

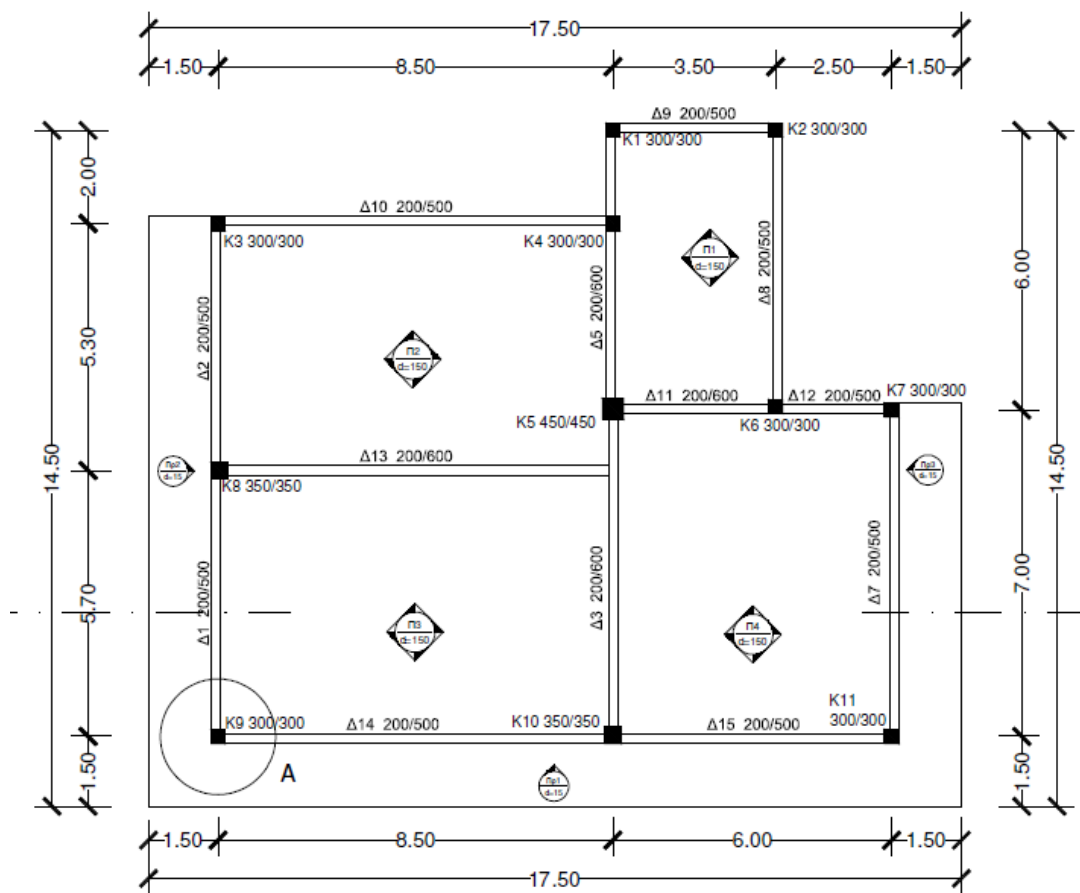
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΙΩΡΟΦΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΕΝΟΣ ΕΠΙΠΛΕΟΝ ΟΡΟΦΟΥ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΥΣ ΣΗΜΕΡΙΝΟΥΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ.

ΠΑΠΠΑΣ ΣΠΥΡΙΔΩΝ

Περίληψη

Η παρούσα εργασία ασχολείται με την αποτίμηση ενός διώροφου κτιρίου, κτισμένο το 1975. Η αποτίμηση έγινε με την βοήθεια των ελαστικών μεθόδων m και q , αλλά και με την ανελαστική PUS-S-OVER ανάλυση για τον έλεγχο της επαρκείας των μελών της κατασκευής για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητα. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ένας τρόπος ενίσχυσης της κατασκευής και προσθήκη ακόμα ένας όροφος, ο οποίος οπλίζεται με βάση τους κανονισμούς του ευρωκώδικα. Έπειτα γίνεται εκ νέου αποτίμηση για το ενισχυμένο πλέον κτίριο μαζί με τον νέο όροφο.

1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ



Σχ 1.1 Κάτοψη ορόφου κτιρίου

Στο σχήμα δίνεται η διαμόρφωση των φερόντων στοιχείων ενός τυπικού ορόφου μιας διώροφης οικοδομής κατασκευασμένης το 1975. Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων είναι: (α) Στα γωνιακά: 300/300 με οπλισμό 4Φ20 (β) Στα περιμετρικά (που δεν είναι γωνιακά): 350/350 με οπλισμό 4Φ18 (γ) Στο κεντρικό: 450/450 με οπλισμό 8Φ16. Οι

περιμετρικές δοκοί έχουν διαστάσεις 200/500 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ14 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις, όπου υπάρχουν επιπλέον 2Φ14 ως πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός. Οι εσωτερικές δοκοί έχουν διαστάσεις 200/600 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ16 στα ανοίγματα, από τα οποία επίσης τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Ο πρόσθετος οπλισμός των στηρίξεων είναι 2Φ18. Οι συνδετήρες είναι Φ8/200 σε όλα τα υποστυλώματα, καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα, και Φ8/300 στις δοκούς με επαρκή αγκύρωση. Οι πλάκες έχουν πάχος $h_f = 150\text{mm}$ και είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με Φ8/150. Επί των πλακών υπάρχει φορτίο από επίστρωση ίσο με 1.5 kN/m^2 . Τα ωφέλιμα φορτία να ληφθούν με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς φορτίσεων. Το δώμα θεωρείται μη βατό. Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος 3.6 kN/m^2 επιφάνειας όψης και εσωτερικά, κάτω από κάθε (εσωτερική) δοκό, δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος 2.1 kN/m^2 . Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων, τα φαινόμενα βάρη θεωρούνται μειωμένα κατά 50% και 35% αντίστοιχα. Επί των περιμετρικών δοκών της οροφής υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1.20 m. Το κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II (ΕΑΚ 2003), με κατηγορία εδάφους B και σπουδαιότητα συνήθη. Το ελαστικό φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων για τις παραπάνω συνθήκες φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα (ΕΑΚ 2003). Τα υλικά να θεωρηθούν: Σκυρόδεμα C20/25 και χάλυβας S400.

2. ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ(ΠΡΟΕΛΕΓΧΟΣ)

Πρώτα πρέπει να ελέγξουμε το κτίριο και να δούμε αν είναι μορφολογικά κανονικό ή όχι, για να αποφασίσουμε με ποια μέθοδο θα κάνουμε την ανάλυσή μας, δηλαδή εάν μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε μόνο τις ελαστικές μεθόδους ή χρειάζεται να πάμε με την ανελαστική μέθοδο (PUSS-OVER). Για τον έλεγχο κοιτάμε την 5^ο κεφάλαιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στην ανάλυση που έγινε λήφθηκαν υπόψη οι εξής παράμετροι:

- $a_g = 0.24\text{ g}$
- ελαστικό φάσμα
- τύπος εδάφους B
- συντελεστής επαύξησης $\gamma_{sd} = 1.1$
- σταθμη αξιοπιστίας δεδομένων – ικανοποιητική
- συντελεστής απόσβεσης $\zeta = 5\%$
- Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης $\beta_0 = 2.5$ για οριζόντιο και $\beta_0 = 3$ για κατακόρυφο

Πρώτα γίνεται ο έλεγχος διαφοράς μαζών και ακαμψιών σταθμών κτιρίου (παρ.4.2.3.3.) τα αποτελέσματα φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

α/α	Συν/κο Υψός (M)	Συν.Μάζα KN/g	Συνολικές $K_i \cdot 10^3$ (KNM)	Ακαμψίες ($K_i - X$) ($K_i - Z$)	Διαφορές Μαζών - Ακαμψιών ($M_{i+1} - M_i$)/ M_i - ($K_{i+1} - K_i$)/ K_i
1	3.200	144.212	60.783	60.783	
2	6.400	94.235	51.286	51.286	ελ. 0.34 ελ. 0.15 ελ. 0.15
3	9.600	115.137	51.286	51.286	ανξ. 0.22 ανξ. 0.00 ανξ. 0.00

Πίνακας 1.1 Διαφορές μαζών-ακαμψιών

Θέλουμε η διαφορά των μαζών και των ακαμψιών ανά όροφο να είναι μικρότερη από το 35% και η μείωση να είναι μικρότερη από 50%. Όπως βλέπουμε εδώ ο έλεγχος ικανοποιείται.

α/α Στάθμης	Τεμν. (Kn)	Τοιχ./Συνολ.Τεμν. (Kn)	=	nvx	Τεμν. (Kn)	Τοιχ./Συνολ.Τεμν. (Kn)	=	nvz			
1 ***	3-	0.000		179.309	0.00	ΑΠ. 35-		0.000	102.012	0.00	ΑΠ.
2	3-	0.000		161.396	0.00	ΑΠ. 35-		0.000	80.489	0.00	ΑΠ.
3	3-	0.000		170.620	0.00	ΑΠ. 35-		0.000	98.861	0.00	ΑΠ.

Πίνακας 2.2 Σεισμική Τέμνουσα Τοιχωμάτων (Παρ. 5.1.2 κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ) Στάθμη Αναφοράς: 0.000(m)

Στη συνέχεια γίνεται έλεγχος μέσης σχετικής μετακίνησης μεταξύ κόμβων ορόφου(παρ.5.5.2α(iii) κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ).Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό όροφο δεν υπερβαίνει το 1.5 (εξαιρούνται ο τελευταίος όροφος και τα προσαρτήματα). Ως κριτήριο αυτής της προϋπόθεσης, στην περίπτωση που το διάφραγμα δεν είναι ευπαράμορφο, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο κανόνας το σχετικό βέλος ορόφων σε οποιαδήποτε πλευρά του κτιρίου να μην υπερβαίνει το 150% του μέσου σχετικού βέλους. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός (M)	λxκi	λx, κi / λx, κi+1	λx, κi / λx, κi-1	λzκi	λz, κi / λz, κi+1	λz, κi / λz, κi-1
1	3.200	7.20	1.03		3.96	1.03	
2	6.400	7.01	<u>2.52</u>	1.03	4.09	1.34	1.03
3	9.600	2.78		2.52	3.06		1.34

Πίνακας 2.3 Μέσες σχετικές μετακινήσεις κόμβων ορόφου

Ο έλεγχος δεν ικανοποιείται.

Έλεγχος μέσης σχετικής μετακίνησης κατά X μεταξύ ορόφων(παρ.5.5.2α(iv) κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ).Το κτίριο δεν παρουσιάζει έντονα ασύμμετρη κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη, σε οποιονδήποτε όροφο. Ως κριτήριο αυτής της προϋπόθεσης, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο κανόνας το μέσο σχετικό βέλος ενός ορόφου (εξαιρούνται τα προσαρτήματα) να μην υπερβαίνει το 150% του σχετικού βέλους του υποκειμένου ή του υπερκείμενου ορόφου.

α/α Στάθμ.	Υπερκείμενος Συνδ. Σχετ. Μετ/ση (mm)	Υποκείμενος Συνδ. Σχετ. Μετ/ση (mm)	Λόγος di/di+1	Λόγος di/di-1	Αποτέλεσμα				
1	24	1.78	1.02	0	0.00	0.00	0.75	Ικανοπ.	
2	22	1.78	2.32	24	1.02	1.78	0.30	0.75	Ικανοπ.
3	0	0.00	0.00	22	2.32	1.78		0.30	Ικανοπ.

Πίνακας 2.4 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων, κατά την X - διεύθυνση

Βλέπουμε πως δεν έχουμε υπέρβαση του λόγου μετακινήσεων, δηλαδή πάνω από το 1.5

α/α	Υπερκείμενος		Υποκείμενος		Λόγος		Λόγος		Αποτέλεσμα
Στάθμ. Συνδ. Σχετ. Μετ/ση (mm)	Συνδ. Σχετ. Μετ/ση (mm)		Συνδ. Σχετ. Μετ/ση (mm)		di/di+1		di/di-1		
1	47	0.07	-0.02	0	0.00	0.00	4.01		Δεν Ικαν.
2	42	0.19	0.07	47	-0.02	0.07	1.64	4.01	Δεν Ικαν.
3	0	0.00	0.00	42	0.07	0.19		1.64	Δεν Ικαν.

Πίνακας 2.5 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων, κατά την Z – διεύθυνση

Κατά την Z – διεύθυνση έχουμε υπέρβαση του λόγου μετακινήσεων (>1.5) , οπότε το κριτήριο δεν ικανοποιείται. Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων (παρ.5.5.2 α(i) κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ). Για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2.5$, ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει $\lambda > 2.5$, αλλά το κτίριο μπορεί να χαρακτηριστεί μορφολογικά κανονικό κατά την §5.5.1.2.

α/α	Συν/κο	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο			
		λ<=2.5		λ>2.5		λ<=2.5		λ>2.5		λ<=2.5		λ>2.5	
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.200	8	18%	7	16%	2	6%	9	27%	10	13%	16	21%
2	6.400	10	22%	5	11%	0	0%	11	33%	10	13%	16	21%
3	9.600	15	33%	0	0%	2	6%	9	27%	17	22%	9	12%
Σύνολο		33	73%	12	27%	4	12%	29	88%	37	47%	41	53%

Πίνακας 2.6 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών και υποστυλωμάτων

Ο έλεγχος βλέπουμε πως δεν ικανοποιείται.

Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας- λ_k υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού (υποκείμενου ή υπερκείμενου) ορόφου, όπου:

$$\lambda_k = \frac{\sum \lambda_i V_{si}}{\sum V_{si}} \quad (5.5)$$

Στη σχέση αυτή, λ είναι ο δείκτης ανεπάρκειας για το κύριο στοιχείο του ορόφου, Vsi είναι η αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα (από ελαστική ανάλυση για q=1), και n ο αριθμός των κύριων στοιχείων του ορόφου 'k'. Ο όροφος k του οποίου ο λόγος $\lambda_k > 1.5 \lambda_{k+1}$ ή $\lambda_k > 1.5 \lambda_{k-1}$ ονομάζεται καμπτοδιατημητικώς ασθενής όροφος. Η συνθήκη αυτή δεν είναι απαραίτητο να ελέγχεται αν $\lambda_k < 1.0$.

