

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΙΑ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΟ ΚΑΘΟΛΙΚΟ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

ΑΡΒΑΝΙΤΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

Προπτυχιακός Φοιτητής Π.Π., civ7247@upnet.gr

Περίληψη

Η παρούσα εργασία έχει στόχο την ενίσχυση υφιστάμενης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα ακολουθώντας τον ελληνικό κανονισμό επεμβάσεων. Για την υλοποίηση της ενίσχυσης έγινε εφαρμογή της μεθόδου q με παράλληλη υλοποίηση δυναμικής ελαστικής ανάλυσης που είχε ως στόχο τον υπολογισμό του απαιτούμενου δείκτη συμπεριφοράς της κατασκευής έτσι ώστε να ακολουθήσει ενίσχυση με στρώσεις από ΙΟΠ. Τέλος με σκοπό την διερεύνηση της αποτελεσματικότητας της μεθοδολογίας που εφαρμόστηκε υλοποιήθηκε στον υπό ενίσχυση φορέα στατική ανελαστική ανάλυση (pushover) και δημιουργήθηκαν κατάλληλα συμπεράσματα ως προς την αποτελεσματικότητα της ενίσχυσης.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Κατά την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών ο μελετητής καλείται να αναδείξει την συμπεριφορά τόσο συνολικά της κατασκευής όσο και κάθε μέλους της ξεχωριστά. Για τον σκοπό αυτό όμως είναι αναγκαία η χρήση κατάλληλων «εργαλείων» έτσι ώστε να προσομοιωθεί η συμπεριφορά της κατασκευής όσο πιο κοντά στην πραγματικότητα, οπότε γίνεται εφαρμογή ανελαστικών αναλύσεων (π.χ pushover) ώστε να αποδοθεί στην κατασκευή η μη γραμμική συμπεριφορά των μελών της, κάτι τέτοιο όμως δεν μπορεί να υλοποιηθεί με τις γνωστές ελαστικές αναλύσεις. Παρ' όλα αυτά όμως η ευκολία στην χρήση και η ταχύτητα υλοποίησης των ελαστικών αναλύσεων καθιστά αυτές πολύτιμο και εύχρηστο εργαλείο στα χέρια ενός μελετητή-μηχανικού. Οπότε η δυνατότητα υλοποίησης επεμβάσεων-ενίσχυσης στα μέλη μιας κατασκευής με την χρήση μόνο ελαστικών αναλύσεων θα ήταν ιδιαίτερα εύχρηστη και πρακτική αρκεί να υπάρχει η κατάλληλη μεθοδολογία υπολογισμού της μη γραμμικής συμπεριφοράς των στοιχείων της κατασκευής αλλά και τρόπος αξιοποίησης των αποτελεσμάτων της ελαστικής ανάλυσης μέσω κατάλληλης μεθοδολογίας ώστε αυτά να τίθενται σε επεξεργασία και τελικώς να εξάγονται δεδομένα έτσι ώστε να υπολογίζεται η ενίσχυση που απαιτείται σε κάθε μέλος. Έτσι στο σημείο αυτό «έρχεται» ο ΚΑΝ.ΕΠΕ και προτείνει την μέθοδο αύξησης της τοπικής πλαστιμότητας των μελών με χρήση του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς και διατυπώνει κατάλληλες σχέσεις ώστε να υπολογίζεται η μετα-ελαστική συμπεριφορά των μελών σε όρους στροφών γωνιών χορδής (M-θ). Άρα γίνεται αντιληπτό ότι εφόσον υπολογιστεί ο απαιτούμενος δείκτης συμπεριφοράς της κατασκευής είναι εφικτή η υλοποίηση κατάλληλης ενίσχυσης με την προϋπόθεση ότι η μεθοδολογία που προτείνεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ συνάδει με την πραγματικότητα και παράγει σωστά δεδομένα ώστε η ενίσχυση να καταστεί τελικώς επιτυχής.

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ

Διώροφο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος, κατασκευής 1975 με ύψος ορόφου 3.2 μέτρα, βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II, κατηγορίας εδάφους B και σπουδαιότητα συνήθη με κάτοψη ορόφου:

Υποστυλώματα: Κεντρικό (K5) → 450/450 με 8Φ16

Περιμετρικά (K2, K4, K6, K8) → 350/350 με 4Φ18

Γωνιακά (K1, K3, K7, K9) → 300/300 με 4Φ20

Δοκοί:

Περιμετρικές δοκοί→200/500 με οπλισμό στο κάτω πέλμα 4Φ14 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις όπου υπάρχουν 2Φ14 ως πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός.

Εσωτερικές δοκοί→200/600 με οπλισμό στο κάτω πέλμα 4Φ16 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις, όπου υπάρχουν επιπλέον 2Φ18 ως πρόσθετος οπλισμός.

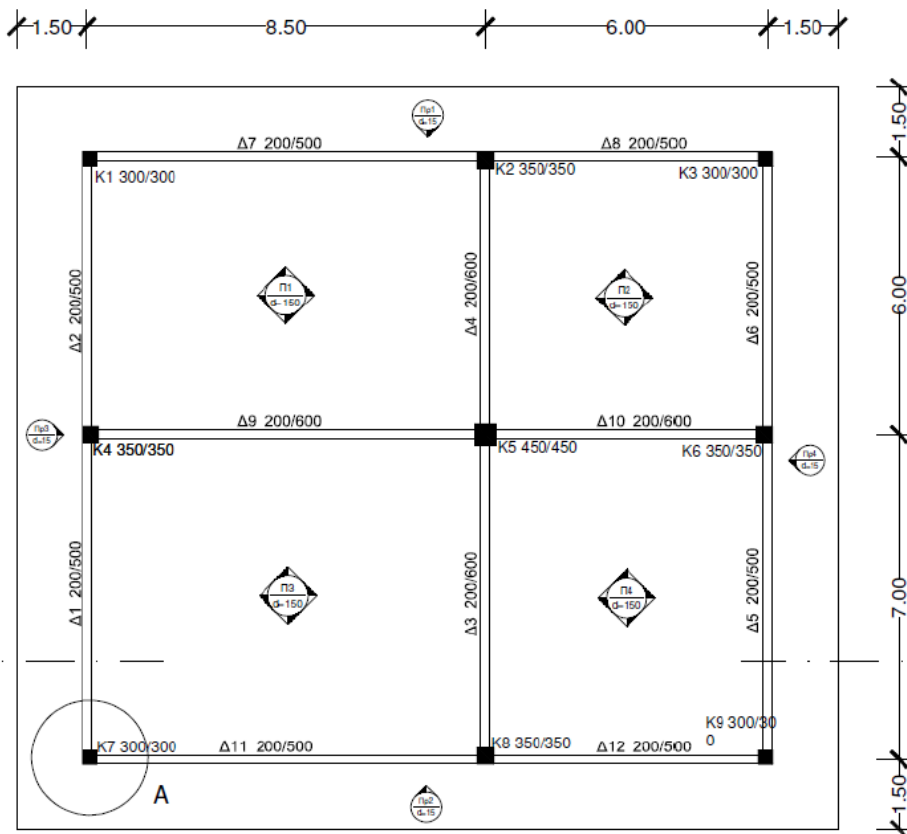
Οι συνδετήρες είναι Φ8/200 σε όλα τα υποστυλώματα,καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα για τα υποστυλώματα και Φ8/300 στις δοκούς.

Πλάκες:Πάχος πλακών 150mm,οπλισμένες στις δύο διευθύνσεις με Φ8/150.

Τοιχοποιία:Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος 3.6 kN/m επιφάνειας όψης και εσωτερικά, κάτω από κάθε εσωτερική δοκό,δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος 2.1 kN/m.Επίσης προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων, τα φαινόμενα βάρη θεωρούνται μειωμένα κατά 50 τοις 100 και 35 τοις 100 αντίστοιχα.Επί τών περιμετρικών δοκών υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1.2 m.

Όσο αναφορά τα υλικά : Η μέση αντοχή σκυροδέματος έχει προκύψει $f_{cm}=19$ MPa, η μέση μείον μία τυπική απόκλιση $f_{cm-s}=14$ MPa και χάλυβας $f_{ym}=460$ MPa με $f_{ym-s}=420$ MPa.

Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων Ικανοποιητική.



Εικόνα 1.Κάτοψη

3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ($q_{απειτ}$) ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Για την εκτίμηση του δείκτη συμπεριφοράς της κατασκευής έγινε χρήση του προγράμματος ανάλυσης με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων ,SAP2000 της εταιρίας CSI.

Δημιουργία εξιδανικεύματος-προσομοίωμα: Η προσομείωση του φορέα έγινε με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία για κάθε μέλος (δοκοί, υποστυλώματα) ενώ η συνεισφορά της πλάκας ορίστηκε μέσω της θεώρησης πλακοδοκών (διατομές τύπου T και τύπου Γ) με χρήση των κατάλληλων τύπων υπολογισμού του πλάτους b_{eff} που προτείνει ο EN1992-part 1 [4] (αυτό έγινε καθότι θεωρήθηκε αρκετά μεγάλο το αντίστοιχο b_{eff} που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ). Επίσης όσο αναφορά την εξιδανίκευση της πλάκας θεωρήθηκε διαφραγματική λειτουργία στο επίπεδο των ορόφων.

Η θεμελίωση θεωρήθηκε πολύ δύσκαμπτη ώστε προσομοιώθηκε με πακτώσεις και οι κόμβοι υποστυλωμάτων-δοκών θεωρήθηκαν άκαμπτοι. Για τον υπολογισμό των φορτίσεων υοθετήθηκαν οι συνδιασμοί φορτίσεων $G+0.3Q \pm E_X$ και $G+0.3Q \pm E_Y$.

Όσο αναφορά την φόρτιση $G+0.3Q$ θεωρήθηκε κινητό ομοιόμορφο φορτίο πλακών και προβόλων ως $Q=5 \text{ kN/m}^2$ και για τον υπολογισμό του μόνιμου φορτίου θεωρήθηκε φορτίο επίστρωσης $q_{ep}=1.5 \text{ kN/m}^2$ και συμπεριλήφθηκαν τα μόνιμα φορτία λόγω της τοιχοπλήρωσης. Τέλος για τον υπολογισμό των φορτίων που αναλαμβάνει κάθε δοκός από την πλάκα χρησιμοποιήθηκαν εμβαδά επιρροής (με χρήση του σχεδιαστικού προγράμματος AutoCAD) και τα φορτία τοποθετήθηκαν γραμμικά ομοιόμορφα σε κάθε δοκό.

Δυναμική ελαστική ανάλυση (αρχική): Για τον ορισμό της σεισμικής διέγερσης $\pm E_X$ και $\pm E_Y$ έγινε χρήση δυναμικής ελαστικής ανάλυσης (Response spectrum analysis) και χρησιμοποιήθηκε το φάσμα σχεδιασμού που προτείνει ο EN1998-part1 με $q=1$ και επιτάχυνση εδάφους $a_g=0.24g$ (και ακόμα $\beta=0.2$, $\theta=1$, $\gamma_i=1$ $T_c=0.5s$).

Για την υλοποίηση όμως της δυναμικής ελαστικής ανάλυσης απαιτείται προηγουμένως να έχει υλοποιηθεί ιδιομορφική δυναμική ανάλυση (modal) έτσι ώστε να υπολογιστούν οι ιδιοπερίοδοι, ιδιομορφές και τα ποσοστά συνεισφοράς της μάζας σε κάθε ιδιομορφή. Η συγκεκριμένη ανάλυση είναι αναγκαία διότι κατά την υλοποίηση της φασματικής ανάλυσης ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών γίνεται με επαλληλία ιδιομορφικών μεγεθών (CQC). Οπότε από την ιδιομορφική ανάλυση προέκυψε:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίδος (T)	X-διεύθυνση	Y-διεύθυνση
1	0.367352	0.89058	0.05531
2	0.364269	0.05664	0.88821
3	0.229442	0.0009	0.00634
4	0.129236	0.03627	0.01479
5	0.128644	0.01555	0.03498
6	0.078705	0.0000566	0.00037
7	0.028422	0.000001533	6.394E-07
8	0.028219	3.992E-08	0.000002122
9	0.027791	2.155E-10	2.602E-07
10	0.027499	7.055E-08	0.000002469
11	0.026867	1.963E-07	2.961E-07
12	0.026538	0.000002775	9.92E-08

Πιν 1. Συνεισφορά μάζας ανα ιδιομορφή-ιδιοπερίοδος

Κατά την υλοποίηση της δυναμικής ελαστικής ανάλυσης ($q=1$) προέκυψαν τα εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων ανά κρίσιμη διατομή (βαση-κορυφή) για κάθε μια από τις 4 περιπτώσεις $\{ G+0.3Q+E_X, G+0.3Q-E_X, G+0.3Q+E_Y, G+0.3Q-E_Y \}$ και διαπιστώθηκε ότι το πλέον εύτρωτο υποστυλώμα και για τις 4 περιπτώσεις είναι το K5 του 1^{ου} ορόφου όπου κρισιμότερη εντατική κατάσταση αναπτύσσει ανά διεύθυνση για τους συνδιασμούς $G+0.3Q-E_X$ και $G+0.3Q-E_Y$.

4. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Διατμητική αντοχή

$$V_{RD} = (Z / H_{CL}) * N_d + (A_{sw}/S) * Z * f_{ywd} * \cot\theta \quad \text{Όπου:}$$

$$z = 0.9d$$

L_{CL} : καθαρό ύψος υποστυλώματος (2.7 m για τα γωνιακά ,2.6 m για τα υπόλοιπα)

N_d : αξονικό φορτίο (χρησιμοποιείται το αξονικό που προκύπτει από το συνδιασμό φόρτισης G+0.3Q.

