

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΣΕ ΠΛΑΙΣΙΑΚΟΥΣ ΦΟΡΕΙΣ

**ΣΑΚΙΜΠ ΓΙΑΣΜΙΝ
ΧΟΥΒΑΡΔΑ ΕΛΕΝΗ**

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς διώροφου δομήματος με βάση το σχέδιο του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) για απαίτηση στόχου επιτελεσματικότητας Β1 «Ασφάλεια Ζωής Ενοίκων». Για την αποτίμηση της κατασκευής εφαρμόστηκε στατική ελαστική ανάλυση (μέθοδος q), στατική ελαστική ανάλυση με τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας m και ανελαστική στατική ανάλυση (pushover), με σκοπό τη σύγκριση των τριών μεθόδων ανάλυσης ως προς την ακρίβεια των εξαγόμενων αποτελεσμάτων. Η κατασκευή που αναλύεται είναι ένα θεωρητικό διώροφο κτίριο κατασκευασμένο το 1975, του οποίου η προσομοίωση, ανάλυση και αποτίμηση έγιναν με χρήση του προγράμματος Fespa.

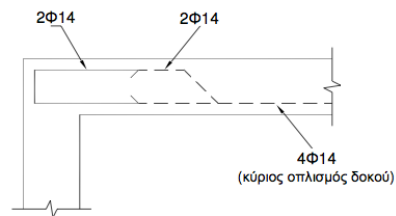
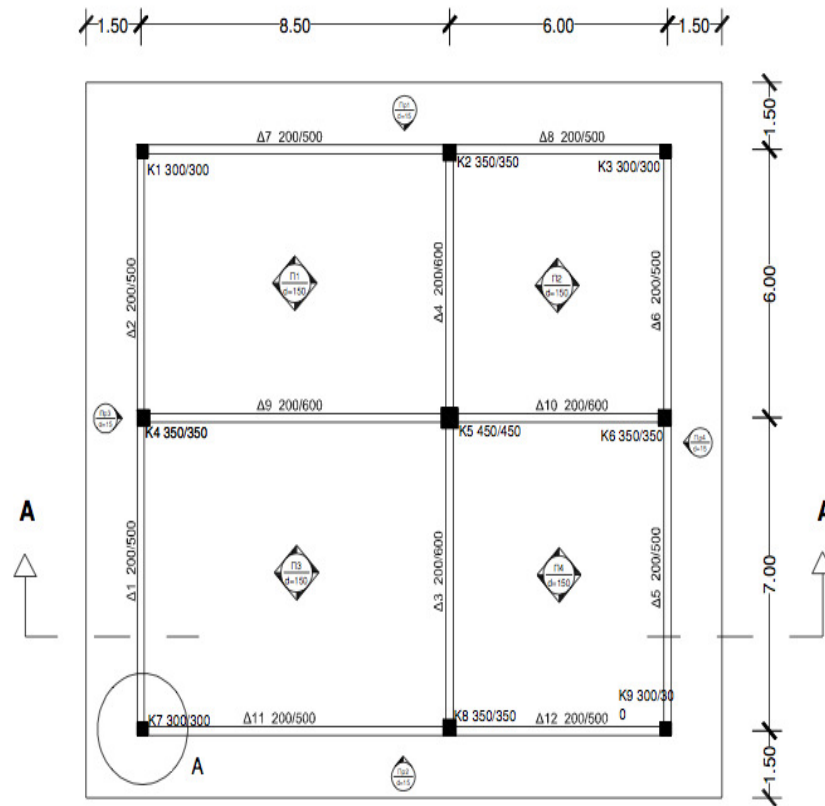
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σε μια χώρα όπως η Ελλάδα, όπου παρουσιάζει τη μεγαλύτερη σεισμική επικινδυνότητα στην Ευρώπη κρίνεται αναγκαία η θεσμοθέτηση αυστηρού Αντισεισμικού Κανονισμού, ώστε τα κτίρια να μπορούν να παραλάβουν με ασφάλεια τις σεισμικές δυνάμεις. Ο πρώτος Αντισεισμικός Κανονισμός εφαρμόστηκε στην Ελλάδα το 1959 με αφορμή τους μεγάλους σεισμούς στο Ιόνιο το 1953. Στη συνέχεια, ο σεισμός της Βόλβης το 1978 και ο σεισμός των Αλκυονίδων το 1981 οδήγησαν σε κάποιες βελτιώσεις του Αντισεισμικού Κανονισμού το 1985. Οι νέες αντιλήψεις για την αντισεισμική συμπεριφορά των κατασκευών (π.χ. ικανοτικός σχεδιασμός) και η αύξηση των σεισμικών δράσεων σε περιοχές που με τους παλαιούς κανονισμούς θεωρούνταν μικρής σεισμικής επικινδυνότητας οδήγησαν στη σύνταξη του Νέου Αντισεισμικού Κανονισμού το 1995 (NEAK), στον οποίο έγιναν προσθήκες το 2000.

Είναι φανερό λοιπόν, ότι τα κτίρια που είναι κατασκευασμένα πριν το 59 αλλά και αυτά με τον κανονισμό του 59 (δηλαδή μέχρι το 1985), όπως το κτίριο που μελετάμε στην παρούσα εργασία, παρουσιάζουν χαμηλό επίπεδο σεισμικής ασφάλειας. Παρόλα αυτά το έτος κατασκευής από μόνο του δεν αποτελεί το μοναδικό παράγοντα για την εκτίμηση της τρωτότητας μιας κατασκευής, δηλαδή την τάση ενός κτιρίου να πάθει βλάβες υπό τον σεισμό σχεδιασμού. Σε πολλές περιπτώσεις οι μελέτες των κτιρίων ακόμα και όταν είναι διαθέσιμες παρουσιάζουν μεγάλη αβεβαιότητα ως προς την εφαρμογή τους.

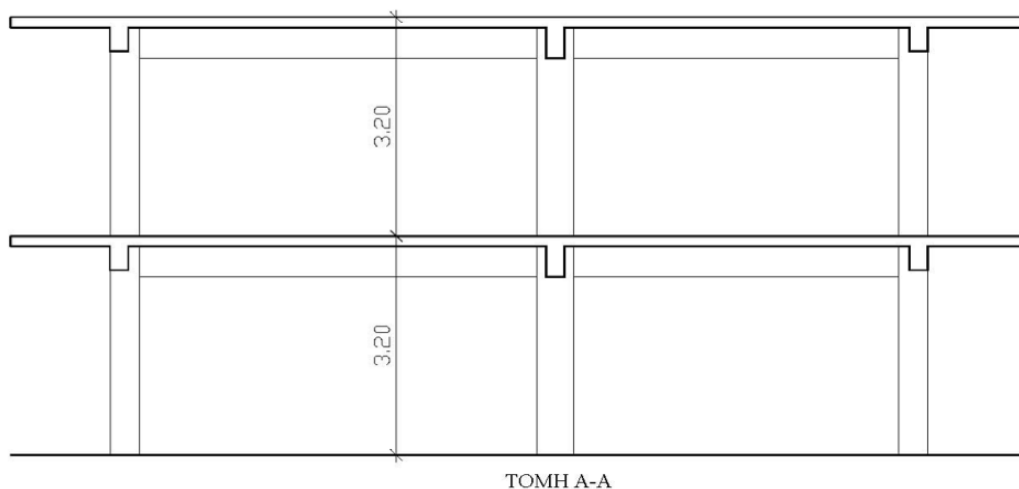
Η παρούσα εργασία πραγματεύεται τη μελέτη σεισμικής αποτίμησης με τρεις στατικές αναλύσεις, τη στατική ελαστική ανάλυση με καθολικό δείκτη q (μέθοδος q), τη στατική ελαστική ανάλυση με τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας m (μέθοδος m) και τη στατική ανελαστική ανάλυση (μέθοδος pushover), σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 και του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ



ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ Α
Διαμόρφωση πρόσθετου αντισεισμικού οπλισμού σε
κάθε ακραία στήριξη περιμετρικής δοκού

Σχήμα 1: Κάτοψη Ορόφου



Σχήμα 2: Τομή Α-Α

Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων είναι:

- Στα γωνιακά: 300/300 με οπλισμό 4Φ20
- Στα περιμετρικά (που δεν είναι γωνιακά): 350/350 με οπλισμό 4Φ18
- Στο κεντρικό: 450/450 με οπλισμό 8Φ16

Συνδετήρες: Φ8/200 καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα

- Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των δοκών είναι:
- Περιμετρικές: 200/500

Οπλισμός ανοίγματος στο κάτω πέλμα: 4Φ14

Οπλισμός ανοίγματος στο άνω πέλμα: 2Φ8

Οπλισμός στήριξης: 2Φ14 (Πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός)

- Εσωτερικές: 200/600

Οπλισμός ανοίγματος στο κάτω πέλμα: 4Φ16

Οπλισμός ανοίγματος στο άνω πέλμα: 2Φ8

Οπλισμός στήριξης: 2Φ18 (Πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός)

Συνδετήρες: Φ8/300 με επαρκή αγκύρωση

Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των πλακών είναι:

- Πάχος πλάκας: 150mm
- Οπλισμός και στις δύο διευθύνσεις: Φ8/150
- Φορτίο από επίστρωση: 1.5KN/m²

Δεδομένα Φάσματος Σχεδιασμού:

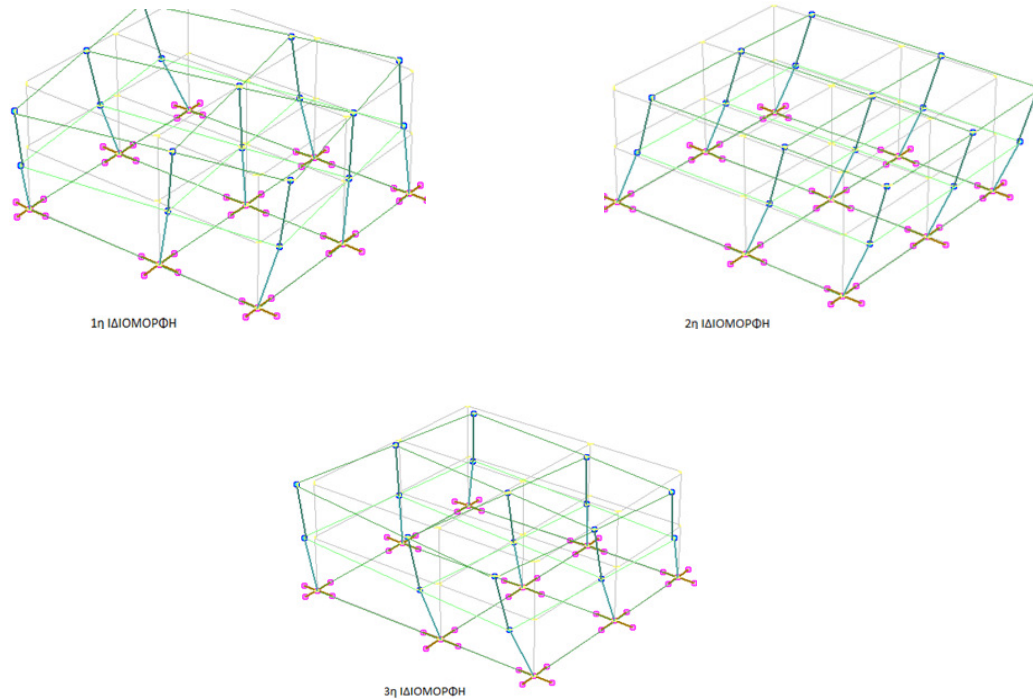
- Ζώνη Σεισμικότητας II: a_g : 0.24g
- Κατηγορία Εδάφους B: $S=1.20$ $T_B=0.15$ sec, $T_c=0.50$ sec, $T_D=2.50$ sec
- Κατηγορία Σπουδαιότητας συνήθης II: $\gamma_I=1.0$

Υλικά:

- Σκυρόδεμα: C16/20
- Χάλυβας: S400
- Επικάλυψη οπλισμού: $c=20$ mm

Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων θεωρείται «Ικανοποιητική».

Η Ιδιοπερίοδος προσδιορίστηκε από Φασματική Ανάλυση $T=0.76$ sec.



Σχήμα 3: Ιδιομορφές κτιρίου

3. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΕΝΙΑΙΟ ΔΕΙΚΤΗ q

Προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα κύρια στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων απαιτείται μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτιρίου με συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1$, έτσι ώστε να υπολογιστούν οι λόγοι («δείκτες ανεπάρκειας») : $\lambda = S_E / R_m$

Όπου S_E :

- i) Η ροπή λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (§ 4.4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)
- ii) Η ικανοτική τέμνουσα που υπολογίζεται με βάση τις αντοχές των μελών που συμβάλλουν σε ένα κόμβο (§ 9.3.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

R_m : Η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών (§ 5.1.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

3.1 ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

- Για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2.5$, ή για ένα ή περισσότερα απ' αυτά προκύπτει $\lambda > 2.5$.
- Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου $T_0 < 4T_c$ ή $T_0 < 2\text{sec}$.
- Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε ένα όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε ένα γειτονικό όροφο δεν υπερβαίνει το 1.5 (εκτός τελευταίου ορόφου).
- Το κτίριο δεν παρουσιάζει έντονα ασύμμετρη κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη σε οποιοδήποτε όροφο.
- Το κτίριο σε καθ' ύψος τομή δεν παρουσιάζει ασύμμετρη κατανομή της μάζας ή της δυσκαμψίας.
- Το κτίριο διαθέτει σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.

3.2 ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

- Προσομοιώματα: $\gamma_{sd}=1.0$ (χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις) (ΠΙΝ.4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

“19^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών-Αφιέρωμα στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.”

Πάτρα, Φεβρουάριος 2013

- Δράσεις: $\gamma_G=1.0$ (Ικανοποιητική Σ.Α.Δ) (§4.5.2 β ΚΑΝ.ΕΠΕ.)
- Ιδιότητες Υλικών: $\gamma_c=1.5$, $\gamma_s=1.15$ (Ικανοποιητική Σ.Α.Δ) (§4.5.3.1 α ΚΑΝ.ΕΠΕ.)
- Δυσκαμψίες: Υποστύλωμα εσωτερικό 80% της αρηγμάτωσης, περιμετρικό 60% της αρηγμάτωσης και Πλακοδοκός : $0.4*(E_c I_g)$ όπου $I_g = (1.50 \text{ ή } 2.00)*I_w$ (ΠΙΝ. Σ.4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Πραγματοποιώντας την προκαταρκτική ελαστική στατική ανάλυση για $q=1.0$ προέκυψαν όλοι οι δείκτες ανεπάρκειας $\lambda > 2.5$. Παρ'όλα αυτά επιτρέπεται για σκοπούς αποτίμησης και μόνον η εφαρμογή της κύριας στατικής ανάλυσης αυξάνοντας το γ_{sd} κατά 0.15.

