

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ, ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΚΑΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

ΜΑΛΛΙΑΡΗΣ ΧΑΡΑΛΑΜΠΟΣ

Μεταπτυχιακός Φοιτητής Π.Π., bmalliaris@gmail.com

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία εξετάζεται η σεισμική αποτίμηση υφιστάμενης διώροφης κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης πριν το 1984. Η αποτίμηση πραγματοποιήθηκε με την χρήση δύο προσεγγιστικών μεθόδων (Ιαπωνική Μέθοδος και Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος), αλλά και με την χρήση 3 αναλύσεων σε λογισμικό. Δυναμική ελαστική ανάλυση με την μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q , δυναμική ελαστική ανάλυση με την μέθοδο του τοπικού δείκτη πλαστιμότητας m , καθώς και στατική ανελαστική ανάλυση (pushover) σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017. Η διερεύνηση έγινε για 2 περιπτώσεις, αυτή της pilotis και αυτή της χρήσης των τοιχοπληρώσεων και στους δύο ορόφους του κτιρίου. Οι αναλύσεις έγιναν με το λογισμικό SCADA Pro 18.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

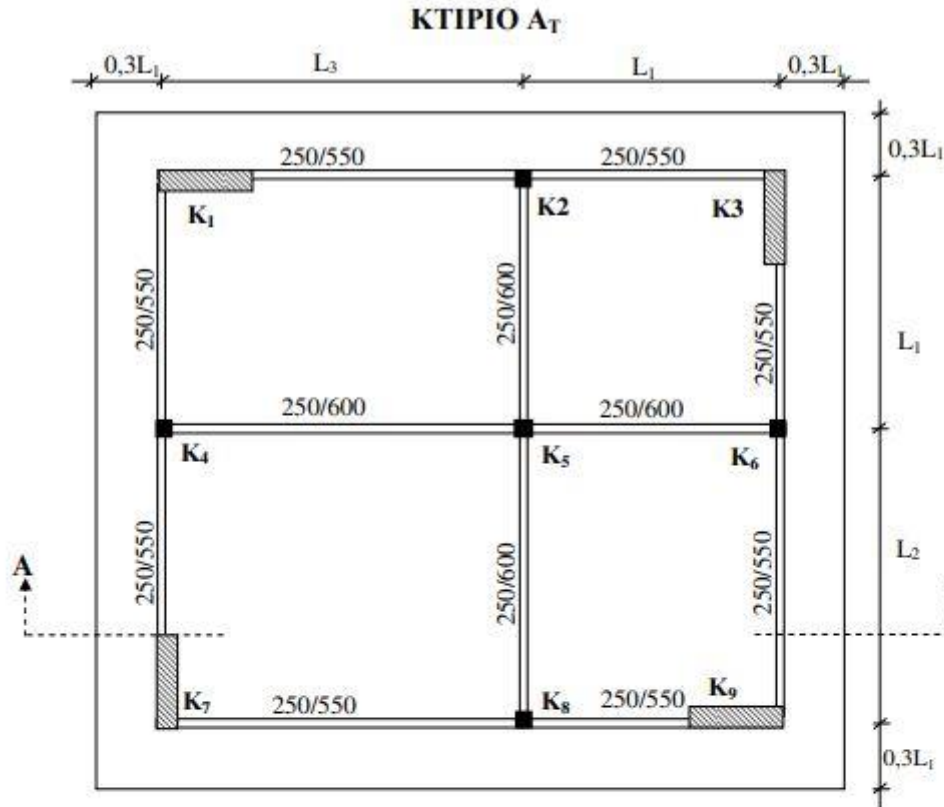
Στον ελλαδικό χώρο, η πλειοψηφία των κατασκευών (υπολογίζεται ότι είναι τα 3/4 των κτιρίων) έχει κατασκευαστεί με παλαιότερους κανονισμούς, οι οποίοι είτε δεν προβλέπουν την αντισεισμική θωράκιση των κατασκευών, είτε προβλέπουν την παραλαβή από τα κτίρια, πολύ μικρής έντασης της σεισμικής δράσης.

Η όλη φιλοσοφία της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού στηρίζεται στο λεγόμενο σχεδιασμό με βάση την επιτελεστικότητα, ο οποίος συντίθεται από ένα σύνολο κανόνων και κριτηρίων που στοχεύουν στον ανασχεδιασμό κατασκευών με προκαθορισμένη συμπεριφορά για δεδομένο επίπεδο σεισμικής διέγερσης. Δεσπόζουσα θέση στην αποτίμηση με βάση την επιτελεστικότητα κατέχουν οι έννοιες της «Στάθμης Επιτελεστικότητας» του υπό εξέταση δομήματος και του «επιπέδου σεισμικής διέγερσης». Με τον συνδυασμό αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου ενός επιπέδου σεισμικής διέγερσης προκύπτει ένας στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού.

Συγκεκριμένα, τα αποτελέσματα της αποτίμησης με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. θα συγκριθούν με βάση την εφαρμογή δύο προσεγγιστικών μεθόδων, αυτών της Ιαπωνικής Μεθόδου και του Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου. Το κτίριο θα ελεγχθεί για δύο διαφορετικές περιπτώσεις. Η πρώτη είναι η θεώρηση ότι το κτίριο έχει και στους 2 ορόφους τοιχοπληρώσεις, ενώ η δεύτερη είναι ότι οι τοιχοπληρώσεις βρίσκονται μόνο στον όροφο δηλαδή έχουμε την δημιουργία pilotis. Το κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, σε κατηγορία εδάφους B και κατηγορία σπουδαιότητας Σ2. Η στάθμη επιτελεστικότητας επιλέγεται να είναι η B «Σημαντικές Βλάβες».

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το υπό μελέτη κτίριο έχει ύψος ορόφου 3.84 m. Οι δοκοί, τα τοιχώματα, τα υπόστρωματά, οι δοκοί, οι πλάκες καθώς και οι οπλισμοί των υποστρωμάτων του κτιρίου φαίνονται στην παρακάτω κάτοψη. Το πάχος των πλακών έχει ληφθεί ίσο με 0.15 m.



Υποστυλώματα	Διώροφο	Πενταόροφο
K ₂ , K ₄ , K ₆ , K ₈	300/300 4Φ16	350/350 4Φ20
Το κεντρικό K ₅	350/350 4Φ20	450/450 4Φ20+4Φ14
Τοιχώματα Λεπτομέρεια θέσης κατακόρυφων οπλισμών τοιχωμάτων	25/110 ή 110/25 6Φ20+ανά πλευρά 3Φ8	25/130 ή 130/25 10Φ20+ανά πλευρά 3Φ10

Σχήμα 1: Τυπική Κάτοψη Κτιρίου και οπλισμοί κατακόρυφων στοιχείων

- Όσον αφορά τους οπλισμούς των δομικών στοιχείων ισχύουν τα παρακάτω:
- Τα υποστυλώματα έχουν ορθογωνικούς συνδετήρες Φ8/200 με κακή αγκύρωση.
 - Τα τοιχώματα έχουν ορθογωνικούς συνδετήρες Φ8/200 όπως φαίνεται παραπάνω, με κακή αγκύρωση.
 - Οι περιμετρικές δοκοί είναι οπλισμένες με 4Φ16 στο κάτω μέρος στα ανοίγματα εκ των οποίων τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Στο πάνω πέλμα των δοκών υπάρχει οπλισμός 2Φ8 ο οποίος αγνοείται. Οι συνδετήρες είναι ορθογωνικοί Φ8/250 με κακή αγκύρωση.
 - Οι εσωτερικές δοκοί είναι οπλισμένες με 4Φ20 στο κάτω μέρος στα ανοίγματα εκ των οποίων τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Στο πάνω πέλμα των δοκών υπάρχει οπλισμός 2Φ8. Οι συνδετήρες είναι ορθογωνικοί Φ8/250 με κακή αγκύρωση

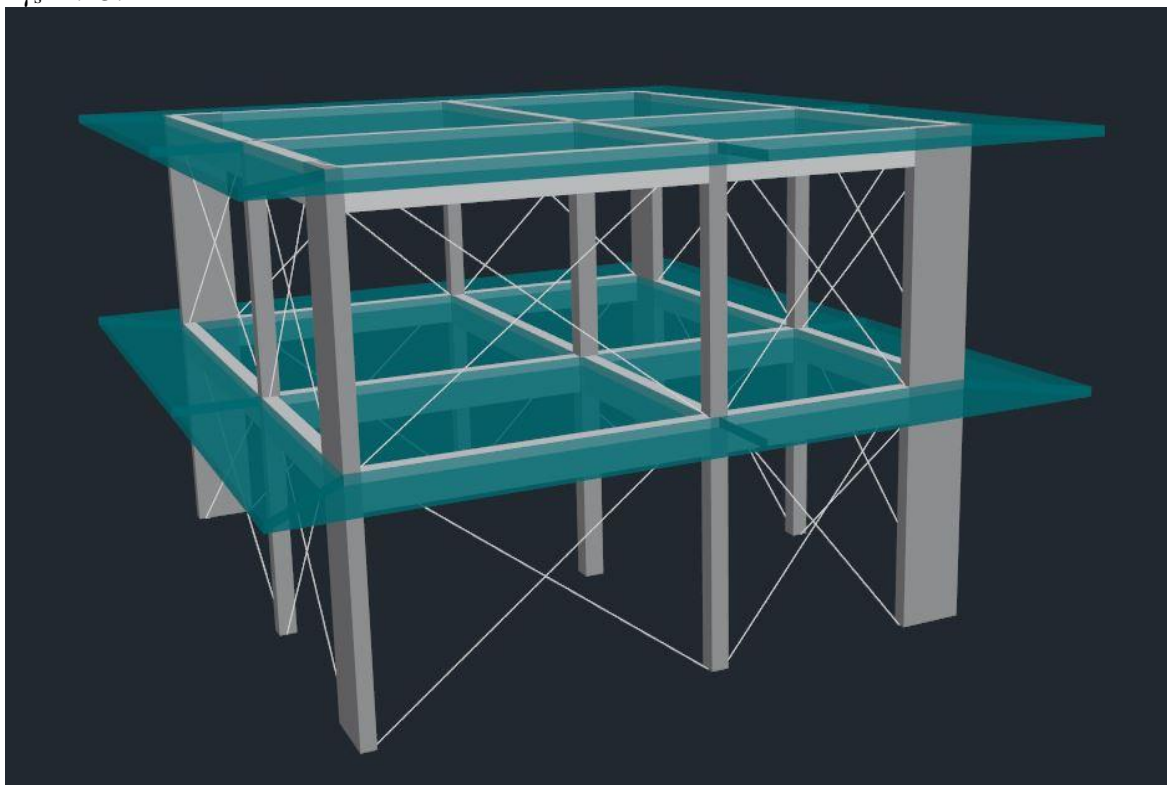
Έγινε η θεώρηση ότι από τα μισά σίδερα που κάμπτονται στις στηρίξεις των δοκών, μόνο το ένα λειτουργεί στην παραλαβή ροπής.

- Για τα φορτία που δρουν στην κατασκευή έγιναν οι παρακάτω παραδοχές:
 - Τα κινητά φορτία επί των πλακών οροφής του ισογείου και του ορόφου λήφθησαν αντίστοιχα ίσα με 2 kN/m^2 και 0.75 kN/m^2
 - Το φορτίο από επίστρωση επί των πλακών ίσο με 1.3 KN/m^2 και στους 2 ορόφους.
 - Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμηθέν βάρος 3.5 KN/m^2 και εσωτερικά δρομική με βάρος 2.0 KN/m^2 . Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή των ανοιγμάτων στα φορτία, τα βάρη των τοιχοπληρώσεων θεωρήθηκαν μειωμένα κατά 50% και 35% αντίστοιχα.
 - Επί των περιμετρικών δοκών της οροφής υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1 m.
 - Το κτίριο θεωρήθηκε ότι βρίσκεται σε ζώνη σεισμικότητας II κατά ΕΑΚ.

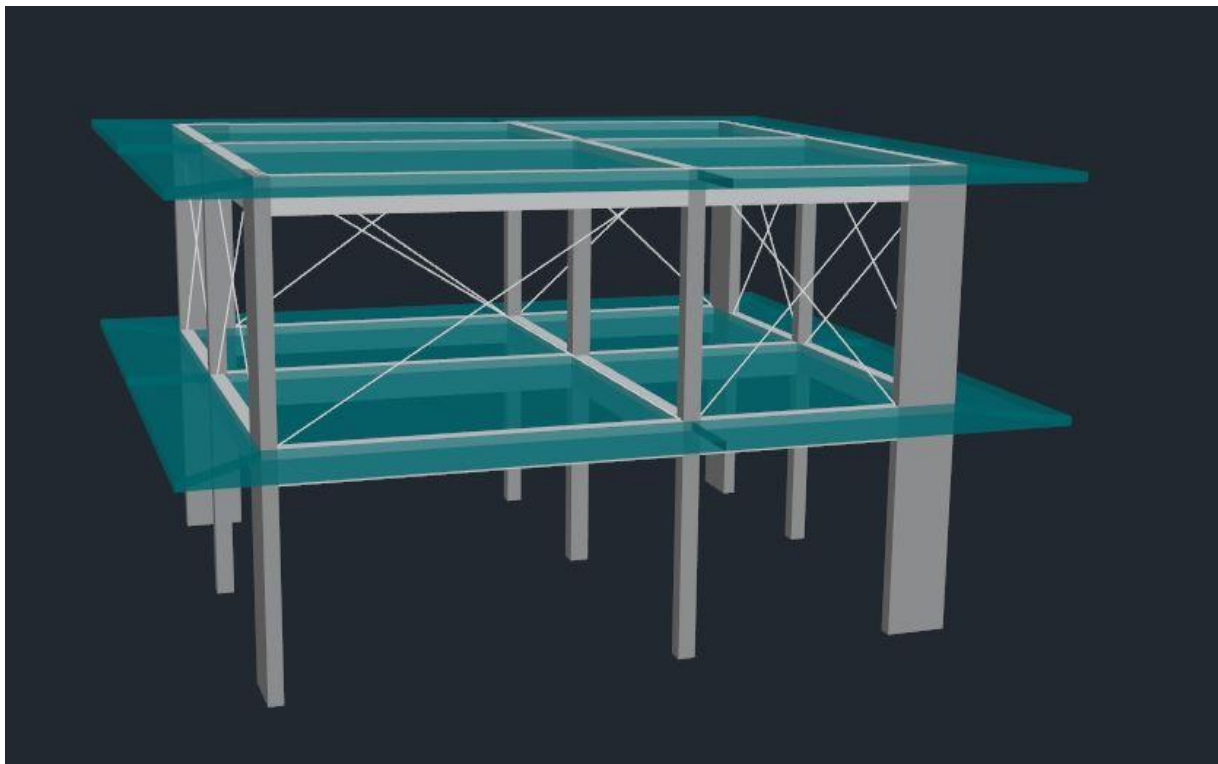
Για την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων θεωρήθηκε ότι σε όλα τα περιμετρικά φαντώματα υπάρχουν πόρτες ύψους 2.20m και πλάτους 1.20m στο κέντρο αυτών. Επίσης, στα ενδιάμεσα φαντώματα η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων στην αντοχή αγνοήθηκε πλήρως.

- Για τις ποιότητες των υλικών του φέροντος οργανισμού έγιναν οι παρακάτω παραδοχές:
 - Σκυρόδεμα με μέση θλιπτική αντοχή $f_{cm}=18 \text{ MPa}$ και χαρακτηριστική $f_{ck}=f_{cm}-s=14 \text{ MPa}$.
 - Χάλυβας σπλισμού κατηγορίας S400 γενικώς, άρα με βάση τις ερήμην αντιπροσωπευτικές Τιμές του Πίνακα 2 στο Παράρτημα 3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. μέση εφελκυστική αντοχή $f_{ym}=450 \text{ MPa}$ και χαρακτηριστική $f_{yk}=f_{ym}-s=410 \text{ MPa}$

Η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων (ΣΑΔ) είναι «ικανοποιητική» κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και σύμφωνα με τον πίνακα Π4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, ως συντελεστές ασφαλείας των υφιστάμενων υλικών έχουμε $\gamma_m=1.1$, όταν η μέθοδος ελέγχου γίνεται σε όρους παραμορφώσεων (στην push-over ανάλυση), ενώ όταν η μέθοδος ελέγχου γίνεται σε όρους δυνάμεων (ελαστικές αναλύσεις) ο συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα είναι $\gamma_c=1.3$ και για τον χάλυβα $\gamma_s=1.15$.