α/α	Συν/κο	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο			
		λ<=1.0		λ>1.0		λ<=1.0		λ>1.0		λ<=1.0		λ>1.0	
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.200	0	0%	15	33%	0	0%	11	33%	0	0%	26	33%
2	6.400	0	0%	15	33%	0	0%	11	33%	0	0%	26	33%
3	9.600	6	13%	9	20%	0	0%	11	33%	6	8%	20	26%
Σύνολο		6	13%	39	87%	0	0%	33	100%	6	8%	72	92%

Πίνακας 2.7 Δείκτες ανεπάρκειας

Βλέπουμε ότι έχουμε υπέρβαση από πολλά στοιχεία του κρητηρίου $\lambda_k > 1$ οπότε το κριτήριο δεν ικανοποιείται, άρα το κτίριό μας δεν είναι μορφολογικά κανονικό.

Έλεγχος ιδιοπεριόδων κτιρίου (παρ.5.5.2 α(ii) ΚΑΝ.ΕΠΕ)

$$T_x = 0,453 \text{ s}$$

$$T_y = 0.453 \text{ s}$$

Πρέπει $T_x, T_z < \min(4T_c, 2s)$, Όπου $4T_c = 2 \text{ sec}$ και ο έλεγχος ικανοποιείται.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑ ΠΡΟΕΛΕΓΧΟΥ

- Δεν μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε ελαστική ανάλυση διότι δεν ικανοποιούνται όλα τα κριτήρια.

2. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ (q)

Όπως είδαμε παραπάνω, τα κριτήρια που μας επιτρέπουν να ακολουθήσουμε ελαστικές μεθόδους (q) και (m) δεν ικανοποιούνται, αλλά για εποπτικούς λόγους και για αυτήν την εργασία θα τις εξετάσουμε. Για την ανάλυση με τη μέθοδο (q) οι παράμετροι που λήφθηκαν υπόψη είναι:

- Σεισμική ζώνη II, $a_g = 0.24 \text{ g}$
- ελαστικό φάσμα
- τύπος εδάφους B
- συντελεστής επαύξησης $\gamma_{sd} = 1.1$
- σταθμη αξιοπιστίας δεδομένων – ικανοποιητική
- συντελεστής απόσβεσης $\zeta = 5\%$
- Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης $\beta_0 = 2.5$ για οριζόντιο και $\beta_0 = 3$ για κατακόρυφο
- Έλεγχος στάθμης επιτελεστικότητας (Γ)
- Συντελεστής $q = 2,3$ με βάση τους παρακάτω πίνακες του ΚΑΝ.ΕΠΕ

Εφαρμοσθέντες κανονισμοί Μελετητής(και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων		Δυσμενείς παρουσία τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<...	3.0	2.3	2.3	1.7
1985<..<1995	2.3	1.7	1.7	1.3
..<1985	1.7	1.3	1.3	1.1

Πίνακας 2.1 Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q' για την στάθμη επιτελεστικότητας B («Σημαντικές βλάβες») (Πίνακας Σ 4.4 κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Στάθμη επιτελεστικότητας		
Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Α)	Προστασία ζωής (Β)	Αποφυγή κατάρρευσης (Γ)
0,6 Πάντως δε $1.0 < q^* < 1.5$	1.0	1.4

Πίνακας 2.2 Τιμές του λόγου q^*/q' αναλόγως του στόχου επανελέγχου (για τον φέροντα οργανισμό) (Πίνακας 4.1 κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Παρακάτω βλέπουμε τους πίνακες με την κατονομή των τεμνουσών δυνάμεων στις στάθμες κάθε ορόφου κατά X και Z-άξονα, αλλά και των σχετικών μετακινήσεων ορόφων.

α/α Στάθμης	Τεμν. Τοιχ./Συνολ.Τεμν. (Kn)	=	nvx	Τεμν. Τοιχ./Συνολ.Τεμν. (Kn)	=	nvz
1 ***	3-1540.490	1540.490	1.00 ΕΠ.	35-1540.490	1540.490	1.00 ΕΠ.
2	3-1278.336	1278.336	1.00 ΕΠ.	35-1273.530	1273.530	1.00 ΕΠ.
3	3- 888.261	888.261	1.00 ΕΠ.	35- 778.010	778.010	1.00 ΕΠ.

Πίνακας 2.3 Τέμνουσες ορόφων

α/α Στάθμ.	Συνδυασμ. x z		Σχετική Μετ/ση x (mm) z (mm)		Λόγοι μετακινήσεων x z		---Αποτέλεσμα---	
1	66	33	-11.23	-11.83	0.84	0.76	Ικανοπ.	Ικανοπ.
2	66	13	-11.94	-13.04	0.95	0.75	Ικανοπ.	Ικανοπ.
3	66	13	-5.92	-7.78	1.28	0.86	Ικανοπ.	Ικανοπ.

Πίνακας 2.4 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων

Όπως βλέπουμε ο λόγος των σχετικών μετακινήσεων δεν ξεπερνά το 1,5 σε καμία διεύθυνση, οπότε το κριτήριο του ΚΑΝ.ΕΠΕ παρ.5.5.2α(iii) ικανοποιείται. Στον πιο κάτω πίνακα βλέπουμε και τον αριθμό των στοιχείων που ατοχούν για την δεδομένη σεισμική φόρτιση.

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός (Μ)	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο			
		λ<=1.0		λ>1.0		λ<=1.0		λ>1.0		λ<=1.0		λ>1.0	
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.200	0	0%	15	33%	0	0%	11	33%	0	0%	26	33%
2	6.400	0	0%	15	33%	0	0%	11	33%	0	0%	26	33%
3	9.600	1	2%	14	31%	0	0%	11	33%	1	1%	25	32%
Σύνολο		1	2%	44	98%	0	0%	33	100%	1	1%	77	99%

Πίνακας 2.5 Δείκτες ανεπάρκειας στοιχείων

Πρέπει να τονιστεί το γεγονός ότι το 99% των στοιχείων αστοχεί και μόνο 1%.

