

ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΟΛΥΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΜΕ PILOTIS

ΙΑΣΩΝ ΓΡΗΓΟΡΑΤΟΣ

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία εξετάστηκε μια πολυκατοικία του 1993 με pilotis και τέσσερις τυπικούς ορόφους, που είχε μελετηθεί με παραδοχή τριγωνικής κατανομής. Για τις επιλύσεις της παρούσης εργασίας χρησιμοποιήθηκε η ανελαστική στατική ανάλυση με βάση την μέθοδο του σταδιακού ελέγχου των μετακινήσεων (Pushover). Η κατασκευή ελέγχθηκε για τις στάθμες επιτελεσματικότητας Β και Γ για τον σεισμό σχεδιασμού και για την στάθμη Α για σεισμό με περίοδο εμφάνισης τα 42 χρόνια. Επίσης ενισχύθηκε με μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ..

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΘΕΜΑ

Στόχος της παρούσης εργασίας είναι η αποτίμηση της συμπεριφοράς μιας υφισταμένης πολυκατοικίας για διαφορετικές στάθμες επιτελεσματικότητας και φασματικές επιταχύνσεις. Επίσης εξετάζεται η αποτελεσματικότητα των μεταλλικών χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας, σε συνδυασμό με ινοπλισμένα πολυμερή, για την ενίσχυσή της.

Για την ανάλυση, την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό της εταιρείας Cubus (Statik5, Hoch5, Fagus5, Cedrus5).

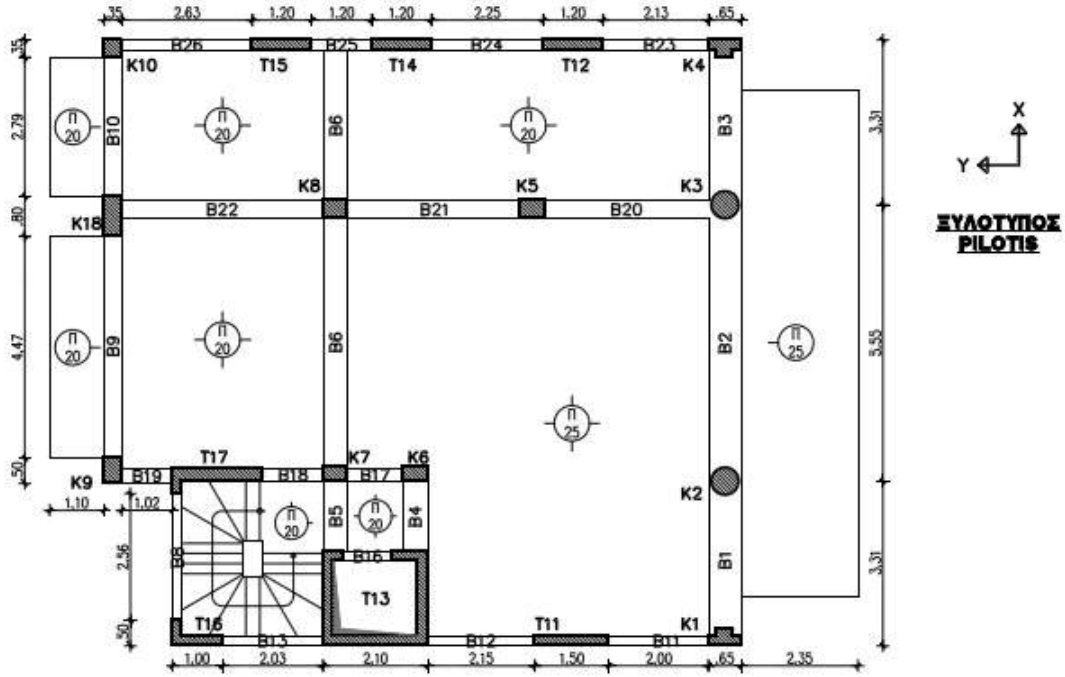
1.2 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το κτίριο είχε μελετηθεί ως χωρικό πλαίσιο με τις λεγόμενες «πρόσθετες διατάξεις» [1], δηλαδή με την παραδοχή ότι η συνολική οριζόντια σεισμική δύναμη $\varepsilon \cdot N$ κατανέμεται καθ' ύψος του κτιρίου, «τριγωνικά», με τη μέγιστη τεταγμένη της στην κορυφή του. Ο συντελεστής « ε » είναι ο σεισμικός συντελεστής της περιοχής (είχε ληφθεί $\varepsilon=0.08$), και « N » είναι το συνολικό κατακόρυφο φορτίο του κτιρίου στο δάπεδο της pilotis. Την περίοδο εκείνη ίσχυε παράλληλα και ο Ν.Ε.Α.Κ. (έκδοση 1992), χωρίς όμως ακόμη να είναι υποχρεωτική η εφαρμογή του.

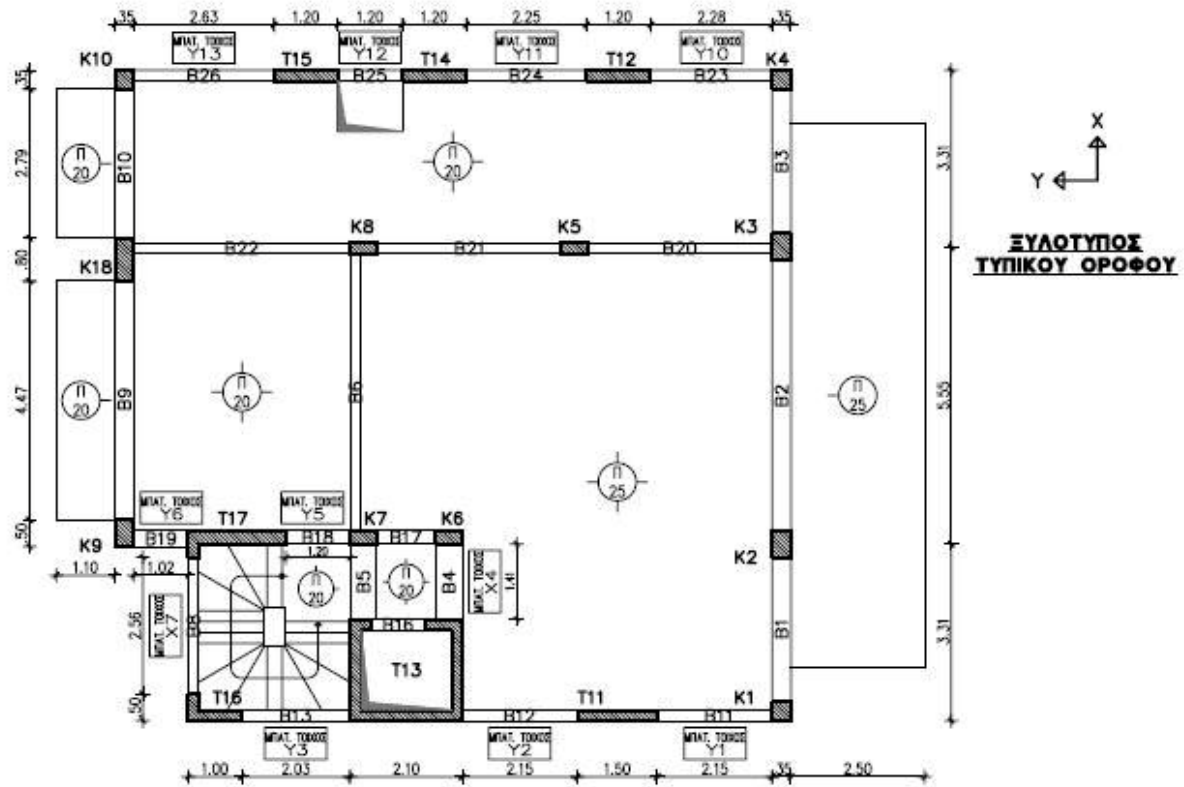
Επειδή διατίθενται υπεύθυνες και αξιόπιστες πληροφορίες για τον τρόπο κατασκευής του κτιρίου, η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) [2] θεωρήθηκε υψηλή (**ΚΑΝ.ΕΠΕ. §3.7.1.3.ε**).

