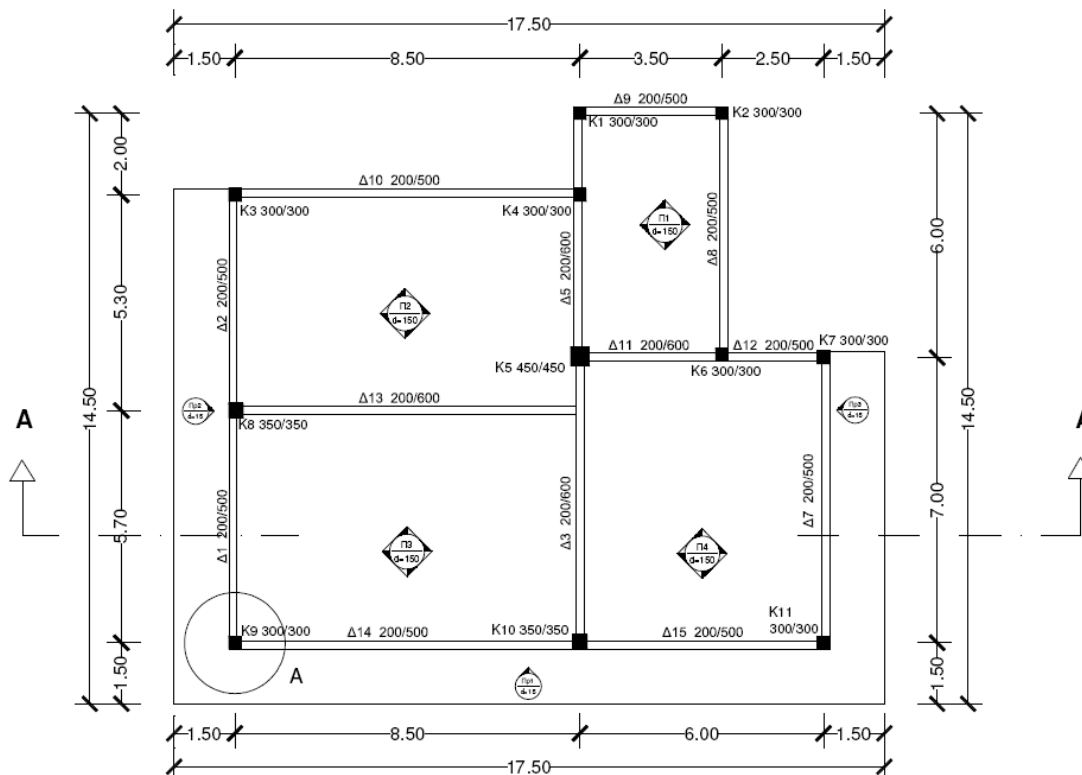


ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ – ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.**ΣΦΟΝΔΥΛΗΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ****Περίληψη**

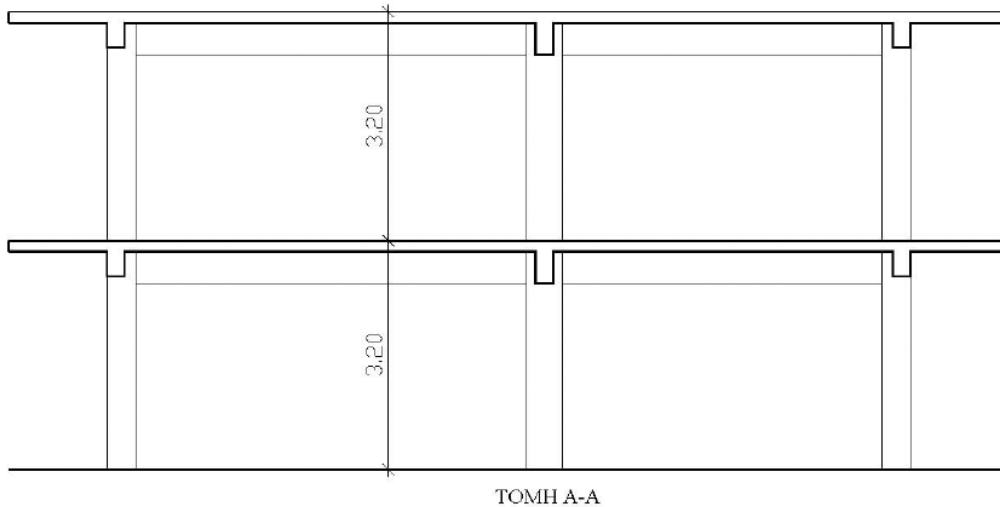
Στην παρούσα εργασία εξετάζεται ένα διώροφο κτίριο κατασκευασμένο το 1975. Γίνεται αρχικά αποτίμηση της ικανότητάς του και υπολογισμός των πιθανών ανεπαρκειών των δομικών του στοιχείων με χρήση: α) της Ιαπωνικής μεθόδου, β) της ελαστικής δυναμικής μεθόδου που χρησιμοποιεί το δείκτη καθολικής συμπεριφοράς q κατά ΚΑΝΕΠΕ, γ) της ελαστικής δυναμικής μεθόδου που χρησιμοποιεί τους τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας m κατά ΚΑΝΕΠΕ και δ) δύο ακόμη προσεγγιστικών μεθόδων αποτίμησης. Γίνεται ακόμη εφαρμογή της κατά ΚΑΝΕΠΕ ανελαστικής στατικής μεθόδου (μέθοδος *push-over*) και προτείνονται δύο λύσεις ενίσχυσης, α) με χρήση μανδύων από ινοπλισμένα πολυμερή και β) με χρήση μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι μέθοδοι αποτίμησης β και γ εφαρμόζονται δύο φορές, μία με αγνόηση και μία με συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων, ενώ οι μέθοδοι ενίσχυσης γίνονται μόνο με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων.

Α) ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ

Πρόκειται για διώροφη οικοδομή χτισμένη το 1975 και άρα διαστασιολογημένη με παλιούς κανονισμούς. Η κάτοψη του κτιρίου και μία τομή της δίνονται στα παρακάτω σχήματα.



Σχήμα 1 – Κάτοψη κτιρίου



Σχήμα 2 – Τομή κτιρίου

Τα υλικά θεωρούνται σκυρόδεμα C16/20 και χάλυβας S400 (διαμήκης και συνδετήρες). Όλες οι πλάκες έχουν πάχος 15cm και είναι οπλισμένες στις δύο διευθύνσεις με $\Phi 8/15$. Οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων είναι: Τα γωνιακά 30/30 έχουν 4 $\Phi 20$, τα περιμετρικά 35/35 έχουν 4 $\Phi 18$ και το κεντρικό 45/45 έχει 8 $\Phi 16$. Οι περιμετρικές δοκοί με διαστάσεις 20/50 οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4 $\Phi 14$, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις, όπου υπάρχουν επιπλέον 2 $\Phi 14$, ως πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός (σε μορφή φουρκέτας σε περίπτωση ακραίων κόμβων). Οι εσωτερικές δοκοί με διαστάσεις 20/60 οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4 $\Phi 16$ στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις και ο πρόσθετος οπλισμός τους είναι 2 $\Phi 18$. Οι συνδετήρες σε όλα τα υποστυλώματα είναι $\Phi 8/20$ και στις δοκούς $\Phi 8/30$ με επαρκή αγκύρωση.

Φορτία λαμβάνονται κατά τους ισχύοντες Κανονισμούς φορτίσεων (το δώμα θεωρείται άβατο), και συνυπολογίζεται σε αυτά η ύπαρξη μπατικών και δρομικών τοιχοποιιών στις περιμετρικές και στις εσωτερικές δοκούς της οροφής ισογείου αντίστοιχα. Στην οροφή του ορόφου λαμβάνεται υπόψη μπατική περιμετρική τοιχοποιία με ύψος 1,20 μέτρα. Το φάσμα σχεδιασμού είναι αυτό του ΕΑΚ2000 για ζώνη σεισμικότητας II και έδαφος κατηγορίας B.

Β) ΙΑΠΩΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Η Ιαπωνική μέθοδος αποτίμησης αποτελείται από τρία επίπεδα ελέγχου [2], με αυξημένη ακρίβεια αλλά και υπολογιστικό φόρτο από το πρώτο προς το τρίτο επίπεδο. Υπολογίζονται αρχικά τα φορτία της κατασκευής και κατανέμονται στις δοκούς σύμφωνα με τις επιφάνειες επιρροής. Από τα φορτία υπολογίζεται η μάζα κάθε ορόφου και της συνολικής κατασκευής. Για κάθε ένα επίπεδο ελέγχου υπολογίζεται η τιμή της τέμνουσας βάσης V_{sd} .

$$V_{sd} = a_{\pi\rho} \cdot \Phi_d \cdot W \quad (1)$$

Όπου $a_{\pi\rho} = 4/3$ για το πρώτο επίπεδο, $a_{\pi\rho} = 1$ για το δεύτερο και $a_{\pi\rho} = 1,5(\eta_{st}+1)/(2\eta_{st}+1)$, με η_{st} τον αριθμό των ορόφων για το τρίτο επίπεδο.