A_{sw} : εμβαδόν οπλισμού διάτμησης

f_{ywd} : αντοχή σχεδιασμού οπλισμού διάτμησης

$$21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \quad (\text{χρησιμοποιήθηκε } \theta = 45^\circ)$$

Καμπτική αντοχή

Για τον υπολογισμό της καμπτικής αντοχής των υποστυλωμάτων απαιτείται διάγραμμα αλληλεπίδρασης αξονικού-ροπής (N-M) και εφόσον οι διατομές των υποστυλωμάτων είναι τετραγωνικές και οι σεισμικές διεγέρσεις που μελετούνται είναι μόνο κατά X ,Y και όχι ο συνδιασμός των δύο γίνεται χρήση των διαγραμμάτων μονοαξονικής κάμψης. Για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής χρησιμοποιείται αξονικό φορτίο που προέκυψε από στατική ανάλυση για τον συνδιασμό φόρτισης G+0.3Q όπου προέκυψε:

1ου ορόφου	ΑΞΟΝΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ (kN)	2ου ορόφου	ΑΞΟΝΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ (kN)
k1,1ορ	-185.038	k1,2ορ	-51.185
k2,1ορ	-352.864	k2,2ορ	-111.521
k3,1ορ	-128.634	k3,2ορ	-33.84
k4,1ορ	-439.756	k4,2ορ	-152.516
k5,1ορ	-816.199	k5,2ορ	-353.466
k6,1ορ	-304.998	k6,2ορ	-96.859
k7,1ορ	-213.209	k7,2ορ	-60.521
k8,1ορ	-408.567	k8,2ορ	-135.566
k9,1ορ	-151.601	k9,2ορ	-40.944

Πιν 2. Αξονικά φορτία λόγω G+0.3Q

Τέλος είναι σημαντικό να αναφέρουμε ότι τα μεγέθη αντοχής είναι υπολογισμένα με χρήση των μέσων αντοχών μείων την τυπική απόκλιση $f_{cm-s} = 14 \text{ MPa}$, $f_{ym-s} = 420 \text{ MPa}$ διότι εργαζόμαστε με όρους δυνάμεων κατά την οιονεί-ελαστική μέθοδος σχεδιασμού με χρήση ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ σελ 4-28).

Αφού υπολογιστούν οι αντίστοιχες αντοχές για κάθε κρίσιμη περιοχή των υποστυλωμάτων το επόμενο και πολύ σημαντικό βήμα είναι να καθοριστεί ο τρόπος αστοχίας του κάθε υποστυλώματος. Με αυτόν τον τρόπο διαπιστώνεται αν το μέλος αστοχεί με πλαστικούς ή ψαθυρούς τρόπους αστοχίας. Όπως είναι αντιληπτό ο επιθυμητός τρόπος αστοχίας είναι ο πλαστικός οπότε κατά τη φάση της ενίσχυσης θα πρέπει να εξασφαλίζεται ότι κάθε στοιχείο αστοχεί καμπτικά ενώ κατά τη φάση της αποτίμησης θα πρέπει να δηλώνεται ως καμπτική αντοχή η ροπή που αντιστοιχεί στην τέμνουσα λόγω διατμητικής αστοχίας. Τελικά για κάθε υποστυλώμα προέκυψε :

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	M _{Rd} (kNm)	V _{mu} (kN)	V _{Rd} (kN)	min(V _{mu} ,V _{Rd})	Αστοχία
1ος όροφος					
k1,1ορ	84.76	62.7852	66.9665	62.7852	καμπτική
k2,1ορ	107.2	82.4615	98.7169	82.4615	καμπτική
k3,1ορ	78.76	58.3407	61.8902	58.3407	καμπτική
k4,1ορ	114.15	87.8077	108.3418	87.8077	καμπτική
k5,1ορ	217.86	167.585	196.9277	167.5846	καμπτική
k6,1ορ	102.6	78.9231	93.4148	78.9231	καμπτική
k7,1ορ	87.45	64.7778	69.5019	64.7778	καμπτική
k8,1ορ	113.89	87.6077	104.887	87.6077	καμπτική
k9,1ορ	81.35	60.2599	63.9572	60.2599	καμπτική
2ος όροφος					
k1,2ορ	69.84	51.7334	54.9198	51.7334	καμπτική
k2,2ορ	78.97	60.7461	71.9835	60.7461	καμπτική
k3,2ορ	67.8	50.2223	53.3587	50.2223	καμπτική
k4,2ορ	84.73	65.1769	76.5245	65.1769	καμπτική
k5,2ορ	166.08	127.754	129.6534	127.7538	καμπτική
k6,2ορ	76.9	59.1538	70.3594	59.1538	καμπτική
k7,2ορ	70.92	52.5334	55.7601	52.5334	καμπτική
k8,2ορ	82.38	63.3692	74.6469	63.3692	καμπτική
k9,2ορ	68.62	50.8296	53.9981	50.8296	καμπτική

Πιν 3. Καμπτική-Διατμητική αντοχή και τρόπος αστοχίας των υποστυλωμάτων

$V_{Mu} = M_{Rd} / L_s$, με $L_s: H_{op} / 2$ {μήκος διάτμησης}, ορίζεται η τέμνουσα που αντιστοιχεί στην ροπή αντοχής του υποστυλώματος. (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ σελ 7-11)

Όπως παρατηρείται στον παραπάνω πίνακα κανένα μέλος δεν αστοχεί έναντι τέμνουσας (αν και σε κάποια υποστυλώματα παρουσιάζεται οριακά να προηγείται η καμπτική αστοχία).

5. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΛΟΓΟΥ { $\lambda = \text{ΕΝΤΑΣΗ} / \text{ΑΝΤΟΧΗ}$ } ΓΙΑ ΚΑΘΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

Πλέον ήμαστε σε θέση να υπολογίσουμε τον λόγο $\lambda = S/R$ για το πλέον εύτρωτο υποστυλώμα που κατέδειξε η αρχική ελαστική ανάλυση (K5,1^{ου}), όπως επίσης μπορούμε να υπολογίσουμε τους λόγους λ για κάθε κρίσιμη περιοχή όλων των δομικών μελών. (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ σελ 9-13)

Οι λόγοι λ (ή μπορούμε να τους πούμε και «δείκτες ανεπάρκειας» σε όρους δυνάμεων) είναι αρκετά χρήσιμοι διότι:

- Απεικονίζουν τον βαθμό ανεπάρκειας κάθε μέλους και άρα μπορούν να απεικονίσουν την τάξη μεγέθους της τοπικής απαιτούμενης πλαστιμότητας εάν οι σεισμικές δράσεις έχουν ληφθεί ίσες με τις αναμενόμενες.
- Ορίζουν την σειρά προτεραιότητας εισόδου των διατομών-μελών στην πλαστική περιοχή.

Υλοποίηση επιπλέον δυναμικών φασματικών αναλύσεων: Εφόσον έχουμε διαπιστώσει την καμπτική ανεπάρκεια του πιά εύτρωτου υποστυλώματος της κατασκευής ορίζεται ως στόχος το λ_5 να ισούται με τη μονάδα. Για να υλοποιηθεί ο συγκεκριμένος στόχος πραγματοποιούνται διαδοχικές δυναμικές φασματικές αναλύσεις με διαφορετική τιμή του δείκτη συμπεριφοράς ($q > 1$) που ορίζει το φάσμα σχεδιασμού και έτσι κάποια στιγμή πρόκειται και για τους δυο συνδιασμούς φόρτισης $\lambda_5 \approx 1$ όπου τα αντίστοιχα q που υλοποιούν αυτόν τον στόχο είναι:

- Για $G+0.3Q-E_x \rightarrow q_{απx}=5.1$
- Για $G+0.3Q-E_y \rightarrow q_{απy}=4.71$

Η συγκεκριμένη διαδικασία υλοποιήθηκε καθώς η στιγμή που το πλεον εύτρωτο υποστύλωμα έχει λόγο $\lambda=1$, θεωρείται ότι είναι η στιγμή που αρχίζει η πλαστικοποίηση του συστήματος.

Συνεχίζοντας αφού καταλήξαμε πλέον στον απαιτούμενο δείκτη συμπεριφοράς υπολογίζονται ξανά τα λ_i για κάθε υποστύλωμα για τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν για τα $q_{απ}$ που υπολογίστηκαν παραπάνω. Οπότε έτσι προέκυψε:

	G+0.3Q±E _x		G+0.3Q±E _y	
Υποστύλωμα	Msd (kNm)	λ _i	Msd (kNm)	λ _i
k1,1ορ	55.3022	0.65	58.8293	0.69
k2,1ορ	84.799	0.79	90.8061	0.85
k3,1ορ	47.2785	0.60	45.7321	0.58
k4,1ορ	99.2785	0.87	102.1912	0.89
k5,1ορ	218.3062	1.002≈1	217.4293	0.998≈1
k6,1ορ	87.1856	0.85	78.322	0.76
k7,1ορ	59.5547	0.68	63.1825	0.72
k8,1ορ	92.9103	0.82	97.6389	0.85
k9,1ορ	51.589	0.64	49.6385	0.61
k1,2ορ	38.777	0.56	34.0435	0.49
k2,2ορ	50.3708	0.64	59.5086	0.75
k3,2ορ	29.3529	0.43	28.8114	0.42
k4,2ορ	71.5838	0.85	57.3077	0.68
k5,2ορ	113.3049	0.68	111.9258	0.69
k6,2ορ	58.2002	0.76	44.7918	0.58
k7,2ορ	41.7237	0.59	39.9876	0.56
k8,2ορ	54.8436	0.66	69.7185	0.84
k9,2ορ	31.5353	0.46	33.0057	0.48

Πιν 4. "Δείκτες ανεπάρκειας" την στιγμή που το πιο εύτρωτο υποστύλωμα εισέρχεται στην πλαστική περιοχή.

6. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΙΑΘΕΣΙΜΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Για να διαπιστωθεί αν κάποιο υποστύλωμα χρειάζεται ενίσχυση με σκοπό την αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας του πρέπει να υπολογισθεί η διαθέσιμη πλαστιμότητα του μέλους, για να γίνει αυτός ο υπολογισμός σε επίπεδο μέλους εργαζόμαστε με χρήση των γωνιών στροφής χορδής ενώ σε επίπεδο διατομής μέσω καμυλοτήτων.

Στην παρούσα εργασία προτιμήθηκε να υπολογιστεί η διαθέσιμη πλαστιμότητα σε όρους γωνιών στροφής χορδής (το οποίο ουσιαστικά προτείνεται και από τους συντάκτες του ΚΑΝ.ΕΠΕ). Πιο συγκεκριμένα σκοπός είναι να υπολογιστεί για κάθε μέλος το διαθέσιμο $\mu_{\theta} = \theta_u / \theta_y$. Όπου:

$$\theta_y = (1/r)_y * (L_s + av) / 3 + 0.0014 * (1 + 1.5h/L_s) + [(1/r)_y * d_b \cdot f_y] / (8 \cdot f_c^{1/2}) \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ Κεφ. 7 Εξ. Σ.2})$$

Για τον υπολογισμό του θ_y όμως πρέπει αρχικά να υπολογισθεί ο όρος $(1/r)_y$ ο οποίος αναφέρεται στην τιμή της καμπυλότητας στη διαρροή. *ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7.*

Ο υπολογισμός του όρου $(1/r)_y$ γίνεται εκτιμώντας ποιά περίπτωση προηγείται ως καθοριστική για την διαρροή της διατομής οπλισμένου σκυροδέματος, (α) η διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, (β) η διαρροή της διατομής που οφείλεται σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος.

α) Η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου χάλυβα

$$(1/r)_y = f_y / [E_s \cdot (1 - \xi_y) \cdot d] \quad (\beta\lambda. \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.1})$$

Όπου:

$$\xi_y = (\alpha^2 \cdot A^2 + 2 \cdot \alpha \cdot B)^{1/2} - \alpha \cdot A \quad (\beta\lambda. \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.3})$$

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + N / (b \cdot d \cdot f_y) \quad (\beta\lambda. \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.4})$$

$$B = \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \cdot \rho_v \cdot (1 + \delta') + N / (b \cdot d \cdot f_y) \quad (\beta\lambda. \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.4})$$

$$\alpha = E_s / E_c$$

β) Η διαρροή της διατομής οφείλεται σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος

$$(1/r)_y = 1.8 \cdot f_c / [E_c \cdot \xi_y \cdot d] \quad (\beta\lambda. \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.2})$$

Όπου:

$$\xi_y = (\alpha^2 \cdot A^2 + 2 \cdot \alpha \cdot B)^{1/2} - \alpha \cdot A \quad (\beta\lambda. \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.3})$$

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - N / (1.8 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_c) \quad (\beta\lambda. \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.5})$$

$$B = \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \cdot \rho_v \cdot (1 + \delta') \quad (\beta\lambda. \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.5})$$

$$\alpha = E_s / E_c$$

Η διαθέσιμη συνολική γωνία στροφής χορδής θ_{um} μπορεί να εκτιμηθεί από την ημι-εμπειρική σχέση:

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3v) \cdot [\max(0.01, \omega') / \max(0.01, \omega) \cdot f_c]^{0.225} \cdot (\alpha s)^{0.35} \cdot 25^{(\alpha \cdot \rho_s \cdot f_y / f_c)}$$

(βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ Κεφ. 7 Εξ. Σ.8α)

Έτσι σύμφωνα με τα παραπάνω έγινε ο υπολογισμός των διαθέσιμων δεικτών πλαστιμότητας σε όρους γωνιών στροφής χορδής και οι τιμές τους για κάθε διατομή υποστυλώματος παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Υποστυλώμα	θ _γ	θ _υ	μ _θ
k1,1ορ	0.00936	0.04218	4.51
k2,1ορ	0.00801	0.03721	4.65
k3,1ορ	0.00979	0.04452	4.55
k4,1ορ	0.00738	0.03501	4.74
k5,1ορ	0.00591	0.02745	4.64
k6,1ορ	0.00839	0.03848	4.59
k7,1ορ	0.00908	0.04106	4.52
k8,1ορ	0.00759	0.03578	4.71
k9,1ορ	0.00972	0.04358	4.48
k1,2ορ	0.01026	0.05178	5.05
k2,2ορ	0.00836	0.04736	5.67
k3,2ορ	0.01019	0.05242	5.14
k4,2ορ	0.00847	0.04636	5.47
k5,2ορ	0.00696	0.0366	5.26
k6,2ορ	0.00832	0.04772	5.74
k7,2ορ	0.0103	0.05144	4.99
k8,2ορ	0.00843	0.04677	5.55
k9,2ορ	0.01022	0.05215	5.10

Πιν 5. Διαθέσιμο μ_{θi} υποστυλωμάτων

7. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΗΣ ΤΟΠΙΚΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στους σύγχρονους κανονισμούς, όπως και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ για την μετατροπή του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς, τίθεται:

$$q_{\pi} = 1 + \frac{T}{T_c} (\mu_{\delta} - 1) \quad \text{για } T < T_c$$

$$q_{\pi} = \mu_{\delta} \quad \text{για } T > T_c \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ σελ 8-35})$$

όπου $q_{\pi} = q / q_u$ με q_{π} παράγοντα πλαστιμότητας και q_u παράγοντα υπεραντοχής.

