

## ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ Ο/Σ ΜΕ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΚΑΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ..

**ΠΑΠΑΓΙΑΝΝΟΠΟΥΛΟΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ**

Μεταπτυχιακός Φοιτητής Π.Π., [p.d.papagiannopoulos@gmail.com](mailto:p.d.papagiannopoulos@gmail.com)

### Περίληψη

Στην παρούσα εργασία εξετάζεται η σεισμική αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης πριν το 1984. Η αποτίμηση πραγματοποιήθηκε με την χρήση δύο προσεγγιστικών μεθόδων χωρίς ανάλυση, αλλά και με την χρήση της στατικής ανελαστικής ανάλυσης σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η διερεύνηση έγινε για δύο διαφορετικές περιπτώσεις ορόφων του κτιρίου. Τέλος, στο στατικό προσομοίωμα λήφθηκε υπόψη η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στα αποτελέσματα των αναλύσεων. Οι αναλύσεις της στατικής ανελαστικής ανάλυσης έγιναν με το πρόγραμμα ETABS.

### 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στον ελλαδικό χώρο, η πλειοψηφία των κατασκευών έχει παραχθεί με παλαιότερους κανονισμούς, οι οποίοι είτε δεν προβλέπουν την αντισεισμική θωράκιση των κατασκευών, είτε προβλέπουν την παραλαβή από τα κτίρια, πολύ μικρής έντασης σεισμική δράση. Ως αποτέλεσμα, ένας μεγάλος αριθμός κατασκευών χρήζουν άμεσης επέμβασης και ενίσχυσης της φέρουσας ικανότητας, καθώς αποτελούν κίνδυνο για την δημόσια ζωή.

Κρίθηκε επομένως απαραίτητο η σύνταξη του κανονιστικού κειμένου μελέτης των δομητικών επεμβάσεων (Κανονισμός Επεμβάσεων, ΚΑΝ.ΕΠΕ.), για να φθάσει σήμερα στην τελευταία αναθεώρηση, ώστε να εναρμονιστεί πλήρως με τα κανονιστικά κείμενα του ΕΚ8, διατηρώντας τις διαφοροποιήσεις που ανταποκρίνονται στα ιδιαίτερα εθνικά χαρακτηριστικά της χώρας.

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.

Με την συγκεκριμένη εργασία θα προσπαθήσουμε να αναδείξουμε κάποιες πλευρές του ΚΑΝ.ΕΠΕ. με την σεισμική αποτίμηση ενός υφιστάμενου κτιρίου, ώστε να εξεταστεί η σεισμική του απόκριση τόσο στο σύνολο της κατασκευής αλλά και σε επίπεδο μελών, προκειμένου να ευρεθούν τα πλέον τρωτά σημεία της κατασκευής. Στην συνέχεια τα αποτελέσματα της αποτίμησης με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. θα συγκριθούν με βάση την εφαρμογή δύο προσεγγιστικών μεθόδων, αυτών της Ιαπωνικής και της Τροποποιημένης Νεοζηλανδικής.

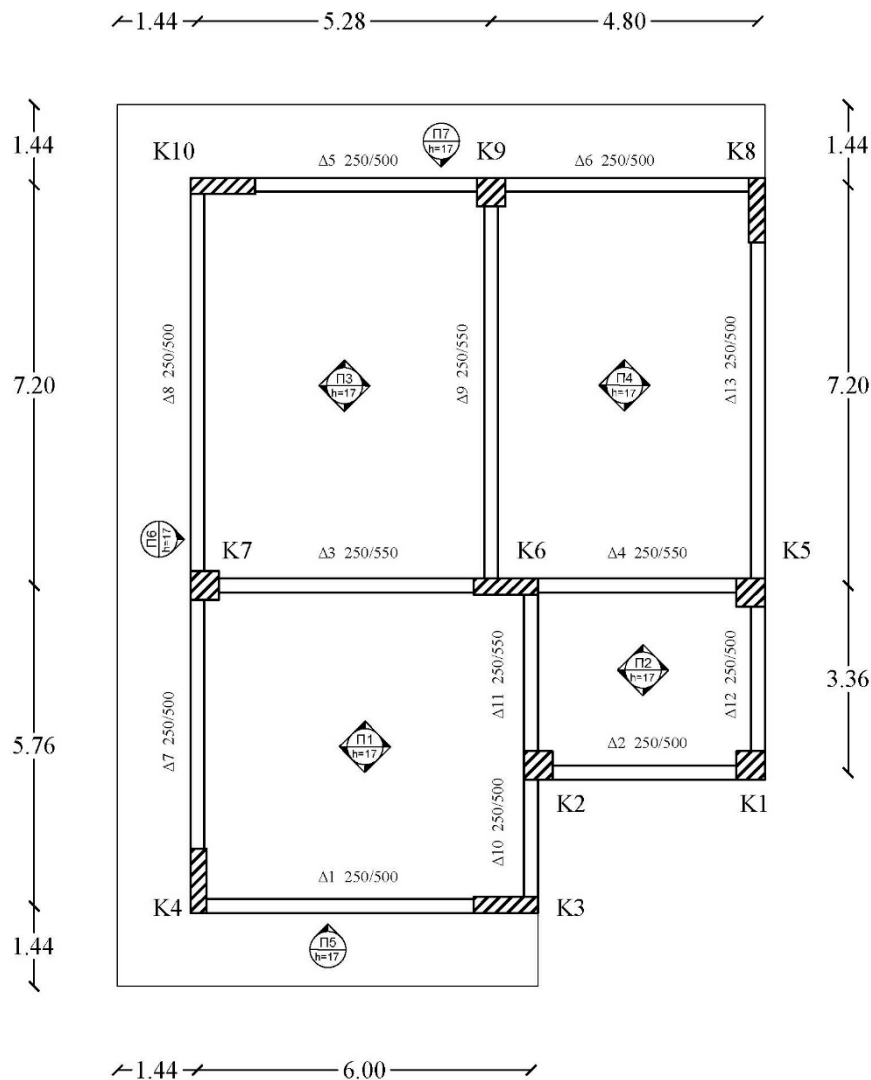
Το κτίριο θα ελεγχθεί για διαφορετικό αριθμό ορόφων (δρόφο και 3όροφο), προκειμένου να συγκριθούν τα αποτελέσματα και να εξαχθούν κάποια συμπεράσματα. Το κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, σε κατηγορία εδάφους Β και κατηγορία σπουδαιότητας Σ2. Η στάθμη επιτελεστικότητας επιλέγεται να είναι η Β «Σημαντικές Βλάβες».

### 2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το υπό μελέτη κτίριο έχει ύψος ορόφου 3,84 m. Οι περιμετρικές δοκοί έχουν διαστάσεις 250x500 mm και οι εσωτερικές 250x550 mm. Τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικά με

διαστάσεις 510x510 mm, ενώ τα τοιχώματα έχουν διαστάσεις 1160x290 mm. Οι πλάκες έχουν πάχος 17,0 cm.

- Όσον αφορά τους οπλισμούς των δομικών στοιχείων ισχύουν τα παρακάτω:
  - Τα υποστυλώματα έχουν περιμετρικό διαμήκη οπλισμό 4Φ20 και εγκάρσιο οπλισμό ορθογωνικούς συνδετήρες Φ8/200 με κακή αγκύρωση.
  - Τα τοιχώματα είναι οπλισμένα με 3Φ20 παράλληλα στις μικρές πλευρές τους και με 2Φ20+3Φ8 στις μεγάλες. Οι συνδετήρες είναι ορθογωνικοί Φ8/200 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. 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.
  - Οι πλάκες είναι οπλισμένες με Φ10/130 εκ των οποίων τα μισά σίδερα κάμπτονται στις στηρίξεις.



Σχήμα 1: Τυπική Κάτοψη Κτιρίου

Για τους οπλισμούς του φέροντος οργανισμού να σημειωθεί ότι λόγω της κακής αγκύρωσης του εγκάρσιου οπλισμού, θεωρήθηκε πως συνεισφέρει μόνο στην παραλαβή τέμνουσας

δύναμης και όχι στην περίσφιξη των στοιχείων. Επίσης, έγινε η θεώρηση ότι από τα μισά σίδερα που κάμπτονται στις στηρίξεις των δοκών, μόνο το ένα λειτουργεί στην παραλαβή ροπής. Το ίδιο ισχύει και για τα 2Φ8 στο πάνω πέλμα των δοκών. Ωστόσο, στο επάνω πέλμα των δοκών στις στηρίξεις συνεισφέρει ο οπλισμός των πλακών που βρίσκεται εντός του συνεργαζόμενου ημιπλάτους σε εφελκυσμό της πλάκας.

