

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ Ο/Σ ΜΕ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΚΑΙ ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΚΑΘΩΣ ΚΑΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ..

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΙΔΗ ΕΙΡΗΝΗ

Μεταπτυχιακή φοιτήτρια Πανεπιστημίου Πατρών, ir.konstantinidi@gmail.com

ΣΚΑΡΜΟΥΤΣΟΣ ΧΡΗΣΤΟΣ

Μεταπτυχιακός φοιτητής Πανεπιστημίου Πατρών, xr.skarmoutsos@gmail.com

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία εξετάζονται τέσσερα διώροφα κτίρια (πλαισιακό, τοιχωματικό, πιλοτή, πλαισιακό με κοντά υποστυλώματα) τα οποία έχουν κατασκευαστεί προ του 1984 και διέπονται από τους παλαιούς κανονισμούς. Αρχικά, γίνεται έλεγχος της επάρκειας των δύο πρώτων εξ' αυτών (χωρίς ανάλυση) με προσαρμογή του B' επιπέδου ελέγχου της Ιαπωνικής μεθόδου και σύμφωνα με την Πρόταση για τον Δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο. Στη συνέχεια, ακολουθεί αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς τους για απαίτηση στάθμης επιτελεστικότητας B και υπολογισμός των πιθανών ανεπαρκειών των δομικών τους στοιχείων με χρήση των ελαστικών μεθόδων ανάλυσης q και m κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Τέλος, πραγματοποιείται εφαρμογή ανελαστικής στατικής ανάλυσης (push-over). Για την διαστασιολόγηση και την αποτίμηση της Φέρουσας ικανότητας με τις ελαστικές και την ανελαστική στατική μέθοδο έγινε χρήση του προγράμματος ETABS.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υπάρχουσας κατασκευής, τόσο με προσεγγιστικές μεθόδους ανάλυσης (χωρίς χρήση λογισμικού), όσο και με εφαρμογή των ελαστικών μεθόδων q και m και εναλλακτικά της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (push-over) με χρήση του προγράμματος ETABS. Σκοπός της εργασίας είναι αρχικά η εξαγωγή συμπερασμάτων για τη δυνατότητα χρήσης προσεγγιστικών τύπων υπολογισμού του ποσοστού παραλαβής τέμνουσας από τα τοιχώματα και τα κοντά υποστυλώματα (χωρίς πραγματοποίηση ανάλυσης) μέσω σύγκρισης αυτών με τα αντίστοιχα αποτελέσματα της ανάλυσης (ελαστικών μεθόδων q , m και στατικής ανελαστικής ανάλυσης). Εξίσου σημαντικό κομμάτι της εργασίας αποτελεί και η σύγκριση των αποτελεσμάτων των αναλυτικών επιλύσεων των κτιρίων με αυτά των προσεγγιστικών μεθόδων ανάλυσης και η εξαγωγή συμπερασμάτων σχετικά με τη δυνατότητα χρήσης αυτών για μια πιο «γρήγορη» αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής χωρίς εφαρμογή ανάλυσης. Για τις ανάγκες της εργασίας θεωρήθηκε ότι για την κατασκευή του φορέα έχει εφαρμοστεί με ακρίβεια η στατική μελέτη και συνεπώς η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων είναι ικανοποιητική. Επιπλέον, όσον αφορά την διάκριση των στοιχείων σε πρωτεύοντα ή δευτερεύοντα, στην παρούσα εργασία όλα τα στοιχεία του φορέα θεωρήθηκαν πρωτεύοντα.

Το κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II (ΕΑΚ 2003) με σεισμική επιτάχυνση $0.24g$ (π.χ. Πάτρα), με κατηγορία εδάφους B και σπουδαιότητα συνήθη (κατηγορία σπουδαιότητας II). Η συμπεριφορά του κτιρίου μελετήθηκε για στάθμη επιτελεστικότητας B (SD-Σημαντικές βλάβες).

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΩΝ

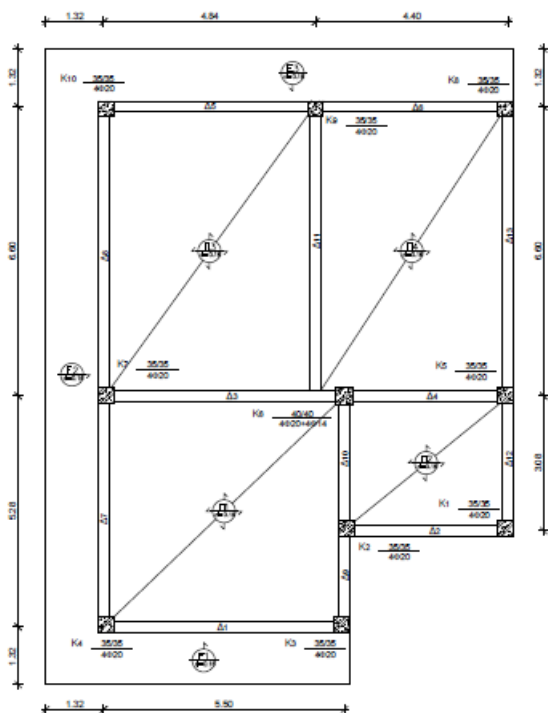
Τα εξεταζόμενα κτίρια αποτελούνται από δυο στάθμες και έχουν εξωτερικές διαστάσεις $L_x=10.69$ m και $L_y=14.52$ m. Το ύψος ορόφου είναι 3.52m. Τα φέροντα στοιχεία στην περίπτωση του πλαισιακού, της πιλοτής και του πλαισιακού με «θέσει» κοντά υποστυλώματα στην περίμετρο του ισογείου απεικονίζονται στο Σχήμα 1, ενώ

για την περίπτωση του τοιχωματικού στο Σχήμα 2. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι:

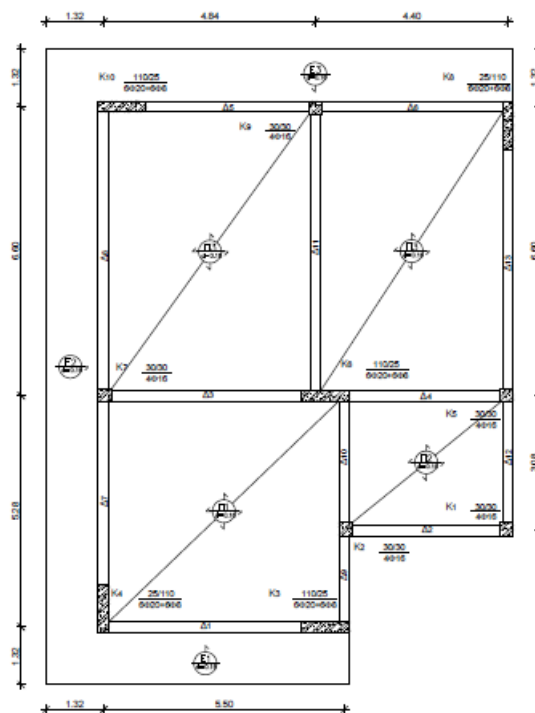
-Σκυρόδεμα: $f_{cm}=18\text{MPa}$, $f_{cm-s}=f_{ck}=14\text{MPa}$,

-Χάλυβας S400: $f_{ym}=1.15 \cdot 400=460\text{MPa}$, $f_{yk}=400\text{MPa}$

Ωστόσο, σύμφωνα με τον Πίνακα Π 4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [7] για τα υφιστάμενα υλικά και για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, για έλεγχο σε όρους δυνάμεων οι τιμές γ_m λήφθηκαν $\gamma_c=1.3$ και $\gamma_s=1.15$, ενώ για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων $\gamma_m=1.1$.



Σχήμα 1: Κάτοψη Πλαισιακών Κτιρίων.



Σχήμα 2: Κάτοψη Τοιχωματικού Κτιρίου.

Διαστάσεις και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων για τους πλαισιακούς φορείς είναι:

(α) Στα περιμετρικά: 350/350 με οπλισμό 4Φ20, (β) Στο κεντρικό Κ₆: 400/400 με οπλισμό 4Φ20+4Φ14.

Διαστάσεις και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων/τοιχωμάτων για το τοιχωματικό κτίριο είναι: (α) Στα υποστυλώματα: 300/300 με οπλισμό 4Φ16, (β) Στα τοιχώματα: 250/1100 ή 1100/250 με οπλισμό 6Φ20+3Φ8.

Οι περιμετρικές δοκοί έχουν διαστάσεις 250/550 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ16 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Οι εσωτερικές δοκοί έχουν διαστάσεις 250/600 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ20 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Στο πάνω πέλμα των δοκών υπάρχει οπλισμός 2Φ8 που δε συμμετέχει στην ανάληψη ροπής στις παρειές στήριξης, λόγω επαρκούς αγκύρωσής του. Οι συνδετήρες είναι ορθογωνικοί Φ8/200 σε όλα τα υποστυλώματα, ή τοιχώματα και Φ8/250 στις δοκούς με κακή αγκύρωση. Οι πλάκες έχουν πάχος $h_f=160\text{mm}$ και είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με Φ10/130 και δεν θα ελεγχθούν. Ωστόσο, στο εφελκυσμένο πέλμα των δοκών στις στηρίξεις προσμετράται ο οπλισμός των πλακών που βρίσκεται εντός του συνεργαζόμενου πλάτους. Επί των πλακών υπάρχει φορτίο από επίστρωση ίσο με 1.3 kN/m^2 . Τα ωφέλιμα φορτία λήφθηκαν επί όλων των πλακών 2.0 kN/m^2 . Το δώμα θεωρείται μη βατό, επομένως τα ωφέλιμα φορτία για αυτό θεωρήθηκαν μηδενικά.

Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμηθέν φαινόμενο βάρος 3.5 kN/m^2 επιφάνειας όψης και εσωτερικά, κάτω από κάθε (εσωτερική) δοκό, δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος 2.0 kN/m^2 . Στο κέντρο των φατνωμάτων K_1 - K_2 , K_1 - K_5 και K_5 - K_8 θεωρήθηκαν παράθυρα διαστάσεων $1.2 \times 1.2 \text{ m}$, ενώ σε όλες τις άλλες περιπτώσεις πόρτες διαστάσεων $2.25 \times 1.5 \text{ m}$. Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω ανοιγμάτων, τα φαινόμενα βάρη μπορούν να θεωρηθούν μειωμένα κατά 50% και 35% αντίστοιχα. Επί των περιμετρικών δοκών της οροφής υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1.00 m .

3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ

Οι κατανομές των φορτίων από τις πλάκες στις δοκούς έγιναν με τις γνωστές επιφάνειες επιρροής που περιγράφει ο ΕΚΩΣ στο κεφάλαιο 9.1.5 [9]. Το φορτίο των τοιχοπληρώσεων υπολογίζεται με βάση τον τύπο: $G_{\text{τοιχ}} = \gamma_{\text{τοιχ}} \cdot (H_{\text{οροφου}} - h_{\text{δοκού}})$. Το άθροισμα των δύο παραπάνω φορτίσεων συν το ίδιο βάρος των δοκών κατανεμήθηκαν ομοιόμορφα σε όλο τους το μήκος. Τέλος, το ίδιο βάρος των υποστυλωμάτων, ή τοιχωμάτων λαμβάνεται αυτόματα από το πρόγραμμα.

ΟΝΟΜΑΣΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ	ΠΛΑΙΣΙΑΚΟ			ΤΟΙΧΩΜΑΤΙΚΟ		
	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ
	ΜΟΝΙΜΑ ΣΥΝΟΛΟ (KN/m)	ΚΙΝΗΤΑ (KN/m)	ΜΟΝΙΜΑ ΣΥΝΟΛΟ (KN/m)	ΜΟΝΙΜΑ ΣΥΝΟΛΟ (KN/m)	ΚΙΝΗΤΑ (KN/m)	ΜΟΝΙΜΑ ΣΥΝΟΛΟ (KN/m)
Δ1	23,07	5,45	21,37	24,36	5,93	22,66
Δ2	11,82	1,20	10,12	11,77	1,18	10,07
Δ3	22,74	5,73	18,94	23,95	6,19	20,15
Δ4	20,90	5,04	17,10	19,26	4,42	15,46
Δ5	20,41	4,44	18,71	21,78	4,96	20,09
Δ6	19,21	3,99	17,51	19,04	3,93	17,34
Δ7	20,73	4,56	19,03	22,03	5,05	20,33
Δ8	21,34	4,79	19,64	21,21	4,74	19,51
Δ9	14,23	2,11	12,53	14,13	2,07	12,43
Δ10	19,09	4,36	15,29	19,01	4,33	15,22
Δ11	26,36	7,10	22,57	26,27	7,07	22,47
Δ12	11,26	0,99	9,56	11,23	0,98	9,53
Δ13	13,93	2,00	12,24	14,37	2,16	12,67

Πίνακας 1: Μόνιμα και κινητά φορτία τοιχωματικού και πλαίσιακών κτιρίων.

Το συνεργαζόμενο πλάτος των δοκών υπολογίστηκε με βάση τον ΕΑΚ 2000 [8]. Συνεπώς, χρησιμοποιήθηκαν οι τύποι $b_{\text{eff}} = b_w + 8t_f$ για στοιχεία διατομής T και $b_{\text{eff}} = b_w + 3t_f$ για στοιχεία διατομής Γ όπου b_w το πάχος του κορμού της δοκού και t_f το πάχος της πλάκας.

4. ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ

Οι προσεγγιστικές μέθοδοι με τις οποίες έγινε η αποτίμηση του πλαίσιακού και του τοιχωματικού κτιρίου είναι η Ιαπωνική και η Πρόταση για το Δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο. Για την εφαρμογή των εν λόγω μεθόδων δεν απαιτείται η χρήση κάποιου λογισμικού προσομοίωσης καθώς όλα τα δεδομένα υπολογίστηκαν με προσεγγιστικές σχέσεις. Στη παρούσα εργασία οι προσεγγιστικές μέθοδοι εφαρμόστηκαν μόνο στον πρώτο όροφο των κτιρίων.

Για την εφαρμογή των προσεγγιστικών μεθόδων ανάλυσης αρχικά γίνεται υπολογισμός της μάζας των κτιρίων ($m_{\text{πλ.αισ.}} = 226.41 \text{ kN sec}^2/\text{m}$, $m_{\text{τοιχ.}} = 236.85 \text{ kN sec}^2/\text{m}$) και μετέπειτα της καμπύλης ικανότητας M-θ για κάθε κατακόρυφο μέλος, για

διεύθυνση σεισμού X, Y αντίστοιχα. Αναλυτικότερα, πραγματοποιείται υπολογισμός της καμπυλότητας διαρροής της διατομής, η οποία μπορεί να οφείλεται είτε σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος, είτε σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού. Αν η διαρροή οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, τότε:

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d}$$

Αν η διαρροή διατομής οφείλεται σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος, τότε:

$$(1/r)_y = \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d}$$

Εκ των δύο λαμβάνεται η μικρότερη των τιμών $(1/r)_y$. Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή, ξ_y , ανηγμένο στο στατικό ύψος d, είναι:

$$\xi_y = (a^2 A^2 + 2aB)^{1/2} - aA$$

,όπου $a = E_s/E_c$ και τα A, B προσδιορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις, εάν η διαρροή ελέγχεται από τον εφελκόμενο οπλισμό ή από το θλιβόμενο σκυρόδεμα αντίστοιχα:

(I) Διαρροή λόγω χάλυβα:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y}$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0.5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y}$$

(II) Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8a bdf_c}$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0.5\rho_v(1 + \delta')$$

Στις παραπάνω εξισώσεις, ρ , ρ' και ρ_v είναι τα ποσοστά του εφελκόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού (ανηγμένα στο bd), $\delta' = d'/d$, όπου d' η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος, b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης και N το αξονικό φορτίο (θετικό σε θλίψη). Αντί των ανωτέρω τύπων για υποστυλώματα ή δοκούς μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ημι-εμπειρικές σχέσεις:

$$(1/r)_y = 1.77 f_y/E_s h \text{ ή } (1/r)_y = 1.55 f_y/E_s d$$

,ενώ για τοιχώματα:

$$(1/r)_y = 1.44 f_y/E_s h \text{ ή } (1/r)_y = 1.36 f_y/E_s d$$

Με δεδομένη πλέον τη καμπυλότητα στη διαρροή η αντίστοιχη ροπή M_y προκύπτει από τη σχέση:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\}$$

Η γωνία στροφής χορδής θ_y στην καμπτική διαρροή, εάν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, μπορεί να εκτιμηθεί από τις ακόλουθες σχέσεις (§ 7.2.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6]):

- Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

- Για τοιχώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0013 + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

,όπου στα υποστυλώματα το L_s λαμβάνεται ως το μισό του καθαρού ύψους μέσα στο υπόψη κατακόρυφο επίπεδο κάμψης (από το κάτω πέλμα της υπερκείμενης δοκού μέχρι το άνω πέλμα της υποκείμενης δοκού), ή την ποδιά τοιχοποιίας στο επίπεδο αυτό σε επαφή με μέρος του ύψους του υποστυλώματος («θέσει» κοντό υποστυλώμα), ενώ στα τοιχώματα το L_s λαμβάνεται ίσο με το μισό της απόστασης της διατομής βάσης ορόφου από την κορυφή του τοιχώματος στο κτίριο. Ο συντελεστής a_v ισούται με 1 εάν η τέμνουσα, V_{R1} , που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu}=M_y/L_s$, και με 0 αν είναι μεγαλύτερη.

