

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

ΛΟΥΚΟΠΟΥΛΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

Μεταπτυχιακός φοιτητής Π.Π , konstantinosloukopoulos1@gmail.com

Περίληψη

Η παρούσα εργασία έχει ως αντικείμενο την αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής χρονολογούμενης προ του 1984. Η αποτίμηση της κατασκευής θα γίνει για δυο περιπτώσεις, μια για διώροφο πλαίσιακό φορέα και μια για διώροφο φορέα παρουσία Pilotis. Οι φορείς διέπονται από τους παλαιούς κανονισμούς και αρχικά γίνεται ο έλεγχος της επάρκειας τους σύμφωνα με προσαρμογή του Β' Επιπέδου της Ιαπωνικής μεθόδου και σε δεύτερο στάδιο έλεγχος επάρκειας σύμφωνα με τον Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο. Στη συνέχεια , γίνεται αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς τους για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας και στάθμη επιτελεσματικότητας Β και υπολογισμός τυχόν ανεπαρκειών των δομικών τους στοιχείων σύμφωνα με τις ελαστικές μεθόδους q και m σύμφωνα με τον ΚΑΝ.Ε.ΠΕ.. Στο τελικό στάδιο της παρούσας εργασίας , παρουσιάζεται η υλοποίηση ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Push-over) . Όλες οι ελαστικές και ανελαστικές αναλύσεις πραγματοποιηθήκαν με το λογισμικό SCADA PRO 20.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής τόσο με προσεγγιστικές μεθόδους , όσο και με ελαστικές αναλύσεις q και m αλλά και με την ανελαστική στατική μέθοδο (pushover) και η σύγκριση των αποτελεσμάτων των επιμέρους μεθόδων. Στόχος της εργασίας είναι να καταλήξουμε μέσω της σύγκρισης των μεθόδων , εάν είναι δυνατή η υλοποίηση γρήγορης αποτίμησης μιας κατασκευής μέσω προσεγγιστικών μεθόδων, χωρίς να γίνει χρήση ανάλυσης είτε ελαστικής είτε ανελαστικής. Επίσης, στόχος της εργασίας είναι και η εξαγωγή συμπερασμάτων για την παραλαβή της τέμνουσας από τις τοιχοπληρώσεις , όσο και από τον ρόλο που διαδραματίζουν οι τοιχοπληρώσεις στο κτίριο. Η ανάλυση γίνεται για το ίδιο κτίριο μια φορά πλαίσιακό και μια φορά με παρουσία Pilotis. Για τις ανάγκες εκπόνησης της εργασίας , έχει θεωρηθεί ότι έχει εφαρμοσθεί πλήρως η στατική μελέτη για την κατασκευή του φορέα ,δηλαδή η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων θεωρείται ικανοποιητική. Για τις ανάγκες της εργασίας, όλα τα στοιχεία θεωρούνται «πρωτεύοντα» ,δηλαδή θεωρήθηκε ότι όλα τα στοιχεία συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου έναντι σεισμικής φόρτισης.

Το κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε ζώνη σεισμικότητας II (ΕΑΚ2003) με σεισμική επιτάχυνση 0,24g, με κατηγορία εδάφους Β και συνήθη κατηγορία σπουδαιότητας. Η στάθμη επιτελεσματικότητας για την οποία έγινε η αποτίμηση, είναι η στάθμη επιτελεσματικότητας Β, προστασία ζωνών.

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

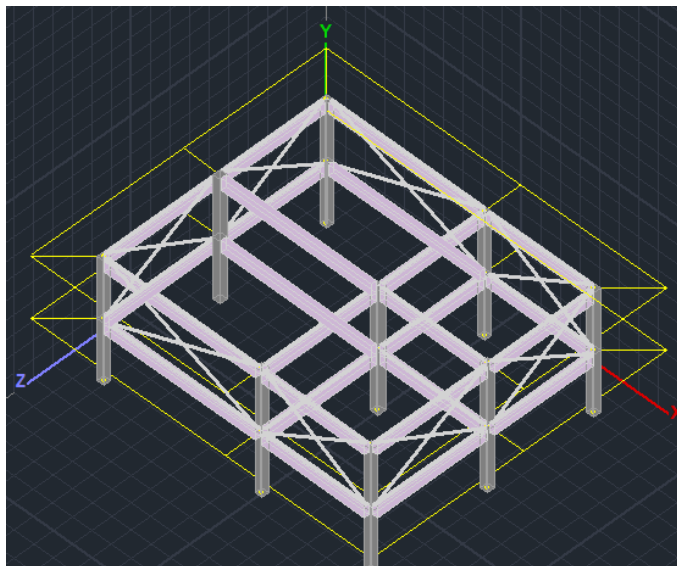
Αντικείμενο της εργασίας είναι η μελέτη δύο κτιρίων και η αποτίμηση τους σύμφωνα με τον ΚΑΝ.Ε.ΠΕ.. Τα κτίρια αποτελούνται από δύο στάθμες και έχουν εξωτερικές διαστάσεις $L_x=13.5\text{m}$ και $L_y=11.5\text{m}$, με ύψος της κάθε στάθμης $h_{op}=3,20\text{m}$. Οι περιμετρικές δοκοί έχουν διαστάσεις 250/550 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ16 στα ανοίγματα, από τα οποία τα 2Φ16 κάμπτονται στις στηρίξεις. Οι εσωτερικές δοκοί έχουν διαστάσεις 250/600 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ20 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Στο πάνω πέλμα των δοκών υπάρχει οπλισμός 2Φ8, που δεν συμμετέχει στην ανάληψη ροπής στις παρειές στήριξης, λόγω επαρκούς αγκύρωσής του. Οι συνδετήρες είναι ορθογωνικοί Φ8/200 σε όλα τα υποστυλώματα και Φ8/250 στις δοκούς με κακή αγκύρωση. Τα περιμετρικά υποστυλώματα είναι οπλισμένα με 4Φ20 στις άκρες, ενώ το ενδιάμεσο υποστυλώμα είναι οπλισμένο με 4Φ20 στις άκρες και 4Φ16 ενδιάμεσα. Οι πλάκες έχουν πάχος $h_f=160\text{mm}$ είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με Φ10/130 και δεν θα ελεγχθούν. Επί των πλακών υπάρχει φορτίο από επίστρωση ίσο με $1,3\text{kN/m}^2$, ενώ τα ωφέλιμα φορτία λαμβάνονται όλα επί των πλακών ίσα με 2kN/m^2 . Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμηθέν φαινόμενο βάρος ίσο με $3,5\text{kN/m}^2$ επιφάνειας όψης και εσωτερικά, κάτω από κάθε εσωτερική δοκό, δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος $2,0\text{kN/m}^2$. Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων, τα φαινόμενα βάρη μπορούν να απομειωθούν χωρίς υπολογισμούς για απλοποίηση, κατά 50% και 35% αντίστοιχα. Επί των περιμετρικών δοκών της οροφής υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1.00 m.

Για την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων στην ανάλυση αγνοήθηκαν οι εσωτερικές τοιχοπληρώσεις, ενώ για τις μπατικές τοιχοπληρώσεις θεωρήθηκαν ανοίγματα (μπαλκονόπορτες) στη μέση όλων των φατνωμάτων με διαστάσεις $140\text{cm} \times 220\text{cm}$.

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι:

- Σκυρόδεμα, μέση αντοχή $f_{cm}=18\text{MPa}$ και χαρακτηριστική $f_{cm-s}=14\text{MPa}$
- Χάλυβας S400.

Σύμφωνα με τον Πίνακα Π4.1 του ΚΑΝ.Ε.ΠΕ[1], για τα υφιστάμενα υλικά και για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, για τον έλεγχο σε όρο δυνάμεων οι τιμές γ_m λαμβάνονται $\gamma_c=1.3$ και $\gamma_s=1.15$, ενώ για έλεγχο σε όρο όρους παραμορφώσεων $\gamma_m=1.1$.



Εικόνα 2.1:Σκαρίφημα του φορέα σε 3D απεικόνιση για την περίπτωση πιλοτής.

3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ

Οι κατανομές των φορτίων από τις πλάκες στις δοκούς έγιναν με τις γνωστές επιφάνειες επιρροής που περιγράφει ο ΕΚΩΣ στο κεφάλαιο 9.1.5 [2]. Το φορτίο των τοιχοπληρώσεων υπολογίζεται με βάση τον τύπο: $G_{\text{τοιχ}} = \gamma_{\text{τοιχ}} * (H_{\text{όροφου}} - h_{\text{δοκού}})$. Το άθροισμα των δύο παραπάνω φορτίσεων συν το ίδιο βάρος των δοκών κατανεμήθηκαν ομοιόμορφα σε όλο τους το μήκος. Τέλος, το ίδιο βάρος των υποστλωμάτων, ή τοιχωμάτων λαμβάνεται αυτόματα από το πρόγραμμα.

4. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ

Ένα από τα θέματα που πραγματεύεται η συγκεκριμένη εργασία είναι η αποτίμηση των κτιρίων με τις εξής προσεγγιστικές μεθόδους : 1) την Ιαπωνική Μέθοδο και 2) την Πρόταση για το Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο[3]. Η αποτίμηση με τις προσεγγιστικές μεθόδους βασίζεται μόνο σε χρήση εμπειρικών προσεγγιστικών σχέσεων, χωρίς την χρήση λογισμικού προσομοίωσης. Ο έλεγχος με τις προσεγγιστικές μεθόδους έγινε στον κρίσιμο όροφο, δηλαδή στον πρώτο όροφο των κτιρίων.

4.1. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΙΑΠΩΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ

Η προσεγγιστική Ιαπωνική μέθοδος αποτίμησης συνιστά τρία επίπεδα ελέγχου, όπου το κόστος και η ακρίβεια των ελέγχων ανεβαίνει ανάλογα με το επίπεδο. Στην παρούσα εργασία κάνουμε αποτίμηση της κατασκευής με το Β' επίπεδο ελέγχου της Ιαπωνικής μεθόδου σύμφωνα με το οποίο, η αντοχή του κτιρίου κρίνεται από τα κατακόρυφα στοιχεία (αγνοώντας τυχόν πρώτη αστοχία δοκών) και ελέγχεται ο τύπος αστοχίας των υποστλωμάτων (διατμητική ή καμπτική). Σε πρώτο στάδιο υπολογίζονται τα αξονικά φορτία στα υποστλώματα για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.3Q$ και υπολογίζονται οι ροπές αντοχής των υποστλωμάτων σύμφωνα με το παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.Ε.ΠΕ[1]. Στην συνέχεια η τέμνουσα που αναπτύσσεται στο κατακόρυφο στοιχείο την ώρα που αυτό αστοχεί σε κάμψη, δηλαδή η ικανοτική τέμνουσα V_{Mu} συγκρίνεται με την τέμνουσα αντοχής των στοιχείων V_{Rs} και για τις δυο διευθύνσεις X και Y. Με αυτόν τον τρόπο προσδιορίζεται ο τύπος αστοχίας των υποστλωμάτων, ψαθυρός ή πλαστικός. Εάν έχω πλαστική αστοχία ισχύει ότι $V_{Mu} < V_{Rs}$, ενώ αν επικρατεί ψαθυρός τρόπος αστοχίας ισχύει ότι $V_{Mu} > V_{Rs}$. Τελικά, γίνεται προσδιορισμός του δείκτη ανεπάρκειας αφού έχουν προσδιορισθεί οι δείκτες πλαστιμότητας για τον φορέα και γίνεται μια γρήγορη αποτίμηση της κατασκευής. Παρακάτω, παρουσιάζονται αναλυτικά οι υπολογισμοί για τον προσδιορισμό του δείκτη ανεπάρκειας σύμφωνα με την Ιαπωνική προσεγγιστική Μέθοδο.

Σε πρώτο στάδιο γίνεται υπολογισμός της συνολικής μάζας των κτιρίων και έπειτα ακολουθεί ο προσδιορισμός της καμπύλης ικανότητας M-θ για κάθε κατακόρυφο μέλος, για τη σεισμική φόρτιση στη X και Y διεύθυνση. Πιο συγκεκριμένα, γίνεται προσδιορισμός της καμπυλότητας διαρροής της διατομής, για περίπτωση ορθογωνικών διατομών.