Το 1^ο επίπεδο είναι το πιο απλό σε υπολογισμούς, και άρα το πιο γρήγορο. Η διαφορά με τα υπόλοιπα επίπεδα είναι ότι σε αυτό εδώ δεν λαμβάνουμε καθόλου υπόψη την ύπαρξη των οπλισμών και η αντοχή προκύπτει καθαρά από τα κατακόρυφα στοιχεία του κτιρίου. Γίνεται εκτίμηση της αντοχής $V_{Ri} = \tau_{Ri} \cdot A_c$ κάθε κατακόρυφου στοιχείου, όπου A_c είναι το εμβαδό της διατομής των στοιχείων και τ_{Ri} είναι η διατμητική αντοχή του σκυροδέματος, η οποία για υποστυλώματα ισούται με:

$$V_{Ri, \text{υποστ.}} \begin{cases} 0,035f_c, \text{ για } 2 < L_{\text{κωβ}}/h < 6 \\ 0,05f_c, \text{ για } L_{\text{κωβ}}/h > 6 \end{cases} \quad (2)$$

Το άθροισμα των επιμέρους αντοχών δίνει την συνολική αντοχή. Εισάγονται στους υπολογισμούς μειωτικοί συντελεστές για μια σειρά λόγων κακής δομικής μορφολογίας (εδώ λαμβάνεται $S_D=0.8$ για λόγους περίπλοκης δομικής μορφολογίας) και για λόγους φθοράς (εδώ $T=0,8$ για ηλικία μεγαλύτερη από 30 έτη). Οι συντελεστές αυτοί πολλαπλασιάζουν την αντοχή V_R και τελικά αυτή συγκρίνεται με την απαίτηση V_S . Προκύπτει ανεπάρκεια 7,15 φορές στο ισόγειο και 4,45 φορές στον όροφο.

Στο δεύτερο επίπεδο ελέγχου η αντοχή του κτιρίου καθορίζεται ξανά μόνο από τα κατακόρυφα στοιχεία με την μόνη διαφορά πως εδώ ελέγχεται και ο τύπος αστοχίας των υποστυλωμάτων (διατμητική ή καμπτική). Υπολογίζονται τα αξονικά φορτία στα υποστυλώματα ($G+0.3Q$) και από τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης προσδιορίζεται η ροπή αντοχής κάθε στοιχείου. Υπολογίζεται ακόμη η αντοχή σε διάτμηση σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ 2000 και προσδιορίζεται έτσι ο τύπος αστοχίας κάθε υποστυλώματος. Προκύπτει ότι σε όλα τα υποστυλώματα κρίσιμη αστοχία είναι η κάμψη. Στη συνέχεια καθορίζονται οι τιμές q για κάθε υποστυλώμα μέσω του συντελεστή μ_Δ , ως εξής:

$$\mu_\Delta = 10(V_u L_e / M_u - 1) - 30(V_u / b_w z f_c - 0.1) - \sigma, \quad \text{με } 1 \leq \mu_\Delta \leq 5 \quad (3)$$

$$q_i = (2\mu_\Delta - 1)^{1/2} / (0,75(1 + 0,05\mu_\Delta)) \quad (4)$$

$$V_R = \sqrt{\sum_{i=1}^3 (q_i V_{Ri})^2} \quad (5)$$

Τα κατακόρυφα στοιχεία εντάσσονται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα την τιμή q_i , σε όσα έχουν $q=1$, σε όσα έχουν $1 < q < 2$ και σε όσα έχουν $q > 2$ και για τις τρεις αυτές κατηγορίες ($n=1,2,3$) υπολογίζεται η συνολική αντοχή V_R από την εξίσωση (5). Όλα τα υποστυλώματα του εξεταζόμενου κτιρίου αντιστοιχούν στην τελευταία κατηγορία. Ο μειωτικός συντελεστής S_D στο 2^ο και στο 3^ο επίπεδο λαμβάνεται 0,9. Οι ανεπάρκειες προκύπτουν ίσες προς 1,27 φορές για το ισόγειο και 1,39 φορές για τον όροφο.

Στο τρίτο επίπεδο ελέγχου η αντοχή δεν καθορίζεται μόνο από τα κατακόρυφα στοιχεία αλλά προκύπτει με βάση τον ικανοτικό έλεγχο των κόμβων δοκού-υποστυλώματος. Έτσι σε κάθε κόμβο υπολογίζεται η ροπή αντοχής των δοκών που συντρέχουν σε αυτόν M_{Rb} και η ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων M_{Rc} (άθροισμα ροπής αντοχής πάνω και κάτω, όπως υπολογίστηκε στο 2^ο επίπεδο) σύμφωνα με τις σχέσεις (6) και (7). Ανάλογα με την κατεύθυνση κάμψης η αντοχή της δοκού αλλάζει καθώς αλλάζει ο διαμήκης εφελκόμενος οπλισμός. Στην περίπτωση που εφελκύεται το πάνω πέλμα (αρνητική ροπή), θεωρούμε πως ένα μέρος των οπλισμών της πλάκας (σε πλάτος $L_{\text{δοκού}}/4$ εκατέρωθεν της δοκού) συμμετέχει στην ανάληψη ροπών. Οι έλεγχοι γίνονται ανά διεύθυνση του κτιρίου (χ και ψ) και ανά φορά του σεισμού.

$$M_{R, \text{δοκών}} = \min (M_R \approx A_{s1} f_y (0,9d), V_R L_e) \quad (6)$$

$$M_{R, \text{υποστ.}} = \min (M_R, V_R L_e) \quad (7)$$

Έτσι η διαδικασία του ικανοτικού ελέγχου σε κάθε κόμβο έχει ως εξής: Υπολογίζεται η αντοχή σε κάμψη και σε διάτμηση κάθε δοκού που συντρέχει στον κόμβο και προσδιορίζεται ο τύπος αστοχίας της (καμπτική ή διατμητική). Έπειτα ελέγχεται η σχέση $\Sigma M_{Rb} < \Sigma M_{Rc}$ και καθορίζεται ο τύπος αστοχίας που προηγείται (αστοχία υποστυλωμάτων ή δοκών). Οι συντελεστές q υπολογίζονται ως εξής: Αν προηγείται αστοχία υποστυλωμάτων, το q παίρνει τιμές όπως στο 2^ο επίπεδο (εξισώσεις (3) και (4)), ενώ αν προηγείται αστοχία δοκών, τότε: α) αν η αστοχία είναι λόγω διάτμησης, $q=1,50$ ενώ β) αν η αστοχία είναι λόγω κάμψης, τότε $q=3,00$. Οι ανεπάρκειες προκύπτουν για τη διεύθυνση χ , 1,30 στο ισόγειο και 0,76 (ή επάρκεια 1,31) στον όροφο και για τη διεύθυνση ψ , 1,36 στο ισόγειο και 0,8 (ή επάρκεια 1,25) στον όροφο. Παρατηρούμε ότι οι ανεπάρκειες προκύπτουν μικρότερες όσο αυξάνεται το επίπεδο ελέγχου, ή με άλλα λόγια όσο μικρότερο το επίπεδο ελέγχου τόσο πιο συντηρητικές οι εκτιμήσεις των ανεπαρκειών.