- Για τα φορτία που δρουν στην κατασκευή έγιναν οι παρακάτω παραδοχές:
  - Τα ωφέλιμα φορτία επί των πλακών λήφθηκαν ίσα με  $2 \text{ KN/m}^2$ .
  - Το φορτίο από επίστρωση επί των πλακών ίσο με  $1,3 \text{ KN/m}^2$ .
  - Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμηθέν βάρος  $3,5 \text{ KN/m}^2$  και εσωτερικά δρομική με βάρος  $2,0 \text{ KN/m}^2$ . 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 στα φατνώματα K10-K7, K9-K8 και K4-K3 υπάρχουν παράθυρα ενώ στα υπόλοιπα πόρτες. Επίσης, στα ενδιάμεσα φατνώματα η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων αγνοήθηκε πλήρως.

- Για τις ποιότητες των υλικών του φέροντος οργανισμού έγιναν οι παρακάτω παραδοχές:
  - Σκυρόδεμα με μέση θλιπτική αντοχή 18 Μpa και χαρακτηριστική 14 Μpa.
  - Χάλυβας διαμήκους οπλισμού κατηγορίας S400.
  - Χάλυβας εγκάρσιου οπλισμού κατηγορίας S500.

Η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων κρίθηκε «ικανοποιητική» (ΣΑΔ) και σύμφωνα με τον πίνακα Π 4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, ως συντελεστής ασφαλείας των υφιστάμενων υλικών τέθηκε  $\gamma_m=1,1$ , εφόσον η μέθοδος ελέγχου γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Τέλος, ως αντοχή των υλικών τέθηκαν οι μέσες τιμές, οι οποίες διαμόρφωσαν τις αντιστάσεις των στοιχείων.

	ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΛΕΓΧΟΥ <sup>1</sup>					
	ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ <sup>2</sup>			ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ <sup>3</sup>		
	ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ <sup>6</sup>	ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ	ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	
		Ναι	Όχι		Ναι	Όχι
Αντιπροσωπευτικές τιμές <sup>5</sup>	— X - s	X <sub>k</sub>	X <sub>k</sub>	— X	X	X
Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας $\gamma'_m$ <sup>4</sup>	Αναλόγως ΣΑΔ $\gamma'_c = 1,30 \pm 0,15$ $\gamma'_s = 1,15 \pm 0,10$	Αναλόγως διατομής ή / και προσπελασιμότητας $\gamma_m \cdot (1,05 \text{ ή } 1,20)$	Αυξημένοι	Αναλόγως ΣΑΔ $\gamma'_m = 1,10 \pm 0,10$	Αναλόγως διατομής ή / και προσπελασιμότητας $\gamma'_m = 1,15 \text{ ή } 1,25$	$\gamma'_m = 1,15 \text{ ή } 1,25$

Πίνακας 1: Τιμές Ιδιοτήτων των Υλικών και Αντίστοιχοι Επιμέρους Συντελεστής Ασφαλείας

### 3. ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ

Οι προσεγγιστικές μέθοδοι με τις οποίες θα γίνει η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής είναι η Ιαπωνική και η Τροποποιημένη Νεοζηλανδική κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για αυτές τις μεθόδους δεν απαιτείται η χρήση κάποιου στατικού προγράμματος αφού όλα τα δεδομένα θα υπολογιστούν με βάση κάποιες προσεγγιστικές σχέσεις.

Τα μεγέθη τα οποία απαιτούνται προκειμένου να γίνει ο έλεγχος είναι η τέμνουσα αντοχής των στοιχείων, η οποία ορίζεται ως η ελάχιστη τιμή που προκύπτει από την τέμνουσα αντοχής των στοιχείων κατά την καμπτική ή διατμητική αστοχία. Η διατμητική αντοχή των στοιχείων χρησιμοποιείται για να υπολογιστεί η τέμνουσα βάσης αντοχής και στην συνέχεια να συγκριθεί με την απαιτούμενη τέμνουσα βάσης από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά ΕΑΚ2000.

#### 3.1. ΙΑΠΩΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Η Ιαπωνική μέθοδος περιέχει τρία επίπεδα ελέγχου. Σύμφωνα με το 1<sup>ο</sup> επίπεδο ελέγχου η τέμνουσα αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων προκύπτουν με κάποιες χονδροειδείς σχέσεις

<sup>1</sup>“24<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών 2018”

οι οποίες αγνοούν πλήρως τους οπλισμούς των στοιχείων και λαμβάνουν υπόψη μόνο την γεωμετρία τους, αγνοώντας επίσης και την συνεισφορά των δοκών. Κατά το δεύτερο επίπεδο, η τέμνουσα αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη τους οπλισμούς τους και συγκρίνεται με την τέμνουσα αντοχής τους κατά την καμπτική τους αστοχία. Και σε αυτό το επίπεδο αγνοείται ο έλεγχος των δοκών. Τέλος κατά το 3<sup>ο</sup> επίπεδο ελέγχου πρέπει να προηγηθεί ικανοτικός έλεγχος στους κόμβους και είναι το μόνο επίπεδο που γίνεται έλεγχος και στις δοκούς.

Στην παρούσα εργασία το επίπεδο ελέγχου που επιλέχθηκε προκειμένου να γίνει αποτίμηση είναι το δεύτερο. Η ιδιοπερίοδος του συστήματος προσδιορίστηκε με βάση την σχέση που εμπεριέχεται στον ΕΑΚ2000:

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H + \rho L}}$$

Όπου H είναι το ύψος του κτιρίου, L το μήκος του κτιρίου κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού και ρ ο λόγος της επιφάνειας των τοιχωμάτων ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης προς την συνολική επιφάνεια τοιχωμάτων και υποστρωμάτων. Στην συνέχεια υπολογίζεται η απαιτούμενη τέμνουσα βάσης από το φάσμα σχεδιασμού και κατανέμεται στους ορόφους με ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή.

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

$$V_R^{op} = \sqrt{\left(\sum_{q_i=1,2} q_i V_{Ri}\right)^2 + \left(\sum_{1,2 < q_i \leq 2} q_i V_{Ri}\right)^2 + \left(\sum_{q_i > 2} q_i V_{Ri}\right)^2}$$

Όπου  $q_i = m_i$  είναι ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. που εξαρτάται από την στάθμη επιτελεστικότητας. Έτσι προκύπτουν τρεις ομάδες κατακόρυφων στοιχείων. Στην πρώτη ομάδα ανήκουν τα στοιχεία στα οποία προηγείται η διατμητική αστοχία και έτσι θεωρούνται ψαθυρά. Σε αυτά τα στοιχεία ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας θεωρείται ίσος με  $m_i = 1,2$ . Στην δεύτερη ομάδα ανήκουν τα στοιχεία με τοπικό δείκτη πλαστιμότητας να κυμαίνεται από 1,2 έως και 2 και στην Τρίτη ομάδα, τα στοιχεία με τοπικό δείκτη πλαστιμότητας μεγαλύτερο του 2.

Στην παραπάνω σχέση έχουν γίνει δυο θεωρήσεις. Η πρώτη αφορά τον συντελεστή  $q_i$  ο οποίος υπολογίζεται με βάση τις σχέσεις που δίνουν οι Ιαπωνικές οδηγίες. Ωστόσο, αυτός υπολογίστηκε με βάση τις πιο ακριβείς σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η δεύτερη θεώρηση αφορά τα στοιχεία που προηγείται η διατμητική αστοχία έναντι της καμπτικής. Παρά, την ψαθυρή τους συμπεριφορά, έγινε η θεώρηση ότι διαθέτουν πολύ μικρή πλάστιμη συμπεριφορά ( $m_i = 1,2$ ).

Τέλος, η τέμνουσα αντοχής του κάθε ορόφου μειώνεται μέσω κάποιων συγκριμένων μειωτικών συντελεστών που αφορούν την γεωμετρία της κατασκευής.