Σχ. 2 Προσομοίωση του κτιρίου με τις τοιχοπληρώσεις στους 2 ορόφους στο SCADA Pro 18



Σχ. 3 Η προσομοίωση του κτιρίου με δημιουργία pilotis στο SCADA Pro 18

3. ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Οι προσεγγιστικές μέθοδοι με τις οποίες θα γίνει η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής είναι η Ιαπωνική Μέθοδος και ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος. Για αυτές τις μεθόδους δεν απαιτείται η χρήση κάποιου στατικού προγράμματος αφού όλα τα δεδομένα θα υπολογιστούν με βάση προσεγγιστικές σχέσεις.

Τα μεγέθη τα οποία απαιτούνται προκειμένου να γίνει ο έλεγχος είναι η τέμνουσα αντοχής των στοιχείων η οποία υπολογίζεται με βάση τις οδηγίες της κάθε μεθόδου. Η διατμητική αντοχή των στοιχείων χρησιμοποιείται για να υπολογιστεί η τέμνουσα βάσης αντοχής και στην συνέχεια να συγκριθεί με την απαιτούμενη τέμνουσα βάσης με βάση την αντίστοιχη Μέθοδο.

3.1 ΙΑΠΩΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Η Ιαπωνική μέθοδος περιέχει τρία επίπεδα ελέγχου. Κατά το δεύτερο επίπεδο που θα μελετήσουμε, η τέμνουσα αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψιν τους οπλισμούς τους με βάση το Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και συγκρίνεται με την τέμνουσα αντοχής κατά την καμπτική τους αστοχία V_{Mu} η οποία ισούται με M_y/L_s όπου το M_y δίνεται από το Παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Σε αυτό το επίπεδο αγνοείται η συνεισφορά των δοκών και των τοιχοπληρώσεων.

Στην συνέχεια υπολογίζεται η απαιτούμενη τέμνουσα βάσης η οποία σύμφωνα με τις Ιαπωνικές Οδηγίες θεωρούμε ότι η κατασκευή μας έχει ιδιοπερίοδο που μας οδηγεί στο “πλατό” του φάσματος και ισούται με $V_b = \alpha_{pr} \Phi_d W$ όπου $\alpha_{pr} = 1.0$ για το δεύτερο επίπεδο ελέγχου, $\Phi_d = 2.5 \alpha_g$ με $\alpha_g = 0.24g$ και $W =$ η συνολική μάζα της κατασκευής. Προκύπτει ότι $V_b = 1969.38 \text{ kN}$

Επόμενο βήμα είναι ο υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής του κρίσιμου ορόφου που είναι το ισόγειο, η οποία προκύπτει έπειτα από τον υπολογισμό της τέμνουσας αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων και έλεγχο για το ποια αστοχία προηγείται (καμπτική ή διατμητική). Ο υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής κάθε στοιχείου γίνεται με την παρακάτω σχέση

26^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών 2020

Πάτρα, Φεβρουάριος 2020

$$V_R = \frac{h \cdot x}{2L_s} \min(N; 0,55A_c f_c) + \left[(1 - 0,05 \min(5, \mu_{\theta}^d)) \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) (1 - 0,16 \min(5, \alpha_s)) \sqrt{f_c A_c} + V_w \right] \right], \quad (\Gamma.1)$$

όπου:

- h: ύψος διατομής (ίσο με τη διάμετρο D στις κυκλικές διατομές).
- x=ξ_yd: ύψος της θλιβόμενης ζώνης, το οποίο υπολογίζεται από τις Εξ. (Α.3)-(Α.5) στη διαρροή της διατομής.
- N: αξονικό φορτίο (θετικό για θλίψη, μηδενικό για εφελκυσμό).
- α_s: λόγος διάτμησης.
- A_c: εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος, ίση με b_wd σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους b_w και στατικό ύψος d, ή με πD_c²/4 (όπου D_c = διάμετρος πυρήνα διατομής εντός των συνδετήρων) σε κυκλικές διατομές.
- f_c: θλιπτική αντοχή σκυροδέματος (MPa).
- ρ_{tot}: συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου).
- V_w: συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή, ίση με:

- Για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους b_w:

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (\Gamma.2)$$

όπου:

- ρ_w: το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού,
- z: ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων (ίσος με d-d' σε υποστυλώματα, δοκούς και τοιχώματα διατομής T ή H, ή με 0.8h σε τοιχώματα ορθογωνικής διατομής) και
- f_{yw}: η τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού.

Όπου τα ξ_y υπολογίζονται από τα (1/r)_y τα οποία σύμφωνα με το Παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ισούνται με

Για υποστυλώματα ή δοκούς:

$$(1/r)_y = 1,73 f_y / E_s h \quad (\text{A.7a})$$

$$\text{ή} \\ (1/r)_y = 1,52 f_y / E_s d \quad (\text{A.7β})$$

Για τοιχώματα:

$$(1/r)_y = 1,43 f_y / E_s h \quad (\text{A.8a})$$

$$\text{ή} \\ (1/r)_y = 1,33 f_y / E_s d \quad (\text{A.8β})$$

Και τα ξ_y ως εξής

Αν η διαρροή διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού, τότε:

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

Αν η διαρροή διατομής οφείλεται σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος (για παραμόρφωση ακραίας θλιβόμενης ίνας πέραν του ε_c ≈ 1.8f_c/E_c), τότε:

$$(1/r)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1,8 f_c}{E_c \xi_y d} \quad (\text{A.2})$$

Λαμβάνεται η μικρότερη των τιμών (1/r)_y από τις Εξ.(Α.1) και (Α.2).

Από όπου λαμβάνουμε ως τιμή που θα χρησιμοποιήσουμε την μεγαλύτερη τιμή του ξ_y.

Το μ_θrl ισούται με μ_θ-1 όπου το μ_θ=θ_u/θ_y τα οποία υπολογίζονται σύμφωνα με το

Κεφάλαιο 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως εξής

- Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_V z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (\Sigma.2\alpha)$$

- Για τοιχώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_V z}{3} + 0,0013 + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (\Sigma.2\beta)$$

$$\theta_{um} = 0,016 \cdot (0,3^V) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega - \omega')} f_c \right]^{0,225} (\alpha_s)^{0,35} 25 \left(\alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)_{(1,25^{100} \rho_d)}, \quad (\Sigma.11\alpha)$$

όπου:

$\alpha_s = M/Vh$, ο λόγος διάτμησης.

ω, ω' : ολικό μηχανικό ποσοστό οπλισμού και μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού).

$\nu = N/bh f_c$: (b = πλάτος θλιβόμενης ζώνης).

$\rho_s = A_{sh}/b_w s_h$: γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης.

ρ_d : γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού.

Όπου για το L_s έχουμε ότι ισούται με $h_{καθαρό\ ορόφου}/2=1.64m$ για τα υποστυλώματα και $h_{κτιρίου}/2=3.84m$ για τα τοιχώματα. Η ροπή στην διαρροή M_y υπολογίζεται με βάση το Παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Με δεδομένη την καμπυλότητα στη διαρροή, η αντίστοιχη ροπή M_y προκύπτει ως:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0,5(1+\delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1-\xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_V}{6}(1-\delta') \right] \cdot (1-\delta') \frac{E_s}{2} \right\}. \quad (A.6a)$$

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι στην X διεύθυνση του κτιρίου έχουμε

ΜΕΛΟΣ	V_{Mu} (kN)	V_R (kN)	ΑΣΤΟΧΙΑ
K1	229.12	170.95	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ
K2	52.16	138.7	ΚΑΜΠΤΙΚΗ
K3	42.4	21.96	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ
K4	52.16	140.23	ΚΑΜΠΤΙΚΗ
K5	93.44	152.21	ΚΑΜΠΤΙΚΗ
K6	52.16	135.91	ΚΑΜΠΤΙΚΗ
K7	42.4	23.79	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ
K8	52.16	142.61	ΚΑΜΠΤΙΚΗ
K9	229.12	22.62	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ

Αντίστοιχα, προκύπτουν οι ίδιες τιμές για την άλλη διεύθυνση με την διαφορά ότι αντιστρέφονται οι τέμνουσες των τοιχωμάτων. Παρατηρούμε ότι σύμφωνα με την Ιαπωνική Μέθοδο όλα τα υποστυλώματα έχουν καμπτική αστοχία ενώ όλα τα τοιχώματα έχουν διατμητική αστοχία. Για τον υπολογισμό της αντοχής του κτιρίου χρησιμοποιούμε την εξίσωση

$$V_R = \sqrt{\sum (q_i V_{Ri})^2}$$

Όπου $q_i = m_i$ είναι ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. που εξαρτάται από την στάθμη επιτελεστικότητας. Τα στοιχεία στα οποία προηγείται η διατμητική αστοχία θεωρούνται ψαθυρά. Σε αυτά τα στοιχεία ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας θεωρείται ίσος με

$m_i=1.2$. Τα στοιχεία με καμπτική αστοχία έχουν $m_i=(\theta_u+\theta_y)/(2\gamma_{Rd}\theta_y)$ για Β Στάθμη Επιτελεσματικότητας με $\gamma_{Rd}=1.5$. Σημειώνεται ότι οι τιμές για το θ_u είναι διαιρεμένες με 1.2 επειδή το κτίριο είναι κατασκευασμένο με τις προ του 1985 διατάξεις. Για την διεύθυνση X έχουμε

ΜΕΛΟΣ	θ_y	θ_u	m Μέλους
K1	0.006135	0.0711	4.20
K2	0.011574	0.0691	2.32
K3	0.018146	0.1195	2.53
K4	0.011574	0.0682	2.30
K5	0.010902	0.0674	2.40
K6	0.011574	0.0715	2.39
K7	0.018146	0.1168	2.48
K8	0.011574	0.0669	2.26
K9	0.006135	0.0715	4.22

Αντίστοιχα, προκύπτουν οι ίδιες τιμές για την άλλη διεύθυνση με την διαφορά ότι αντιστρέφονται οι τιμές για τα τοιχώματα. Άρα, από τα παραπάνω προκύπτει ότι

$V_R= 637.912$ kN και ο δείκτης ανεπάρκειας προκύπτει για την παραπάνω μέθοδο $\lambda= V_b/ V_R= 3.088$

3.2 ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

Στην προτεινόμενη μεθοδολογία τα στοιχεία τρωτότητας που επηρεάζουν καθοριστικά τη σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου συνοψίζονται σε 13 κριτήρια. Συμπληρώνεται ο Συνολικός Πίνακας Κριτηρίων (Πίνακας 1), βαθμολογώντας τα 13 κριτήρια ως προς το βαθμό επιβάρυνσης της σεισμικής ικανότητας του κτιρίου. Ο βαθμός που αποδίδεται σε κάθε κριτήριο προκύπτει ως συνδυασμός προσεγγιστικών υπολογισμών παραμέτρων, που εκφράζουν κάθε στοιχείο τρωτότητας. Ο Πίνακας δίνεται παρακάτω

a/a	Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης		Βαθμός επιβάρυνσης					Συντελεστής βαρύτητας σ_i
			β_i					
			0 max	1	2	3	4	
1	Υπερκρίσιμα	Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας						0.10
2		Οξειδωση Οπλισμών						0.10
3		Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού Φορτίου						0.05
4		Κανονικότητα Κάτοψης						0.05
5		Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη - Στρέψη						0.10
6		Κανονικότητα σε Τομή /Όψη						0.05
7		Κατανομή Δυσκαμψίας Καθ' Ύψος						0.15
8		Κατανομή Μάζας Καθ' Ύψος						0.05
9		Κοντά Υποστυλώματα						0.15
10		Κατακόρυφες Ασυνέχειες						0.05
11		Διαδρομή και Μεταφορά Δυνάμεων						0.05
12		Γειτονικά Κτίρια						0.05
13		Κακοτεχνίες, Τραυματισμοί						0.05

Πίνακας 1. Συνολικός Πίνακας Κριτηρίων [5]

Το υπολογιστικό μέρος της προτεινόμενης μεθοδολογίας περιλαμβάνει τα εξής βήματα:

- Προσδιορισμός Σεισμικής Απαίτησης.
- Προσδιορισμός Σεισμικής Αντίστασης, λαμβάνοντας υπόψη μειωτικό συντελεστή

επιρροής των κριτηρίων που θέτει η μέθοδος.

Η εφαρμογή της μεθόδου πραγματοποιείται στο υφιστάμενο συμμετρικό κτίριο από Ο.Σ., μέσω της οποίας προκύπτουν ο επιδιωκόμενος λόγος ανεπάρκειας και ο βαθμός τοιχωματοποίησης α_T.

3.2.1 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΩΝ ΚΡΙΤΗΡΙΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ

- **Κριτήριο 1 – Βλάβες στατικής ανεπάρκειας**

Θεωρούμε ότι δεν υπάρχουν βλάβες σε κάποιο δομικό στοιχείο. Επομένως, ο βαθμός του κριτηρίου 1 είναι ίσος με $\beta_1 = 5$.

- **Κριτήριο 2 – Οξειδωση οπλισμών**

Θεωρούμε ότι δεν διαπιστώθηκαν ενδείξεις οξειδωσης σε κάποιο δονικό στοιχείο. Επομένως, ο βαθμός του κριτηρίου 2 είναι ίσος με $\beta_2 = 5$.

- **Κριτήριο 3 – Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου**

Το ανηγμένο αξονικό φορτίο υποστυλώματος ισογείου υπολογίζεται ως εξής:

$$v_d = N_{sd} / (A_c f_{ck} (1 - \theta))$$

όπου,

- N_{sd} : η αξονική δύναμη υποστυλώματος ισογείου, από μόνιμα G και κινητά Q φορτία, για τον συνδυασμό φόρτισης $S_d = G + \psi_2 Q$.
- f_{ck} : η χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος
- A_c : το εμβαδόν διατομής υποστυλώματος ισογείου.
- θ : ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας, ο οποίος προσεγγιστικά υπολογίζεται ως:

$$\theta \approx \begin{cases} 0, & h < 3.0 \text{ m} \\ (h-2)/20, & h \geq 3.0 \text{ m} \end{cases}, \text{ όπου } h \text{ το καθαρό ύψος (σε m) του εξεταζόμενου υποστυλώματος.}$$

Βαθμονόμηση Κριτηρίου:

Υπερκρίσιμο: εάν $v_d > 0.75$

Βαθμός 1: εάν $0.65 \leq v_d \leq 0.75$

Βαθμός 2: εάν $0.50 \leq v_d < 0.65$

Βαθμός 3: εάν $0.40 \leq v_d < 0.50$

Βαθμός 4: εάν $0.30 \leq v_d < 0.40$

Βαθμός 5: εάν $v_d < 0.30$

Τα αξονικά φορτία των κατακόρυφων μελών προέκυψαν από προσεγγιστικό υπολογισμό στο χέρι. Η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος για το υπό μελέτη κτίριο είναι ίση με $f_{ck} = 14 \text{ MPa}$. Ως ύψος h λαμβάνεται το καθαρό ύψος των κατακόρυφων μελών. Στο κτίριο που εξετάζεται το καθαρό ύψος των μελών του ισογείου είναι ίσο με $h = 3.84 - 0.55 = 3.29 \text{ m}$. Ο δείκτης μεταθετότητας θ προκύπτει πολύ μικρός οπότε αγνοείται η συμβολή του.

Ο τελικός βαθμός επικινδυνότητας για το κριτήριο 3 προκύπτει ως εξής:

$v_d = 0.182 < 0.3$ Άρα, βαθμός του κριτηρίου 3 θα είναι ίσος με $\beta_3 = 5$.

- **Κριτήριο 4 – Κανονικότητα Κάτοψης**

Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική, επομένως, προσδιορίζεται ο λόγος των μηκών των πλευρών του κτιρίου ως εξής:

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{12}{10.55} = 1.14 < 4$$

άρα, ο βαθμός του κριτηρίου είναι ίσος με $\beta_4 = 5$.