Η τιμή μ_{δ} θεωρείται ότι μπορεί να «μεταφρασθεί» σε απαιτούμενη πλαστιμότητα του «κρίσιμου» ορόφου σε όρους μετακίνησης ή στροφής χορδής. Πιο συγκεκριμένα αρχικά υιοθετείται ότι $\mu_{\delta} = \mu_{\delta,ορ} \approx \mu_{\theta,ορ}$, το οποίο χρησιμοποιείται για κανονικά κτίρια καθ' ύψος με ομοιόμορφη κατανομή και διασπορά των αντιστάσεων αλλά και των ανελαστικών απαιτήσεων (ικανοτικός σχεδιασμός), έτσι ώστε να εξασφαλίζεται (με αξιοπιστία) δημιουργία οιονεί-πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών ή έστω και σε λίγα άκρα υποστυλωμάτων. (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 4.2 σελ 4-33)

Επίσης σύμφωνα με τα παραπάνω στην περίπτωση αυτή ως κρίσιμος όροφος θεωρείται το ισόγειο. Οπότε πλέον είμαστε σε θέση να υπολογίσουμε το απαιτούμενο $\mu_{\theta,ορ1}$ και συγκεκριμένα προκύπτει :

- Χ διεύθυνση: $\mu_{\delta,ορ} = 6.558$
- Υ διεύθυνση: $\mu_{\delta,ορ} = 6.1$

Όπου:

T: θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της εκάστοτε διεύθυνσης ($T_x = 0.367352s$, $T_y = 0.364269s$)

$T_c = 0.5s$ (φάσμα σχεδιασμού)

$q_{\pi,x} = q_x / q_u$, $q_{\pi,y} = q_y / q_u$ όπου από τον μελετητή επιλέγεται $q_u = 1$

Επισημαίνεται ότι ο παράγοντας υπεραντοχής q_u εισέρχεται στον ορισμό του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς διότι την στιγμή που το κτίριο αναπτύσσει τέμνουσα βάσης τέτοια ώστε έστω και ένα δομικό μέλος της «φθάσει» στο τέλος της ελαστικής του συμπεριφοράς τότε η απόκριση του κτιρίου συνεχίζει να αυξάνεται εξαιτίας:

- a) Της υπερστατικότητας του κτιρίου,διότι επέρχεται ανακατανομή της εντατικής κατάστασης και έτσι αξιοποιούνται τα περιθώρια παραλαβής εντατικών μεγεθών των μελών που δεν έχουν διαρρεύσει.
- b) Στην κράτυνση του χάλυβα (εάν διαθέτει).

Συνεχίζοντας για να καταστεί υλοποιήσιμη η κατάλληλη ενίσχυση τοπικά σε κάθε μέλος πρέπει να ορισθούν οι απαιτούμενοι δείκτες πλαστιμότητας σε κάθε μέλος ξεχωριστά σε όρους γωνίας στροφής χορδής(είτε καμπυλότητας).Πρός τούτο προτείνεται μέσω του ΚΑΝ.ΕΠΕ η εξής μεθοδολογία:

1. Εντοπίζεται το πλέον εύτρωτο πρωτεύον δομικό μέλος ($\max \lambda_i$ ορόφου),το οποίο θα διαστασιολογείται με απαιτούμενο τοπικό δείκτη πλαστιμότητας $\mu_{d,op} \approx \mu_{0,op}$ ενώ τα υπόλοιπα πρωτεύοντα μέλη του ορόφου “i” θα απαιτείται να επιδεικνύουν τοπικό δείκτη πλαστιμότητας $\mu_{0,i}=(\lambda_i/\lambda_{\max})*\mu_{0,\max}$.

2. Για κάθε κρίσιμη διατομή του αντίστοιχου μέλος υπολογίζεται η απαιτούμενη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων $\mu_{1/r,i}$ και συγκεκριμένα για τον υπολογισμό προτείνεται η χρήση της έκφρασης:

$$(\mu_{1/r}-1):(\mu_0-1)=3$$

3. Τέλος σε επίπεδο διατομής με χρήση των προσεγγιστικών μεθόδων που υοθετεί ο ΚΑΝ.ΕΠΕ και κατάλληλων μοντέλων υπολογισμού για την εκάστοτε μέθοδο ενίσχυσης υπολογίζονται οι απαιτούμενες τιμές $\epsilon_{cu,c}$ και $f_{c,c}$ (απαιτούμενη παραμόρφωση περισφιγμένου σκυροδέματος και αντίστοιχη αντοχή). (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ σελ 8-36)

Έτσι σύμφωνα με την παραπάνω μεθοδολογία με $\lambda_{\max X} \approx \lambda_{\max Y} \approx 1$ προκύπτει :

	X διεύθυνση	Y διεύθυνση
Υποστύλωμα	$\mu_{0,απαίτησης}$	$\mu_{0,απαίτησης}$
k1,1op	4.2788	4.2338
k2,1op	5.1876	5.1471
k3,1op	3.9367	3.5420
k4,1op	5.7036	5.4609
k5,1op	6.5580	6.1000
k6,1op	5.5727	4.6566
k7,1op	4.4661	4.3920
k8,1op	5.3499	5.1850
k9,1op	4.1588	3.7210
k1,2op	3.6412	2.9734
k2,2op	4.1830	4.5967
k3,2op	2.8392	2.5922
k4,2op	5.5405	4.1258
k5,2op	4.4741	4.1109
k6,2op	4.9633	3.5531
k7,2op	3.8582	3.4404
k8,2op	4.3659	5.1362
k9,2op	3.0138	2.9524

Πιν 6 .Απαιτούμενη πλαστιμότητα κάθε μέλους σε όρους στροφών γωνιών χορδής (μ_0)

Στη συνέχεια γίνεται σύγκριση απαιτούμενου και διαθέσιμου δείκτη πλαστιμότητας ώστε να ορισθεί σε ποιά μέλη της κατασκευής απαιτείται ενίσχυση.

X διεύθυνση				
Υποστύλωμα	μθ,απαίτησης		μθ,διαθέσιμο	απαίτηση ενίσχυσης
k1,1ορ	4.2788	<	4.51	Οχι
k2,1ορ	5.1876	>	4.65	Ναι
k3,1ορ	3.9367	<	4.55	Οχι
k4,1ορ	5.7036	>	4.74	Ναι
k5,1ορ	6.5580	>	4.64	Ναι
k6,1ορ	5.5727	>	4.59	Ναι
k7,1ορ	4.4661	<	4.52	Οχι
k8,1ορ	5.3499	>	4.71	Ναι
k9,1ορ	4.1588	<	4.48	Οχι
k1,2ορ	3.6412	<	5.05	Οχι
k2,2ορ	4.1830	<	5.67	Οχι
k3,2ορ	2.8392	<	5.14	Οχι
k4,2ορ	5.5405	>	5.47	Ναι*
k5,2ορ	4.4741	<	5.26	Οχι
k6,2ορ	4.9633	<	5.74	Οχι
k7,2ορ	3.8582	<	4.99	Οχι
k8,2ορ	4.3659	<	5.55	Οχι
k9,2ορ	3.0138	<	5.10	Οχι

Πιν 7 .Μέλη με απαίτηση ενίσχυσης για σεισμική διέγερση στην X διεύθυνση.

Y διεύθυνση				
Υποστύλωμα	μθ,απαίτησης		μθ,διαθέσιμο	απαίτηση ενίσχυσης
k1,1ορ	4.2338	<	4.51	Οχι
k2,1ορ	5.1471	>	4.65	Ναι
k3,1ορ	3.5420	<	4.55	Οχι
k4,1ορ	5.4609	>	4.74	Ναι
k5,1ορ	6.1000	>	4.64	Ναι
k6,1ορ	4.6566	>	4.59	Ναι
k7,1ορ	4.3920	<	4.52	Οχι
k8,1ορ	5.1850	>	4.71	Ναι
k9,1ορ	3.7210	<	4.48	Οχι
k1,2ορ	2.9734	<	5.05	Οχι
k2,2ορ	4.5967	<	5.67	Οχι
k3,2ορ	2.5922	<	5.14	Οχι
k4,2ορ	4.1258	<	5.47	Οχι
k5,2ορ	4.1109	<	5.26	Οχι
k6,2ορ	3.5531	<	5.74	Οχι
k7,2ορ	3.4404	<	4.99	Οχι
k8,2ορ	5.1362	<	5.55	Οχι
k9,2ορ	2.9524	<	5.10	Οχι

Πιν 8.Μέλη με απαίτηση ενίσχυσης για σεισμική διέγερση στην Y διεύθυνση.

Όπως παρατηρείται από τους παραπάνω πίνακες προέκυψε ανάγκη ενίσχυσης για τα υποστυλώματα Κ2,Κ4,Κ5,Κ6,Κ8 του 1^{ου} ορόφου με μεγαλύτερη απαίτηση έναντι πλαστιμότητας κατά τη Χ διεύθυνση. *Ακόμα προέκυψε ότι το υποστύλωμα Κ4 του 2^{ου} ορόφου για την Χ διεύθυνση απαιτεί ενίσχυση (αντίστοιχα ανάδειξε μεγάλη απαίτηση το Κ8 του 2^{ου} ορόφου κατά Υ). Παρολ' αυτά θεωρείται ότι το συγκεκριμένο υποστύλωμα δεν θα προλάβει να αναπτύξει πλήρως την δυνατότητα πλαστιμότητας που έχει (αλλά και επειδή η διαφορά διαθέσιμου-απαιτούμενου μ_{θ} είναι μικρή), οπότε επιλέγεται να μην ενισχυθεί.

8. ΕΝΙΣΧΥΣΗ

Πλέον για κάθε μέλος με απαίτηση ενίσχυσης υπολογίζεται ο απαιτούμενος δείκτης πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων μέσω της σχέσης που προτείνεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ σελ 8-36) :

$$(\mu_{1/T}-1):(\mu_{\theta}-1)=3$$

Για την διαστασιολόγηση των ενισχυμένων διατομών είναι απαραίτητο να διατυπωθεί το τροποποιημένο διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων, λόγω ενίσχυσης, του σκυροδέματος. Για υλοποίηση περίσφιγξης ΙΟΠ με ίνες άνθρακα υοθετούνται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ οι παρακάτω σχέσεις:

$$\epsilon_{cu,c} = \epsilon_{cc} = 0,0035(f_{cc}/f_c)^2 \quad (1) \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ σελ 6-27})$$

$$\mu_{1/T} = (f_{cc}/f_c) * (\epsilon_{cu,c} / 2,6 * v * \epsilon_{sy}) \quad (2) \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017})$$

όπου:

ϵ_{cc} : ανηγμένη παραμόρφωση θλιπτικής αντοχής περισφιγμένου σκυροδέματος.

$\epsilon_{cu,c}$: βράχυνση αστοχίας της ακραία ίνας σκυροδέματος του περισφιγμένου πυρήνα.

Στην περίπτωση περίσφιγξης μέσω ΙΟΠ θεωρείται αστοχία όταν επέλθει αστοχία του σύνθετου υλικού, όμως κατά την διατύπωση του καταστατικού νόμου διακρίνεται φθιτός κλάδος πολύ μεγάλης κλίσεως, ο οποίος δεν μπορεί να ληφθεί υπ' όψη. Για αυτό το λόγο ως παραμόρφωση αστοχίας θεωρείται η ϵ_{cc} .

f_{cc} : μέση θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος. (19 MPa)

f_c : μέση θλιπτική αντοχή του ιφιστάμενου σκυροδέματος

v : ανηγμένη αξονική δύναμη (κατα τον υπολογισμό χρήση μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος)

ϵ_{sy} : παραμόρφωση διαρροής χάλυβα (διαμήκους σπλισμού)

Από την εφαρμογή των σχέσεων (1),(2) προέκυψε:

Υποστύλωμα	$f_{cc, \text{απαιτούμενο}}$ (MPa)	$\epsilon_{cu, c, \text{απαιτούμενο}}$
Κ2,1 ^{ου}	28.88	0.0081
Κ4,1 ^{ου}	32.22	0.0101
Κ5,1 ^{ου}	35.29	0.0121
Κ6,1 ^{ου}	28.27	0.0077
Κ8,1 ^{ου}	30.69	0.0091

Πιν 9 . Απαίτηση f_{cc} , ϵ_{cu} των υπο-ενίσχυση υποστυλωμάτων.