	Διεύθυνση	Ιδιοπερίοδος T (sec)	Απαιτούμενη Τέμνουσα Ορόφου $V^{op}_{\text{απαιτ}}$ (KN)	Τέμνουσα Αντοχής Ορόφου $V^{op}_R$ (KN)	Ανεπάρκεια $\lambda$
<b>6όροφο</b>	X	0,60	5889,27	1890,65	<b>3,11</b>
	Y	0,54	5924,70	2047,10	<b>2,89</b>
<b>3όροφο</b>	X	0,28	2939,42	1879,15	<b>1,56</b>
	Y	0,25	2945,36	1765,12	<b>1,66</b>

Πίνακας 2: Αποτελέσματα Ιαπωνικής Μεθόδου για τον κρίσιμο όροφο (1<sup>ος</sup> Όροφος)

### 3.2 ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΝΕΟΖΗΛΑΝΔΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

- 1<sup>ος</sup> Τρόπος:

Η συγκεκριμένη μέθοδος περιέχει τρεις τρόπους που εξαρτώνται από την ακρίβεια της εκτίμησης της τέμνουσας βάσης αντοχής του κτιρίου  $V_{R,B}$ . Σύμφωνα με τον 1<sup>ο</sup> και πιο συντηρητικό τρόπο γίνεται μια ελαστική ανάλυση θεωρώντας μοναδιαία τέμνουσας βάσης  $V_B=1$  και στην συνέχεια αυτή κατανέμεται με ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή στους ορόφους. Η ένταση κάθε στοιχείου υπολογίζεται με βάση τις δυσκαμψίες των στοιχείων του κάθε ορόφου. Στην συνέχεια υπολογίζεται ο λόγος της αντοχής του στοιχείου (Ιαπωνική μέθοδος) προς την αντίστοιχη ένταση. Η τέμνουσα βάσης (αντοχή) είναι ίση με την μικρότερη τιμή του παραπάνω λόγου. Αυτό σημαίνει ότι η τέμνουσα βάσης είναι ίση με αυτήν που αντιστοιχεί στην βάση όταν εξαντλείται η αντοχή του ασθενέστερου στοιχείου. Στην συνέχεια, υπολογίζεται ο απαιτούμενος δείκτης συμπεριφοράς  $q_{απαιτ}$  και συγκρίνεται με τον διαθέσιμο δείκτη κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$$q_{απαιτ} = \frac{V_{B,απαιτ}}{V_{R,B}}$$

- 2<sup>ος</sup> Τρόπος:

Ο συγκεκριμένος τρόπος προϋποθέτει τον υπολογισμό της τέμνουσας αντοχής των στοιχείων όπως προέκυψαν από το 2<sup>ο</sup> επίπεδο της Ιαπωνικής μεθόδου. Η τέμνουσα βάσης αντοχής  $V_{R,B}$  είναι ίση με την τέμνουσα αντοχής του πρώτου ορόφου όταν αυτός είναι ο κρίσιμος όροφος. Διαφορετικά, εάν κρίσιμος όροφος προκύψει κάποιος άλλος η  $V_{R,B}$  υπολογίζεται ως αυτή που αντιστοιχεί στην βάση όταν αστοχεί ο κρίσιμος όροφος θεωρώντας ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους ορόφους.

Επειδή, η συγκεκριμένη θεώρηση είναι ανασφαλής, διότι η συγκεκριμένη μέθοδος θεωρεί ότι έχουν αστοχήσει ταυτόχρονα αρκετά μέλη, κρίνεται απαραίτητο η τέμνουσα αντοχής να πολλαπλασιάζεται με έναν μειωτικό συντελεστή  $\lambda$ , που εξαρτάται από το αν το πλήθος των τοιχωμάτων είναι μεγάλο ή μικρό. Οι τιμές που παίρνει ο μειωτικός συντελεστής είναι  $\lambda=0,7$  έως  $0,9$  αντίστοιχα. Στην συγκεκριμένη εργασία τέθηκε  $\lambda=0,9$ .

	-	Διεύθυνση	Απαιτούμενη Τέμνουσα Βάσης $V_{B,απαιτ}$ (KN)	Τέμνουσα Αντοχής $V_{R,B}$ (KN)	$q_{απαιτ}$	$q_{διαθ}$	Ανεπάρκεια $\lambda$
<b>1<sup>ος</sup> Τρόπος</b>	6όροφος	X	6148,00	493,08	12,47	1,70	<b>7,33</b>
		Y	6156,04	467,32	13,17	1,70	<b>7,75</b>
	3όροφος	X	2998,79	849,518	3,53	1,70	<b>2,07</b>
		Y	2998,73	339,81	4,77	1,70	<b>2,80</b>
<b>2<sup>ος</sup> Τρόπος</b>	6όροφος	X	6148,00	1701,59	3,61	1,70	<b>2,12</b>
		Y	6156,04	1842,39	3,34	1,70	<b>1,97</b>
	3όροφος	X	2998,79	1691,23	1,77	1,70	<b>1,04</b>
		Y	2998,73	1588,61	1,89	1,70	<b>1,11</b>

Πίνακας 3: Αποτελέσματα Τροποποιημένης Νεοζηλανδικής μεθόδου

## 4. ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 4.1. ΓΕΝΙΚΑ

Η ανελαστική στατική ανάλυση, γνωστή και ως pushover analysis, είναι μια ιδιαίτερα αναγνωρισμένη μέθοδος αντισεισμικού υπολογισμού και συμπεριλαμβάνεται σε πολλούς σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, μεταξύ των οποίων και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Επίσης,

αποτελεί την κυριότερη μη-γραμμική μέθοδο για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών.

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 (βλ. πλαστικές αρθρώσεις), η συμπεριφορά των οποίων περιγράφεται με την βοήθεια απλοποιημένων διγραμμικών ή πολυγραμμικών διαγραμμάτων έντασης-μετακίνησης ή έντασης παραμόρφωσης, συνήθως ροπής-στροφής ή ροπής-στροφής χορδής.

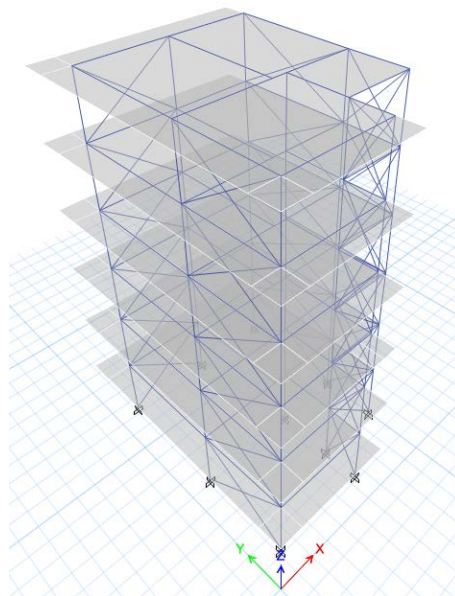
Κύριος στόχος της μεθόδου είναι η εκτίμηση των ανελαστικών παραμορφώσεων και των εντατικών μεγεθών που αυτά θα αναπτυχθούν στα φέροντα στοιχεία της κατασκευής, όταν αυτή υποβάλλεται στην σεισμική δράση για την οποία γίνεται αποτίμηση ή/και ανασχεδιασμός. Αποτέλεσμα της μεθόδου είναι η χάραξη της καμπύλης αντίστασης του φορέα, η οποία μεταφράζεται σε όρους τέμνουσας βάσης-μετακίνησης του κόμβου ελέγχου, ο οποίος σύμφωνα με τον κανονισμό αφορά το κέντρο μάζας στην κορυφή του φορέα.

Η σεισμική απαίτηση της κατασκευής υπεισέρχεται στην διαδικασία της ανάλυσης μέσω της επιβαλλόμενης από αυτόν μετακίνησης του κόμβου ελέγχου, η οποία καλείται στοχευόμενη μετακίνηση. Η καμπύλη αντίστασης θα πρέπει να χαράσσεται για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου τουλάχιστον ίση με το 150% της στοχευόμενης μετακίνησης, ώστε να προκύψει μια συνολική εικόνα της απόκρισης της κατασκευής.

Ως τελευταίο βήμα της ανάλυσης, ο κανονισμός ορίζει τον έλεγχο των κριτηρίων επιτελεσματικότητας με σύγκριση των διαθέσιμων μεγεθών αντοχής του κάθε μέλους της κατασκευής με τα απαιτούμενα μεγέθη απόκρισης. Η παραπάνω σύγκριση θα γίνεται με τα μεγέθη όπως αυτά προκύπτουν από μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με την στοχευόμενη, για συγκεκριμένη στάθμη επιτελεσματικότητας.