Η διαθέσιμη τιμή της πλαστικής γωνίας στροφής ενός δομικού στοιχείου μπορεί να υπολογίζεται συναρτήσει των μηχανικών και γεωμετρικών χαρακτηριστικών του με τη βοήθεια εμπειρικών σχέσεων. Εφόσον οι διαμήκεις οπλισμοί είναι νευροχάλυβες, επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται οι εξής σχέσεις:

- Για τη μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων:

$$\theta_{um} = 0.016(0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} (a_s)^{0.35} 25^{(a \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c})} (1.25^{100 \rho_d})$$

- Για τη μέση τιμή του πλαστικού τμήματος της μέσης γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία του στοιχείου:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y$$

Παρατήρηση: Σύμφωνα με τη § 7.2.4.1 (iii) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6] εφόσον τα στοιχεία του εξεταζόμενου φορέα έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευαστεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985, με χρήση νευροχάλυβων, οι τιμές των θ_{um} χρειάζεται να διαιρεθούν διά 1.2.

Τέλος, απαραίτητο βήμα προτού προχωρήσουμε στην εφαρμογή των προσεγγιστικών μεθόδων ανάλυσης αποτελεί ο προσδιορισμός των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m . Οι δείκτες αυτοί προσδιορίζονται με τη βοήθεια των γωνιών στροφής χορδής στην αστοχία (θ_u) και στην διαρροή (θ_y) και ορίζονται ως εξής (§ 4.7.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6]):

$$m = \frac{\theta_d}{\theta_y}$$

Επειδή όμως αναφερόμαστε στη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής», η μέγιστη γωνία στροφής χορδής δεν είναι η θ_u , η οποία αντιστοιχεί ουσιαστικά στην αστοχία, αλλά μία μικρότερη τιμή, ενδιάμεση των θ_u και θ_y , ίση με (ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 4.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6]):

$$\theta_d = 0.5 * \frac{\theta_u + \theta_y}{\gamma_{Rd}}, \text{ για πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία}$$

Επομένως για τον υπολογισμό των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m καταλήγουμε στον ακόλουθο τύπο:

$$m = \frac{\theta_d}{\theta_y} = \frac{0.5 * (\theta_u + \theta_y)}{\theta_y * \gamma_{Rd}}$$

Οι τιμές του γ_{Rd} συνίστανται, για πρωτεύοντα δομικά στοιχεία σε όρους θ_u , $\gamma_{Rd}=1.5$ και για τοιχοπληρώσεις γ ή ε , $\gamma_{Rd}=1.3$ για άοπλες και $\gamma_{Rd}=1.2$ για οπλισμένες.

Τα αποτελέσματα όσων περιγράφονται παραπάνω δίνονται συνοπτικά στους ακόλουθους πίνακες:

ΠΛΑΙΣΙΑΚΟ										
Υποστ.	Διεύθυνση σεισμού Χ					Διεύθυνση σεισμού Υ				
	M_y	θ_y	θ_{um}	$\theta_{um,pl}$	m_B	M_y	θ_y	θ_{um}	$\theta_{um,pl}$	m_B
K1	96,97	0,010	0,049	0,031	1,69	96,97	0,010	0,049	0,031	1,69
K2	107,03	0,010	0,047	0,029	1,61	107,03	0,010	0,047	0,029	1,61
K3	107,73	0,010	0,047	0,029	1,60	107,73	0,010	0,047	0,029	1,60
K4	115,87	0,010	0,045	0,027	1,54	115,87	0,010	0,045	0,027	1,54
K5	114,76	0,009	0,045	0,028	1,67	114,76	0,010	0,045	0,028	1,54
K6	202,84	0,008	0,040	0,025	1,65	202,84	0,008	0,040	0,025	1,65
K7	141,46	0,010	0,040	0,024	1,46	141,46	0,010	0,040	0,024	1,46
K8	106,33	0,010	0,047	0,029	1,61	106,33	0,010	0,047	0,029	1,61
K9	137,86	0,010	0,041	0,024	1,48	137,86	0,010	0,041	0,024	1,49
K10	113,24	0,010	0,045	0,028	1,56	113,24	0,010	0,045	0,028	1,56

Πίνακας 2: Υπολογισμός των M_y , θ_y , θ_{um} , $\theta_{um,pl}$, m_B για διεύθυνση Χ, Υ στο ισόγειο του πλαίσιακού κτιρίου.

ΤΟΙΧΩΜΑΤΙΚΟ										
Υποστ.	Διεύθυνση σεισμού Χ					Διεύθυνση σεισμού Υ				
	M_y	θ_y	θ_{um}	$\theta_{um,pl}$	m_B	M_y	θ_y	θ_{um}	$\theta_{um,pl}$	m_B
K1	55,98	0,011	0,051	0,032	1,67	55,98	0,011	0,051	0,032	1,67
K2	64,61	0,011	0,048	0,029	1,55	64,61	0,011	0,048	0,029	1,56
K3	588,35	0,005	0,044	0,031	2,66	123,43	0,012	0,054	0,033	1,61
K4	126,62	0,012	0,054	0,033	1,59	602,32	0,005	0,043	0,031	2,63
K5	68,97	0,011	0,046	0,028	1,50	68,97	0,011	0,046	0,028	1,50
K6	682,64	0,005	0,041	0,029	2,44	138,26	0,012	0,051	0,030	1,50
K7	88,53	0,011	0,040	0,023	1,38	88,53	0,011	0,041	0,023	1,38
K8	121,67	0,012	0,055	0,034	1,62	580,66	0,005	0,044	0,031	2,68
K9	88,14	0,011	0,041	0,023	1,38	88,14	0,011	0,041	0,023	1,38
K10	604,67	0,005	0,043	0,031	2,63	127,16	0,012	0,054	0,033	1,59

Πίνακας 3: Υπολογισμός των M_y , θ_y , θ_{um} , $\theta_{um,pl}$, m_B για διεύθυνση Χ, Υ στο ισόγειο του τοιχωματικού κτιρίου.

4.1 ΙΑΠΩΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Η Ιαπωνική μέθοδος συνίσταται από τρία επίπεδα ελέγχου. Στη παρούσα εργασία γίνεται εφαρμογή του 2^{ου} επιπέδου ελέγχου. Σύμφωνα με αυτό η αντοχή του κτιρίου καθορίζεται από τα κατακόρυφα στοιχεία και ελέγχεται ο τύπος αστοχίας των υποστυλωμάτων, ή τοιχωμάτων (διατμητική ή καμπτική). Υπολογίζονται τα αξονικά φορτία στα υποστυλώματα ($G+0.3Q$) και με χρήση της σχέσης (Α.6) του ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΟΣ 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (όπως περιεγράφηκε παραπάνω) προσδιορίζεται η ροπή αντοχής κάθε κατακόρυφου στοιχείου. Στην συνέχεια, η τέμνουσα που αναπτύσσεται στο στοιχείο τη στιγμή που αστοχεί σε κάμψη V_{Mu} συγκρίνεται με ελάχιστη εκ των $V_{Rd,s}$ και $V_{Rd,max}$ για τις διευθύνσεις Χ, Υ αντίστοιχα. Προσδιορίζεται έτσι αν έχουμε πλάστιμο ή ψαθυρό τρόπο αστοχίας, δηλαδή αν η αστοχία σε κάμψη προηγείται της διάτμησης ($V_{Mu} \leq V_{Rd,min}$) και αντίστροφα. Η V_{Mu} για την περίπτωση των κατακόρυφων μελών προσδιορίζεται βάσει του ακόλουθου τύπου [3]:

$$V_{Mu} = \frac{M_R}{L_s}$$

Τα κατακόρυφα στοιχεία κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με την τιμή των δεικτών συμπεριφοράς m_i , σε όσα έχουν $m=1.2$, $1.2 < m < 2$ και $m > 2$. Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν τα στοιχεία στα οποία η διατμητική αστοχία προηγείται της καμπτικής (ψαθυρά). Ο συντελεστής m_i υπολογίστηκε βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για στάθμη επιτελεστικότητας B, όπως περιεγράφηκε παραπάνω. Για τις τρεις αυτές κατηγορίες υπολογίζεται η συνολική τέμνουσα ορόφου V_R σύμφωνα με τη σχέση [3]:

$$V_R^{op} = \sqrt{\left(\sum_{m_i=1.2} m_i V_{Ri}\right)^2 + \left(\sum_{1.2 < m_i < 2} m_i V_{Ri}\right)^2 + \left(\sum_{m_i > 2} m_i V_{Ri}\right)^2}$$

Επιπλέον, υπολογίζεται η $V_{R,τελική}$ η οποία προκύπτει από την ακόλουθη σχέση [3]:

$$V_{R,τελ.} = V_R^{op} S_D T$$

Ο μειωτικός συντελεστής αντοχής S_D λαμβάνεται $S_D=0.8$ λόγω του κριτηρίου κανονικότητας και συμμετρίας κάτοψης για διατομή Γ μεγαλύτερη του 30% ($I > 0.3L_y$). Ο συντελεστής φθοράς T λαμβάνεται $T=0.8$ λόγω ηλικίας κτιρίου μεγαλύτερης των 30 ετών.

Τέλος, αφότου υπολογίσουμε την τιμή της τέμνουσας βάσης με χρήση του τύπου $V_{sd}^B = a_{\pi\rho} \Phi_d m$, ($V_{sd,πλαισ.}^B = 1332.67 kN$, $V_{sd,τοιχ.}^B = 1394.12 kN$) γίνεται σύγκριση αυτής με την αντίστοιχη ανά διεύθυνση συνολική τέμνουσα αντοχής. Ο λόγος ανεπάρκειας λ του ορόφου προκύπτει ως $\lambda = V_{sd}/V_{R,τελικό}$. Τα αποτελέσματα της ανωτέρω διαδικασίας δίνονται στους ακόλουθους πίνακες.

ΠΛΑΙΣΙΑΚΟ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ																		
	Διεύθυνση σεισμού Χ								Διεύθυνση σεισμού Υ									
Υποστ.	V _{mu}		V _{rd,min}		m _B	m*V _{Ri}	V _{R,τελικό}	V _{sd}	λ	V _{mu}		V _{rd,min}		m _B	m*V _{Ri}	V _{R,τελικό}	V _{sd}	λ
K1	65,3	>	42,2	ΨΑΘ.	1,20	50,60	785,10	1332,67	1,70	65,3	>	42,2	ΨΑΘ.	1,20	50,60	778,77	1332,67	1,71
K2	72,1	<	75,8	ΠΛΑΣΤ.	1,61	115,79				73,3	<	76,1	ΠΛΑΣΤ.	1,61	117,88			
K3	72,5	<	77,8	ΠΛΑΣΤ.	1,60	116,13				72,5	<	77,8	ΠΛΑΣΤ.	1,60	116,13			
K4	78,0	<	98,7	ΠΛΑΣΤ.	1,54	119,81				78,0	<	98,7	ΠΛΑΣΤ.	1,54	119,81			
K5	78,6	<	96,3	ΠΛΑΣΤ.	1,67	131,30				77,3	<	96,0	ΠΛΑΣΤ.	1,54	119,34			
K6	138,9	<	166,7	ΠΛΑΣΤ.	1,65	229,21				138,9	<	166,7	ΠΛΑΣΤ.	1,65	229,21			
K7	96,9	<	143,0	ΠΛΑΣΤ.	1,46	141,50				95,3	<	142,2	ΠΛΑΣΤ.	1,46	138,90			
K8	71,6	<	73,9	ΠΛΑΣΤ.	1,61	115,45				71,6	<	73,9	ΠΛΑΣΤ.	1,61	115,45			
K9	92,8	<	139,5	ΠΛΑΣΤ.	1,48	137,80				94,4	<	140,1	ΠΛΑΣΤ.	1,49	140,38			
K10	76,3	<	92,2	ΠΛΑΣΤ.	1,56	118,67				76,3	<	92,2	ΠΛΑΣΤ.	1,56	118,67			

Πίνακας 4: Αποτελέσματα Ιαπωνικής Μεθόδου για το ισόγειο του πλασιακού κτιρίου.

ΤΟΙΧΩΜΑΤΙΚΟ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ																		
	Διεύθυνση σεισμού Χ								Διεύθυνση σεισμού Υ									
Υποστ.	V _{mu}		V _{rd,min}		m _B	m*V _{Ri}	V _{R,τελικό}	V _{sd}	λ	V _{mu}		V _{rd,min}		m _B	m*V _{Ri}	V _{R,τελικό}	V _{sd}	λ
K1	37,7	<	39,0	ΠΛΑΣΤ.	1,74	65,67	495,36	1394,12	2,81	37,7	<	39,0	ΠΛΑΣΤ.	1,67	63,02	363,41	<	3,84
K2	43,5	<	69,1	ΠΛΑΣΤ.	1,62	70,33				44,3	<	69,3	ΠΛΑΣΤ.	1,56	68,92			
K3	167,1	>	120,6	ΨΑΘ.	1,20	144,69				293,3	>	75,7	ΨΑΘ.	1,20	90,81			
K4	85,3	>	83,2	ΨΑΘ.	1,20	99,83				64,5	<	94,9	ΠΛΑΣΤ.	2,40	154,97			
K5	47,2	<	81,6	ΠΛΑΣΤ.	1,56	73,80				46,4	<	81,4	ΠΛΑΣΤ.	1,50	69,67			
K6	193,9	>	159,9	ΨΑΘ.	1,20	191,92				266,8	>	102,1	ΨΑΘ.	1,20	122,47			
K7	60,6	<	117,3	ΠΛΑΣΤ.	1,43	87,01				59,6	<	116,8	ΠΛΑΣΤ.	1,38	82,10			
K8	81,9	>	71,3	ΨΑΘ.	1,20	85,61				58,2	<	87,8	ΠΛΑΣΤ.	2,45	142,62			
K9	59,4	<	101,5	ΠΛΑΣΤ.	1,43	85,16				60,4	<	101,8	ΠΛΑΣΤ.	1,38	83,59			
K10	171,8	>	125,9	ΨΑΘ.	1,20	151,13				292,4	>	84,4	ΨΑΘ.	1,20	101,30			

Πίνακας 5: Αποτελέσματα Ιαπωνικής Μεθόδου για το ισόγειο του τοιχωματικού κτιρίου.

4.2 ΠΡΟΤΑΣΗ ΓΙΑ ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟ ΕΛΕΓΧΟ

Η πρόταση για Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο πραγματοποιείται μέσω μιας διαδικασίας τριών βημάτων.

Πρώτο βήμα αποτελεί ο προσδιορισμός της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής V_{req} για κάθε διεύθυνση X, Y. Αναλυτικότερα, σε κάθε μία εκ των διευθύνσεων αυτών προσδιορίζεται με βάση το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8-1 [10] το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού) του κτιρίου σύμφωνα με την σχέση $V_{req} = MS_d(T)$, όπου M η μάζα του κτιρίου για το συνδυασμό φόρτισης G+0.3Q και $S_d(T)$ η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Η τελευταία υπολογίστηκε με βάση τη σχέση $T_0 = C_t \cdot h_n^{\beta}$ (§ 5.5.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6]), όπου για κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος $C_t = 0.052$ και $\beta = 0.90$, ενώ το ύψος h_n είναι το συνολικό ύψος της κατασκευής σε m. Για $T_0 = 0.302 \text{ sec}$ βρισκόμαστε στη περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης ($T_B < T < T_C$).