- **Κριτήριο 5 – Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη – Στρέψη**

Αρχικά, προσδιορίζεται η θέση του κέντρου μάζας του κτιρίου με βάση τις σχέσεις:

$$x_M = \frac{\sum N_{Sd,i} x_{c,i}}{\sum N_{Sd,i}} \quad (4)$$

$$y_M = \frac{\sum N_{Sd,i} y_{c,i}}{\sum N_{Sd,i}} \quad (5)$$

Στη συνέχεια υπολογίζονται οι δυσκαμψίες των κατακόρυφων μελών του ισογείου με βάση τις σχέσεις της §7.1.2.2(δ) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. :

Για υποστυλώματα:

$$K_{\text{υποστ.}} = 0.08(0.8 + \ln[\max(0.6; a_s)]) (1 + 0.048) \frac{N}{A_c} E_c I_c \quad (6)$$

Για τοιχώματα:

$$K_{\text{τοιχ}} = 0.115(0.8 + \ln[\max(0.6; a_s)]) (1 + 0.048) N/A_c E_c I_c \quad (7)$$

Βαθμονόμηση κριτηρίου:

Βαθμός 1: $\varepsilon \geq 0.30^*$ (έντονη ανισοκατανομή – στρέψη)

Βαθμός 5: $\varepsilon < 0.05$ (πρακτικώς συμμετρικό – χωρίς στρεπτική απόκριση)

Έχουμε $\varepsilon < 0.05$ επομένως, ο βαθμός επικινδυνότητας λαμβάνεται ίσος με $\beta_5 = 5$.

- **Κριτήριο 6 – Κανονικότητα σε τομή/όψη**

Δεν υπάρχουν εσοχές και τα εμβαδά των ορόφων είναι ίσα. Άρα, ο βαθμός επικινδυνότητας είναι ίσος με $\beta_6 = 5$.

- **Κριτήριο 7 – Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος – Μαλακός όροφος**

Για την περίπτωση που έχουμε τοιχοπληρώσεις σε όλο το κτίριο η δυσκαμψία είναι ίδια και στους 2 ορόφους άρα το $\beta=5$. Για την περίπτωση με pilotis έχουμε ότι, αρχικά, υπολογίζονται οι δυσκαμψίες των μελών σε όλους τους ορόφους του κτιρίου με βάση τις σχέσεις της §7.1.2.2(δ) του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ισόγειο – 1^{ος} όροφος: $\Delta K_x = 35.72\%$ $\Delta K_z = 35.72\%$

Σύμφωνα με τη βαθμονόμηση του κριτηρίου θεωρείται Βαθμός 1 όταν η διαφορά $\Delta K > 50\%$ και Βαθμός 5 όταν $\Delta K < 20\%$. Με βάση τους παραπάνω υπολογισμούς, λαμβάνεται ως βαθμός επικινδυνότητας για το κριτήριο 7 ίσος με $\beta_7 = 3$ και για τις δυο διευθύνσεις.

- **Κριτήριο 8 – Κατανομή μάζας καθ' ύψος**

Το βάρος κάθε ορόφου υπολογίζεται με βάση τα κατακόρυφα φορτία. Έτσι, υπολογίστηκε το σύνολο των κατακόρυφων φορτίων (το βάρος κάθε ορόφου). Η μάζα κάθε ορόφου προκύπτει διαιρώντας το βάρος με την επιτάχυνση της βαρύτητας ($g = 9.81 \text{ m/sec}^2$).

Ισόγειο – 1^{ος} όροφος: $\Delta M = 17.2\%$ Σύμφωνα με τη βαθμονόμηση του κριτηρίου θεωρείται

Βαθμός 1 όταν η διαφορά $\Delta M > 50\%$ και Βαθμός 5 όταν $\Delta M < 20\%$. Με βάση τους παραπάνω

υπολογισμούς, λαμβάνεται ως βαθμός επικινδυνότητας για το κριτήριο 8 ίσος με $\beta_8 = 5$.

- **Κριτήριο 9 – Κοντά υποστυλώματα**

Στο κτίριο δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα άρα ο βαθμός του κριτηρίου είναι $\beta_9 = 5$.

- **Κριτήριο 10 – Κατακόρυφες ασυνέχειες**

Δεν υπάρχουν ασυνέχειες καθ' ύψος άρα ο βαθμός του κριτηρίου 10 λαμβάνεται $\beta_{10} = 5$.

- **Κριτήριο 11 – Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων**

Το κτίριο που εξετάζεται παρουσιάζει συνδυασμό τοιχωμάτων και πλαισιακής λειτουργίας. Έτσι, σύμφωνα με την προσεγγιστική μέθοδο, ο τελικός βαθμός του κριτηρίου βασίζεται στο βαθμό τοιχωματοποίησης. Σε κτίριο που ο δείκτης τοιχωματοποίησης είναι μεγάλος ($\alpha_T \geq 0.80$) τότε το κυρίαρχο κριτήριο στη διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων είναι ο βαθμός σύνδεσης τοιχώματος με το διάφραγμα και ο τελικός βαθμός είναι $\beta = \beta_\alpha$. Ενώ, σε κτίριο που ο δείκτης τοιχωματοποίησης είναι πολύ μικρός ($\alpha_T < 0.20$) τότε το κυρίαρχο κριτήριο στη διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων είναι η ύπαρξη σαφών επιπέδων πλαισιακής λειτουργίας, και ο τελικός βαθμός είναι $\beta = \beta_\beta$. Οι τιμές β_α και β_β εξαρτώνται από τις συνθήκες σύνδεσης των τοιχωμάτων με τα υπάρχοντα διαφράγματα και την κανονικότητα της πλαισιακής λειτουργίας. Προκύπτει ότι $\beta_\alpha = 5$ λόγω πλήρους σύνδεσης των τοιχωμάτων με το διάφραγμα μέσω δοκών και $\beta_\beta = 5$ λόγω πλαισιακής δομικής διαμόρφωσης. Επομένως, ο βαθμός για το κριτήριο 11 προκύπτει $\beta_{11} = 5$ για οποιαδήποτε τιμή του βαθμού τοιχωματοποίησης.

- **Κριτήριο 12 – Γειτονικά κτίρια**

Ο βαθμός επικινδυνότητας λαμβάνεται ίσος με $\beta_{12} = 5$ αφού θεωρούμε ότι δεν έχουμε γειτονικά κτίρια.

- **Κριτήριο 13 – Κακοτεχνίες - τραυματισμοί**

Θεωρούμε ότι δεν έχουμε κάτι από τα παραπάνω άρα ο βαθμός επικινδυνότητας λαμβάνεται ίσος με $\beta_{13} = 5$.

3.2.2 ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΚΡΙΤΗΡΙΩΝ

Ο Πίνακας 2 που ακολουθεί αποτελεί τον πίνακα κριτηρίων για το εξεταζόμενο κτίριο, στον οποίο καταγράφονται οι βαθμοί επιβάρυνσης για κάθε κριτήριο και για τις δύο περιπτώσεις του κτιρίου.

α/α	Περιγραφή Κριτηρίου	Βαθμός επιβάρυνσης		Συντελεστής βαρύτητας σ_i
		Τοιχοπληρώσεις		
		Πλήρεις	Pilotis	
1	Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας	5	5	0.10
2	Οξειδωση Οπλισμών	5	5	0.10
3	Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού Φορτίου	5	5	0.05
4	Κανονικότητα Κάτοψης	5	5	0.05
5	Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη - Στρέψη	5	5	0.10
6	Κανονικότητα σε Τομή /Οψη	5	5	0.05
7	Κατανομή Δυσκαμψίας Καθ' Ύψος	5	3	0.15
8	Κατανομή Μάζας Καθ' Ύψος	5	5	0.05
9	Κοντά Υποστυλώματα	5	5	0.15
10	Κατακόρυφες Ασυνέχειες	5	5	0.05
11	Διαδρομή και Μεταφορά Δυνάμεων	5	5	0.05
12	Γειτονικά Κτίρια	5	5	0.05
13	Κακοτεχνίες, Τραυματισμοί	5	5	0.05

Πίνακας 2. Τιμές βαθμών επικινδυνότητας και συντελεστών βαρύτητας

Για τον υπολογισμό του μειωτικού συντελεστή επιρροής των κριτηρίων στην τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου, χρησιμοποιείται η σχέση: $\beta = \Sigma(\sigma_i \beta_i / 5)$

Για τοιχοπληρώσεις σε όλο το κτίριο:

$$\beta_x = \beta_z = 1.0$$

Για pilotis:

$$\beta_x = \beta_z = 0.94$$

3.2.3 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΗΣ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ

ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΟΣ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΑΝΤΟΧΗΣ V_{R0}

Αν V_{Ri} η μέγιστη τέμνουσα που μπορεί να αναληφθεί από κάθε κατακόρυφο στοιχείο, η μέσω υπολογισμών προκύπτουσα τέμνουσα αντοχής V_{R0} [5], μπορεί να ληφθεί :

$$V_{R0} = \alpha_1 \sum V_{Ri}^{υποστ.} + \alpha_2 \sum V_{Ri}^{τοιχ.} + \alpha_3 \sum V_{Ri}^{κοντ.υποστ.} \quad (8)$$

όπου, $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ τιμές που μπορούν να ληφθούν ως:

$\alpha_3 = 0$ αφού δεν έχουμε κοντά υποστυλώματα

$\alpha_1 = 0.5-0.65$ $\alpha_2 = 0.65-0.85$ [1] αφού υπάρχουν υποστυλώματα και τοιχώματα και δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα

Σύμφωνα με την προτεινόμενη προσεγγιστική μέθοδο ο υπολογισμός των διατμητικών αντοχών των κατακόρυφων μελών γίνεται ως εξής:

- Ο υπολογισμός των διατμητικών αντοχών V_{Ri} των κατακόρυφων στοιχείων μπορεί να γίνει από τη σχέση:

$$V_{Ri} = \min(V_{Rd}, V_M)$$

ΠΡΟΤΑΣΗ ΑΛΛΑΓΗΣ ΔΡΙΤΣΟΣ 2019

όπου

V_{Rd} η διατμητική αντοχή του κατακόρυφου μέλους που μπορεί να ληφθεί από τις σχέσεις που προτείνονται στο Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 θεωρώντας:

$$\mu_0^p = 0,5 \text{ αν } V_M > V_{Rd} \text{ και } \mu_0^p = 1,5 \text{ αν } V_M \leq V_{Rd}$$

Τα δεδομένα για τις λεπτομέρειες όπλισης μπορούν να προσδιορίζονται με ανεκτή στάθμη αξιοπιστίας σύμφωνα με τα αναφερόμενα στην § 3.7. 4 και τον Πιν. 3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ή με επίπεδο περιορισμένης γνώσης (limited knowledge) σύμφωνα με τον EC8-3

$$V_M = M_R / L_s \text{ η τέμνουσα στην φάση καμπτικής αστοχίας του μέλους}$$

Στη συνέχεια, υπολογίζεται η V_{R0} για τις διευθύνσεις X και Z της δράσης. Το κτίριο που εξετάζεται δεν έχει κοντά υποστυλώματα, επομένως, οι συντελεστές α_1 και α_2 επιλέγονται να είναι: $\alpha_1 = 0.6$, $\alpha_2 = 0.75$. Η σχέση που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό είναι:

$$V_{R0} = \alpha_1 \sum V_{Ri}^{υποστ.} + \alpha_2 \sum V_{Ri}^{τοιχ.}$$

$$\text{Άρα, } V_{R0} = 0.6 * 302.096 + 0.75 * 438.144 = \mathbf{509.866 \text{ kN}}$$

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ V_R

Η συνολική σεισμική αντίσταση του κτιρίου σε όρους τέμνουσας βάσης υπολογίζεται με βάση τη σχέση [1]:

$$V_R = \beta V_{R0} \quad (17)$$

όπου,

$$\beta_{τοιχοι} = 1.0$$

$$\beta_{pilotis} = 0.94$$

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ V_{req}

Σε κάθε κύρια διεύθυνση, προσδιορίζεται με βάση το φάσμα σχεδιασμού του Κανονισμού, το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού) του κτιρίου, σύμφωνα με τη σχέση:

$$V_{req} = M S_d(T)$$

όπου, T η ιδιοπερίοδος της κατασκευής και M η μάζα του κτιρίου.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q λαμβάνεται από τον Πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 για τη στάθμη επιτελεστικότητας B , ανάλογα με την παρουσία των τοιχοπληρώσεων που εξετάζεται. Συγκεκριμένα, για την παρουσία τοιχοπληρώσεων σε όλο το κτίριο, ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται $q = 1.7$ (ευμενής παρουσία τοιχοπληρώσεων), ενώ για την pilotis λαμβάνεται $q = 1.3$ (δυσμενής παρουσία τοιχοπληρώσεων).

Η εμπειρική ιδιοπερίοδος του κτιρίου υπολογίζεται ως $T = C_t H^{3/4}$ με $C_t = 0.05$ και $H = 7.68$ m άρα προκύπτει $T = 0.2307$ sec. Στον Πίνακα 3 παρουσιάζονται για κάθε διεύθυνση ο συντελεστής συμπεριφοράς q που λαμβάνεται, η εδαφική επιτάχυνση S_d και η ζητούμενη σεισμική απαίτηση V_{req} .

Περίπτωση	q	S_d (m/s ²)	V_{req} (kN)
Πλήρεις Τοιχοπληρώσεις	1.7	4.154	1350.05
Pilotis	1.3	5.432	1817.74

Πίνακας 3. Συντελεστής συμπεριφοράς, εδαφική επιτάχυνση και σεισμική απαίτηση V_{req} ανά περίπτωση

Άρα, οι ανεπάρκειες για τις 2 περιπτώσεις προκύπτουν

λ για τοιχοπληρώσεις σε όλο το κτίριο = $1350.05 / (1.0 * 509.866) = 2.73$

λ για pilotis = $1817.54 / (0.94 * 509.866) = 3.79$ και ο βαθμός τοιχοματοποίησης είναι

$\alpha_T = \Sigma V_{RTOIX} / V_{RO} = 438.144 / 509.866 = 0.8593 > 0.10$

Όπως ήταν αναμενόμενο η περίπτωση της pilotis μας δίνει μεγαλύτερο λόγο ανεπάρκειας και επιβεβαιώνει ότι είναι δυσμενής η απουσία τους στον ισόγειο όροφο.

4. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ q ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ

Η ελαστική δυναμική ανάλυση έχει ορισμένα χαρακτηριστικά σημεία πάνω στα οποία βασίζεται ως μέθοδος αλλά και σημεία τα οποία θα πρέπει να ληφθούν υπόψη για την εφαρμογή της μεθόδου. Μερικά από αυτά είναι τα ακόλουθα:

- Η ανάλυση της μεθόδου γίνεται με την εφαρμογή ενός καθολικού δείκτη συμπεριφοράς « q ». Θα εφαρμοσθούν οι τιμές του πίνακα που ακολουθεί, αναλόγως των βλαβών και των τοιχοπληρώσεων.

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων (1)		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων (1)	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	ΌΧΙ	ΝΑΙ	ΌΧΙ	ΝΑΙ
1995<....	3	2,3	2,3	1,7
1985<....<1995(2)	2,3	1,7	1,7	1,3
....<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Πίνακας 4. Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β

Άρα, για την περίπτωση της *pilotis* θα χρησιμοποιηθεί ως q η τιμή 1.3 ενώ για την περίπτωση των τοιχοπληρώσεων και στους 2 ορόφους θα χρησιμοποιηθεί η τιμή 1.7

.Στην περίπτωση εφαρμογής ελαστικών μεθόδων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.4.1.4) με χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q , οπότε γενικώς οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων, η δυσκαμψία μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό αυτής του σταδίου I (μη ρηγματωμένα στοιχεία). Μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές δυσκαμψίας κατά τον Πίνακα που ακολουθεί.

Δομικό Στοιχείο	Δυσκαμψία
Υποστύλωμα εσωτερικό	0,8*(EcIg)
Υποστύλωμα περιμετρικό	0,6*(EcIg)
Τοίχωμα-μη ρηγματωμένο	0,7*(EcIg)
Τοίχωμα ρηγματωμένο	0,5*(EcIg)
Δοκός	0,4*(EcIg)

Πίνακας 5. Τιμές δυσκαμψίας δομικών στοιχείων για την μέθοδο q

Σημειώνεται ότι για τα τοιχώματα χρησιμοποιούμε την περίπτωση του μη-ρηγματωμένου στοιχείου.

Προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η χρήση της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης για την αποτίμηση, ή και τον ανασχεδιασμό, κατασκευών δεν είναι πάντοτε εφικτή για τις στάθμες επιτελεστικότητας Β και Γ. Προς το σκοπό ετούτο, γι αυτές τις στάθμες, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. θέτει ορισμένα κριτήρια, η ικανοποίηση των οποίων, μας δίνει την δυνατότητα να αποτιμήσουμε το κτίριο με τη μέθοδο αυτή. Τα κριτήρια αυτά σχετίζονται με τη μορφολογική κανονικότητα του κτιρίου αλλά και με την αντίστασή του σε σεισμό. Μία εικόνα της αντίστασης σε σεισμό μας τη δίνει ο δείκτης ανεπάρκειας "λ", ο οποίος δεν είναι άλλος από το λόγο του εντατικού μεγέθους (ροπής) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (όπου η σεισμική δύναμη λαμβάνεται χωρίς μείωση ($q=1.0$) προς την αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του κτιρίου υπολογιζόμενη με βάση τις χαρακτηριστικές αντοχές των υλικών. Όπως γίνεται σαφές ο δείκτης ανεπάρκειας υπολογίζεται για κάθε στοιχείο μέσω μίας προκαταρκτικής ελαστικής ανάλυσης του κτιρίου και προσδιορίζει το μέγεθος και την κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα στοιχεία.

Συγκεκριμένα ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. με αναφορά στην §5.6.1 δίνει τις ακόλουθες προϋποθέσεις εφαρμογής της ελαστικής δυναμικής μεθόδου:

α) Για τις ελαστικές μεθόδους δεν τίθενται προϋποθέσεις εφαρμογής σχετιζόμενες με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων.

β) Το πεδίο εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου 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.

Σημειώνεται: το κτίριο θεωρείται ως μορφολογικά κανονικό όταν ικανοποιούνται οι αναφερόμενες στον ΕΚ8-1 συνθήκες. Ειδικότερα για τα υφιστάμενα κτίρια μπορούν εναλλακτικά να ικανοποιούνται όλες οι παρακάτω συνθήκες:

- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν διακόπτεται καθ' ύψος ούτε συνεχίζει σε διαφορετικό φάτνωμα.
- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν συνεχίζει στον γειτονικό όροφο σε εκτός επιπέδου εσοχή.
- Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας υπερβαίνει του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού (υποκείμενου ή υπερκείμενου) ορόφου, όπου:

$$\lambda_k = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{si}}{\sum_1^n V_{si}}$$

Στη σχέση αυτή, είναι ο δείκτης ανεπάρκειας για το κύριο στοιχείο i του ορόφου, είναι η αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα (από ελαστική ανάλυση για $q=1.0$), και n είναι ο αριθμός των κύριων στοιχείων του ορόφου " k ". Κρίσιμος λόγος λ για έναν όροφο είναι ο μεγαλύτερος λόγος λ για ένα επιμέρους στοιχείο στον όροφο.

Στη περίπτωση μη ισχύος των συνθηκών της προηγούμενης παραγράφου, αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς (μόνον) της αποτίμησης η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} που προβλέπονται στην §4.5.1 αυξάνονται κατά 0.15.

Σύμφωνα με την §4.5.1(ΚΑΝ.ΕΠΕ.), όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται και από το υφιστάμενο δόμημα και δεν γίνονται παραμετρικές διερευνήσεις και έλεγχοι οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας γ_{sd} που θα χρησιμοποιούνται εξαρτώνται από τη σοβαρότητα (την ένταση) και την έκταση των βλαβών ή/και των επεμβάσεων (ανεξαρτήτως μεθόδου ανάλυσης). Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές γ_{sd} κατά τον πίνακα που ακολουθεί:

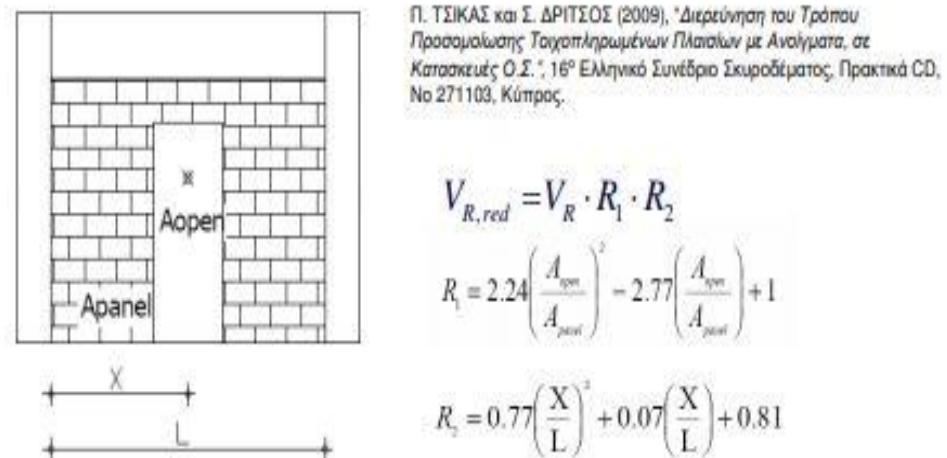
Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή/και επεμβάσεις	Ελαφριές και τοπικές βλάβες ή/και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
$\gamma_{sd}=1,20$	$\gamma_{sd}=1,10$	$\gamma_{sd}=1,00$

Πίνακας 6. Τιμές του συντελεστή γ_{sd}

Στο συγκεκριμένο κτίριο θεωρούμε ότι δεν έχουμε βλάβες και επεμβάσεις άρα ο συντελεστής $\gamma_{sd}=1.00$ αλλά λόγω της προκαταρκτικής ανάλυσης (προέλεγχος με δυναμική ελαστική ανάλυση με $q=1.0$) προκύπτει ότι το κτίριο είναι μη μορφολογικά κανονικό άρα θα αυξήσουμε τον συντελεστή γ_{sd} κατά 0.15.

4.1 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ q ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ ΚΑΙ ΣΤΟΥΣ 2 ΟΡΟΦΟΥΣ

Σε αυτή την περίπτωση στο προσομοίωμα υπάρχουν οι τοιχοπληρώσεις και στους 2 ορόφους οι οποίες προσομοιώνονται με 2 χιαστί στοιχεία τύπου ράβδου. Οι απομειώσεις των αντοχών των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων δεν λαμβάνονται σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. αλλά σύμφωνα με το [4]. Σε αυτή την περίπτωση υπάρχουν οι μειωτικοί συντελεστές R_1 και R_2 με τους οποίους πολλαπλασιάζουμε την αντοχή της ισοδύναμης ράβδου και ορίζονται ως εξής



Σχ. 4 Τρόπος απομείωσης αντοχής τοιχοπληρώσεων [4]

Όπου A_{open} =εμβαδόν ανοίγματος= $1.20 \times 2.20 = 2.64 \text{ m}^2$ και $A_{panel} = A_{tot} - A_{panel}$ και επίσης θεωρούμε ότι οι πόρτες βρίσκονται στο μέσο του ανοίγματος άρα $X/L=0.5$. Παρακάτω φαίνεται ο συνολικός μειωτικός συντελεστής σε κάθε φάτνωμα με βάση τα παραπάνω

ΦΑΤΝΩΜΑ	R1	R2	R1R2
K1-K2	0.613	1.0375	0.636
K2-K3	0.51	1.0375	0.529
K3-K6	0.358	1.0375	0.3715
K6-K9	0.593	1.0375	0.615
K8-K9	0.405	1.0375	0.42
K7-K8	0.662	1.0375	0.687
K4-K7	0.52	1.0375	0.54
K1-K4	0.477	1.0375	0.495

Στη συνέχεια, πραγματοποιείται η ανάλυση από την οποία λαμβάνουμε τα αποτελέσματα που ακολουθούν. Στον παρακάτω Πίνακα αναφέρονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα από τον έλεγχο επάρκειας των δεικτών λ.

Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων (παρ.5.5.2 α(i))

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός (Μ)	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο			
		$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$		$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$		$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$	
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.840	0	0%	12	50%	0	0%	9	50%	0	0%	21	50%
2	7.680	3	13%	9	38%	0	0%	9	50%	3	7%	18	43%
Σύνολο		3	13%	21	88%	0	0%	18	100%	3	7%	39	93%

Για όλα τα στοιχεία πρέπει $\lambda \leq 1.0$. ---- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Παρατηρούμε ότι όλα τα υποστυλώματα αστοχούν έχουν δηλαδή λόγο ανεπάρκειας μεγαλύτερο του 1.0 για καμπτικό έλεγχο. Για τον έλεγχο των τεμνουσών ο λόγος ανεπάρκειας κάθε στοιχείου καθώς και ο λόγος ανεπάρκειας συνολικά του κτιρίου σύμφωνα με την σχέση (5.2) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. φαίνονται παρακάτω

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΓΙΑ ΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ						
Μέλος	Κόμβ.	Vedy/Vrdmaxy	Vedz/Vrdmaxz	Vedy/Vrdy	Vedz/Vrdz	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1	1	0.919	0.111	1.253	0.664	OXI
	10	0.919	0.111	1.253	0.664	OXI
2	2	0.077	0.060	0.407	0.298	NAI
	11	0.249	0.182	0.407	0.298	NAI
3	3	0.089	0.065	0.469	0.319	NAI
	12	0.287	0.195	0.469	0.319	NAI
4	4	0.065	0.087	0.343	0.427	NAI
	13	0.210	0.261	0.343	0.427	NAI
5	5	0.059	0.086	0.309	0.426	NAI
	14	0.189	0.260	0.309	0.426	NAI
6	6	0.308	0.297	0.588	0.567	NAI
	15	0.308	0.297	0.588	0.567	NAI
7	7	0.922	0.104	1.258	0.626	OXI
	16	0.922	0.104	1.258	0.626	OXI
8	8	0.108	0.901	0.649	1.229	OXI
	17	0.108	0.901	0.649	1.229	OXI
9	9	0.116	0.948	0.694	1.292	OXI
	18	0.116	0.948	0.694	1.292	OXI

Και ο λόγος ανεπάρκειας είναι $\lambda=1.07$

4.2 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ q ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΤΗΣ ΠΙΛΟΤΙΣ

Πραγματοποιείται η ανάλυση από την οποία λαμβάνουμε τα αποτελέσματα που ακολουθούν.

Στον παρακάτω Πίνακα αναφέρονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα από τον έλεγχο επάρκειας των δεικτών λ .

Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων (παρ.5.5.2 α(i))

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός (M)	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	3.840	0	0%	12	50%	0	0%	9	50%	0	0%	21	50%
2	7.680	3	13%	9	38%	0	0%	9	50%	3	7%	18	43%
Σύνολο		3	13%	21	88%	0	0%	18	100%	3	7%	39	93%

Για όλα τα στοιχεία πρέπει λ<=1.0. ---- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Παρατηρούμε ότι όλα τα υποστυλώματα αστοχούν έχουν δηλαδή λόγο ανεπάρκειας μεγαλύτερο του 1.0 για καμπτικό έλεγχο. Για τον έλεγχο των τεμνουσών ο λόγος ανεπάρκειας κάθε στοιχείου καθώς και ο λόγος ανεπάρκειας συνολικά του κτιρίου σύμφωνα με την σχέση (5.2) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. φαίνονται παρακάτω

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΓΙΑ ΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ						
Μέλος	Κόμβ.	Vedy/Vrdmaxy	Vedz/Vrdmaxz	Vedy/Vrdy	Vedz/Vrdz	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1	1	1.410	0.161	1.922	0.965	OXI
	10	1.410	0.161	1.922	0.965	OXI
2	2	0.110	0.086	0.581	0.422	NAI
	11	0.355	0.258	0.581	0.422	NAI
3	3	0.123	0.088	0.646	0.436	NAI
	12	0.395	0.266	0.646	0.436	NAI
4	4	0.087	0.125	0.458	0.615	NAI
	13	0.280	0.376	0.458	0.615	NAI
5	5	0.083	0.119	0.438	0.588	NAI
	14	0.268	0.359	0.438	0.588	NAI
6	6	0.436	0.422	0.831	0.805	NAI
	15	0.436	0.422	0.831	0.805	NAI
7	7	1.415	0.142	1.930	0.854	OXI
	16	1.415	0.142	1.930	0.854	OXI
8	8	0.156	1.348	0.936	1.838	OXI
	17	0.156	1.348	0.936	1.838	OXI
9	9	0.156	1.456	0.936	1.985	OXI
	18	0.156	1.456	0.936	1.985	OXI

Και ο λόγος ανεπάρκειας είναι λ=1.64

5. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ m ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ

Βασικά χαρακτηριστικά της μεθόδου

Η μέθοδος με την οποία θα γίνει η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής, είναι μια ελαστική δυναμική μέθοδος όπως ακριβώς δηλαδή και η μέθοδος q με την οποία έγινε η ανάλυση στο προηγούμενο εδάφιο. Είναι λοιπόν προφανές πως οι δύο αυτές μέθοδοι έχουν πολλά κοινά χαρακτηριστικά καθώς και για τη μέθοδο m απαιτούνται οι ίδιες

προκαταρκτικές αναλύσεις για να ελεγχθεί η δυνατότητα εφαρμογής της, ενώ για την ανάλυση της απαιτείται ο προσδιορισμός ακριβώς των ίδιων παραγόντων. Η μόνη διαφορά των μεθόδων είναι ότι αντί της εφαρμογής ενός καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q σε ολόκληρη την κατασκευή, εφαρμόζονται επιμέρους τοπικοί δείκτες πλαστιμότητας m σε κάθε ένα στοιχείο της κατασκευής. Κατ' αναλογία λοιπόν, με τη μέθοδο q , όλα τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση θα αυξάνονται κατάλληλα ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή της ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων. Τέλος, τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις θα επαυξάνονται ώστε να συνεκτιμάται η επιρροή της στρέψης, κατά τρόπο ανάλογο αυτού που παρουσιάστηκε στο προηγούμενο εδάφιο.

Προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου

Οι προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου είναι ακριβώς ίδιες με αυτές που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 4.

5.1 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ m ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ ΣΤΟΥΣ 2 ΟΡΟΦΟΥΣ

Πραγματοποιείται η ανάλυση από την οποία λαμβάνουμε τα αποτελέσματα που ακολουθούν. Στον παρακάτω Πίνακα αναφέρονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα από τον έλεγχο επάρκειας των δεικτών λ .

Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων (παρ.5.5.2 α(i))

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός (M)	Δοκοί		Υποστυλώματα				Σύνολο	
		$\lambda \leq 1.0$	$\lambda > 1.0$	$\lambda \leq 1.0$	$\lambda > 1.0$	$\lambda \leq 1.0$	$\lambda > 1.0$		
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.840	7	29%	5	21%	0	0%	9	50%
2	7.680	10	42%	2	8%	2	11%	7	39%
Σύνολο		17	71%	7	29%	2	11%	16	89%

Για όλα τα στοιχεία πρέπει $\lambda \leq 1.0$. ---- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Παρατηρούμε ότι όλα τα υποστυλώματα του ισογείου αστοχούν έχουν δηλαδή λόγο ανεπάρκειας μεγαλύτερο του 1.0 για καμπτικό έλεγχο. Για τον έλεγχο των τεμνουσών ο λόγος ανεπάρκειας κάθε στοιχείου καθώς και ο λόγος ανεπάρκειας συνολικά του κτιρίου σύμφωνα με την σχέση (5.2) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. φαίνονται παρακάτω

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΓΙΑ ΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ							
Μέλος	Κόμβ.	Vedy/Vrdmaxy	Vedz/Vrdmaxz	Vedy/Vrdy	Vedz/Vrdz	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	
1	1	1.206	0.069	1.645	0.416	OXI	
	10	1.206	0.069	1.645	0.416	OXI	
2	2	0.066	0.053	0.348	0.260	NAI	
	11	0.213	0.159	0.348	0.260	NAI	
3	3	0.081	0.061	0.428	0.298	NAI	
	12	0.261	0.182	0.428	0.298	NAI	
4	4	0.061	0.070	0.321	0.343	NAI	
	13	0.196	0.210	0.321	0.343	NAI	
5	5	0.050	0.084	0.261	0.414	NAI	
	14	0.160	0.253	0.261	0.414	NAI	
6	6	0.239	0.232	0.456	0.443	NAI	
	15	0.239	0.232	0.456	0.443	NAI	
7	7	1.180	0.082	1.609	0.491	OXI	
	16	1.180	0.082	1.609	0.491	OXI	
8	8	0.069	1.162	0.416	1.585	OXI	
	17	0.069	1.162	0.416	1.585	OXI	
9	9	0.094	1.222	0.563	1.666	OXI	
	18	0.094	1.222	0.563	1.666	OXI	

Και ο λόγος ανεπάρκειας είναι $\lambda=1.29$

5.2 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ m ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΤΗΣ ΡΙΛΟΤΙΣ

Η ανάλυση γίνεται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο που έγινε και για το μοντέλο με παρουσία τοιχοπληρώσεων και στους 2 ορόφους ενώ η ανάλυση που πραγματοποιείται δίνει αποτελέσματα που παρουσιάζονται στους Πίνακες που ακολουθούν.