#### 4.2. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΕΣ

Η προσομοίωση και η ανάλυση του προς αποτίμηση κτιρίου που περιεγράφηκε αναλυτικά και πιο πάνω, έγινε χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα αριθμητικής προσομοίωσης κατασκευών CSi ETABS 2016. Το υπολογιστικό προσομοίωμα είναι χωρικό και περιλαμβάνει το σύνολο των γραμμικών και επιφανειακών στοιχείων που απαρτίζουν την κατασκευή.



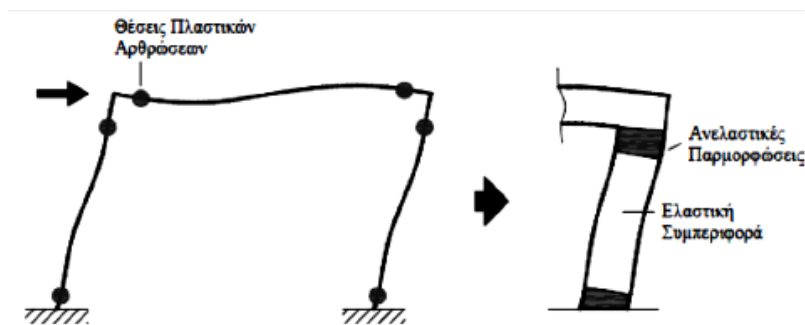
Σχήμα 2: Προσομοίωση φορέα στο πρόγραμμα ETABS

Για τα υποστυλώματα και τις δοκούς, έγινε η χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων που διαθέτει το πρόγραμμα. Για την προσομοίωση του συνόλου των επιφανειακών στοιχείων, χρησιμοποιήθηκαν επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία τύπου κελύφους (shell-thin elements). Οι πλάκες θεωρήθηκαν απολύτως απαραμόρφωτες στο επίπεδό τους και προσομοιώθηκε η διαφραγματική λειτουργία τους στις στάθμες των ορόφων.

Για τον προσδιορισμό της ανελαστικής συμπεριφοράς σε επίπεδο διατομής ενός μέλους της κατασκευής, μπορούν να χρησιμοποιηθούν διαγράμματα που συσχετίζουν κάποιο εντατικό μέγεθος  $F$ , με την αντίστοιχη παραμόρφωση ή την σχετική μετακίνηση. Το είδος και η διεύθυνση του εντατικού μεγέθους  $F$ , θα πρέπει να επιλέγεται έτσι ώστε να περιγράφει το κύριο εντατικό μέγεθος, που προκύπτει από την επιρροή της σεισμικής δράσης. Αντίστοιχα, η παραμόρφωση  $\delta$  επιλέγεται ώστε να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου.

Επειδή στα μέλη από οπλισμένο σκυρόδεμα συνυπάρχουν οι καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών στην αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου, η καταλληλότερη επιλογή του εντατικού μεγέθους  $F$  και της αντίστοιχης παραμόρφωσης  $\delta$ , είναι η ροπή  $M$  και η γωνία στροφής  $\theta$  στα άκρα του στοιχείου. Η στροφή  $\theta$  περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και την στροφή των άκρων λόγω εξόλκευσης των οπλισμών.

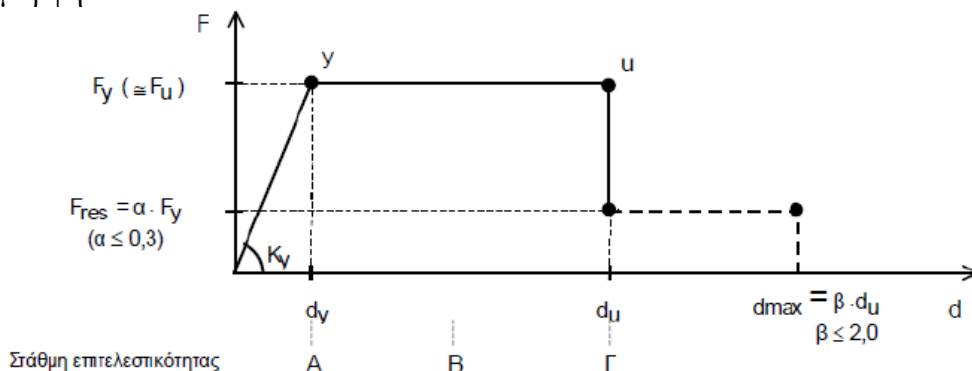
Η προσομοίωση αυτή στηρίζεται στην παραδοχή ότι οι ανελαστικές παραμορφώσεις θεωρούνται συγκεντρωμένες σε συγκεκριμένες κρίσιμες περιοχές (πλαστικές αρθρώσεις), ενώ το υπόλοιπο τμήμα του μέλους θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ελαστικά, όπως παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 3: Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε ένα απλό πλαίσιο υπό σεισμική δράση

Οι περιοχές των κρίσιμων περιοχών προσομοιώνονται με διγραμμικά ή πολυγραμμικά διαγράμματα έντασης-μετακίνησης ή έντασης-παραμόρφωσης, ανάλογα με την αναμενόμενη προέχουσα μορφή αστοχίας. Έτσι, για την προσομοίωση καμπτικής ανελαστικής συμπεριφοράς, μπορούν να χρησιμοποιηθούν διαγράμματα ροπών-στροφών (διατομής ή χορδής) ή ροπών-καμπυλοτήτων.

Αντίστοιχα διαγράμματα υπάρχουν και στις διατάξεις του κανονισμού και έχουν την παρακάτω μορφή:



Σχήμα 4: Ιδεατό διάγραμμα ανελαστικής συμπεριφοράς γραμμικών μελών οπλισμένου σκυροδέματος ή της κατασκευής ως σύνολο

Για την εύρεση των συντεταγμένων του διαγράμματος απαιτείται ο υπολογισμός της καμπυλότητας στην διαρροή της διατομής, η οποία μπορεί να οφείλεται είτε στη μη-γραμμικότητα του θλιβόμενου σκυροδέματος (για παραμόρφωση της ακραίας θλιβόμενης ίνας πέραν του  $\varepsilon_c \approx 1,8f_c/E_c$ ), είτε σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού. Αν η διαρροή συμβαίνει από την διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού σε τάση  $f_y$  τότε:

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_y}{(1 - \xi_y)d} = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d}$$

με ανηγμένο (στο d) ύψος θλιβόμενης ζώνης ίσο με:

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

όπου για ορθογωνική διατομή με πλάτος b και στατικό ύψος d:

$$A = \rho_1 + \rho_2 + \rho_v + \frac{N}{bdf_y}, \quad B = \rho_1 + \rho_2\delta_1 + 0,5\rho_v(1 + \delta_1) + \frac{N}{bdf_y}$$

Σε περιπτώσεις όπου το ποσοστό  $\rho_1$  είναι πολύ μεγάλο και τα  $\rho_2, \rho_v$  μικρά ή αν η μέση θλιπτική τάση  $N/bd$  είναι υψηλή, η σχέση M-φ μπορεί να καμπυλωθεί προς τα κάτω όχι όμως λόγω διαρροής του εφελκόμενου οπλισμού αλλά λόγω εισόδου του σκυροδέματος στο έντονα μη-γραμμικό τμήμα του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων (σ-ε) σε θλίψη, τότε:

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1,8f_c}{E_c \xi_y d}$$

Όπου με ανηγμένο (στο d) ύψος θλιβόμενης ζώνης να δίνεται πάλι από την παραπάνω εξ. με:

$$A = \rho_1 + \rho_2 + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c E_s b d} \approx \rho_1 + \rho_2 + \rho_v - \frac{N}{1,8abdf_y}, \quad B = \rho_1 + \rho_2\delta_1 + 0,5\rho_v(1 + \delta_1)$$

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των  $\varphi_y$  μεταξύ τους και κρατώντας την μικρότερη τιμή εξάγουμε συμπέρασμα για ποια διαρροή έχει συμβεί νωρίτερα, δηλαδή εάν η διαρροή οφείλεται στην μη-γραμμικότητα του σκυροδέματος ή στην διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού.