Ως παραδοχές της μελέτης του κτιρίου είχαν ληφθεί:

- Σκυρόδεμα Β225 γενικώς, εκτός από τα υποστυλώματα που ήταν από Β300.
- Χάλυβας οπλισμών: γενικώς St III (με νευρώσεις), συνδετήρες: St I (λείοι).
- Στην pilotis είχε γίνει προσαύξηση 50% των εντατικών μεγεθών εκ σεισμού.
- Ωφέλιμα φορτία: γενικώς 2 kN/m^2 , κλιμακοστασίων 3.5 kN/m^2 , προβόλων 5 kN/m^2 .
- Φορτία επικάλυψης: γενικώς 0.8 kN/m^2 , ταρατσας 1 kN/m^2 .
- Έδαφος: Κατηγορία Β.
- Επικινδυνότητα εδάφους: β
- Σπουδαιότητα κτιρίου: Συνήθης (συντελεστής σπουδαιότητας = 1)
- Σεισμικότητα περιοχής: II (Θεσσαλονίκη)



Σχήμα 1.1: Ευλότυπος pilotis



Σχήμα 1.2: Ευλότυπος τυπικού ορόφου

ΛΟΚΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗ ΑΝΟΙΓΜΑ ΣΤΗΡΙΞΗ ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ

	(cm ²)			ΜΚΠ	ΚΠ
B 1	65x40	8Φ20	8Φ20	4τμ Φ8/12	4τμ Φ8/8
B 2	65x40	8Φ20	8Φ20	4τμ Φ8/12	4τμ Φ8/8
B 3	65x40	8Φ20	8Φ20	4τμ Φ8/12	4τμ Φ8/8
B 4	50x40	8Φ20	8Φ20	4τμ Φ8/8	4τμ Φ8/8
B 5	50x40	8Φ20	8Φ20	4τμ Φ8/8	4τμ Φ8/8
B 6	50x40	8Φ20	6Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B 7	50x40	8Φ20	6Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B 8	20x60	13Φ20	10Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B 9	35x40	6Φ20	6Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B10	35x40	6Φ20	6Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B11	20x75	5Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B12	20x75	5Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B13	20x75	5Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B16	20x60	6Φ20	6Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B17	25x75	8Φ20	8Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B18	25x75	8Φ20	8Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B19	30x75	6Φ20	8Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B20	35x40	6Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B21	35x40	6Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B22	35x40	6Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B23	20x75	5Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B24	20x75	5Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B25	20x75	5Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B26	20x75	5Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6

Πίνακας 1.1: Οπλισμός δοκών pilotis

ΔΟΚΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ (cm ²)	ΑΝΟΙΓΜΑ	ΣΤΗΡΙΞΗ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ ΜΚΠ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ ΚΠ
B 1	35x60	11Φ20	7Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B 2	35x60	11Φ20	7Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B 3	35x60	11Φ20	7Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B 6	20x75	6Φ20	6Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B 9	35x60	6Φ20	6Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B10	35x60	6Φ20	6Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B20	20x75	6Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B21	20x75	6Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B22	20x75	6Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6

Πίνακας 1.2: Οπλισμός δοκών τυπικού ορόφου

Όσες δοκοί δεν αναγράφονται στον Πίν. 1.2, είναι ίδιες με τον Πίν. 1.1.

ΥΠΟΣΤ.	PILOTIS: διατομή &	ΟΡΟΦΟΣ: διατομή &	Συνδετ.	PILOTIS: γάντζοι	ΟΡΟΦΟΙ: γάντζοι
--------	-----------------------	----------------------	---------	---------------------	--------------------

	οπλισμός	οπλισμός		S	S
K 1	T 35x35 12Φ20	35x35 12Φ20	Φ8/6	-	√
K 2	D=55 29Φ20	50x35 22Φ20	Φ8/6	√	√
K 3	D=55 29Φ20	50x35 22Φ20	Φ8/6	√	√
K 4	T 35x35 12Φ20	35x35 12Φ20	Φ8/6	-	√
K 5	35x50 10Φ20	20x50 8Φ20	Φ8/6	-	-
K 6	30x50 10Φ20	25x50 8Φ20	Φ8/6	-	-
K 7	30x50 10Φ20	25x50 8Φ20	Φ8/6	-	-
K 8	35x50 10Φ20	20x50 8Φ20	Φ8/6	-	-
K 9	50x35 8Φ20	50x35 8Φ20	Φ8/6	-	-
K10	35x35 12Φ20	35x35 12Φ20	Φ8/6	√	√
K18	80x35 14Φ20	80x35 14Φ20	Φ8/6	-	√

Πίνακας 1.3: Οπλισμός υποστρωμάτων

ΤΟΙΧΩΜΑ	ΔΙΑΤΟΜΗ (cm ²)	ΣΥΝΟΛΟ ΑΚΡΑΙΩΝ	ΚΑΤΑΚ. ΣΧΑΡΕΣ ΚΟΡΜΟΥ	ΟΡΙΖ. ΣΧΑΡΕΣ ΚΟΡΜΟΥ	ΣΥΝΔ.	S
T11	20x150	16Φ20	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/10	√
T12	20x120	16Φ20	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/10	√
T13	Π	36Φ20	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/10	-
T14	20x120	16Φ20	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/10	√
T15	20x120	16Φ20	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/10	√
T16	20x100	24Φ20	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/10	-
T17	20x180	20Φ20	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/10	-

Πίνακας 1.4: Οπλισμός τοιχωμάτων

2. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Οι τοιχοπληρώσεις αγνοούνται, όταν υπάρχει άνοιγμα που υπερβαίνει το 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φαντώματος (*KAN.EΠΕ. §7.4.1*). Συνεπώς αμελήθηκαν όσα φαντώματα είχαν μπαλκονόπορτες. Αμελήθηκαν επίσης όλοι οι εσωτερικοί τοίχοι (πάχους 10cm) λόγω του ελέγχου λυγηρότητας ($\lambda > 30$). Ως λ ορίζεται ο λόγος του L προς το t. Εφόσον $\lambda < 15$ δεν υπάρχει απομείωση της αντοχής, ενώ όταν $15 < \lambda < 30$ τότε συνυπολογίζεται ένας μειωτικός συντελεστής ϕ (*KAN.EΠΕ. πίνακας σελ. 7-33*). Όσοι τοίχοι αμελήθηκαν, δεν επισημαίνονται στο σχήμα 1.2. Το ίδιο βάρος της δρομικής τοιχοποιίας ελήφθη 6 kN/m και της μπατικής 10 kN/m.

Οι άοπλες τοιχοπληρώσεις της κατασκευής προσομοιώνονται ως αμφιαρθωτές θλιβόμενες διαγώνιες ράβδοι. Οι ράβδοι αυτές έχουν πάχος t όσο και το πάχος των τοίχων του κτιρίου και πλάτος $b = 0.15 * L$, όπου $L = (l^2 + h^2)^{0.5}$ το «καθαρό» μήκος της διαγωνίου. Οι τοιχοπληρώσεις είναι κατασκευασμένες από οπτόπλινθους και τσιμεντοκονίαμα γενικής χρήσης. Η αντοχή κάθε ράβδου υπολογίζεται λαμβάνοντας υπ' όψιν τα μηχανικά χαρακτηριστικά [3] του τοίχου (*KAN.EΠΕ. τύπος Σ.18*).

$$\text{Επομένως: } f_{wc,s} = 1.25 * k * f_{bc}^{0.7} * f_{mc}^{0.3} \quad (1)$$

για $k = 0.35$, $f_{bc} = 11$, $f_{mc,κυβου} = 1.57$, $f_{mc,κυλ.} = 3.43$.

Στο στατικό πρόγραμμα STATIK οι ράβδοι προσομοιώνονται ως διαγώνιες με αρθρώσεις ΡΟ στην αρχή και το πέρας τους. Ως υλικό ετέθη άοπλο σκυρόδεμα κατηγορίας C2.7/3.4 (*ΚΑΝ.ΕΠΕ. τύπος Σ.18*) με μηδενική εφελκυστική αντοχή. Επιπλέον απομειώθηκε κατά πολύ η δυσκαμψία και η δυστρεψία των ράβδων, ώστε να μην παίρνουν εντάσεις λόγω κάμψης ή στρέψης. Οι τοιχοπληρώσεις εισάγονται με τέτοιο τρόπο, ώστε να αναλαμβάνουν μόνον τα σεισμικά φορτία και όχι τα κατακόρυφα. (*ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.1.4.2(α)*)

ΦΑΤΝΩΜΑ	t (m)	b (m)	φ
X 4	0.20	0.45	-
X 7	0.20	0.50	0.80
Y 1	0.20	0.50	0.90
Y 2	0.20	0.50	0.90
Y 3	0.20	0.45	-
Y 5	0.20	0.40	-
Y 6	0.20	0.40	-
Y10	0.20	0.50	0.90
Y11	0.20	0.50	0.90
Y12	0.20	0.40	-
Y13	0.20	0.50	0.80

Πίνακας 2.1: Στοιχεία προσομοίωσης τοιχοπληρώσεων

2.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΠΛΑΚΩΝ

Λόγω της υψηλής Σ.Α.Δ. η θεμελίωση δεν εισάγεται στο μοντέλο, αλλά προσομοιώνεται με πακτώσεις στα κάτω άκρα των κατακορύφων στοιχείων της pilotis.

Οι πλάκες δεν ελέγχονται, καθώς δεν αναλαμβάνουν σεισμικά φορτία, ούτε έχουν υποστεί κάποιες βλάβες. Λαμβάνεται απλά υπ' όψιν η διαφραγματική τους λειτουργία.

2.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Κατά την ενίσχυση του κτιρίου χρησιμοποιούνται χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας με κοιλοδοκούς. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. οι θλιβόμενες διαγώνιοι δικτυώσεις αγνοούνται λόγω λυγισμού (*ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ§8.5.5.4β*). Η εισήγηση αυτή όμως κρίνεται ως υπερσυντηρητική, καθώς μετά από υπολογισμούς [4] με βάση τα εντατικά αξονικά μεγέθη που προέκυψαν από την ανάλυση, οι επιλεγείσες διατομές της ενότητας 5.2 υπερεπαρκούν σε λυγισμό. Μάλιστα στους υπολογισμούς αυτούς δεν ελήφθη καν υπ' όψιν η ευνοϊκή διάταξη (*ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ §8.5.5.4γ*), σύμφωνα με την οποία το μήκος λυγισμού διαγώνιων με κοινό κομβόελασμα στο μέσον τους, μπορεί να μειωθεί κατά 50%.