Το επόμενο βήμα διαστασιολόγησης της ενίσχυσης είναι ο υπολογισμός του απαιτούμενου μηχανικού ποσοστού περίσφιγξης (ω_{wd}). Για τον σκοπό αυτό γίνεται χρήση του «μοντέλου» που προτύνεται από τον κανονισμό επεμβάσεων (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ σελ 6-27).

$$f_{cc} = (1.125 + 1.25 * \alpha \omega_{wd}) * f_c \quad (3), \text{ όπου:}$$

α : συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιγξης.

Προσδιορισμός συντελεστή [$\alpha = \alpha_n * \alpha_s$]:

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s$$

$\alpha_s = 1$,διότι το «ύφασμα» του ΙΟΠ είναι συνεχές καθ' ύψος του υποστυλώματος

$$\alpha_n = 1 - (1/3Ac) * [b_c^2(1-\beta)^2 + d_c^2(1-\gamma)^2]$$

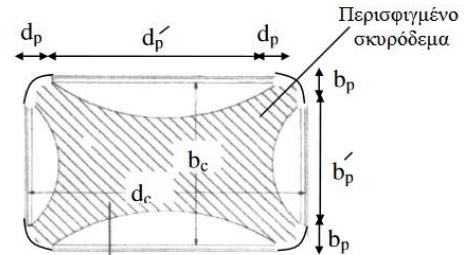
(βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ σελ 6-26 Σ6.13)

Κατά την επέμβαση γίνεται εξομάλυνση των ακμών του μέλους έτσι ώστε να είναι πιο ευεργετική η επίδραση της περίσφιγξης, το οποίο συνεκτιμάται στον προσδιορισμό του α_n μέσω των συντελεστών β και γ . Όπου:

$$\beta = 2b_p / b_c$$

$$\gamma = 2d_p / d_c$$

$$Ac = b_c * d_c$$



Έτσι από την σχέση (3) προέκυψε για κάθε υποστυλώμα προς ενίσχυση:

Υποστύλωμα	ω_{wd} , απαίτησης
K2,1 ^{ou}	0.479
K4,1 ^{ou}	0.692
K5,1 ^{ou}	0.982
K6,1 ^{ou}	0.440
K8,1 ^{ou}	0.594

Οπότε τελικά προκύπτει το απαιτούμενο πάχος (t) «υφάσματος» :

$$t = (\omega_{wd} / 2 \min \{ n_b / b, n_d / d \}) * (f_{cd} / f_{jd})$$

$n_b = n_d = 2$ (για κάθε υποστύλωμα)

f_{cd} : χαρακτηριστική τιμή σχεδιασμού.

f_{jd} : εφελκυστική αντοχή ΙΟΠ. ($f_j = 3399$ MPa, [2123])

πάχος ινών ανά στρώση : 0.167 mm

Έτσι για κάθε μέλος :

Υποστύλωμα	$t_{ολ}$, απαίτησης (mm)	Στρώσεις	Τελικό πάχος (mm)
K2,1 ^{ou}	0.159	1	0.167
K4,1 ^{ou}	0.230	2	0.334
K5,1 ^{ou}	0.420	3	0.501
K6,1 ^{ou}	0.146	1	0.167
K8,1 ^{ou}	0.198	2	0.334

Πιν 10 .Απαιτούμενο και ενδεικτικό πάχος ενίσχυσης για χρήση ενός συγκεκριμένου πάχους στρώσης.

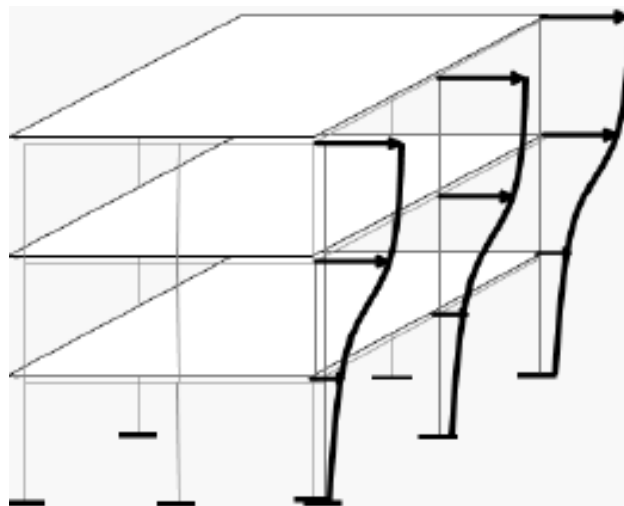
Παρατηρούμε ότι κάποια υποστυλώματα τελικά λαμβάνουν μεγαλύτερη ενίσχυση παρά την απαίτηση τους κατά την τοποθέτηση των στρώσεων. Παρόλο που θα μπορούσε να τοποθετηθεί διαφορετικός συνδυασμός πάχους στρώσεων επιλέγεται η συγκεκριμένη τοποθέτηση για να υπάρχει μια ομοιομορφία κατα την ενίσχυση. Επίσης στην συγκεκριμένη περίπτωση που σκοπός είναι η διερεύνηση κατα την υλοποίηση της ανελαστικής ανάλυσης θα γίνει χρήση των μεγεθών απαίτησης.

9. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.

Εφόσον πλέον έχει υπολογισθεί η απαιτούμενη ανίσχυση κάθε μέλους, υλοποιείται ανελαστική στατική ανάλυση (pushover), έτσι ώστε να εκτιμηθεί αν στο φορέα τελικώς έχει πραγματοποιηθεί επαρκής ενίσχυση.

Στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στην σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση.

Στο προσομοίωμα πλέον είναι αναγκαστικό να γίνει η εισαγωγή των μη-γραμμικών χαρακτηριστικών των υλικών των δομικών στοιχείων. Αυτό γίνεται με την τοποθέτηση πλαστικών αρθρώσεων στις κρίσιμες διατομές κάθε μέλους, όπου ως ιδιότητες της κάθε πλαστικής άρθρωσης καταχωρούνται οι καμπύλες δύναμης-μετακίνησης ($F-\delta$) και επιφάνειες διαρροής. Το προσομοίωμα υποβάλλεται σε βηματικά αυξανόμενη οριζόντια φόρτιση με συγκεκριμένο μοτίβο κατανομής καθ' ύψος (στην συγκεκριμένη περίπτωση θεωρήθηκε ιδιομορφική κατανομή) και με αρχικές συνθήκες οι οποίες καθορίζονται από τη φόρτιση $G+0.3 \cdot Q$. Σε κάθε βήμα αύξησης της οριζόντιας φόρτισης οι θέσεις όπου συμβαίνει υπέρβαση της αντοχής κάποιου δομικού στοιχείου μιας οποιασδήποτε στάθμης επιτελεστικότητας σημειώνονται καταλλήλως (αρκεί προηγουμένως να έχουν δηλωθεί στις ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων τα όρια τους). Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ ορίζει τρεις στάθμες επιτελεστικότητας, στάθμη Α-Περιορισμός βλαβών, στάθμη Β-Σημαντικές βλάβες, στάθμη Γ-Οιωνεί κατάρρευση, με αυτόν το τρόπο έχουμε την δυνατότητα να κατηγοριοποιήσουμε τα αποτελέσματα της αποτίμησης. Στην παρούσα περίπτωση μας ενδιαφέρει να εξάγουμε αποτελέσματα για την στάθμη επιτελεστικότητας Β (αν και για τη στάθμη Γ παράγονται αποτελέσματα) έτσι ώστε να κρίνουμε τελικώς αν η ενίσχυση επαρκεί. Επίσης στο προσομοίωμα εισάγονται οι μειωμένες δυσκαμψίες του κάθε μέλους μέσω της σχέσης που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, $k=My \cdot L_s / 3\theta y$. Τέλος ορίζεται κόμβος ελέγχου της κατασκευής (στην συγκεκριμένη περίπτωση ορίστηκε το κέντρο μάζας του 2^{ου} ορόφου). Η κατανομή φορτίσεων καθ' ύψος που επιλέγεται είναι η "ιδιομορφική" κατανομή με βάση την κυρίαρχη ιδιομορφή σε κάθε διεύθυνση που υπολογίστηκε για τις μειωμένες δυσκαμψίες των μελών.



Εικόνα 2 .Ιδιομορφική κατανομή

Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η στοχευόμενη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου δt μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου. Πιό συγκεκριμένα :

$$\delta t = C0 \cdot C1 \cdot C2 \cdot C3 \cdot (T_e^2 / 4\pi^2) \cdot S_e(T) \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ σελ. 5-36 Εξ. Σ5.6})$$

όπου:

$$T_e = T \cdot \sqrt{K_o / K_e}$$

$S_e(T)$: η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμψής της καμπύλης δύναμης-μετακίνησης $V-\delta$ του κτιρίου).

$C0, C1, C2, C3$: διορθωτικοί συντελεστές οι οποίοι ορίζονται μέσω του *ΚΑΝ.ΕΠΕ Κεφ. 5.7.4.2 σελ. 5-36,37*.

Με βάση τις συγκεκριμένες σχέσεις υπολογίσθηκαν για κάθε στάθμη επιτελεστικότητα οι στοχευόμενες μετακινήσεις:

$$\delta t = 0.0895 \text{ m} \rightarrow \text{Στάθμη Α}$$

$$\delta t = 0.0985 \text{ m} \rightarrow \text{Στάθμη Β}$$

$$\delta t = 0.1074 \text{ m} \rightarrow \text{Στάθμη Γ}$$

Για τον υπολογισμό του T_e υλοποιήθηκαν μια ανάλυση pushover με μετακίνηση ίση με το 4 % του ύψους του κτιρίου (με χρήση του προγράμματος Bilin για την διγραμμικοποίηση της καμπύλης $V-\delta$) και μια ιδιόμορφική ανάλυση όπου οι ιδιομορφές (για τις μειώμενες δυσκαμψίες παρουσιάζονται παρακάτω:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίδος (T)	X-διεύθυνση	Y-διεύθυνση
1	0.743855	0.91302	0.01549
2	0.732595	0.01603	0.912
3	0.451511	0.00083	0.0049
4	0.25268	0.06415	0.00555
5	0.250998	0.0059	0.06168
6	0.148643	0.00007848	0.00039
7	0.028716	4.136E-08	5.397E-09
8	0.028648	8.734E-09	7.631E-08
9	0.028145	9.222E-09	2.562E-08
10	0.027971	1.226E-08	0.000000126

Πιν 11. Συνεισφορά μάζας ανα ιδιομορφή-ιδιοπερίοδο (με χρήση μειωμένων δυσκαμψιών)

10. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ-ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

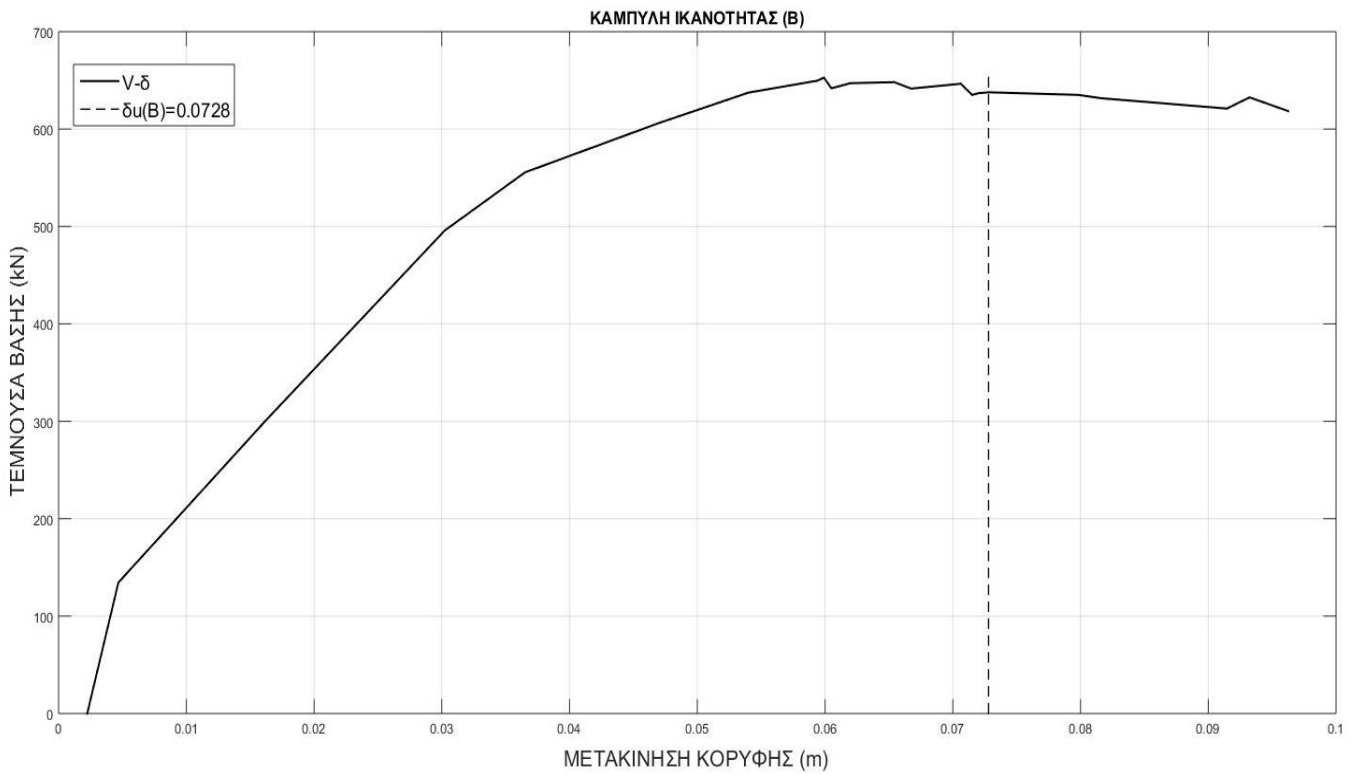
ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ -X