Αν η διαρροή διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού τότε:

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

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

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

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή ξ_y , ανηγμένο στο στατικό ύψος d είναι:

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{1/2} - \alpha A$$

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

Ι. Διαρροή λόγω χάλυβα:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y}$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_v (1 + \delta') + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y}$$

ΙΙ. Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος :

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{1,8\alpha \cdot b \cdot d \cdot f_c}{N}$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_v (1 + \delta')$$

Στις ανωτέρω εξισώσεις, ρ, ρ', ρ_v είναι τα ποσοστά του εφελκόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού (ανηγμένα στο bd), $\delta' = d'/d$, όπου d' η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος, b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης και N το αξονικό φορτίο σε θλίψη (θετικό σε θλίψη).

Από τις δύο τιμές της καμπυλότητας διαρροής, επιλέγεται η μικρότερη τιμή και συνεχίζονται οι υπολογισμοί μας.

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

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

Εάν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, η γωνία στροφής θ_y μπορεί να υπολογιστεί στην περίπτωση δοκών και υποστυλωμάτων από την ακόλουθη έκφραση :

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot d_b \cdot f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

Στην παραπάνω εξίσωση, ο 1^{ος} όρος εκφράζει την συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο 2^{ος} όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_s , ενώ 3^{ος} όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου. Στην περίπτωση των υποστυλωμάτων το L_s λαμβάνεται ως το μισό του καθαρού ύψους μέσα στο υπόψη κατακόρυφο επίπεδο κάμψης (από το κάτω πέλμα της υπερκείμενης δοκού μέχρι το άνω πέλμα της υποκείμενης δοκού), ή την ποδιά τοιχοποιίας στο επίπεδο αυτό σε επαφή με μέρος του ύψους του υποστυλώματος (θέσει κοντό υποστύλωμα). Ο συντελεστής a_v λαμβάνεται ίσος με 1 εάν η τέμνουσα V_{RI} , που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu} = M_y/L_s$ και με 0 αν είναι μεγαλύτερη.

Η εμπειρική εκτίμηση της διαθέσιμης τιμής της πλαστικής γωνίας στροφής ή της συνολικής γωνίας στροφής χορδής στοιχείων ΟΣ γίνεται συναρτήσεως των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων και των οπλισμών τους, με τη βοήθεια εμπειρικών σχέσεων και πινάκων. Ως τέτοιες σχέσεις επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται οι εξής, εφόσον οι διαμήκεις οπλισμοί είναι νευροχάλυβες. Για τη μέση τιμή της γωνίας

στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα:

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

Όπου a_s ο λόγος διάτμησης, ω και ω' είναι το μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού (ο ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκόμενος) και v το ανηγμένο αξονικό φορτίο. Στην ανωτέρω εξίσωση $\rho_s=A_{sh}/b_w s_h$ είναι το γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης και ρ_d είναι το γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού.

Η παρούσα εργασία έχει ως αντικείμενο την αποτίμηση κατασκευής που χρονολογείται προ του 1985. Σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985, με χρήση νευροχαλύβων, οι τιμές για τη μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής χρειάζεται να διαιρεθούν δια 1,2 σύμφωνα με τη Παρ.7.2.4.1 του ΚΑΝ.Ε.ΠΕ..[1]

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

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

Για τις ανάγκες της εργασίας, ζητήθηκε να γίνει προσαρμογή των δεικτών q της Ιαπωνικής Μεθόδου σε τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας m σύμφωνα με τον ΚΑΝ.Ε.ΠΕ. για στάθμη επιτελεστικότητας Β. Στην ενδιάμεση στάθμη επιτελεστικότητας (Β), «Σημαντικές Βλάβες», ο φέρων οργανισμός επιτρέπεται να αναπτύξει σημαντικές και εκτεταμένες μετελαστικές παραμορφώσεις, αλλά πρέπει να διαθέτει επαρκή και αξιόπιστα περιθώρια έναντι ενδεχόμενης εξάντλησης των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας. Επομένως, ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας m για τα κατακόρυφα στοιχεία ισούται με :

$$m = \frac{\theta_u + \theta_y}{2 + \theta_y \gamma_{Rd}}$$

Όπου οι τιμές του γ_{Rd} συνίστανται για πρωτεύονται δομικά στοιχεία σε όρους θ_u , $\gamma_{Rd}=1.5$.

Τα κατακόρυφα στοιχεία κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με την τιμή των δεικτών συμπεριφοράς m_i , σε όσα έχουν $m_i=1,2$ (ψαθυρή συμπεριφορά, δηλαδή διατμητική αστοχία), $1.2 < m < 2$ και $m > 2$ (πλάστιμες συμπεριφορές). Τελικά, προκύπτει η συνολική τέμνουσα ορόφου V_R σύμφωνα με την παρακάτω σχέση[3]:

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

Ακολουθεί ο υπολογισμός της συνολικής τελικής τέμνουσας, η οποία προκύπτει από την ακόλουθη σχέση:

$$V_{R,τελικό} = T * S_d * V_R$$

Όπου $T=0,8$ συντελεστής φθοράς ο οποίος παίρνει τη συγκεκριμένη τιμή επειδή το κτίριο έχει ηλικία μεγαλύτερη των 30 ετών και $S_d=1$ συντελεστής κανονικότητας κάτοψης κτιρίου (ορθογωνική κάτοψη δεν απαιτείται απομείωση).

Το τελικό βήμα είναι ο υπολογισμός της τέμνουσας βάσης του κτιρίου με βάση τον παρακάτω τύπο:

$$V_{sd} = \alpha_{\pi\rho} * \Phi_d * M.$$

Τέλος, γίνεται σύγκριση της τέμνουσας βάσης του κτιρίου με την αντίστοιχη ανά διεύθυνση συνολική τέμνουσα αντοχής. Ο λόγος ανεπάρκειας λ του ορόφου προκύπτει ως $\lambda = V_{sd}/V_{R,τελικό}$. Τα αποτελέσματα της ανωτέρω διαδικασίας δίνονται παρακάτω σε μορφή πινάκων. Η ιαπωνική μέθοδος δεν λαμβάνει υπ' όψιν της εάν ένα κτίριο είναι τοιχοπληρωμένο ή όχι επομένως δεν προχωράμε σε ανάλυση και της πιλοτής, και λαμβάνουμε ίδιο δείκτη ανεπάρκειας.

ΠΛΑΙΣΙΑΚΟ ΚΤΙΡΙΟ								
ΥΠΟΣΤ.	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΣΕΙΣΜΟΥ Χ				ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΣΕΙΣΜΟΥ Υ			
	My	VMu	VRi		My	VMu	VRi	
K1	100,3	77,15	86,3	ΠΛΑΣΤ	100,3	77,15	86,3	ΠΛΑΣΤ
K2	126,35	97,2	107,3	ΠΛΑΣΤ	126,35	97,2	107,3	ΠΛΑΣΤ
K3	102,16	78,58	84,8	ΠΛΑΣΤ	102,16	78,58	84,8	ΠΛΑΣΤ
K4	121,82	93,7	105,5	ΠΛΑΣΤ	121,82	93,7	105,5	ΠΛΑΣΤ
K5	108,7	127,23	188,2	ΠΛΑΣΤ	108,7	127,23	188,2	ΠΛΑΣΤ
K6	119,5	92	102,2	ΠΛΑΣΤ	119,5	92	102,2	ΠΛΑΣΤ
K7	104,7	80,5	90,1	ΠΛΑΣΤ	104,7	80,5	90,1	ΠΛΑΣΤ
K8	129,23	99,4	109	ΠΛΑΣΤ	129,23	99,4	109	ΠΛΑΣΤ
K9	102,16	78,58	84,6	ΠΛΑΣΤ	102,16	78,58	84,6	ΠΛΑΣΤ

Πίνακας 1: Εντατικά μεγέθη και αντοχές κατακόρυφων στοιχείων στις δύο διευθύνσεις.

ΥΠΟΣΤ.	θ_y	θ_{um}	θ_{upl}	$\mu\theta$	$\mu\theta_{pl}$	m	VRi	mIVRi	Vrτελ	Vsd	λ
K1	0,00854	0,0442	0,0357	5,17	4,17	2,056	77,15	158,62	920,2*0.8	2400	3.26
K2	0,0091	0,0395	0,0304	4,35	3,35	1,78	97,2	173,02			
K3	0,0085	0,045	0,0365	5,29	4,29	2,09	78,58	164,23			
K4	0,009	0,04	0,031	4,45	3,45	1,82	93,7	170,53			
K5	0,00756	0,033	0,0254	4,36	3,36	1,78	127,23	226,47			
K6	0,00893	0,041	0,0321	4,59	3,59	1,863	92	171,4			
K7	0,00865	0,0438	0,0352	5,06	4,06	2,023	80,5	162,85			
K8	0,00913	0,039	0,0299	4,27	3,27	1,757	99,4	174,65			
K9	0,00926	0,0453	0,036	4,89	3,89	1,96	78,58	154,02			

Πίνακας 2: Αποτελέσματα της Ιαπωνικής Μεθόδου για το ισόγειο του πλαίσιακού φορέα.

4.2. ΠΡΟΤΑΣΗ ΓΙΑ ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟ ΕΛΕΓΧΟ

Πεδίο εφαρμογής του δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου αποτελούν τα κτίρια που, από τον μακροσκοπικό πρωτοβάθμιο έλεγχο, έλαβαν βαθμολογία κάτω ενός προβλεπόμενου ορίου. Στόχος του δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου είναι η εκ νέου ιεραρχική βαθμονόμηση των κτιρίων αυτών με βάση την αποτύπωση και αξιολόγηση τεχνικών χαρακτηριστικών. Ο έλεγχος αυτός υπεισέρχεται σε περισσότερες λεπτομέρειες και προϋποθέτει τη δυνατότητα πρόσβασης σε όλους τους χώρους του κτιρίου, τη σύνταξη σκαριφημάτων αποτύπωσης γεωμετρίας και παθολογίας, οπτική αξιολόγηση και ορισμένους επιτόπου ελέγχους των δομικών υλικών καθώς και στοιχειώδεις υπολογισμούς για την ποσοτική αποτίμηση χαρακτηριστικών δεικτών, χωρίς προσομοίωση του φέροντα οργανισμού. Ο δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος είναι λεπτομερέστερος του πρωτοβαθμίου ελέγχου (ταχέως οπτικού), αλλά ταχύτερος από τον τριτοβάθμιο έλεγχο, ο οποίος απαιτεί πλήρη μελέτη αποτίμησης της σεισμικής

ικανότητας του κτιρίου σύμφωνα με τις αρχές και μεθόδους της σεισμικής μηχανικής και των τελευταίων εξελίξεων σε κανονιστικά εγχειρίδια (ΚΑΝΕΠΕ 2017). Η προτεινόμενη μεθοδολογία αποτελεί μια προσεγγιστική διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας και της σεισμικής επάρκειας υφιστάμενων κτιρίων από Ο.Σ. σε σχέση με τη σεισμική απαίτηση, όπως ορίζεται στις σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις. Η μεθοδολογία περιλαμβάνει κάποιους υπολογισμούς, οι οποίοι είναι γενικά προσεγγιστικοί, χωρίς απαιτήσεις [2] κατάστρωσης ενός λεπτομερούς μοντέλου του κτιρίου όπως συμβαίνει στις πλήρεις μελέτες που απαιτεί ένας τριτοβάθμιος έλεγχος. Στην παρούσα πρόταση παρουσιάζεται η διαδικασία του δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου. Το τελικό αποτέλεσμα του ελέγχου αυτού είναι ένας “δείκτης” που ονομάζεται «Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου λ» του κτιρίου. Ο δείκτης αυτός δεν διαθέτει απόλυτα αντικειμενική σημασία αλλά υποδεικνύει τη σειρά προτεραιότητας για την τρίτη φάση του όλου εγχειρήματος (τριτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος) δηλαδή τη σύνταξη μελετών αποτίμησης και ανασχεδιασμού (ενίσχυσης) περιορισμένου αριθμού κτιρίων ανάλογα με τις οικονομικές δυνατότητες του εκάστοτε Δημόσιου φορέα.