2.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΑΜΗΚΟΥΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΟΚΩΝ

Στις δοκούς υπάρχουν και κεκαμμένοι οπλισμοί με σκοπό να παραλάβουν και σεισμική τέμνουσα στα άκρα των δοκών. Ελλείπει όμως στοιχείων για το ακριβές τμήμα της δοκού στο οποίο υπάρχει οπλισμός διάτμησης υπό κλίση, η συνεισφορά τους αμελείται.

3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΘΕΩΡΙΑΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

3.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER

Η ελαστοπλαστική ανάλυση Pushover βασίζεται σε ανελαστικά φάσματα απόκρισης. Κατά την εφαρμογή της επιβάλλεται στην κατασκευή μια σταδιακά αυξανόμενη οριζόντια δύναμη και προκύπτουν οι σεισμικές παραμορφώσεις. Σταδιακά σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις κατά μήκος των μελών, που έχουν ως αποτέλεσμα την μείωση της δυσκαμψίας τους και την ανακατανομή των δυνάμεων σε γειτονικά μέλη. Όταν οι πλαστικές παραμορφώσεις είναι τέτοιες που, είτε η κατασκευή δεν δύναται να παραλάβει περαιτέρω ένταση, είτε επέλθει πρόωμη διατμητική αστοχία σε πρωτεύοντα στοιχεία, το κτίριο καταρρέει. Αξίζει να σημειωθεί πάντως, ότι η ελαστοπλαστική ανάλυση Pushover είναι ιδανική, καθώς λαμβάνει υπ' όψιν την συμπεριφορά της κατασκευής παρουσία πλαστικών αρθρώσεων λόγω στροφής ή και αξονικών μηκώνσεων, αλλά αγνοεί την ενδεχόμενη πρόωμη ψαθυρή αστοχία κάποιων μελών. Με άλλα λόγια η τελική καμπύλη $\lambda - \delta$ (επιβαλλόμενη δύναμη - παραμόρφωση) της μεθόδου έχει νόημα, μόνο εφόσον αντιμετωπιστούν οι τυχόν πρόωμες ψαθυρές αστοχίες της κατασκευής. Τέλος λόγω της φύσης της μεθόδου, δεν ενδείκνυται η χρήση της, όταν μία από τις δύο πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου είναι στροφική και όχι μεταφορική.

Κατά τον έλεγχο της ανελαστικής συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής χρησιμοποιούνται διαγράμματα, που συσχετίζουν τα εντατικά μεγέθη με τις παραμορφώσεις. Επειδή στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω ολίσθησης των οπλισμών, η καταλληλότερη επιλογή εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου. Οι απαιτούμενοι έλεγχοι είναι: πλαστιμότητα σε όρους παραμορφώσεων, αντοχή σε όρους δυνάμεων, παραμορφώσεις για λόγους λειτουργικότητας. [5]

Για να γίνουν οι έλεγχοι αυτοί, πρέπει να υπολογιστεί πρώτα μια στοχευόμενη μετακίνηση δ_t . Βάσει της καμπύλης $\lambda - \delta$ και με την βοήθεια διγραμμικής προσέγγισης προσδιορίζεται η ενεργός δυσκαμψία του συστήματος T_e και για συγκεκριμένο φάσμα υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t (KAN.EΠΕ., εξίσωση Σ5.6):

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) S_{e(T)} \quad (2)$$

Οι τιμές των συντελεστών ελήφθησαν ως εξής:

- $C_0=1.40$, αφού πρόκειται για κτίριο πέντε ορόφων, κατασκευασμένο μετά το 1985.
- $C_2=1.00$, αφού πρόκειται για κτίριο κατασκευασμένο μετά το 1985 (φορέας τύπου 2).
- $C_3=1.00$, αφού αμελήθηκαν φαινόμενα δευτέρας τάξεως κατά την μέθοδο Pushover .
- $C_m=0.85$, αφού πρόκειται για πλαισιακή κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα με $T < 1s$.

3.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Η στάθμη επιτελεστικότητας ορίζει το ανώτατο επίπεδο βλαβών που είναι αποδεκτές έπειτα από έναν σεισμό ανάλογο του σεισμού σχεδιασμού. Οι στάθμες επιτελεστικότητας [2] εκφράζονται μέσω της οριακής γωνίας στροφής και είναι:

- Περιορισμένες βλάβες (A): Το κτίριο είναι ασφαλές προς χρήση μετά τον σεισμό. Ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες που δεν χρειάζονται άμεσα επισκευή. Δεν παρατηρείται παραμένουσα γωνιακή παραμόρφωση.
- Σημαντικές βλάβες (B): Ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί σημαντικές αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά μέλη είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Δεν υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης από μετασεισμικούς μέτριας έντασης.
- Οιονεί κατάρρευση (Γ): Ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί σοβαρές και μη επισκευάσιμες βλάβες, αλλά είναι σε θέση να παραλάβει ακόμα τα φορτία βαρύτητας. Το κτίριο είναι επισφαλές σε μετασεισμούς.

Βάσει των υφισταμένων οπλισμών, το πρόγραμμα Fagus5 υπολογίζει στις διατομές την πραγματική τους αντοχή και σχηματίζεται αυτόματα η αντίστοιχη πλαστική άρθρωση. Τα μέλη δεν αστοχούν, αλλά συνεχίζουν να παραμορφώνονται σε πλαστική στροφή ή πλαστική ολίσθηση.

Υπάρχουν δύο μορφές αστοχίας που εντοπίζει το πρόγραμμα:

- Ψαθυρές μορφές αστοχίας, π.χ. από διάτμηση, που εξαρτώνται μόνο από τη δύναμη.
- Πλάστιμες μορφές αστοχίας, π.χ. από κάμψη ή ολίσθηση, που εξαρτώνται από την παραμόρφωση (πλαστική στροφή ή βράχυνση). [5]

Ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας το πρόγραμμα υπολογίζει διαφορετικές γωνίες στροφής θ ως επιτρεπόμενες. Οι διατμητικές αντοχές των μελών, επειδή είναι και οι μόνες που ελέγχονται βάσει δυνάμεων, είναι κοινές για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας. Βέβαια επειδή στην στάθμη Γ αμελούνται οι τοιχοπληρώσεις, προκύπτουν μεγαλύτερα διατμητικά μεγέθη, άρα και λίγο μεγαλύτερες ανεπάρκειες.

Παρακάτω δίνεται ένας πίνακας με τους στόχους ανασχεδιασμού του ΚΑΝ.ΕΠΕ., για στάθμες σεισμού κατά SEAOC (1999).

Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια	Περίοδος επαναφοράς	Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμένες βλάβες	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
10%	457	A1	B1	Γ1
115%	42	A3	B3	Γ3

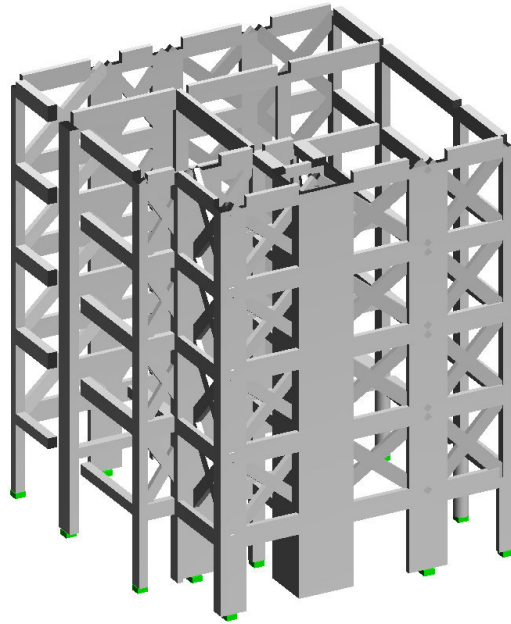
Πίνακας 3.1

Η επιλογή των 50 χρόνων είναι και ο συμβατικός χρόνος ζωής του έργου. Η μεσαία γραμμή είναι ίδια και στον Πίν. 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΚΑΝ.ΕΠΕ. σελ. 2-8). Ο λόγος που συμπεριελήφθη ένας σεισμός με περίοδο επαναφοράς μικρότερη από την συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής, είναι για να δούμε πώς θα συμπεριφερθεί το κτίριο στην στάθμη A3. Με άλλα λόγια ελέγχεται κατά πόσο μπορεί να τεθεί σε άμεση χρήση, χωρίς την ανάγκη επεμβάσεων, μετά από έναν «συχνό» σεισμό μέτριας έντασης. Στον νέο EC8 [7] μάλιστα υπάρχει ανάλογος έλεγχος ως προαπαιτούμενο ακόμα και για νέες κατασκευές.