Για την εύρεση της γωνίας στροφής χορδής στην διαρροή,  $\theta_y$ , κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι παρακάτω σχέσεις, που περιλαμβάνουν όλες τις παραμορφώσεις κατά την διαρροή του στοιχείου (καμπτικές, διατμητικές και λόγω ολίσθησης των οπλισμών από την αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου):

- Για δοκούς και υποστυλώματα:

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

- Για τοιχώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + \alpha_v z}{3} + 0,013 + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

Ο πρώτος όρος εκφράζει την συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο δεύτερος όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος  $L_s$ , ενώ ο τρίτος όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Η ροπή διαρροής υπολογίζεται με βάση την σχέση (σχέση Α.6 του παραρτήματος 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ):

$$\frac{M_y}{bd^3} = \varphi_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left( 0,5(1 + \delta_1) - \frac{\xi_y}{3} \right) + \frac{E_s}{2} \left[ (1 - \xi_y)\rho_1 + (\xi_y - \delta_1)\rho_2 + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta_1) \right] (1 - \delta_1) \right\}$$



Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., η γωνία στροφής χορδής στην καμπτική αστοχία του άκρου ενός δομικού στοιχείου μπορεί να υπολογίζεται από εμπειρικές σχέσεις, λαμβάνοντας υπόψη όλες τις υπεισερχόμενες παραμέτρους των μεγεθών αυτών. Εφόσον οι διαμήκεις οπλισμοί είναι νευροχάλυβες και το προς αποτίμηση κτίριο έχει κατασκευαστεί με τις μετά του 1985 αντισεισμικές διατάξεις, ως εμπειρική σχέση για τον υπολογισμό της μέσης τιμής της γωνίας στροφής χορδής στην καμπτική αστοχία δοκών και υποστρωμάτων, μπορεί να χρησιμοποιηθεί η παρακάτω σχέση:

$$\theta_{um} = 0,016(0,3^v) \left[ \frac{\max\{0,01, \omega'\}}{\max\{0,01, \omega\}} f_c \right]^{0,225} (a_s)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_k}\right)} (1,25^{100\rho_a})$$

Για την περίπτωση όπου οι οπλισμοί των δομικών στοιχείων της προς αποτίμηση κατασκευής είναι γνωστοί, η ενεργή δυσκαμψία του ρηγματωμένου μέλους της κατασκευής μπορεί να λαμβάνεται από την σχέση (2) της § 7.2.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

$$(EI)_{eff} = \frac{M_y}{3\theta_y} L_s$$

### 4.3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Οι τοιχοπληρώσεις δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων πλην του ίδιου βάρους τους. Αυτές προσομοιώθηκαν σύμφωνα με τον κανονισμό, ως ισοδύναμη αμφιαρθρωτή θλιβόμενη διαγώνια ράβδος (κατά την εκάστοτε φορά του σεισμού εντός του πλαισίου) με συγκεκριμένο πλάτος  $b$ . Στην συγκεκριμένη εργασία χρησιμοποιήθηκε η παρακάτω σχέση για τον υπολογισμό του πλάτους:

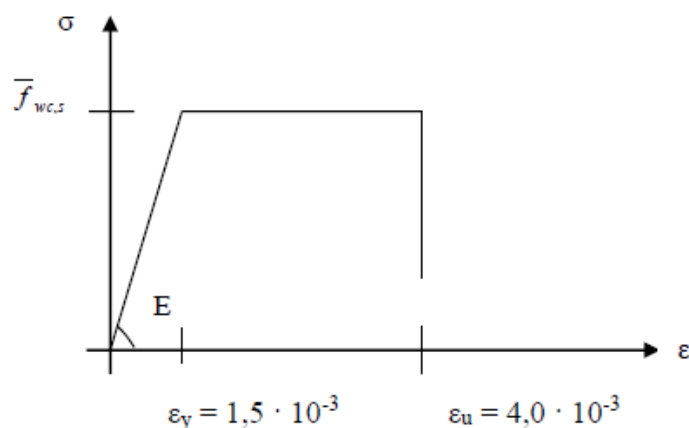
$$b \approx 0,15L$$

Όπου  $L$  είναι το «καθαρό» μήκος της διαγώνιου:

$$L = \sqrt{l^2 + h^2}$$

με  $l$  και  $h$  «καθαρό» μήκος και ύψος του τοιχοφατνώματος. Το ισοδύναμο πάχος της τοιχοποιίας θεωρήθηκε ίσο με  $t=20$  cm (μπατική).

Η ανελαστική συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων δίνεται σύμφωνα με το παρακάτω διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων σε θλίψη:



Σχήμα 5: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων ισοδύναμης θλιβόμενης διαγώνιου ράβδου

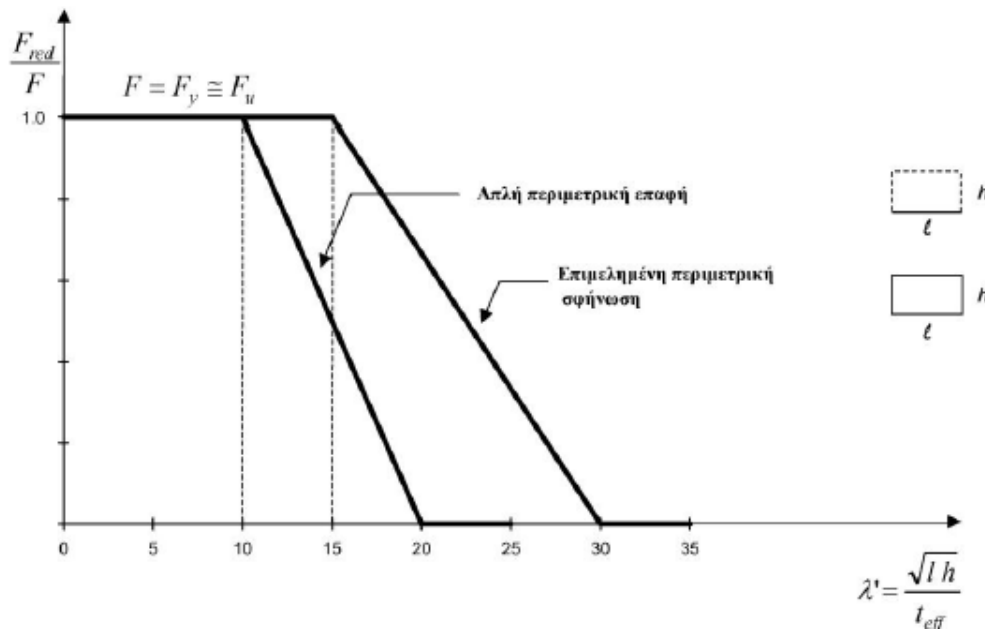
Η επιλογή των τιμών παραμόρφωσης στην διαρροή και την αστοχία  $\epsilon_y$  και  $\epsilon_u$ , οφείλει να γίνεται κατ' αντιστοιχία προς τις αναγραφόμενες τιμές, δηλαδή, για μικρές  $\epsilon_y$  ισχύουν και μικρές  $\epsilon_u$ . Το μέτρο ελαστικότητας θεωρήθηκε ως  $E \approx 800 f_{wc,s}$ . Η αντοχή των τοιχοπληρώσεων  $f_{wc,s}$  που χρησιμοποιήθηκε για την περιγραφή της ανελαστικής τους συμπεριφοράς προέκυψε από τον πίνακα 3 του παραρτήματος 3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., για τις «Ερήμην» αντιπροσωπευτικές

τιμές αντοχής των τοιχοπληρώσεων, θεωρώντας πως έχουμε μέση ποιότητα δόμησης και σφήνωσης:

Αντοχή	Τοιχοπλήρωση	Ποιότητα Δόμησης και Σφήνωσης		
		Καλή	Μέση	Κακή
Λοξή Θλίψη $f_{wc,z} (MPa)$	Μπατικός	2.00	1.50	1.00
	Δρομικός	1.50	1.00	0.75
Διαγώνια Ρηγμάτωση $f_{wv} (MPa)$	Μπατικός	0.25	0.20	0.15
	Δρομικός	0.20	0.15	0.10

Πίνακας 4: «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Αντοχής των Τοιχοπληρώσεων