Στον παρακάτω Πίνακα αναφέρονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα από τον έλεγχο επάρκειας των δεικτών λ .

Οι λόγοι δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 1.5 --- Ο έλεγχος Ικανοποιείται													
Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων (παρ.5.5.2 α(i))													
α/α	Συν/κο	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο			
		$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$		$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$		$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$	
Στάθμης	Υψός (M)												
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.840	6	25%	6	25%	0	0%	9	50%	6	14%	15	36%
2	7.680	10	42%	2	8%	2	11%	7	39%	12	29%	9	21%
Σύνολο		16	67%	8	33%	2	11%	16	89%	18	43%	24	57%

Για όλα τα στοιχεία πρέπει $\lambda \leq 1.0$. ---- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Παρατηρούμε ότι όλα τα υποστυλώματα του ισογείου αστοχούν έχουν δηλαδή λόγο ανεπάρκειας μεγαλύτερο του 1.0 για καμπτικό έλεγχο. Για τον έλεγχο των τεμνουσών ο λόγος ανεπάρκειας κάθε στοιχείου καθώς και ο λόγος ανεπάρκειας συνολικά του κτιρίου σύμφωνα με την σχέση (5.2) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. φαίνονται παρακάτω

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΓΙΑ ΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ						
Μέλος	Κόμβ.	Vedy/Vrdmaxy	Vedz/Vrdmaxz	Vedy/Vrdy	Vedz/Vrdz	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1	1	1.532	0.079	2.089	0.475	OXI
	10	1.532	0.079	2.089	0.475	OXI
2	2	0.075	0.061	0.393	0.302	NAI
	11	0.240	0.185	0.393	0.302	NAI
3	3	0.090	0.069	0.475	0.338	NAI
	12	0.290	0.207	0.475	0.338	NAI
4	4	0.069	0.078	0.362	0.382	NAI
	13	0.221	0.234	0.362	0.382	NAI
5	5	0.058	0.094	0.305	0.461	NAI
	14	0.186	0.282	0.305	0.461	NAI
6	6	0.277	0.268	0.529	0.512	NAI
	15	0.277	0.268	0.529	0.512	NAI
7	7	1.508	0.092	2.056	0.554	OXI
	16	1.508	0.092	2.056	0.554	OXI
8	8	0.080	1.471	0.479	2.006	OXI
	17	0.080	1.471	0.479	2.006	OXI
9	9	0.105	1.518	0.630	2.070	OXI
	18	0.105	1.518	0.630	2.070	OXI

Και ο λόγος ανεπάρκειας είναι $\lambda=1.66$

6. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

Η pushover ανάλυση (ανελαστική στατική ανάλυση) έχει ως κύριο στόχο την εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία της κατασκευής, όταν αυτή υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση. Τα μεγέθη αυτά των ανελαστικών παραμορφώσεων συγκρίνονται με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας και τις ικανότητες των μελών. Ως εκ τούτου συχνά αναφέρεται και μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων. Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων η μέθοδος δίνει και τιμές των εντατικών μεγεθών στα δομικά στοιχεία που έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή της αποκρίσής τους. Οι τιμές αυτές είναι εν γένει πιο αξιόπιστες από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους (και τυχόν ικανοτικούς ελέγχους).

Προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.2, συνίσταται όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική ανάλυση να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ), που εδώ την έχουμε.

Σημαντική προϋπόθεση είναι επίσης ότι η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για την διαπίστωση αυτού χρειάζονται δύο αρχικές ελαστικές δυναμικές αναλύσεις όπου στη πρώτη θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές που συνεισφέρουν τουλάχιστον στο 90% της συνολικής μάζας (σε κάθε διεύθυνση) και στη δεύτερη θα συνεκτιμάται μόνο η πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Αν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει αυτή που προκύπτει από τη δεύτερη ανάλυση κατά 130%, τότε η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών θεωρείται σημαντική.

Ακόμα και στη περίπτωση, όμως, εκείνη που η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση (pushover), υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση (ανεξαρτήτως των προϋποθέσεων εφαρμογής αυτών) ενώ οι έλεγχοι θα διεξάγονται και για τις δύο μεθόδους και με την δυνατότητα αύξησης κατά 25% των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου των μεθόδων. Συγκεκριμένα, προκύπτει ότι και στις 2 διευθύνσεις δεν υπάρχει επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών άρα η μέθοδος εφαρμόζεται κανονικά.

Βασικά χαρακτηριστικά της μεθόδου

Η μέθοδος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης έχει ορισμένες παραδοχές, σύμφωνα με τις παραγράφους §5.7.1.2 και §5.7.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Παρακάτω παρουσιάζονται τα απαραίτητα σημεία για την ανάλυση και το προσομοίωμα της μεθόδου αλλά δίνονται και οι απαραίτητοι ορισμοί για την κατανόηση όλων των παραμέτρων που υπεισέρχονται στην ανάλυση. Σύμφωνα, λοιπόν με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.7.3) ισχύουν τα παρακάτω:

- *Κόμβος ελέγχου* (§5.7.3.2.):

Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης λαμβάνεται το κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία.

- *Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος* (§5.7.3.3.):

Τα οριζόντια στατικά φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών.

- *Προσδιορισμός ιδιοπεριόδου* (§5.7.3.5.): Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση θα εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης. Η τιμή της T_e της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_o}{K_e}}$$

όπου T είναι η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μία ελαστική δυναμική ανάλυση, K_o η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία, ενώ η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e υπολογίζεται όπως περιγράφεται παρακάτω.

- *Εξιδανίκευση καμπύλης δύναμης-μετακίνησης* (§5.7.3.4.):

Η μη-γραμμική σχέση δύναμης-μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (§5.7.3.1α), θα αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής V_y του κτιρίου.

Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης (σχέση δύναμης μετακίνησης) είναι διγραμμική με κλίση του πρώτου κλάδου K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου αK_e . Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης.

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν. Η ανηγμένη κλίση (α) του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της (πραγματικής) μη-γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας (δ_u), πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της α πρέπει να είναι θετική (ή μηδέν), αλλά να μην ξεπερνά το 0.10. Η συνιστώμενη τιμή του ποσοστού μείωσης της αντοχής είναι το 15%, εφόσον στη στάθμη αυτή δεν έχει επέλθει αστοχία κύριου κατακόρυφου στοιχείου (οπότε η διγραμμικοποίηση θα γίνεται στη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία αυτή). Απλοποιητικώς, και εφόσον δεν απαιτείται εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του κτιρίου, η μεν κλίση K_e μπορεί να λαμβάνεται ως η επιβατική τιμή για στάθμη αντοχής ίση προς το 60% της μέγιστης αντίστασης (V_{max}), η δε δύναμη διαρροής V_y , για τον υπολογισμό του δείκτη R της σχέσης (Σ5.7), ως το 80% της V_{max} .

- *Στοχευόμενη μετακίνηση (§5.7.4.2.):*

Η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t (§5.7.1.2) θα υπολογίζεται συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους του παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Επιτρέπεται να γίνεται θεώρηση της μετακίνησης ενός ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου (§5.7.3.5) το οποίο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ο έλεγχος, με κατάλληλη διόρθωση ώστε να προκύπτει η αντίστοιχη μετακίνηση του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου κτιρίου.

Εφόσον δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση, η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την παρακάτω σχέση (Σ5.8) και να διορθώνεται (όποτε απαιτείται) με βάση την §5.7.4.1 ως εξής :

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

όπου $S_e(T)$ η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e .

- *Ενεργός δυσκαμψία στοιχείων ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.3.*

Η ενεργός δυσκαμψία του μήκους L_s στοιχείου ισούται με: $K = M_y L_s / 3\theta_y$

Όπου M_y και θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής, αντίστοιχα στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου. Η εξίσωση εφαρμόζεται ακόμα και αν η διατμητική αστοχία του στοιχείου προηγείται της καμπτικής διαρροής του άκρου του. Ο υπολογισμός της δυσκαμψίας κατά την παραπάνω εξίσωση μέσω των M_y , θ_y μπορεί να βασίζεται σε σταθερή τιμή του L_s . Για την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής μεθόδου στο SCADA Pro 18 το μόνο προαπαιτούμενο είναι ο υπολογισμός διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης M-N. Έχοντας λοιπόν τους σπλισμούς στα μέλη πρέπει μέσω της εντολής «Επανυπολογισμός Μεγεθών ΚΑΝ.ΕΠΕ.» να υπολογιστούν όλα τα διαγράμματα για όλα τα υποστυλώματα του φορέα και όλες τις στάθμες.

Έχοντας αυτά, το πρόγραμμα είναι έτοιμο να για την pushover ανάλυση οπότε και δημιουργείται ο αντίστοιχος συνδυασμός $1.10G+0.3Q$. Αξίζει να σημειωθεί βέβαια ότι όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι για την επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών γίνονται αυτόματα στο πρόγραμμα. Όσον αφορά τις παραμέτρους που καθορίζονται στο παραπάνω διάγραμμα για την ανάλυση αξίζει να σημειωθεί ότι:

- Το φάσμα απόκρισης θεωρείται ελαστικό σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- Επιλέγονται σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.(§5.7.3.3.), δύο κατανομές καθ' ύψος της σεισμικής δύναμης, μία ορθογωνική και μία τριγωνική.
- Ο κόμβος ελέγχου, όπως καθορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.7.3.2.), είναι ο κόμβος 29 που αντιστοιχεί στο κόμβο διαφράγματος του τελευταίου ορόφου του κτιρίου, ή πιο συγκεκριμένα είναι το κέντρο μάζας της οροφής του δεύτερου ορόφου του κτιρίου.
- Η τσεκαρισμένη επιλογή για σταθερή τιμή του μήκους διάτμησης L_s , καθορίζει ότι το μήκος διάτμησης των στοιχείων θα υπολογιστεί με σταθερή τιμή με βάση το μήκος της, σε όλα τα βήματα, της προβλέπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.2.3.).
- Η παράμετρος “Ένεργος δυσκαμψία” αφορά τον τρόπο υπολογισμού των ακαμψιών των στοιχείων της κατασκευής.

Η ανελαστική ανάλυση στο πρώτο της βήμα υπολογίζει εντατικά μεγέθη από τα μόνιμα και τα κινητά φορτία της κατασκευής. Οι ακαμψίες που λαμβάνονται υπόψη για τα μεγέθη αυτά είναι πολλαπλασιασμένες με της συντελεστές που καθορίστηκαν της παραμέτρους του σεναρίου στην επιλογή “Μέλη”. Στο δεύτερο βήμα της ανελαστικής ανάλυσης όπου εφαρμόζεται το σεισμικό φορτίο το πρόγραμμα δίνει πλέον τρεις δυνατότητες για τον υπολογισμό αυτό.

- Αρχική : Οι ακαμψίες των στοιχείων παραμένουν της με του πρώτου βήματος και αμετάβλητες σε όλα τα βήματα της διαδικασίας.
- Υπολογισμός σε κάθε βήμα : Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προβλέπει σε κάθε βήμα της pushover μία απομείωση των ακαμψιών. Η επιλογή αυτή επαναυπολογίζει σε κάθε βήμα, ανεξάρτητα αν έχει δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση ή όχι, της ακαμψίες με βάση τα προβλεπόμενα από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Η τιμή των ακαμψιών πάνω της οποίες εφαρμόζεται η απομείωση είναι η αρχική και όχι η απομειωμένη που εφαρμόζεται μόνο στο πρώτο βήμα.
- Μετά την πλαστική άρθρωση : Η επιλογή αυτή είναι ίδια με την προηγούμενη με την διαφορά ότι η απομείωση γίνεται αφού δημιουργηθεί η πλαστική άρθρωση. Μέχρι το βήμα αυτό το στοιχείο διατηρεί την ακαμψία του πρώτου βήματος.

Επιλέγεται ο υπολογισμός σε κάθε βήμα. Ακολουθεί η ανάλυση της κατασκευής με τα εξής στάδια:

- Υπολογισμός των μαζών και των ακαμψιών.
- Εκτέλεση μιας δυναμικής ανάλυσης για τον υπολογισμό των εντατικών από μόνιμα και κινητά φορτία που απαιτούνται για την εκκίνηση των διαδοχικών αναλύσεων της pushover.
- Εκτέλεση μιας αντίστοιχης δυναμικής με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EC8 ($q=1.0$) για τον υπολογισμό των ιδιοπεριόδων και της στοχευόμενης μετακίνησης.
- Εκτέλεση των Pushover αναλύσεων.

Στο συγκεκριμένο παράδειγμα επιλέχθηκε η αυτόματη διαδικασία, 4 σεισμικοί συνδυασμοί και 2 κατανομές. Τέλος, υπολογίζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, για κάθε ένα από τους συνδυασμούς έτσι ώστε να συγκριθεί με τις στοχευόμενες μετακινήσεις, για της στάθμη επιτελεστικότητας που επιθυμούμε.

Αποτελέσματα της μεθόδου

Κατά την εφαρμογή της Pushover ανάλυσης η κατασκευή εξωθείται σταδιακά με μονότονα αυξανόμενη πλευρική φόρτιση (τριγωνική ή ορθογωνική) μέχρι να φτάσει στην αστοχία. Σταδιακά λοιπόν σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των μελών όλου του φορέα. Καθώς αυτές σχηματίζονται, απομειώνεται σταδιακά η αντοχή των κόμβων στην αρχή και στο τέλος του μήκους του στοιχείου. Στα τελευταία βήματα της ανάλυσης θα δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης από της σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις στα δομικά στοιχεία της κατασκευής, των οποίων οι πλαστικές παραμορφώσεις θα είναι τέτοιες, που τα στοιχεία δεν θα μπορούν να παραλάβουν περαιτέρω ένταση και η κατασκευή θα οδηγηθεί στην αστοχία.

Τέλος, από τα διαθέσιμα αποτελέσματα του προγράμματος αξίζει να σταθούμε στην στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής, όπως αυτή προκύπτει τόσο από αναλυτικούς πίνακες όπως και από σχετικά διαγράμματα, όπως αυτά που ακολουθούν. Στα διαγράμματα αυτά οι στοχευόμενες μετακινήσεις εμφανίζονται ως τρεις, διαφορετικού χρώματος κουκίδες, τις οποίες όμως ποτέ δεν «φτάνει» η κατασκευή, πλην μίας περίπτωσης φόρτισης όπου απλά ίσα που ξεπερνάει την μία κουκίδα (στάθμη επιτελεστικότητας).

6.1 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ PUSHOVER ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ ΚΑΙ ΣΤΟΥΣ 2 ΟΡΟΦΟΥΣ

Κατά την ανελαστική στατική ανάλυση εξετάζεται η συμπεριφορά του φορέα έναντι σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων, έως ότου κάποιο δομικό στοιχείο της κατασκευής δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Αυτό επιτυγχάνεται θεωρώντας τις ανελαστικές παραμορφώσεις συγκεντρωμένες σε συγκεκριμένες κρίσιμες θέσεις (πλαστικές αρθρώσεις). Με το πέρας της ανελαστικής ανάλυσης, χαράσσεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής και ακολουθεί ο έλεγχος της απαίτησης της κατασκευής που επιβάλλει η σεισμική διέγερση, για την οποία γίνεται η αποτίμηση και πρέπει η κατασκευή να μπορεί να ανταπεξέλθει για δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Η απαίτηση αυτή εκφράζεται μέσω της στοχευόμενης μετακίνησης του κόμβου ελέγχου για την οποία σχεδιάστηκε η καμπύλη ικανότητας.