Στα πλαίσια της παρούσης εργασίας και δεδομένης της σπουδαιότητας του κτιρίου δεν κρίθηκε σκόπιμο να ελεγχθεί για τις στάθμες A1, B3, Γ3.

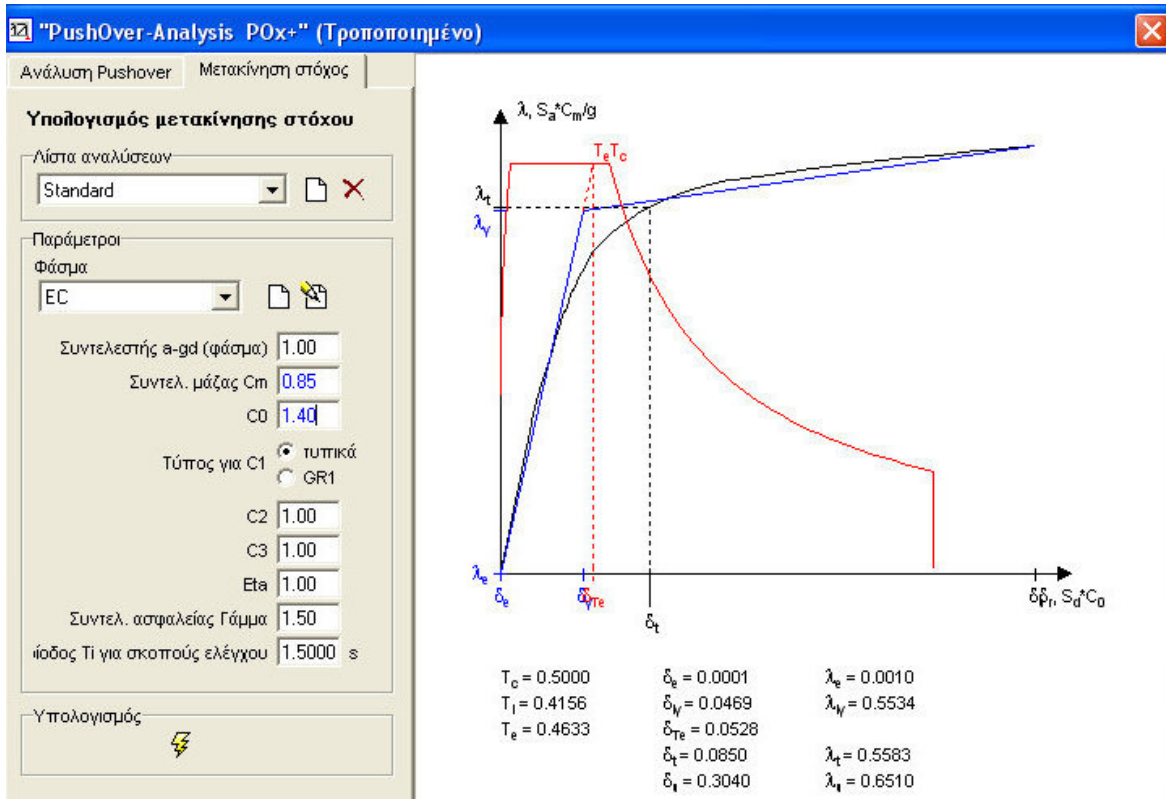
Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 ο σεισμός σχεδιασμού (στάθμες B1, Γ1) για την περιοχή του κτιρίου έχει συντελεστή $\alpha=0.24$ [6]. Σύμφωνα με τον SEAOC (1999) ο αντίστοιχος συντελεστής για έναν «συχνό» σεισμό (A3) είναι 0.08.

4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ



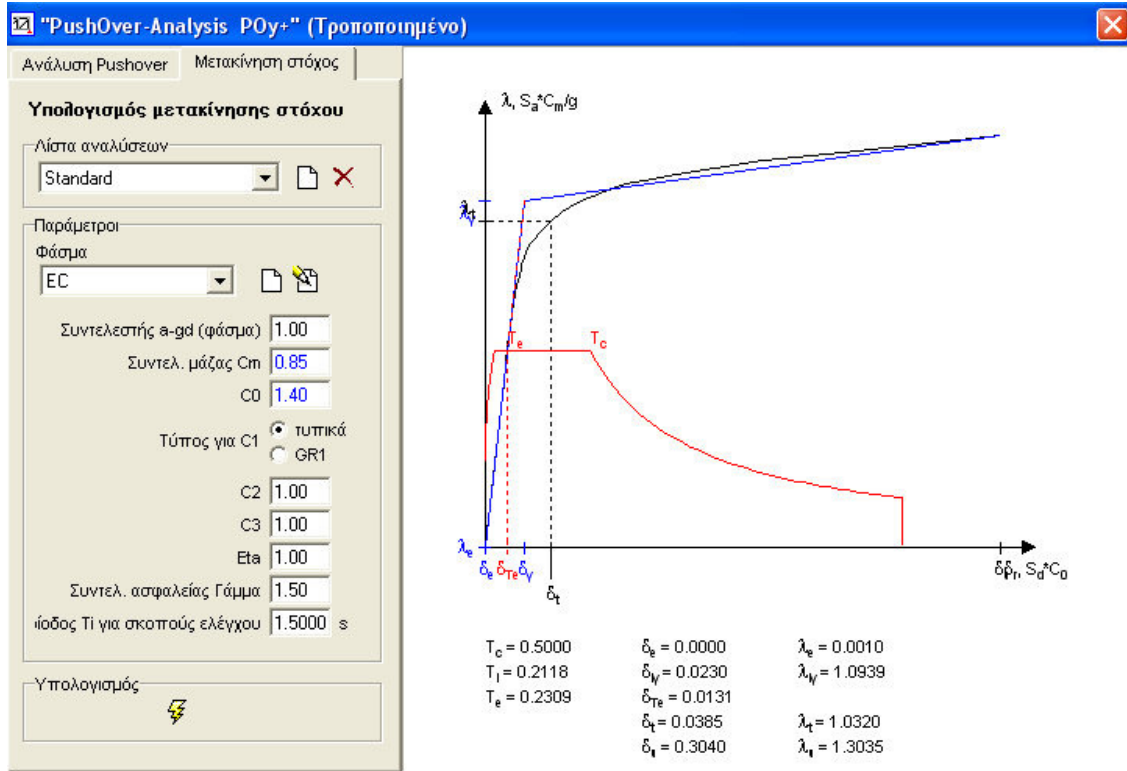
Σχήμα 4.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου με τις τοιχοπληρώσεις

4.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΣΤΑΘΜΗ Β1



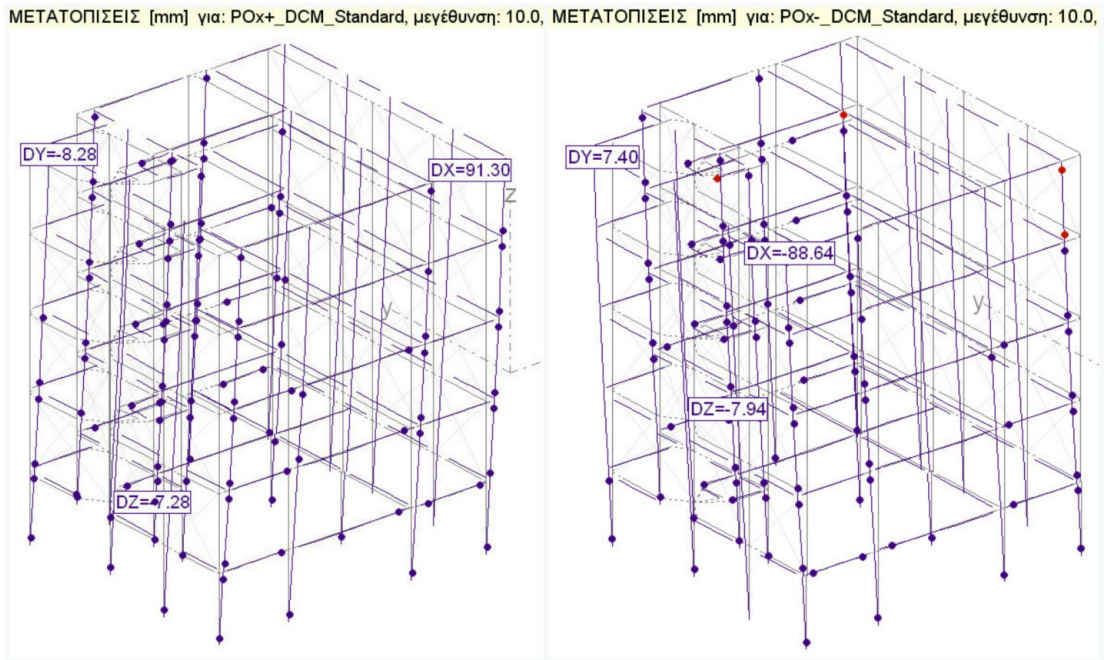
Σχήμα 4.2: Καμπύλη $\lambda - \delta$ (ADRS) για την φόρτιση POx+

Η απαίτηση σε πλαστιμότητα για την POx+ είναι $\mu = \delta_t / \delta_y$ ίση με 1.80