Δεύτερο βήμα αποτελεί ο προσδιορισμός της συνολικής σεισμικής αντίστασης του κτιρίου σε όρους τέμνουσας βάσης (V_R) κατ' εφαρμογή μιας προσεγγιστικής διαδικασίας. Η βασική της λογική εκφράζεται από τη σχέση $V_R = \beta V_{R0}$, όπου β ο μειωτικός συντελεστής των κριτηρίων σεισμικής επιβάρυνσης (1) έως (13) στη τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου $\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5}$ και V_{R0} η τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου για διεύθυνση X, Y αντίστοιχα, δηλαδή [3]:

$$V_{R0} = a_1 \sum V_{Ri}^{υποστ.} + a_2 \sum V_{Ri}^{τοιχ.} + a_3 \sum V_{Ri}^{κοντ.υποστ.}$$

,όπου $V_{Ri} = \min(V_{Rds}, V_M) = \min(V_{Rds}, M_R/L_s)$ και:

- $a_1=0.8$, $a_2=0$, $a_3=0$ όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς την παρουσία τοιχωμάτων ή κοντών υποστυλωμάτων
- $a_1=0.7$, $a_2=0.9$, $a_3=0$ όταν υπάρχουν υποστυλώματα και τοιχώματα και δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα.

Τρίτο βήμα συνιστά ο προσδιορισμός του Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου λ της κατασκευής ανά διεύθυνση και δίνεται από τις σχέσεις [3]:

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x} + 0.3V_{req,y}}{V_{R,x} + 0.3V_{R,y}} \text{ και } \lambda_y = \frac{V_{req,y} + 0.3V_{req,x}}{V_{R,y} + 0.3V_{R,x}}$$

,όπου $V_{R,x} = \beta V_{R0,x}$ και $V_{R,y} = \beta V_{R0,y}$

Ο τελικός δείκτης προτεραιότητας είναι $\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$. Για κατηγορία εδάφους B και για σεισμική επιτάχυνση $a_g = 0.24g$ τα αποτελέσματα δίνονται στους ακόλουθους πίνακες.

Υποστ.	ΠΛΑΙΣΙΑΚΟ - ΙΣΟΓΕΙΟ								ΤΟΙΧΩΜΑΤΙΚΟ - ΙΣΟΓΕΙΟ							
	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΣΕΙΣΜΟΥ X				ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΣΕΙΣΜΟΥ Y				ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΣΕΙΣΜΟΥ X				ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΣΕΙΣΜΟΥ Y			
	$V_{req,x}$	V_{Ri}	V_{Ro}	$V_{R,x}$	$V_{req,y}$	V_{Ri}	V_{Ro}	$V_{R,y}$	$V_{req,x}$	V_{Ri}	V_{Ro}	$V_{R,x}$	$V_{req,y}$	V_{Ri}	V_{Ro}	$V_{R,y}$
K1	1332,67	42,2	655,69	655,69	1332,67	42,2	655,59	655,59	1394,12	37,7	647,89	647,89	1394,12	37,7	467,78	467,78
K2		72,1				73,3				43,5				44,3		
K3		72,5				72,5				120,6				75,7		
K4		78,0				78,0				83,2				64,5		
K5		78,6				77,3				47,2				46,4		
K6		138,6				138,6				159,9				102,1		
K7		96,9				95,3				60,6				59,6		
K8		71,6				71,6				71,3				58,2		
K9		92,8				94,4				59,4				60,4		
K10		76,3				76,3				125,9				84,4		

Πίνακας 6: Αποτελέσματα Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου για το ισόγειο του πλαισιακού και του τοιχωματικού κτιρίου, για διευθύνσεις X, Y.

Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου		
Πλαισιακό		
λ_x	λ_y	λ
2,03	2,03	2,03
Τοιχωματικό		
2,30	2,74	2,74

Πίνακας 7: Υπολογισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου.

5. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΣΤΟ ETABS

Η προσομοίωση του κτιρίου έγινε στο πρόγραμμα ETABS [1]. Όλα τα κατακόρυφα και οριζόντια μέλη προσομοιώθηκαν με γραμμικά μέλη. Οι πλάκες στο λογισμικό προσομοιώθηκαν ως διαφράγματα εξασφαλίζοντας ενιαία μετακίνηση των κόμβων κάθε ορόφου. Δημιουργήθηκαν διαφορετικά διαφράγματα σε κάθε στάθμη. Κατά την προσομοίωση τόσο των δοκών όσο και των υποστυλωμάτων, ή τοιχωμάτων έγινε μείωση της δυσκαμψίας ως εξής:

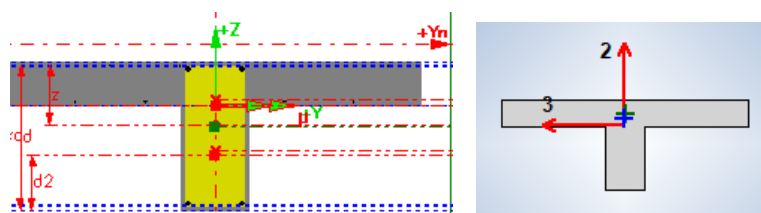
- i Για την ελαστική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς η η δυσκαμψία των δομικών στοιχείων μπορεί να ληφθεί σε περίπτωση έλλειψης ακριβέστερων στοιχείων, από τον Πίνακα Σ4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., ως ποσοστό της δυσκαμψίας του σταδίου I.

A/a	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποσύλωμα εσωτερικό	$0,8*(E_c I_g)$
1.2	Υποσύλωμα περιμετρικό	$0,6*(E_c I_g)$
2.1	Τοίχωμα, μή - ρηγματωμένο	$0,7*(E_c I_g)$
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	$0,5*(E_c I_g)$
3	Δοκός (2)	$0,4*(E_c I_g)$

Πίνακας 8: Τιμές δυσκαμψίας.

- ii Για ελαστική ανάλυση με τη μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m και για στατική ανελαστική ανάλυση, οι συντελεστές δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων, ή τοιχωμάτων υπολογίστηκαν με βάση τη σχέση $K = M_y L_s / 3\theta_y$ (§ 7.2.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6]), όπου η M_y , θ_y προέκυψαν βάσει των αξονικών φορτίων της προκαταρκτικής ανάλυσης για συνδυασμό φόρτισης $1.1G+0.3Q$, σύμφωνα με τους τύπους που προαναφέρθηκαν στην ενότητα 4 της παρούσας εργασίας. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η τιμή K επιτρέπεται να καθορίζεται αγνοώντας την επιρροή της σεισμικής δράσης στην τιμή της αξονικής δύναμης του δομικού στοιχείου, δηλαδή με βάση την τιμή της αξονικής δύναμης λόγω των κατακόρυφων δράσεων και μόνο (§ 7.1.2.2 (δ) ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6]). Για τις δοκούς έγινε χρήση του λογισμικού BIAx [2]. Πιο συγκεκριμένα, εφόσον τα άκρα των διατομών των δοκών έχουν διαφορετικούς οπλισμούς, θα προκύψουν τέσσερις διαφορετικές τιμές συντελεστών δυσκαμψίας (για θετική και αρνητική ροπή κάμψης και για τις δύο ακραίες διατομές του μέλους) και λαμβάνεται ο μέσος όρος εκ των τεσσάρων (§ 7.1.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6]).

Η στρεπτική δυσκαμψία μειώνεται στο 10% της αρχικής.



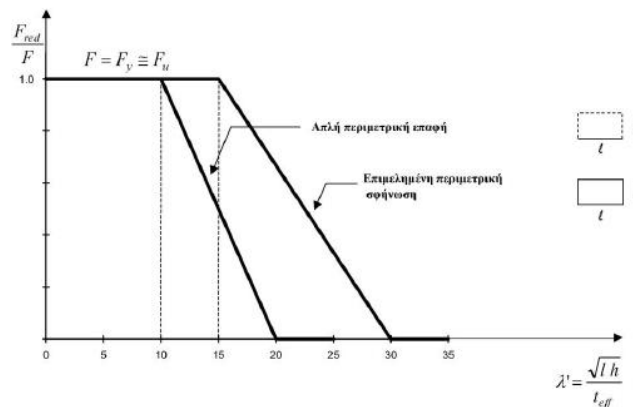
Εικόνα 1: Προσομοίωση της δοκού Δ1 στο λογισμικό ETABS (δεξιά) και στο λογισμικό BIAx (αριστερά).

Τέλος, στο προσομοίωμα αποδόθηκε η συμβολή των περιοχών των κόμβων στην παραμορφωσιμότητα του κτιρίου. Η απαίτηση αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι κατά την προσομοίωση του φορέα με χρήση γραμμικών στοιχείων αγνοείται η σημαντικά αυξημένη δυσκαμψία του τμήματος που βρίσκεται εντός του κόμβου που δημιουργείται στην θέση σύνδεσης [5].

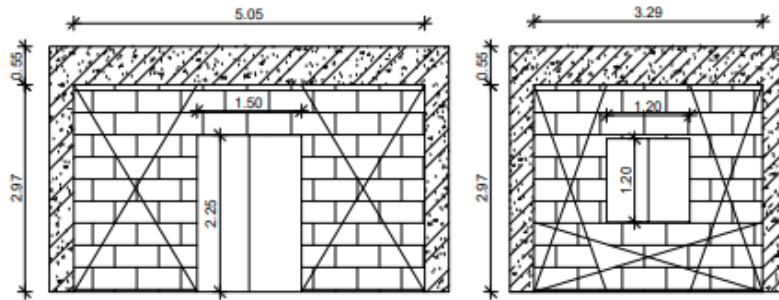
Οι τοιχοπληρώσεις προσομοιώθηκαν, σύμφωνα με την § 7.4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6], με δύο αμφιαρθρωτές θλιβόμενες διαγώνιες ράβδους (κατά την εκάστοτε φορά του σεισμού εντός του πλαισίου) σε χιαστί διάταξη, με διαστάσεις $b \times t$ όπου t το πάχος της τοιχοπλήρωσης (για μπατική τοιχοποιία $t=0.19\text{m}$) και b το πλάτος όπου για χρήση μέσων τιμών αντοχών πριν ή κατά τη ρηγμάτωση είναι περίπου ίσο με $0.15L$, με $L = \sqrt{l^2 + h^2}$ το καθαρό μήκος της ισοδύναμης ράβδου. Κατά την προσομοίωση αυτών χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία τύπου δοκού μισής δυστένειας ($EAr/2$) για ελαστικές μεθόδους ανάλυσης, ενώ στην ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιήθηκε ζεύγος χιαστί διαγωνίων με δυστένεια EAr η καθεμία αλλά με κατάλληλες τροποποιήσεις ώστε να παραλαμβάνουν μόνο θλιπτική δύναμη (άρση ικανότητας παραλαβής ροπής). Η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας εκτιμήθηκε μέσω της χαρακτηριστικής τιμής της θλιπτικής αντοχής κατά την κατακόρυφη διεύθυνση ως εξής:

$$f_{wc} \approx 1.25 * k * f_{bc}^{0.7} * f_{mc}^{0.3} = 1.25 * 2^{0.7} * 15^{0.3} = 2.05 \text{MPa}$$

, για οπτόπλινθους διαστάσεων $6 \times 9 \times 19 \text{cm}$, μέσης αντοχής $f_{bm} = 2 \text{MPa}$ και τσιμεντοκονίαμα M15 γενικής εφαρμογής. Το επιβατικό μέτρο ελαστικότητας λήφθηκε ίσο με $E_{masonry} = 1000 * f_{wc} = 2050 \text{MPa}$ (§ 7.4.1 (ε) ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6]). Για την επιρροή του μεγέθους και της θέσης των ανοιγμάτων στη δυστένεια και στη φέρουσα ικανότητα των τοιχοπληρώσεων πραγματοποιήθηκε μείωση του πλάτους b των θλιβόμενων ράβδων με χρήση των συντελεστών $R_1 = 2.24 * \left(\frac{A_{ανοιγμ.}}{A_{φατν.}} \right)^2 - 2.77 * \left(\frac{A_{ανοιγμ.}}{A_{φατν.}} \right) + 1$ και $R_2 = 1$ (τα ανοίγματα θεωρήθηκαν στο μέσο των φατνωμάτων), σε $b_{απομ.} = b * R_1 * R_2$ [11]. Ανοίγματα με διαστάσεις που δεν υπερβαίνουν το 20% των διαστάσεων του φατνώματος και είναι τοποθετημένα στο κέντρο αυτού, αμελήθηκαν ($R_1 = 1$). Σύμφωνα με αυτή τη παραδοχή τόσο για τους πλαισιακούς όσο και για τον τοιχωματικό φορέα αγνοήθηκαν τα ανοίγματα των φατνωμάτων K₁-K₂, K₇-K₁₀, K₅-K₈, K₁-K₅. Επιπλέον, βάσει της § 7.4.1 (ε) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6], ο κίνδυνος για πρόωρη αστοχία εκτός επιπέδου λαμβάνεται υπόψη μέσω μείωσης των αντοχών του εκάστοτε φατνώματος με βάση το ακόλουθο διάγραμμα, όπου για συνηθισμένα φατνώματα τοιχοπληρώσεων $\sqrt{lh} \cong \frac{2}{3} L$. Στην περίπτωση μας θεωρήσαμε επιμελημένη περιμετρική σφήνωση σε όλα τα φατνώματα.



Σχήμα 2: Διάγραμμα απομείωσης αντοχής τοιχοπληρώσεων.



Εικόνα 2: Ενδεικτική προσομοίωση τοιχοπληρώσεων των φατνωμάτων K1-K2 και K3-K4, αντίστοιχα.

Τέλος, για την περίπτωση της ανελαστικής ανάλυσης ορίζονται πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των διαγώνιων ράβδων τύπου «Axial P» για παραλαβή μόνο αξονικών δυνάμεων σε όρους τάσης παραμόρφωσης λαμβάνοντας την απομειωμένη μέση θλιπτική αντοχή του εκάστοτε φανώματος, όπως αυτή προέκυψε από το διάγραμμα του σχήματος 2 σύμφωνα με όσα περιγράψαμε παραπάνω, και την παραμόρφωση στη διαρροή και στην αστοχία $\varepsilon_y = 1.5 \times 10^{-3}$ και $\varepsilon_u = 4 \times 10^{-3}$, αντίστοιχα, βάσει του διαγράμματος της § 7.4.1 (ζ) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6]. Στον ακόλουθο πίνακα δίνονται το καθαρό μήκος των ισοδύναμων θλιβόμενων ραβδών L , το απομειωμένο πλάτος $b_{\text{απομ.}}$ των θλιβόμενων ράβδων αφότου λήφθηκε υπόψιν η επίδραση των ανοιγμάτων και οι μειωμένες αντοχές αυτών f'_{wc} μετά από πρόβλεψη της πρόωρης εκτός επιπέδου αστοχίας.

ΠΡΟΣΩΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ									
	ΠΛΑΙΣΙΑΚΟΙ ΦΟΡΕΙΣ			ΤΟΙΧΩΜΑΤΙΚΟ			«ΘΕΣΕΙ» ΚΟΝΤΩΝ ΥΠ.		
Φάτνωμα	L	b _{απομ.}	Μειωμένη Αντοχή (f _{wc} ')	L	b _{απομ.}	Μειωμένη Αντοχή (f _{wc} ')	L	b _{απομ.}	Μειωμένη Αντοχή (f _{wc} ')
	[m]	[m]	[Mpa]	[m]	[m]	[Mpa]	[m]	[m]	[Mpa]
K1-K2	4,43	0,66	1,35	4,51	0,68	1,82	3,86	0,58	2,05
K2-K3	3,50	0,525	1,08	3,55	0,53	2,05	2,73	0,41	2,05
K3-K4	5,86	0,42	0,86	5,31	0,35	1,66	5,44	0,82	1,62
K4-K7	5,71	0,41	0,84	5,11	0,31	1,74	5,28	0,79	1,66
K7-K10	6,87	1,03	2,11	6,99	1,05	0,72	6,52	0,98	1,05
K10-K9	5,34	0,34	0,71	4,76	0,26	1,87	4,87	0,73	1,82
K9-K8	4,87	0,3	0,62	5,09	0,31	1,76	4,48	0,67	1,87
K5-K8	6,87	1,03	2,11	6,23	0,93	1,17	6,52	0,98	1,05
K1-K5	4,00	0,60	1,23	4,05	0,61	2,05	3,35	0,50	2,05

Πίνακας 8: Χαρακτηριστικά τοιχοπληρώσεων για κάθε περίπτωση φορέα και για κάθε φάτνωμα.

Στην ειδική περίπτωση του πλασιακού με «θέσει» κοντά υποστυλώματα στην περίμετρο του ισογείου ύψους $L = H - H_T = 0.96m$, όπου H_T το ύψος της τοιχοποιίας, οι τοίχοι πλήρωσης δεν προσομοιώνονται σε όλο το ύψος του ισογείου, ενώ στην περίπτωση της πιλοτής απουσιάζουν πλήρως από αυτό.

6. ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΚΟΝΤΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

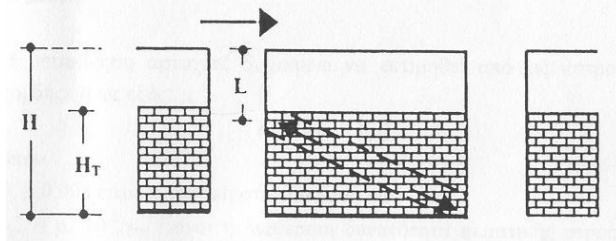
Για τη μελέτη των κοντών υποστυλωμάτων ακολουθήθηκε η εξής διαδικασία: Επιλέχθηκε ο πλήρως τοιχοπληρωμένος πλαισιακός φορέας που παρουσιάστηκε παραπάνω και έγινε έλεγχος ύπαρξης «φύσει» κοντών υποστυλωμάτων, δηλαδή υποστυλώματα με λόγο διάτμησης $a_s = M_{sd}/V_{sd} h \leq 2.5$, όπου M_{sd} , V_{sd} τα εντατικά μεγέθη του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού (ο σεισμικός συνδυασμός που παρουσιάζει την μέγιστη τιμή της δρώσας ροπής M_{sd}) και h η διάσταση της διατομής. Για όλα τα υποστυλώματα του πλαισιακού φορέα (αρχικός φορέας) προέκυψε $a_s > 2.5$

και προχωρήσαμε στην δημιουργία «θέσει» κοντών υποστυλωμάτων με τοποθέτηση περιμετρικών τοιχοπληρώσεων οι οποίες διακόπτονται σε ύψος $H_T = 2.01m$ από τη βάση του κτιρίου (νέος φορέας). Για το νέο κτίριο έγινε επανέλεγχος των περιμετρικών υποστυλωμάτων ισογείου και προέκυψαν τα ακόλουθα αποτελέσματα για το λόγο διάτμησης α_s .

ΛΟΓΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ			
	ΑΡΧΙΚΟΣ	ΝΕΟΣ ΦΟΡΕΑΣ	
Υποστ.	α_s αρχικού φορέα	α_s - Σεισμός κατά Χ	α_s - Σεισμός κατά Υ
K1	4,61	2,00	2,02
K2	4,65	1,91	2,07
K3	4,45	1,99	2,09
K4	4,53	2,00	1,99
K5	4,55	4,25	1,85
K6	3,71	3,70	3,78
K7	4,48	4,26	1,85
K8	4,65	1,99	1,94
K9	4,47	1,86	4,24
K10	4,68	1,99	1,97

Πίνακας 9: Λόγοι διάτμησης αρχικού και νέου/ μερικώς τοιχοπληρωμένου φορέα.

Από τα αποτελέσματα του παραπάνω πίνακα συμπεραίνουμε ότι στον νέο μερικώς τοιχοπληρωμένο φορέα τα υποστυλώματα K₅ και K₇ λειτουργούν ως κοντά υποστυλώματα μόνο για σεισμό στη διεύθυνση Υ, ενώ το K₉ μόνο για σεισμό στη διεύθυνση Χ, γεγονός που είναι λογικό εφόσον «πακτώνονται» λόγω των τοιχοπληρώσεων μόνο στη μία διεύθυνση. Τα υπόλοιπα υποστυλώματα με εξαίρεση το K₆ λειτουργούν ως κοντά υποστυλώματα και στις δύο διευθύνσεις.



Εικόνα 3: «Θέσει» κοντό υποστυλώμα.

7. ΕΥΜΕΝΗΣ ΚΑΙ ΔΥΣΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Η απόλυτη συμμετρία στη διάταξη των τοιχοπληρώσεων είναι αυτή που επιφέρει τη θετικότερη επιρροή στους πλαισιακούς φορείς οπλισμένου σκυροδέματος, αυξάνοντας τόσο την αντοχή όσο και την πλευρική δυσκαμψία αυτών. Σύνηθες, ωστόσο, είναι το φαινόμενο της ανομοιομορφίας και ασυμμετρίας των τοίχων πλήρωσης με αποτέλεσμα την δυσμενή τους απόκριση στα σεισμικά φορτία. Η πιο συνηθισμένη περίπτωση κινδύνου ακανόνιστων τοιχοπληρώσεων είναι η εμφάνιση μαλακού ορόφου σε έναν οποιοδήποτε μη τοιχοπληρωμένο όροφο (πιλοτή-καταστήματα χωρίς τοιχοπλήρωση). Μια επίσης δυσμενής διάταξη τοιχοπληρώσεων, ακόμα και αν αυτές είναι ομοιόμορφα κατανομημένες στην περίμετρο της κατασκευής, δημιουργείται όταν διακόπτονται καθ' ύψος (δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων) ιδίως όταν αυτές βρίσκονται στο κατώτατο όροφο (μέγιστη σεισμική τέμνουσα). Για χάριν συντομίας, σύμφωνα με τα παραπάνω, τα πλήρως τοιχοπληρωμένα κτίρια (πλαισιακό και τοιχωματικό) θεωρήθηκαν περιπτώσεις ευμενούς παρουσίας τοιχοπληρώσεων. Αντίθετα, ο πλαισιακός φορέας με πιλοτή και αυτός με κοντά υποστυλώματα στο ισόγειο φέρουν δυσμενή διάταξη τοιχοπληρώσεων.

8. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΘΕΩΡΙΑΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

8.1 ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

Σύμφωνα με τη § 5.6.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6] το πεδίο εφαρμογής των ελαστικών μεθόδων ανάλυσης ορίζεται από τη συνθήκη πως για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2.5$ ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει $\lambda > 2.5$ και το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό. Για τον υπολογισμό των δεικτών αυτών πραγματοποιήθηκε προκαταρκτική ανάλυση για συντελεστή συμπεριφοράς $q=1$. Στη δεύτερη περίπτωση σύμφωνα με τη § 5.5.1.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6] το κτίριο θεωρείται ως μορφολογικά κανονικό όταν ικανοποιούνται οι παρακάτω συνθήκες:

- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν διακόπτεται καθ' ύψος ούτε συνεχίζεται σε διαφορετικό φάτνωμα.
- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δε συνεχίζει στο γειτονικό όροφο σε εκτός επιπέδου εσοχή.
- Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας $\bar{\lambda}_k$ υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού ορόφου, δηλαδή $\bar{\lambda}_k = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{si}}{\sum_1^n V_{si}}$, όπου V_{si} η δρώσα τέμνουσα για $q=1$.

Η διαδικασία που περιεγράφηκε παραπάνω δίνεται συνοπτικά στον ακόλουθο πίνακα για όλες τις περιπτώσεις κτιρίων.

ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ										
Column	ΠΛΑΙΣΙΑΚΟ		ΠΙΛΟΤΗ		ΤΟΙΧΩΜΑΤΙΚΟ				ΠΛΑΙΣ. ΜΕ ΚΟΝΤΑ	
					ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ		ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ			
	$\lambda_{ισογ.}$	$\lambda_{οροφ.}$	$\lambda_{ισογ.}$	$\lambda_{οροφ.}$	$\lambda_{ισογ.}$	$\lambda_{οροφ.}$	$\lambda_{ισογ.}$	$\lambda_{οροφ.}$	$\lambda_{ισογ.}$	$\lambda_{οροφ.}$
K1	1,35	0,88	2,63	0,86	0,88	1,03	0,66	0,76	1,93	0,87
K2	1,26	0,89	3,12	1,04	0,77	1,01	0,82	1,06	2,01	0,96
K3	1,40	1,06	2,75	1,04	2,00	0,60	0,37	0,31	1,87	1,03
K4	1,35	1,02	2,81	1,00	0,90	1,32	2,11	0,55	1,72	0,98
K5	1,41	0,97	2,85	0,99	0,89	1,32	0,37	1,17	2,20	1,03
K6	1,67	1,11	3,17	1,10	1,70	0,63	0,61	0,52	1,79	1,17
K7	1,07	0,92	2,79	0,91	0,75	1,23	1,20	1,30	1,99	0,96
K8	1,57	1,01	3,23	0,99	0,86	0,94	1,95	0,40	1,83	1,00
K9	1,41	1,15	2,87	1,18	0,90	1,48	0,86	1,01	2,16	1,09
K10	1,43	0,99	2,93	0,97	2,19	0,39	0,39	0,40	1,64	0,98

Πίνακας 10: Έλεγχος συνθήκης $\lambda \leq 2.5$.

Από τον Πίνακα 10 παρατηρούμε ότι μόνο για την περίπτωση του πλαίσιακού φορέα με πιλοτή όλα τα υποστυλώματα του ισογείου δεν επαληθεύουν τη συνθήκη $\lambda \leq 2.5$. Επομένως, για το κτίριο αυτό προχωρήσαμε στον έλεγχο της μορφολογικής κανονικότητας, τα αποτελέσματα του οποίου παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΝΟΝ. - ΠΙΛΟΤΗ			
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΣΕΙΣΜΟΥ Χ		ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΣΕΙΣΜΟΥ Υ	
λ_{k_x}	λ_{k+1_x}	λ_{k_y}	λ_{k+1_y}
2,70	0,99	2,68	0,74

Πίνακας 11: Έλεγχος μορφολογικής κανονικότητας πλαίσιακού φορέα με πιλοτή.

Από τον Πίνακα 11 παρατηρούμε ότι για τη διεύθυνση σεισμού X $\bar{\lambda}_{\kappa,x} = 2.70 > 1.5\bar{\lambda}_{\kappa+1,x} = 1.485$ και για τη διεύθυνση σεισμού Y $\bar{\lambda}_{\kappa,y} = 2.68 > 1.5\bar{\lambda}_{\kappa+1,y} = 1.1$. Επομένως, δεν τηρείται το τρίτο κριτήριο μορφολογικής κανονικότητας, τόσο για τη διεύθυνση X , όσο και για τη Y . Συνεπώς για την εφαρμογή της ελαστικής μεθόδου ανάλυσης, στα πλαίσια της αποτίμησης, οι συντελεστές ασφαλείας του προσομοιώματος γ_{sd} που προβλέπονται στη § 4.5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6] αυξάνονται κατά 15%. Τελικά, οι συνδυασμοί φορτίσεων για τους οποίους γίνεται η αποτίμηση είναι:

Για την πιλοτή:

- Βασικός συνδυασμός: $1.15(1.35G+1.5Q)$
- Τυχηματικός συνδυασμός: $1.15(1.1G+0.3Q \pm E \pm 0.3E_{εγκ.})$

Για τα υπόλοιπα κτίρια:

- Βασικός συνδυασμός: $1.35G+1.5Q$
- Τυχηματικός συνδυασμός: $1.1G+0.3Q \pm E \pm 0.3E_{εγκ.}$

8.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ q

Για την ελαστική μέθοδο q ή αλλιώς ελαστική μέθοδο με χρήση ενιαίου δείκτη πλαστιμότητας q , έγινε αρχικά προσομοίωση των κτιρίων στο λογισμικό ETABS [1] σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν παραπάνω. Για την περίπτωση των πλήρως τοιχοπληρωμένου πλαισιακού και τοιχωματικού φορέα κατά τον ορισμό των σεισμικών φορτίσεων στο πρόγραμμα εισάχθηκε ο ενιαίος δείκτης πλαστιμότητας $q=1.7$, ο οποίος προσδιορίστηκε βάσει των πινάκων 4.1 και Σ4.4 των παραγράφων 4.6.1 και 4.6.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6] αντίστοιχα. Αναλυτικότερα, για στάθμη επιτελεστικότητας B $q^*/q'=1$, για ευμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων, για το πλαισιακό και το τοιχωματικό κτίριο, μελέτη κατασκευής προ του 1985 και απουσία ουσιωδών βλαβών σε πρωτεύοντα στοιχεία $q'=1.7$. Επομένως, $q=q^*=1.7$. Με παρόμοια διαδικασία, για δυσμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων, για τα κτίρια με πιλοτή και κοντά υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκε $q=1.3$.

Αρχικά, προσδιορίστηκε ο τρόπος αστοχίας των κατακόρυφων στοιχείων. Στοιχεία που διαρρέουν σε κάμψη πριν από τη διαρροή σε διάτμηση (δηλαδή όταν η $V_{Mu}=M_y/L_s$ είναι μικρότερη της $V_{rd,min}=\min(V_{rd,s}, V_{rd,max})$) μπορεί να θεωρηθούν ότι έχουν πλάστιμη συμπεριφορά, ενώ στην αντίθετη περίπτωση έχουν ψαθυρή συμπεριφορά (§ 7.1.2.6 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6]). Για τον υπολογισμό των $V_{rd,s}$, $V_{rd,max}$ χρησιμοποιήθηκε γωνία θ τέτοια ώστε $V_{rd,s} = V_{rd,max}$ και οι χαρακτηριστικές τιμές των υλικών διαιρεμένες με τους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_c=1.3$ και $\gamma_s=1.15$. Η ροπή αντοχής M_y υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση (Α.6) του ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΟΣ 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπως περιεγράφηκε αναλυτικά στην ενότητα 4 της παρούσας εργασίας. Ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε για τα κατακόρυφα στοιχεία της στάθμης του ισογείου. Μετά την εφαρμογή του παραπάνω ελέγχου προέκυψαν τα ακόλουθα αποτελέσματα:

-Πλαισιακό, Πιλοτή: Όλα τα κατακόρυφα στοιχεία έχουν πλάστιμη συμπεριφορά.

-Τοιχωματικό: Για διεύθυνση σεισμού X , Y ψαθυρή συμπεριφορά παρουσιάζουν τα τοιχώματα K_3 , K_4 , K_6 , K_8 , K_{10} .

-Πλαισιακό με κοντά υποστυλώματα: Για διεύθυνση σεισμού X ψαθυρή συμπεριφορά παρουσιάζουν τα υποστυλώματα K_1 , K_2 , K_3 , K_4 , K_8 , K_9 , K_{10} , ενώ για διεύθυνση σεισμού Y τα υποστυλώματα K_1 , K_2 , K_3 , K_4 , K_5 , K_7 , K_8 , K_{10} .

Για την περίπτωση των πλάστιμων στοιχείων, σύμφωνα με την § 9.3.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6] αρκεί να γίνει έλεγχος της ροπής αντοχής M_y που αντιστοιχεί στην αξονική δύναμη N για τον συνδυασμό φόρτισης $1.1G+0.3Q$ υπολογισμένη με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων υλικών, με τη δυσμενέστερη δρώσα ροπή M_{ed} εκ

των οκτώ διαφορετικών σεισμικών συνδυασμών φόρτισης. Επομένως, ο λόγος ανεπάρκειας για την περίπτωση των πλάστιμων στοιχείων ορίζεται ως $\lambda = \frac{M_{ed}}{M_y}$.

Για την περίπτωση των ψαθυρών στοιχείων αρκεί να γίνει έλεγχος της ικανοτικής τέμνουσας V_{sd} με την αντίστοιχη διατμητική αντοχή $V_{rd,min} = \min(V_{rd,s}, V_{rd,max})$, υπολογισμένη με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων υλικών. Η ικανοτική τέμνουσα υπολογίστηκε βάσει των ακόλουθων τύπων (§ 7.3.2 (β) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6]):

- Ικανοτική τέμνουσα υποστυλωμάτων:

$$V_{sd} = \gamma_{Rd} * \frac{M_{Rc,i} * \min\left(\frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}}; 1\right)_i + M_{Rc,j} * \min\left(\frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}}; 1\right)_j}{L_{καθ}}$$

, όπου η ροπή αντοχής M_{Rc} υπολογίζεται για τιμή της αξονικής δύναμης ίση με την αξονική λόγω σεισμικής δράσης και την αξονική από τις μη σεισμικές δράσεις του σεισμικού συνδυασμού, με χρήση των μέσων τιμών ιδιοτήτων υλικών και οι ΣM_{Rc} , ΣM_{Rb} αποτελούν το άθροισμα των προβολών κάθετα στη διεύθυνση της V_{sd} των καμπτικών αντοχών των υποστυλωμάτων και των δοκών που συντρέχουν στον εκάστοτε κόμβο, υπολογισμένες με μέσες τιμές ιδιοτήτων υλικών. Οι ροπές αντοχής M_{Rb} των δοκών υπολογίστηκαν για κάθε φορά της σεισμικής δράσης και για κάθε άκρο βάσει της προσεγγιστικής σχέσης $M_{Rb} = A_{s1} * f_{ym} * 0.9d$. Ο συντελεστής υπεραντοχής γ_{Rd} λήφθηκε ίσος με 1.4 (ΣΑΔ «Ικανοποιητική»).