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

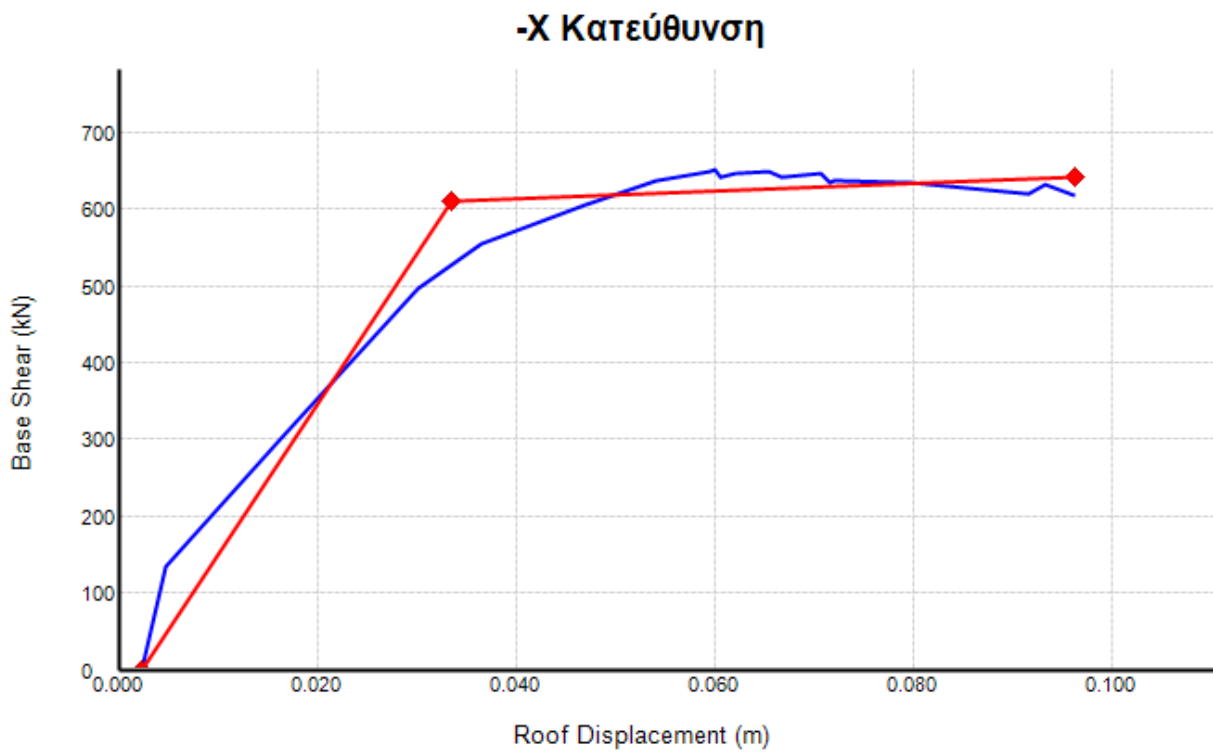
Η pushover ανάλυση εκτελέστηκε για μετακίνηση κόμβου ελέγχου ίση με $\delta t_B = 0.0985 \text{ m}$.

Από τα αποτελέσματα προέκυψε ότι όλα τα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου ξεπερνούν το όριο της στάθμης Β (ανεπάρκεια).

Τα υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου παρατηρείται ότι επαρκούν και συγκεκριμένα μόνο κάποια από αυτά προλαβαίνουν να διαρεύσουν.



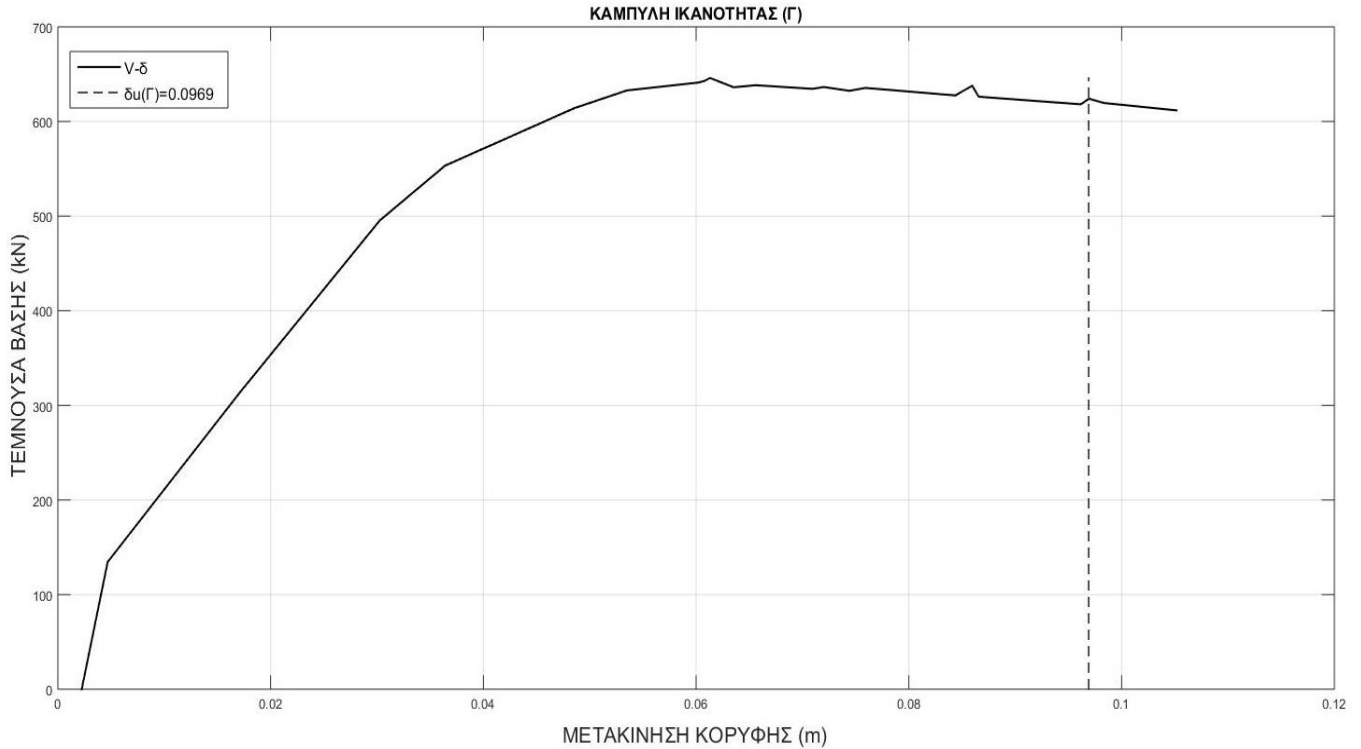
Εικόνα 3 .Καμπύλη V-δ για μετακίνηση κορυφής=στοχευόμενη μετακίνηση στάθμης B



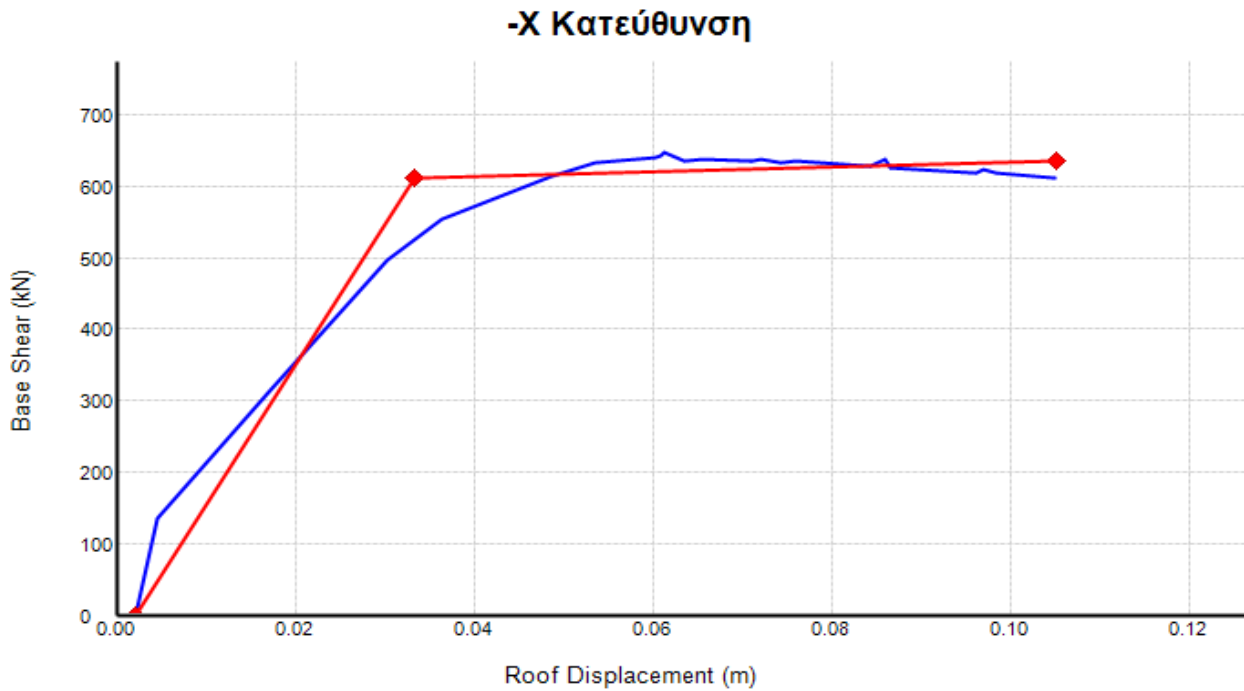
Εικόνα 4 . Διγραμμικοποίηση Καμπύλης V-δ

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ ($\delta_{t\Gamma}=0.1074$ m)

Από τα αποτελέσματα προέκυψε ότι υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου ξεπερνούν το όριο της στάθμης Γ (ανεπάρκεια).



Εικόνα 5 .Καμπύλη V-δ για μετακίνηση κορυφής=στοχευόμενη μετακίνηση στάθμης Γ



Εικόνα 6 . Διγραμμικοποίηση Καμπύλης V-δ

Υπολογισμός Δείκτη συμπεριφοράς

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω προκύπτει για $T > T_c$:

$$\mu_\delta = q_\pi$$

με $\mu_\delta = \delta u / \delta y$

Στάθμη επιτελεστικότητας B: Ορίζεται για μετακίνηση κορυφής ίση με $\delta u = 0.0728 \text{ m}$.

Μέσω της διγραμμικοποίησης της καμπύλης V-δ υπολογίσθηκε επίσης $\delta y = 0.0339 \text{ m}$.

Οπότε τελικώς υπολογίζεται:

$$\mu_\delta = 2.15 \rightarrow q_\pi = 2.15$$

Όσο αναφορά τον υπολογισμό του δείκτη υπεραντοχής, εξ' ορισμού $q_0 = V_u / V_y$ όπου από την διγραμμικοποίηση της καμπύλης προκύπτει :

$$V_u = 639.53 \text{ kN}$$

$$V_y = 612.11 \text{ kN}$$

$$\text{Άρα } q_0 = 1.045$$

$$\text{Τελικά } q = q_\pi * q_0 \rightarrow q = 2.25 \text{ (στάθμη B)}$$

Από την ανάλυση παρατηρείται ότι το δυσμενέστερο υποστύλωμα K5 ξεπερνάει την στάθμη B, οπότε η κατασκευή είναι ανεπαρκής για την συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας.

Έτσι υπολογίζεται ο «επιθυμητός» δείκτης πλαστιμότητας σε όρους μετακινήσεων έτσι ώστε η κατασκευή να επαρκεί για στάθμη B:

$$\delta u = \delta t_B = 0.0985 \text{ m}$$

$$\delta y = 0.0339 \text{ m}$$

Άρα $\mu_\delta = 2.91 \rightarrow q_\pi = 2.91$ οπότε $q = 3.04$ και τελικώς παρατηρείται ότι η υπαρκτή πλαστιμότητα του κτιρίου σε όρους μετακινήσεων είναι κατά **35 %** μικρότερη από το επιθυμητό αποτέλεσμα που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ : ορίζεται για μετακίνηση κορυφής ίση με $\delta u = 0.0969 \text{ m}$, ενώ μέσω διγραμμικοποίησης της καμπύλης V-δ υπολογίσθηκε επίσης $\delta y = 0.0339 \text{ m}$. Οπότε:

$$\mu_\delta = 2.86 \rightarrow q_\pi = 2.86$$

$$\text{Αντίστοιχα } V_u = 636.59 \text{ kN}, V_y = 612.11 \text{ kN} \text{ άρα } q_0 = 1.040$$

$$\text{Άρα } q = 2.97 \text{ (στάθμη Γ)}$$

Ενώ επίσης για την συγκεκριμένη στάθμη, όπως και παραπάνω, κατά το «επιθυμητό» αποτέλεσμα επάρκειας ο «επιθυμητός» δείκτης πλαστιμότητας σε όρους μετακινήσεων υπολογίζεται :

$$\delta u = \delta t_\Gamma = 0.1074 \text{ m}$$

$$\delta y = 0.0339 \text{ m}$$

Άρα $\mu_\delta = 3.17 \rightarrow q_\pi = 3.17$ οπότε $q = 3.3$ και τελικώς παρατηρείται ότι η υπαρκτή πλαστιμότητα του κτιρίου σε όρους μετακινήσεων είναι κατά **11 %** μικρότερη από το επιθυμητό αποτέλεσμα που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Έλεγχος σε επίπεδο μέλους με χρήση δεικτών ανεπάρκειας.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ ως δείκτης ανεπάρκειας ενός μέλους σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών ορίζεται ο λόγος :

$$\lambda = S_d / R_d$$

όπου στην συγκεκριμένη περίπτωση που γίνεται χρήση γωνιών στροφής χορδής :

$$S_d: \theta_{\rho l} + \theta_{\gamma}$$

$\theta_{\rho l}$: πλαστική γωνία στροφής χορδής που αναπτύσσεται στο μέλος κατά την επίτευξη της στοχευόμενης μετακίνησης για την εκάστοτε στάθμη επιτελεστικότητας. Η αναφορά στον όρο $\theta_{\rho l}$ γίνεται διότι κατά την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης ως δεδομένα δόθηκαν διαγράμματα M- $\theta_{\rho l}$.