Γ) ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ q

Η ελαστική μέθοδος με χρήση του γενικού δείκτη πλαστιμότητας q, εφαρμόστηκε σύμφωνα με τα όσα αναφέρει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η διαδικασία έγινε αρχικά αγνοώντας την ύπαρξη των τοιχοπληρώσεων και στη συνέχεια επαναλήφθηκε με συνεκτίμηση αυτών. Το κτίριο προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 v.14 και επιλύθηκε ώστε τα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών να συγκριθούν με τα αντίστοιχα μεγέθη αντοχής και έτσι να υπολογιστούν τυχόν ανεπάρκειες. Για την προσομοίωση χρησιμοποιήθηκαν οι ενεργές δυσκαμψίες των δομικών στοιχείων, όπως αυτές ορίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.3.

$$K_{\text{eff}} = \frac{M_y L_s}{3 \theta_y} \quad (8)$$

$$\theta_y = (1/\Gamma)_y \cdot \frac{L_s + a_{cr} z}{3} + 0.0014 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/\Gamma)_y \cdot d_b \cdot \xi_y}{8 \sqrt{\xi_y}} \quad (9)$$

$$\frac{M_y}{b d^3} = (1/\Gamma)_y \cdot \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y) \rho + (\xi_y - \delta') \rho' + \frac{\rho_v}{6} (1 - \delta') \right] (1 + \delta') \frac{E_s}{2} \right\} \quad (10)$$

Για τον προσδιορισμό των ενεργών δυσκαμψιών, είναι απαραίτητος ο υπολογισμός της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή, θ_y , και της ροπής στη διαρροή M_y . Η πρώτη υπολογίζεται από τον τύπο (9) για δοκούς και υποστυλώματα, ενώ δεύτερη από τη σχέση (10) και με οδηγό το Παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ, όπου λαμβάνονται υπόψη δύο περιπτώσεις διαρροής (λόγω χάλυβα και λόγω παραμορφώσεων του σκυροδέματος). Στην εξίσωση (10), ξ_y είναι το ανηγμένο στο στατικό ύψος d ύψος της θλιβόμενης ζώνης. Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους κάθε στοιχείου λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών των δυσκαμψιών στις δύο ακραίες διατομές του στοιχείου.

Η ανάλυση γίνεται αρχικά χρησιμοποιώντας τις προσεγγιστικές δυσκαμψίες που προτείνονται στο κεφάλαιο 4, ώστε να προσδιοριστούν τα αξονικά φορτία (G+0.3Q) και με αυτά υπολογίζονται οι 3 παραπάνω εξισώσεις, ώστε να προσαρμοστεί το μοντέλο κατάλληλα με τις τελικές δυσκαμψίες. Ελέγχονται αρχικά οι προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου, η πιο βασική από τις οποίες είναι: ο λόγος της μέγιστης προς την ελάχιστη ανεπάρκεια (θεωρείται 1 σε περίπτωση που υπάρχει επαρκές στοιχείο) υποστυλώματος σε κάθε όροφο να είναι μικρότερος του 2,5. Οι ανεπάρκειες αυτές υπολογίζονται συγκρίνοντας τα αποτελέσματα από την ανάλυση με τα μεγέθη αντοχής των υποστυλωμάτων (οι ροπές αντοχής υπολογίζονται προσεγγιστικά από τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης, ενώ οι τέμνουσες αντοχής βάσει του ΕΚΩΣ2000). Η προϋπόθεση $\lambda_{\text{max}}/\lambda_{\text{min}} < 2.5$ αν και ισχύει για τα υποστυλώματα του ορόφου, δεν ισχύει για αυτά του ισογείου. Παρ' όλα αυτά, η μέθοδος εφαρμόζεται εδώ για λόγους πληρότητας.

Τα εντατικά μεγέθη του σεισμού διαιρούνται με τον ενιαίο δείκτη πλαστιμότητας q, ο οποίος προσδιορίζεται βάσει του πίνακα 4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ανάλογα με την ηλικία και την ευμενή ή δυσμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων (εδώ προκύπτει q=1,7). Συγκρίνοντας τα μεγέθη αυτά με τις ροπές και τις τέμνουσες αντοχής προσδιορίζεται ο τύπος αστοχίας και οι τυχόν ανεπάρκειες. Οι προκύπτουσες ανεπάρκειες των υποστυλωμάτων ισογείου και ορόφου παρουσιάζονται στον Πίνακα 1. Όσον αφορά τις ανεπάρκειες των δοκών, αυτές επαρκούν όλες στον όροφο, ενώ στο ισόγειο οι περισσότερες παρουσίασαν δείκτες ανεπάρκειας που κυμαίνονταν από 1,01 μέχρι 1,95.

Στη συνέχεια οι υπολογισμοί επαναλήφθηκαν συνυπολογίζοντας την επιρροή των τοιχοπληρώσεων. Η συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων περιγράφεται στην παράγραφο 7.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σύμφωνα με αυτήν, υπολογίζονται οι λυγηρότητες των τοιχοπληρώσεων κάθε ανοίγματος και οι τιμές αυτές αποτελούν το κριτήριο για το αν θα πρέπει να συμπεριληφθούν στο μοντέλο ή όχι. Η λυγηρότητα λ κάθε τοιχοποιίας υπολογίζεται σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, ως ο λόγος $\lambda = L/t$. Όπου $L = \sqrt{l^2 + h^2}$, είναι το μήκος της διαγωνίου του φατνώματος (l είναι το καθαρό μήκος και h είναι το καθαρό ύψος του φατνώματος) και t είναι το ενεργό πλάτος της τοιχοποιίας. Συναρτήσε της λυγηρότητας

εκτιμάται η αντίστοιχη μείωση της θλιπτικής αντοχής – αντίστασης της τοιχοπλήρωσης ως εξής: για $\lambda < 15$, δεν απαιτείται μείωση της αντίστασης της τοιχοποιίας, για $\lambda > 30$, η τοιχοπλήρωση θα αμελείται, ενώ για ενδιάμεσες τιμές η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας θα πολλαπλασιάζεται με αντίστοιχο μειωτικό συντελεστή φ .

Η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων προβλέπεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. είτε με χρήση ενός διατμητικού φατνώματος, με τέσσερις κόμβους – αρθρώσεις προς τους αντίστοιχους κόμβους του πλαισίου είτε με μία ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνια για κάθε φορά σεισμού, με κατάλληλο πλάτος b . Εδώ, η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων έγινε με χρήση δύο χιαστί ράβδων μισής δυστένειας σε σχέση με τη μία που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, λόγω αδυναμίας του προγράμματος [4] για προσομοίωση στοιχείου με μηδενική εφελκυστική αντοχή. Σε κάθε φάτνωμα που η λυγηρότητα του κάλυπτε την παραπάνω συνθήκη, προσομοιώθηκαν οι δύο αυτές ράβδοι, με $b=0.15L$ και πάχος t , το μισό του πραγματικού πάχους του τοίχου.

Τα αποτελέσματα των ελέγχων για τα υποστυλώματα του ισογείου και του ορόφου παρατίθενται στον Πίνακα 2. Όσον αφορά τις επάρκειες των δοκών, προκύπτει ότι οι δοκοί του ορόφου παραμένουν όλες επαρκείς ενώ και οι δοκοί του ισογείου παρουσιάζουν σημαντικά μικρότερες ανεπάρκειες με μέγιστη τιμή ανεπάρκειας την 1,55.

Υποσύλωμα	Διαστάσεις		Ανεπάρκειες Ισογείου	Ανεπάρκειες Ορόφου
	b	h		
K1	0.30	0.30	0.11	0.10
K2	0.30	0.30	1.27	0.47
K3	0.30	0.30	1.35	0.53
K4	0.30	0.30	1.29	0.56
K5	0.45	0.45	1.60	0.66
K6	0.30	0.30	1.29	0.54
K7	0.30	0.30	1.45	1.21
K8	0.35	0.35	1.71	1.25
K9	0.30	0.30	1.44	0.58
K10	0.35	0.35	1.98	1.26
K11	0.30	0.30	1.50	1.21

Πίνακας 1 – Ανεπάρκειες υποστυλωμάτων μεθόδου q χωρίς συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων

Υποσύλωμα	Διαστάσεις		Ανεπάρκειες Ισογείου	Ανεπάρκειες Ορόφου
	b	h		
K1	0.30	0.30	0.05	0.05
K2	0.30	0.30	0.44	0.39
K3	0.30	0.30	0.49	0.37
K4	0.30	0.30	0.43	0.36
K5	0.45	0.45	1.45	0.56
K6	0.30	0.30	0.49	0.39
K7	0.30	0.30	1.31	0.48
K8	0.35	0.35	1.43	0.44
K9	0.30	0.30	1.27	0.49
K10	0.35	0.35	1.40	0.52
K11	0.30	0.30	1.34	0.52

Πίνακας 2 - Ανεπάρκειες υποστυλωμάτων μεθόδου q με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων

Δ) ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ m

Η μέθοδος αυτή είναι παρόμοια με την ελαστική μέθοδο με δείκτη καθολικής συμπεριφοράς q , με τη διαφορά ότι εδώ δεν προσδιορίζεται ένας ενιαίος δείκτης, με τον οποίο διαιρούνται τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση, αλλά προσδιορίζονται ξεχωριστοί δείκτες συμπεριφοράς για κάθε δομικό στοιχείο, και αυτοί διαιρούν τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη του υπόψη στοιχείου. Για τις δοκούς υπολογίζονται διαφορετικοί δείκτες m για κάθε κόμβο κάθε ορόφου και για διαφορετικές φορές του σεισμού (θετική και αρνητική). Οι δείκτες αυτοί, m , προσδιορίζονται με τη βοήθεια των γωνιών στροφής χορδής στην αστοχία (θ_u) και στη διαρροή (θ_y). Γενικά ο δείκτης συμπεριφοράς m , είναι ένας δείκτης πλαστιμότητας, ο οποίος αν θεωρηθεί ως δείκτης πλαστιμότητας γωνιών στροφών χορδής, ορίζεται ως εξής:

$$m = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (11)$$

Επειδή όμως αναφερόμαστε σε συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας, συγκεκριμένα «Προστασία Ζωής», η μέγιστη γωνία στροφής χορδής που επιτρέπεται από τον ΚΑΝΕΠΕ (Κεφάλαιο 9) δεν είναι η θ_u , η οποία αντιστοιχεί ουσιαστικά στην αστοχία, αλλά μία μικρότερη τιμή, ενδιάμεση των θ_u και θ_y , ίση με:

$$\theta_d = 0,5 \frac{\theta_u + \theta_y}{\gamma_{Kd}} \quad (12)$$

Η τιμή θ_y υπολογίζεται από τη σχέση (9), ενώ η τιμή της θ_u από τη σχέση (13), όπου σε στοιχεία που έχουν κατασκευαστεί με τις προ του 1985 κατασκευαστικές διατάξεις, όπως το κτίριο που μελετάμε, οι τιμές για το θ_{um} πρέπει να διαιρεθούν με 1,2. Στη σχέση αυτή, $\alpha_s = M/Vh$ είναι ο λόγος διάτμησης, α είναι ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιξης (σχέση 14) και ρ_s είναι το γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης. Πρέπει να σημειώσουμε εδώ πως οι συντελεστές θ_y και θ_u για τον προσδιορισμό των δεικτών πλαστιμότητας m υπολογίζονται με τις μέσες τιμές των υλικών ($f_c = f_{ck} + 8$ και $f_y = 1.15f_{yk}$).

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[\frac{\max(3.01, \omega)}{\max(0.01, \omega)} \cdot f_c \right]^{0.225} (\alpha_s)^{0.35} \cdot 25 \left(\frac{\rho_s f_{yw}}{f_c} \right) \cdot 1.25^{100 \cdot d} \quad (13)$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{v_h}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{v_h}{2h_c} \right) \left(1 - \frac{v_b f_c^2}{6b_c h_c} \right) \quad (14)$$

Μετά τον υπολογισμό των δεικτών m , διαιρούμε τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη με αυτές τις τιμές και προσδιορίζουμε τις ανεπάρκειες, όπως και στη μέθοδο q . Οι τιμές των ανεπαρκειών για τα υποστυλώματα ισογείου και ορόφου παρατίθενται στον Πίνακα 3. Οι τιμές της ανεπάρκειας για τις δοκούς, είναι σχετικά μικρές. Πιο συγκεκριμένα 2 δοκοί δεν επαρκούν στον όροφο και 4 στο ισόγειο. Επισημαίνουμε πως όταν εφελκύεται το άνω πέλαμα δοκού, τότε όπως και στην Ιαπωνική μέθοδο θεωρείται ότι συμμετέχουν τα σίδερα της πλάκας σε πλάτος $L_{δοκού}/4$ εκατέρωθεν.

Κατόπιν οι υπολογισμοί επαναλαμβάνονται, αυτή τη φορά με συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων. Η μεθοδολογία είναι ίδια με πριν, δηλαδή υπολογίζονται οι δείκτες πλαστιμότητας m , και τα εντατικά μεγέθη της ελαστικής ανάλυσης διαιρούνται με αυτές τις τιμές για κάθε μέλος ξεχωριστά. Συγκρίνοντας τις τιμές αυτές με τα αντίστοιχα μεγέθη αντοχής, προκύπτουν οι ζητούμενες ανεπάρκειες και ο τύπος της αστοχίας κάθε στοιχείου (προκύπτει καμπτική για τα ανεπαρκή υποστυλώματα και διατμητική για τις ανεπαρκείς δοκούς).

Για τα υποστυλώματα του ισογείου και του ορόφου οι ανεπάρκειες παρατίθενται στον Πίνακα 4. Οι τιμές της ανεπάρκειας είναι εμφανώς μειωμένες (ευμενής επιρροή τοιχοπληρώσεων). Κανένα υποστυλώμα του ορόφου δεν προκύπτει ανεπαρκές, ενώ ο αριθμός των ανεπαρκών υποστυλωμάτων του ισογείου είναι μειωμένος. Όσον αφορά τις ανεπάρκειες των δοκών, είναι πολύ μικρότερες σε σχέση με τις προηγούμενες. Δύο δοκοί στο ισόγειο και μόλις μία στον όροφο είναι ανεπαρκείς.

Υποστύλωμα	Διαστάσεις		Ανεπάρκειες Ορόφου	Ανεπάρκειες Ισογείου
	b	h		
K1	0.30	0.30	0.16	0.20
K2	0.30	0.30	0.76	1.05
K3	0.30	0.30	0.90	1.20
K4	0.30	0.30	0.92	1.14
K5	0.45	0.45	0.83	1.27
K6	0.30	0.30	0.90	1.13
K7	0.30	0.30	1.00	1.31
K8	0.35	0.35	0.86	1.62
K9	0.30	0.30	0.89	1.40
K10	0.35	0.35	1.06	1.90
K11	0.30	0.30	0.91	1.44

Πίνακας 3 - Ανεπάρκειες υποστυλωμάτων μεθόδου m χωρίς συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων

Υποστύλωμα	Διαστάσεις		Ανεπάρκειες Ορόφου	Ανεπάρκειες Ισογείου
	b	h		
K1	0.30	0.30	0.09	0.13
K2	0.30	0.30	0.63	0.90
K3	0.30	0.30	0.64	1.00
K4	0.30	0.30	0.60	0.90
K5	0.45	0.45	0.67	1.09
K6	0.30	0.30	0.66	0.97
K7	0.30	0.30	0.84	1.12
K8	0.35	0.35	0.74	1.28
K9	0.30	0.30	0.85	1.17
K10	0.35	0.35	0.82	1.28
K11	0.30	0.30	0.86	1.22

Πίνακας 4 - Ανεπάρκειες υποστυλωμάτων μεθόδου m με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων

Ε) ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

1^η Μέθοδος: Στη μέθοδο αυτή θεωρούμε ότι η συνολική τέμνουσα βάσης V_b κατανέμεται στα υποστυλώματα αναλογικώς των δυσκαμψιών τους. Αυτό αποτελεί συμβατή θεώρηση με τους παλιούς κανονισμούς. Οι δυσκαμψίες των υποστυλωμάτων V_i υπολογίζονται από το γινόμενο του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος επί τη ροπή αδράνειας της διατομής ($I=b \cdot h^3/12$), πολλαπλασιασμένο επί τον μειωτικό συντελεστή που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (0,6 για περιμετρικά υποστυλώματα, 0,8 για εσωτερικά). Οπότε το ποσοστό συμμετοχής κάθε υποστυλώματος στην ανάληψη της τέμνουσας βάσης θα ισούται με V_i/V_b . Η τιμή της τέμνουσας βάσης είναι αυτή που έχει υπολογιστεί από την Ιαπωνική μέθοδο αποτίμησης. Αντίστοιχα η ροπή που αναλαμβάνει κάθε υποστύλωμα M_i , προκύπτει από την αντίστοιχη τέμνουσα ως εξής: $M_i = V_i \cdot L_s = V_i \cdot (L/2)$.

Ακολουθως υπολογίζεται η τέμνουσα αντοχής V_R (βάση ΕΚΩΣ 2000), και η αντοχή σε κάμψη M_R , όπως και στην Ιαπωνική μέθοδο με χρήση των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης. Η τέμνουσα V_{MR} , που αντιστοιχεί στην καμπτική αστοχία ($V_{MR} = M_R \cdot 2/L_s$) υπολογίζεται, ώστε να συγκριθεί με την αντοχή V_R για να εκτιμηθεί ο τύπος της αστοχίας (καμπτική ή διατμητική). Στη συνέχεια ανάλογα με τον τύπο της αστοχίας υπολογίζεται ο βαθμός ανεπάρκειας κάθε υποστυλώματος. Τα αποτελέσματα παρατίθενται στον Πίνακα 5.

2^η Μέθοδος: Στη μέθοδο αυτή γίνεται αποτίμηση του κτιρίου ελέγχοντας το άθροισμα των τέμνουσών αντοχής των κατακόρυφων μελών με την τέμνουσα βάσης. Υπολογίζουμε τις τέμνουσες αντοχής κατά ΕΚΩΣ 2000, όπως και στην Ιαπωνική μέθοδο, και τις αθροίζουμε. Στη συνέχεια συγκρίνουμε το άθροισμα με την τέμνουσα βάσης για να υπολογίσουμε την ανεπάρκεια. Τα αποτελέσματα είναι ανεπάρκεια 1,43 για το ισόγειο και 1,09 για τον όροφο.