- Ικανοτική τέμνουσα τοιχωμάτων:

$$V_{sd} = \frac{\gamma_{Rd} * M_{RW}}{M_{EW}} * V_E$$

, όπου V_E η δρώσα του τοιχώματος παράλληλα στη μεγάλη πλευρά, M_{EW} η καμπτική ροπή στη βάση του τοιχώματος με διάνυσμα κάθετο σε αυτό της V_E , M_{RW} η καμπτική αντοχή του τοιχώματος υπολογισμένη βάσει μέσων αντοχών των υλικών και με τιμή αξονική δύναμης που αντιστοιχεί στην υπόψη διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης και $\gamma_{Rd} = 1.4$ (ΣΑΔ «Ικανοποιητική»). Επομένως, για την περίπτωση των ψαθυρών στοιχείων, ο λόγος ανεπάρκειας ορίζεται ως $\lambda = \frac{V_{sd}}{V_{rd,min}}$.

8.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ m

Η μέθοδος των επιμέρους τοπικών δεικτών συμπεριφοράς m είναι και αυτή αντίστοιχη με την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος, και συνιστάται να εφαρμόζεται σε φορείς που παρουσιάζουν έντονη ανισοκατανομή των απαιτούμενων πλαστικών παραμορφώσεων. Η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα, εκτιμάται μέσω των δεικτών m. Η μέθοδος αυτή, είναι παρόμοια με την ελαστική δυναμική μέθοδο με δείκτη καθολικής συμπεριφοράς q, χωρίς όμως να προσδιορίζεται ένας ενιαίος δείκτης, με τον οποίο διαιρούνται τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση, αλλά προσδιορίζονται ξεχωριστοί δείκτες συμπεριφοράς για κάθε ένα δομικό στοιχείο, και αυτοί διαιρούνται με τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη. Οι δείκτες αυτοί, m, προσδιορίστηκαν σύμφωνα με όσα προαναφέρθηκαν στην ενότητα 4 της παρούσας εργασίας, για αξονική δύναμη N από το συνδυασμό φόρτισης 1.1G+0.3Q την οποία λάβαμε κατά την προκαταρκτική ανάλυση (q=1). Επιπλέον, ο προσδιορισμός των συντελεστών δυσκαμψίας γίνεται όπως περιγράφεται αναλυτικά στην ενότητα 5 της παρούσης.

Αρχικά, ομοίως με τη μέθοδο q, έγινε προσδιορισμός της μορφής αστοχίας των κατακόρυφων μελών και προέκυψαν τα ακόλουθα:

-Πλαισιακό, Πιλοτή: Όλα τα κατακόρυφα στοιχεία έχουν πλάστιμη συμπεριφορά.

-Τοιχωματικό: Για διεύθυνση σεισμού X ψαθυρή συμπεριφορά παρουσιάζουν τα τοιχώματα K₃, K₄, K₆, K₈, K₁₀, ενώ για διεύθυνση σεισμού Y τα K₃, K₆, K₈, K₁₀

-Πλαισιακό με κοντά υποστυλώματα: Για διεύθυνση σεισμού X ψαθυρή συμπεριφορά παρουσιάζουν τα υποστυλώματα K₁, K₂, K₃, K₄, K₈, K₉, K₁₀, ενώ για διεύθυνση σεισμού Y τα υποστυλώματα K₁, K₂, K₃, K₄, K₅, K₇, K₈, K₁₀.

Για την περίπτωση των πλάστιμων στοιχείων, σύμφωνα με την § 9.3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6] αρκεί να γίνει έλεγχος της ροπής αντοχής M_y που αντιστοιχεί στην αξονική δύναμη N για τον συνδυασμό φόρτισης 1.1G+0.3Q υπολογισμένη με τις μέσες τιμές ιδιοτήτων υλικών, με τη δυσμενέστερη δρώσα ροπή M_{ed} εκ των οκτώ διαφορετικών σεισμικών συνδυασμών φόρτισης διαιρεμένη κάθε φορά με τον αντίστοιχο τοπικό δείκτη πλαστιμότητας m για στάθμη επιτελεστικότητας B. Επομένως, ως συντελεστής ανεπάρκειας λ ορίζεται ο λόγος της δρώσας ροπής διαιρεμένη με τον αντίστοιχο τοπικό δείκτη πλαστιμότητας m προς την αντίστοιχη ροπή αντοχής, δηλαδή $\lambda = \frac{M_{ed}/m_B}{M_y}$.

Για την περίπτωση των ψαθυρών στοιχείων πραγματοποιείται η ίδια διαδικασία που περιεγράφηκε στην ελαστική μέθοδο q.

9. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

ΛΟΓΟΙ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΠΛΑΙΣΙΑΚΟΥ					ΛΟΓΟΙ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΠΙΛΟΤΗΣ				
ΠΛΑΣΤΙΜΑ					ΠΛΑΣΤΙΜΑ				
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ		ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y			ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ		ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y		
	ΜΕΘΟΔΟΣ Q	ΜΕΘΟΔΟΣ M	ΜΕΘΟΔΟΣ Q	ΜΕΘΟΔΟΣ M		ΜΕΘΟΔΟΣ Q	ΜΕΘΟΔΟΣ M	ΜΕΘΟΔΟΣ Q	ΜΕΘΟΔΟΣ M
Υποστ.	λ	λ	λ	λ	Υποστ.	λ	λ	λ	λ
K1	0,90	0,41	0,62	0,23	K1	2,33	1,42	2,26	1,28
K2	0,76	0,46	0,67	0,33	K2	2,12	1,36	2,53	1,49
K3	0,84	0,46	0,54	0,23	K3	2,25	1,46	2,16	1,26
K4	0,76	0,46	0,61	0,32	K4	2,04	1,42	2,33	1,50
K5	0,81	0,42	0,63	0,32	K5	2,18	1,36	2,32	1,48
K6	1,00	0,34	0,62	0,17	K6	2,90	1,04	2,70	0,89
K7	0,76	0,49	0,68	0,38	K7	2,17	1,50	2,96	1,92
K8	0,91	0,47	0,53	0,28	K8	2,64	1,41	1,87	1,12
K9	0,93	0,57	0,60	0,38	K9	2,98	1,95	2,05	1,38
K10	0,83	0,48	0,62	0,35	K10	2,35	1,75	2,26	1,67

Πίνακας 12: Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων πλασιακού και πιλοτής.

ΛΟΓΟΙ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΠΛΑΙΣ. ΜΕ ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ					
ΨΑΘΥΡΑ					
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ			ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y		
ΜΕΘΟΔΟΣ Q		ΜΕΘΟΔΟΣ M	ΜΕΘΟΔΟΣ Q		ΜΕΘΟΔΟΣ M
Υποστ.	λ	λ	Υποστ.	λ	λ
K1	1,85	1,47	K1	2,97	2,36
K2	4,49	2,41	K2	3,95	3,93
K3	5,07	5,15	K3	3,24	2,69
K4	4,72	5,36	K4	4,30	5,59
K8	5,30	3,94	K5	2,96	2,91
K9	1,86	1,86	K7	2,32	2,28
K10	4,91	5,14	K8	6,47	5,12
			K10	5,14	6,32
ΠΛΑΣΤΙΜΑ					
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ			ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y		
ΜΕΘΟΔΟΣ Q		ΜΕΘΟΔΟΣ M	ΜΕΘΟΔΟΣ Q		ΜΕΘΟΔΟΣ M
Υποστ.	λ	λ	Υποστ.	λ	λ
K5	1,07	0,67	K6	1,11	0,67
K6	1,34	0,77	K9	0,90	0,67
K7	0,99	0,73			

Πίνακας 13: Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων πλασιακού με κοντά υποστυλώματα περιμετρικά του ισογείου.

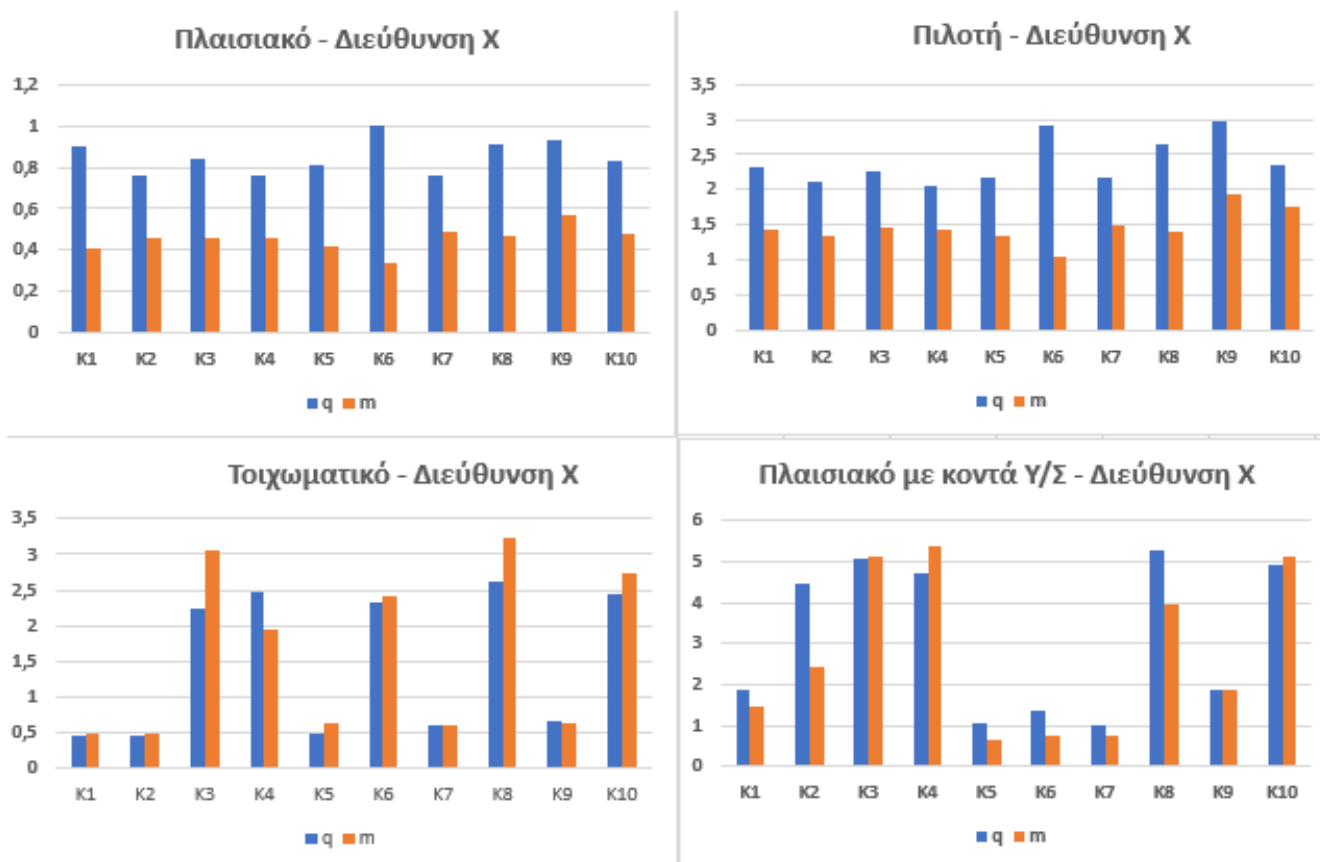
ΛΟΓΟΙ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΙΚΟΥ					
ΠΛΑΣΤΙΜΑ					
ΔΙΕΥΘ. Χ			ΔΙΕΥΘ. Υ		
ΜΕΘΟΔΟΣ Q		ΜΕΘΟΔΟΣ M	ΜΕΘΟΔΟΣ Q		ΜΕΘΟΔΟΣ M
Υποστ.	λ	λ	Υποστ.	λ	λ
K1	0,46	0,48	K1	0,42	0,22
K2	0,45	0,48	K2	0,51	0,28
K5	0,50	0,65	K5	0,53	0,28
K7	0,61	0,61	K7	0,74	0,57
K9	0,66	0,65	K9	0,70	0,57
K4	-	1,96	-		

Πίνακας 14: Λόγοι ανεπάρκειας πλάστιμων κατακόρυφων μελών τοιχωματικού κτιρίου.

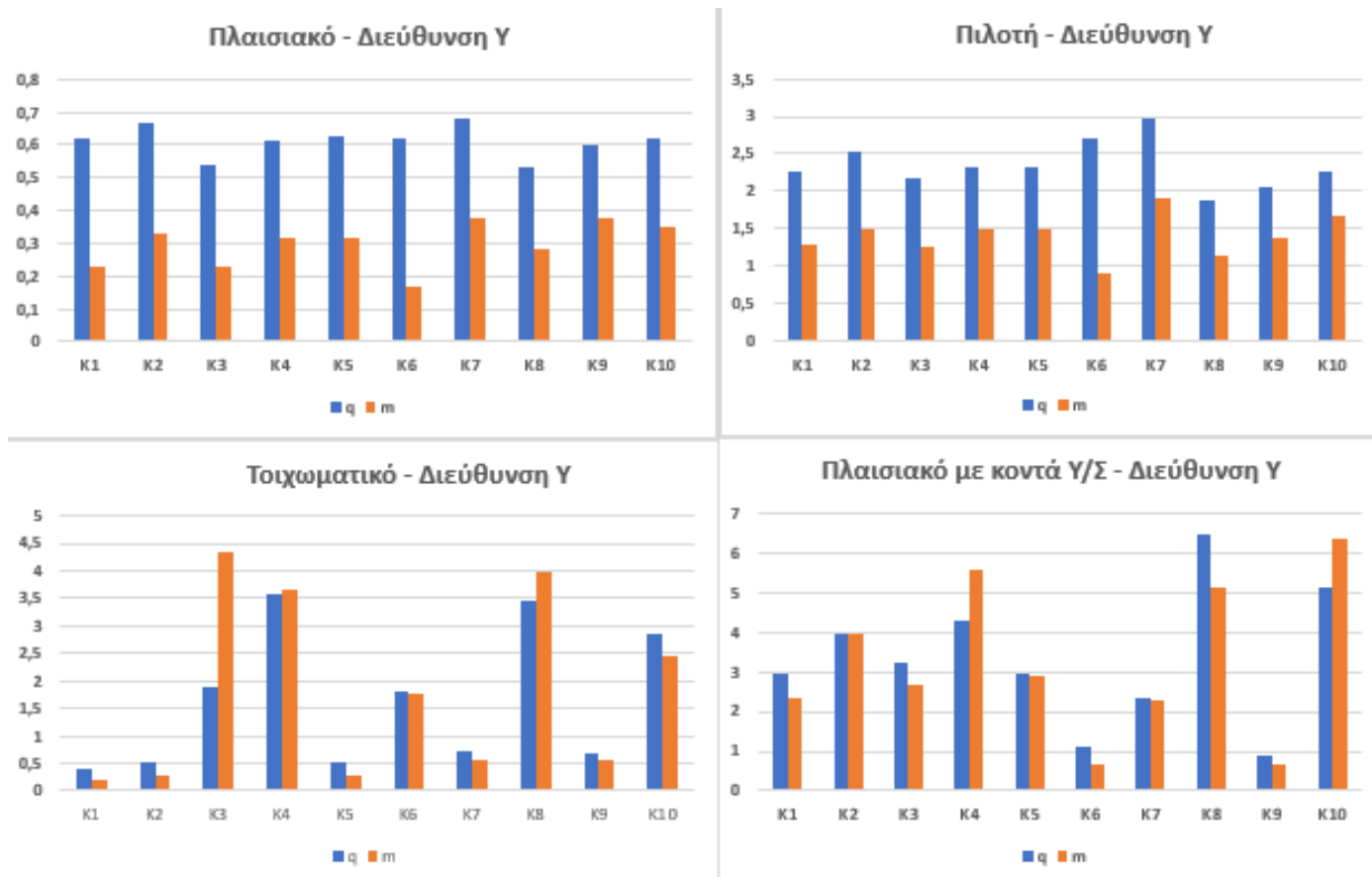
ΤΟΙΧΩΜΑΤΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ			ΤΟΙΧΩΜΑΤΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ		
ΨΑΘΥΡΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ			ΨΑΘΥΡΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
	ΜΕΘΟΔΟΣ Q	ΜΕΘΟΔΟΣ M		ΜΕΘΟΔΟΣ Q	ΜΕΘΟΔΟΣ M
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ			ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ		
Τοιχ.	λ	λ	Υπ.	λ	λ
K3	2,25	3,06	K4	2,48	-
K6	2,34	2,41	K8	2,62	3,23
K10	2,45	2,75	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ		
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ			K3	1,88	4,33
K4	3,56	3,66	K6	1,81	1,76
K8	3,45	3,99	K10	2,85	2,45

Πίνακας 15: Λόγοι ανεπάρκειας ψαθυρών κατακόρυφων μελών τοιχωματικού κτιρίου (τοιχωμάτων αριστερά και υποστυλωμάτων δεξιά).

Μια καλύτερη εικόνα των παραπάνω αποτελεσμάτων δίνεται στα γραφήματα που ακολουθούν όπου παρουσιάζονται οι λόγοι ανεπάρκειας κάθε κατακόρυφου μέλους για αναλύσεις q και m, διευθύνσεις X, Y και για τους τέσσερις τύπους κτιρίων.