Τέλος, για να ληφθεί υπόψιν ότι οι άοπλες τοιχοπληρώσεις δεν αστοχούν πρόωρα εκτός επιπέδου, χρησιμοποιήθηκε η απομειωμένη αντοχή, με βάση το ακόλουθο διάγραμμα συναρτήσεως της λυγηρότητας:



Σχήμα 6: Διάγραμμα απομείωσης της αντοχής των τοιχοπληρώσεων

#### 4.4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

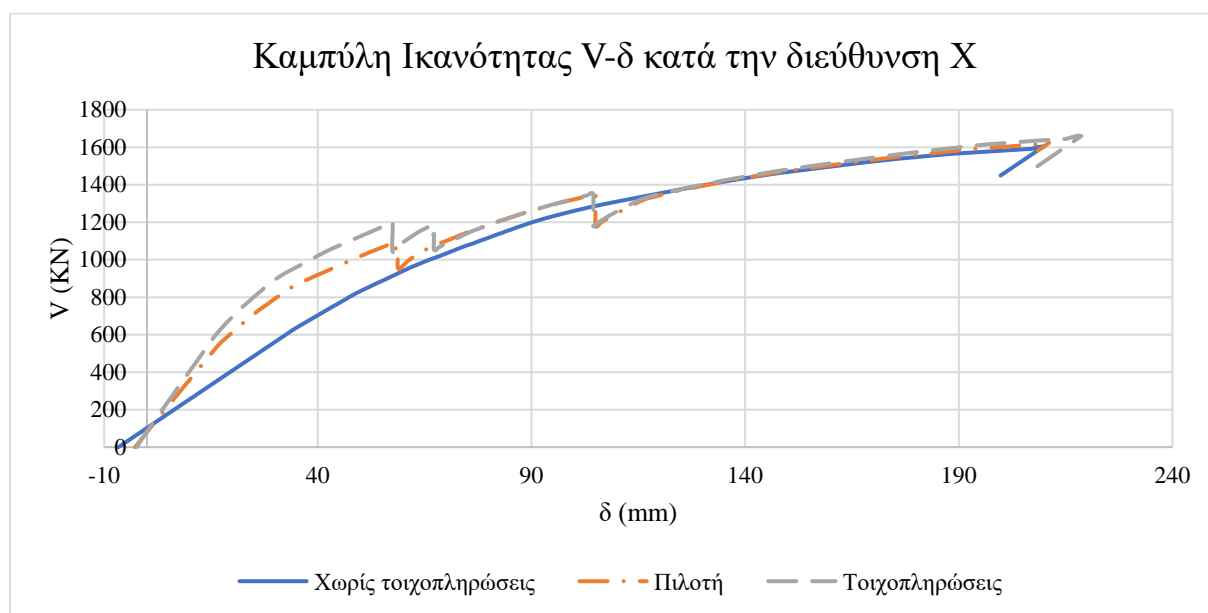
Με το πέρας της ανελαστικής ανάλυσης, χαράσσεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής και ακολουθεί ο έλεγχος της απαίτησης της κατασκευής που επιβάλλει η σεισμική διέγερση, για την οποία γίνεται η αποτίμηση και πρέπει η κατασκευή να μπορεί να ανταπεξέλθει για δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Η απαίτηση αυτή εκφράζεται μέσω της στοχευόμενης μετακίνησης του κόμβου ελέγχου για την οποία σχεδιάστηκε η καμπύλη ικανότητας.

Η καμπύλη αντίστασης V-δ θα πρέπει να χαράσσεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου από το μηδέν έως μια μετακίνηση πέρα από την οποία θα γίνεται ο έλεγχος της κατασκευής,

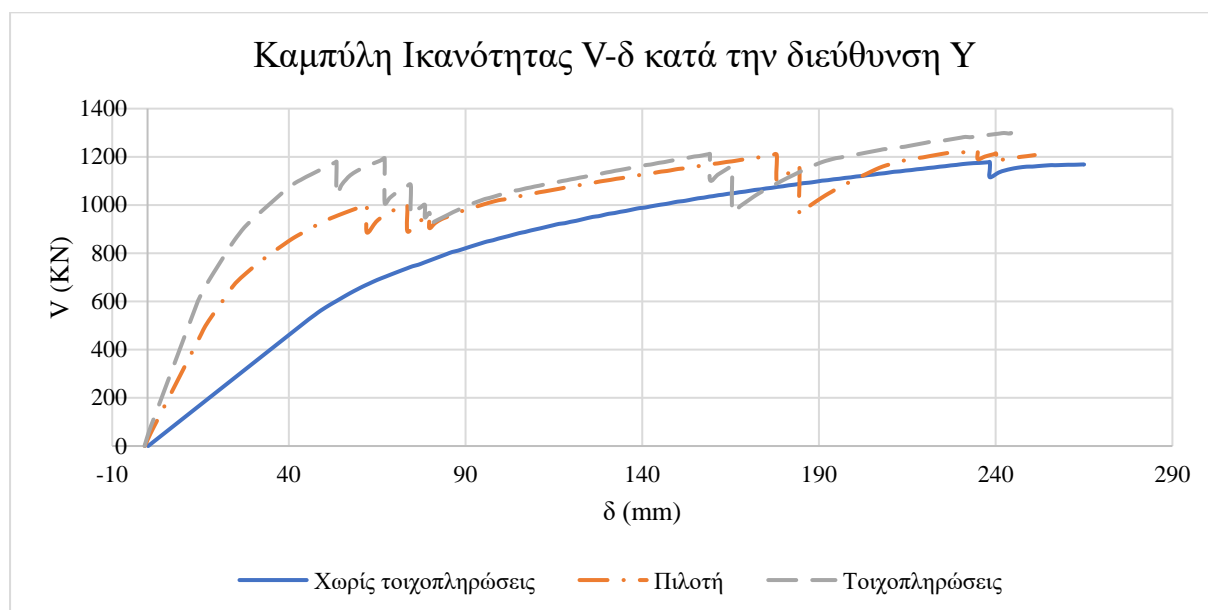
εφόσον δεν έχει προέλθει η αστοχία το φέροντος οργανισμού. Συγκεκριμένα, η καμπύλη αντίστασης σχεδιάζεται για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου άνω του 150% της στοχευόμενης μετακίνησης.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. απαιτεί τουλάχιστον δύο επιλύσεις, με δύο διαφορετικές καθ' ύψος κατανομές φορτίων, μια ιδιομορφική και μια ομοιόμορφη κατανομή. Επίσης, πάλι σύμφωνα με τον κανονισμό τα φορτία που εισάγονται στο προσομοίωμα θα πρέπει να συνδυάζονται μεταξύ τους, επιλέγοντας το 100% για την κύρια διεύθυνση και το 30% για την άλλη διεύθυνση.

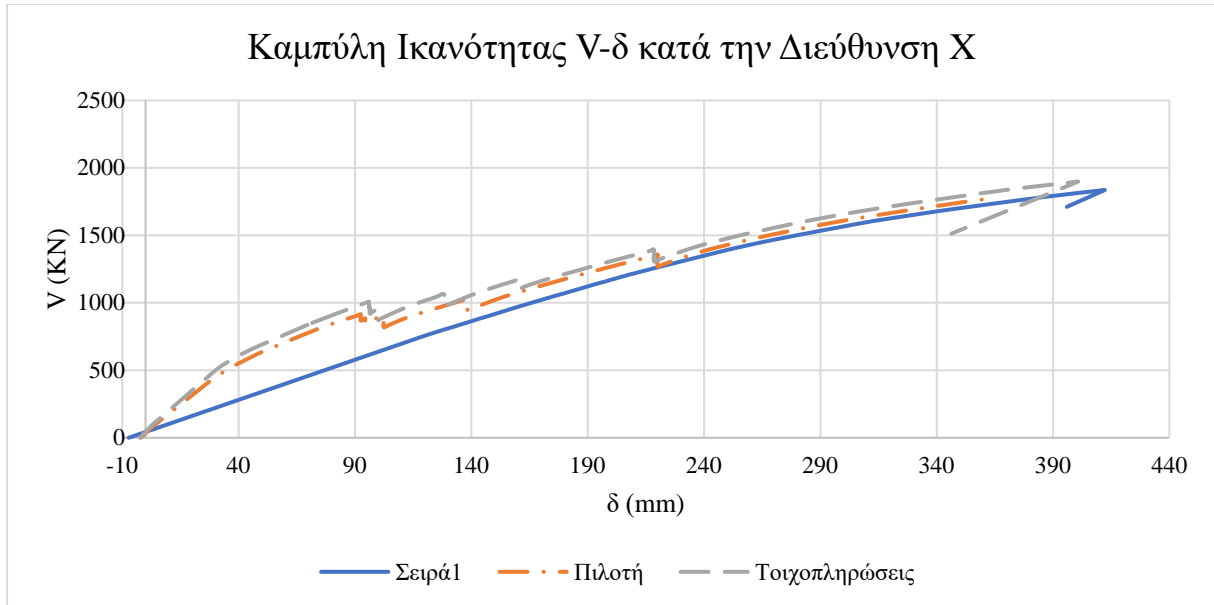
Παρακάτω, παρουσιάζονται ενδεικτικά οι καμπύλες αντίστασης σε κάθε διεύθυνση, για το δόροφο και το ζόροφο κτίριο, συνεκτιμώντας την επιρροή των τοιχοπληρώσεων στην συμπεριφορά της κατασκευής.