Στον παρακάτω πίνακα θα δούμε τους τρόπους αστοχίας των υποστυλωμάτων

“Αποτίμηση και Ενίσχυση Διάρθρωσης Κατασκευής από Οπλισμένο Σκυροδεμα και Προσθήκη ενός Επιπέδου Ορόφου με Βάση τους Σημερινούς Κανονισμούς”

Μέλος	Κόμβ.	μ1/τ	μd	as	ΕΙΔΟΣ
304	133	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	144	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
305	134	4.47	3.20	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	145	4.49	3.21	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
306	135	3.82	2.73	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	146	3.83	2.74	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
307	136	4.43	3.17	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	147	4.42	3.16	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
308	137	5.23	3.74	3.56	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	148	5.26	3.75	3.56	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
309	138	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	149	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
310	139	3.67	2.62	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	150	3.69	2.63	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
311	140	4.02	2.87	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	151	4.04	2.88	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
312	141	4.02	2.87	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	152	4.04	2.88	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
313	142	3.72	2.65	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	153	3.73	2.66	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
314	143	3.90	2.79	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	154	3.92	2.80	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
341	144	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	157	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
342	145	4.40	3.14	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	158	4.39	3.13	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
343	146	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	159	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
344	147	4.28	3.06	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	160	4.28	3.06	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
345	148	5.19	3.71	3.56	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	161	5.16	3.69	3.56	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
346	149	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	162	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
347	150	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	163	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
348	151	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	164	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
349	152	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	165	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
350	153	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	166	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
351	154	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	167	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
352	157	4.31	3.08	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	97	4.35	3.10	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
353	158	4.29	3.07	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	98	4.32	3.08	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
354	159	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	99	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
355	160	4.29	3.06	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	100	4.28	3.05	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
358	163	4.42	3.16	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	103	4.46	3.18	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
359	164	4.42	3.15	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	104	4.45	3.18	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
360	165	4.23	3.02	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	105	4.27	3.05	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
361	166	4.18	2.99	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	106	4.21	3.01	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
362	167	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	107	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ

Πίνακας 4.4 συμπεριφορά υποστυλωμάτων χωρίς συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων

ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ					
Μέλος	Κόμβ.	μ1/τ	μd	as	ΕΙΔΟΣ
101	60	4.47	3.19	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	12	4.48	3.20	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
102	61	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	13	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
103	62	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	14	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
104	63	4.02	2.87	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	15	4.04	2.88	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
105	64	4.05	2.89	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	16	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
106	65	4.48	3.20	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	17	4.47	3.20	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
107	66	1.95	1.39	3.56	ΨΑΥΦΟ
	18	1.96	1.40	3.56	ΨΑΥΦΟ
108	67	2.01	1.44	3.56	ΨΑΥΦΟ
	19	2.03	1.45	3.56	ΨΑΥΦΟ
109	68	1.99	1.42	3.56	ΨΑΥΦΟ
	20	2.01	1.43	3.56	ΨΑΥΦΟ
110	69	1.99	1.42	3.56	ΨΑΥΦΟ
	21	2.01	1.43	3.56	ΨΑΥΦΟ
111	70	5.41	3.86	0.92	ΨΑΥΦΟ
	22	5.42	3.87	0.92	ΨΑΥΦΟ
12	12	4.40	3.14	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	23	4.38	3.13	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
13	13	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	24	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
14	14	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	25	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
15	15	4.07	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	26	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
16	16	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	27	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
17	17	4.37	3.12	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	28	4.37	3.12	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
18	18	2.40	1.71	2.67	ΨΑΥΦΟ
	29	2.42	1.73	2.67	ΨΑΥΦΟ
19	19	2.39	1.71	2.67	ΨΑΥΦΟ
	30	2.41	1.72	2.67	ΨΑΥΦΟ
20	20	2.43	1.73	2.67	ΨΑΥΦΟ
	31	2.45	1.75	2.67	ΨΑΥΦΟ
21	21	2.38	1.70	2.67	ΨΑΥΦΟ
	32	2.40	1.71	2.67	ΨΑΥΦΟ
22	22	5.40	3.85	0.92	ΨΑΥΦΟ
	33	5.43	3.88	0.92	ΨΑΥΦΟ
23	23	4.37	3.12	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	34	4.37	3.12	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
24	24	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	35	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
25	25	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	36	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
26	26	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	37	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
27	27	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	38	4.06	2.90	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
29	29	3.02	2.15	1.78	ΨΑΥΦΟ
	40	3.04	2.17	1.78	ΨΑΥΦΟ
30	30	2.99	2.13	1.78	ΨΑΥΦΟ
	41	3.01	2.15	1.78	ΨΑΥΦΟ
31	31	3.03	2.17	1.78	ΨΑΥΦΟ
	42	3.06	2.18	1.78	ΨΑΥΦΟ
32	32	2.97	2.12	1.78	ΨΑΥΦΟ
	43	2.99	2.14	1.78	ΨΑΥΦΟ
33	33	5.61	4.01	0.92	ΨΑΥΦΟ
	44	5.70	4.07	0.92	ΨΑΥΦΟ
34	34	4.59	3.28	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	45	4.63	3.30	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
35	35	4.83	3.45	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	46	4.87	3.48	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
36	36	4.48	3.20	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	47	4.51	3.22	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
37	37	4.38	3.13	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	48	4.41	3.15	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
38	38	4.55	3.25	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	49	4.58	3.27	5.33	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
39	39	4.89	3.50	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
	50	4.92	3.51	4.57	ΠΛΑΣΤΙΜΟ
40	40	4.03	2.88	0.89	ΨΑΥΦΟ
	51	4.06	2.90	0.89	ΨΑΥΦΟ
41	41	3.55	2.53	0.89	ΨΑΥΦΟ
	52	3.57	2.55	0.89	ΨΑΥΦΟ
42	42	4.01	2.87	0.89	ΨΑΥΦΟ
	53	4.05	2.89	0.89	ΨΑΥΦΟ
43	43	3.91	2.80	0.89	ΨΑΥΦΟ
	54	3.95	2.82	0.89	ΨΑΥΦΟ
44	44	6.64	4.74	0.92	ΨΑΥΦΟ
	55	6.74	4.81	0.92	ΨΑΥΦΟ

Πίνακας 4.4 Κριτήρια συμπεριφοράς υποστυλωμάτων με συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων

Όπως βλέπουμε έχουμε πλάστιμη συμπεριφορά για όλα τα υποστυλώματα, αλλά όταν έχουμε ενεργή συνειφορά των τοιχοποιιών τότε βλέπουμε πολλές ψαθυρές συμπεριφορές υποστυλωμάτων. Αυτό φαίνεται και παρακάτω

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΜΕΘΟΔΟΥ

- Έχουμε πάρα πολλές αστοχίες που φτάνουν το 99% των στοιχείων.
- Παρατηρείται ψαθυρή αστοχία των υποστυλωμάτων, με την συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων στην ανάλυση, λόγω της παρεμπόδισης αυτών να αναπτύξουν τις μέγιστες μετατοπίσεις τους.

3. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ (m)

Για τον υπολογισμό της τέμνουσας βάσης χρησιμοποιείται η σχέση (5.3) του ΚΑΝ.ΕΠΕ

$V = C1Cm SeW$, όπου :

C1: Συντελεστής που συσχετίζει την αναμενόμενη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση με τις μετακινήσεις που υπολογίζονται από γραμμική ελαστική ανάλυση, και απλοποιητικώς λαμβάνεται ίσος με 1

Cm: Συντελεστής δρώσας μάζας (για συνεκτίμηση ανώτερων ιδιομορφών), που μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0,85

Se: Η φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T σύμφωνα με τις §5.5.4 και 5.4.8. Εφόσον οι κυριαρχούσες ιδιοπερίοδοι σε κάθε διεύθυνση του κτιρίου διαφέρουν ουσιωδώς, ως Se λαμβάνεται η αντίστοιχη σε κάθε ιδιοπερίοδο τιμή

W: Το βάρος που αντιστοιχεί στη συνολικά ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής.