Σχήμα 3: Λόγοι ανεπάρκειας κατακόρυφων στοιχείων των τεσσάρων κτιρίων για σεισμό στη διεύθυνση X.



Σχήμα 4: Λόγοι ανεπάρκειας κατακόρυφων στοιχείων των τεσσάρων κτιρίων για σεισμό στη διεύθυνση Υ.

10. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

10.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Σκοπός της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι ο προσδιορισμός των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση και η σύγκρισή τους με τις επιτρεπόμενες τιμές και τις ικανότητες των μελών που προκύπτουν από τα προσομοιώματα (§ 5.7.1.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [6]. Βασική προϋπόθεση για την εκτέλεση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι να εξασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» ΣΑΔ και η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική. Και στις τέσσερις περιπτώσεις κτιρίων που μελετήθηκαν οι δύο αυτές συνθήκες ικανοποιούνται. Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου έντασης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Το ίδιο προσομοίωμα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία, τα οποία αυξάνονται μονότονα μέχρι την αστοχία κάποιου μέλους. Κατά την διάρκεια της μονοτονικής φόρτισης καταγράφεται η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση σε ένα προκαθορισμένο κόμβο στο κέντρο μάζας της κορυφής της κατασκευής (κόμβος ελέγχου), από όπου προκύπτει η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής (τέμνουσα βάσης-μετακίνηση κόμβου ελέγχου). Η καμπύλη αυτή είναι προτιμότερο να χαράσσεται μέχρι ένα σημείο όπου θα περιλαμβάνει και την πτώση της φέρουσας ικανότητας του φορέα, έτσι ώστε να μας δώσει το μηχανισμό αστοχίας της κατασκευής. Για την περιγραφή της απόκρισης της κατασκευής λόγω του δυναμικού φαινομένου του σεισμού απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων (§ 5.7.3.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [6]. Στην παρούσα εργασία έγινε

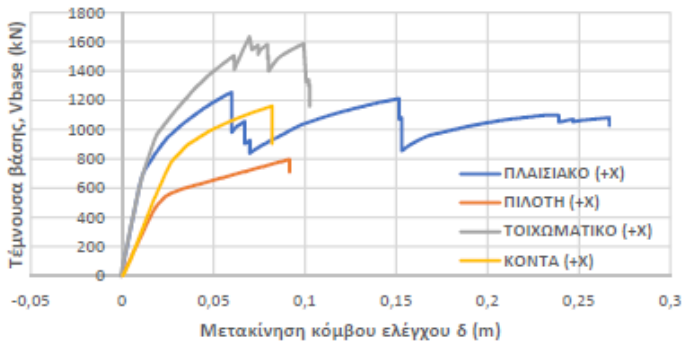
εφαρμογή μιας ομοιόμορφης και μιας ιδιομορφικής κατανομής φορτίων. Στην πρώτη περίπτωση τα οριζόντια φορτία που ασκούνται σε κάθε όροφο είναι ανάλογα της μάζας του ορόφου, ενώ στη δεύτερη περίπτωση τα φορτία ακολουθούν το προφίλ των αδρανειακών δυνάμεων της δεσπόζουσας ιδιομορφής στη διεύθυνση που μελετάται.

10.2 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

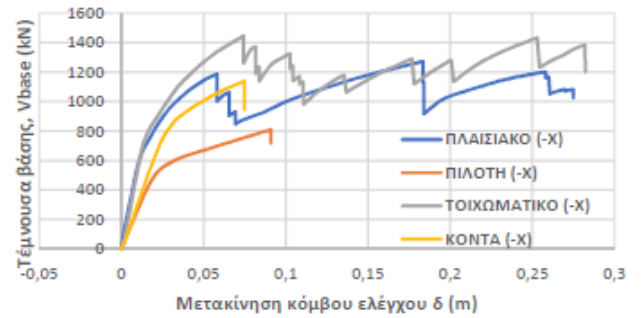
Αρχικά, αφότου προσομοιώθηκε η ανελαστική συμπεριφορά των μελών μέσω της επισύναψης των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα τους και των μειωμένων δυσκαμψιών όπως περιεγράφηκε στην ενότητα 5 της παρούσας εργασίας, ορίσαμε τις ανελαστικές φορτίσεις που καταπονούν το φορέα. Η φόρτιση του φορέα περιλαμβάνει δύο διαδοχικές στατικές ανελαστικές αναλύσεις. Η πρώτη περιλαμβάνει τα κατακόρυφα φορτία $1.1G+0.3Q$ και τερματίζεται όταν η επιβαλλόμενη δύναμη φτάσει το φορτίο που αντιστοιχεί στο $1.1G+0.3Q$. Η δεύτερη ανάλυση περιλαμβάνει τα οριζόντια φορτία και ξεκινάει μετά το πέρας της προηγούμενης. Η καμπύλη ικανότητας επιλέγεται να σχηματιστεί με τη μέθοδο ελέγχου των μετακινήσεων κατά την οποία η οριζόντια φόρτιση αυξάνει μέχρις ότου να επιτευχθεί η μετακίνηση στόχου, η οποία λαμβάνεται ίση με το 4% του συνολικού ύψους του κτιρίου. Επιλέγεται η κατασκευή να εξωθείται από επιβαλλόμενες μετακινήσεις που είτε ακολουθούν το προφίλ της κυρίαρχης ιδιομορφής στη διεύθυνση που εξετάζεται ή το προφίλ της ομοιόμορφης κατανομής. Συνολικά πραγματοποιήθηκαν οκτώ διαφορετικές ανελαστικές αναλύσεις για κάθε ένα εκ των εξεταζόμενων κτιρίων, τέσσερις για την ιδιομορφική κατανομή και τέσσερις για την ομοιόμορφη κατανομή, και συγκεκριμένα για τις διευθύνσεις $\pm X$, $\pm Y$. Ακολουθούν οι καμπύλες αντίστασης που προέκυψαν για όλα τα κτίρια για κάθε διεύθυνση σεισμικής φόρτισης μέχρι την πρώτη αστοχία πρωτεύοντος μέλους (κατακόρυφα στοιχεία) ή μέχρι αδυναμίας εύρεσης λύσης από το χρησιμοποιούμενο λογισμικό.

Α. ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

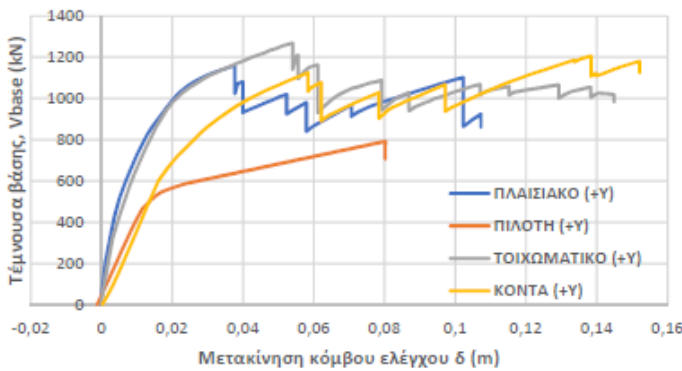
Ιδιομορφική φόρτιση (+X) - Σύγκριση μεταξύ πλαισιακού-πυλότης-τοιχωματικού και πλαισιακού με κοντά υπ.



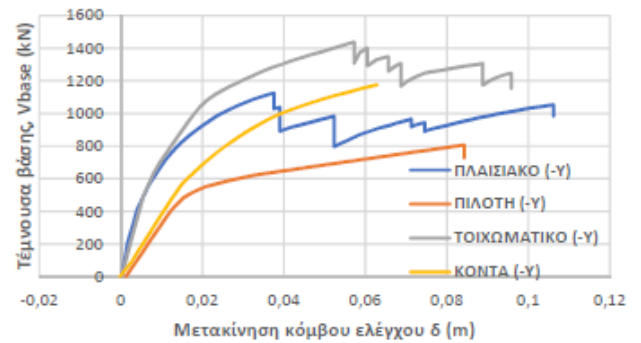
Ιδιομορφική φόρτιση (-X) - Σύγκριση μεταξύ πλαισιακού-πυλότης-τοιχωματικού και πλαισιακού με κοντά υπ.



Ιδιομορφική φόρτιση (+Y) - Σύγκριση μεταξύ πλαισιακού-πυλότης-τοιχωματικού και πλαισιακού με κοντά υπ.

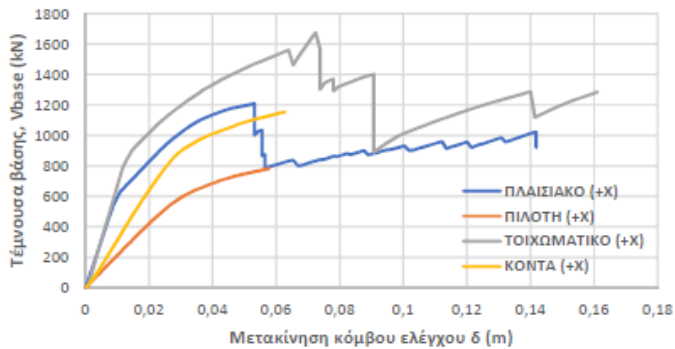


Ιδιομορφική φόρτιση (-Y) - Σύγκριση μεταξύ πλαισιακού-πυλότης-τοιχωματικού και πλαισιακού με κοντά υπ.

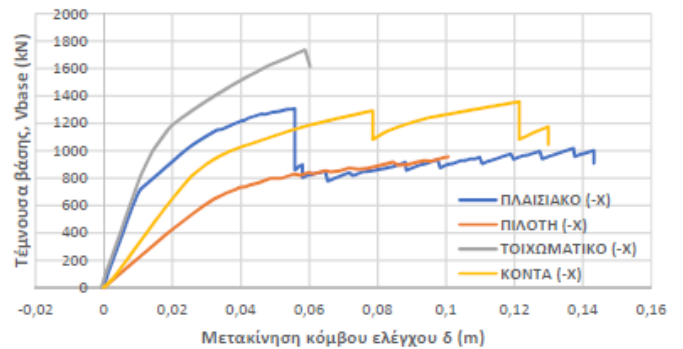


Β. ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

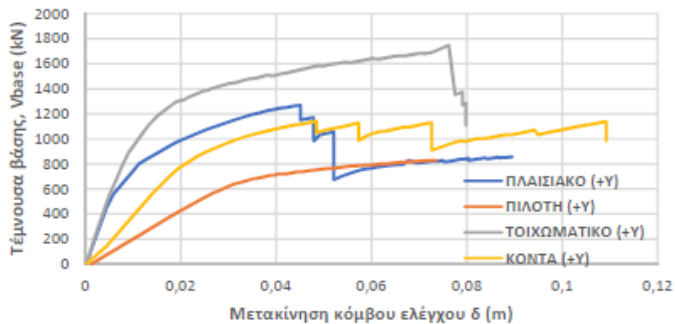
Ομοιόμορφη φόρτιση (+X) - Σύγκριση μεταξύ πλαισιακού-πυλότης-τοιχωματικού και πλαισιακού με κοντά υπ.



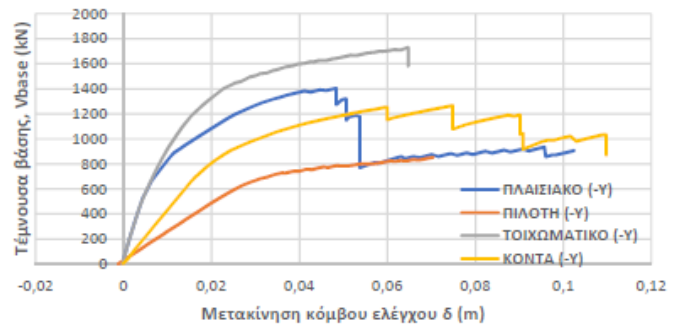
Ομοιόμορφη φόρτιση (-X) - Σύγκριση μεταξύ πλαισιακού-πυλότης-τοιχωματικού και πλαισιακού με κοντά υπ.



Ομοιόμορφη φόρτιση (+Y) - Σύγκριση μεταξύ πλαισιακού-πυλότης-τοιχωματικού και πλαισιακού με κοντά υπ.



Ομοιόμορφη φόρτιση (-Y) - Σύγκριση μεταξύ πλαισιακού-πυλότης-τοιχωματικού και πλαισιακού με κοντά υπ.

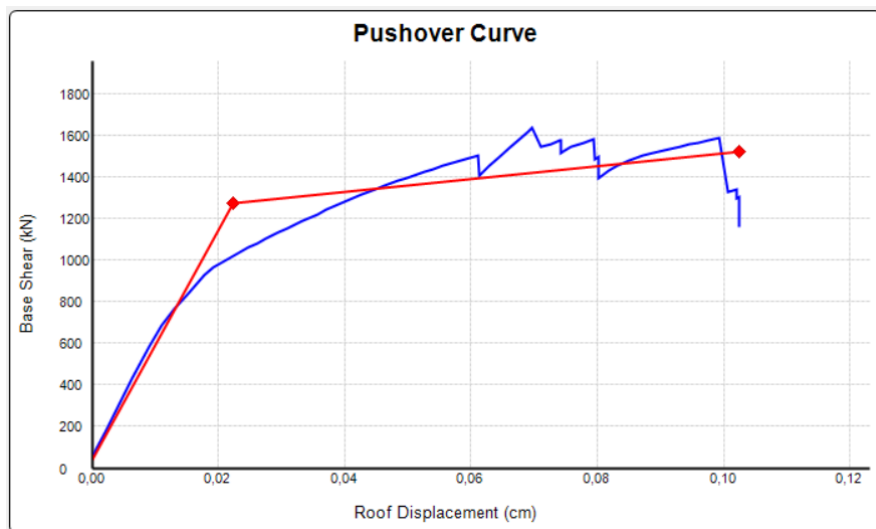


10.3 ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΟΠΟΙΗΣΗ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ, ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΚΑΙ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΛΟΓΟΥ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΩΝ ΦΟΡΕΩΝ

Η διγραμμικοποίηση των καμπυλών pushover που δίνονται ανωτέρω πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό BILIN το οποίο αναπτύχθηκε από το τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Α.Π.Θ. Τα βασικά σημεία του αλγορίθμου συνοψίζονται στα εξής:

1. Τα εμβαδά που σχηματίζονται μεταξύ της πραγματικής και της διγραμμικής καμπύλης πρέπει να είναι ίσα.
2. Το τελευταίο σημείο έως ότου χαράσσεται η καμπύλη (σημείο θεωρητικής αστοχίας) αντιστοιχεί σε πτώση αντοχής 25% της μέγιστης τέμνουσας βάσης.
3. Η ενεργός δυσκαμψία K_e (κλίση διγραμμικής καμπύλης) και η τέμνουσα βάσης στη διαρροή V_y υπολογίζονται μέσω μιας αναλυτικής διαδικασίας έτσι ώστε ο ελαστικός κλάδος της εξιδανικευμένης καμπύλης να τέμνει τη πραγματική στο σημείο όπου η τέμνουσα βάσης είναι ίση με το 60% της τέμνουσας διαρροής.
4. Η τέμνουσα στη θεωρητική αστοχία υπολογίζεται από τη σχέση $V_u = (2V_{\max} + V_{\text{τελ.}})/3$, όπου $V_{\text{τελ.}}$ είναι η τέμνουσα που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας δ_u και $V_{\max}$ η μέγιστη τέμνουσα βάσης της πραγματικής καμπύλης ικανότητας. Για την περίπτωση σταδιακής πτώσης της αντοχής παρατηρείται το σημείο θεωρητικής αστοχίας της διγραμμικής καμπύλης να βρίσκεται πάνω από τη πραγματική, ενώ για απότομη πτώση της αντοχής το σημείο βρίσκεται πάνω στη πραγματική καμπύλη ικανότητας.

Ενδεικτικά, παρουσιάζεται η διγραμμικοποιημένη καμπύλη για διεύθυνση σεισμού +X του τοιχωματικού κτιρίου υπό ιδιομορφική φόρτιση.



Σχήμα 3: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ιδιομορφικής φόρτισης για διεύθυνση +X του τοιχωματικού κτιρίου.