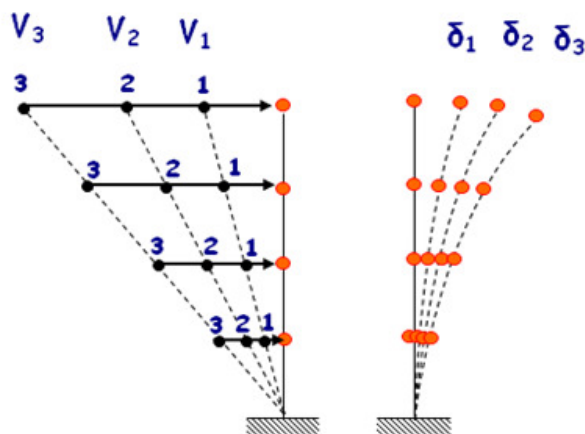
Υποστύλωμα	b (m)	h (m)	Ανεπάρκειες Ισογείου	Ανεπάρκειες Ορόφου
K1	0.30	0.30	2.29	1.46
K2	0.30	0.30	2.06	1.34
K3	0.30	0.30	1.84	1.31
K4	0.30	0.30	1.84	1.31
K5	0.45	0.45	5.56	4.27
K6	0.30	0.30	1.91	1.34
K7	0.30	0.30	1.80	1.31
K8	0.35	0.35	2.67	1.97
K9	0.30	0.30	1.84	1.34
K10	0.35	0.35	2.93	1.78
K11	0.30	0.30	1.84	1.31

Πίνακας 5 – Ανεπάρκειες βάσει της 1^{ης} προσεγγιστικής μεθόδου

Ζ) ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ (PUSHOVER)

Εφαρμόζουμε την στατική ανελαστική μέθοδο – μέθοδο pushover κατά ΚΑΝΕΠΕ. Στη μέθοδο αυτή εφαρμόζουμε ολοένα αυξανόμενα οριζόντια φορτία, υπό συγκεκριμένο μοτίβο κατανομής αυτών καθ' ύψος, σε συνδυασμό με σταθερά επιβεβλημένα κατακόρυφα φορτία. Τα κατακόρυφα φορτία προέρχονται από το συνδυασμό των οιονεί μονίμων φορτίων $G+0.3Q$ και εφαρμόζονται στην κατασκευή σαν αρχικές συνθήκες κάθε μίας ανελαστικής μεθόδου. Οι ανελαστικές μέθοδοι που εφαρμόζονται είναι τέσσερις, μία για κάθε διεύθυνση (χ και ψ) και μία για κάθε φορά (θετική και αρνητική). Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. απαιτεί να εφαρμοστούν δύο καθ' ύψος κατανομές οριζόντιων φορτίων και να ληφθούν τα δυσμενέστερα αποτελέσματα από τις δύο. Στα πλαίσια αυτής της εργασίας εφαρμόστηκε μόνο μία κατανομή· αυτή της σχέσης 3.15 του ΕΑΚ.

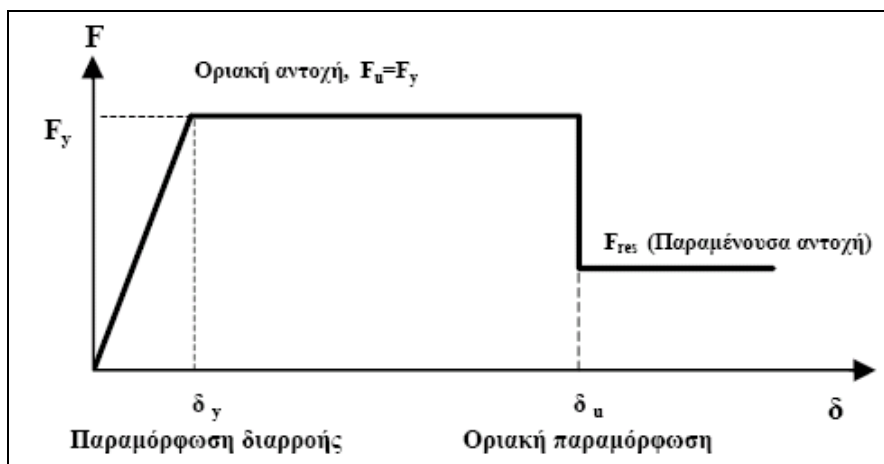
$$F_i = (V_0 - V_H) \frac{m_i z_i}{\sum_j m_j z_j} \quad (15)$$



Σχήμα 3 – Στατική Ανελαστική Ανάλυση [2]

Οι έλεγχοι γίνονται για στόχο επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Οι προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου είναι να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» ΣΑΔ και η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική. Ωστόσο αν το κτίριο είναι ευστρέπτο (1^η ιδιομορφή να είναι στρεπτική), η μέθοδος δεν δίνει αξιόπιστα αποτελέσματα.

Αρχικά διαμορφώνεται το προσομοίωμα του κτιρίου. Η διαμόρφωση περιλαμβάνει την εισαγωγή κατάλληλων χαρακτηριστικών σε κάθε σημείο πιθανής πλαστικής άρθρωσης, ώστε να προσομοιώνεται επαρκώς η ανελαστική συμπεριφορά των στοιχείων. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους F συναρτήσει της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης δ . Ως μέγεθος F επιλέγεται η ροπή M , και ως μέγεθος δ , η γωνία στροφής χορδής θ . Χρησιμοποιούνται οι τιμές θ_y , θ_u και M_y που προσδιορίστηκαν σε προηγούμενα στάδια της παρούσας εργασίας. Οι ιδιότητες που προσδίδονται σε κάθε πιθανή πλαστική άρθρωση είναι τέτοιες, ώστε όσο το εντατικό μέγεθος M βρίσκεται σε μέγεθος μικρότερο της τιμής διαρροής M_y , τότε η περιοχή αυτή θα συμπεριφέρεται ελαστικά και όταν την ξεπεράσει θα ακολουθεί το νόμο M - θ που περιγράφεται από αυτή. Σημειώνεται πως η τιμή της παραμένουσας αντοχής F_{res} (ή M_{res}) λαμβάνεται σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως $0,25F_y$. Ακόμη για την συμπεριφορά μετά την δ_u , θεωρήθηκε πως η καμπύλη συνεχίζει ευθύγραμμα μέχρι τιμή $2\delta_y$ και μετά μηδενίζεται.



Σχήμα 4 - Καμπύλη εντατικού μεγέθους F – παραμόρφωσης δ [3]

Για τις δοκούς χρησιμοποιήθηκε μη συμμετρικό διάγραμμα ροπής – γωνίας στροφής χορδής για κάθε φορά του σεισμού ενώ για τα υποστυλώματα το διάγραμμα είναι συμμετρικό. Για τα υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκε τύπος πλαστικής άρθρωσης κατάλληλος, ώστε να προσομοιώνεται η εντατική τους κατάσταση (αλληλεπίδραση αξονικού φορτίου και διαξονικής κάμψης), και το αντίστοιχο έγινε και για τις δοκούς (μονοαξονική κάμψη). Επίσης για κάθε διατομή υποστυλώματος χρειάστηκε να υπολογιστεί το διάγραμμα αλληλεπίδρασης M - N . Τέλος καθορίστηκαν πάνω στην καμπύλη τα ζητούμενα κριτήρια αποδοχής για την στάθμη επιτελεστικότητας που μελετάμε (για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής», $\delta_d = 0,5(\theta_u + \theta_y) / \gamma_{Rd}$, όπου $\gamma_{Rd} = 1,8$).

Ζητούμενο της ανάλυσης είναι η χάραξη της καμπύλης αντίστασης. Δηλαδή της καμπύλης τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κόμβου ελέγχου. Η καμπύλη αυτή μας δίνει τα απαραίτητα στοιχεία για την εκτίμηση της ανεπάρκειας της κατασκευής. Η καμπύλη αντίστασης διγραμμοποιείται για ευκολία. Ο κόμβος ελέγχου επιλέγεται συνήθως στο κέντρο μάζας του ανωτάτου ορόφου. Επίσης από την ανάλυση μπορούμε να έχουμε την εικόνα του φορέα με τις σε κάθε βήμα δημιουργούμενες πλαστικές αρθρώσεις και τα χαρακτηριστικά τους. Έτσι αποκτούμε μια εικόνα του μηχανισμού αστοχίας και αποκαλύπτουμε αδύναμα

σημεία της κατασκευής. Τα δυσμενέστερα αποτελέσματα από τις τέσσερις αναλύσεις είναι και τα τελικά αποτελέσματα που εξάγουμε.