Ο δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος προτείνει τρία βήματα ώστε να υπολογιστεί ο δείκτης προτεραιότητας ελέγχου λ. Τα βήματα αυτά παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω:

Πρώτο βήμα της πρότασης του Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου είναι ο προσδιορισμός της σεισμικής απαίτησης ($V_{req,x}$, $V_{req,y}$) για κάθε διεύθυνση. Σε κάθε κύρια διεύθυνση υπολογίζεται με βάση το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8-1, το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (ή τέμνουσας βάσης σχεδιασμού) του κτιρίου. Η σεισμική απαίτηση του κτιρίου υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

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

Όπου:

- M προκύπτει από τα μόνιμα G και κινητά Q φορτία, για τον συνδυασμό φόρτισης $G+0.3Q$.
- T η ιδιοπερίοδος της κατασκευής, εκτιμάται προσεγγιστικά κατά ΕΚ8-1 και είναι ίση με $T=0,075H^{0.75}=0,302sec$.
- $\gamma_i=1.00$
- S_d είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού.
- q λαμβάνεται η τιμή που προκύπτει από τον συνδυασμό των πινάκων 4.1 και Σ4.4 του ΚΑΝ.Ε.ΠΕ. 2017, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας, για την οποία διενεργείται ο έλεγχος. Για τις ανάγκες της παρούσας εργασίας, ο έλεγχος γίνεται για στάθμη επιτελεστικότητας Β για κατασκευή χρονολογούμενη προ του 1985. Ο έλεγχος θα γίνει για πλαίσιακό κτίριο όπου λαμβάνεται υπ’όψιν ευμενής δράση των τοιχοπληρώσεων και επιλέγεται $q=1.7$ και για κτίριο με Piloti όπου λαμβάνεται $q=1.3$.

Επομένως, η σεισμική απαίτηση των κτιρίων στις δυο διευθύνσεις ισούται με:

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΠΛΑΙΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ: Ισχύει ότι $T_B < 0,302s < T_C$ και $S_d = 0.24 * 1.2 * 2.5 / 1.7 = 4.154$.

$$V_{req,x} = V_{req,z} = M * S_d(T), \quad M = 3052 + 198.5 = 3250.5 \text{ kN.} [7]$$

$$V_{req,x} = V_{req,z} = M * S_d(T) = (3813 / 9.81) * 4.154 = 1615 \text{ kN.}$$

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΠΛΑΙΣΙΑΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ PILOTI: Ισχύει ότι $T_B < 0,302s < T_C$ και $S_d = 0.24 * 1.2 * 2.5 / 1.3 = 5.433$

$$V_{req,x} = V_{req,z} = M * S_d(T), \quad M = 3052 \text{ kN.}$$

$$V_{req,x} = V_{req,z} = M * S_d(T) = (3618 / 9.81) * 5.433 = 2004 \text{ kN.}$$

Στην συνέχεια, υπολογίζονται οι τέμνουσες αντοχές των κατακόρυφων στοιχείων, λαμβάνοντας υπ’όψιν εάν προηγείται διατμητική ή καμπτική αστοχία, όπως ακριβώς και

στην Ιαπωνική Μέθοδο. Η τέμνουσα βάσης του κτιρίου δίνεται τελικά από τον τύπο που ακολουθεί:

$$V_{R0} = \alpha_1 \sum V_{Ri}^{υποστ} + \alpha_2 \sum V_{Ri}^{τοιχ} + \alpha_3 \sum V_{Ri}^{κοντών}$$

Στη συγκεκριμένη εργασία, δεν υπάρχει παρουσία κοντών υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων. Επίσης, επιλέγεται $\alpha_1=0,9$, $\alpha_2=\alpha_3=0$.

$$V_{R0} = \alpha_1 \sum V_{Ri}^{υποστ} = 0,9 * 824,4 \text{ kN} = 742 \text{ kN}.$$

Για να υπολογιστεί η ανεπάρκεια του κτιρίου πρέπει να προσδιοριστεί ο συντελεστής επιρροής β , με βάση τα κριτήρια (13) της πρότασης του Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου. Σε αυτό το σημείο αξίζει να αναφερθεί πως στην περίπτωση του πλασιακού φορέα με τοιχοπληρώσεις και στους 2 ορόφους προέκυψαν όλα τα κριτήρια βαθμού 5 ενώ στον φορέα με την PILOTI στο ισόγειο το μόνο κριτήριο που έδωσε απομείωση ήταν το κριτήριο 5 (Κατανομή Δυσκαμψίας σε κάτοψη-στρέψη), όπου προέκυψε βαθμός 4. Τελικά, ο βαθμός β προέκυψε 1 για τον πλασιακό φορέα και 0,98 για τον πλασιακό φορέα με Pilotis. Λόγω απουσίας τοιχωμάτων και ύπαρξης τετραγωνικών υποστυλωμάτων αξίζει να σημειωθεί πως η τέμνουσα αντοχής είναι ίση και στις δύο διευθύνσεις. Τέλος, η τελική τέμνουσα αντοχής ορόφου δίνεται από τον τύπο:

$$V_{R,ΤΕΛΙΚΟ} = \beta * V_{R0}$$

Ως τελικό βήμα, χαρακτηρίζεται ο υπολογισμός του δείκτη ανεπάρκειας, ο οποίος δίνεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$\lambda_x = \lambda_z = \frac{V_{req,x} + 0,3V_{req,z}}{V_{R,x} + 0,3V_{R,z}}$$

Κατά συνέπεια προκύπτει ο παρακάτω πίνακας αποτελεσμάτων για την Πρόταση του Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου:

ΦΟΡΕΑΣ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	Vreq	VRi	λ
ΠΛΑΙΣΙΑΚΟΣ	X	1615	824,4	1,96
	Z	1615	824,4	1,96
PILOTIS	X	2004	807,9	2,48
	Z	2004	807,9	2,48

Πίνακας 3: Πίνακας αποτελεσμάτων για τον Προσεισμικό Έλεγχο.

4.3. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΩΝ ΔΥΟ ΜΕΘΟΔΩΝ

Παρατηρούμε ότι οι δυο μέθοδοι δεν έβγαλαν κοντινά αποτελέσματα μεταξύ τους. Ο Προσεισμικός Έλεγχος προτείνει υπολογισμούς με τον καθολικό δείκτη q και προτείνει την εύρεση της ιδιοπεριόδου από το φάσμα του Ευρωκώδικα, ενώ η Ιαπωνική μέθοδος συνιστά υπολογισμούς με τοπικούς δείκτες m , υπολογισμένους με βάση τον ΚΑΝ.Ε.ΠΕ.. Τα αποτελέσματα, δεν προέκυψαν αρκετά κοντινά και αναμένεται η σύγκρισή τους με τα αποτελέσματα της ανάλυσης, ώστε να εξαγάγουμε το συμπέρασμα εάν οι προσεγγιστικές μέθοδοι αρκούν για μια γρήγορη αποτίμηση της κατασκευής.

5. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΣΤΟ SCADA PRO 20

Η προσομοίωση του φορέα έγινε στο λογισμικό SCADA PRO 20[4]. Όλα τα υποστύλωματα και οι δοκοί προσομοιώθηκαν με γραμμικά μέλη, ενώ οι πλάκες προσομοιώθηκαν με διαφράγματα, εξασφαλίζοντας ενιαία μετακίνηση των κόμβων κάθε ορόφου (διαφραγματική λειτουργία). Η ανάλυση του κτιρίου απαιτεί την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων. Οι τοιχοπληρώσεις δεν συμμετέχουν στην παραλαβή

κατακόρυφων φορτίων, παρά μόνο του ίδιου βάρους τους. Οι τοιχοπληρώσεις διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο έναντι σεισμικής φόρτισης ιδιαίτερα στα παλιά κτίρια, στο οποίο απουσιάζουν τοιχώματα για την παραλαβή της σεισμικής δράσης.

5.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Για την καλύτερη εποπτεία των μεθόδων ανάλυσης που μελετήθηκαν (ελαστικές και ανελαστικές) κρίνεται χρήσιμο να επεξηγηθεί ο τρόπος που προσομοιώνονται οι τοιχοπληρώσεις στα προγράμματα αναλύσεων και συγκεκριμένα στο Scada Pro. Ένας τοίχος πλήρωσης μπορεί να λαμβάνεται υπόψιν μόνον όταν περιβάλλεται από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος τουλάχιστον κατά τις τρεις πλευρές του και δεν έχει μεγάλα ή/και πολλά ανοίγματα και δεν αστοχεί πρόωρα εκτός επιπέδου. Οι τοιχοπληρώσεις δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων (βαρύτητας), πλην του ίδιου βάρους τους. Η παρουσία των τοιχοπληρώσεων είναι γνωστό ότι μπορεί να επηρεάσει σε μεγάλο βαθμό τη σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου. Ειδικά δε σε παλαιότερα κτίρια, στα οποία απουσιάζουν μεγάλα τοιχώματα για να αναλάβουν το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής δράσης, οι τοιχοποιίες πλήρωσης μεταβάλλουν σημαντικά την σεισμική συμπεριφορά του φορέα και συνήθως προς το καλύτερο. Πρέπει όμως ο μελετητής να είναι ενήμερος ότι οι τοιχοπληρώσεις μπορούν να δράσουν και δυσμενώς σε πολλές περιπτώσεις πράγμα το οποίο θα αναλυθεί παρακάτω. Στο Scada Pro[4] η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων μπορεί να πραγματοποιηθεί είτε μέσω της θλιβόμενης ράβδου είτε μέσω της θλιβόμενης και της εφελκυσμένης ράβδου με μισή δυστένεια η κάθε μία. Στην περίπτωση της θλιβόμενης ράβδου τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής της υπολογίζονται ως εξής:

- Πάχος: Λαμβάνεται ίσο με το συνολικό πάχος της τοιχοπλήρωσης ($t_{eff} = t$). Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε πάχος τοιχοπλήρωσης 0,2m.

- Πλάτος: Εκτιμάται με βάση την ισορροπία και το συμβιβαστό παραμορφώσεων/δυνάμεων από όπου προκύπτει: $b=0,15L$ [KAN.ΕΠΕ. §7.4.1][1], όπου το $L = \sqrt{l^2 + h^2}$ είναι το μήκος του διαγώνιου θλιπτήρα, l και h είναι το καθαρό μήκος και ύψος του φατνώματος αντίστοιχα.

Η απόλυτη συμμετρία στη διάταξη των τοιχοπληρώσεων είναι αυτή που επιφέρει τη θετικότερη επιρροή στους πλαισιακούς φορείς οπλισμένου σκυροδέματος, αυξάνοντας τόσο την αντοχή όσο και την πλευρική δυσκαμψία αυτών. Σύνηθες, ωστόσο, είναι το φαινόμενο της ανομοιομορφίας και ασυμμετρίας των τοίχων πλήρωσης με αποτέλεσμα την δυσμενή τους απόκριση στα σεισμικά φορτία. Η πιο συνηθισμένη περίπτωση κινδύνου ακανόνιστων τοιχοπληρώσεων είναι η εμφάνιση μαλακού ορόφου σε έναν οποιοδήποτε μη τοιχοπληρωμένο όροφο (πλοστή-καταστήματα χωρίς τοιχοπλήρωση). Μια επίσης δυσμενής διάταξη τοιχοπληρώσεων, ακόμα και αν αυτές είναι ομοιόμορφα κατανομημένες στην περίμετρο της κατασκευής, δημιουργείται όταν διακόπτονται καθ' ύψος (δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων) ιδίως όταν αυτές βρίσκονται στο κατώτατο όροφο (μέγιστη σεισμική τέμνουσα). Για χάριν συντομίας, σύμφωνα με τα παραπάνω, το πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο (πλαισιακό) θεωρήθηκαν περιπτώσεις ευμενούς παρουσίας τοιχοπληρώσεων. Αντίθετα, ο πλαισιακός φορέας με πλοστή στο ισόγειο φέρει δυσμενή διάταξη τοιχοπληρώσεων[6].

6. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ q

Για την ελαστική μέθοδο με χρήση ενιαίου δείκτη πλαστιμότητας q έγινε η προσομοίωση του φορέα στο SCADA PRO 20 σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν προηγουμένως. Για την περίπτωση του πλήρως τοιχοπληρωμένου πλαισιακού φορέα

επιλέχθηκε σύμφωνα με τους πίνακες 4.1 και Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ και για στάθμη επιτελεσματικότητας B, ενιαίος δείκτης πλαστιμότητας ίσος με 1.7(ευμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων και απουσία ουσιαστών βλαβών σε πρωτεύοντα στοιχεία). Για τον φορέα με πιλοτή επιλέχθηκε δυσμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων και λάβαμε τον συντελεστή q ίσο με 1.3. Για την ελαστική ανάλυση q(έλεγχος σε όρους δυνάμεων) υπολογίστηκαν οι δυσκαμψίες των δομικών στοιχείων(λόγω έλλειψης ακριβέστερων στοιχείων) με τη βοήθεια του Πίνακα Σ4.1 στην παράγραφο 4.4.1.4 του ΚΑΝ.Ε.ΠΕ, ως ποσοστό της δυσκαμψίας του σταδίου I. Πιο συγκεκριμένα, για το εσωτερικό υποστύλωμα K5 η δυσκαμψία του λαμβάνεται απομειωμένη και ίση με 0.8($E_c I_g$), ενώ για τα περιμετρικά 0.6($E_c I_g$) και για τις δοκούς ίση με 0,6($E_c I_g$).

Ο δείκτης ανεπάρκειας λ υπολογίζεται σύμφωνα με τον παρακάτω τύπο:

$$\lambda = S_d / R_d$$

- R_d είναι η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους δυνάμεων, υπολογισμένη από τους συντελεστές ασφαλείας γ_m και των αντιπροσωπευτικών τιμών των ιδιοτήτων των υλικών με βάση την παράγραφο 4.5.3 και των κεφαλαίων 7 και 8 του ΚΑΝ.Ε.ΠΕ.

- S_d είναι το εντατικό μέγεθος το οποίο προκύπτει από την ανάλυση. Για ψαθυρό τρόπο αστοχίας το εντατικό μέγεθος προκύπτει από τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού και την ισορροπία του στοιχείου, κατά την Παράγραφο 9.3.2(B) του ΚΑΝ.Ε.ΠΕ.. Για πλαστικό τρόπο αστοχίας το εντατικό μέγεθος προκύπτει από την ελαστική ανάλυση με γ_{sd} κατά την Παράγραφο 4.5.1 του ΚΑΝ.Ε.ΠΕ.

Η εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής μεθόδου επιτρέπεται υπό τις προϋποθέσεις που αναφέρονται στον ΕΚ8-3. Ειδικότερα για τα κτίρια της χώρας μας, ισχύουν εναλλακτικά οι παρακάτω αναφερόμενες προϋποθέσεις από την Παράγραφο 5.6.1 του ΚΑΝ.Ε.ΠΕ.. Οι προϋποθέσεις αυτές δεν είναι απαραίτητες για στάθμη επιτελεσματικότητας A. Στην παρούσα εργασία κάνουμε αποτίμηση για στάθμη επιτελεσματικότητας B, επομένως είναι αναγκαίο να ληφθούν υπ' όψιν οι προϋποθέσεις του ΕΚ8-3.

- 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.

- Ανεξαρτήτως των προηγούμενων συνθηκών, αλλά με την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιαστικές βλάβες, επιτρέπεται για σκοπούς αποτίμησης και μόνο, η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} προσαυξάνονται κατά 0.15.

Περιγραφή του φορέα με πιλοτή: Αρχικά γίνεται προέλεγχος στο Scada Pro 20 με ακέραιες τις σεισμικές δυνάμεις ($q=1$) και το δοθέν φάσμα σχεδιασμού μέσω του οποίου γίνεται υπολογισμός των σεισμικών φορτίων και των ροπών αντοχής (από υφιστάμενους οπλισμούς με μέσες τιμές αντοχών) και προσδιορίζονται οι συντελεστές ανεπάρκειας για τα πρωτεύοντα στοιχεία[5]. Το κτίριο θεωρείται πως δεν έχει καθόλου βλάβες και ρωγμές επομένως ο συντελεστής γ_{sd} λαμβάνεται ίσος με 1.0. Ακολουθούν τα αποτελέσματα του προελέγχου για την περίπτωση της πιλοτής.

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

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός(M)	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο			
		λ<=2.5		λ>2.5		λ<=2.5		λ>2.5		λ<=2.5		λ>2.5	
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.200	1	4%	11	46%	0	0%	9	50%	1	2%	20	48%
2	6.400	8	33%	4	17%	0	0%	9	50%	8	19%	13	31%
Σύνολο		9	38%	15	63%	0	0%	18	100%	9	21%	33	79%

Για όλα τα στοιχεία πρέπει λ<=2.5. Εάν λ>2.5 το κτίριο πρέπει να είναι μορφολογικά κανονικό. ---- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Μορφολογική Κανονικότητα (παρ.5.5.1.2)

Μέσος δείκτης ανεπάρκειας λκ ορόφου ανά κατεύθυνση (παρ.5.5.1.2(γ))

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός(M)	λκki	λx,ki / λx,ki-1		λzki	λz,ki / λz,ki-1	
		1	3.200	8.25	2.11		6.51
2	6.400	3.91		2.11	2.26		2.88

Οι λόγοι δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 1.5 --- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Πίνακας 4: Αποτελέσματα για το δείκτη ανεπάρκειας λ των πρωτεύοντων στοιχείων και για την κανονικότητα του κτιρίου κατά τον προέλεγχο.

Επομένως, αφού ο προέλεγχος δεν ικανοποιείται σε κανένα από τα 2 κριτήρια, τότε είναι εφικτή η υλοποίηση της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης μόνο για αποτίμηση με την προσαύξηση του συντελεστή γ_{sd} κατά 0.15. Επομένως, υλοποιείται η δυναμική ελαστική ανάλυση q για το φάσμα σχεδιασμού με καθολικό δείκτη $q=1.3$ για δυσμενή παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων (πιλοτή στο ισόγειο), προσαυξημένο συντελεστή $\gamma_{sd}=1.15$ και για κτίριο μελετημένο προ του 1985 χωρίς βλάβες. Παρακάτω ακολουθούν τα αποτελέσματα για την δυναμική ελαστική q μέθοδο:

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 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	3.200	1	4%	11	46%	0	0%	9	50%	1	2%	20	48%
2	6.400	2	8%	10	42%	0	0%	9	50%	2	5%	19	45%
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

Πίνακας 5: Αποτελέσματα για την υπέρβαση ορίου για τον δείκτη ανεπάρκειας στα πρωτεύοντα στοιχεία.

ΦΟΡΕΑΣ ΜΕ ΠΙΛΟΤΗ				
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΤΡΟΠΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	λ	Ved,y/VRd	Ved,z/VRd
K1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ	5.97	1.798	1.845
K2	ΨΑΘΥΡΟΣ	5.77	2.121	1.65
K3	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ	6.17	1.858	1.832
K4	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ	5.78	1.862	1.57
K5	ΨΑΘΥΡΟΣ	5.53	2.192	1.64
K6	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ	5.33	2.716	2.453
K7	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ	6.54	1.795	1.579
K8	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ	4.87	1.804	1.813
K9	ΨΑΘΥΡΟΣ	5.35	1.8	2.129

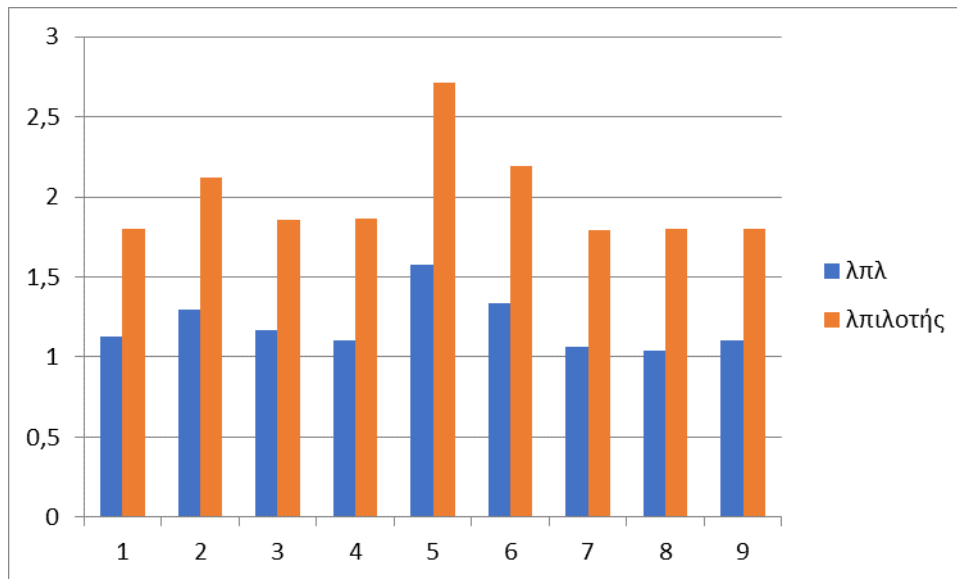
Πίνακας 6: Πίνακας αποτελεσμάτων για φορέα με πιλοτή

Περιγραφή του πλαισιακού φορέα με τοιχοπληρώσεις: Ο προέλεγχος και πάλι δεν ικανοποιείται, επομένως υλοποιούμε την ελαστική δυναμική ανάλυση όπως προηγουμένως, με τη μόνη διαφορά να παρατηρείται στον καθολικό δείκτη q , ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.7 για ευμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων στο ισόγειο.

ΠΛΑΙΣΙΑΚΟΣ ΦΟΡΕΑΣ ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΗ				
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΤΡΟΠΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	λ	Ved,y/V Rd	Ved,z/VRd
K1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ	3.46	1.13	1.62
K2	ΨΑΘΥΡΟΣ	3.19	1.296	1.016
K3	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ	3.54	1.165	1.163
K4	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ	3.38	1.103	0.982
K5	ΨΑΘΥΡΟΣ	3.57	1.537	1.488
K6	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ	3.1	1.377	1.018
K7	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ	3.19	1.064	0.978
K8	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ	2.86	1.036	1.121
K9	ΨΑΘΥΡΟΣ	3.38	1.102	1.351

Πίνακας 7: Πίνακας αποτελεσμάτων για την περίπτωση πλαισιακού φορέα με τοιχοπληρώσεις.

Καλύτερη εποπτεία για τον ρόλο της ύπαρξης των τοιχοπληρώσεων σε έναν φορέα μας δίνει το παρακάτω γράφημα, όπου παρουσιάζεται η διαφορά των λόγων ανεπαρκειών των δυο φορέων για τη σεισμική φόρτιση.



Σχήμα 6.1: Γράφημα των δεικτών ανεπάρκειας για τις δυο περιπτώσεις των κτιρίων για τη σεισμική φόρτιση.

7. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ m

Η μέθοδος των επιμέρους τοπικών δεικτών συμπεριφοράς m είναι και αυτή αντίστοιχη με την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος, και συνιστάται να εφαρμόζεται σε φορείς που παρουσιάζουν έντονη ανισοκατανομή των απαιτούμενων πλαστικών παραμορφώσεων. Η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα, εκτιμάται μέσω των δεικτών m. Η μέθοδος αυτή, είναι παρόμοια με την ελαστική δυναμική μέθοδο με δείκτη καθολικής συμπεριφοράς q, χωρίς όμως να προσδιορίζεται ένας ενιαίος δείκτης, με τον οποίο διαιρούνται τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση, αλλά προσδιορίζονται ξεχωριστοί δείκτες συμπεριφοράς για κάθε ένα δομικό στοιχείο, και αυτοί διαιρούνται με τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη. Οι δείκτες αυτοί, m, προσδιορίστηκαν σύμφωνα με όσα προαναφέρθηκαν στην ενότητα 4 της παρούσας εργασίας, για αξονική δύναμη N από το συνδυασμό φόρτισης 1.1G+0.3Q την οποία λάβαμε κατά την προκαταρκτική ανάλυση (q=1). Για ελαστική ανάλυση με τη μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m και για στατική ανελαστική ανάλυση, οι συντελεστές δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων, ή τοιχωμάτων υπολογίστηκαν με βάση τη σχέση $K = M_y L_s / 3\theta_y$ (§ 7.2.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [1], όπου η M_y , θ_y προέκυψαν βάσει των αξονικών φορτίων της προκαταρκτικής ανάλυσης για συνδυασμό φόρτισης 1.1G+0.3Q, σύμφωνα με τους τύπους που προαναφέρθηκαν. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η τιμή K επιτρέπεται να καθορίζεται αγνοώντας την επιρροή της σεισμικής δράσης στην τιμή της αξονικής δύναμης του δομικού στοιχείου, δηλαδή με βάση την τιμή της αξονικής δύναμης λόγω των κατακόρυφων δράσεων και μόνο (§ 7.1.2.2 (δ) ΚΑΝ.ΕΠΕ).