Αφότου ολοκληρώθηκε η ανάλυση και σχηματίστηκαν οι καμπύλες ικανότητας ακολουθεί ο προσδιορισμός της απαίτησης, την οποία επιβάλλει ένας σεισμός με δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού προκειμένου να διαπιστωθεί αν οι ανελαστικές παραμορφώσεις που αναπτύχθηκαν για την εν λόγω διέγερση (σημείο επιτελεστικότητας) υπολείπονται ή όχι της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου για αστοχία πρώτου κατακόρυφου μέλους. Το σημείο επιτελεστικότητας εκφράζεται μέσω της στοχευόμενης μετακίνησης δ_t , η οποία μπορεί να υπολογιστεί προσεγγιστικά από τη σχέση:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \frac{T_e^2}{4\pi^2} S_e(T)$$

, όπου T_e η τιμή της ισοδύναμης κυρίαρχης ιδιοπεριόδου ($T_e = T \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$), $S_e(T)$ η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού και αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο T_e , C_0 συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη διαφορά μεταξύ της φασματικής μετακίνησης ελαστικού ισοδύναμου φορέα και την αντίστοιχη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου του πραγματικού φορέα (για διώροφο κτίριο $C_0 = 1.2$), C_1 συντελεστής που συσχετίζει τη μετακίνηση ενός ελαστικού συστήματος με την αντίστοιχη πραγματική ενός ανελαστικού και υπολογίζεται ως εξής: $\begin{cases} C_1 = 1 & \text{για } T \geq T_c \\ C_1 = \frac{[1+(R-1)*T_e/T]}{R} & \text{για } T < T_c \end{cases}$ και $R = \frac{S_e/g}{V_y/W} C_m$

($C_m = 0.85$ και V_y/W ίσος με 0.15 για κτίρια με μικτό σύστημα ή 0.10 με αμιγώς πλαισιακό)

, C_2 συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόγχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση και λαμβάνεται σύμφωνα με τον Πίνακα Σ5.1 της § 5.7.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6] για φορέα τύπου 1 (κτίρια προ του 1985), C_3 συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων δευτέρας τάξεως ($C_3 = 1$ για συνήθη κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος).

Τέλος, υπολογίστηκε ο βαθμός ανεπάρκειας σε επίπεδο κατασκευής για κάθε περίπτωση φόρτισης και για τις 4 περιπτώσεις κτιρίων με αστοχία πρώτου μέλους. Ο λόγος αυτός ορίζεται ως το πηλίκο της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής προς τη μετακίνηση της κατασκευής όταν αστοχεί το πρώτο κατακόρυφο μέλος, δηλαδή $\lambda = \frac{\delta_t}{\text{μετακ. στην αστοχία 1ου κατ. μέλους}}$. Ακολούθως δίνονται οι πίνακες των αποτελεσμάτων της ανελαστικής στατικής ανάλυσης.

PUSHOVER - ΛΟΓΟΙ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΣΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ						
	ΠΛΑΙΣΙΑΚΟ			ΠΙΛΟΤΗ		
	Στοχευόμενη μετακίνηση $\delta(t)$ [m]	Μετακίνηση στην αστοχία του 1ου κατ. μέλους για στάθμη επιτ. Β [m]	Λόγος ανεπάρκειας	Στοχευόμενη μετακίνηση $\delta(t)$ [m]	Μετακίνηση στην αστοχία του 1ου κατ. μέλους για στάθμη επιτ. Β [m]	Λόγος ανεπάρκειας
ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ (+X)	0,0327	0,0614	0,532	0,074	0,041	1,802
ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ (-X)	0,0331	0,0400	0,828	0,073	0,037	1,954
ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ (+Y)	0,0248	0,0470	0,527	0,067	0,032	2,074
ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ (-Y)	0,0260	0,0486	0,534	0,079	0,034	2,369
ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (+X)	0,0332	0,0515	0,643	0,074	0,051	1,449
ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-X)	0,0326	0,0571	0,571	0,073	0,052	1,418
ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (+Y)	0,0261	0,0451	0,579	0,076	0,035	2,185
ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-Y)	0,0247	0,0484	0,511	0,071	0,051	1,378

Πίνακας 16: Λόγοι ανεπάρκειας πλαισιακού κτιρίου και πιλοτής σε επίπεδο κατασκευής για ιδιομορφικές και ομοιόμορφες φορτίσεις.

PUSHOVER - ΛΟΓΟΙ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΣΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ						
	ΤΟΙΧΩΜΑΤΙΚΟ			ΚΟΝΤΑ		
	Στοχευόμενη μετακίνηση $\delta(t)$ [m]	Μετακίνηση στην αστοχία του 1ου κατ. μέλους για στάθμη επιτ. Β [m]	Λόγος ανεπάρκειας	Στοχευόμενη μετακίνηση $\delta(t)$ [m]	Μετακίνηση στην αστοχία του 1ου κατ. μέλους για στάθμη επιτ. Β [m]	Λόγος ανεπάρκειας
ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ (+X)	0,030	0,063	0,480	0,066	0,034	1,933
ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ (-X)	0,032	0,068	0,475	0,061	0,061	0,998
ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ (+Y)	0,025	0,057	0,437	0,074	0,042	1,766
ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ (-Y)	0,026	0,030	0,846	0,072	0,044	1,620
ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (+X)	0,032	0,040	0,812	0,066	0,039	1,666
ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-X)	0,030	0,062	0,485	0,065	0,060	1,084
ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (+Y)	0,037	0,041	0,905	0,074	0,047	1,570
ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-Y)	0,025	0,023	1,099	0,072	0,058	1,243

Πίνακας 12: Λόγοι ανεπάρκειας τοιχωματικού και πλαισιακού με κοντά υποστυλώματα στην περίμετρο του ισογείου σε επίπεδο κατασκευής για ιδιομορφικές και ομοιόμορφες φορτίσεις.

11. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΟΣΟΣΤΩΝ ΠΑΡΑΛΑΒΗΣ ΤΗΣ ΣΥΝΟΛΙΚΗΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ ΑΠΟ Υ/Σ, ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΚΑΙ ΚΟΝΤΑ Υ/Σ ΑΠΟ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΣΧΕΣΕΙΣ

Στη συγκεκριμένη ενότητα παρουσιάζονται αναλυτικά τα ποσοστά παραλαβής τέμνουσας βάσης από τα υποστυλώματα, τα τοιχώματα και τα κοντά υποστυλώματα στο τοιχωματικό κτίριο και στο πλαισιακό με κοντά υποστυλώματα στην περίμετρό του ισογείου.

$$\frac{\Sigma V_i^{υπ.}}{V_{tot}}, \frac{\Sigma V_i^{τοιχ.}}{V_{tot}}, \frac{\Sigma V_i^{κ.υπ.}}{V_{tot}}, \text{ όπου } V_{tot} = \Sigma V_i^{υπ.} + \Sigma V_i^{τοιχ.} + \Sigma V_i^{κ.υπ.}$$

Υπολογίζονται, αρχικά, οι παραπάνω λόγοι, όπου V_i η τέμνουσα από ανάλυση που αναλαμβάνεται από κάθε κατακόρυφο μέλος στη φάση αστοχίας του φορέα. Στη συνέχεια, αυτοί συγκρίνονται με τους αντίστοιχους, όπου:

1. $V_i = V_{Ri} = \min(V_R, V_{R,max})$, η διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου Ο/Σ αγνοώντας την παρουσία οπλισμού και θεωρώντας $\mu_\theta^{pl} = 1$ (Παράρτημα 7Γ ΚΑΝ.ΕΠΕ.), όπου

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N; 0.55A_c f_c) + 0.05[0.08 * (1 - 0.16 \min(5; a_s)) \sqrt{f_c} A_c]$$

Για τοιχώματα η διατμητική αντοχή σε λοξή θλίψη δίνεται από τη σχέση:

$$V_{R,max} = 0,799 \left(1 + 1.8 \min \left(0.15; \frac{N}{A_c f_c} \right) \right) 1.44 (1 - 0.2 \min(2; a_s) \sqrt{f_c} b_w z)$$

,ενώ για κοντά υποστυλώματα:

$$V_{R,max} = 0,56 \left(1 + 1.35 \frac{N}{A_c f_c} \right) \sqrt{\min(40; f_c)} b_w z \sin 2\delta, \quad (\tan \delta = h/2L_s)$$

2. $V_i = V_{cd} = [(35 \sqrt{1 + \sqrt{0.2/d}} f_{ck}^{1/6}) (1 + \sqrt{0.2/d}) f_{ck}^{1/3} + 0.15(N/A_c)] b_w d$, η

τέμνουσα αντοχής κατά ΕΚ2 αγνοώντας την παρουσία οπλισμού.

3. $V_i = \min(V_{Rd,s}, V_M)$, όπου $V_{Rd,s}$ κατά ΕΚ2 και $V_M = \frac{M_R}{L_s}$

4. Με τους λόγους δυσκαμψιών υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων και κοντών υποστυλωμάτων:

$$\frac{\Sigma k_i^{υπ.}}{k_{tot}}, \frac{\Sigma k_i^{τοιχ.}}{k_{tot}}, \frac{\Sigma k_i^{κ.υπ.}}{k_{tot}}, \text{ όπου } k_{tot} = \Sigma k_i$$

, όπου:

- a) k_i = σύμφωνα με τις σχέσεις της §Σ7.1.2.2δ του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- b) $k_i = \frac{M_y L_s}{\theta_y}$ σύμφωνα με τις σχέσεις της §Σ7.2.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στους πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν για τα δύο κτίρια, τόσο από την ανάλυση, όσο και από τις παραπάνω προσεγγιστικές σχέσεις.

ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

	Τοιχωματικό - $\Sigma V_i/V_{tot}$ από ανάλυση			
	Διεύθ.	Μέθοδος Q	Μέθοδος M	Μέθοδος Pushover
Υ/Σ	X	0,20	0,18	0,19
	Y	0,31	0,34	0,32
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ	X	0,80	0,82	0,81
	Y	0,69	0,66	0,68

Πίνακας 18: Ποσοστά τέμνουσας βάσης που παραλαμβάνονται από Υ/Σ και τοιχώματα στον τοιχωματικό φορέα, με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

	Τοιχωματικό - $\Sigma V_i/V_{tot}$ από προσεγγιστικούς τύπους			
	Διεύθ.	V_{Ri} (7Γ ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	V_{cd} κατά ΕΚ2	$V_i = \min(V_{Rd,s}, V_M)$
Υ/Σ	X	0,50	0,60	0,49
	Y	0,69	0,78	0,73
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ	X	0,50	0,40	0,51
	Y	0,31	0,22	0,27

Πίνακας 19: Ποσοστά τέμνουσας βάσης που παραλαμβάνονται από Υ/Σ και τοιχώματα στον τοιχωματικό φορέα, με βάση τις προσεγγιστικές σχέσεις.

	Τοιχωματικό - $\Sigma k_i/k_{tot}$ από τύπους ΚΑΝ.ΕΠΕ.		
	Διεύθ.	k_i (§Σ7.1.2.2δ ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	k_i (§Σ7.2.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)
Υ/Σ	X	0,057	0,061
	Y	0,113	0,110
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ	X	0,943	0,939
	Y	0,887	0,890

Πίνακας 20: Ποσοστά δυσκαμψιών που παραλαμβάνονται από Υ/Σ και τοιχώματα στον τοιχωματικό φορέα.

ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

	Κοντά υπ. - $\Sigma V_i/V_{tot}$ από ανάλυση			
	Διεύθ.	Μέθοδος Q	Μέθοδος M	Μέθοδος Pushover
Υ/Σ	X	0,22	0,16	0,24
	Y	0,13	0,05	0,16
ΚΟΝΤΑ ΥΠ.	X	0,78	0,84	0,76
	Y	0,87	0,95	0,84

Πίνακας 21: Ποσοστά τέμνουσας βάσης που παραλαμβάνονται από Υ/Σ και κοντά Υ/Σ στον πλαισιακό φορέα, με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

	Κοντά υπ. - $\Sigma V_i/V_{tot}$ από προσεγγιστικούς τύπους			
	Διεύθ.	V_{Ri} (7Γ ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	V_{cd} κατά ΕΚ2	$V_i = \min(V_{Rd,s}, V_M)$
Υ/Σ	X	0,20	0,68	0,26
	Y	0,14	0,83	0,19
ΚΟΝΤΑ ΥΠ.	X	0,80	0,32	0,74
	Y	0,86	0,17	0,81

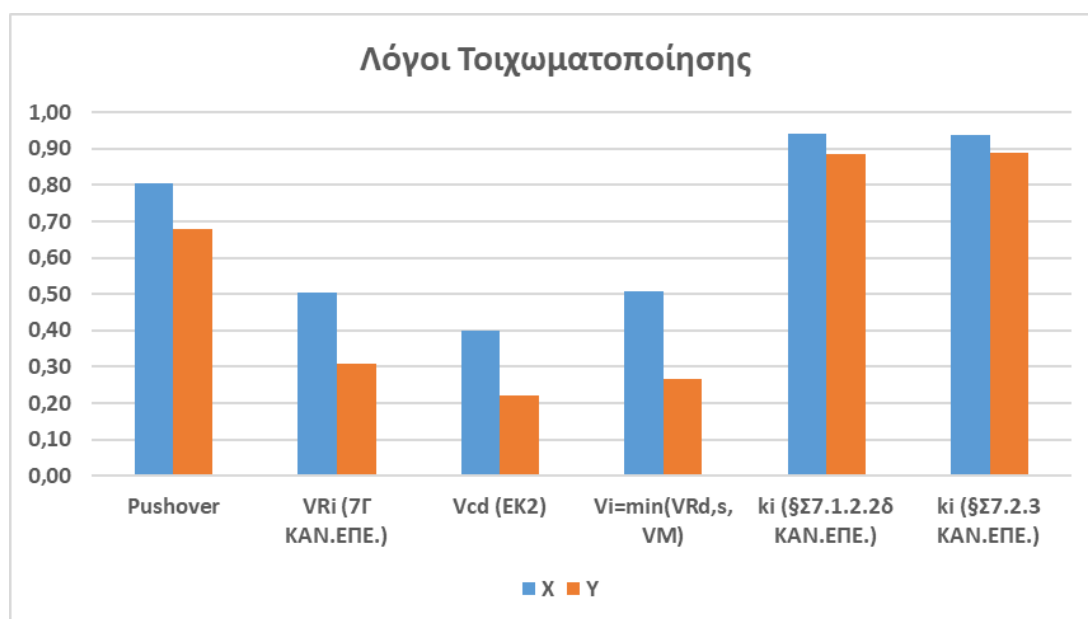
Πίνακας 22: Ποσοστά τέμνουσας βάσης που παραλαμβάνονται από Υ/Σ και κοντά Υ/Σ στον πλαισιακό φορέα, με βάση τις προσεγγιστικές σχέσεις.

	Κοντά υπ. - Σki/ktot από τύπους ΚΑΝ.ΕΠΕ.		
	Διεύθ.	k_i (§Σ7.1.2.2δ ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	k_i (§Σ7.2.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)
Υ/Σ	Χ	0,52	0,58
	Υ	0,41	0,48
ΚΟΝΤΑ ΥΠ.	Χ	0,48	0,42
	Υ	0,59	0,52

Πίνακας 23: Ποσοστά δυσκαμψιών που παραλαμβάνονται από Υ/Σ και κοντά Υ/Σ στον πλαισιακό φορέα.

11.1 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΙΚΟ ΦΟΡΕΑ

Στο γράφημα που ακολουθεί παρουσιάζονται τα ποσοστά παραλαβής τέμνουσας από τα τοιχώματα στον τοιχωματικό φορέα, όπως αυτά προέκυψαν από ανάλυση και μέσω προσεγγιστικών σχέσεων αντίστοιχα. Από τις μεθόδους ανάλυσης επιλέχθηκαν να παρουσιαστούν τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover) καθώς παρέχουν μεγαλύτερη ακρίβεια σε σχέση με τις ελαστικές αναλύσεις.



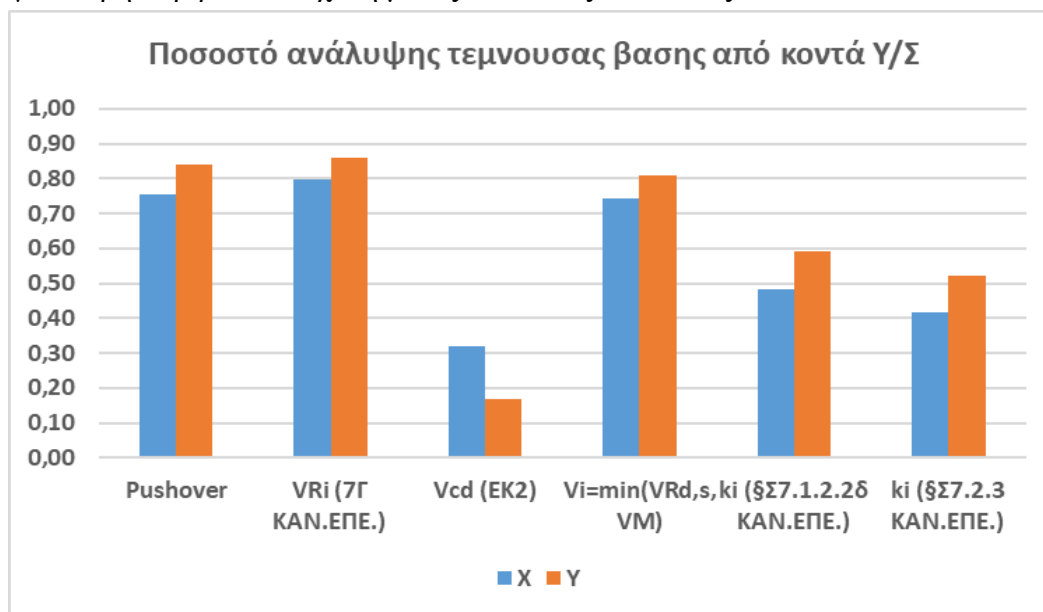
Σχήμα 5: Σύγκριση ποσοστών παραλαβής τέμνουσας από τοιχώματα, υπολογισμένα με ανάλυση (πρώτες δύο μπάρες) και με χρήση προσεγγιστικών σχέσεων (υπόλοιπες μπάρες).