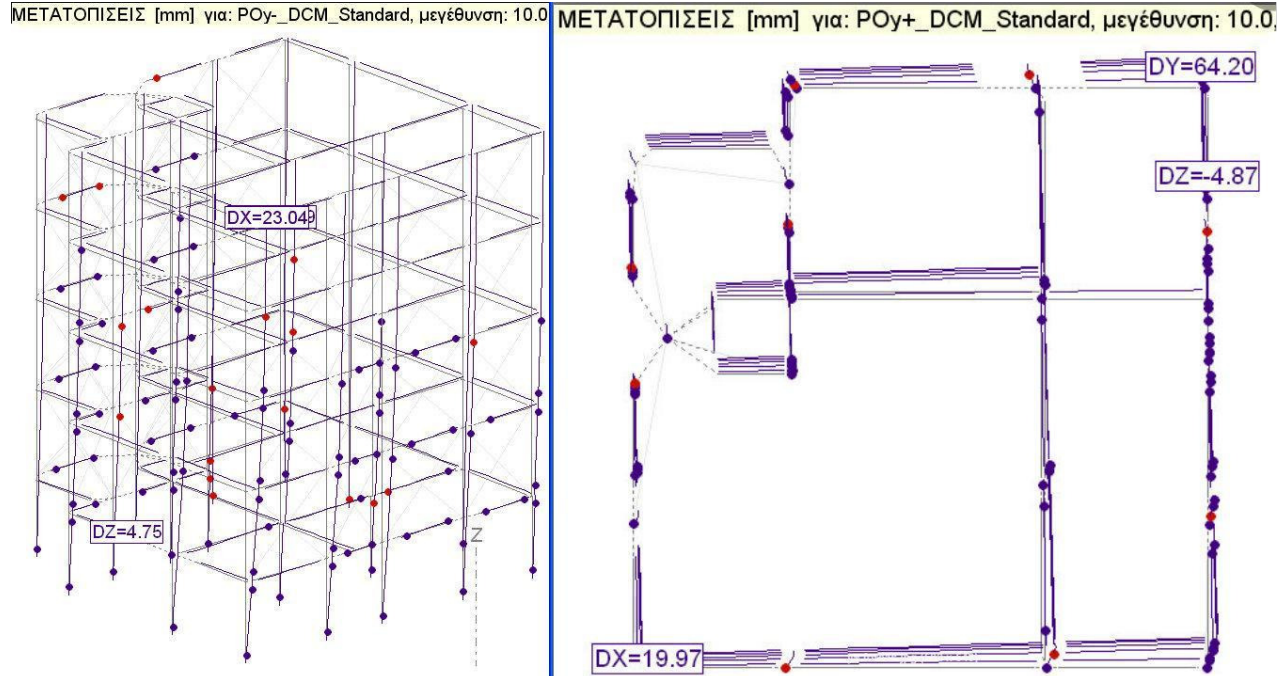


Σχήμα 4.3: Καμπύλη $\lambda - \delta$ (ADRS) για την φόρτιση POy+

Η απαίτηση σε πλαστιμότητα για την POy+ είναι $\mu = \delta_t / \delta_y$ ίση με 1.67

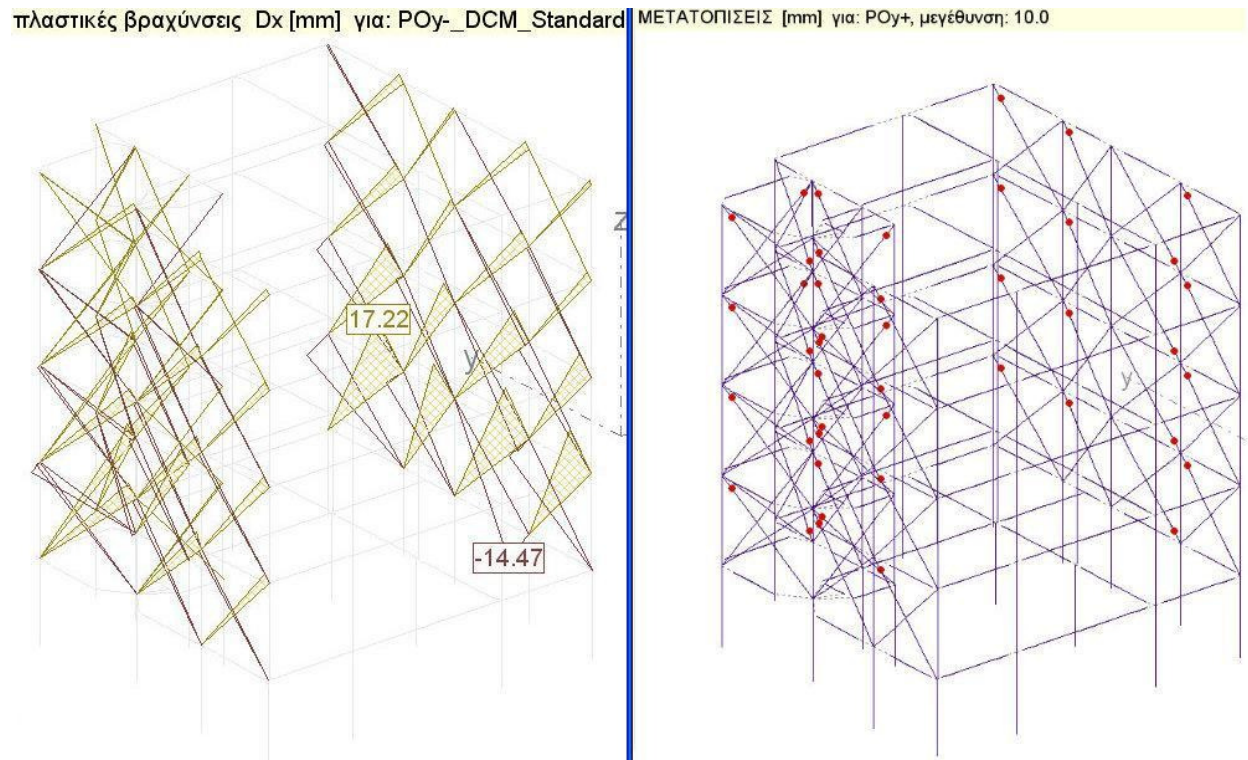


Σχήμα 4.4: Παραμόρφωση φορέα για φορτίσεις POx+ και POx-



Σχήμα 4.5: Παραμόρφωση φορέα για φορτίσεις POy+ και POy- στον άξονα Z

Παρά τον δυσμενή συνδυασμό ριλοτίς και τοιχοπληρώσεων στους ορόφους, δεν παρατηρείται φαινόμενο «μαλακού ορόφου» στο κτίριο.



Σχήμα 4.6: Βραχύνσεις και πλαστικές αρθρώσεις ράβδων τοιχοποιίας κατά POy-

Οι βραχύνσεις των τοίχων είναι της τάξης των 14mm σε μήκος 3.3m, δηλαδή $\varepsilon_1=4‰$. Από τον κύκλο του Mohr: $\gamma/2=4‰ \rightarrow \gamma=8‰$, άρα οι τοίχοι θα πάθουν σημαντικές ζημιές.

Στα δεξιά του σχήματος 4.6 φαίνεται ο άμεσος σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων, λόγω εφελκυσμού, στις τοιχοποιίες από το πρώτο κιάλας βήμα του ΡΟy-.

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται οι ανεπάρκειες των κατακορύφων και οριζοντίων μελών του κτιρίου για την στάθμη Β: «Σημαντικές βλάβες».

ΔΟΚΟΙ			ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ			
Συνδ. Ζ			Συνδ. Ζ	Συνδ. Υ		
B25	B18	B19	T17	T13	T12	T15
L1,2,3	L1,2,3	L1,2,3	L1,2	L1	L1,2,3	L3
3 έως 3.4	2.2	3 έως 3.3	4 έως 4.8	4.6	2.5 έως 3	2.3

Πίνακας 4.1: Ανεπάρκειες δοκών και τοιχωμάτων στην στάθμη επιτελεστικότητας Β1.
(L1 = οροφή pilotis)

Οι ανεπάρκειες υπολογίζονται ως λόγος επιβαλλόμενων μεγεθών προς των επιτρεπόμενων και έχουν βάση την μονάδα. Επομένως για όλα τα στοιχεία της κατασκευής είναι αποδεκτές τιμές πλαστικών στροφών ≤ 1 . Στη διάτμηση οι λόγοι επάρκειας-ανεπάρκειας υπολογίζονται για γωνία θλιπτήρων σκυροδέματος ίση με 45 μοίρες. Σύμφωνα με τον EC8 [7] όμως μπορούμε να θεωρήσουμε γωνία μέχρι 30 μοίρες, αρκεί να μην αφορά κοντές δοκούς ή να συνδυάζεται η διάτμηση με εφελκυσμό. Έτσι δεχόμαστε ως άνω όριο για την διάτμηση των μελών την τιμή 2.

Ενδεικτικά, στην Β25 L1 υπάρχει ανεπάρκεια διατμητικής αντοχής ίση με 362kN και στο T13 L1 ίση με 1340kN.