3.3 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Υπολογίζεται το $q^*/q'=1.0$ (ΠΙΝ.4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.) το $q'=1.7$ (ΠΙΝ.4.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ.), άρα ως καθολικός συντελεστής συμπεριφοράς επιλέγεται $q=1.7$.

Ελέγχεται η γενική ανίσωση ασφαλείας $S_d < R_d$
 με $S_d = \gamma_{sd} * S * (S_k * \gamma_f)$ και $R_d = (1/\gamma_{Rd}) * R * (R_k/\gamma_m)$

A) Για πλαστικούς τρόπους αστοχίας S_d : εντατικό μέγεθος από την ελαστική ανάλυση με $\gamma_{sd}=1.0$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.5.1)

B) Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας ο έλεγχος της γενικής ανίσωσης ασφαλείας γίνεται με :

- R_d = τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους εντατικών μεγεθών υπολογιζόμενη με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών και με συντελεστές ασφαλείας
- S_d = εντατικό μέγεθος που προκύπτει με βάση τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού και την ισορροπία του στοιχείου

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρατίθενται στους παρακάτω πίνακες:

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ	λ_z (βάσης)	λ_z (κορυφής)	λ_y (βάσης)	λ_y (κορυφής)
K1	Ισόγειο	4.00	3.73	3.45	3.08
	1 ^{ος}	3.14	3.68	2.24	2.56
K2	Ισόγειο	5.42	4.83	4.58	4.05
	1 ^{ος}	3.57	4.16	2.79	3.18
K3	Ισόγειο	3.96	3.52	3.98	3.56
	1 ^{ος}	2.53	2.87	2.56	2.93
K4	Ισόγειο	4.75	4.24	4.81	4.20
	1 ^{ος}	3.23	3.83	2.87	3.33
K5	Ισόγειο	4.55	3.75	4.47	3.66
	1 ^{ος}	2.46	3.12	2.23	2.83
K6	Ισόγειο	4.43	3.92	5.06	4.43
	1 ^{ος}	2.73	3.09	3.01	3.50
K7	Ισόγειο	4.03	3.80	3.64	3.33
	1 ^{ος}	3.24	3.80	2.58	3.01
K8	Ισόγειο	5.48	4.89	4.81	4.24
	1 ^{ος}	3.65	4.25	3.00	3.51
K9	Ισόγειο	3.51	3.12	3.64	3.32
	1 ^{ος}	2.23	2.53	2.54	2.95

Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων σε κάμψη

ΔΟΚΟΣ	ΟΡΟΦΟΣ	λ (αριστερά)	λ (δεξιά)	ΔΟΚΟΣ	ΟΡΟΦΟΣ	λ (αριστερά)	λ (δεξιά)
Δ1	Ισόγειο	2.19	2.70	Δ7	Ισόγειο	4.57	5.67
	1 ^{ος}	1.07	1.78		1 ^{ος}	2.35	3.95
Δ2	Ισόγειο	2.95	2.29	Δ8	Ισόγειο	3.33	2.41
	1 ^{ος}	1.90	1.07		1 ^{ος}	2.23	1.12
Δ3	Ισόγειο	2.27	2.68	Δ9	Ισόγειο	2.25	3.23
	1 ^{ος}	1.09	1.57		1 ^{ος}	1.13	2.06
Δ4	Ισόγειο	3.11	2.05	Δ10	Ισόγειο	3.28	2.07
	1 ^{ος}	1.75	0.96		1 ^{ος}	1.93	0.97
Δ5	Ισόγειο	2.55	3.10	Δ11	Ισόγειο	2.77	3.46
	1 ^{ος}	1.24	2.01		1 ^{ος}	1.43	2.43
Δ6	Ισόγειο	3.34	2.64	Δ12	Ισόγειο	3.60	2.58
	1 ^{ος}	2.11	1.24		1 ^{ος}	2.43	1.20

Λόγοι ανεπάρκειας δοκών σε κάμψη

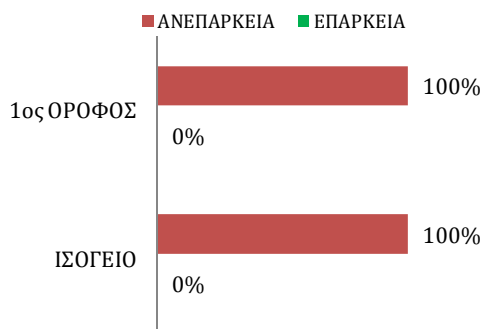
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ	λ _y	λ _z	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ	λ _y	λ _z
Κ1	Ισόγειο	1.15	0.97	Κ6	Ισόγειο	0.91	1.03
	1 ^{ος}	1.01	0.71		1 ^{ος}	0.63	0.73
Κ2	Ισόγειο	1.02	0.86	Κ7	Ισόγειο	0.78	0.69
	1 ^{ος}	0.77	0.59		1 ^{ος}	0.70	0.56
Κ3	Ισόγειο	0.81	0.81	Κ8	Ισόγειο	0.99	0.86
	1 ^{ος}	0.58	0.59		1 ^{ος}	0.75	0.62
Κ4	Ισόγειο	0.93	0.93	Κ9	Ισόγειο	0.78	0.82
	1 ^{ος}	0.73	0.88		1 ^{ος}	0.56	0.65
Κ5	Ισόγειο	1.73	1.69				
	1 ^{ος}	1.16	1.06				

Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων σε διάτμηση

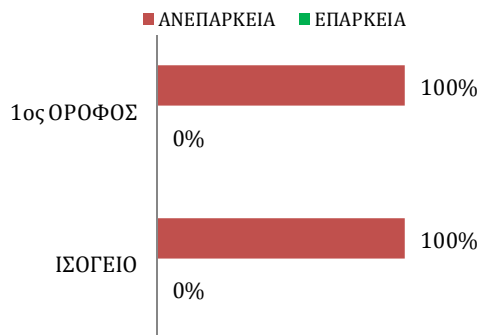
ΔΟΚΟΣ	ΟΡΟΦΟΣ	λ (αριστερά)	λ (δεξιά)	ΔΟΚΟΣ	ΟΡΟΦΟΣ	λ (αριστερά)	λ (δεξιά)
Δ1	Ισόγειο	2.23	2.51	Δ7	Ισόγειο	2.50	2.79
	1 ^{ος}	1.64	2.05		1 ^{ος}	1.97	2.40
Δ2	Ισόγειο	2.47	2.11	Δ8	Ισόγειο	2.62	2.16
	1 ^{ος}	1.89	1.57		1 ^{ος}	2.02	1.38
Δ3	Ισόγειο	2.76	2.96	Δ9	Ισόγειο	2.85	3.10
	1 ^{ος}	1.76	2.06		1 ^{ος}	2.02	2.38
Δ4	Ισόγειο	3.06	2.83	Δ10	Ισόγειο	3.14	2.84
	1 ^{ος}	1.94	1.61		1 ^{ος}	2.03	1.57
Δ5	Ισόγειο	2.29	2.57	Δ11	Ισόγειο	2.52	2.82
	1 ^{ος}	1.67	2.07		1 ^{ος}	1.99	2.43
Δ6	Ισόγειο	2.54	2.20	Δ12	Ισόγειο	2.61	2.14
	1 ^{ος}	1.93	1.45		1 ^{ος}	2.02	1.36