Ο παρακάτω πίνακας μας δείχνει τις δυνάμεις σε κάθε στάθμη επιπέδου, κατά τις δύο διευθύνσεις X και Z.

α/α Στάθμης	Τεμν. Τοιχ./Συνολ.Τεμν. (Kn)	=	nvx	Τεμν. Τοιχ./Συνολ.Τεμν. (Kn)	=	nvz
1 ***	3-3116.420	3116.420	1.00 ΕΠ.	35-3116.420	3116.420	1.00 ΕΠ.
2	3-2576.360	2576.360	1.00 ΕΠ.	35-2576.360	2576.360	1.00 ΕΠ.
3	3-1590.944	1590.944	1.00 ΕΠ.	35-1560.380	1560.380	1.00 ΕΠ.

Πίνακας 3.1 Τέμνουσες στις στάθμες ορόφων

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός (Μ)	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο			
		λ<=1.0	λ>1.0	λ<=1.0	λ>1.0	λ<=1.0	λ>1.0	λ<=1.0	λ>1.0				
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.200	0	0%	15	33%	0	0%	11	33%	0	0%	26	33%
2	6.400	0	0%	15	33%	0	0%	11	33%	0	0%	26	33%
3	9.600	0	0%	15	33%	0	0%	11	33%	0	0%	26	33%
Σύνολο		0	0%	45	100%	0	0%	33	100%	0	0%	78	100%

Πίνακας 3.2 δείτες ανεπάρκειας μελών

Όπως αντίστοιχα και στην (q) μέθοδο έχουμε μεγάλο ποστό αστοχίας, εδώ έχουμε 100% .

4. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ PUSS-OVER

Η μέθοδος PUSS-OVER είναι η σταδιακή πλευρική φόρτιση της κατασκευής με τριγωνική ή ορθογωνική κατανομή φορτίου μέχρις ότου κάποιο από τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία να μην αντέξει να αναλάβει τα κατακόρυφα φορτία και η κατασκευή να καταρρεύσει. Στο σημείο αυτό καλό είναι να αναφερθούν οι συγκρίσεις που έγιναν με το λογισμικό Scada Pro. Αρχικά έγινε έλεγχος με την PUSS-OVER στο ήδη υπάρχον κτίριο, λαμβάνοντας υπόψη τις τοιχοποιίες, αλλά και χωρίς αυτές για να δούμε διαφορές στα αποτελέσματα. Ως παραμέτρους λήφθηκαν υπόψη:

- Σεισμική ζώνη II, $a_g = 0.24 g$
- ελαστικό φάσμα
- τύπος εδάφους B
- σταθμη αξιολογίας δεδομένων – ικανοποιητική
- συντελεστής απόσβεσης $\zeta = 5\%$
- Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης $\beta_0 = 2.5$ για οριζοντιο και $\beta_0 = 3$ για κατακόρυφο

4.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ PUSS-OVER ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΣΥΝΕΙΣΦΟΡΑ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται η ιδιομορφική κατανομή της μάζας του κτιρίου και η τέμνουσα βάσης για κάθε συνδυασμό φόρτισης.

α/α Ιδιομορφής	Μ Ε Τ Α Φ Ο Ρ Ι Κ Ε Σ			Μ Α Ζ Ε Σ		
	κατά X	/ %	κατά Y	/ %	κατά Z	/ %
1	137.79	/ 22.56	0.00	/ 0.00	0.89	/ 0.15
2	302.76	/ 49.58	0.01	/ 0.00	138.01	/ 22.60
3	93.73	/ 15.35	0.04	/ 0.01	398.29	/ 65.22
4	11.52	/ 1.89	0.00	/ 0.00	0.04	/ 0.01
5	51.22	/ 8.39	0.00	/ 0.00	1.06	/ 0.17
6	0.76	/ 0.12	0.19	/ 0.03	60.24	/ 9.86
7	1.04	/ 0.17	0.00	/ 0.00	0.01	/ 0.00
8	0.00	/ 0.00	0.03	/ 0.00	11.88	/ 1.94
9	12.00	/ 1.97	0.00	/ 0.00	0.00	/ 0.00
10	0.00	/ 0.00	42.97	/ 7.04	0.03	/ 0.01
ΣΥΝΟΛΑ	610.82	/ 100.02	43.24	/ 7.08	610.44	/ 99.96

Πίνακας 4.1.1 Δρώντες ιδιομορφικές μάζες

A/A Ανάλυση	Είδος Ανάλυσης-Κατανομής	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Μέγιστη Μετακ. (m)	Λόγος Υπεραντοχής
1	Τριγωνική $F_x + 0.30 * F_z$	318.272	0.156	7.857
5	Τριγωνική $F_x - 0.30 * F_z$	365.120	0.138	8.921
9	Τριγωνική $-F_x + 0.30 * F_z$	485.419	0.129	13.004
13	Τριγωνική $-F_x - 0.30 * F_z$	463.955	0.128	22.495
17	Τριγωνική $F_z + 0.30 * F_x$	293.938	0.176	11.482
21	Τριγωνική $F_z - 0.30 * F_x$	352.659	0.178	14.471

Πίνακας 4.1.2 Τέμνουσες βάσης κτιρίου

Η μέγιστη τέμνουσα βάσης είναι:

$V_b = 485.4$ kN για την τριγωνική κατανομή $-F_x + 0.3F_z$

Τα στοιχεία που αστοχούν για κάθε συνδυασμό φόρτισης φαίνονται συγκεντρωτικά στον παρακάτω πίνακα.

	Είδος Ανάλυσης - Κατανομής	DL			SD			NC		
		Δ	Κ	Σ	Δ	Κ	Σ	Δ	Κ	Σ
1	$F_x + 0.30 \cdot F_z$ - Τριγωνική	50	43	93	49	44	93	49	44	93
5	$F_x - 0.30 \cdot F_z$ - Τριγωνική	50	46	96	48	47	95	45	49	94
9	$-F_x + 0.30 \cdot F_z$ - Τριγωνική	54	43	97	54	43	97	54	43	97
13	$-F_x - 0.30 \cdot F_z$ - Τριγωνική	50	38	88	50	38	88	49	38	87

Πίνακας 4.1.3 Αστοχίες μελών

4.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ PUSS-OVER ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΕΙΣΦΟΡΑ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Ας δούμε πάλι τους πίνακες ιδιομορφικής μάζας και τέμνουσας βάσης, καθώς και τα μελη που αστοχούν για κάθε σενάριο φόρτισης.