Με τη μέθοδο pushover στην ουσία εφαρμόζουμε αλληπάλληλες ελαστικές αναλύσεις σε κάθε βήμα αύξησης των πλευρικών φορτίων. Στο προσομοίωμα εισάγουμε το μοτίβο της κατανομής των φορτίων αυτών, χωρίς να μας νοιάζει η ακριβής τιμή τους, αλλά η αναλογία τους, αφού αυτά αυξάνονται σταδιακά σε κάθε βήμα της ανάλυσης. Για να εισάγουμε το φάσμα σχεδιασμού στους υπολογισμούς, υπολογίζουμε την στοχευόμενη μετακίνηση. Αυτή κατά ΚΑΝΕΠΕ υπολογίζεται ως εξής:

$$\delta = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4) \Phi_e \quad (16)$$

$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_e}{K_g}} \quad (17)$$

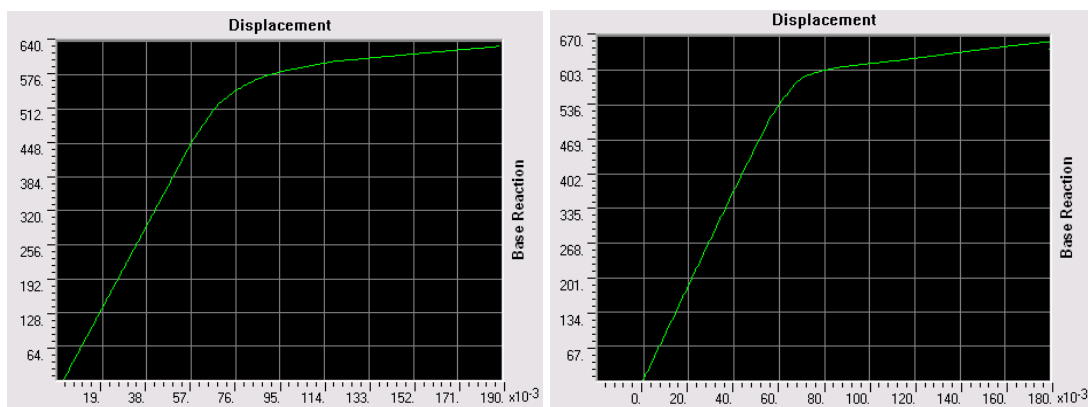
όπου Φ_e η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του Παραρτήματος του ΕΑΚ) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e και C_0 , C_1 , C_2 και C_3 διορθωτικοί συντελεστές. T_e είναι η ελαστική ιδιοπερίοδος και προκύπτει από τη σχέση (17). Θεωρείται ότι το κτίριο επαρκεί όταν μπορεί να φτάσει τη στοχευόμενη μετακίνηση πριν φτάσει την μετακίνηση που ορίζει η στάθμη επιτελεστικότητας δ_d .

Για κάθε ανελαστική ανάλυση υπολογίζεται η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση στην αστοχία και στη διαρροή. Σημείο διαρροής μπορούμε να θεωρήσουμε εκείνο για το οποίο δημιουργείται η πρώτη πλαστική άρθρωση. Τα αποτελέσματα φαίνονται στον Πίνακα 6. Παρατίθεται ακόμα και ο αριθμός των στοιχείων που βρίσκονται σε κατάσταση πέρα από τη διαρροή αλλά και συγκεκριμένα σε ποια στάθμη επιτελεστικότητας (ΑΧ: Άμεση Χρήση, ΑΖ: Ασφάλεια Ζωής, ΑΚ: Αποφυγή κατάρρευσης).

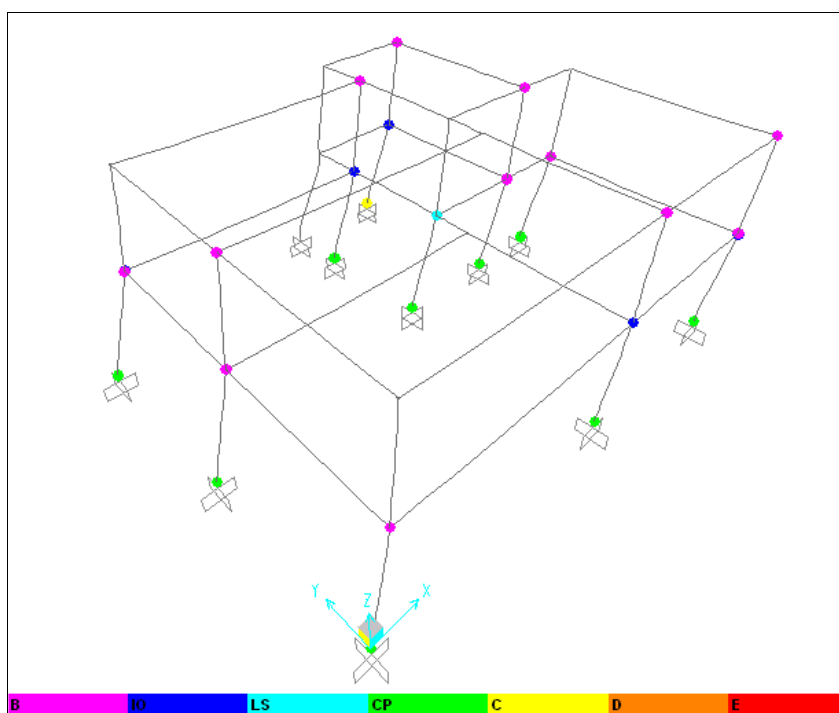
Φόρτιση	V_y (kN)	V_u (kN)	δ_y (m)	δ_u (m)	Αριθμός στοιχείων σε κατάσταση			δ_d (LS)
					ΑΧ-ΑΖ	ΑΖ-ΑΚ	ΑΚ-Κ	
Pushover X+	569,88	629,94	0,0861	0,188 4	5	1	9	0,0763
Pushover X-	573,16	626,76	0,0790	0,186 8	8	2	6	0,0738
Pushover Y+	606,54	643,78	0,0823	0,179 4	2	0	7	0,0727
Pushover Y-	595,79	634,58	0,0841	0,178 0	6	3	5	0,0728

Πίνακας 6 – Αποτελέσματα Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης

Οι ανεπάρκειες για κάθε ανάλυση είναι: για την Pushover X+, $\lambda_{X+} = 2,215$, για την Pushover X-, $\lambda_{X-} = 2,290$, για την Pushover Y+, $\lambda_{Y+} = 2,091$ και για την Pushover Y-, $\lambda_{Y-} = 2,088$. Μπορούμε ακόμη να υπολογίσουμε τον ακριβή καθολικό δείκτη πλαστιμότητας της κατασκευής υπολογίζοντας τον λόγο δ_u/δ_y . Προκύπτουν για την Pushover X+: 2,19, για την Pushover X-: 2,36, για την Pushover Y+: 2,18 και για την Pushover Y-: 2,12. Τέλος δίνονται χαρακτηριστικά δύο καμπύλες αντίστασης (για την Pushover X+ και για την Pushover Y+) και η εικόνα του φορέα με τις δημιουργημένες πλαστικές αρθρώσεις στο τέλος της ανάλυσης Pushover X+.



Σχήμα 5 – Καμπύλες αντίστασης για αναλύσεις Pushover X+ και Pushover Y+



Σχήμα 6 – Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο τέλος της Pushover-X+

Η) ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ (FRP)