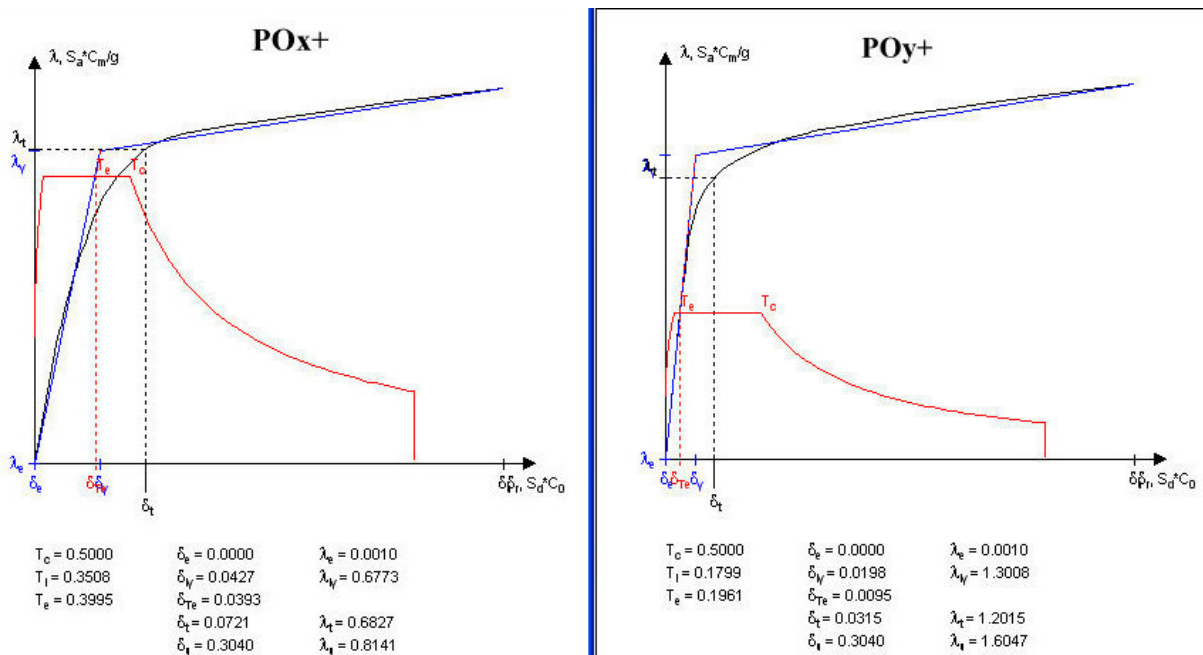
Όπως βλέπουμε, υπάρχουν πρώιμες διατμητικές αστοχίες, παρόλο που το κτίριο δεν αναπτύσσει μεγάλες πλαστικές στροφές. Τέτοιας έκτασης ψαθυρές αστοχίες σε πρωτεύοντα μέλη σημαίνει πρακτικά, ότι το κτίριο καταρρέει υπό τον σεισμό σχεδιασμού.

4.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ

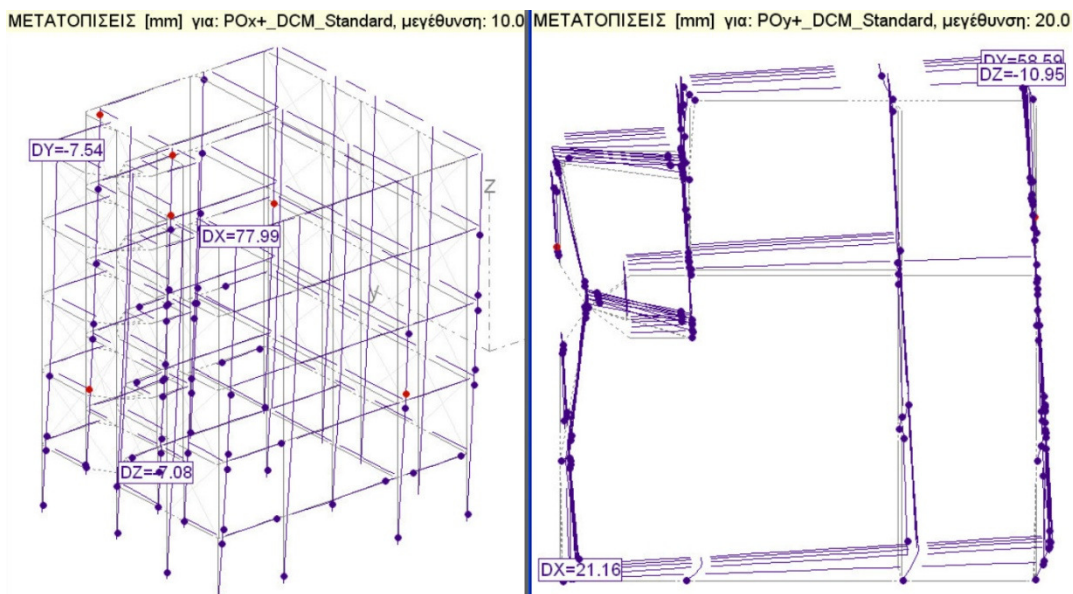
Στην παραπάνω ανάλυση (Πίν. 4.1) το προσομοίωμα φορτίστηκε με οριζόντια φορτία σύμφωνα με την τριγωνική κατανομή. Παρακάτω θα εξεταστεί αν η ομοιόμορφη (ορθογωνική) κατανομή για ίδια δεδομένα σεισμού οδηγεί σε διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων.

Όπως φαίνεται στο σχήμα 4.7, η δ_i μειώθηκε λίγο και στον x και στον y άξονα σε σχέση με την τριγωνική κατανομή (σχήματα 4.2, 4.3). Όσον αφορά τις ανεπάρκειες, παρέμειναν ίδιες για τις δοκούς, μειώθηκαν λίγο στα υποστυλώματα, ενώ αυξήθηκαν λίγο στα τοιχώματα. Η μείωση του δ_i σε συνδυασμό με τις πολύ μικρές διαφοροποιήσεις στα αποτελέσματα, οδήγησαν στην χρήση τριγωνικής κατανομής για τις περαιτέρω αναλύσεις.

Στο σχήμα 4.8 η ορθογωνική κατανομή φαίνεται να προκαλεί πιο στροφική παραμόρφωση, όταν ο σεισμός δρα στον y άξονα και για αυτό υπάρχει μικρή μείωση του δ_i .



Σχήμα 4.7: Καμπύλες $\lambda - \delta$ για ορθογωνική κατανομή



Σχήμα 4.8: Παραμόρφωση φορέα για φορτίσεις POx+ και POy+ και ορθογωνική κατανομή

4.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΣΤΑΘΜΗ Γ1

Στην στάθμη επιτελεστικότητας Γ αγνοούνται οι τοιχοπληρώσεις (KAN.EΠΕ. §7.4.1(β)). Κατά τα άλλα, το στατικό μοντέλο και το σεισμικό φάσμα παραμένουν ως έχουν. Η απουσία των χιαστί ράβδων τοιχοποιίας μειώνει λίγο την συνολική δυσκαμψία της κατασκευής και αυξάνει κατά 5mm την δ_x στην x και κατά 6mm στην y διεύθυνση.

ΔΟΚΟΙ

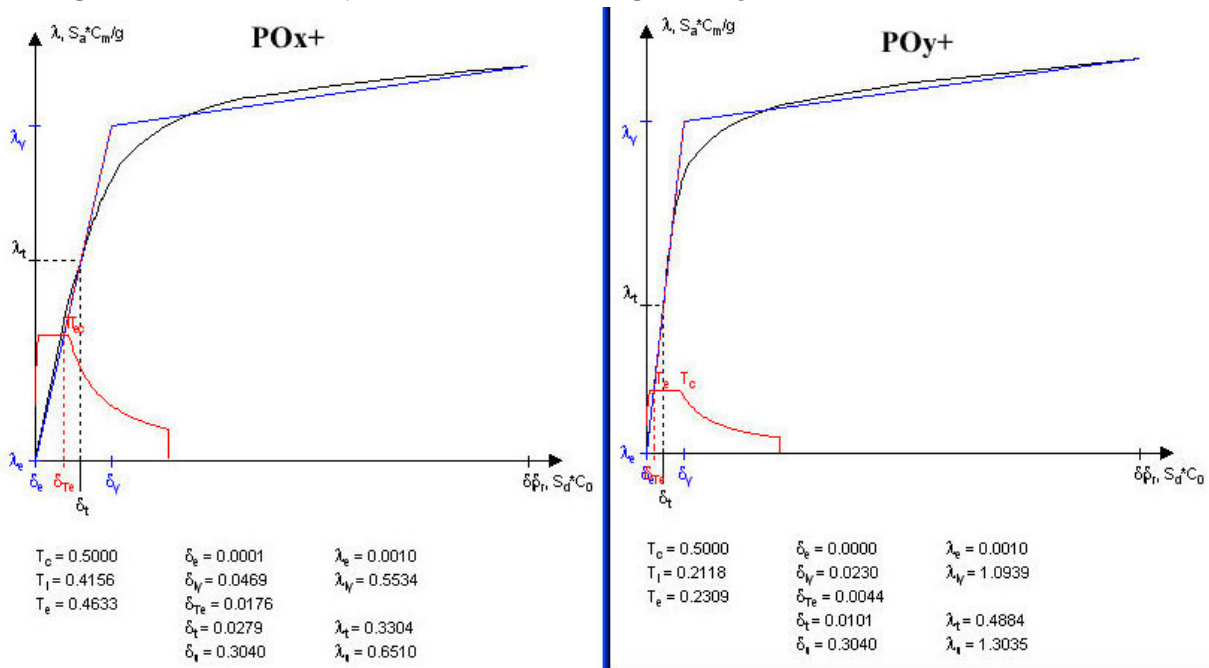
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