α/α Ιδιομορφής	Μ Ε Τ Α Φ Ο Ρ Ι Κ Ε Σ						Μ Α Ζ Ε Σ		
	κατά X	/	‰	κατά Y	/	‰	κατά Z	/	‰
1	11.90	/	1.95	0.01	/	0.00	64.75	/	10.60
2	518.98	/	84.98	0.00	/	0.00	1.78	/	0.29
3	0.01	/	0.00	0.04	/	0.01	468.14	/	76.66
4	2.81	/	0.46	0.02	/	0.00	6.67	/	1.09
5	62.69	/	10.27	0.00	/	0.00	0.97	/	0.16
6	0.23	/	0.04	0.14	/	0.02	55.37	/	9.07
7	0.65	/	0.11	0.00	/	0.00	1.06	/	0.17
8	12.48	/	2.04	0.00	/	0.00	1.35	/	0.22
9	1.06	/	0.17	0.02	/	0.00	10.32	/	1.69
10	0.00	/	0.00	42.91	/	7.03	0.03	/	0.00
ΣΥΝΟΛΑ	610.83	/	100.02	43.15	/	7.07	610.44	/	99.96

Πίνακας 4.2.1 Δρώντες ιδιομορφικές μάζες

A/A Ανάλυση	Είδος Ανάλυσης-Κατανομής	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Μέγιστη Μετακ. (m)	Λόγος Υπεραντοχής
1	Τριγωνική $F_x + 0.30 \cdot F_z$	291.694	0.135	7.695
5	Τριγωνική $F_x - 0.30 \cdot F_z$	242.432	0.374	7.469
9	Τριγωνική $-F_x + 0.30 \cdot F_z$	393.752	0.110	12.900
13	Τριγωνική $-F_x - 0.30 \cdot F_z$	432.056	0.312	26.200
17	Τριγωνική $F_z + 0.30 \cdot F_x$	245.328	0.385	12.679
21	Τριγωνική $F_z - 0.30 \cdot F_x$	282.729	0.455	14.409

Πίνακας 4.2.2 Τέμνουσες βάσης κτιρίου

Η μέγιστη τέμνουσα βάσης είναι:

$V_b = 432,052$ kN για την τριγωνική κατανομή $-F_x - 0.3F_z$ και για να συγκρίνουμε με την τον προηγούμενο συνδυασμό φόρτισης, για τον συνδυασμό $-F_x + 0.3F_z$ έχουμε $V_b = 393,75$ kN

Βλέπουμε ότι έχουμε μείωση της τέμνουσας βάσης κατά 18,9% για την τριγωνική κατανομή και για την μέση συνεισφορά, θα υπολογίσουμε τον μέσο όρο όλων των συνδυασμών φόρτισης. Η πράξη αυτή μας δίνει, ότι έχουμε συνεισφορά της τοιχοποιίας κατά 21.6% στην ανάληψη της τέμνουσας.

Στον παρακάτω πίνακα βλέπουμε συγκεντρωτικά τον αριθμό των μελών που αστοχούν και για τις τρεις στάθμες ειτελεστικότητας.

	Είδος Ανάλυσης - Κατανομής	DL			SD			NC		
		Δ	Κ	Σ	Δ	Κ	Σ	Δ	Κ	Σ
1	$F_x + 0.30 \cdot F_z$ - Τριγωνική	52	55	107	52	55	107	52	55	107
5	$F_x - 0.30 \cdot F_z$ - Τριγωνική	49	46	95	48	46	94	39	43	82
9	$-F_x + 0.30 \cdot F_z$ - Τριγωνική	51	47	98	50	43	93	50	40	90
13	$-F_x - 0.30 \cdot F_z$ - Τριγωνική	50	50	100	50	52	102	46	44	90

Πίνακας 4.2.3 αστοχίες μελών

Βλέπουμε πως δεν έχουμε μεγάλη διαφορά ως προς τον αριθμό των μελών που αστοχούν κατά μέσο όρο 95 στοιχεία αστοχούν για την στάθμη “οιωνεί κατάρευση”. Αυτό που πρέπει να τονισθεί είναι ότι για τρεις συνδυασμούς φορτίσεως έχουμε περισσότερες αστοχίες αν λάβουμε υπόψη μας τις τοιχοποιίες απ το να μην τις λάβουμε. Αυτό μπορεί να οφείλεται στο γεγονός ότι η τοιχοποιία δεν αφήνει τον φέροντα οργανισμό να παραμορφωθεί και να αναπτύξει πλαστική συμπεριφορά. Αυτό φαίνεται κιόλας, αν συγκρίνουμε τις μέγιστες μετατοπίσεις που φθάνει η κατασκευή με και χωρίς τις τοιχοποιίες, όπου στη δεύτερη περίπτωση έχουμε μεγαλύτερες μετατοπίσεις.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Από την παραπάνω ανάλυση βγαίνουν τα εξής συμπεράσματα:

- Η κατασκευή δεν είναι ικανή να αντέξει τα φορτία τα οποία επειφέρει σεισμός με επιτάχυνση εδάφους 0.24g, με περίοδο επαναφοράς 475 έτη και ποσοστό υπέρβασης 10%.
- Με τον συνυπολογισμό των τοιχοποιιών στο μοντέλο μας έχουμε αύξηση της ικανότητας ανάληψης οριζόντιων φορτίων, αλλά ταυτόχρονα έχουμε και μη πλαστική συμπεριφορά, λόγω τον περιορισμό των μετατοπίσεων. Αυτό κάνει την κατασκευή να συμπεριφέρεται ψαθυρά, καθώς και τα υποστυλώματά της που είναι τα πρώτα που περιορίζονται σε σχετική στρόφη.

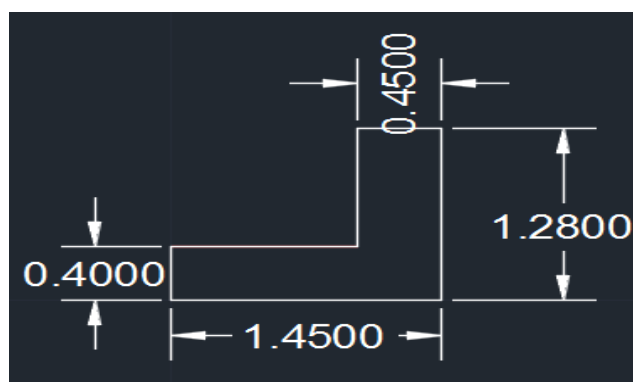
- Σε όσους συνδυασμούς φορτίσεων φτάσαμε στη στοχευμένη μετακίνηση, είδαμε πως και για την στάθμη επιτελεσματικότητας “οιωνεί κατάρευση”, έχουμε πολλές αστοχίες δευτερευόντων (δοκάρια), αλλά ακόμα περισσότερων πρωτεύοντων (κολώνες) στοιχείων.
- Ακόμα πρέπει να πούμε πως παρατηρείται στους κόμβους, πρώτα η αστοχία των υποστυλωμάτων και μετέπειτα των δοκών, κάτι που δεν είναι επιθυμητό σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό, ο οποίος θέλει πρώτα την αστοχία των δοκαριών και έπειτα των κατακόρυφων στοιχείων του φέροντα οργανισμού. Αυτό συμβαίνει στην κατασκευή μας, γιατί έχουμε μεγάλα ύψη δοκών ($h=50$ cm) και μικρές διαστάσεις υποστυλωμάτων (30 cm x 30 cm).
- Από τα παραπάνω είναι εύλογο πως το κτίριο χρειάζεται ενίσχυση, ούτως ώστε να είναι σε θέση να αντέξει την επόμενη ισχυρή σεισμική διέγερση.

5. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΚΑΙ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΛΑΜΩΝ ΚΑΙ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΕΝΟΣ ΕΠΙΠΛΕΟΝ ΟΡΟΦΟΥ

5.1 ΜΟΡΦΟΠΟΙΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

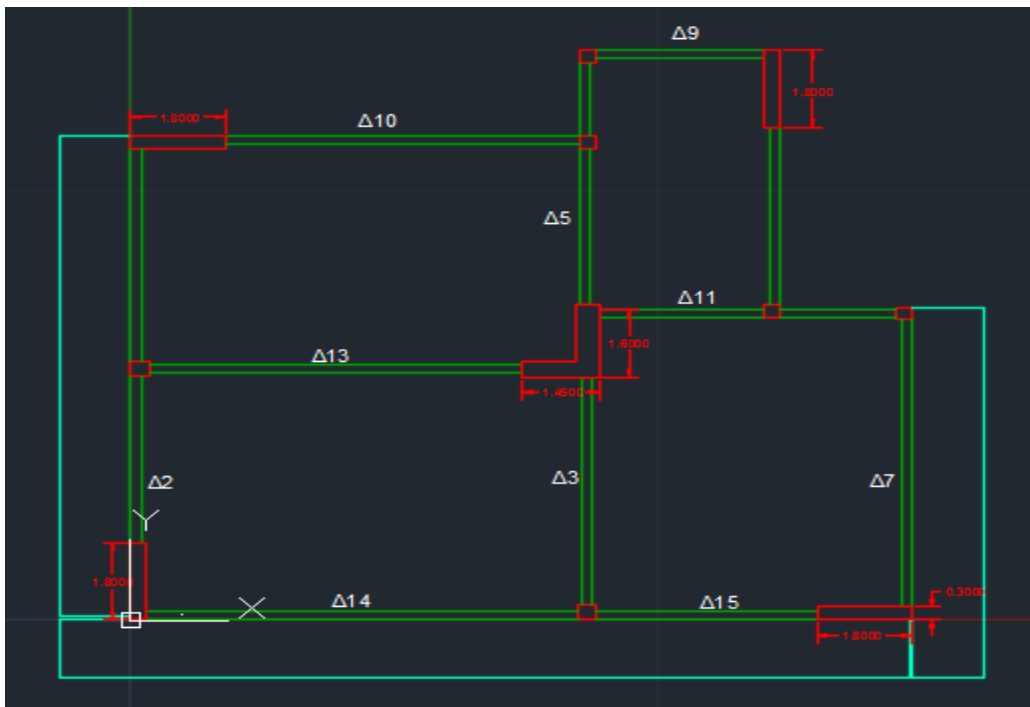
Στο κομμάτι αυτό υπάρχουν αρκετοί τρόποι ενίσχυσης του κτιρίου, αυτό είναι στην κρίση του μελετητή. Στη παρούσα εργασία επιλέχθηκε να μπούνε τέσσερα περιμετρικά τοιχώματα και ένα κεντρικό τύπου Γ και μεταλλικές λάμες για ενίσχυση κάποιων εύτροτων δοκών, τα οποία δεν μπορούσαν να φέρουν ούτε τα δυσμενή στατικά φορτία, από τον συνδυασμό $1.35G+1.5Q$. Άκόμη έγινε προσθήκη ενός επιπλέον ορόφου για να δούμε, κατά πόσο αντέχει η κατασκευή μας.

Τα περιμετρικά τοιχώματα έχουν διαστάσεις $1.5m$ x $0.3m$ και είναι προσανατολισμένα, ως προς τον ισχυρό τους άξονα, δύο ανα κάθε διεύθυνση, ούτως ώστε να βοηθάνε και στις δύο πλευρές, στην ανάληψη σεισμικών δράσεων. Η διαστασιολόγηση των οπλισμών των τοιχωμάτων, αλλά και της προσθήκης έγινε με ευρωκώδικα και αφήσαμε το πρόγραμμα να το κάνει αυτόματα. Το εσωτερικό τοίχωμα τύπου Γ έχει διαστάσεις, αυτές που φαίνονται παρακάτω στο σχήμα.



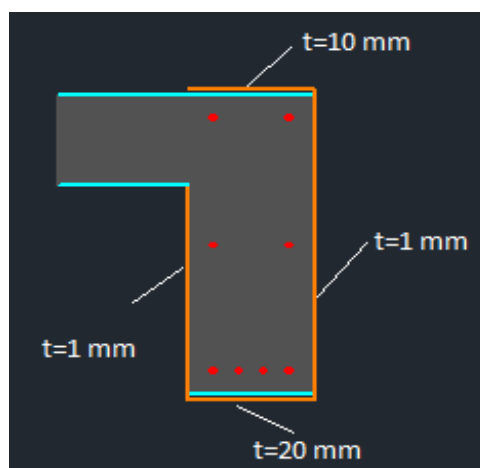
Σχήμα 5.1.1 Τοίχωμα τύπου Γ της ενισχυμένης κατασκευής

Η διάταξη των τοιχωμάτων έγινε όπως φαίνεται στο παρακάτω σχέδιο.



Σχήμα 5.1.2 Διάταξη τοιχωμάτων στο κτίριο

Οι δοκοί που ενισχύθηκαν σε κάθε όροφο είναι οι Δ2,Δ3,Δ7,Δ10,Δ13,Δ14,Δ15. Έπειτα από την ανάλυση που έγινε, είδαμε πως οι συγκεκριμένες δοκοί έχουν πρόβλημα σε κάμψη, οπότε επιλέχθηκε ενίσχυση με μεταλλικούς κλωβούς, με διαστάσεις ενιαίες καθ' όλο το μήκος των δοκών, όπου στο κάτω πέλμα τοποθετήθηκε λάμα με πάχος 20 mm, στο πάνω 10 mm και στα πλαινά 1 mm απλά για λόγους αποφυγής αποκόλλησης των άλλων δύο. Το παρακάτω σχήμα μας βοηθάει να καταλάβουμε την μόρφωση της ενίσχυσης, όπου με πορτοκαλί χρώμα οι ενισχυτικές λάμες.



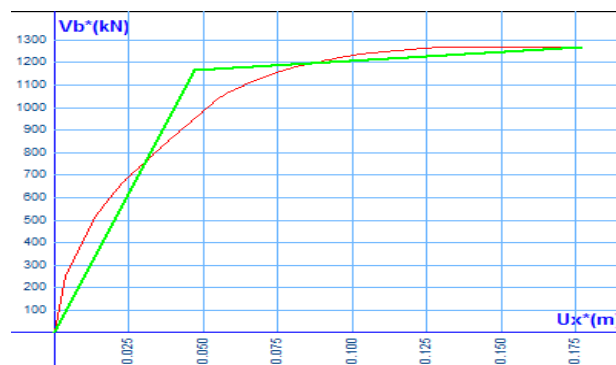
Σχήμα 5.1.3 Ενίσχυση δοκών με συγκολλητά ελάσματα

5.2 ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ PUSH-OVER ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Τα αποτελέσματα της PUSS-OVER φαίνονται παρακάτω.