Στο κεφάλαιο αυτό σχεδιάζεται η ενίσχυση του ανεπαρκούς κτιρίου με τη μέθοδο της περίσφιγξης των άκρων των υποστυλωμάτων (κρίσιμες περιοχές) μέσω της χρήσης μανδύων από ινοπλισμένα πολυμερή (FRP). Με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται η αύξηση της ικανότητας στροφής του κάθε κόμβου και άρα της πλαστιμότητας, χωρίς παράλληλη αύξηση τη δυσκαμψίας, της μάζας ή άλλων χαρακτηριστικών της κατασκευής. Οι ανεπάρκειες που χρησιμοποιούνται είναι αυτές που προέκυψαν από την εφαρμογή της μεθόδου m (με συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων). Στόχος της ενίσχυσης είναι η μεγαλύτερη ικανότητα ανάληψης ανελαστικών παραμορφώσεων του ενισχυμένου φορέα, ή με άλλα λόγια η μεγαλύτερη ικανότητα μετακίνησης, χωρίς αντίστοιχη αύξηση της αντοχής. Η εφαρμογή της εξωτερικής περίσφιγξης έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της γωνίας στροφής χορδής του μέλους κατά την αστοχία. Η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά της αστοχία δίνεται από τον τύπο:

$$\theta_{um} = 0,016 \cdot (0,3^v) \cdot \left[\frac{\max(0,01, \omega)}{\max(0,01, \omega)} \cdot f_c \right]^{0,225} \cdot \left(\frac{L_g}{h} \right)^{0,35} \cdot 25 \left(\alpha_f \rho_{fsz} \frac{f_{fy}}{f_c} + \alpha_f \rho_{fs} \frac{f_{fs}}{f_c} \right) \cdot 1,25^{100 \cdot \rho_d} \quad (18)$$

$$\alpha_f = \alpha_n \cdot \alpha_s \cdot \alpha_a = \left[1 - \frac{(b-2R)^2 + (d-2R)^2}{8bd} \right] \cdot 1 \cdot 1 \quad (19)$$

$$\rho_{fs} = \frac{N \cdot 2 \cdot t_f}{b}, \text{ όπου } N \text{ ο αριθμός των στρώσεων} \quad (20)$$

$$f_{fs} = \min(f_f, \varepsilon_{fu} E_f) \cdot \left[1 - 0,7 \cdot \min(f_f, \varepsilon_{fu} E_f) \cdot \frac{t_f}{f_c} \right] \quad (21)$$

Στη σχέση (18) η συμβολή των σύνθετων υλικών εκφράζεται με τον όρο $\alpha_f \cdot \rho_{fs} \cdot \frac{f_{fs}}{f_c}$ που προστίθεται στον εκθέτη του 25, όπου α_f είναι ο συντελεστής απόδοσης της περισφιγξης των σύνθετων υλικών που δίνεται από τη σχέση (19), ρ_{fs} είναι το ογκομετρικό ποσοστό υλικών και f_{fs} είναι η εφελκυστική αντοχή των σύνθετων.

Για την ενίσχυση των ανεπαρκών σε διάτμηση δοκών χρησιμοποιούνται τρίπλευροι μανδύες (μορφής U). Οι υπολογισμοί για τη διατμητική ενίσχυση ακολουθούν τους τύπους:

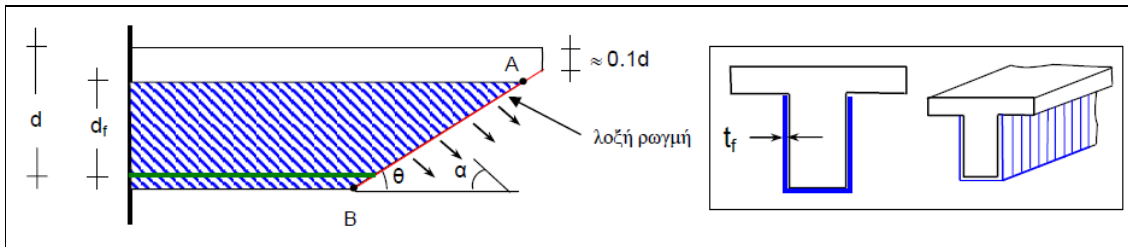
$$V_{Rd,f} = 2t_f d_f \sigma_{fed} \cot \theta \quad (22)$$

$$\sigma_{fed} = f_{fbd} \left[1 - \left(1 - \frac{2}{\pi} \right) \frac{l_{b,max} \sin \alpha}{d_f} \right] \quad (23)$$

$$f_{fbd} = \frac{1}{\gamma_{fb}} \sqrt{\frac{0,6 E_f f_{ctm} k_b}{t_f}} \quad (24)$$

$$l_{b,max} = 0,6 \sqrt{\frac{E_f t_f}{f_{ctm} k_b}} \quad (25)$$

Στους τύπους αυτούς, $V_{Rd,f}$ είναι η πρόσθετη αντοχή λόγω των σύνθετων υλικών, με $\alpha=90^\circ$ για κάθετους στον άξονα του μέλους μανδύες, $\theta=45^\circ$ και $k_b=1$. $l_{b,max}$ είναι το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης, t_f και E_f το πάχος και το μέτρο ελαστικότητας των υλικών και d_f το ύψος που δίνεται από το σχήμα 7.



Σχήμα 7 – Διατμητική ενίσχυση δοκών [5]

Τα χαρακτηριστικά των υλικών ενίσχυσης είναι: CFRP (ανθρακουφάσματα) με μέτρο ελαστικότητας $E_f = 230$ GPa, πάχος $t_f = 0,12$ mm και αντοχή $f_f = 3500$ MPa. Από τις ανεπάρκειες που υπολογίστηκαν στη μέθοδο m, και τους υφιστάμενους συντελεστές $m_{υφιστ.}$ υπολογίστηκαν οι απαιτούμενοι δείκτες $m_{απαιτ.}$, ώστε να επέλθει επάρκεια στα ανεπαρκή υποστυλώματα (αντοχή > απαίτηση). Οπότε για αυτές τις τιμές υπολογίστηκαν οι απαιτούμενες ενισχύσεις (στρώσεις FRP) σύμφωνα με το παραπάνω τυπολόγιο. Για τη διαστασιολόγηση σε διάτμηση, ως τέμνουσα σχεδιασμού $V_{Rd,f}$ λήφθηκε η διαφορά της απαιτούμενης τέμνουσας V_S , από την αντοχή V_R .

Τα αποτελέσματα για τα υποστυλώματα (μόνο του ισόγειου ήταν ανεπαρκή) είναι: 2 στρώσεις για το K5, 3 στρώσεις για τα K7, K9 και K11 και 5 στρώσεις για τα K8 και K10. Για τις ανεπαρκείς δοκούς (Δ5 και Δ11 στο ισόγειο και στα δύο τους άκρα και Δ5 στον όροφο στο αριστερό της μόνο άκρο) μία στρώση σύνθετων υλικών ήταν υπεραρκετή. Τέλος πρέπει να επισημάνουμε πως η χρήση μεθόδων καλύτερης αγκύρωσης των τρίπλευρων μανδύων ενδείκνυται (αγκύρια ή τοποθέτηση ράβδων σε εσοχές).

Θ) ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Στη μέθοδο ενίσχυσης με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιούμε τις ανεπάρκειες που προέκυψαν από την ελαστική μέθοδο με τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας m (με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων). Η λογική που ακολουθείται εδώ είναι η προσθήκη μανδύων στα υποστυλώματα που προέκυψαν ανεπαρκή από τη μέθοδο m και η διαστασιολόγηση τους με τα καινούργια εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την εκ νέου ανάλυση του φορέα καθώς και ο έλεγχος των υποστυλωμάτων που δεν ενισχύονται, με τα καινούργια πάλι εντατικά μεγέθη. Το ελάχιστο πάχος μανδύα είναι 7 εκατοστά [1], οπότε η νέες διαστάσεις είναι οι παλιές $+2 \times 7 \text{cm}$. Για απλοποίηση των υπολογισμών χρησιμοποιούνται μανδύες πάχους 7,5cm, οπότε οι νέες διαστάσεις είναι αυξημένες κατά 15cm ανά διεύθυνση. Οι μανδύες αυτοί, επειδή η ενίσχυση είναι σε κάμψη, επεκτείνονται δια μέσου του κόμβου και συνεχίζουν στον υπερκείμενο όροφο (οι μανδύες εδώ ενισχύουν και τα υποστυλώματα του ορόφου). Άρα τα προς ενίσχυση υποστυλώματα είναι αυτά του ισόγειου (K5, K7, K8, K9, K10 και K11) και του ορόφου.

Η διαδικασία των υπολογισμών είναι η ίδια με αυτή που ακολουθήθηκε για τον προσδιορισμό των ανεπαρειών με την μέθοδο m . Αρχικά τροποποιείται το μοντέλο προσομοίωσης με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων, ώστε οι νέες διαστάσεις να εισέρθουν στους υπολογισμούς. Έπειτα το μοντέλο λύνεται και προσδιορίζονται τα εντατικά μεγέθη. Ακολούθως προσδιορίζονται οι νέοι δείκτες πλαστιμότητας m και τέλος υπολογίζονται οι ανεπάρκειες για τα μη ενισχυμένα μέλη και διαστασιολογούνται τα προς ενίσχυση μέλη. Πρέπει να επισημανθεί εδώ πως για την διαστασιολόγηση των μελών, αγνοήθηκε πλήρως ο υπάρχων οπλισμός και θεωρήθηκε πως όλη τη ροπή σχεδιασμού αναλαμβάνουν οι καινούριοι οπλισμοί του μανδύα (έτσι απαλλασσόμαστε από τον έλεγχο των συντελεστών μονολιθικότητας). Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιείται είναι μίας τάξης ανώτερο από το ήδη υπάρχον, δηλαδή C20 (σε σχέση με το C16) ενώ η ποιότητα του χάλυβα είναι ίδια, S400.