Παρακάτω φαίνονται οι καμπύλες ικανότητας της κατασκευής καθώς και η στοχευόμενη μετακ για τους 4 διαφορετικούς συνδυασμούς ($F_x+0.3F_z$, $-F_x+0.3F_z$, $F_z+0.3F_x$, $-F_z+0.3F_x$) και τις 2 διαφορετικές κατανομές (ορθογωνική και τριγωνική).

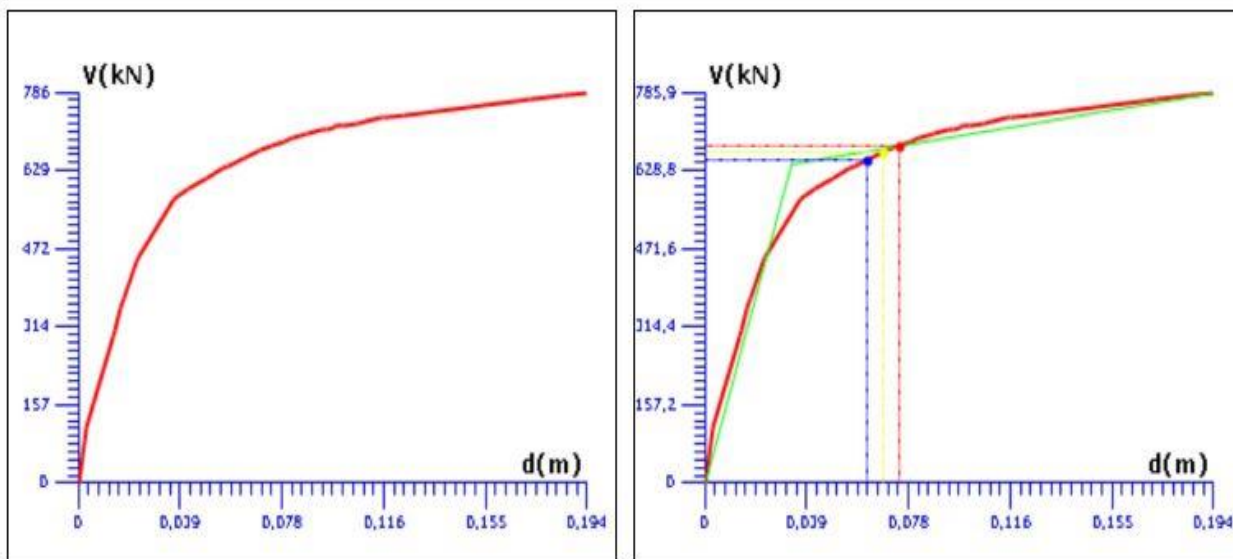
Για τον υπολογισμό της συνολικής ανεπάρκειας του κτιρίου θα χρησιμοποιήσουμε την μέθοδο των μετακινήσεων [6] στην οποία η στοχευόμενη μετακίνηση δ_i διαιρείται με την μετακίνηση σχεδιασμού του φορέα δ_{max} η οποία υπολογίζεται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας Α,Β,Γ ως εξής

- Για Στάθμη Επιτελεστικότητας Α: $\delta_{max}=\delta_y$ όπου δ_y η μετακίνηση του φορέα στην διαρροή με βάση το διγραμμικοποιημένο διαγραμμα.
- Για Στάθμη Επιτελεστικότητας Β: $\delta_{max}=(\delta_y+\delta_u)/(2\gamma_{Rd})$ όπου δ_u η μετακίνηση του φορέα στην αστοχία με βάση το διγραμμικοποιημένο διάγραμμα και $\gamma_{Rd}=1.5$
- Για Στάθμη Επιτελεστικότητας Γ: $\delta_{max}=\delta_u/\gamma_{Rd}$

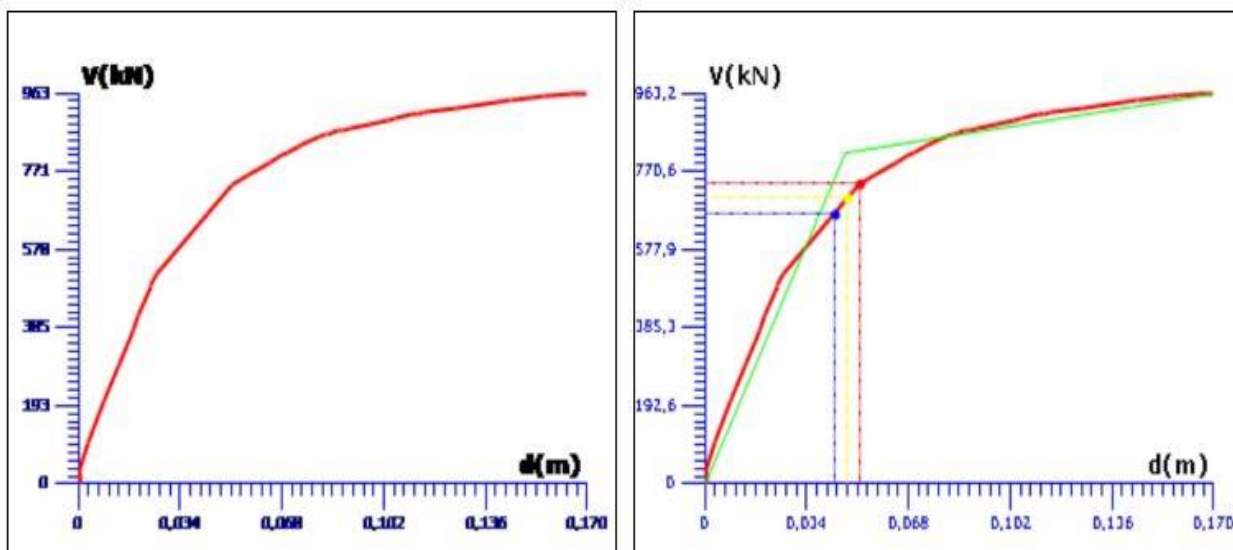
Άρα, με βάση τα παραπάνω υπολογίζεται ο λόγος ανεπάρκειας είναι $\lambda= \delta_i/ \delta_{max}$

Καμπύλη Αντίστασης Κατασκευής - Ελαστικό Φάσμα Ικανότητας του Μονοβάθμιου Συστήματος	Κόμβος Ελέγχου
	29 (7.68m)

$F_x+0.30 \cdot F_z$ - Τριγωνική (1)



$-F_x+0.30 \cdot F_z$ - Τριγωνική (9)



Σχ.5 Καμπύλες αντίστασης, η διγραμμικοποίηση τους και οι στοχευόμενες μετακινήσεις για τους συνδυασμούς $F_x+0.3F_z$, $-F_x+0.3F_z$ και τριγωνική κατανομή της σεισμικής δύναμης.

Για τον συνδυασμό $F_x+0.3F_z$

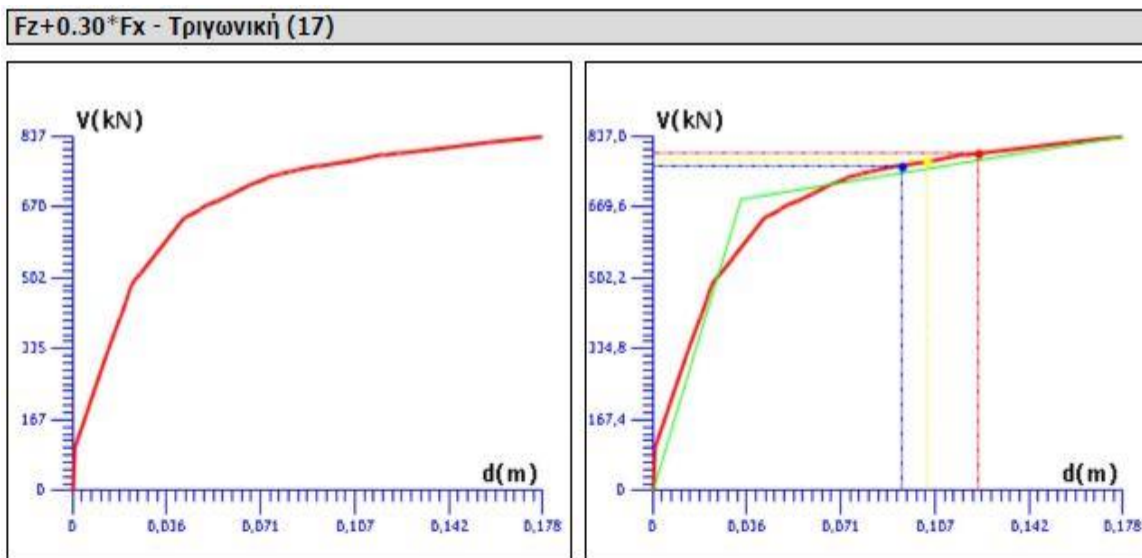
$$\delta_u=0.194 \text{ m} \quad \delta_y=0.0312 \text{ m} \quad \delta_{\max}^A=0.0312 \text{ m} \quad \delta_{\max}^B=0.0751 \text{ m} \quad \delta_{\max}^{\Gamma}=0.1293 \text{ m}$$

$$\lambda^A=2.0 \quad \lambda^B=0.908 \quad \lambda^{\Gamma}=0.58$$

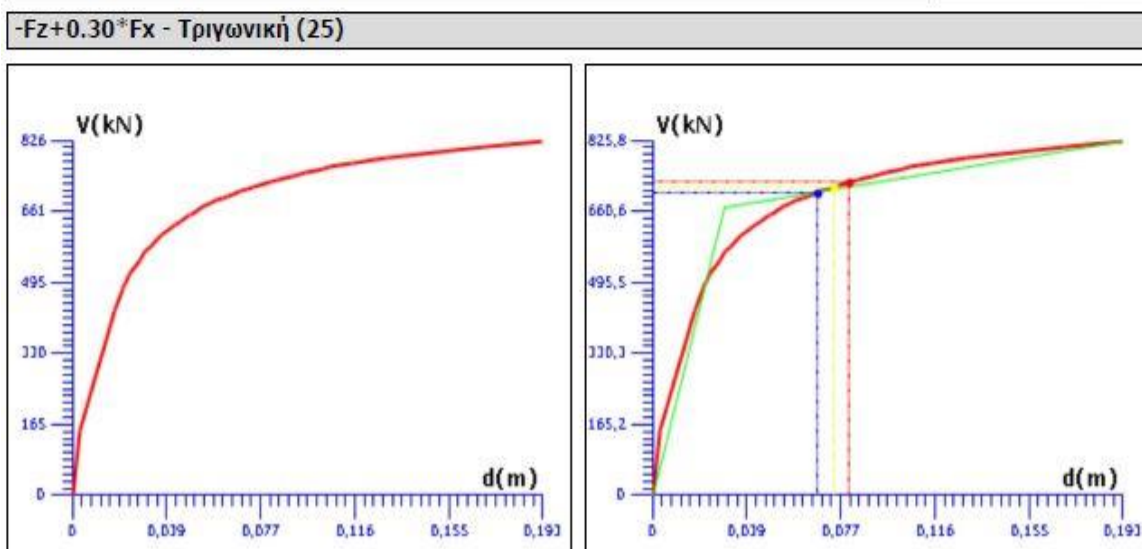
Για τον συνδυασμό $-F_x+0.3F_z$

$$\delta_u=0.17 \text{ m} \quad \delta_y=0.046 \text{ m} \quad \delta_{\max}^A=0.046 \text{ m} \quad \delta_{\max}^B=0.072 \text{ m} \quad \delta_{\max}^{\Gamma}=0.1133 \text{ m}$$

$$\lambda^A=0.946 \quad \lambda^B=0.661 \quad \lambda^{\Gamma}=0.456$$



		Σελίδα : 5
Καμπύλη Αντίστασης Κατασκευής - Ελαστικό Φάσμα Ικανότητας του Μονοβάθμιου Συστήματος		Κόμβος Ελέγχου
		29 (7.68m)



Σχ.6 Καμπύλες αντίστασης, η διγραμμοποίηση τους και οι στοχευόμενες μετακινήσεις για τους συνδυασμούς $F_z+0.3F_x$, $-F_z+0.3F_x$ και τριγωνική κατανομή της σεισμικής δύναμης.

Για τον συνδυασμό $F_z+0.3F_x$

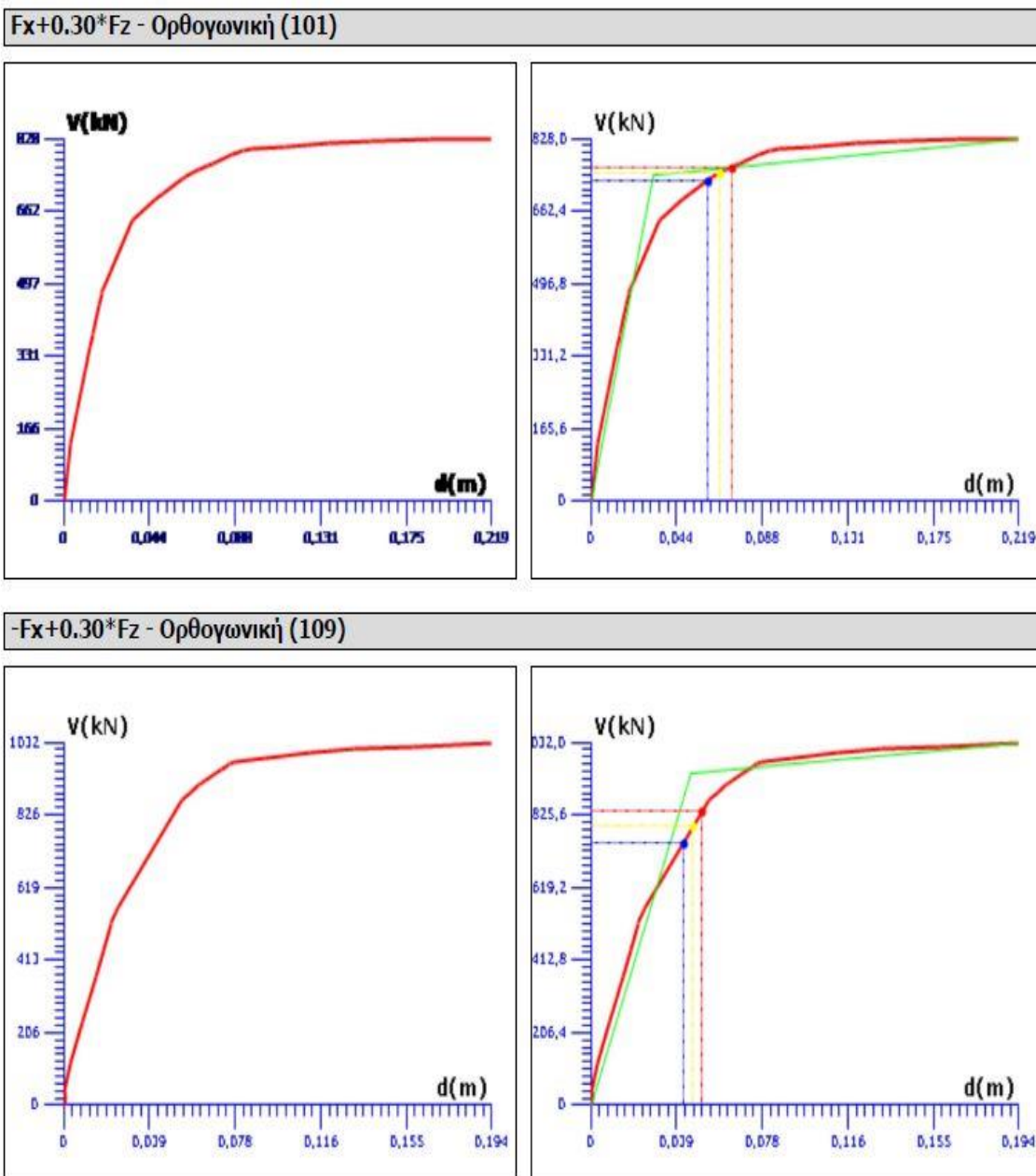
$$\delta_u=0.178 \text{ m} \quad \delta_y=0.0324 \text{ m} \quad \delta_{\max}^A=0.0324 \text{ m} \quad \delta_{\max}^B=0.07 \text{ m} \quad \delta_{\max}^{\Gamma}=0.1186 \text{ m}$$

$$\lambda^A=2.913 \quad \lambda^B=1.146 \quad \lambda^{\Gamma}=1.039$$

Για τον συνδυασμό $-F_z+0.3F_x$

$$\delta_u=0.193 \text{ m} \quad \delta_y=0.0292 \text{ m} \quad \delta_{\max}^A=0.0292 \text{ m} \quad \delta_{\max}^B=0.0741 \text{ m} \quad \delta_{\max}^{\Gamma}=0.1287 \text{ m}$$

$$\lambda^A=2.294 \quad \lambda^B=1.00 \quad \lambda^{\Gamma}=0.622$$



Σχ.7 Καμπύλες αντίστασης, η διγραμμοποίηση τους και οι στοχευόμενες μετακινήσεις για τους συνδυασμούς $F_x + 0.3F_z$, $-F_x + 0.3F_z$ και ορθογωνική κατανομή της σεισμικής δύναμης.