Από το παραπάνω γράφημα καταλήγουμε στα εξής συμπεράσματα:

- Ο λόγος k_i για την περίπτωση άγνωστου οπλισμού προσεγγίζει σημαντικά αυτόν που προκύπτει από τις «ακριβείς» τιμές δυσκαμψίας.
- Οι λόγοι των δυσκαμψιών k_i είναι μεγαλύτεροι από τον λόγο τοιχωματοποίησης της Pushover, γεγονός που σημαίνει ότι μεγαλύτερο ποσοστό τέμνουσας βάσης παραλαμβάνεται από τα τοιχώματα σε σχέση με τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Συνεπώς δεν αποτελεί καλή προσέγγιση του λόγου τοιχωματοποίησης.
- Αντίθετα, οι προσεγγιστικοί λόγοι τέμνουσών παρέχουν συντηρητικότερα αποτελέσματα από αυτά της Pushover, άρα συνιστούν καλή προσέγγιση του λόγου τοιχωματοποίησης.
- Οι λόγοι με βάση τις τέμνουσες αντοχής $V_i = V_{Ri}$ κατά Παράρτημα 7Γ ΚΑΝ.ΕΠΕ. και $V_i = \min(V_{Rd,s}, V_M)$ προσεγγίζουν καλύτερα το βαθμό τοιχωματοποίησης που προέκυψε από την ανελαστική στατική ανάλυση (pushover).

11.2 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑΚΟ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

Ομοίως, στο γράφημα που ακολουθεί παρουσιάζονται τα ποσοστά παραλαβής τέμνουσας από τα κοντά υποστυλώματα στον πλασιακό φορέα με κοντά Υ/Σ στην περίμετρο του ισογείου, όπως αυτά προέκυψαν από ανάλυση και μέσω προσεγγιστικών σχέσεων αντίστοιχα. Από τις μεθόδους ανάλυσης επιλέχθηκαν να παρουσιαστούν τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover) καθότι παρέχουν μεγαλύτερη ακρίβεια σε σχέση με τις ελαστικές αναλύσεις.



Σχήμα 6: Σύγκριση ποσοστών παραλαβής τέμνουσας από κοντά Υ/Σ, υπολογισμένα με ανάλυση (πρώτες δύο μπάρες) και με χρήση προσεγγιστικών σχέσεων (υπόλοιπες μπάρες).

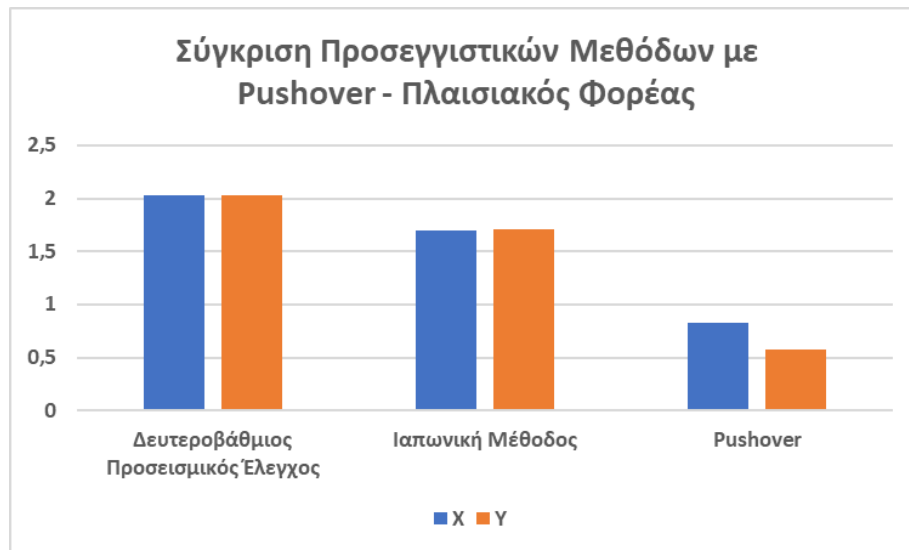
Από το παραπάνω γράφημα καταλήγουμε στα εξής συμπεράσματα:

- Οι λόγοι k_i για την περίπτωση άγνωστου οπλισμού προσεγγίζουν σημαντικά τις «ακριβείς» τιμές δυσκαμψίας.
- Αντίθετα, οι προσεγγιστικοί λόγοι τέμνουσών από $V_i = V_{Ri}$ κατά Παράρτημα 7Γ ΚΑΝ.ΕΠΕ. παρέχουν μια ευνοϊκότερη εικόνα του φορέα από αυτήν της ανάλυσης, εφόσον μεγάλο μέρος της τέμνουσας βάσης παραλαμβάνεται από τα κοντά υποστυλώματα. Συνεπώς δεν αποτελεί καλή προσέγγιση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης.
- Ο λόγος που προκύπτει από τη σχέση $V_i = \min(V_{Rd,s}, V_M)$ αποτελεί την καλύτερη προσέγγιση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης Pushover για την περίπτωση των κοντών υποστυλωμάτων.
- Από την pushover προέκυψε ότι αρκετά μεγάλο ποσοστό της τέμνουσας βάσης παραλαμβάνεται από τα κοντά υποστυλώματα. Αυτό μπορεί να οφείλεται στον μη συνυπολογισμό του ποσοστού μείωσης της γωνίας στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή λόγω ψαθυρότητας των κοντών Υ/Σ.

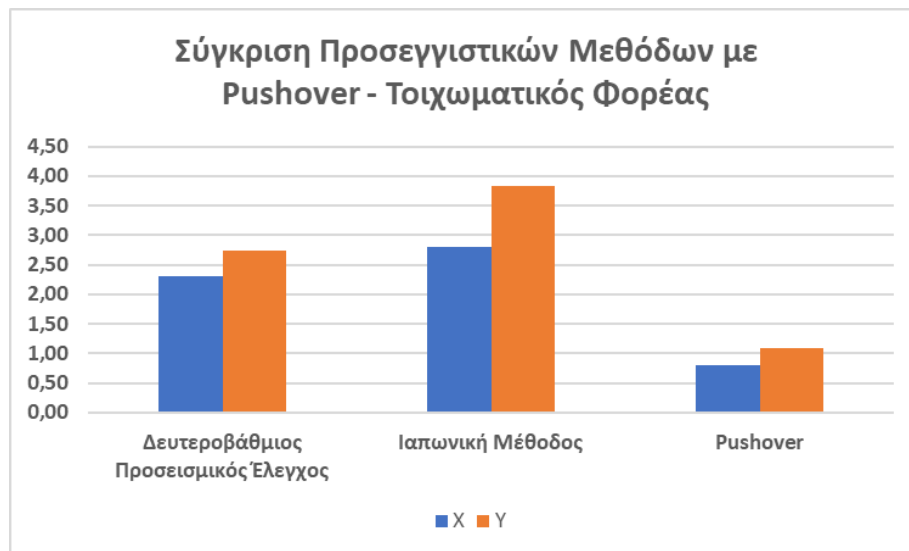
12. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΓΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑΚΟ ΚΑΙ ΤΟΙΧΩΜΑΤΙΚΟ ΦΟΡΕΑ

Στην παρούσα ενότητα γίνεται σύγκριση των λόγων ανεπάρκειας του πλασιακού και του τοιχωματικού φορέα, όπως αυτοί προέκυψαν από τις προσεγγιστικές μεθόδους (Ιαπωνική μέθοδος, Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος) και από την ανελαστική

στατική ανάλυση. Ακολούθως παρουσιάζονται τα γραφήματα για κάθε περίπτωση φορέα.



Σχήμα 6: Σύγκριση λόγων ανεπάρκειας πλαισιακού φορέα, υπολογισμένων με προσεγγιστικές μεθόδους ανάλυσης και με ανελαστική στατική ανάλυση.



Σχήμα 7: Σύγκριση λόγων ανεπάρκειας τοιχωματικού φορέα, υπολογισμένων με προσεγγιστικές μεθόδους ανάλυσης και με ανελαστική στατική ανάλυση.

Από τα παραπάνω γραφήματα καταλήγουμε στα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Και στις δύο περιπτώσεις κτιρίων παρατηρούμε ότι οι λόγοι ανεπάρκειας που προέκυψαν με τη χρήση των προσεγγιστικών μεθόδων διαφέρουν σε μεγάλο βαθμό από αυτούς της ανελαστικής ανάλυσης.
- Στον πλαισιακό φορέα παρατηρούμε ότι τα αποτελέσματα της Ιαπωνικής Μεθόδου πλησιάζουν περισσότερο τα αντίστοιχα της Pushover χωρίς αυτό να την καθιστά κατάλληλη μέθοδο για την αποτίμηση της κατασκευής.
- Στον τοιχωματικό φορέα παρατηρούμε ότι ο Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος πλησιάζει περισσότερο τα αποτελέσματα της ανελαστικής από ότι η Ιαπωνική μέθοδος.

13. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σύμφωνα με τα παραπάνω εξήχθησαν τα εξής συμπεράσματα:

1. Στην περίπτωση τόσο του πλαισιακού φορέα όσο και της πιλοτής όλα τα στοιχεία παρουσιάζουν πλαστικό τρόπο αστοχίας, δηλαδή η αστοχία σε κάμψη προηγείται αυτής σε διάτμηση και επομένως πρέπει να ενισχυθούν σε κάμψη. Αντίθετα, μεγάλο μέρος των κατακόρυφων μελών στις περιπτώσεις του τοιχωματικού και του φορέα με κοντά υποστυλώματα παρουσιάζει ψαθυρό τρόπο αστοχίας.
2. Με εφαρμογή των ελαστικών μεθόδων ανάλυσης με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς q και με τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας m , αντίστοιχα προέκυψαν ότι ο πλήρως τοιχοπληρωμένος πλαισιακός φορέας παρουσιάζει 100% επάρκεια, η πιλοτή παρουσιάζει 90% , 100% ανεπάρκεια για τις μεθόδους q και m , αντίστοιχα, ενώ στον τοιχωματικό και στον πλαισιακό φορέα με κοντά υποστυλώματα στην περίμετρο του ισογείου όλα τα πλαστικά κατακόρυφα μέλη παρουσιάζουν επάρκεια, ενώ όλα τα ψαθυρά αστοχούν με μεγάλους βαθμούς ανεπάρκειας.
3. Συγκρίνοντας τις καθ' ύψος κατανομές των αδρανειακών δυνάμεων, παρατηρούμε ότι οι φορτίσεις στις διάφορες διευθύνσεις, κατά τις οποίες επιβλήθηκε προφίλ μετακινήσεων βάσει της κυρίαρχης ιδιομορφής για κάθε πρωτεύουσα διεύθυνση, κατέδειξαν στη πλειονότητά τους δυσμενέστερα αποτελέσματα συγκριτικά με τις αντίστοιχες φορτίσεις όπου έγινε χρήση ομοιόμορφης κατανομής, καθώς στη δεύτερη περίπτωση τόσο η τέμνουσα βάσης όσο και η μετακίνηση κατά την οποία επέρχεται αστοχία (πλαστιμότητα) εμφανίζουν μεγαλύτερες τιμές. Βέβαια στη περίπτωση της ιδιομορφικής κατανομής παρατηρούμε ότι η αστοχία του φορέα επέρχεται σταδιακά, ενώ στη περίπτωση της ομοιόμορφης κατανομής η απώλεια της φέρουσας ικανότητας είναι ακαριαία.
4. Με βάση τις καμπύλες της ανελαστικής στατικής ανάλυσης παρατηρούμε ότι σε όλες τις περιπτώσεις φόρτισης και για όλες τις διευθύνσεις ο τοιχωματικός φορέας εμφανίζει τη μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης από τα υπόλοιπα κτίρια. Το γεγονός αυτό οφείλεται στην ύπαρξη των τοιχωμάτων τα οποία, όπως προκύπτει και από το βαθμό τοιχωματοποίησης, παραλαμβάνουν μεγάλο ποσοστό της τέμνουσας βάσης. Ακολουθούν κατά σειρά ο πλήρως τοιχοπληρωμένος πλαισιακός φορέας, ο πλαισιακός φορέας με κοντά υποστυλώματα και τέλος η πιλοτή, η οποία παρουσιάζει ανεπάρκεια κατακόρυφων μελών στα πρώτα κιόλας βήματα.
5. Σύμφωνα με τις ίδιες καμπύλες ο πλήρως τοιχοπληρωμένος πλαισιακός φορέας εμφανίζει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης από τον πλαισιακό φορέα με πιλοτή. Το γεγονός αυτό καταδεικνύει ότι οι τοιχοπληρώσεις δρουν ευνοϊκά στο κτίριο.
6. Οι λόγοι δυσκαμψιών δεν αποτελούν καλή προσέγγιση για τον προσδιορισμό του βαθμού τοιχωματοποίησης ενός κτιρίου.
7. Για την περίπτωση του ποσοστού παραλαβής της τέμνουσας βάσης από τα κοντά υποστυλώματα/ τοιχώματα καλύτερη προσέγγιση συνιστά ο υπολογισμός αυτού με χρήση της σχέσης $V_i = \min(V_{Rd,s}, V_M)$.
8. Για την περίπτωση υπολογισμού του βαθμού τοιχωματοποίησης καλή προσέγγιση δίνει και η σχέση $V_i = V_{Ri}$ κατά Παράρτημα 7Γ ΚΑΝ.ΕΠΕ.
9. Μετά από σύγκριση των αποτελεσμάτων των προσεγγιστικών μεθόδων με τα αντίστοιχα της αναλυτικής επίλυσης προέκυψε ότι η Ιαπωνική μέθοδος αποτελεί καλύτερη προσέγγιση της αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας των πλαισιακών φορέων.
10. Για την περίπτωση των τοιχωματικών φορέων καλύτερη προσέγγιση αποτελεί ο δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος.

14. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] CSI ETABS manual.
- [2] Μανώλης Γ. Σφακιανάκης (2017), Πρόγραμμα BIAx, Οδηγίες Χρήσης, Έκδοση 2017.01, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- [3] Στέφανος Η. Δρίτσος (2018), “Σημειώσεις Μεταπτυχιακού Μαθήματος: Ανασχεδιασμός Υφιστάμενων Κατασκευών”, Πάτρα.
- [4] Κεφάλαι Π. (2016), “Αποτίμηση υφιστάμενου κτιρίου κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.”, 22^ο Φοιτητικό Συνέδριο Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών.
- [5] Λάτσος Λεωνίδας-Χρήστος (2012), Αποτίμηση και Ανασχεδιασμός Κτιρίων με Χρήση Ελαστικής και Ανελαστικής Ανάλυσης με Έμφαση στα Σύνθετα Υλικά, Διπλωματική Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- [6] ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013, Κανονισμός Επεμβάσεων, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, 1η Αναθεωρημένη Έκδοση Ιούλιος 2013, Πάτρα (ΦΕΚ 2187/Β/05-09-2013)
- [7] ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013, Κανονισμός Επεμβάσεων, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, 2η Αναθεωρημένη Έκδοση 2017, Αθήνα (ΦΕΚ 2984/Β/30-08-2017).
- [8] ΕΑΚ 2000 (2001), Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, Αθήνα.
- [9] ΕΚΩΣ 2000 (2001), Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 2000, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, Αθήνα.
- [10] Φαρδής Ν. Μιχαήλ (2016), Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος, Μέρος Ι, ΙΙ και ΙΙΙ, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- [11] Παναγιώτης. Τσίκας – Στέφανος. Δρίτσος (2009), «Διερεύνηση του τρόπου προσομοίωσης τοιχοπληρώσεων πλαισίων με ανοίγματα, σε κατασκευές Ο.Σ., 16ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Πάφος, Κύπρος.