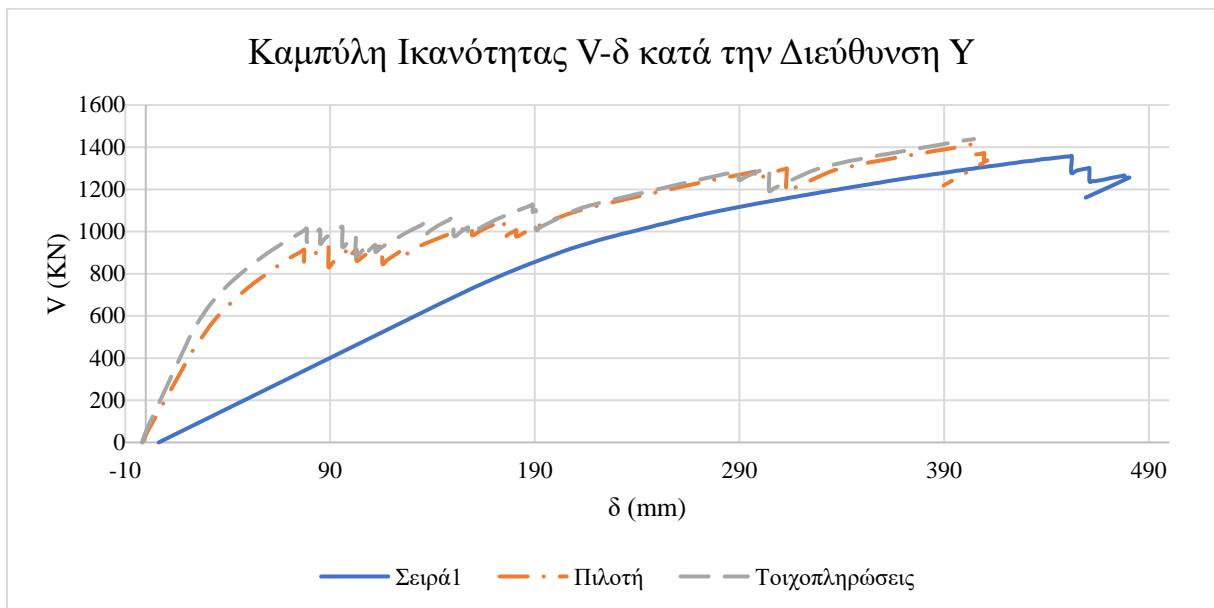
Σχήμα 7: Καμπύλη Ικανότητας κατά την διεύθυνση X (ζόροφο κτίριο)



Σχήμα 8: Καμπύλη Ικανότητας κατά την διεύθυνση Y (ζόροφο κτίριο)



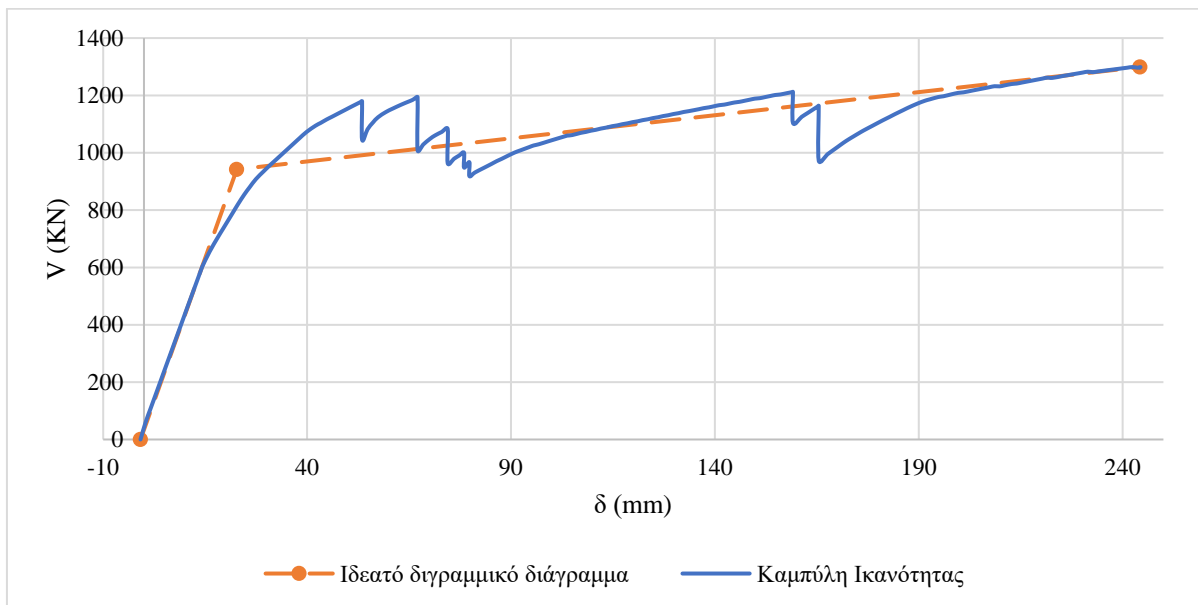
Σχήμα 9: Καμπύλη Ικανότητας κατά την διεύθυνση X (δόροφο κτίριο)



Σχήμα 10: Καμπύλη Ικανότητας κατά την διεύθυνση Y (δόροφο κτίριο)

Από τις παραπάνω καμπύλες αντίστασης παρατηρούμε ότι οι τοιχοπληρώσεις, όπως είναι αναμενόμενο, αυξάνουν σημαντικά την δυσκαμψία και την πλαστιμότητα της κατασκευής. Επίσης, η τέμνουσα βάσης της κατασκευής αυξάνεται αλλά όχι σημαντικά, διότι οι τοιχοπληρώσεις αστοχούν «σχετικά» πρόωρα. Οι αστοχίες τους παρατηρούνται μέσω της απότομης πτώσης της τέμνουσας βάσης (ασυνέχειες στην καμπύλη αντίστασης).

Στην συνέχεια, η πρωτογενής καμπύλη αντίστασης V-δ εξιδανικεύεται σε μια διγραμμική καμπύλη βάσει της (προσεγγιστικής) εξίσωσης του εμβαδού μεταξύ των δύο καμπυλών και του άξονα των μετακινήσεων για μετακινήσεις από 0 ως  $\delta_u$ , όπου  $\delta_u$ , είναι η μετακίνηση αστοχίας πέραν της οποίας παρατηρείται μείωση της αντοχής του φορέα. Η πρωτογενής και η εξιδανικευμένη καμπύλη τέμνονται για  $V=0,6V_y$  και  $\delta=\delta_u$ . Η διαγραμμικοποίηση των καμπυλών επιτεύχθηκε με την βοήθεια του προγράμματος Bilin, με συντάκτη το κ. Παναγόπουλο, Καθηγητή του Τ.Ε.Ι Σερρών.



Σχήμα 11: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας

Ακολουθεί ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης, που ορίζεται ως η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου στην οποία θα πρέπει γίνει ο έλεγχος για το αν τα στοιχεία της κατασκευής έχουν ξεπεράσει ή όχι την επιτρεπόμενη παραμόρφωση, βάσει της στάθμης επιτελεστικότητας.

Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στην θεωρούμενη διεύθυνση  $T_e$  δίνεται από την παρακάτω σχέση:

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

Όπου  $T$ : η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος κατά την θεωρούμενη διεύθυνση,  $K_o$ : η ελαστική πλευρική δυσκαμψία,  $K_e$ : η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία όπως υπολογίζεται από την εξιδανικευμένη καμπύλη  $V-\delta$ .