Αρχικά, ομοίως με τη μέθοδο q, έγινε προσδιορισμός της μορφής αστοχίας των κατακόρυφων μελών και προέκυψαν τα αποτελέσματα τα οποία θα παρουσιαστούν παρακάτω σε μορφή πινάκων και για τα δύο κτίρια:

ΜΕΘΟΔΟΣ m	ΦΟΡΕΑΣ ΜΕ ΠΙΛΟΤΗ				
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΤΡΟΠΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	λ	Ved,y/VRd	Ved,z/VRd	md
K1	ΨΑΘΥΡΟΣ	2.92	1.68	1.659	1.61
K2	ΨΑΘΥΡΟΣ	3.71	2.138	1.685	1.34
K3	ΨΑΘΥΡΟΣ	2.94	1.72	1.649	1.42
K4	ΨΑΘΥΡΟΣ	2.53	1.575	1.695	1.69
K5	ΨΑΘΥΡΟΣ	3.81	2.817	1.681	1.31
K6	ΨΑΘΥΡΟΣ	3.22	2.19	2.621	1.55
K7	ΨΑΘΥΡΟΣ	2.57	1.534	1.434	1.69
K8	ΨΑΘΥΡΟΣ	2.84	1.663	1.806	1.62
K9	ΨΑΘΥΡΟΣ	3.45	1.827	2.12	1.32

Πίνακας 8: Αποτελέσματα ανάλυσης του φορέα με πιλοτή.

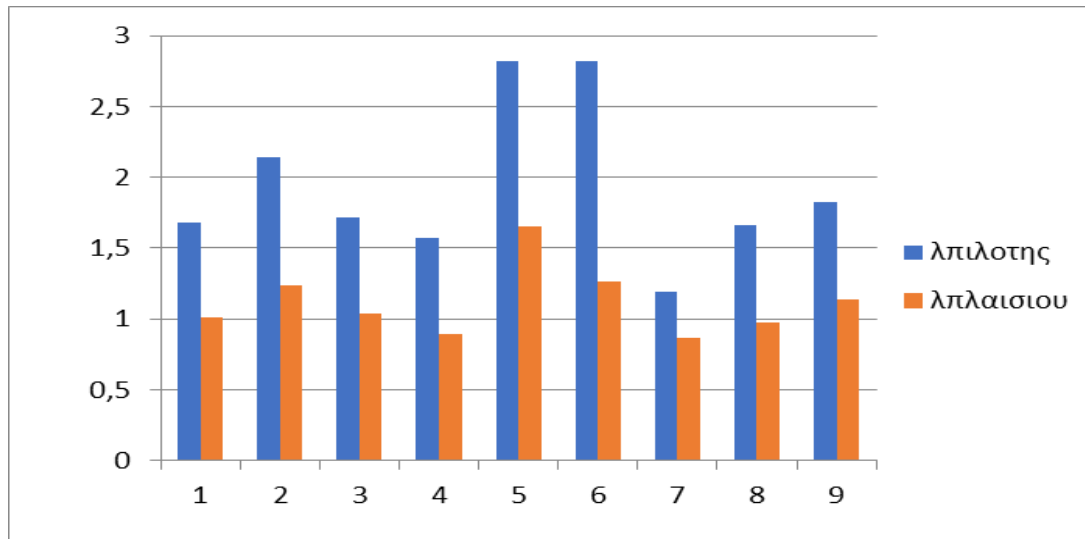
ΜΕΘΟΔΟΣ m	ΦΟΡΕΑΣ ΠΛΑΙΣΙΑΚΟΣ ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ				
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΤΡΟΠΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	λ	Ved,y/VRd	Ved,z/VRd	md
K1	ΨΑΘΥΡΟΣ	1.71	1.012	0.972	1.48
K2	ΨΑΘΥΡΟΣ	2.14	1.241	1.047	1.34
K3	ΨΑΘΥΡΟΣ	2.02	1.035	0.978	1.38
K4	ΨΑΘΥΡΟΣ	1.48	0.89	0.853	1.55
K5	ΨΑΘΥΡΟΣ	2.11	1.657	1.6	1.3
K6	ΨΑΘΥΡΟΣ	1.91	1.268	1.052	1.55
K7	ΨΑΘΥΡΟΣ	1.52	0.867	0.843	1.56
K8	ΨΑΘΥΡΟΣ	1.61	0.978	1.06	1.62
K9	ΨΑΘΥΡΟΣ	2.14	1.135	1.248	1.32

Πίνακας 9: Αποτελέσματα του πλαισιακού πλήρως τοιχοπληρωμένου φορέα.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις του φορέα με την ελαστική δυναμική μέθοδο m (ανάλυση με μέσες τιμές αντοχής υλικών), προέκυψε ότι ο τοιχοπληρωμένος φορέας εμφανίζει μικρότερους λόγους ανεπάρκειας σε κάθε στοιχείο του, σε σύγκριση με τον φορέα με την πιλοτή στο ισόγειο. Επομένως, ως συμπέρασμα βγάζουμε ότι οι τοιχοπληρώσεις σε αυτήν την περίπτωση έχουν ευνοϊκή δράση στη συμπεριφορά του κτιρίου. Αναλυτικότερα, για να εκτιμηθεί η διαφορά των λόγων ανεπάρκειας που προκύπτουν σε κάθε περίπτωση, παρουσιάζουμε το παρακάτω γράφημα. Επίσης, παρουσιάζεται μια σύγκριση των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m από την ελαστική ανάλυση και από την Ιαπωνική μέθοδο. Η ακριβέστερη ελαστική ανάλυση μας δίνει μικρότερους δείκτες πλαστιμότητας σε σχέση με την προσεγγιστική μέθοδο, πράγμα που σημαίνει πως στην πραγματικότητα τα υποστυλώματα αστοχούν βαθυρά και όχι πλάστιμα όπως στην προσεγγιστική μέθοδο.

	ΙΑΠΩΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ	ΕΛΑΣΤΙΚΗ m
ΥΠΟΣΤ.	md	md
K1	2,056	1,61
K2	1,78	1,34
K3	2,09	1,42
K4	1,82	1,69
K5	1,78	1,31
K6	1,863	1,55
K7	2,023	1,69
K8	1,757	1,62
K9	1,96	1,37

Πίνακας 10: Τοπικοί δείκτες πλαστιμότητας για την ιαπωνική μέθοδο και την ελαστική δυναμική ανάλυση m.

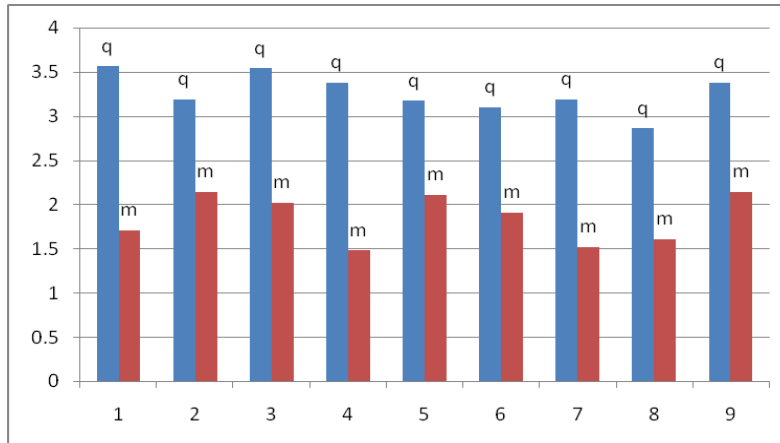


Σχήμα7.1: Σύγκριση λόγων ανεπάρκειας για τις δύο περιπτώσεις κτιρίων.

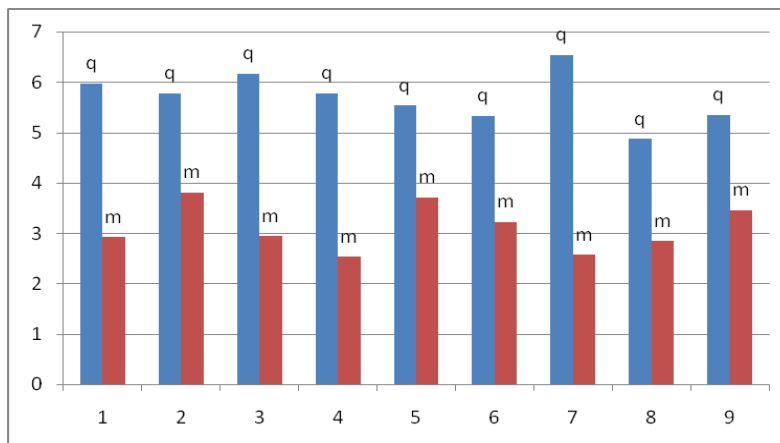
7.1 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ(q , m)

Έπειτα από τις δυο αναλύσεις προέκυψαν αποτελέσματα τα οποία χρίζουν σχολιασμό. Η μέθοδος q (μέθοδος δυνάμεων, ανάλυση με χαρακτηριστικές τιμές), είναι μια συντηρητική μέθοδος, καθώς επιλέγεται ένας καθολικός δείκτης πλαστιμότητας ενιαίος για όλη την κατασκευή, ενώ η μέθοδος m συνιστά τον υπολογισμό τοπικών δεικτών

πλαστιμότητας m για κάθε κατακόρυφο στοιχείο του φορέα, πράγμα που συνάδει με την πραγματική συμπεριφορά του κτιρίου. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις, η μέθοδος q βγάζει πολύ δυσμενή αποτελέσματα τα οποία προκύπτουν έτσι λόγω του συντηρητισμού της μεθόδου, ενώ η μέθοδος m βγάζει καλύτερα αποτελέσματα και μικρότερους λόγους ανεπάρκειας, λόγω της μεγαλύτερης ακρίβειας που έχει ως μέθοδος συνολικά. Τα αποτελέσματα και η σύγκρισή τους, παρουσιάζονται παρακάτω λεπτομερώς.



Σχήμα7.2: Λόγοι ανεπάρκειας μέσω ροπών για τις μεθόδους q και m για τον πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαισιακό φορέα.



Σχήμα7.3: Λόγοι ανεπάρκειας μέσω ροπών για τις μεθόδους q και m για τον φορέα με πιλοτή.

Η σύγκριση των φορέων ως προς την ανεπάρκεια τους γίνεται για πιο καλύτερη ακρίβεια μέσω τεμνουσών σύμφωνα με τον ΚΑΝ.Ε.ΠΕ. Η σύγκριση των προσεγγιστικών αλλά και των αναλυτικών μεθόδων παρουσιάζεται στον παρακάτω πίνακα:

ΕΙΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	λπιλοτής	λτοιχοπληρωμενου
ΙΑΠΩΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ	3.26	3.26
ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΣ ΜΕΘΟΔΟΣ q	2.03	1.22
ΜΕΘΟΔΟΣ m	1.84	1.16

Πίνακας 11: Σύγκριση λόγων ανεπάρκειας λόγω τεμνουσών για τις περιπτώσεις των προσεγγιστικών αλλά και ελαστικών αναλύσεων.

8. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ (PUSHOVER)

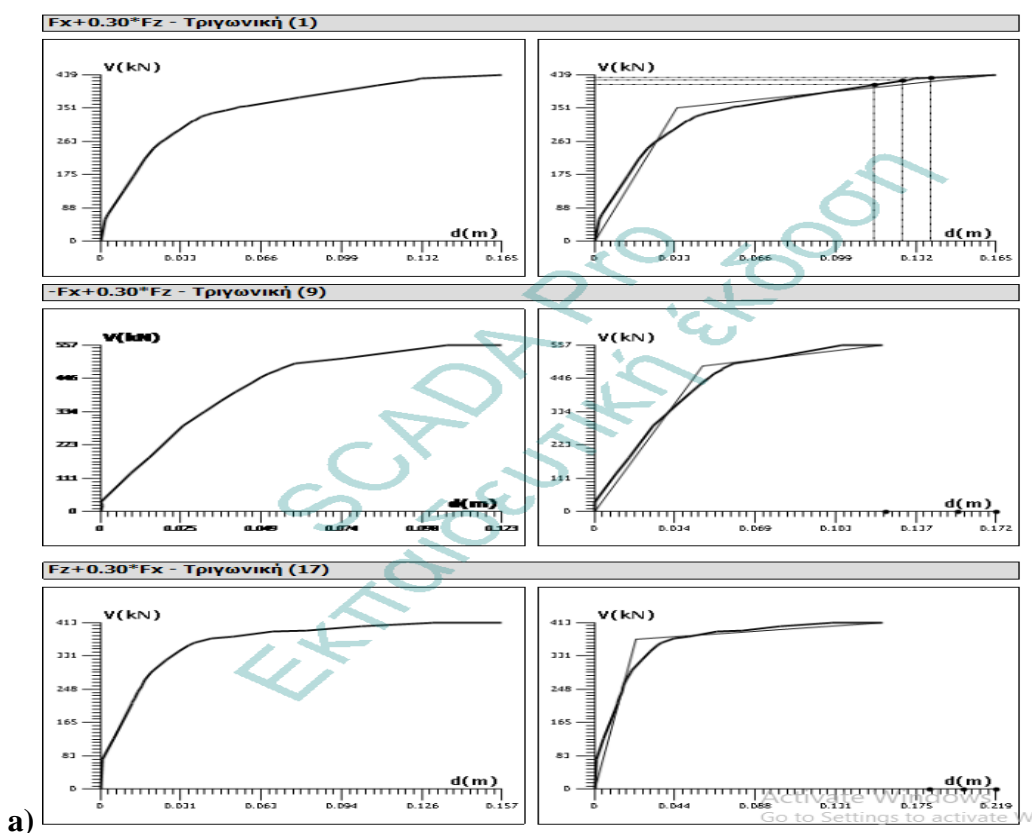
Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία για την οποία γίνεται έλεγχος αποτίμησης και η σύγκριση τους με τις επιτρεπόμενες τιμές και τις ικανότητες των μελών όπως προκύπτουν από τα προσομοιώματα (Παράγραφος 5.7.1.1 του ΚΑΝ.Ε.ΠΕ.). Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Το προσομοίωμα αυτό θα 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 σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης-μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου, ο κόμβος 29 για τις ανάγκες της εργασίας), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση, ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση των πλαστικών δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου (Στάθμη Β για τις ανάγκες της εργασίας). Για την περιγραφή της απόκρισης της κατασκευής λόγω του δυναμικού φαινομένου του σεισμού απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων (§ 5.7.3.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [6]. Στην παρούσα εργασία έγινε εφαρμογή μιας ομοιόμορφης και μιας ιδιομορφικής κατανομής φορτίων. Στην πρώτη περίπτωση τα οριζόντια φορτία που ασκούνται σε κάθε όροφο είναι ανάλογα της μάζας του ορόφου, ενώ στη δεύτερη περίπτωση τα φορτία ακολουθούν το προφίλ των αδρανειακών δυνάμεων της δεσπόζουσας ιδιομορφής στη διεύθυνση που μελετάται.

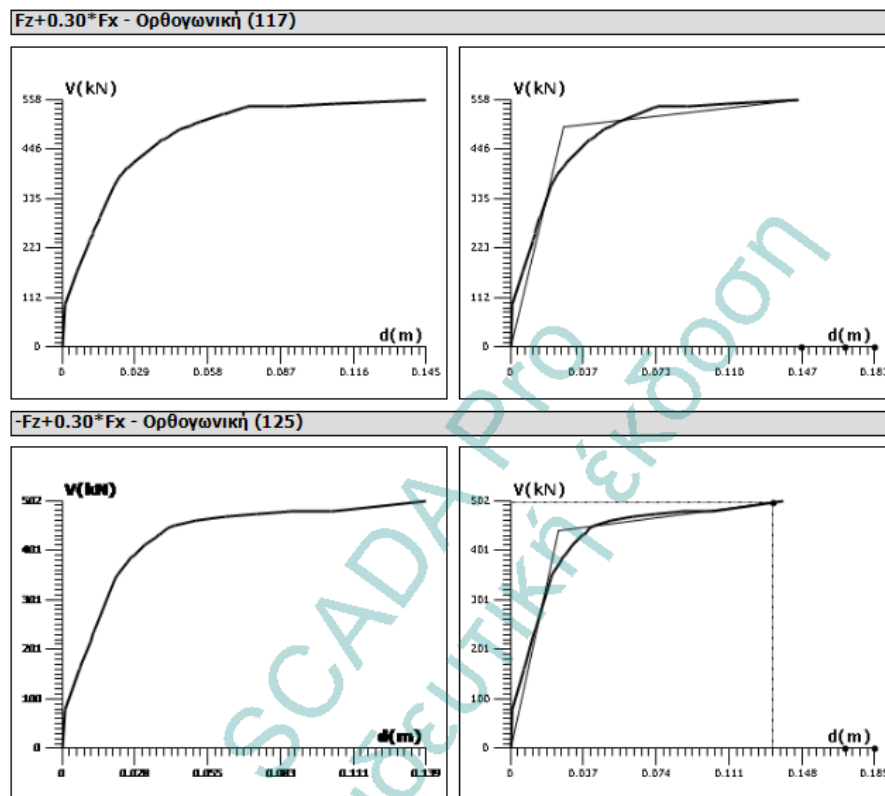
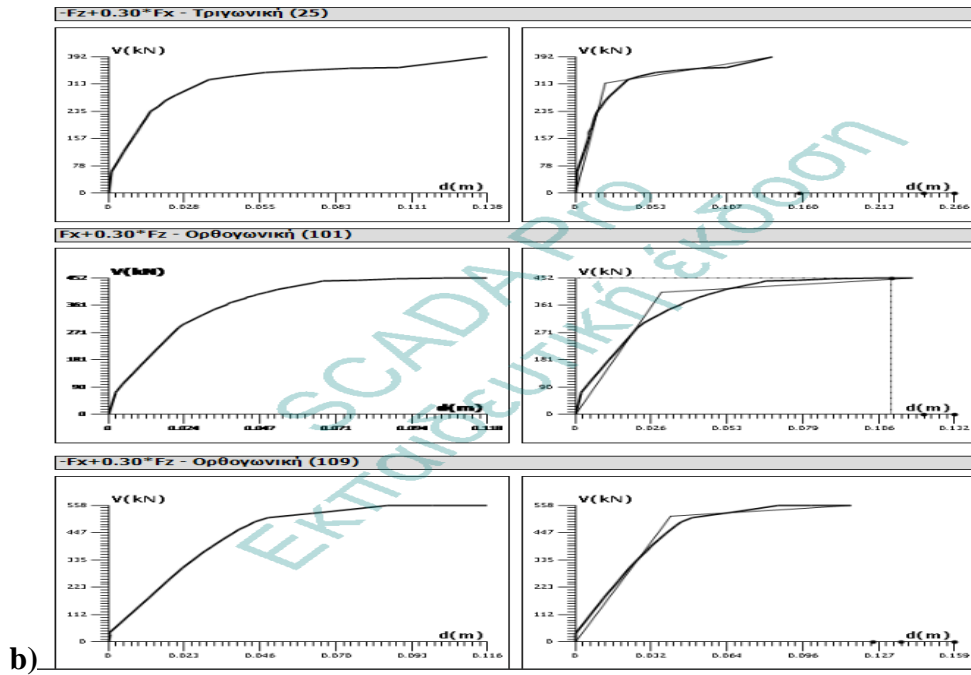
Συνίσταται όταν χρησιμοποιείται η ανελαστική στατική μέθοδος να διασφαλίζεται τουλάχιστον ικανοποιητική «ΣΑΔ», δεδομένου ότι είναι ευρύτατα διαδεδομένο στους μηχανικούς πως για την υλοποίηση μιας υψηλής στάθμης ανάλυσης απαιτούνται και αντίστοιχης ποιότητας δεδομένα. Η απαίτηση αυτή ικανοποιείται για την αποτίμηση των φορέων μας. Επίσης, η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Σε αυτήν την εργασία ικανοποιείται ο έλεγχος αυτός, καθώς στην z διεύθυνση παρατηρείται λόγος $1,27 < 1,3$ που είναι ο μέγιστος λόγος. Επομένως, σε σύμφωνα με την Παράγραφο 5.7.2 (β) του ΚΑΝ.Ε.ΠΕ. δεν είναι αναγκαία η υλοποίηση μιας συμπληρωματικής δυναμικής ελαστικής ανάλυσης σε συνδυασμό με την ανελαστική στατική μέθοδο, όπου επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25% των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων.

Αρχικά, αφότου προσομοιώθηκε η ανελαστική συμπεριφορά των μελών μέσω της επισύναψης των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα τους και των μειωμένων δυσκαμψιών (απομείωση βήμα βήμα από το πρόγραμμα), ορίσαμε τις ανελαστικές φορτίσεις που καταπονούν το φορέα. Η φόρτιση του φορέα περιλαμβάνει δύο διαδοχικές στατικές ανελαστικές αναλύσεις. Η πρώτη περιλαμβάνει τα κατακόρυφα φορτία $1.1G+0.3Q$ και τερματίζεται όταν η επιβαλλόμενη δύναμη φτάσει το φορτίο που αντιστοιχεί στο

1.1G+0.3Q. Η δεύτερη ανάλυση περιλαμβάνει τα οριζόντια φορτία και ξεκινάει μετά το πέρας της προηγούμενης. Η καμπύλη ικανότητας επιλέγεται να σχηματιστεί με τη μέθοδο ελέγχου των μετακινήσεων κατά την οποία η οριζόντια φόρτιση αυξάνει μέχρις ότου να επιτευχθεί η μετακίνηση στόχου, η οποία λαμβάνεται ίση με το 4% του συνολικού ύψους του κτιρίου. Επιλέγεται η κατασκευή να εξωθείται από επιβαλλόμενες μετακινήσεις που είτε ακολουθούν το προφίλ της κυρίαρχης ιδιομορφής στη διεύθυνση που εξετάζεται ή το προφίλ της ομοιόμορφης κατανομής. Συνολικά πραγματοποιήθηκαν οκτώ διαφορετικές ανελαστικές αναλύσεις για κάθε ένα εκ των εξεταζόμενων κτιρίων, τέσσερις για την ιδιομορφική κατανομή και τέσσερις για την ομοιόμορφη κατανομή, και συγκεκριμένα για τις διευθύνσεις $\pm X$, $\pm Y$. Ακολουθούν οι καμπύλες αντίστασης που προέκυψαν για όλα τα κτίρια για κάθε διεύθυνση σεισμικής φόρτισης μέχρι την πρώτη αστοχία πρωτεύοντος μέλους (κατακόρυφα στοιχεία) ή μέχρι αδυναμίας εύρεσης λύσης από το χρησιμοποιούμενο λογισμικό.