Λόγοι ανεπάρκειας δοκών σε διάτμηση

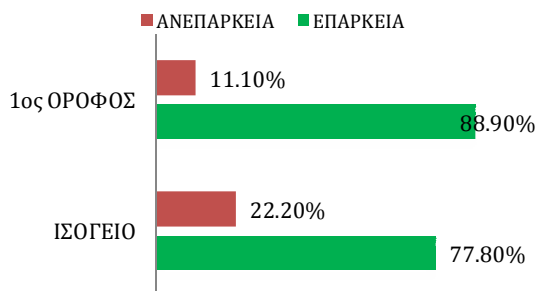
ΚΑΜΨΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ z-z



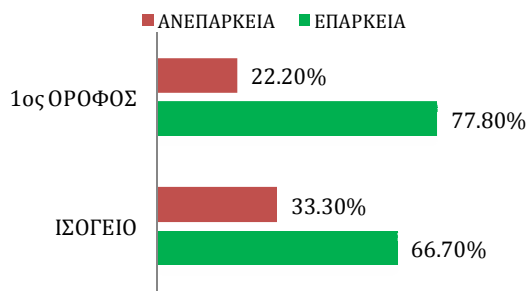
ΚΑΜΨΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ y-y



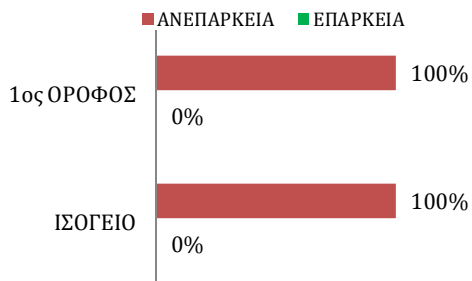
ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ z-z



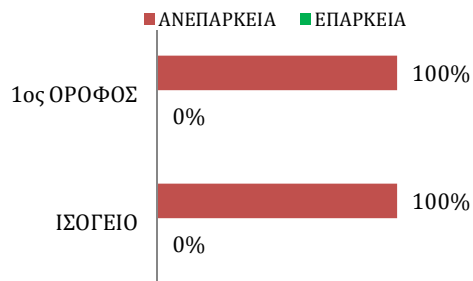
ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ y-y



ΚΑΜΨΗ ΔΟΚΩΝ/ΟΡΟΦΟ



ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΔΟΚΩΝ/ΟΡΟΦΟ



4. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΟΠΙΚΟ ΔΕΙΚΤΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ m

Σ' αυτήν τη μέθοδο η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα εκτιμάται στις κρίσιμες περιοχές των δομικών στοιχείων μέσω των δεικτών m . Η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών ως εξής:

A) Για πλάστιμους τρόπους αστοχίας:

$$S_d = S_G + S_E / R_m < R_d$$

- S_G : εντατικό μέγεθος για τις δράσεις βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού
- S_E : εντατικό μέγεθος για τη σεισμική δράση από την (ελαστική) ανάλυση με $\gamma_{sd}=1.0$
- $m = \delta_d / \delta_y$ (τοπικός δείκτης συμπεριφοράς)

όπου δ_d =παραμόρφωση σχεδιασμού κατά την αστοχία

$$\delta_d = 0.5 (\delta_y + \delta_u) / \gamma_{Rd}$$

δ_y =παραμόρφωση διαρροής

Ως «δ» δομικών στοιχείων χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής θ . Η τιμή της θ κατά την αστοχία υπολογίζεται από την (Σ.8α ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Συνεπώς η τιμή του γ_{Rd} είναι ίση με 1.50.

$$m = 0.5 * (\theta_y + \theta_u) / 1.50 * \theta_y$$

$$\theta_{um} = 0.016 \times 0.3^v \left[\frac{\max(0.01, \dots)}{\max(0.01, \dots)} f_c \right]^{0.225} a_s^{0.35} 25^{[\rho_s \frac{f_{ym}}{f_c}]} (1.25^{100\rho_d})$$

B) Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας ισχύουν ακριβώς τα ίδια όπως αναφέρθηκε παραπάνω στη μέθοδο με ενιαίο δείκτη q .

4.1 ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

- Προσομοιώματα: $\gamma_{sd}=1.0$ (χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις) (ΠΙΝ.4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ)
- Δράσεις: $\gamma_G=1.0$ (Ικανοποιητική Σ.Α.Δ.) (§4.5.2 β ΚΑΝ.ΕΠΕ.)
- Ιδιότητες Υλικών: $\gamma_c=1.0, \gamma_s=1.0$ (Ικανοποιητική Σ.Α.Δ.) (§4.5.3.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)
- Δυσκαμψίες: $K = \frac{M_y L_s}{3\theta_y}$

Όπου M_y, θ_y : η ροπή διαρροής και η γωνία στροφής χορδής αντίστοιχα στην ακραία διατομή του στοιχείου.

4.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΚΥΡΙΑΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΤΟΠΙΚΟΥΣ ΔΕΙΚΤΕΣ m

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ	λ_z (βάσης)	λ_z (κορυφής)	λ_y (βάσης)	λ_y (κορυφής)
K1	Ισόγειο	2.23	3.43	1.71	2.90
	1 ^{ος}	1.94	5.04	0.97	3.06
K2	Ισόγειο	1.62	3.86	1.47	3.12
	1 ^{ος}	1.19	3.59	0.99	2.52
K3	Ισόγειο	1.36	3.19	1.37	3.25
	1 ^{ος}	1.04	3.33	1.10	3.47
K4	Ισόγειο	1.64	4.11	1.39	4.06
	1 ^{ος}	1.34	3.56	0.78	2.67
K5	Ισόγειο	2.20	3.73	2.08	3.52
	1 ^{ος}	0.98	3.29	0.70	2.78
K6	Ισόγειο	1.19	3.25	1.42	3.61
	1 ^{ος}	0.76	2.61	0.82	2.96
K7	Ισόγειο	1.47	3.23	1.19	3.03
	1 ^{ος}	1.96	4.19	1.30	3.03
K8	Ισόγειο	1.45	3.76	1.43	3.25

	1 ^{ος}	0.91	3.55	0.94	2.83
Κ9	Ισόγειο	1.35	3.07	1.48	3.45
	1 ^{ος}	1.02	2.62	1.45	3.37

Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων σε κάμψη

ΔΟΚΟΣ	ΟΡΟΦΟΣ	λ (αριστερά)	λ (δεξιά)	ΔΟΚΟΣ	ΟΡΟΦΟΣ	λ (αριστερά)	λ (δεξιά)
Δ1	Ισόγειο	1.09	1.90	Δ7	Ισόγειο	1.59	2.46
	1 ^{ος}	0.58	1.58		1 ^{ος}	0.90	2.14
Δ2	Ισόγειο	0.89	0.91	Δ8	Ισόγειο	1.96	0.90
	1 ^{ος}	1.48	0.43		1 ^{ος}	1.79	0.54
Δ3	Ισόγειο	0.86	1.46	Δ9	Ισόγειο	1.13	1.96
	1 ^{ος}	0.43	1.05		1 ^{ος}	0.60	1.50
Δ4	Ισόγειο	1.34	0.74	Δ10	Ισόγειο	1.45	0.74
	1 ^{ος}	0.95	0.35		1 ^{ος}	1.12	0.34
Δ5	Ισόγειο	1.12	1.90	Δ11	Ισόγειο	1.60	2.48
	1 ^{ος}	0.59	1.58		1 ^{ος}	0.92	2.18
Δ6	Ισόγειο	1.75	0.93	Δ12	Ισόγειο	1.97	0.88
	1 ^{ος}	1.47	0.38		1 ^{ος}	1.80	0.41