Για τον συνδυασμό $F_x + 0.3F_z$

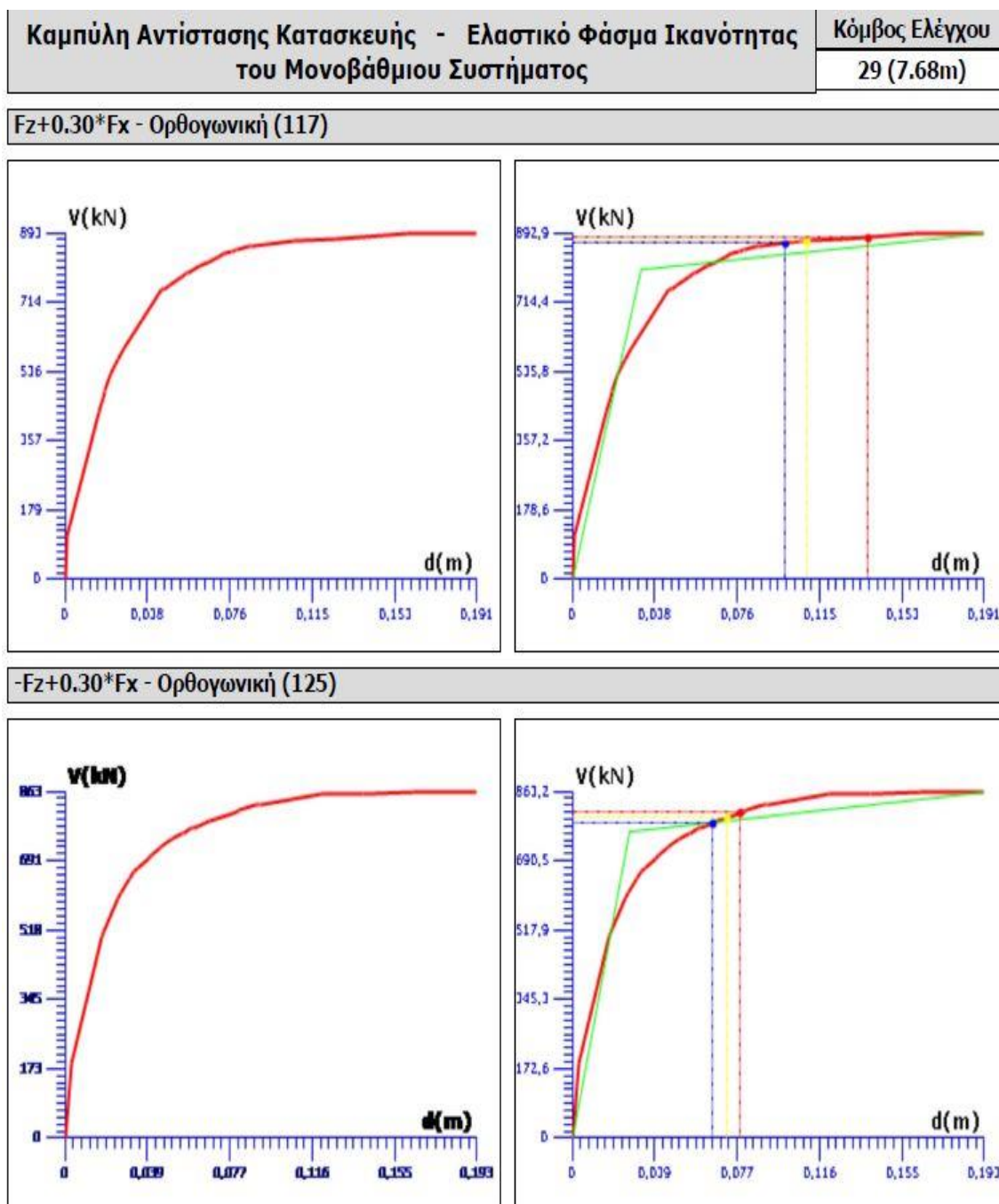
$$\delta_u = 0.219 \text{ m} \quad \delta_y = 0.0308 \text{ m} \quad \delta_{\max}^A = 0.0308 \text{ m} \quad \delta_{\max}^B = 0.0833 \text{ m} \quad \delta_{\max}^{\Gamma} = 0.146 \text{ m}$$

$$\lambda^A = 1.958 \quad \lambda^B = 0.792 \quad \lambda^{\Gamma} = 0.497$$

Για τον συνδυασμό $-F_x + 0.3F_z$

$$\delta_u = 0.194 \text{ m} \quad \delta_y = 0.045 \text{ m} \quad \delta_{\max}^A = 0.045 \text{ m} \quad \delta_{\max}^B = 0.0797 \text{ m} \quad \delta_{\max}^{\Gamma} = 0.1293 \text{ m}$$

$$\lambda^A = 0.955 \quad \lambda^B = 0.59 \quad \lambda^{\Gamma} = 0.392$$



Σχ.8 Καμπύλες αντίστασης, η διγραμμικήποίησή τους και οι στοχευόμενες μετακινήσεις για τους συνδυασμούς $F_z+0.3F_x$, $-F_z+0.3F_x$ και ορθογωνική κατανομή της σεισμικής δύναμης.

Για τον συνδυασμό $F_z+0.3F_x$

$\delta_u=0.191$ m $\delta_y=0.0285$ m $\delta_{max}^A=0.0285$ m $\delta_{max}^B=0.0732$ m $\delta_{max}^\Gamma=0.128$ m

$\lambda^A=3.47$ $\lambda^B=1.493$ $\lambda^\Gamma=1.07$

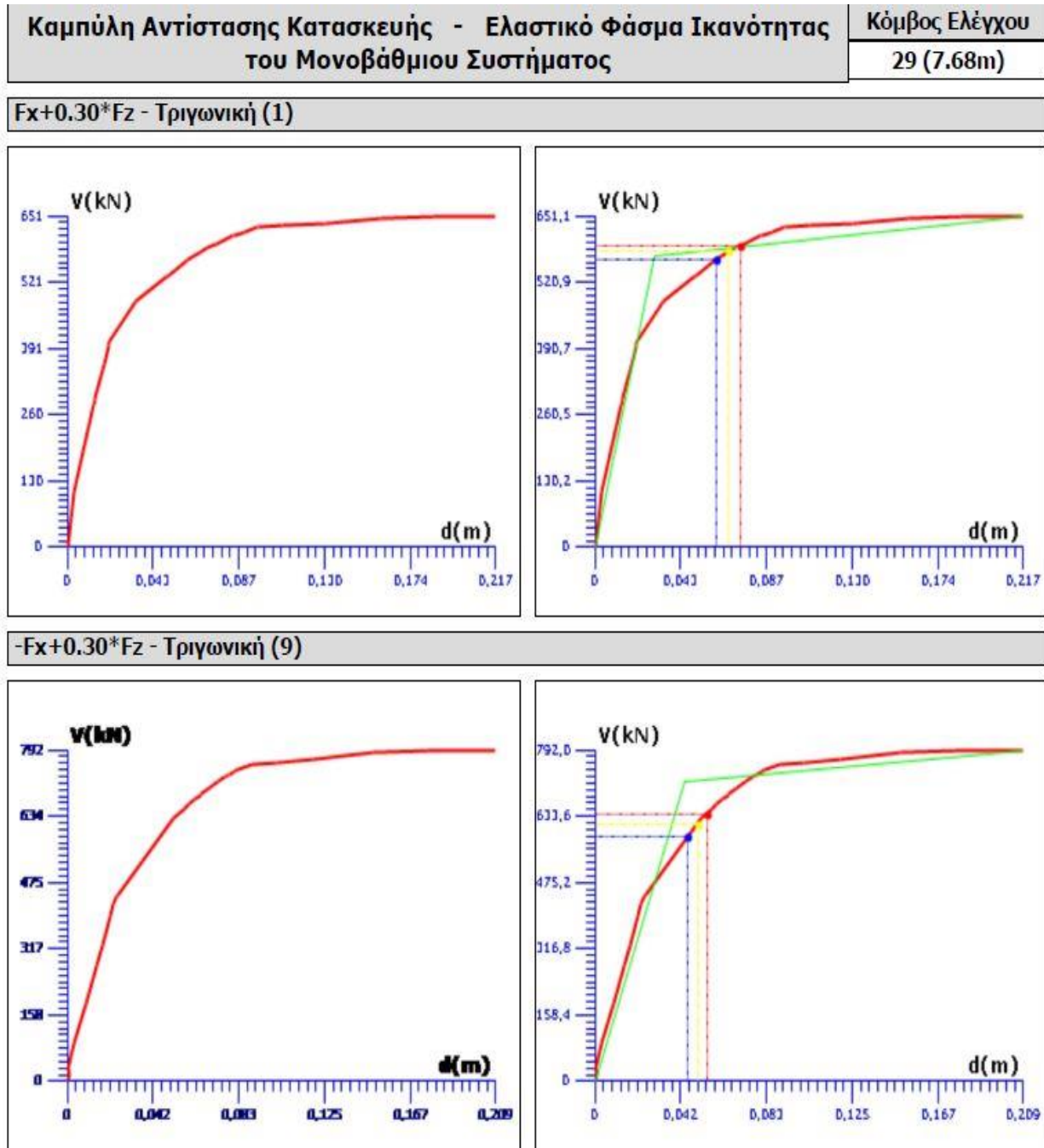
Για τον συνδυασμό $-F_z+0.3F_x$

$\delta_u=0.193$ m $\delta_y=0.0273$ m $\delta_{max}^A=0.0273$ m $\delta_{max}^B=0.0734$ m $\delta_{max}^\Gamma=0.1287$ m

$\lambda^A=2.392$ $\lambda^B=0.985$ $\lambda^\Gamma=0.611$

6.2 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ PUSHOVER ΜΕ PILOTIS

Αντίστοιχα όπως πριν προκύπτουν οι καμπύλες αντίστασης, η διγραμμοποίηση τους και οι στοχευόμενες μετακινήσεις για κάθε συνδυασμό και κατανομή με την διαφορά ότι έχουμε αφαιρέσει από το ισόγειο τις τοιχοπληρώσεις. Οι λόγοι ανεπάρκειας προκύπτουν όπως παραπάνω.



Σχ. 9 Καμπύλες αντίστασης, η διγραμμοποίησή τους και οι στοχευόμενες μετακινήσεις για τους συνδυασμούς $F_x+0.3F_z$, $-F_x+0.3F_z$ και τριγωνική κατανομή της σεισμικής δύναμης.

Για τον συνδυασμό $F_x+0.3F_z$

$\delta_u=0.217$ m $\delta_y=0.0301$ m $\delta_{max}^A=0.0301$ m $\delta_{max}^B=0.08237$ m $\delta_{max}^\Gamma=0.1447$ m

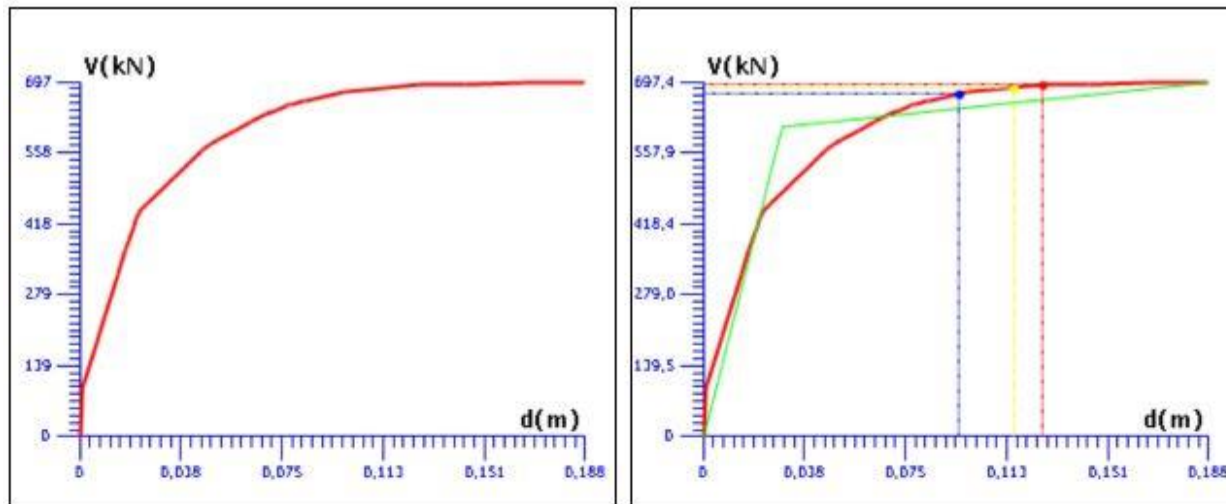
$\lambda^A=2.0$ $\lambda^B=0.81$ $\lambda^\Gamma=0.505$

Για τον συνδυασμό $-F_x+0.3F_z$

$\delta_u=0.209$ m $\delta_y=0.044$ m $\delta_{max}^A=0.044$ m $\delta_{max}^B=0.0843$ m $\delta_{max}^\Gamma=0.1393$ m

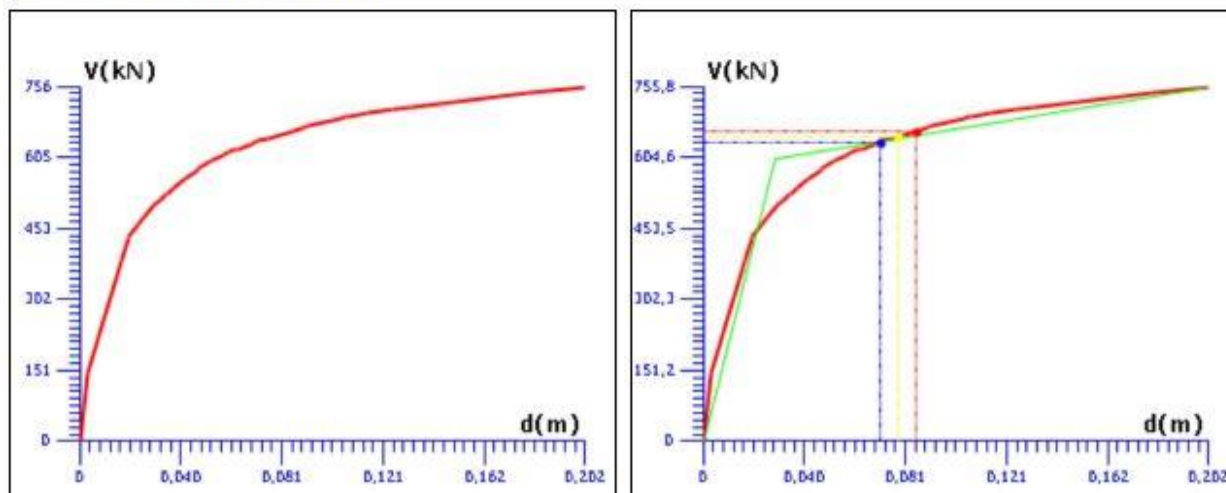
$\lambda^A=1.045$ $\lambda^B=0.598$ $\lambda^\Gamma=0.395$

Fz+0.30*Fx - Τριγωνική (17)



		Σελίδα : 2
Καμπύλη Αντίστασης Κατασκευής - Ελαστικό Φάσμα Ικανότητας του Μονοβάθμιου Συστήματος		Κόμβος Ελέγχου
		29 (7.68m)

-Fz+0.30*Fx - Τριγωνική (25)



Σχ.10 Καμπύλες αντίστασης, η διγραμμικοποίησή τους και οι στοχευόμενες μετακινήσεις για τους συνδυασμούς $F_z+0.3F_x$, $-F_z+0.3F_x$ και τριγωνική κατανομή της σεισμικής δύναμης.