θ_{γ} : γωνία στροφής χορδής κατά την εισαγωγή του μέλος στην μη γραμμική συμπεριφορά.

Για τον υπολογισμό του θ_{γ} χρησιμοποιήθηκε το αξονικό φορτίο του μέλους στο αντίστοιχο βήμα που αναζητούμε το μέγεθος του $\theta_{\rho l}$ και ως θλιπτική αντοχή σκυροδέματος υιοθετήθηκε η τιμή που αντιστοιχεί πριν την χρήση σύνθετου υλικού περίσφιγξης, καθότι θεωρείται ότι η τιμή του θ_{γ} δεν επηρεάζεται από την περίσφιγξη που επιβάλλεται.

$$R_d: \theta_{d}^B$$

$$\theta_{d}^B = 0.5(\theta_{\gamma} + \theta_{\mu}) / 1.5$$

Για τον υπολογισμό του θ_{d}^B υιοθετήθηκε το σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ σελ 4-39).

Υποσύλωμα	θ_{γ}	R	S	λ
K1	0.01109	0.01851	0.03053	1.65
K2	0.00899	0.01893	0.02992	1.58
K3	0.01048	0.02011	0.03037	1.51
K4	0.00923	0.01904	0.03039	1.60
K5	0.00740	0.01538	0.02839	1.85
K6	0.00868	0.01941	0.03107	1.60
K7	0.01113	0.01841	0.03283	1.78
K8	0.00903	0.01915	0.03193	1.67
K9	0.01051	0.02003	0.03259	1.63

Πιν 12. Υπολογισμός δεικτών ανεπάρκειας υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου.



Σχήμα 1. Δείκτες ανεπάρκειας σε όρους παραμορφώσεων (1^{ος} όροφος) -στάθμη Β.

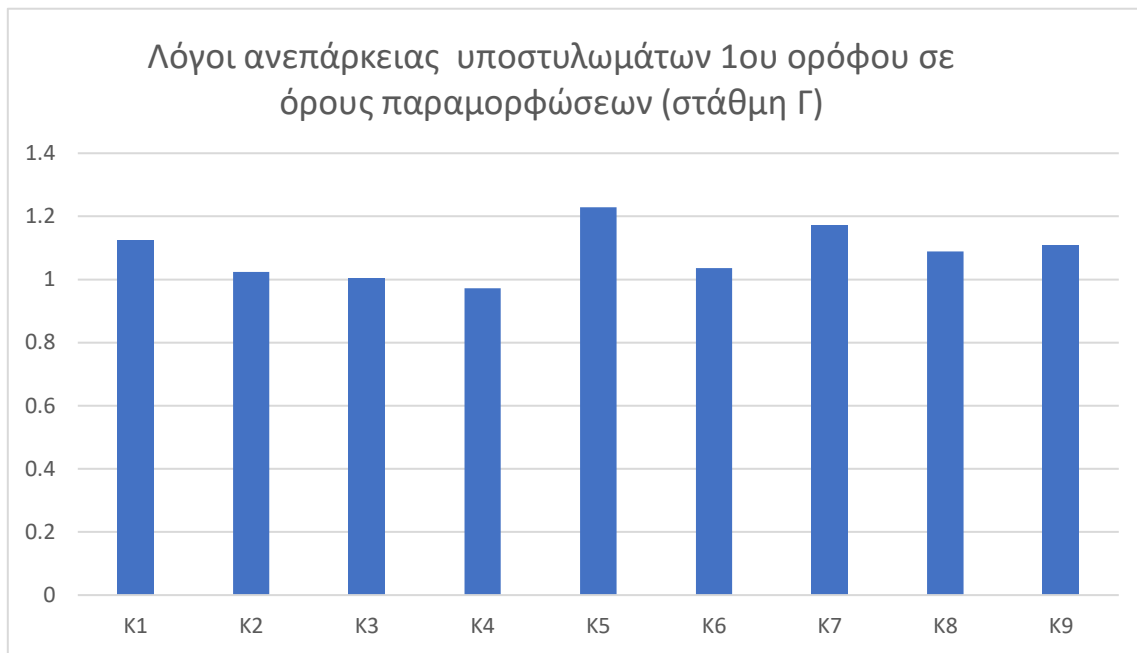
Όπως είναι αντιληπτό όλα τα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου παρουσιάζουν ανεπάρκεια για την στάθμη Β παρά την ενίσχυση που υλοποιήθηκε. Πιο συγκεκριμένα το υποστυλώμα Κ5 παρά την ενίσχυση που έλαβε παρουσίασε ανεπάρκεια της τάξεως του 85 % .

Τα γωνιακά υποστυλώματα (Κ1,Κ3,Κ7,Κ9) επίσης παρουσίασαν ανεπάρκεια για την στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Τέλος το υπόλοιπα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου παρότι ενισχύθηκαν και αυτά παρουσίασαν ανεπάρκεια, με μικρότερους δείκτες ανεπάρκειας σε σχέση με το πλέον εύτρωτο υποστυλώμα Κ5.

Όσο αναφορά τα υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου όλα παρουσίασαν επάρκεια για την στάθμη Β.

Αντίστοιχα για την στάθμη επιτελεστικότητας Γ:



Σχήμα 2. Δείκτες ανεπάρκειας σε όρους παραμορφώσεων (1^{ος} όροφος)-στάθμη Γ

Όπως φαίνεται παραπάνω παρουσιάζεται μεν ανεπάρκεια για την στάθμη Γ, αλλά στα υποστυλώματα εκτός του Κ5 που σχηματίζει $\lambda_5=1.23$, σχηματίζεται δείκτης ανεπάρκειας κοντά στη μονάδα (1.0 έως 1.17).

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

1) $q_{\Gamma} / q_{\text{B}} = 2.97 / 2.25 = 1.32 \rightarrow q_{\Gamma} \approx 1.4 q_{\text{B}}$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ σελ. 4-39)

2) Το q_0 είναι περίπου μονάδα άρα αρχικά η υπόθεση που έγινε είναι αποδεκτή. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ εκτιμά $1 \leq q_0 \leq 1.5$ με προτεινόμενη τιμή $q_0=1.2$, το οποίο δεν ισχύει στην συγκεκριμένη περίπτωση. Κατι τέτοιο πιθανόν να προκύπτει διότι ο υπολογισμός της τέμνουσας βάσης στη διαρροή υπολογίζεται με χρήση διγραμμικοποίησης της καμπύλης και όχι άμεσα από την καμπύλη ικανότητας.

3) Διερεύνηση «ανεπάρκειας» υποστυλωμάτων.

α) Κατά τον υπολογισμό των ιδιοτήτων του περισφιγμένου σκυροδέματος ($\epsilon_{cu,c}$, f_{cc}) ακολουθήθηκε η μεθοδολογία με χρήση προσεγγιστικών σχέσεων όπως προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ (βλέπε Κεφάλαιο 8).

Διαπιστώθηκε όμως ότι τελικώς η αντοχή περισφιγμένου σκυροδέματος για το υποστυλώμα Κ5 κυρίως δεν ήταν η αντίστοιχη ώστε να καλύψει τον απαιτητή σε περισφιγξη που υπολογίσθηκε αρχικά.

Πιο συγκεκριμένα στο υποστύλωμα Κ5 υπήρξε κατά 24 % απόκλιση μεταξύ δεικτών πλαστιμότητας ,σε όρους γωνιών στροφής χορδής, απαίτησης μέλους και υλοποίησης με χρήση της προσεγγιστικής σχέσης υπολογισμού της θλιπτικής αντοχής του περισφιγμένου σκυροδέματος.

Ενώ για τα υπόλοιπα υποστυλώματα δεν παρατηρήθηκε σημαντική απόκλιση κατά την υλοποίηση της απαίτησης που είχε καταδείξει η αρχική μεθοδολογία.

Ενισχυμένο Υποστύλωμα	απόκλιση	Ανηγμένο αξονικό ν
K2	αύξηση 9 %	0.15
K4	μείωση 2 %	0.19
K5	μείωση 24 %	0.22
K6	αύξηση 6 %	0.13
K8	αύξηση 5%	0.17

Πιν 13.Απόκλιση απαίτησης πλαστιμότητας και υλοποίησης.

Στο σημείο αυτό είναι σημαντικό να τονίσουμε ότι το συγκεκριμένο υποστύλωμα (Κ5) είναι το μοναδικό που επέδειξε ανηγμένο αξονικό μεγαλύτερο του 0.2 ($\nu_5=0.22$).

Οπότε γίνεται χρήση της σχέσης υπολογισμού θλιπτικής αντοχής περισφιγμένου σκυροδέματος με ΙΟΠ που προτείνεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ 2013 η οποία χρησιμοποιείται για περιπτώσεις ανηγμένου αξονικού μεγαλύτερου του 0.2.

$$e_{cu,c}=2.2*\mu\phi*es\gamma*\nu \rightarrow \text{απόκλιση κατά } 1.5 \% \text{ (μείωση)}$$

Έτσι παρατηρείται ότι στην συγκεκριμένη περίπτωση κατά τον αρχικό υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής περισφιγμένου σκυροδέματος θα ήταν θεμιτό να γίνει χρήση της σχέσης που προτείνεται στην έκδοση του ΚΑΝ.ΕΠΕ 2013 για το υποστύλωμα Κ5 ($\nu_5>0.2$) και της σχέσης που προτείνεται στην έκδοση του ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017 για τα υπόλοιπα υποστυλώματα ($\nu<0.2$).

Στο σημείο αυτό έγινε μια επιπλέον στατική ανελαστική ανάλυση ,όπου για το υποστύλωμα Κ5 έγινε αύξηση της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία κατά 25 % το οποίο είχε ως αποτέλεσμα :



Σχήμα 3. Δείκτες ανεπάρκειας σε όρους παραμορφώσεων (1^{ος} όροφος)-στάθμη Γ μετά την διόρθωση της αρχικής απόκλισης του υποστυλώματος Κ5.

β) Κατά την διερεύνηση του υπο ενίσχυση φορέα για την υλοποίηση ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι απαραίτητος ο υπολογισμός της ικανότητας των μελών σε όρους γωνιών στροφής χορδής, και δε η εισαγωγή των όρων θ_{pl} σε σχέση με το αξονικό και την ροπή που καλείται να αναπτύξει το μέλος.

Για τον υπολογισμό των θ_{pl} θεωρήθηκε η ενισχυμένη διατομή χωρίς περίσφιγξη αλλά δόθηκε ως καταστατικός νόμος τάσεων- παραμορφώσεων αυτός που αντιστοιχεί στο περισφιγμένο σκυρόδεμα.

Για τον όρο θ_y θεωρούμε ότι δεν επηρεάζεται από την περίσφιγξη.

Στο σημείο αυτό έχοντας διαγνώσει ανεπάρκεια για την στάθμη Β, αλλά και κάνοντας χρήση της νέας τροποποιημένης έκδοσης ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017 υιοθετείται η σχέση που προτείνεται για τον υπολογισμό του όρου θ_{um} συμπεριλαμβανομένου και του όρου που εκτιμάται η συνεισφορά του σύνθετου υλικού (ΙΟΠ).

Ο αντίστοιχος όρος για χρήση σύνθετου υλικού περίσφιγξης δίδεται μέσω του ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017 ακολούθως:

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3\nu) \cdot [\max(0.01, \omega') / \max(0.01, \omega) \cdot f_c]^{0.225} \cdot (\alpha_s)^{0.35} \cdot 25^{(\alpha_f \cdot \rho_s \cdot f_y / f_c + \alpha_{f*} \cdot \rho_{f*} \cdot f_{fe} / f_c)}$$

Ο όρος της παραπάνω σχέσης $25^{(\alpha_f \cdot \rho_s \cdot f_y / f_c + \alpha_{f*} \cdot \rho_{f*} \cdot f_{fe} / f_c)}$ δίδεται ώστε να εκτιμηθεί η συνεισφορά της περίσφιγξης λόγω ΙΟΠ.

ρ_{fx} = γεωμετρικό ποσοστό σύνθετων υλικών παράλληλα στη διεύθυνση φόρτισης x

α_f = συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης με σύνθετα υλικά

f_{fe} = ενεργή αντοχή μανδύα συνθέτων υλικών

Από τον υπολογισμό του θ_{um} και εφόσον ο όρος θ_y παραμένει σταθερός (δεν επηρεάζεται από την περίσφιγξη) έγινε ο υπολογισμός του $\theta_d^B = 0.5(\theta_u + \theta_y) / 1.5$ (για στάθμη Β) (ΚΑΝ.ΕΠΕ σελ. 4-39) και προέκυψε:

Υποστύλωμα	$\theta_d^B_{2017}$	$\theta_d^B_{2017} / \theta_{B, αρχικής \text{ θεωρήσης}}$
K2	0.01943	1.025
K4	0.02012	1.047
K5	0.01652	1.07
K6	0.01980	1.038
K8	0.01981	1.042

Πιν 14. Απόκλιση υπολογισμού θ_d^B σε σχέση με εφαρμογή ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017.

Όπως παρατηρείται η απόκλιση των τιμών είναι μικρότερη του 10 % και άρα μπορούμε να δεχτούμε την αρχική θεώρηση ως επαρκής.

Ο έλεγχος έγινε με χρήση αξονικού φορτίου όπως προέκυψε από τον συνδιασμό φόρτισης G+0.3Q.

Έτσι τελικώς διαπιστώνεται ότι το πλέον εύτρωτο υποστύλωμα K5 παρουσιάζει ανεπάρκεια ως προς την στάθμη επιτελεστικότητας Β, όπως και τα υπόλοιπα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου (ενισχυμένα και μη), ενώ για την στάθμη Γ κάποια υποστυλώματα φαίνεται να παρουσιάζουν ανεπάρκεια, αλλά με μικρή απόκλιση από την επιθυμητή κατάσταση όσο αναφορά τα ενισχυμένα υποστυλώματα.