Λόγοι ανεπάρκειας δοκών σε κάμψη

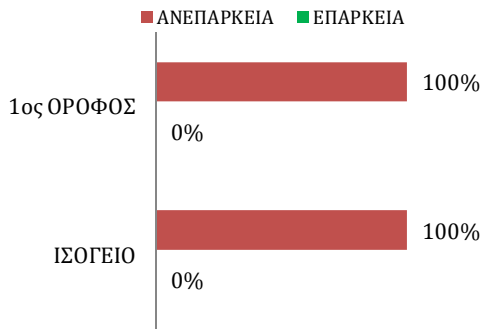
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ	λ _y	λ _z	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ	λ _y	λ _z
Κ1	Ισόγειο	0.71	0.60	Κ6	Ισόγειο	0.79	0.90
	1 ^{ος}	0.63	0.44		1 ^{ος}	0.55	0.63
Κ2	Ισόγειο	0.86	0.75	Κ7	Ισόγειο	0.68	0.61
	1 ^{ος}	0.67	0.52		1 ^{ος}	0.61	0.49
Κ3	Ισόγειο	0.70	0.71	Κ8	Ισόγειο	0.86	0.75
	1 ^{ος}	0.51	0.52		1 ^{ος}	0.65	0.54
Κ4	Ισόγειο	0.81	0.81	Κ9	Ισόγειο	0.68	0.71
	1 ^{ος}	0.64	0.77		1 ^{ος}	0.49	0.56
Κ5	Ισόγειο	1.51	1.48				
	1 ^{ος}	1.01	0.92				

Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων σε διάτμηση

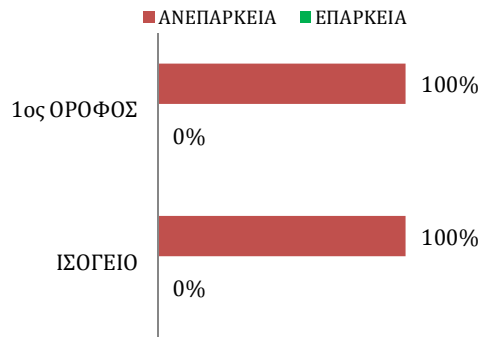
ΔΟΚΟΣ	ΟΡΟΦΟΣ	λ (αριστερά)	λ (δεξιά)	ΔΟΚΟΣ	ΟΡΟΦΟΣ	λ (αριστερά)	λ (δεξιά)
Δ1	Ισόγειο	1.94	2.19	Δ7	Ισόγειο	2.18	2.43
	1 ^{ος}	1.43	1.78		1 ^{ος}	1.71	2.08
Δ2	Ισόγειο	2.14	1.84	Δ8	Ισόγειο	2.28	1.88
	1 ^{ος}	1.65	1.36		1 ^{ος}	1.76	1.20
Δ3	Ισόγειο	2.40	2.58	Δ9	Ισόγειο	2.48	2.70
	1 ^{ος}	1.53	1.79		1 ^{ος}	1.76	2.07
Δ4	Ισόγειο	2.66	2.46	Δ10	Ισόγειο	2.73	2.47
	1 ^{ος}	1.69	1.40		1 ^{ος}	1.77	1.37
Δ5	Ισόγειο	1.99	2.24	Δ11	Ισόγειο	2.19	2.45
	1 ^{ος}	1.45	1.80		1 ^{ος}	1.74	2.11
Δ6	Ισόγειο	2.21	1.91	Δ12	Ισόγειο	2.27	1.86
	1 ^{ος}	1.68	1.26		1 ^{ος}	1.76	1.19

Λόγοι ανεπάρκειας δοκών σε διάτμηση

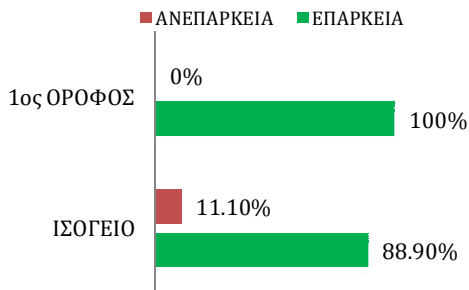
ΚΑΜΨΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ z-z



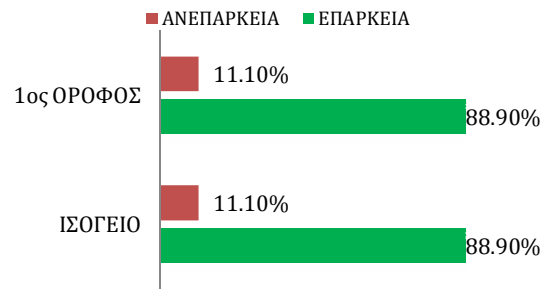
ΚΑΜΨΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ y-y



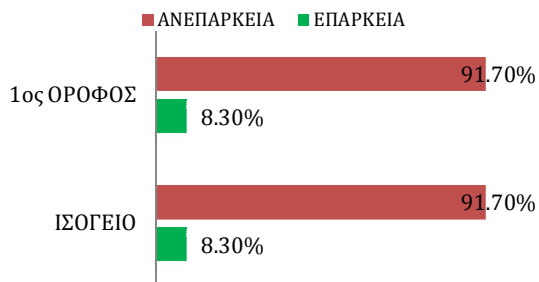
ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ z-z



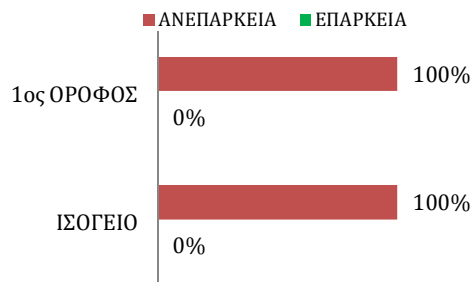
ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ y-y



ΚΑΜΨΗ ΔΟΚΩΝ/ΟΡΟΦΟ



ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΔΟΚΩΝ/ΟΡΟΦΟ



5. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSHOVER)

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης βοηθούν στην κατανόηση της πραγματικής συμπεριφοράς των κατασκευών καταδεικνύοντας τόσο τους μηχανισμούς αστοχίας όσο το ενδεχόμενο προοδευτικής κατάρρευσης. Η χρήση ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών επιτρέπει καλύτερη εποπτεία και κατανόηση συμπεριφοράς μιας κατασκευής όταν υποβληθεί σε ισχυρούς σεισμούς για τους οποίους είναι δεδομένο ότι θα συμπεριφερθεί ανελαστικά. Με τον τρόπο αυτό αντιμετωπίζονται πολλές από τις αβεβαιότητες που σχετίζονται με τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης.

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η μικρή επιρροή ανώτερων ιδιομορφών, καθώς η καμπύλη ικανότητας κατασκευάζεται με βάση την παραδοχή, ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή της ταλάντωσης είναι δεσπόζουσα όσον αφορά στη σεισμική απόκριση της κατασκευής.

Όταν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη κατάλληλα μεγέθη $F-d$ είναι η ροπή κάμψης M και η καμπυλότητα $1/r$. Αν καθοριστική είναι η διάτμηση κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη V και η γωνιακή παραμόρφωση γ . Επειδή στα στοιχεία O/Σ οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών στην αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου, η καταλληλότερη επιλογή F και d είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου, όπου η θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω εξόλκευσης οπλισμών.