Συνδ. Ζ			Συνδ. Ζ	Συνδ. Υ				
B25	B18	B19	T17	T13	T12	T15	T14	T11
L1,2,3	L1,2,3	L1,2,3	L1,2	L1,2	L1,2,3	L3	L1,2,3	L1
3.2 έως 3.6	2.5	2.7 έως 3.3	4 έως 4.8	2.2 έως 3	2.5 έως 3	2.3	2.5 έως 3.1	2.3

Πίνακας 4.2: Ανεπάρκειες στην στάθμη επιτελεστικότητας Γ1

Η αύξηση του δ_i έχει ως αποτέλεσμα μεγαλύτερες κατά κανόνα ανεπάρκειες και σε περισσότερα μέλη. Αυτό κάνει την στάθμη Γ να φαίνεται παραδόξως δυσμενέστερη από την Β. Βέβαια αυτό είναι παραπλανητικό, καθώς τυχόν πρώιμες διατμητικές αστοχίες οδηγούν το κτίριο σε κατάρρευση, πριν προλάβουν καν να ελεγχθούν οι παραμορφώσεις του ως προς τις στάθμες επιτελεστικότητας. Άρα οι στάθμες αυτές έχουν νόημα, μόνο εφόσον ενισχυθεί το κτίριο, ώστε να μην αστοχήσει πρώιμα από διάτμηση.

4.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΣΤΑΘΜΗ Α3



Σχήμα 4.9: Καμπύλες $\lambda - \delta$ για $\alpha=0.08$

Το δ_i είναι μικρότερο από το δ_y για όλες τις διευθύνσεις φόρτισης. Παρόλα αυτά παρατηρείται υπέρβαση στον έλεγχο των πλαστικών στροφών.

ΔΟΚΟΙ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	
Συνδ. Ζ	Πλαστικές στροφές	
B25	K6	K7
L1	L2,3	L2
2.2	1.2 έως 1.6	1.2

Πίνακας 4.3: Ανεπάρκειες στην στάθμη Α3

Ενδεικτικά στην B25 L1 (οροφή pilotis) υπάρχει ανεπάρκεια διατμητικής αντοχής ίση με 60kN. Όπως είναι λογικό, για μικρότερης έντασης σεισμό οι διατμητικές εντάσεις μειώθηκαν κατά

πολύ και η ανοχή σε πλαστικές στροφές μειώθηκε δραματικά. Οι τοιχοποιίες έχουν μέγιστη βράχυνση ίση με 1.5mm, άρα δεν αναμένεται να υποστούν ζημιές.

5. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΙΑ ΤΙΣ ΣΤΑΘΜΕΣ Β1, Γ1, Α3

5.1 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΓΙΑ ΤΙΣ ΣΤΑΘΜΗ Β1 & Γ1

Για την ενίσχυση του κτιρίου τοποθετήθηκαν διαφορετικής διατομής χιαστί, σε διαφορετικούς συνδυασμούς φατνωμάτων, είτε μόνο στην pilotis, είτε καθ' όλο το ύψος του κτιρίου. Κανένας ρεαλιστικός συνδυασμός όμως δεν αντιμετώπισε τις ανεπάρκειες των δοκών και των τοιχωμάτων σε διάτμηση, παρόλο που η δ_t μειώθηκε λίγο. Ενδεικτικά αναφέρονται τα αποτελέσματα που είχε η τοποθέτηση χιαστί κοιλοδοκών 80x80x10 σε όλα τα περιμετρικά κατά y φατνώματα της pilotis (σχήμα 1.2). Οι θλιβόμενες μεταλλικές ράβδοι αγνοήθηκαν.

ΔΟΚΟΙ			ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ				
Συνδ. Ζ			Συνδ. Ζ	Συνδ. Υ			
B25	B18	B19	T17	T13	T12	T15	T14
L1,2,3	L1,2,3	L1,2,3	L1,2,3	L1,2	L1,2	L3	L1,2,3
3 έως 3.4	2.1	3 έως 3.1	2.4 έως 3.6	2.4 έως 4	2.5 έως 3	2.3	2.2 έως 2.9

Πίνακας 5.1: Ανεπάρκειες της ενίσχυσης με χιαστί 80x80x10 για την στάθμη Β1

Ελάχιστες βελτιώσεις προέκυψαν όταν τοποθετήθηκαν κοιλοδοκοί 110x110x10, αντί για 80x80x10. Παρόμοια αποτελέσματα είχαμε επίσης, όταν ενισχύθηκαν με χιαστί τα φατνώματα της pilotis κατά τον άξονα x. Τέλος, ούτε η τοποθέτηση χιαστί καθ' όλο το ύψος του κτιρίου στα φατνώματα Y1, Y3, Y6, Y10, Y13 (βλέπε σχήμα 1.2) αντιμετώπισε τα προβλήματα διάτμησης στις δοκούς και στα τοιχώματα T17, T13, T14.

Όπως φαίνεται, τα μεταλλικά χιαστί, ενώ προσφέρουν δυσκαμψία, δεν είναι κατάλληλα για να αντιμετωπίσουν μεγάλες ανεπάρκειες σε διάτμηση. Αντί αυτού προτείνεται η χρήση ινοπλισμένων πολυμερών (*KAN.EΠΕ. §8.2.2*) στα μέλη που αντιμετωπίζουν πρόβλημα.

5.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΧΙΑΣΤΙ ΓΙΑ ΤΗ ΣΤΑΘΜΗ Α3

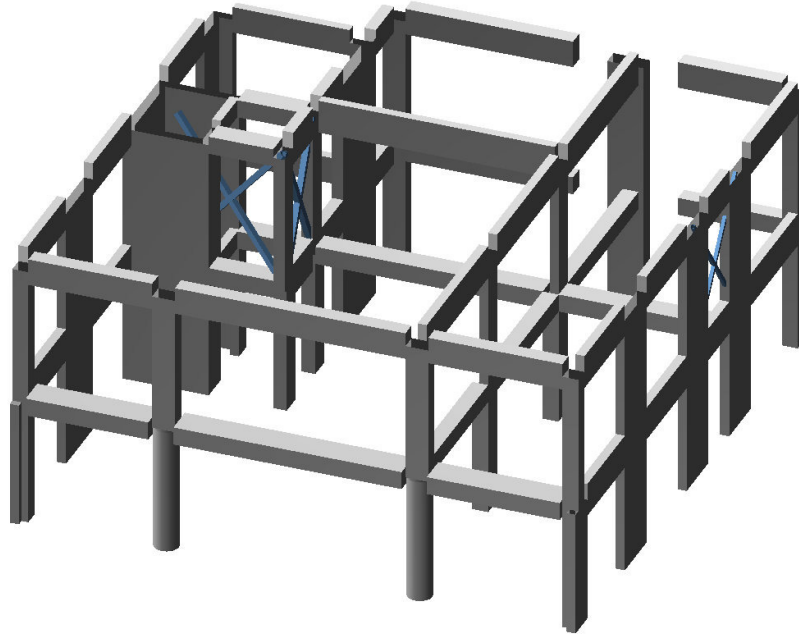
Στην στάθμη Α3 έχουμε πολύ μικρές ανεπάρκειες σε διάτμηση (Πίν. 4.3) και σημαντικές υπερβάσεις στις πλαστικές στροφές. Μετά από παραμετρικές επιλύσεις προτείνεται η τοποθέτηση χιαστί κοιλοδοκών 130x130x8 στο φάνωμα της δοκού Β17 και Β4 της οροφής Α' ορόφου (βλέπε σχήμα 1.2) και 80x80x6 στο φάνωμα Υ12 (φωταγωγός), πάλι στον ίδιο όροφο.

Για τους λόγους που αναφέρθηκαν στην ενότητα 2.3 οι θλιβόμενες διαγώνιες μεταλλικές ράβδοι δεν αγνοήθηκαν κατά την εφαρμογή του Pushover.