A/A	Είδος Ανάλυσης-Κατανομής	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Μέγιστη Μετακ. (m)	Λόγος Υπεραντοχής
1	Τριγωνική $F_x+0.30 \cdot F_z$	1276.871	0.260	18.704
5	Τριγωνική $F_x-0.30 \cdot F_z$	1045.191	0.362	21.941
9	Τριγωνική $-F_x+0.30 \cdot F_z$	989.554	0.346	154.151
13	Τριγωνική $-F_x-0.30 \cdot F_z$	1333.879	0.337	6.144
17	Τριγωνική $F_z+0.30 \cdot F_x$	1209.832	0.139	4.754
21	Τριγωνική $F_z-0.30 \cdot F_x$	1292.269	0.168	7.661
25	Τριγωνική $-F_z+0.30 \cdot F_x$	1172.131	0.128	17.256
29	Τριγωνική $-F_z-0.30 \cdot F_x$	1271.169	0.177	5.006

Πίνακας 5.2.1 Τέμνουσες βάσης-μετακινήσεις-λόγοι υπεραντοχής



Σχ 6.1 Καμπύλη PUSS-OVER

Τα μέλη που αστοχούν για τέσσερις συνδυασμούς φόρτισης, φαίνονται στο παρακάτω συγκεντρωτικό πίνακα.

Είδος Ανάλυσης - Κατανομής	DL			SD			NC		
	Δ	Κ	Σ	Δ	Κ	Σ	Δ	Κ	Σ
$F_x+0.30 \cdot F_z$ - Τριγωνική	57	44	101	48	24	72	34	12	46
$F_x-0.30 \cdot F_z$ - Τριγωνική	52	38	90	8	4	12	4	1	5
$F_z+0.30 \cdot F_x$ - Τριγωνική	54	31	85	13	28	41	13	25	38
$F_z-0.30 \cdot F_x$ - Τριγωνική	56	34	90	18	34	52	14	22	36

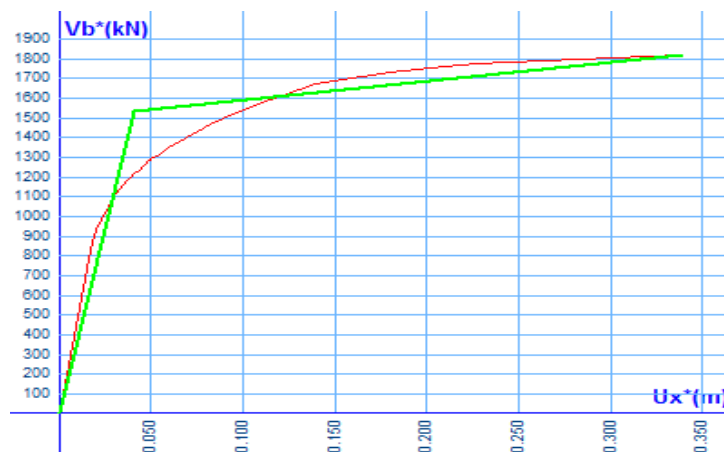
Πίνακας 5.2.2 Αστοχίες μελών χωρίς συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων

Βλέπουμε πως έχουμε μείωση των συνολικών αστοχιών, αλλά όχι την εξάλειψη αυτών. Οι αστοχίες που έχουμε είναι σε υποστυλώματα τα οποία δεν έχουν δίπλα τους τοιχώματα και είναι στην πρόιμή τους κατάσταση.

5.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ PUSS-OVER ΜΕ ΣΥΝΕΙΣΦΟΡΑ ΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

A/A	Είδος Ανάλυσης-Κατανομής	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Μέγιστη Μετακ. (m)	Λόγος Υπεραντοχής
1	Τριγωνική Fx+0.30*Fz	1824.271	0.339	2.187
5	Τριγωνική Fx-0.30*Fz	1810.358	0.238	2.113
9	Τριγωνική -Fx+0.30*Fz	1440.380	0.600	177.877
13	Τριγωνική -Fx-0.30*Fz	1837.868	0.739	5.511
17	Τριγωνική Fz+0.30*Fx	1728.010	0.239	4.225
21	Τριγωνική Fz-0.30*Fx	1856.761	0.483	4.337
25	Τριγωνική -Fz+0.30*Fx	1839.282	0.203	12.269
29	Τριγωνική -Fz-0.30*Fx	1853.722	0.236	13.350

Πίνακας 5.3.1 Τέμνουσες βάσης-μετακινήσεις-λόγοι υπεραντοχής



Σχ 5.3.1 καμπύλη PUSS-OVER

Βλέπουμε, όπως και στο μη-ενισχυμένο κτίριο, ότι με την ύπαρξη τοιχοπληρώσεων στην ανάλυση, έχουμε αύξηση στην μέγιστη τέμνουσα βάσης από 1330kN σε 1850 kN, αλλά εδώ δεν έχουμε μείωση στις μέγιστες μετακινήσεις του κτιρίου, όπως προηγουμένως.

Είδος Ανάλυσης - Κατανομής	DL			SD			NC		
	Δ	K	Σ	Δ	K	Σ	Δ	K	Σ
Fx+0.30*Fz - Τριγωνική	55	27	82	15	21	36	15	16	31
Fx-0.30*Fz - Τριγωνική	53	23	76	8	4	12	0	0	0
Fz-0.30*Fx - Τριγωνική	47	16	63	12	14	26	13	12	25
Fz+0.30*Fx - Τριγωνική	55	23	78	43	8	51	12	4	16

Πίνακας 5.3.2 Αστοχία μελών

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

- Από την καμπύλη PUSS-OVER είναι φανερή η αύξηση της τέμνουσας βάσης του κτιρίου, από 430 kN σε 1300 kN.
- Έχουμε καμπτική αστοχία των προϋπάρχοντων υποστυλωμάτων, που δεν βρίσκονται κοντά στα νέα τοιχώματα και δεν έχουν ενισχυθεί.
- Έχουμε μείωση των αστοχιών στα μέλη με τον συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων στην ανάλυση.

- Με την συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων, έχουμε μείωση αστοχιών στα μέλη. Επίσης έχουμε αύξηση της τέμνουσας βάσης και παρατηρείται μία αύξηση στις μέγιστες μετακινήσεις, κάτι αντίθετο με την προηγούμενη ανάλυση, όπου είχαμε μείωση των μετατοπίσεων και ψαθυρή λειτουργία κάποιων υποστυλωμάτων.
- Το κτίριο με την συγκεκριμένη ενίσχυση δεν αντέχει την προσθήκη ορόφου, διότι παρατηρούνται αστοχίες και στη στάθμη επιτελεστικότητας “οιωνεί κατάρευση”. Αυτό που θα μπορούσε να γίνει είναι να ενισχυθούν τα υποστυλώματα τα οποία δεν ενισχύθηκαν πλευρικά με τοιχώματα με μανδύες για καμπτική ενίσχυση και όποιες δοκοί.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] ΚΑΝ.ΕΠΕ_1^η Αναθεώρηση Ιούλιος του 2013.

[2] Μελέτη αποτίμησης, manual scada pro.

[3] Μελέτη νέου κτιρίου, μέθοδος διαστασιολόγησης, manual scada pro.