4) Σύμφωνα με τα παραπάνω δεδομένα το υποστύλωμα K5 κατέδειξε επάρκεια ενώ τα υποστυλώματα K2, K4, K6, K8 του πρώτου ορόφου για την στάθμη Γ επέδειξαν λόγο ανεπάρκειας κοντά στη μονάδα όπως και τα υποστυλώματα που δεν έλαβαν κάποια ενίσχυση (K1, K3, K7, K9).

Όσο αναφορά την στάθμη Β όλα τα υποστυλώματα παρουσίασαν ανεπάρκεια.

Έτσι για την αξιολόγηση της συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων (εκτός του K5) σε επίπεδο μέλους αλλά και για την περαιτέρω διερεύνηση του θέματος, αφού καταλήγει να αμφισβητείται η ορθότητα της

μεθοδολογίας που υπολογίσθηκε η απαίτηση πλαστιμότητας για κάθε δομικό στοιχείο, γίνεται εκτίμηση για το ποιά θα μπορούσε να είναι τελικώς η απαιτούμενη πλαστιμότητα για κάθε υποστυλώμα.

Πιο συγκεκριμένα αρχικά για τον υπολογισμό της απαιτούμενης πλαστιμότητας θεωρήθηκε η σχέση :

$$\mu_{\theta,i} = (\lambda_i / \lambda_{\max}) * \mu_{\theta,\max}$$

Εφόσον όμως τα αποτελέσματα δεν είναι τα κατάλληλα, παρακάτω διακρίνονται κάποιες περιπτώσεις υιοθέτησης κατάλληλου $\mu_{\theta,i}$ για τα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ- Οικονομική κατάρρευση

Για την συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας παρουσιάστηκε επάρκεια του πλέον εύρωτου υποστυλώματος ,αλλά τα υπόλοιπα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου κατάδειξαν ανεπάρκεια παρόλου που παρουσίασαν δείκτη ανεπάρκειας κοντά στην μονάδα.

Οπότε για τον λόγο αυτό υιοθετήθηκε ως λύση η χρήση απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας σε όρους στροφής γωνίας χορδής που κατέδειξε το πλεον εύρωτο υποστυλώμα (max),χωρίς να γίνει χρήση του συντελεστή $\lambda_i / \lambda_{\max}$.

Πιο συγκεκριμένα εφόσον κατά την χρήση μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης απαιτείται ο προσδιορισμός της πλαστικής γωνίας στροφής χορδής κάθε μέλους, γίνεται επαναπροσδιορισμός της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία ώστε το κάθε μέλος να παρουσιάζει δείκτη πλαστιμότητας $\mu_{\theta,i} = \mu_{\theta,\max}$.

Για την υλοποίηση της συγκεκριμένης λύσης εφόσον θεωρείται ότι $\theta_y = \text{σταθερό}$, προκύπτει για κάθε μέλος :

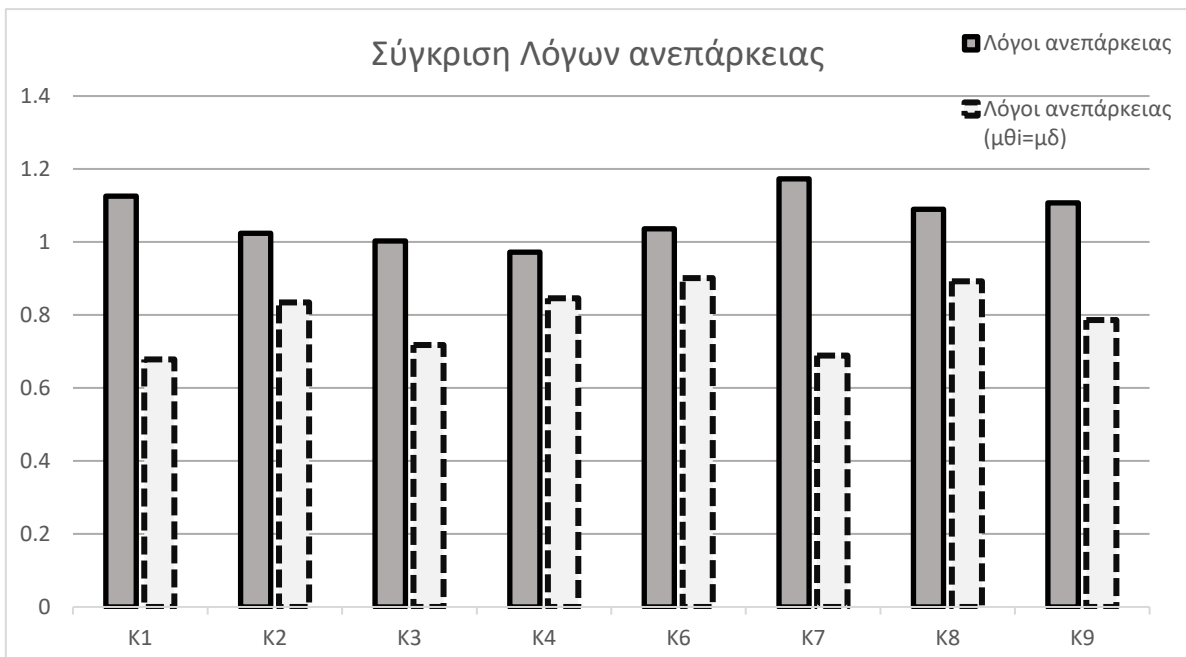
$$R_d: \theta_{d,i}^{\Gamma} = \theta_u / \gamma_{Rd}$$

→

$$\mu_{\theta} = \theta_u / \theta_y$$

$$\rightarrow \theta_{d,i}^{\Gamma} = \mu_{\theta,i} * \theta_{y,i} / \gamma_{Rd}$$

Οπότε για $\mu_{\theta,i} = 6.558$ προέκυψε για κάθε μέλος:



Σχήμα 4. Σύγκριση λόγων ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ενισχυμένου κτιρίου με λόγους ανεπάρκειας αν όλα τα υποστυλώματα είχαν ενισχυθεί για $\mu_{\theta,i} = \mu_{\delta}$ (στάθμη Γ).

Όπως φαίνεται στο παραπάνω γράφημα με αυτή τη θεώρηση κάθε υποστύλωμα του 1^{ου} ορόφου αναδείξε επάρκεια για την στάθμη Γ.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β- Σημαντικές βλάβες

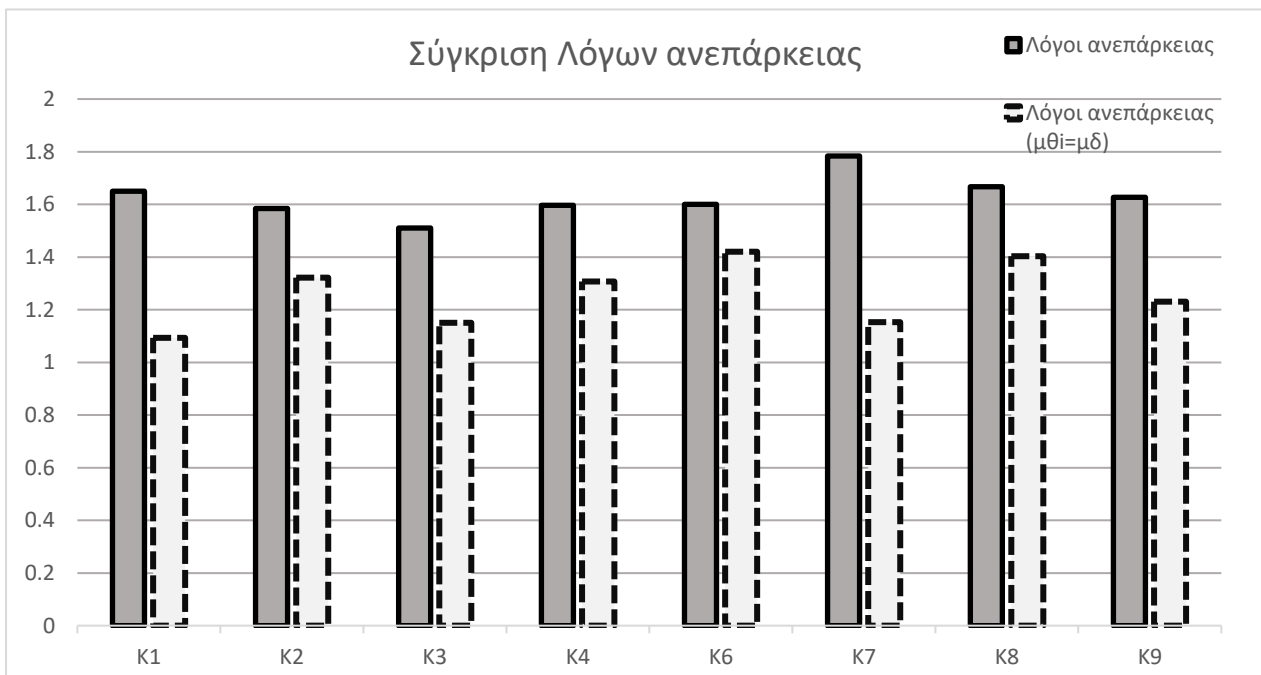
Αντίστοιχα με την στάθμη Γ, εργαζόμενοι ακολουθώντας την ίδια μεθοδολογία για την στάθμη Β:

$$R_d: \theta_d^B = 0.5(\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd} \rightarrow$$

$$\mu\theta = \theta_u / \theta_y, \gamma_{Rd} = 1.5$$

$$\rightarrow \theta_{d,i}^B = (\mu\theta_i + 1) * \theta_{y,i} / 3$$

Έτσι για $\mu\theta_i = 6.558$ προέκυψε για κάθε μέλος:



Σχήμα 5. Σύγκριση λόγων ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ενισχυμένου κτιρίου με λόγους ανεπάρκειας αν όλα τα υποστυλώματα είχαν ενισχυθεί για $\mu\theta_i = \mu\delta$ (στάθμη Β).

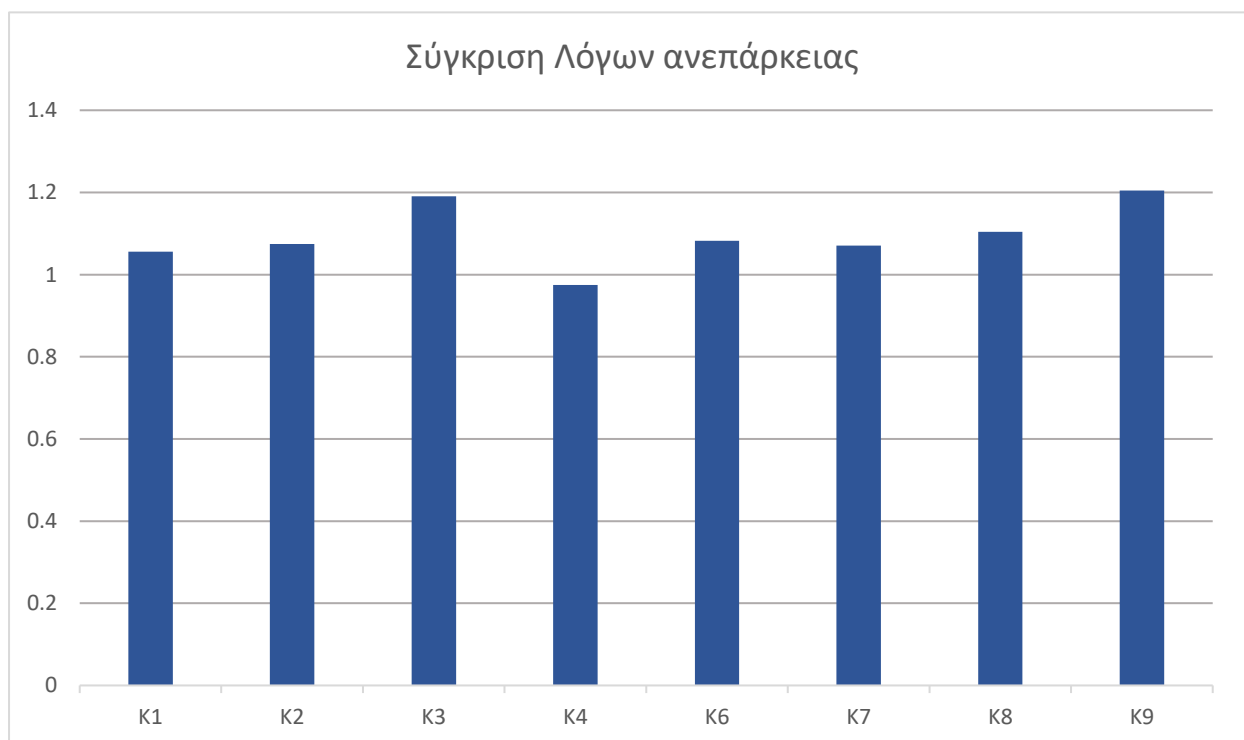
Όπως φαίνεται από το παραπάνω γράφημα και με χρήση της συγκεκριμένης θεώρησης τα υποστυλώματα παρουσίασαν ανεπάρκεια ($\lambda > 1$).

Κάτι τέτοιο όπως είναι αντιληπτό προέκυψε διότι το $\mu\theta_i = 6.558$ για την συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας δεν ταυτίζεται με την απαίτηση σε περίσφιξη που εκδηλώνει τελικώς το πλέον εύρωτο υποστύλωμα.