Παρακάτω φαίνονται ο φορέας αστοχίας και το διάγραμμα απαίτησης ικανότητας του κτιρίου (σε όρους φασματικής επιτάχυνσης – φασματικής μετακίνησης) για τη στάθμη επιτελεστικότητας $B1(SD)$, οι οποίες προκύπτουν από την ανελαστική στατική ανάλυση μέχρι αστοχίας του φορέα (Σχήμα 6, 7). Οι στάθμες επιτελεστικότητας στο λογισμικό Fespa συμβολίζονται με πάνω στις καμπύλες αντίστασης τέμνουσας βάσης-μετακίνησης κορυφής. Για στάθμη επιτελεστικότητας : «Άμεση χρήση» (●), «Προστασία ζωής» (●) και «Αποφυγή οιοεινής κατάρρευσης» (●). Τέλος το σημείο (■) συμβολίζει διατμητική αστοχία δοκού.

Στην παρούσα εργασία γίνεται σχεδιασμός για πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια για πιθανότητα υπέρβασης 10% (δηλαδή για περίοδο επανάληψης 475 χρόνια). Στόχος της μεθόδου είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση. Η μέθοδος αναφέρεται ενίοτε και ως μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων.

Η στοχευόμενη μετακίνηση δτ υπολογίστηκε σύμφωνα με τη μέθοδο των συντελεστών **ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Σ5.6)** και η μέθοδος αυτή βασίζεται στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα.

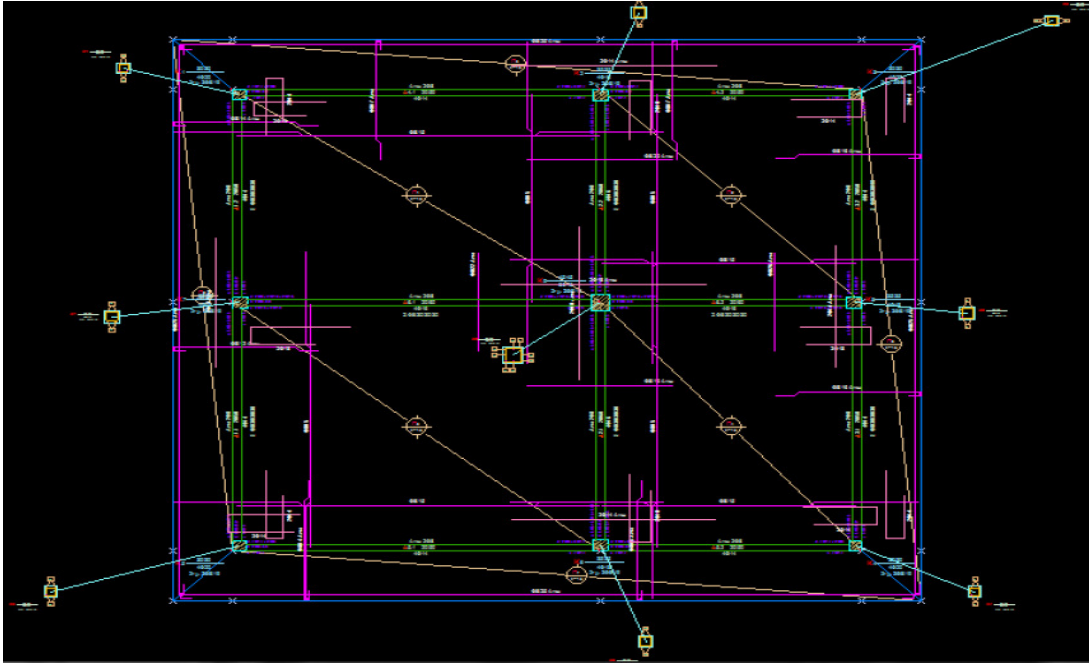
5.1 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

- Το προσομοίωμα του κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.
- Το προσομοίωμα αυτό υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης-μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο λαμβάνεται στην κορυφή του.
- Αφού επιλεγεί σεισμική δράση, ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση.
- Η στοχευόμενη μετακίνηση δτ του κόμβου ελέγχου που προκαλείται από τη σεισμική δράση εκτιμάται με βάση το φάσμα των μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα

συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου (αρκεί η δυναμική απόκριση του κτιρίου να κυριαρχείται από την 1^η ιδιομορφή).

- Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων.

5.2 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ



Σχήμα 4: Προσομοίωμα κτιρίου

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ	λ_{\max} (βάσης)	λ_{\max} (κορυφής)
Κ1	Ισόγειο	0.92	0.62
	1 ^{ος}	2.76	2.40
Κ2	Ισόγειο	0.94	0.93
	1 ^{ος}	0.66	0.82
Κ3	Ισόγειο	0.87	0.76
	1 ^{ος}	1.15	1.26
Κ4	Ισόγειο	0.76	0.74
	1 ^{ος}	6.07	5.99
Κ5	Ισόγειο	0.87	0.80
	1 ^{ος}	2.13	1.93
Κ6	Ισόγειο	0.74	0.72
	1 ^{ος}	2.00	2.10
Κ7	Ισόγειο	0.92	0.85
	1 ^{ος}	9.99	9.99
Κ8	Ισόγειο	0.94	1.11
	1 ^{ος}	1.25	0.85
Κ9	Ισόγειο	0.85	0.68
	1 ^{ος}	2.77	2.63

Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων σε κάμψη

ΔΟΚΟΣ	ΟΡΟΦΟΣ	λ (αριστερά)	λ (δεξιά)	ΔΟΚΟΣ	ΟΡΟΦΟΣ	λ (αριστερά)	λ (δεξιά)
Δ1	Ισόγειο	0.22	0.30	Δ7	Ισόγειο	0.36	0.81
	1 ^{ος}	0.09	0.07		1 ^{ος}	0.15	1.41
Δ2	Ισόγειο	0.24	0.09	Δ8	Ισόγειο	0.81	0.21
	1 ^{ος}	0.07	0.05		1 ^{ος}	1.33	0.14
Δ3	Ισόγειο	0.11	0.16	Δ9	Ισόγειο	0.17	0.30
	1 ^{ος}	0.13	0.10		1 ^{ος}	0.08	0.35
Δ4	Ισόγειο	0.13	0.14	Δ10	Ισόγειο	0.30	0.11
	1 ^{ος}	0.13	0.18		1 ^{ος}	0.39	0.05
Δ5	Ισόγειο	0.28	0.22	Δ11	Ισόγειο	0.29	1.35
	1 ^{ος}	0.16	0.03		1 ^{ος}	0.15	2.61
Δ6	Ισόγειο	0.20	0.14	Δ12	Ισόγειο	1.36	0.20
	1 ^{ος}	0.03	0.14		1 ^{ος}	2.51	0.16

Λόγοι ανεπάρκειας δοκών σε κάμψη

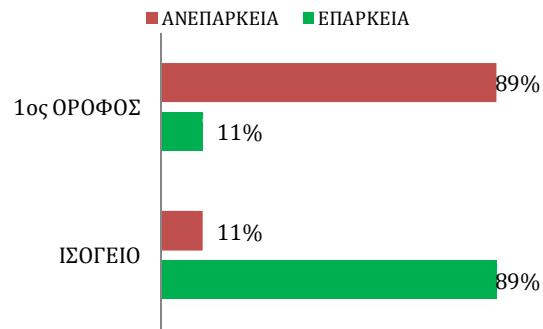
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ	λ _y	λ _z	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ	λ _y	λ _z
Κ1	Ισόγειο	0.38	0.42	Κ6	Ισόγειο	0.61	0.38
	1 ^{ος}	0.81	0.38		1 ^{ος}	0.71	0.29
Κ2	Ισόγειο	0.35	0.38	Κ7	Ισόγειο	0.42	0.21
	1 ^{ος}	0.33	0.35		1 ^{ος}	0.85	0.39
Κ3	Ισόγειο	0.28	0.34	Κ8	Ισόγειο	0.47	0.27
	1 ^{ος}	0.71	0.36		1 ^{ος}	0.62	0.19
Κ4	Ισόγειο	0.76	0.44	Κ9	Ισόγειο	0.31	0.23
	1 ^{ος}	0.73	0.29		1 ^{ος}	0.55	0.58
Κ5	Ισόγειο	0.71	0.50				
	1 ^{ος}	0.95	0.42				

Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων σε διάτμηση

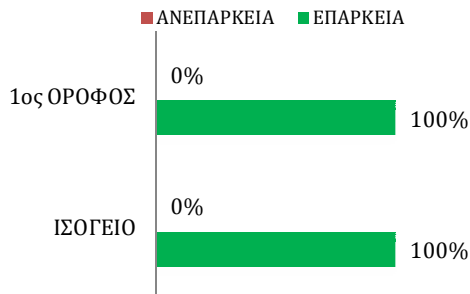
ΔΟΚΟΣ	ΟΡΟΦΟΣ	λ (αριστερά)	λ (δεξιά)	ΔΟΚΟΣ	ΟΡΟΦΟΣ	λ (αριστερά)	λ (δεξιά)
Δ1	Ισόγειο	0.80	1.22	Δ7	Ισόγειο	1.40	1.96
	1 ^{ος}	0.68	0.93		1 ^{ος}	0.90	2.46
Δ2	Ισόγειο	0.88	0.80	Δ8	Ισόγειο	1.69	0.55
	1 ^{ος}	0.77	0.54		1 ^{ος}	2.30	0.43
Δ3	Ισόγειο	0.60	0.84	Δ9	Ισόγειο	0.99	0.91
	1 ^{ος}	0.46	0.65		1 ^{ος}	0.75	0.80
Δ4	Ισόγειο	0.61	0.59	Δ10	Ισόγειο	1.16	0.34
	1 ^{ος}	0.50	0.39		1 ^{ος}	0.79	0.26
Δ5	Ισόγειο	0.82	1.18	Δ11	Ισόγειο	1.51	2.92
	1 ^{ος}	0.69	0.93		1 ^{ος}	0.93	2.48
Δ6	Ισόγειο	1.13	0.76	Δ12	Ισόγειο	2.48	0.55
	1 ^{ος}	0.90	0.53		1 ^{ος}	2.31	0.43

Λόγοι ανεπάρκειας δοκών σε διάτμηση

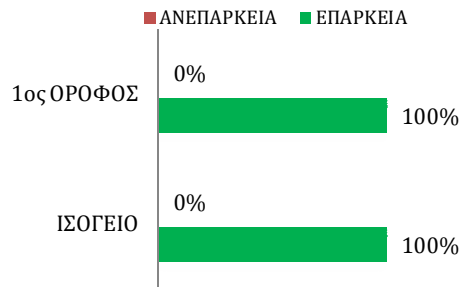
ΚΑΜΨΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ



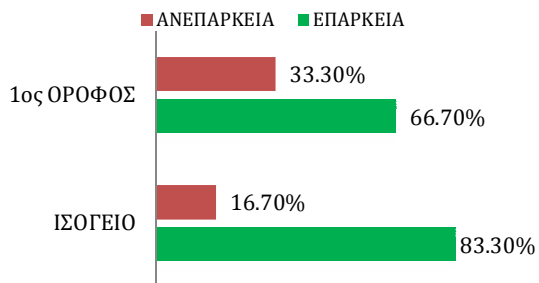
ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ z-z



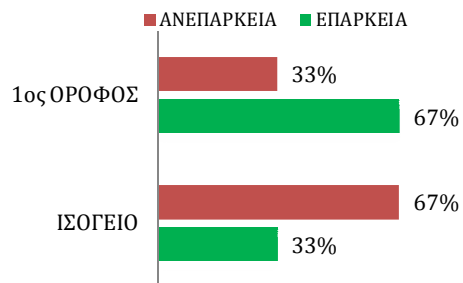
ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ y-y