Για τον συνδυασμό $F_z+0.3F_x$

$$\delta_u=0.188 \text{ m} \quad \delta_y=0.0285 \text{ m} \quad \delta_{\max}^A=0.0285 \text{ m} \quad \delta_{\max}^B=0.0722 \text{ m} \quad \delta_{\max}^\Gamma=0.1253 \text{ m}$$

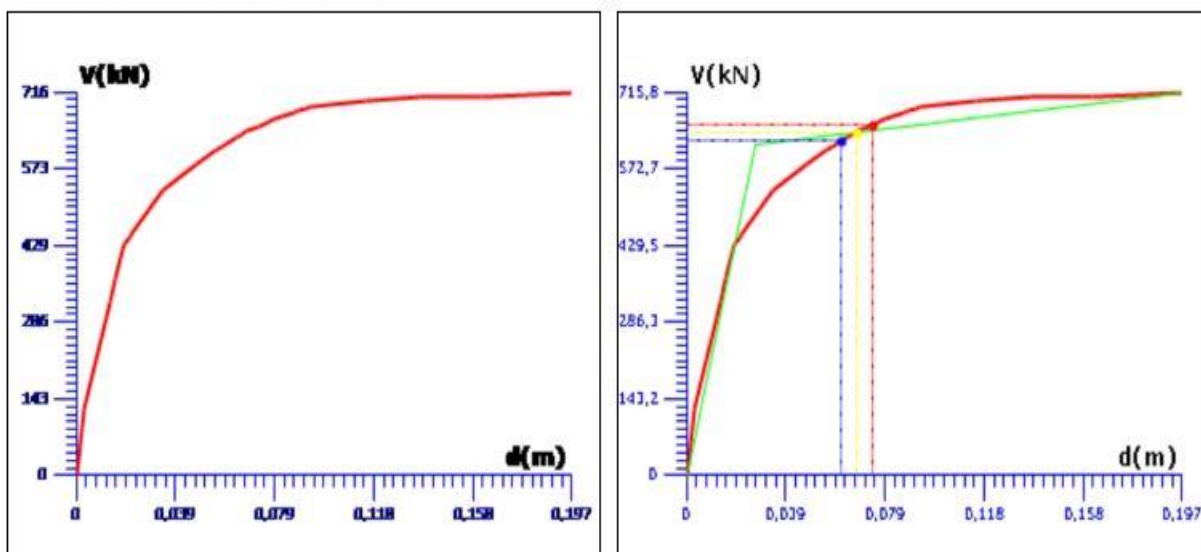
$$\lambda^A=3.37 \quad \lambda^B=1.61 \quad \lambda^\Gamma=1.01$$

Για τον συνδυασμό $-F_z+0.3F_x$

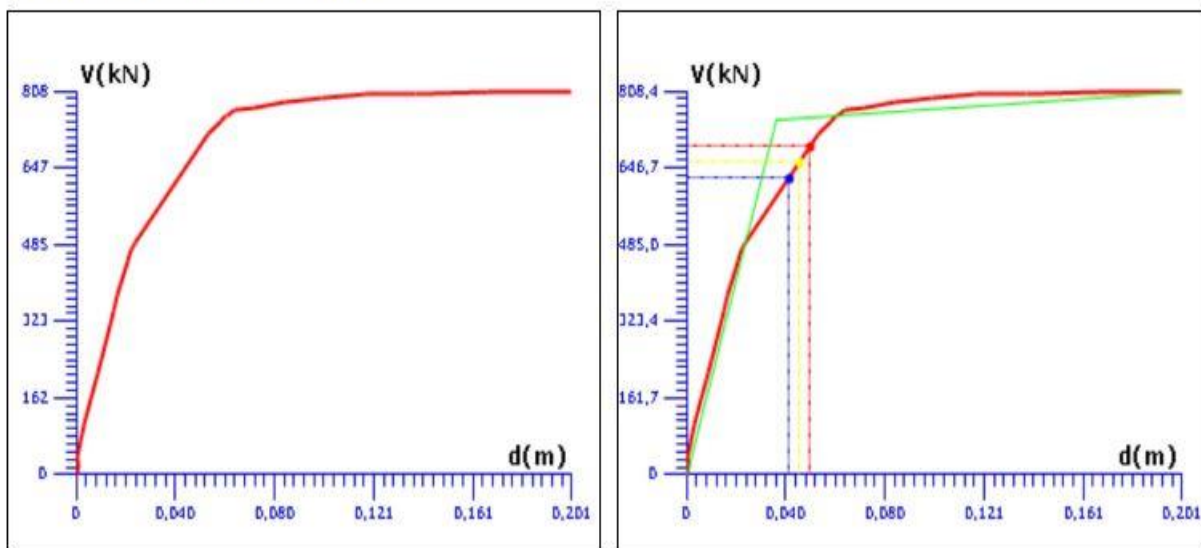
$$\delta_u=0.202 \text{ m} \quad \delta_y=0.028 \text{ m} \quad \delta_{\max}^A=0.028 \text{ m} \quad \delta_{\max}^B=0.0766 \text{ m} \quad \delta_{\max}^\Gamma=0.1347 \text{ m}$$

$$\lambda^A=2.536 \quad \lambda^B=1.03 \quad \lambda^\Gamma=0.631$$

$F_x+0.30 \cdot F_z$ - Ορθογωνική (101)



$-F_x+0.30 \cdot F_z$ - Ορθογωνική (109)



Σχ.11 Καμπύλες αντίστασης, η διγραμμικοποίησή τους και οι στοχευόμενες μετακινήσεις για τους συνδυασμούς $F_x+0.3F_z$, $-F_x+0.3F_z$ και ορθογωνική κατανομή της σεισμικής δύναμης.

Για τον συνδυασμό $F_x+0.3F_z$

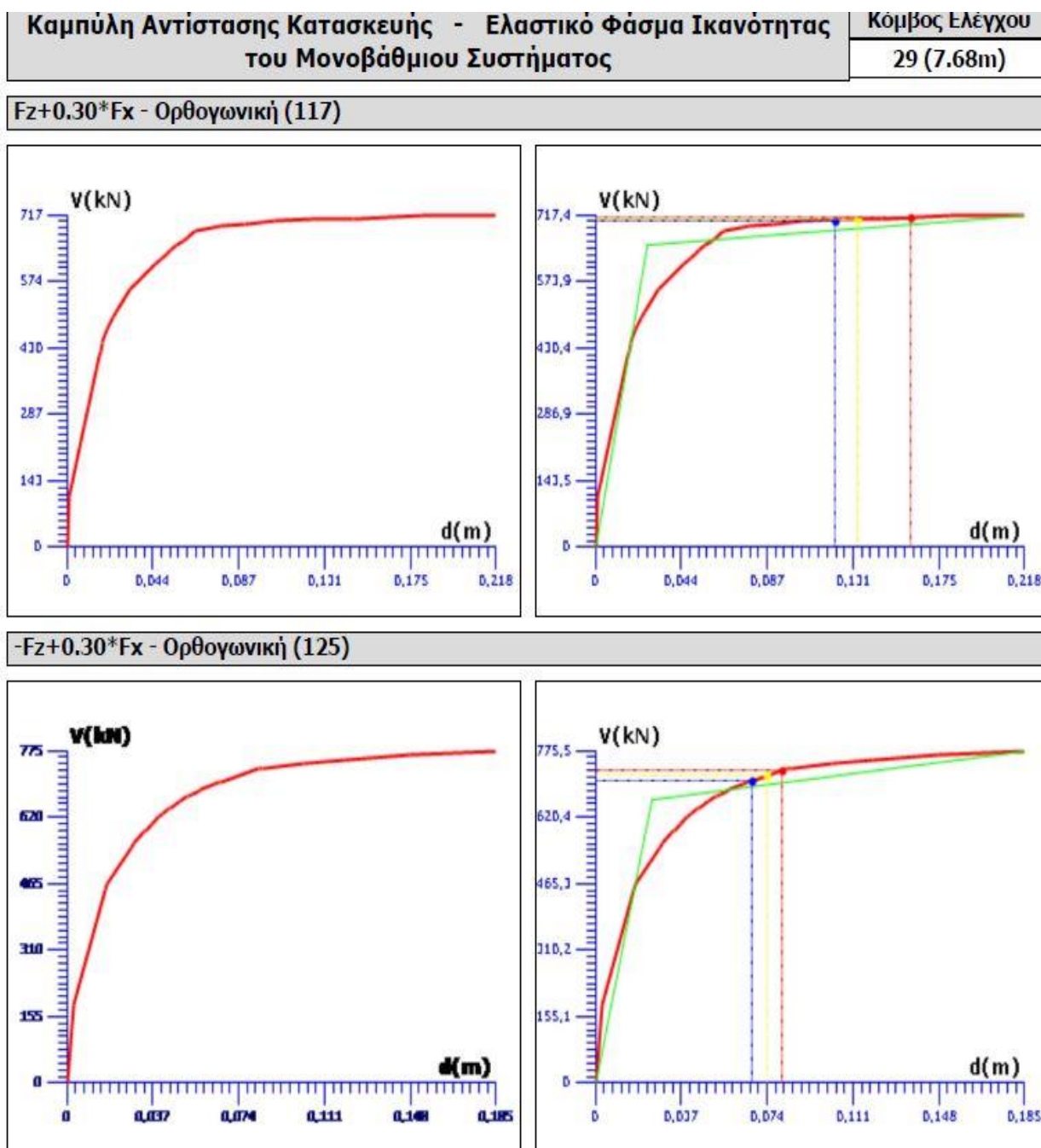
$$\delta_u=0.197 \text{ m} \quad \delta_y=0.0273 \text{ m} \quad \delta_{\max}^A=0.0273 \text{ m} \quad \delta_{\max}^B=0.07477 \text{ m} \quad \delta_{\max}^\Gamma=0.1313 \text{ m}$$

$$\lambda^A=2.344 \quad \lambda^B=0.8867 \quad \lambda^\Gamma=0.571$$

Για τον συνδυασμό $-F_x+0.3F_z$

$$\delta_u=0.201 \text{ m} \quad \delta_y=0.036 \text{ m} \quad \delta_{\max}^A=0.036 \text{ m} \quad \delta_{\max}^B=0.079 \text{ m} \quad \delta_{\max}^\Gamma=0.134 \text{ m}$$

$$\lambda^A=1.44 \quad \lambda^B=0.57 \quad \lambda^\Gamma=0.373$$



Σχ. 12 Καμπύλες αντίστασης, η διγραμμικοποίηση τους και οι στοχευόμενες μετακινήσεις για τους συνδυασμούς $F_z+0.3F_x$, $-F_z+0.3F_x$ και ορθογωνική κατανομή της σεισμικής δύναμης.

Για τον συνδυασμό $F_z+0.3F_x$

$$\delta_u=0.218 \text{ m} \quad \delta_y=0.0264 \text{ m} \quad \delta_{\max}^A=0.0264 \text{ m} \quad \delta_{\max}^B=0.0815 \text{ m} \quad \delta_{\max}^{\Gamma}=0.1453 \text{ m}$$

$$\lambda^A=4.62 \quad \lambda^B=1.632 \quad \lambda^{\Gamma}=1.105$$

Για τον συνδυασμό $-F_z+0.3F_x$

$$\delta_u=0.185 \text{ m} \quad \delta_y=0.024 \text{ m} \quad \delta_{\max}^A=0.024 \text{ m} \quad \delta_{\max}^B=0.07 \text{ m} \quad \delta_{\max}^{\Gamma}=0.1233 \text{ m}$$

$$\lambda^A=2.792 \quad \lambda^B=1.057 \quad \lambda^{\Gamma}=0.666$$

7. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ

Με βάση τα παραπάνω παρατηρούμε ότι:

- Μεταξύ των προσεγγιστικών μεθόδων και των ακριβέστερων αναλύσεων, προκύπτουν αρκετά μεγάλες διαφορές. Σε καμία περίπτωση δεν μπορούμε να θεωρήσουμε ότι οι προσεγγιστικές είναι ακριβείς, αφού αγνοούν πλήρως την συμμετοχή των δοκών και η Ιαπωνική Μέθοδος των τοιχοπληρώσεων.
- Πολύ σημαντικός παράγοντας που είναι η ιδιοπερίοδος του συστήματος, έχει προκύψει προσεγγιστικά και έχει πολύ μεγάλη απόκλιση από την ακριβή ιδιοπερίοδο, που προέκυψε από την ιδιομορφική ανάλυση.
- Τα αξονικά φορτία των κατακόρυφων φορτίων έχουν προκύψει προσεγγιστικά, αλλά τελικά πολύ κοντά σε αυτά που προέκυψαν από την ανάλυση.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Με την ολοκλήρωση της εργασίας είμαστε σε θέση να εξάγουμε τα παρακάτω συμπεράσματα για τα αποτελέσματα των αναλύσεων:

- Η επιρροή των τοιχοπληρώσεων όταν υπάρχουν στο ισόγειο δίνουν πάντοτε μικρότερους λόγους ανεπάρκειας σε σχέση με την περίπτωση της pilotis.
- Οι προσεγγιστικές μέθοδοι είναι ένας τρόπος εξαγωγής συμπερασμάτων, για το αν η κατασκευή κρίνεται επαρκής ή όχι. Ωστόσο, τα αποτελέσματά τους διαφέρουν σημαντικά από την πιο ακριβή μέθοδο των αναλύσεων.
- Η Ανελαστική Στατική Ανάλυση είναι πολύ ευαίσθητη μέθοδος σε παραμέτρους όπως ο οπλισμός και η διαθέσιμη πλαστική παραμόρφωση, ο πρόσθετος συντελεστής ασφαλείας των μόνιμων φορτίων. Μία μικρή μεταβολή ενός από τους παραπάνω παράγοντες, μπορεί να οδηγήσει σε αξιοσημείωτη μεταβολή των καμπυλών αντίστασης ή ακόμη και σε αριθμητικές αστάθειες, που καθιστούν την εφαρμογή της μεθόδου αδύνατη.
- Η πρόβλεψη του ΚΑΝΕΠΕ για ανάλυση με δύο τουλάχιστον διαφορετικές κατανομές φορτίων, σε συνδυασμό με τις διατάξεις περί στρέψης και χωρικής επαλληλίας, οδηγούν σε μεγάλη διόγκωση των απαιτούμενων υπολογισμών.
- Τέλος, αγνοήθηκαν πλήρως οι πρόσθετοι οπλισμοί των υποστυλωμάτων στους κόμβους σύνδεσης, που προκύπτουν από την μάτιση των οπλισμών. Συγκεκριμένα, δεν θεωρήθηκαν καθόλου υπόψη στην περιγραφή της ανελαστικής συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων. Στην περίπτωση που τα παραπάνω προσομοιώνονταν, σίγουρα τα αποτελέσματα θα ήταν διαφορετικά (λιγότερο συντηρητικά).

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Δρίτσος Σ.Η. (2019), *Ένισχύσεις- Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος*’, Σημειώσεις, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- [2] Ο.Α.Σ.Π., *Κανονισμός Επεμβάσεων*’, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2^η Αναθεωρημένη Έκδοση 2017
- [3] Φαρδής Μ.Ν., *Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος*’, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα, 2019.
- [4] Παναγιώτης Τσίκας, Στέφανος Δρίτσος, “Διερεύνηση του τρόπου προσομοίωσης τοιχοπληρωμένων πλαισίων με ανοίγματα, σε κατασκευές Ο.Σ.”, Investigation of the influence of wall partitioned openings in reinforced concrete frame structures.
- [5] Ο.Α.Σ.Π. Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Μάιος 2018
- [6] Michaela V. Vasileiadi, Stephanos E. Dritsos “AN APPROXIMATE METHOD TO ASSESS THE SEISMIC CAPACITY OF EXISTING RC BUILDINGS”, COMBDYN 2019