Οπότε για να την περεταίρω διερεύνηση των αποτελεσμάτων για την στάθμη Β, έγινε εκτίμηση του απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας σε όρους γωνίας στροφής χορδής ώστε το υποστύλωμα K5 να σχηματίζει $\lambda \approx 1 \rightarrow S_d \approx R_d$ (επιθυμητή περίπτωση). Από αυτή την διαδικασία προέκυψε $\mu\theta_i, \text{επι} 0,5 = 10.5$. Συνεχίζοντας υπολογίζεται ο απαιτούμενος δείκτης πλαστιμότητας για κάθε μέλος κάνοντας χρήση του λόγου λ_i που υπολογίσθηκε αρχικά με χρήση ελαστικής δυναμικής ανάλυσης.

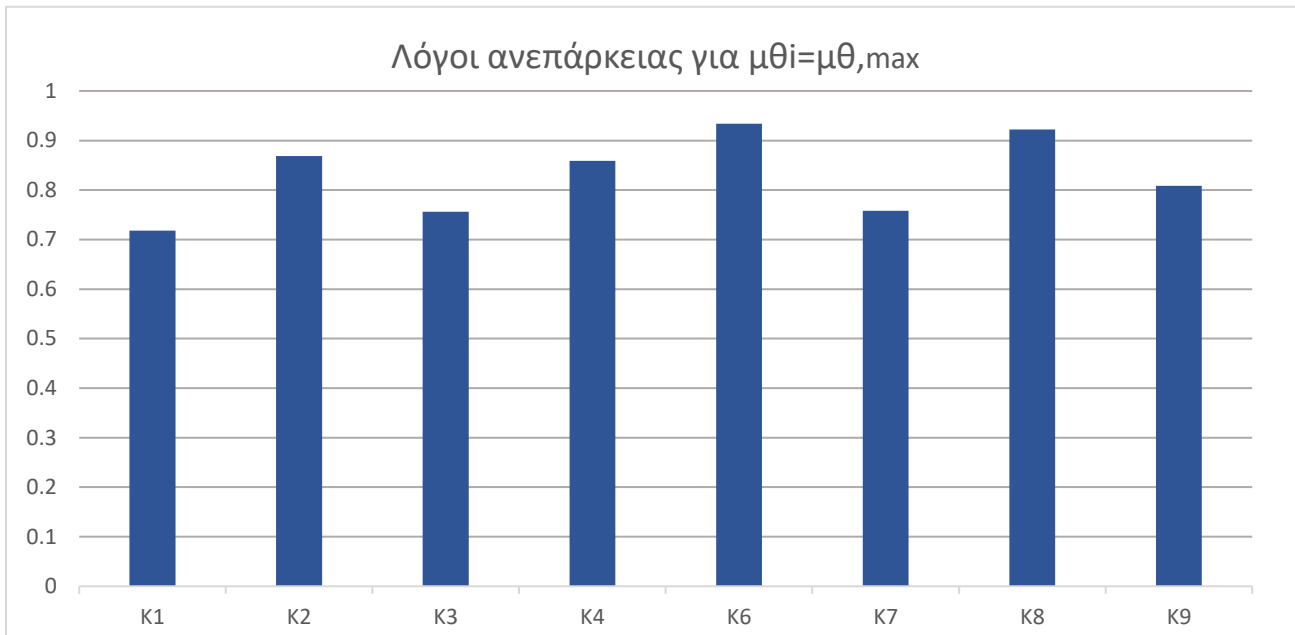
Υποστύλωμα	$\lambda_i \cdot \mu_{\theta i, \text{απαιτ},5}$
K1	6.825
K2	8.295
K3	6.3
K4	9.135
K5	10.5
K6	8.925
K7	7.14
K8	8.61
K9	6.72

Πιν 15.Απαίτηση πλαστιμότητας σε όρους γωνιών στροφής χορδής των μελών κατά την υοθέτηση επάρκειας του υποστυλώματος K5.



Σχήμα 6. Σύγκριση λόγων ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ενισχυμένου κτιρίου με λόγους ανεπάρκειας εφόσον το πλέον εύτρωτο υποστύλωμα είχε καλύψει την απαίτηση περισφιγξης.

Σύμφωνα με το παραπάνω γράφημα και στην συγκεκριμένη περίπτωση τα μέλη παρουσίασαν ανεπάρκεια .Έτσι τελικά ακολουθήθηκε η θεώρηση που υιοθετήθηκε για την στάθμη Γ ($\mu_{\theta i} = \mu_{\theta \max} = 10.5$).



Σχήμα 7. Σύγκριση λόγων ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ενισχυμένου κτιρίου με λόγους ανεπάρκειας αν όλα τα υποστυλώματα είχαν ενισχυθεί για $\mu_{\theta i} = \mu_{\theta, \max} = 10.5$

Τελικώς προέκυψε ότι σε αυτή την περίπτωση εκπληρώνεται επάρκεια ως προς την στάθμη επιτελεστικότητας Β.

- Οπότε συνοψίζοντας και για τις δυο στάθμες παρατηρείται ότι η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων με βάση την σχέση $\mu_{\theta, i} = (\lambda_i / \lambda_{\max}) * \mu_{\theta, \max}$ και λ_i όπως προέκυψε από την ελαστική δυναμική ανάλυση δεν εκπλήρωσε τις απαιτήσεις των μελών έναντι πλαστιμότητας. Αντίθετα αν η διαστασιολόγηση γινόταν με χρήση της σχέσης $\mu_{\theta, i} = \mu_{\theta, \max}$ η κατασκευή φαίνεται πως θα παρουσίαζε επάρκεια ως προς την αντίστοιχη στάθμη.
- Όσο αναφορά την αδυναμία υπολογισμού της κατάλληλης απαιτούμενης πλαστιμότητας για το υποστυλώμα K5 (πλέον εύρωτο), είναι πιθανό να έγκειται στο ότι οι λόγοι $\lambda = \text{Ενταση} / \text{Αντοχή}$ που υπολογίστηκαν κατά τη φάση της ελαστικής ανάλυσης για τα υποστυλώματα δεν πληρούσαν τον περιορισμό της χρήσης ελαστικής δυναμικής ανάλυσης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ ($\lambda \leq 2.5$). Πιο συγκεκριμένα τα υποστυλώματα K1, K3, K7, K9 σχημάτιζαν τιμή ανεπάρκειας σε όρους δυνάμεων οριακά κοντά στην τιμή 2.5, ενώ τα υπόλοιπα υποστυλώματα ξεπερνούσαν την τιμή 2.5 με το K5 να ορίζει τιμή $\lambda \approx 5$. Οπότε η χρήση ελαστικής δυναμικής ανάλυσης στην συγκεκριμένη περίπτωση δεν είναι σε θέση να δώσει ικανοποιητικά αποτελέσματα ως προς την ενίσχυση του κτιρίου και δε ως προς τον υπολογισμό της κατάλληλης περίσφιγξης του πλέον εύρωτου υποστυλώματος K5. Ενδεχομένως η χρήση κάποιου συντελεστή γ_{sd} κατά την χρήση ελαστικής δυναμικής ανάλυσης για την περίπτωση ύπαρξης λόγων $\lambda \geq 2.5$ θα μπορούσε να προσδώσει επάρκεια στην κατασκευή ως προς τη στάθμη επιτελεστικότητας Β. Οπότε για την συγκεκριμένη περίπτωση ο πίνακας που παρουσιάζεται παρακάτω σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ για την συγκεκριμένη περίπτωση δεν είναι αντιπροσωπευτικός.

Πιθανότητα υπέρβασης εντός 50-ετίας	ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ		
	A	B	Γ
10 %	≈1.65	1.00	≈0.70

Πιν 16 .Συντελεστές κατά την χρήση ελαστικής δυναμικής ανάλυσης με προϋπόθεση εφαρμογής $\lambda \leq 2.5$

Αντιθέτως μια αύξηση του συντελεστή στη στάθμη B της τάξεως του 50 % θα μπορούσε να προσδώσει ικανοποιητικά αποτελέσματα.

5)Όσο αναφορά τον 2^ο όροφο όλα τα υποστυλώματα παρουσίασαν επάρκεια για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας .

Το υποστυλώμα Κ4,2^{ου} ,κατά τον υπολογισμό με την αρχική μεθοδολογία, είχε παρουσιάσει ανάγκη ενίσχυσης ,κατά την ανελαστική ανάλυση όμως προέκυψε ότι επαρκεί(συγκεκριμένα κατά την μετακίνηση $=\delta_{IB}$,η κρίσιμη διατομή του υποστυλώματος έφτασε στην διαρροή).

Έτσι καταλήγουμε ότι είναι υπερβολικά υπέρ της ασφαλείας να θεωρούμε ως απαιτούμενη πλαστιμότητα για τα υποστυλώματα του 2^{ου} ότι ισχύει η σχέση :

$$\mu_{\theta,i}=(\lambda_i/\lambda_{\max})*\mu_{\theta,\max}$$

με λ_{\max} , $\mu_{\theta,\max}$ να αναφέρονται στο πλέον εύτρωτο της κατασκευής

11. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Από τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής αναλύσης διαπιστώθηκε ότι η εκτίμηση που γίνεται μέσω του ΚΑΝ.ΕΠΕ για την σχέση των καθολικών δεικτών συμπεριφοράς για τις στάθμες Β και Γ ($q_{\Gamma} \approx 1.4 q_B$) είναι αποδεκτή και έτσι μπορεί να γίνει μια πολύ καλή εκτίμηση συσχέτισης των δυο αυτών σταθμών επιτελεστικότητας της κατασκευής.
- Παρατηρήθηκε ότι κατά τον υπολογισμό της απαιτούμενης ενίσχυσης της κατασκευής,επειδή η σχέση συσχέτισης καμπυλότητας και αντοχής για διατομή περισφιγμένου σκυροδέματος είναι προσεγγιστική (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2^η Αναθεώρηση 2017), οι τιμές που προκύπτουν για ανηγμένο αξονικό $v > 0.2$ προσδίδουν κάποια απόκλιση σε σχέση με το επιθυμητό αποτέλεσμα όσο αναφορά τον προσδιορισμό των παραμορφωσιακών μεγεθών σε όρους γωνίας στροφής χορδής. Έτσι για την συγκεκριμένη περίπτωση είναι θεμιτό να γίνει χρήση του μοντέλου υπολογισμού που προτείνει η έκδοση ΚΑΝ.ΕΠΕ 2013,ενώ για ανηγμένα αξονικά φορτία $v < 0.2$ να ακολουθηθεί η έκδοση ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017.
- Επίσης για ενισχυμένη διατομή με ΙΟΠ , η υοθέτηση διατομής χωρίς περισφιγξη αλλά χρήση του καταστατικού νόμου ($\sigma-\epsilon$) του περισφιγμένου σκυροδέματος, ώστε να υπολογισθούν οι ιδιότητες της σε όρους στροφής γωνίας χορδής συνάδει με την περίπτωση χρήσης της σχέσης που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ (2^ηΑναθεώρηση 2017)και συνυπολογίζει ταυτόχρονα την περισφιγξη λόγω εγκάρσιου σπλισμού και ΙΟΠ,ώστε τελικώς να γίνει ο υπολογισμός της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία (θ_{um}).
- Κατά την εφαρμογή στατικής δυναμικής ανάλυσης για λόγους ανεπάρκειας $\lambda \geq 2.5$ η προσαύξηση των εντατικών μεγεθών με συντελεστή γ_{sd} της τάξεως του 1.5 θα μπορούσε να δώσει αποτελέσματα κοντά στην υλοποίηση της επιθυμητής ενίσχυσης.
- Μέσω της ανελαστικής ανάλυσης διαπιστώθηκε ότι κατά την εφαρμογή της μεθόδου ενίσχυσης έναντι πλαστιμότητας με χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς (q), τα αποτελεσματα που προέκυψαν με χρήση της σχέσης $\mu_{\theta,i}=(\lambda_i/\lambda_{\max})*\mu_{\theta,\max}$ ήταν τελικώς μη αποδεκτά. Ενώ αν η διαστασιόλογηση γινόταν με χρήση καθολικά κοινού απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας σε

όλα τα υποστυλώματα τότε θα προέκυπτε επάρκεια όλων των δομικών μελών.(Αρκεί να έχει συμπεριληφθεί στον υπολογισμό της μέγιστης απαιτούμενης πλαστιμότητας μέλους και το πιθανό ποσοστό σφάλματος κατά τον υπολογισμό των ιδιοτήτων της περίσφιγξης).

- Τέλος τα υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου επαρκούν πλήρως, οπότε η θεώρηση αναλογίας δεικτών πλαστιμότητας με χρήση των λόγων ανεπάρκειας φαντάζει συντηρητική προσέγγιση.Πιθανόν μια καλύτερη λύση θα ήταν να υπολογισθεί ο απαιτούμενος δείκτης πλαστιμότητας σε όρους μετακινήσεων του 2^{ου} ορόφου και να ελεγχθεί αν η διαθέσιμη πλαστιμότητα του πλεον εύτρωτου μέλους του 2^{ου} ορόφου καλύπτει την απαιτούμενη (με χρήση της θεώρησης $\mu_{\theta, \text{εύτρωτου}, 2\text{ου}} = \mu_{\delta, 2\text{ου}}$).

12. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] ΚΑΝ. ΕΠΕ. 2013 – Κανονισμός Επεμβάσεων

[2] ΚΑΝ.ΕΠΕ (2^η Αναθεώρηση 2017)

[3]Ενισχύσεις-επισκευές κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος- Σημειώσεις, Στέφανος. Η. Δρίτσος, Πάτρα 2016

[4]European committee for standardization (CEN).European Standard EN 1992-1-1:2004: ‘Eurocode 2:Design of concrete structures-Part 1-1:General Rules for buildings ’,Bruxelles, 2004

[5]ΜΑΘΗΜΑΤΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ-ΜΕΡΟΣ 1, Μ.Ν.Φαρδής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα 2017

[6]Πρόγραμμα Bilin, Γιώργος Παναγόπουλος, ΤΕΙ Κεντρικής Μακεδονίας