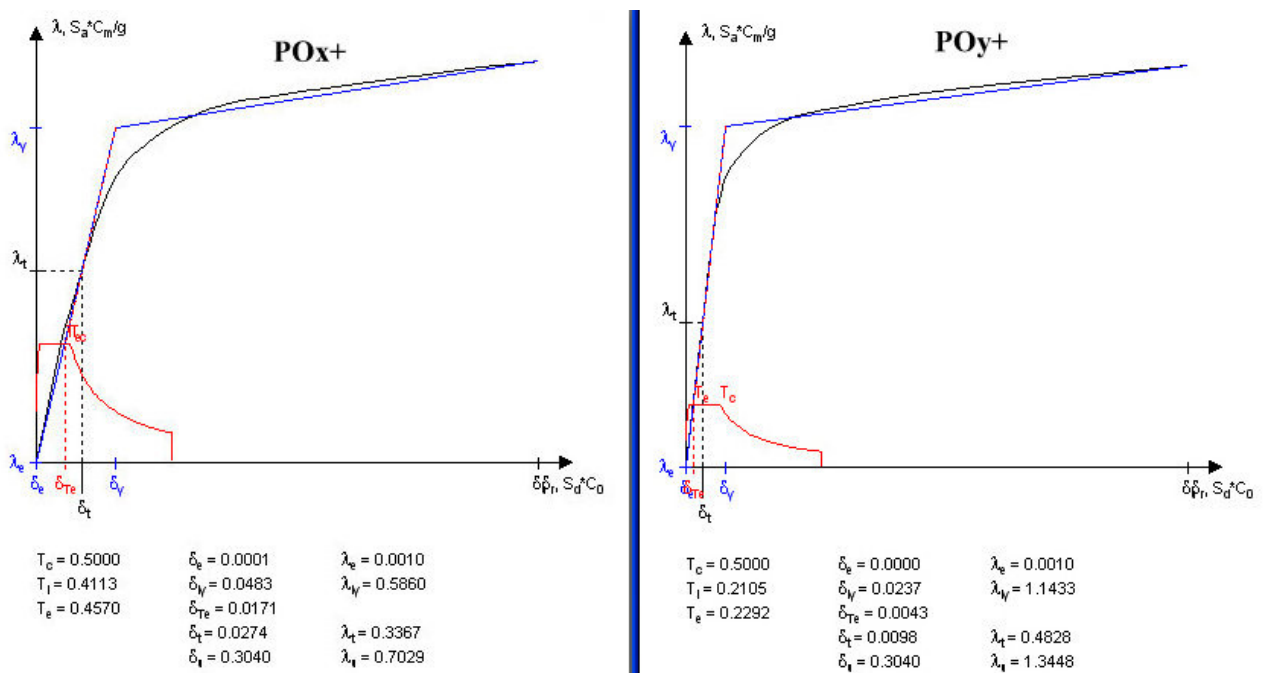
ΔΟΚΟΙ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	
Συνδ. Ζ	Πλαστικές στροφές	
B25	K6	K7
L1	L2,3	L2
1.98	0.93	0.97

Πίνακας 5.2: Κρίσιμα μέλη της στάθμης Α3 μετά την ενίσχυση

Διαπιστώνεται, ότι με την συμβολή μεταλλικών χιαστί συνδέσμων, οι υπερβάσεις σε διάτμηση και πλαστικές στροφές αντιμετωπίστηκαν επιτυχώς.



Σχήμα 5.1: Απεικόνιση σε 3D των L1, L2 του φορέα μετά την ενίσχυση, απουσία τοιχοπληρώσεων. (σημ.: οι σχεδιαστικές ατέλειες οφείλονται στις εκκεντρότητες των συνδέσεων)



Σχήμα 5.2: Καμπύλες $\lambda - \delta$ για την στάθμη A3 μετά την ενίσχυση

Κατά απόλυτη συνέπεια με τους υπολογισμούς, καμία μεταλλική ράβδος σε καμία διεύθυνση φόρτισης, δεν σχηματίζει πλαστική άρθρωση.

6. ΤΕΛΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Οι «πρόσθετες διατάξεις» στον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 δεν εξασφαλίζουν επάρκεια των μελών σε διάτμηση και δεν αποκλείουν την κατάρρευση του κτιρίου για τον σεισμό σχεδιασμού. Μπορεί μεν οι διατάξεις για τις αποστάσεις των συνδετήρων να

ήταν επαρκείς για την πλαστιμότητα του κτιρίου, αλλά το γεγονός ότι χρησιμοποιήθηκαν λείοι συνδετήρες S220 οδήγησε σε ψαθυρές αστοχίες. Ενδεικτικά, αν για τα ίδια χαρακτηριστικά συνδετήρων είχε χρησιμοποιηθεί ποιότητα χάλυβα St III (όπως στους κύριους οπλισμούς), το κτίριο ίσως να μην κατέρρευε για τον σεισμό σχεδιασμού.

- Η προσαύξηση 50% των εντατικών μεγεθών εκ σεισμού στην pilotis βοήθησε στο να μην σχηματιστεί φαινόμενο «μαλακού ορόφου», αλλά δεν προστάτευσε το κτίριο από διατμητικές αστοχίες.
- Παρά τον δυσμενή συνδυασμό pilotis και τοιχοπληρώσεων στους ορόφους, δεν παρατηρείται φαινόμενο «μαλακού ορόφου» στο κτίριο κυρίως λόγω του μεγάλου αριθμού τοιχωμάτων στην y διεύθυνση ($n_{vy} = 80\%$).
- Αν και το κτίριο είχε $n_{vy} = 80\%$ και $n_{vx} = 76\%$, δεν ήταν σε θέση να ανταποκριθεί σε μέτριας έως μεγάλης έντασης σεισμούς.
- Οι μικρές σε μήκος δοκοί (<1.5m) υποφέρουν σε διάτμηση ακόμα και υπό έναν συχνό/ασθενικό σεισμό.
- Ένα κτίριο μπορεί να μην αντιμετωπίζει προβλήματα υπέρβασης των πλαστικών στροφών για την στάθμη B υπό τον σεισμό σχεδιασμού, αλλά να έχει προβλήματα για στάθμη A υπό συχνό/ασθενικό σεισμό.
- Αν το κτίριο έχει επαρκή πλαστιμότητα και δεν εμφανίζει υπερβάσεις πλαστικών στροφών στην στάθμη B1, η διάταξη **KAN.EΠΕ. §7.4.1(β)** εμφανίζει εκ πρώτης όψεως την στάθμη Γ1 ως δυσμενέστερη. Βεβαίως, όπως εξηγήθηκε, οι στάθμες επιτελεστικότητας έχουν νόημα μόνο εφόσον ενισχυθεί το κτίριο, ώστε να μην αστοχήσει πρώιμα από διάτμηση.
- Τα μεταλλικά χιαστί είναι αποτελεσματικά για την αντιμετώπιση υπερβάσεων σε πλαστικές στροφές. Είναι επίσης πιο αποτελεσματικά στην αντιμετώπιση ανεπαρκειών σε διάτμηση δοκών, όταν τοποθετούνται στην ανώτερη στάθμη της δοκού και όχι στην κατώτερη. Αυτό ενδεχομένως συμβαίνει, γιατί ανακατανέμονται καλύτερα τα φορτία βαρύτητας.
- Η χρήση χιαστί μεταλλικών συνδέσμων προσδίδει δυσκαμψία στο κτίριο, αλλά δεν ενδείκνυται για αντιμετώπιση ψαθυρών μορφών αστοχίας ελλείψει φαινομένου μαλακού ορόφου.
- Η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων δεν άλλαξε κατά πολύ την συμπεριφορά του κτιρίου, κυρίως επειδή ήταν τοποθετημένες σε φατνώματα τοιχωμάτων.
- Παρόλο που ο δείκτης πλαστιμότητας μ είναι >1.5 για την στάθμη B1, το κτίριο δεν αντιμετωπίζει πρόβλημα πλαστιμότητας.
- Παρόλο που ο δείκτης μ για την στάθμη A3 είναι αρκετά <1, δύο υποστυλώματα αναπτύσσουν μη ανεκτές πλαστικές στροφές.
- Η ορθογωνική κατανομή δεν οδηγεί σε πολύ διαφορετικά συμπεράσματα από την τριγωνική. Βέβαια δίνει πιο έντονα στροφικές μετακινήσεις λόγω ύπαρξης μεγάλου τοιχώματος ανελκυστήρα. Το γεγονός αυτό καταπονεί τα περιμετρικά γωνιακά τοιχώματα αλλά δεν επηρεάζει τις δοκούς.
- Η εισήγηση της παραγράφου §8.5.5.4 του KAN.EΠΕ. ότι οι θλιβόμενες διαγώνιοι δικτυώσεις ανεξαρτήτως διατομής αγνοούνται λόγω λυγισμού, απεδείχθη υπερσυντηρητική, καθώς για τις επιλεχθείσες διατομές κοιλοδοκών, καμία μεταλλική ράβδος σε καμία διεύθυνση φόρτισης δεν σχηματίζει πλαστική άρθρωση.

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Πρόσθετες διατάξεις (ΦΕΚ239Β'/1984) στον Αντισεισμικό Κανονισμό 1959
- [2] ΚΑΝ.ΕΠΕ. (1η αναθεώρηση, Ιούλιος 2013)
- [3] Δρ Γεωργία Μπέη, «Φέρουσα τοιχοποιία από ωμοπλίνθους - Έρευνα και καινοτομία στην Ελλάδα», Πίνακας 3 & 4, http://library.tee.gr/digital/m2316/m2316_bei.pdf
- [4] EC3 §5.5.1.1
- [5] Αντώνης Π. Κανελλόπουλος, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ενίσχυση Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», cubus Hellas, 2007.
- [6] ΕΑΚ 2003, Πίνακας 2.1
- [7] EC8