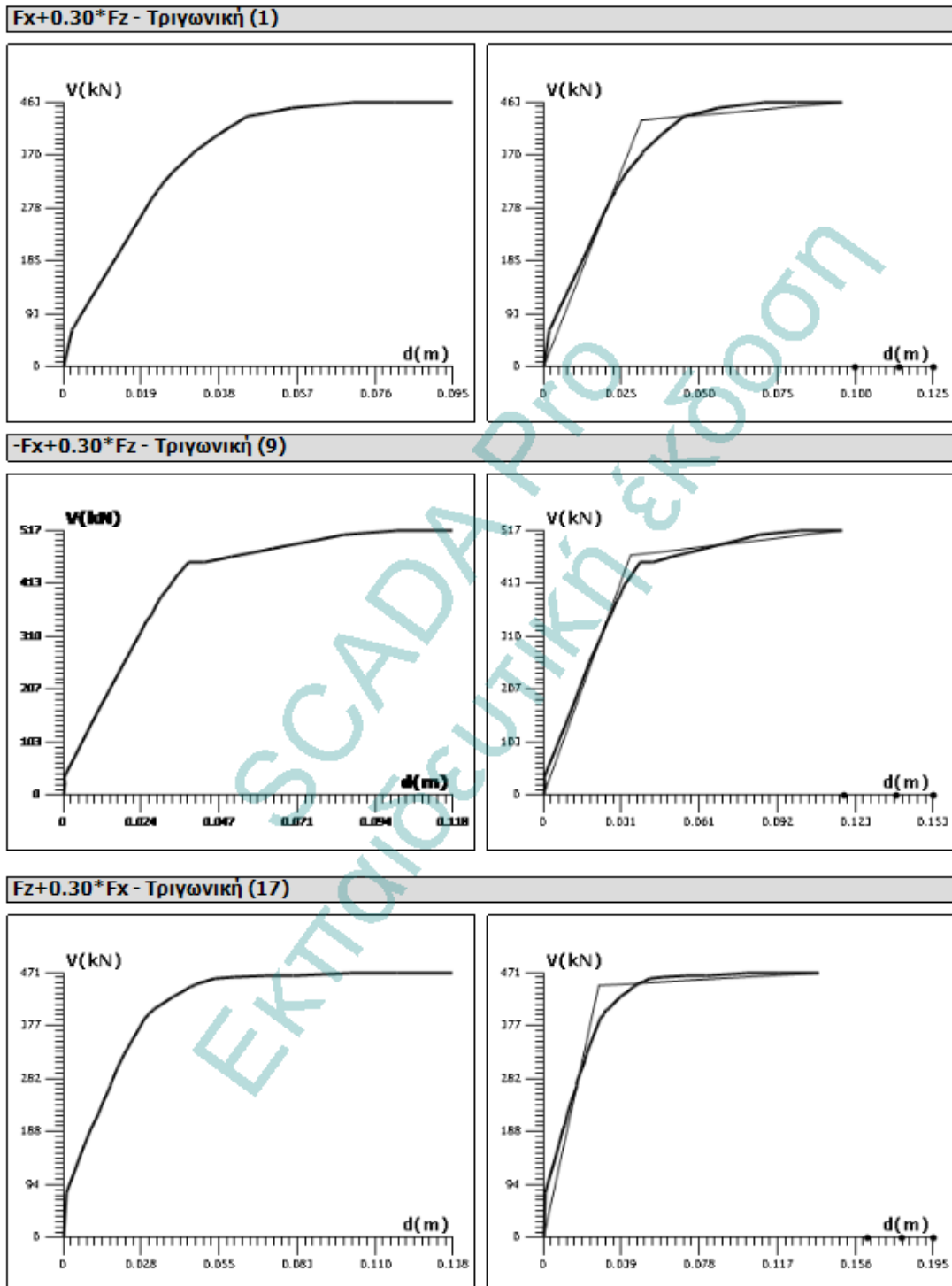
8.1 Καμπύλες ικανότητας του πλαισιακού φορέα με τοιχοπλήρωση



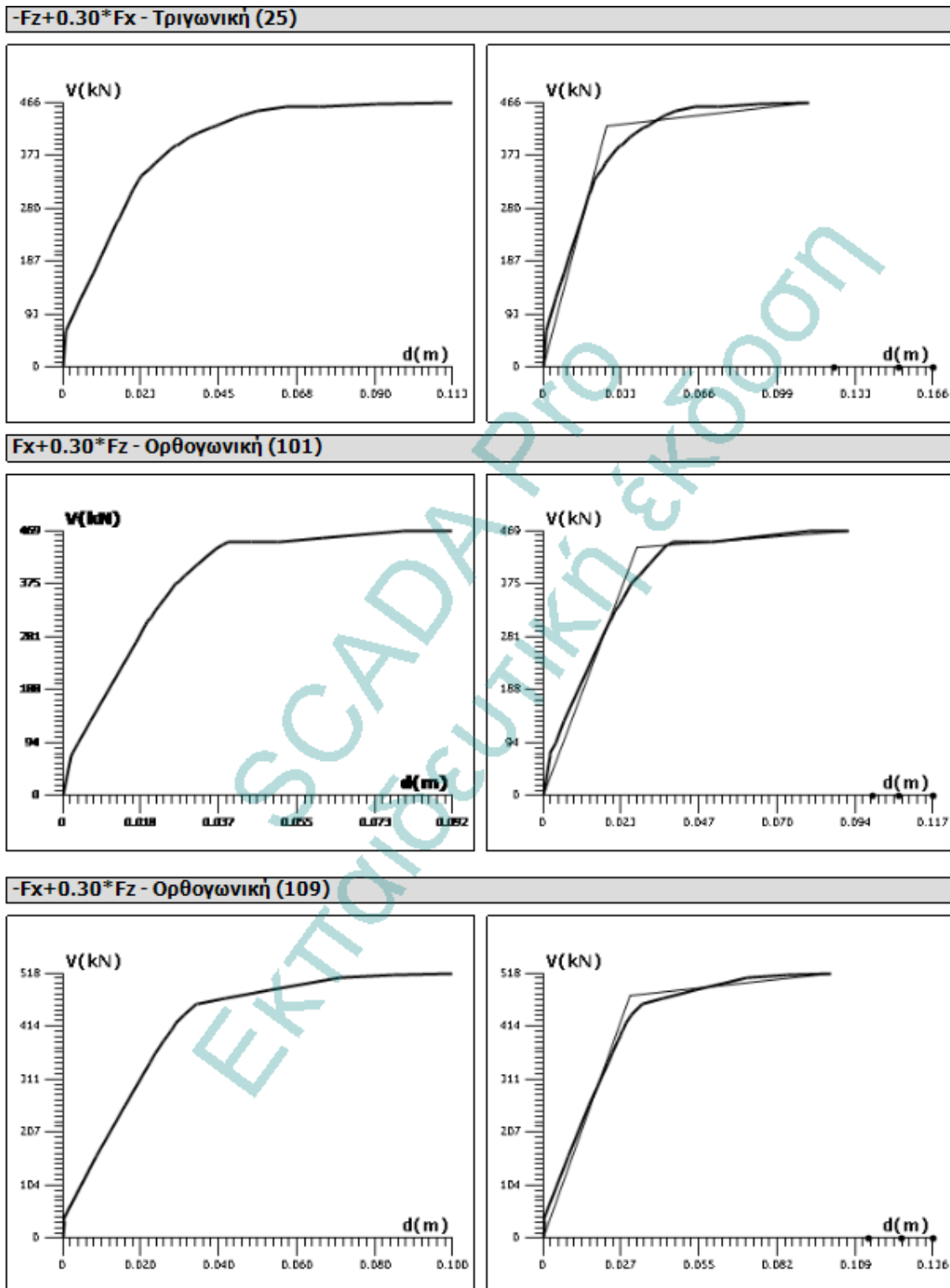


Εικόνα 8.1 a,b,c: Καμπύλες αντίστασης και διαγραμματικές καμπύλες της κατασκευής για περίπτωση ομοιόμορφων και ιδιομορφικών φορτίσεων στον πλαισιακό φορέα.

8.2 Καμπύλες ικανότητας του πλαισιακού φορέα με πιλοτή



Εικόνα 8.2.1: Καμπύλες αντίστασης για ιδιομορφική φόρτιση του φορέα με πιλοτή.



Εικόνα 8.2.2 :Καμπύλες αντίστασης για ιδιομορφική και ομοιόμορφη φόρτιση για το φορέα με πιλοτή.

8.3 Διγραμμικοποίηση καμπυλών ικανότητας, υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης και εκτίμηση λόγου ανεπάρκειας των φορέων.

Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης συνίσταται να είναι διγραμμική, με κλίση του πρώτου κλάδου K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με αK_e . Οι δυο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και 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_{y1} 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 και να μην ξεπερνά το 0.1. Η συνιστώμενη τιμή του ποσοστού μείωσης της αντοχής είναι το 15%, εφόσον στη στάθμη αυτή δεν έχει επέλθει αστοχία κύριου κατακόρυφου στοιχείου. Απλοποιητικώς, και εφόσον δεν απαιτείται εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του κτιρίου, η μέγιστη K_e μπορεί να λαμβάνεται ως μια 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 ως το 80% της V_{max} .

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

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

,όπου T_e η τιμή της ισοδύναμης κυρίαρχης ιδιοπεριόδου ($T_e = T^*(K_0 * K_e)^{1/2}$, $S_e(T)$ η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού και αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο T_e , C_0 συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη διαφορά μεταξύ της φασματικής μετακίνησης ελαστικού ισοδύναμου φορέα και την αντίστοιχη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου του πραγματικού φορέα (για διάφορο κτίριο $C_0 = 1.2$), C_1 συντελεστής που συσχετίζει τη μετακίνηση ενός ελαστικού συστήματος με την αντίστοιχη πραγματική ενός ανελαστικού και υπολογίζεται ως εξής:

$$C_1 = 1 \text{ για } T \geq T_c$$

$$C_1 = [1 + (R-1) * T_e / T] R \text{ για } T < T_c$$

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

, C_2 συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόγχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση και λαμβάνεται σύμφωνα με τον Πίνακα Σ5.1 της § 5.7.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6] για φορέα τύπου 1 (κτίρια προ του 1985), C_3 συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων δευτέρας τάξεως ($C_3 = 1$ για συνήθη κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος). Τέλος, υπολογίστηκε ο βαθμός ανεπάρκειας σε επίπεδο κατασκευής για κάθε περίπτωση φόρτισης και για τις 2 περιπτώσεις κτιρίων με αστοχία πρώτου μέλους. Ο λόγος αυτός ορίζεται ως το πηλίκο της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής προς τη μετακίνηση της κατασκευής όταν αστοχεί το πρώτο κατακόρυφο μέλος, δηλαδή,

$$\lambda = \delta t / \delta t_{\max}$$

Ακολουθώς δίνονται οι πίνακες των αποτελεσμάτων της ανελαστικής στατικής ανάλυσης.

ΕΙΔΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	δt	δt	δt	$\delta \gamma$	δu	λ_A	λ_B	λ_Γ
Τριγωνική $F_x+0,3F_z$	0,085	0,084	0,106	0,0286	0,1591	2,972028	1,342568	0,666248
Τριγωνική - $F_x+0,3F_z$	0,12	0,122	0,143	0,0456	0,1579	2,631579	1,798526	0,905636
Τριγωνική $0,3F_x+F_z$	0,143	0,137	0,182	0,0346	0,185	4,132948	1,871585	0,983784
Τριγωνική $0,3F_x-$ F_z	0,131	0,117	0,161	0,0355	0,1568	3,690141	1,825273	0,99
Ορθογωνική $F_x+0,3F_z$	0,094	0,094	0,114	0,038	0,1145	2,473684	1,84918	0,995633
Ορθογωνική - $F_x+0,3F_z$	0,125	0,118	0,151	0,0395	0,1491	3,164557	1,876988	0,953
Ορθογωνική $0,3F_x+F_z$	0,125	0,105	0,152	0,0341	0,1408	3,665689	1,801029	0,92
Ορθογωνική $0,3F_x-F_z$	0,145	0,115	0,162	0,041	0,1678	3,536585	1,652299	0,965435

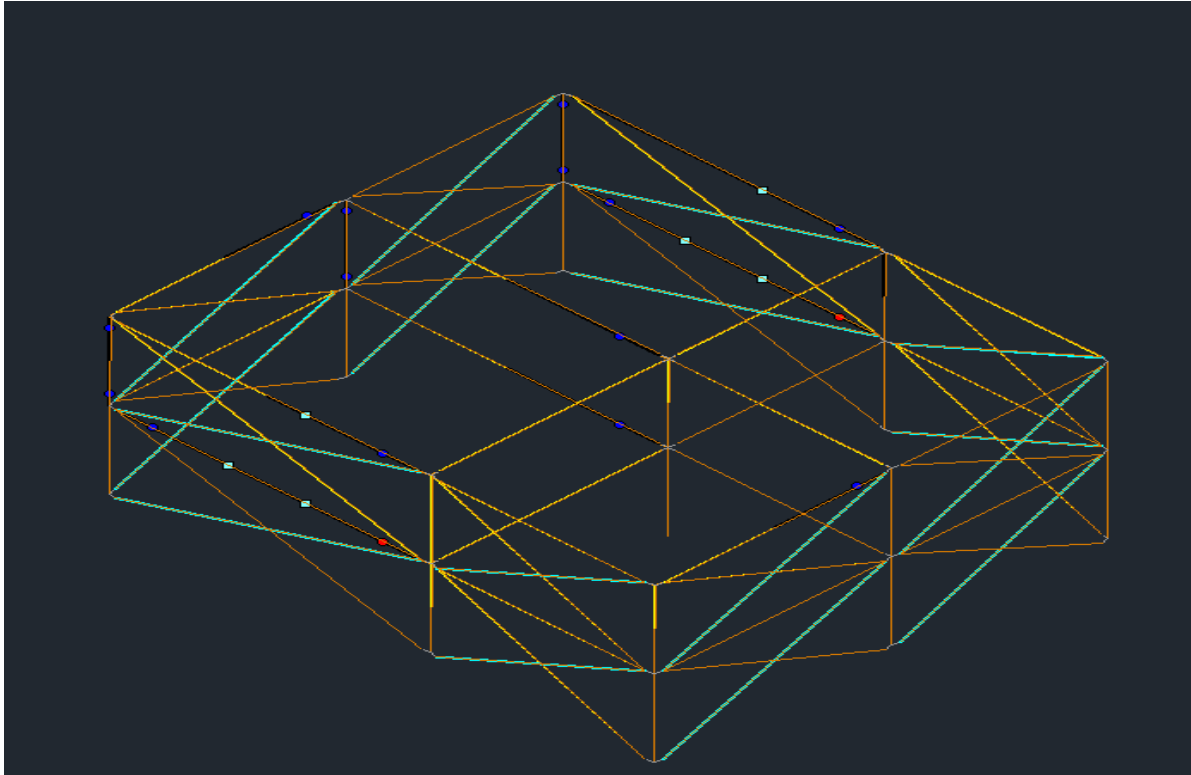
Πίνακας 12: Αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για την περίπτωση του τοιχοπληρωμένου φορέα για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας.

Δt	δt	δt	$\delta \gamma$	δu	λ_A	λ_B	λ_Γ	ΕΙΔΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ
0,1003	0,1011	0,1212	0,0422	0,1021	2,376777	2,101871	1,780607	Τριγωνική $F_x+0,3F_z$
0,2004	0,1896	0,222	0,0509	0,152	3,937132	2,803351	2,190789	Τριγωνική - $F_x+0,3F_z$
0,1647	0,1696	0,1956	0,049	0,1603	3,361224	2,43096	1,830318	Τριγωνική $0,3F_x+F_z$
0,1221	0,1408	0,1658	0,0381	0,1268	3,204724	2,561552	1,961356	Τριγωνική $0,3F_x-$ F_z
0,0948	0,1048	0,1153	0,0321	0,1013	2,953271	2,356822	1,707305	Ορθογωνική $F_x+0,3F_z$
0,178	0,1858	0,2013	0,0364	0,1596	4,89011	2,843878	1,891917	Ορθογωνική - $F_x+0,3F_z$
0,1493	0,1642	0,1791	0,0416	0,1467	3,588942	2,616038	1,831288	Ορθογωνική $0,3F_x+F_z$
0,1473	0,164	0,171	0,0411	0,1458	3,583942	2,632424	1,759259	Ορθογωνική $0,3F_x-F_z$

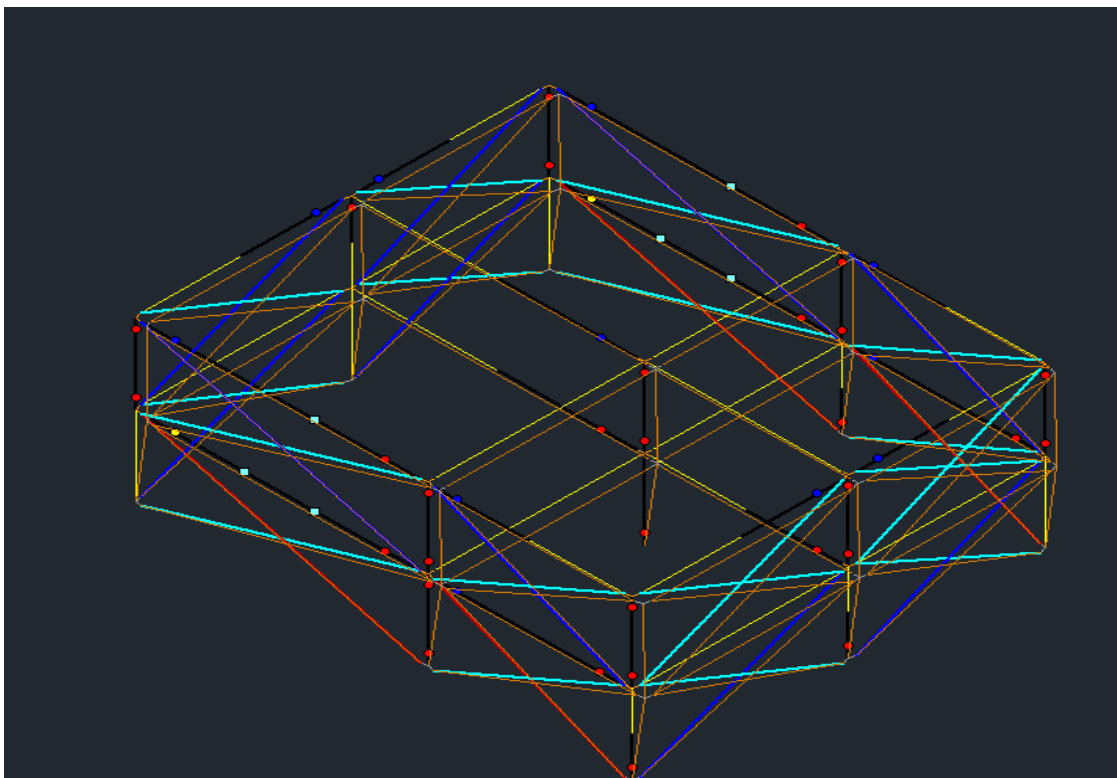
Πίνακας 13: Αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για την περίπτωση του φορέα με πιλοτή για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα, μπορεί να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι ο φορέας είναι ανεπαρκής και στις δυο περιπτώσεις για τις στάθμες επιτελεστικότητας Α και Β ενώ ο φορέας με την τοιχοπλήρωση επαρκεί στην Γ, σε αντίθεση με τον φορέα με την πιλοτή στο ισόγειο. Παρακάτω παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας για την περίπτωση του πλήρως τοιχοπληρωμένου φορέα, όπου γίνεται διακριτό ότι οι τοιχοπληρώσεις αστοχούν διατημητικά από τα πρώτα βήματα μαζί με ορισμένες δοκούς. Στο βήμα 27 επέρχεται αστοχία

του φορέα καθώς έχει γίνει μηχανισμός. Η στατική ανελαστική μέθοδος παρουσιάζει επίσης ανεπάρκεια του φορέα, γεγονός που συγκλίνει με τα αποτελέσματα από άλλες μεθόδους. Σε γενικές γραμμές είναι σχετικά κοντά με τις ελαστικές δυναμικές και πιο μακριά από τις προσεγγιστικές.



Εικόνα 3: Αστοχία πρώτων στοιχείων από τα πρώτα κιόλας βήματα (βήμα 3).



Εικόνα 4: Μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό (καθολική αστοχία , βήμα 27).

9. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σε αυτό το κεφάλαιο γίνεται σύγκριση των μεθόδων που εφαρμόστηκαν και στα συμπεράσματα στα οποία καταλήξαμε, τα οποία παρουσιάζονται παρακάτω:

- Ο φορέας με πιλοτή χαρακτηρίζεται από αρκετά μεγαλύτερη ανεπάρκεια σε σχέση με τον πλήρως τοιχοπληρωμένο φορέα, σε όλες τις μεθόδους.
- Το υποστύλωμα που δέχεται την μεγαλύτερη καταπόνηση είναι το κεντρικό.
- Οι τοιχοπληρώσεις διαδραματίζουν ευνοϊκό ρόλο στην συμπεριφορά του κτιρίου, ιδιαίτερα στις ελαστικές δυναμικές αναλύσεις, καθώς στην ανελαστική αστοχούν από τα πρώτα κίολας βήματα.
- Στο πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο η αστοχία επέρχεται σε τέμνουσα 705 kN, ενώ στον φορέα με πιλοτή αρκετά νωρίτερα στα 528 kN.
- Στην περίπτωση του πλήρως τοιχοπληρωμένου φορέα η Ιαπωνική Μέθοδος εμφανίζει αρκετά δυσμενέστερα αποτελέσματα, διότι σε αντίθεση με τις άλλες μεθόδους δεν λαμβάνει υπόψη τις τοιχοπληρώσεις και τις δοκούς.
- Ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος αποτελεί την πιο αξιόπιστη προσεγγιστική μέθοδο, καθώς προσεγγίζει πιο ικανοποιητικά τις ελαστικές και ανελαστικές αναλύσεις.
- Από τις ελαστικές αναλύσεις, η μέθοδος τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m είναι ακριβέστερη και πιο αξιόπιστη από την q , καθώς αξιοποιεί την πλαστιμότητα κάθε στοιχείου τοπικά, ενώ η μέθοδος q παίρνει έναν καθολικό δείκτη πλαστιμότητας.
- Αστοχία δοκών με τη μέθοδο $q=92\%$.
- Αστοχία δοκών με τη μέθοδο $m=33\%$ και 50% (πλαισιακός και πιλοτή αντίστοιχα).
- Παρόλο που ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος δίνει αποτελέσματα κοντά στις ελαστικές και ανελαστικές, δεν προτιμάται από αυτές καθώς έχει πολλές παραδοχές (π.χ. εμπειρικός υπολογισμός ιδιοπεριόδου T).

- Μπορούμε να συμπεράνουμε ότι οι προσεγγιστικές μέθοδοι παρέχουν γρήγορα αποτελέσματα από την πλευρά της ασφάλειας. Ως πρόταση, μπορούμε να ισχυριστούμε πως οι προσεγγιστικές μέθοδοι αποτελούν αξιόπιστο μέσο, μόνο όμως για μια αρχική αποτίμηση καθώς θα πρέπει να συνοδεύονται από μια ελαστική ή ανελαστική ανάλυση.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013, Κανονισμός Επεμβάσεων, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, 1η Αναθεωρημένη Έκδοση Ιούλιος 2013, Πάτρα (ΦΕΚ 2187/Β/05-09-2013)
- [2] ΕΚΩΣ 2000 (2001), Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 2000, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, Αθήνα.
- [3] Στέφανος Η. Δρίτσος (2018), “Σημειώσεις Μεταπτυχιακού Μαθήματος: Ανασχεδιασμός Υφιστάμενων Κατασκευών”, Πάτρα.
- [4] Scada Pro Manual
- [5] Αθανασοπούλου Σ.. (2015), “Αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής.”, Εργασία για το μεταπτυχιακό μάθημα, “Ανασχεδιασμός υφιστάμενων κατασκευών”.
- [6] Κωνσταντινίδη Ε. και Σκαρμούτσος Χ.(2019) , “Αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής Ο/Σ με προσεγγιστικές και ελαστικές αναλύσεις καθώς και ανελαστικής στατικής μεθόδου ανάλυσης κατά ΚΑΝ.Ε.ΠΕ.,25^ο Φοιτητικό Συνέδριο Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών.
- [7] Φαρδής Ν. Μιχαήλ (2016), Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος, Μέρος Ι, ΙΙ και ΙΙΙ, Τμήμα, Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.