Υποστύλωμα	Διαστάσεις		1ος Όροφος	Ισόγειο	Συνδετήρες
	b	h	Φ	Φ	
K5	0,60	0,60	8 Φ 18	8 Φ 18	Φ 10/10
K7	0,45	0,45	4 Φ 16	8 Φ 18	Φ 10/10
K8	0,50	0,50	4 Φ 20	12 Φ 20	Φ 10/10
K9	0,45	0,45	8 Φ 20	12 Φ 22	Φ 10/10
K10	0,50	0,50	8 Φ 22	12 Φ 24	Φ 10/10
K11	0,50	0,50	4 Φ 16	12 Φ 20	Φ 10/10

Πίνακας 7 – Οπλισμοί μανδύων

Στον πίνακα 7 παρατίθενται οι οπλισμοί των μανδύων των υποστυλωμάτων. Τα εντατικά μεγέθη των υπόλοιπων υποστυλωμάτων προέκυψαν μειωμένα και έτσι επαρκούσαν. Ο έλεγχος για τις δοκούς παραλήφθηκε εδώ για λόγους απλότητας.

I) ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα εργασία χωρίζεται σε δύο μέρη, αυτά της αποτίμησης της υφιστάμενης κατάστασης και της ενίσχυσης. Όσον αφορά το πρώτο, εφαρμόστηκαν 5 διαφορετικές μέθοδοι. Από αυτές η μέθοδος της αποτίμησης βάση των Ιαπωνικών Οδηγιών δίνει αποτελέσματα με αυξανόμενο βαθμό ακρίβειας σε σχέση με το επίπεδο ελέγχου. Όπως και να χει πάντως με εξαίρεση ίσως το πρώτο επίπεδο ελέγχου, δίνει γρήγορα ένα καλό μέτρο της ανεπάρκειας του φορέα.

Η λογική των δύο προσεγγιστικών μεθόδων αποτίμησης βασίζεται στη φιλοσοφία των παλιών κανονισμών. Αν και η ακρίβειά τους είναι μειωμένη σε σχέση με τις αναλυτικότερες μεθόδους των υπόλοιπων μεθόδων, αποτελούν κι αυτές ένα καλό δείγμα της ανεπάρκειας του φορέα (ένα γρήγορο και πρόχειρο υπολογισμό). Σε αυτές τις μεθόδους δεν λαμβάνονται υπόψη παράγοντες όπως ο ικανοτικός έλεγχος κόμβων δοκών – υποστυλωμάτων και η επιρροή φαινομένων που αναπτύσσονται λόγω κακής διαμόρφωσης του φορέα (μη κανονικότητα σε κάτοψη, καθ ύψος κλπ.)

Οι μέθοδοι αποτίμησης με βάση τον καθολικό δείκτη πλαστιμότητας q και τους τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας m , εφαρμόστηκαν σύμφωνα με όσα αναφέρει ο ΚΑΝΕΠΕ. Η δεύτερη μέθοδος είναι πιο ακριβής καθώς αντιμετωπίζει ξεχωριστά το κάθε δομικό στοιχείο, υπολογίζοντας την ικανότητα του με χρήση των γωνιών στροφής χορδής, αναδεικνύοντας έτσι τοπικές αδυναμίες του φορέα. Αντίθετα η πρώτη μέθοδος (μέθοδος q) είναι πιο συμβατή με την λογική των ισχύοντων κανονισμών (Ισοδύναμη στατική μέθοδος κατά ΕΑΚ) και έτσι πιο εύχρηστη στην πράξη. Παρ' όλα αυτά πρέπει να σημειωθεί η υπεροχή της μεθόδου m .

Η ανελαστική στατική ανάλυση (μέθοδος pushover) είναι μια εξειδικευμένη μέθοδος αποτίμησης, η οποία λαμβάνει υπόψη της φαινόμενα μη γραμμικότητας των δομικών στοιχείων, που οι ελαστικές μέθοδοι δεν υπολογίζουν άμεσα. Εδώ έγινε χρήση των υποδείξεων που δίνει ο ΚΑΝΕΠΕ για τη σωστή εφαρμογή της μεθόδου. Τα αποτελέσματα είναι χρήσιμα για αξιοποίηση με πολλούς τρόπους. Αρχικά η καμπύλη αντίστασης δίνει μια γενική εικόνα για την συμπεριφορά του φορέα και την γενικότερη πλαστιμότητα της. Αποτελεί άλλωστε τον καλύτερο τρόπο για τον ακριβή υπολογισμό του γενικού δείκτη πλαστιμότητας q μιας κατασκευής, τον οποίο στη μέθοδο q λαμβάνουμε σύμφωνα με συμβατικές τιμές που δίνουν οι κανονισμοί. Περαιτέρω βοηθά στην αποκάλυψη αδυναμιών σημείων στην κατασκευή και τον ακριβή προσδιορισμό τους. Προσδιορίζεται ακόμη με ακρίβεια ο μηχανισμός αστοχίας και η διαδικασία αυτού (αλληλουχία αστοχιών δομικών στοιχείων), παρέχοντας λεπτομερή δεδομένα για κάθε μία πλαστική άρθρωση που δημιουργείται σε κάθε κόμβο του φορέα. Αποτελεί έτσι σίγουρα την πιο αποτελεσματική μέθοδο αποτίμησης της υφιστάμενης κατάστασης μιας κατασκευής, αλλά και μία μέθοδο αξιολόγησης κάθε πιθανής μεθόδου ενίσχυσης (αν εφαρμοστεί η μέθοδος ξανά με προσαρμοσμένες μεταβλητές).

Το δεύτερο μέρος της εργασίας ασχολείται με δύο μεθόδους ενίσχυσης. Η πρώτη μέθοδος ενίσχυσης με εφαρμογή ινοπλισμένων υφασμάτων – FRP, αποτελεί μία μέθοδο με σαφή πλεονεκτήματα έναντι της δεύτερης μεθόδου ενίσχυσης με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. Καταρχήν δεν αλλάζουν τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, όπως είναι η μάζα και η δυσκαμψία. Με την τοπική εφαρμογή στις κρίσιμες περιοχές του απαιτούμενου όγκου σύνθετων υλικών επιτυγχάνουμε την αύξηση της ικανότητας στροφής των δομικών μελών, δημιουργώντας έτσι μια πιο πλαστική συμπεριφορά του συνόλου. Ακόμη η διατμητική ενίσχυση δοκών είναι πιο εύκολη και λιγότερο περίπλοκη από την εφαρμογή μανδύων ΟΣ. Η εφαρμογή των σύνθετων υλικών FRP είναι εύκολη και γρήγορη στην κατασκευή και δεν επηρεάζει τον ωφέλιμο χώρο του κτιρίου, ούτε απαιτεί πολύπλοκες κατασκευαστικές λεπτομέρειες ή και παράλληλη πιθανή ενίσχυση πέδινων ή κόμβων, όπως η μέθοδος των μανδύων ΟΣ. Σαν μειονέκτημα αναφέρουμε την χρήση ρητινών, με τις οποίες δεν είναι εξοικειωμένο το εργατικό δυναμικό, αντίθετα με τη χρήση χάλυβα και σκυροδέματος στη μέθοδο των μανδύων ΟΣ. Βέβαια η μέθοδος των FRP, δεν είναι πάντα εφικτή. Σε περιπτώσεις μεγάλης ανεπάρκειας του φορέα, η χρήση μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος δείχνει πιο αποτελεσματική. Σε ακόμη μεγαλύτερες ανεπάρκειες άλλες μέθοδοι όπως η προσθήκη τοιχωμάτων, ή και εμπατνούμενων τοιχωμάτων ενδείκνυνται. Συμπερασματικά μπορούμε να πούμε πως για το υφιστάμενο κτίριο προτείνεται η ενίσχυση με τοπική περισιφιζή των κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων με σύνθετα υλικά.

Κ) ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Δρίτσος Σ. Η., “Ενισχύσεις / Επισκευές Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα”, Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα 2007.
- [2] Δρίτσος Σ. Η., “Σημειώσεις Μεταπτυχιακού Μαθήματος: Ανασχεδιασμός Υφιστάμενων Κατασκευών”, Πάτρα 2009.
- [3] ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ., Φεβρουάριος 2009
- [4] SAP 2000 v14 manual
- [5] Τριανταφύλλου Χ. Α., “Ενισχύσεις Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος και Φέρουσας Τοιχοποιίας με Σύνθετα Υλικά”, Πάτρα 2006
- [6] ΕΚΩΣ 2000 και ΕΑΚ2003