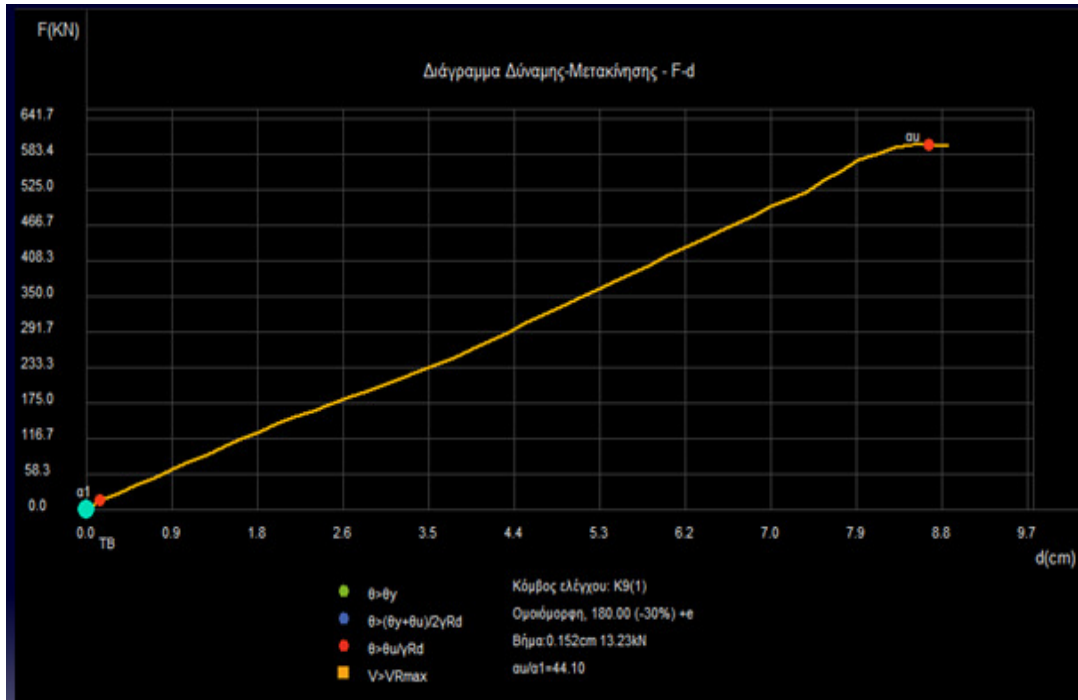


ΚΑΜΨΗ ΔΟΚΩΝ/ΟΡΟΦΟ

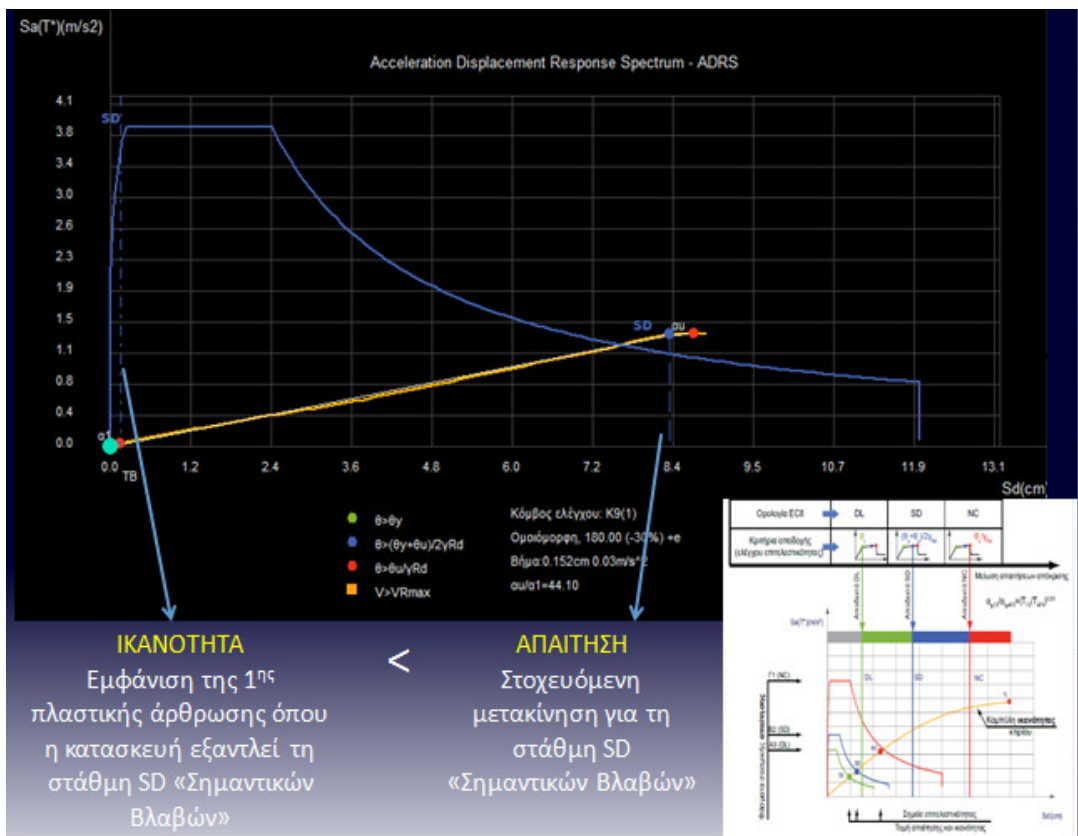


ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΔΟΚΩΝ/ΟΡΟΦΟ





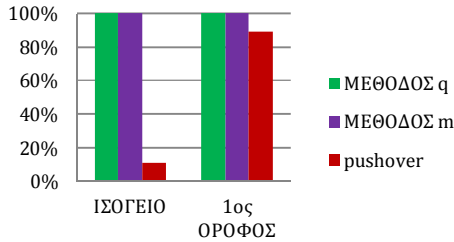
Σχήμα 5: Διάγραμμα τέμνουσας βάσης-μετακίνησης κορυφής



Σχήμα 6: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας του κτιρίου

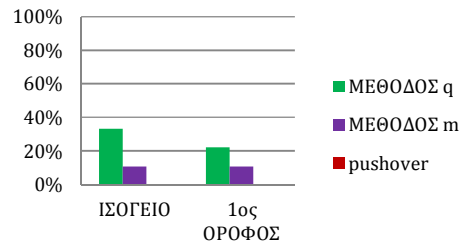
6. ΣΥΓΓΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

ΚΑΜΠΤΙΚΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ



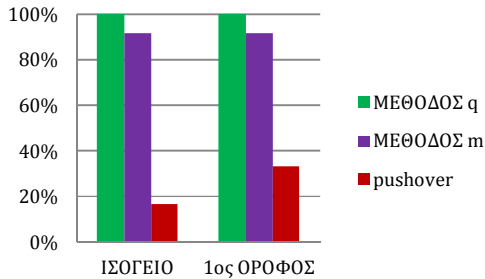
Οι καμπτικές ανεπάρκειες των υποστυλωμάτων με χρήση ελαστικής μεθόδου είναι περίπου εννεαπλάσιες στο ισόγειο και με μικρή διαφορά στον όροφο σε σύγκριση αυτών με τη χρήση ανελαστικής μεθόδου.

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ



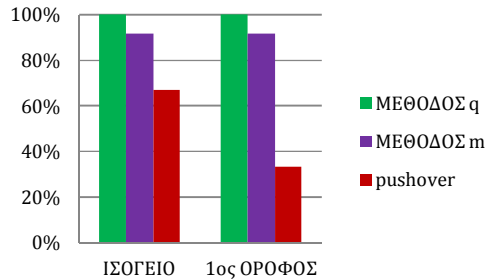
Οι διατμητικές ανεπάρκειες των υποστυλωμάτων με χρήση ανελαστικής μεθόδου είναι μηδενικές σε σύγκριση αυτών με τη χρήση ελαστικής μεθόδου.

ΚΑΜΠΤΙΚΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΕΣ ΔΟΚΩΝ



Οι καμπτικές ανεπάρκειες των δοκών με χρήση ελαστικής μεθόδου είναι περίπου πενταπλάσιες στο ισόγειο και τριπλάσιες στον όροφο σε σύγκριση αυτών με τη χρήση ανελαστικής μεθόδου.

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΕΣ ΔΟΚΩΝ



Οι διατμητικές ανεπάρκειες των δοκών με χρήση ελαστικής μεθόδου είναι περίπου διπλάσιες στο ισόγειο και τριπλάσιες στον όροφο σε σύγκριση αυτών με τη χρήση ανελαστικής μεθόδου.

6.1 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Οι ελαστικές αναλύσεις δίνουν δυσμενέστερα αποτελέσματα σε σχέση με τις ανελαστικές αναλύσεις. Συγκεκριμένα η μέθοδος των τοπικών δεικτών m, αν και χαρακτηρίζεται ως οιονεί ανελαστική, δίνει αρκετά πιο συντηρητικά αποτελέσματα από την αμιγώς ανελαστική μέθοδο και λίγο πιο ευμενή από την ελαστική μέθοδο με χρήση του ενιαίου συντελεστή q. Τα δυσμενέστερα αποτελέσματα της ελαστικής σε σχέση με την ανελαστική οφείλονται κυρίως στους παρακάτω λόγους :

- Η ανελαστική στατική ανάλυση επιτρέπει την ανακατανομή των εντάσεων στο φορέα λόγω πλαστικοποίησης με τους ελέγχους σε κάμψη να γίνονται σε όρους διαθέσιμης πλαστικής στροφής ($\theta_{um,pl}$).
- Στη διαφορετική θεώρηση των ενεργών δυσκαμψιών των μελών της κατασκευής.
- Στην επιλογή του δείκτη συμπεριφοράς $q=1.7$, ο οποίος κρίνεται συντηρητικό.

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1]Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- [2]Μ. Ν. Φαρδής (2001), «Μάθημα οπλισμένου σκυροδέματος, Μέρος 1-3», Πάτρα
- [3]Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 1954
- [4]Διπλωματική εργασία «Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος και ενισχύσεις», της Σπύρου Δανάης του Ε.Μ.Π.
- [5]Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000
- [6]Ευρωκώδικας 8
- [7]Fespa MANUAL
- [8]Ψυχάρης Ν. Γιάννης «Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας», σημειώσεις μαθήματος Αντισεισμική Τεχνολογία 2, Ε.Μ.Π.
- [9]Λατσός Λ.,Τουσμάνης Χ., «Συγκριτική μελέτη μεθόδων ενίσχυσης πλαίσιακών φορέων, με ή χωρίς μαλακό όροφο, μέσω ανελαστικών στατικών αναλύσεων», 18^ο Φοιτητικό συνέδριο, Πάτρα, Φεβρουάριος 2012