Για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης μπορεί να γίνεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων, όπως αυτές ορίζονται από την § 5.7.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στον υπολογισμό θα λαμβάνονται υπόψη όλοι εκείνοι οι παράγοντες που επηρεάζουν την μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Επίσης, επιτρέπεται η θεώρηση της μετακίνησης ενός ελαστικά μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου.

Εάν δεν χρησιμοποιηθούν ακριβέστερες προσεγγίσεις, η στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta_i$  μπορεί να υπολογιστεί με βάση την παρακάτω σχέση και να διορθώνεται όπου αυτό απαιτείται:

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 \left( \frac{T_e^2}{4\pi^2} \right) S_{e(T)},$$

όπου:

$T_e$ : η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στην θεωρούμενη διεύθυνση.

$S_{e(T)}$ : η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής  $T_e$ .

$C_0$ : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία  $K_e$ , με την πραγματική μετακίνηση,  $\delta_i$ , της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές που μπορεί να λαμβάνει είναι 1,0 1,1 1,2 1,3 1,4 1,5 για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 4, 5 και  $\geq 10$ , αντίστοιχα.

$C_1$ : διορθωτικός συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η διαφορά μεταξύ της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης του φορέα από την αντίστοιχη ελαστική. Μπορεί να λαμβάνει τιμές ίσες προς:

$$C_1 = 1,0 \quad \text{για } T_e \geq T_c, \text{ και}$$

$C_1 = [ 1,0 + (R - 1)T_c/T_e ]/R$  για  $T_e < T_c$ , όπου:

$T_c$ : η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης κατά EC8-1

$R = V_{el} / V_y$ , ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντίστοιχη διαρροής του φορέα, ο οποίος μπορεί να υπολογισθεί από:

$$R = \frac{S_e/g}{V_y/W} C_m, \text{ όπου:}$$

$V_y$ : η αντίσταση διαρροής, η οποία υπολογίζεται έπειτα από την κατάλληλη διγραμμικοποίηση της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου (βλ. παραπάνω). Για λόγους απλοποίησης ο λόγος  $V_y/W$  μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0,15 για κτίριο με μικτό σύστημα και 0,10 για κτίριο με αμιγώς πλαισιακή διάταξη.

$C_m$ : ο συντελεστής δρώσας μάζας (για την συνεκτίμηση των ανώτερων ιδιομορφών), ο οποίος μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0,9 για πλαίσια με τρεις και άνω ορόφους, 0,8 για τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος και 1,0 για τις υπόλοιπες περιπτώσεις.

$g$ : Η επιτάχυνση της βαρύτητας (9,807 m/sec<sup>2</sup>)

$W$ : Το βάρος που αντιστοιχεί στην ταλαντούμενη μάζα.

$S_e$ : η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής  $T_e$ .

$C_2$ : διορθωτικός συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της ανακύκλωσης της φόρτισης στην αντοχή και την δυσκαμψία του φορέα. Οι τιμές του λαμβάνονται από τον παρακάτω πίνακα:

Στάθμη επιτελεσματικότητας	$T=0,1 \text{ sec}$		$T \geq T_c$	
	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2
«Περιορισμένες βλάβες»	1,0	1,0	1,0	1,0
«Σημαντικές βλάβες»	1,3	1,0	1,1	1,0
«Οιονεί κατάρρευση»	1,5	1,0	1,2	1,0

Πίνακας 5: Ενδεικτικές Τιμές του συντελεστή  $C_2$

Στον παραπάνω πίνακα, ως φορείς τύπου 1 είναι οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας, όπως κτίρια κατασκευασμένα πριν το 1985 ή κτίρια όπου η καμπύλη αντίστασης χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2. Ως φορείς τύπου 2 χαρακτηρίζονται οι φορείς υψηλής πλαστιμότητας, όπως κτίρια μετά το 1985 ή που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2.

$C_3$ : διορθωτικός συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των φαινομένων 2<sup>ας</sup> τάξεως (P-Δ). Η τιμή του μπορεί να ληφθεί ίση με  $1+5(\theta-0,1)/T$ , όπου  $\theta$  είναι ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας κατά EC-1. Για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία όταν  $\theta < 0,1$  μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1,0.

Ακολουθώντας την παραπάνω διαδικασία για καθένα από τα 6 διαφορετικά κτίρια και για κάθε ανάλυση, προκύπτει η διγραμμικοποίηση των καμπυλών αντίστασης και ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης. Αυτό απαιτείται προκειμένου να συγκριθεί η συμπεριφορά και η απαίτηση της κατασκευής για καθένα από τα δύο κτίρια και με συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων. Έτσι προκύπτουν οι παρακάτω πίνακες:

<b>6όροφο Κτίριο</b>									
<b>Κτίριο</b>	<b>Φορά</b>	<b>Κατανομή Σεισμικών Δυνάμεων</b>	<b>K<sub>e</sub> (KN/m)</b>	<b>V<sub>y</sub> (KN)</b>	<b>V<sub>u</sub> (KN)</b>	<b>δ<sub>y</sub> (cm)</b>	<b>δ<sub>u</sub> (cm)</b>	<b>δ<sub>t</sub> (cm)</b>	<b>μ (-)</b>
<b>Χωρίς Τοιχοπληρώσεις</b>	<b>X</b>	Ομοιόμορφη	7613,41	1712,63	1781,68	21,7	30,8	<u>48,5</u>	1,4
		Ιδιομορφική	5812,21	1577,35	1653,95	26,4	39,6	<u>48,3</u>	1,5
	<b>Y</b>	Ομοιόμορφη	6246,02	1318,09	1402,48	21,7	35,2	<u>55,6</u>	1,6
		Ιδιομορφική	4781,20	1147,49	1249,22	24,6	45,9	<u>55,3</u>	1,9
<b>Πιλοτή</b>	<b>X</b>	Ομοιόμορφη	15314,6	1401,47	1724,72	8,90	30,0	<u>35,8</u>	3,4
		Ιδιομορφική	11421,1	1239,00	1518,86	10,6	35,1	<u>37,0</u>	3,3
	<b>Y</b>	Ομοιόμορφη	20930,2	992,61	1530,23	4,58	30,3	30,0	6,6
		Ιδιομορφική	16834,7	913,18	1301,7	5,26	36,5	30,3	6,9
<b>Τοιχοπληρώσεις</b>	<b>X</b>	Ομοιόμορφη	17586,2	1332,66	1669,03	7,35	26,5	<u>34,0</u>	3,6
		Ιδιομορφική	12571,9	1231,04	1545,23	9,56	34,6	<u>35,8</u>	3,6
	<b>Y</b>	Ομοιόμορφη	27327,1	1014,02	1615,35	3,52	32,6	27,2	9,3
		Ιδιομορφική	21444,4	841,30	1340,81	3,73	34,8	27,0	9,3
<b>3όροφο Κτίριο</b>									
<b>Κτίριο</b>	<b>Φορά</b>	<b>Κατανομή Σεισμικών Δυνάμεων</b>	<b>K<sub>e</sub> (KN/m)</b>	<b>V<sub>y</sub> (KN)</b>	<b>V<sub>u</sub> (KN)</b>	<b>δ<sub>y</sub> (cm)</b>	<b>δ<sub>u</sub> (cm)</b>	<b>δ<sub>t</sub> (cm)</b>	<b>μ (-)</b>
<b>Χωρίς Τοιχοπληρώσεις</b>	<b>X</b>	Ομοιόμορφη	18690,2	1440,97	1635,35	7,04	17,4	16,5	2,5
		Ιδιομορφική	14843,6	1312,53	1487,75	8,17	20,0	16,3	2,4
	<b>Y</b>	Ομοιόμορφη	14185,8	1058,90	1300,79	7,48	24,5	13,7	3,3
		Ιδιομορφική	11524,9	920,56	1133,72	8,00	26,5	13,6	3,3
<b>Πιλοτή</b>	<b>X</b>	Ομοιόμορφη	32913,4	1265,40	1633,47	3,56	14,7	9,61	4,1
		Ιδιομορφική	26087,2	1118,28	1557,70	4,01	20,8	9,76	5,2
	<b>Y</b>	Ομοιόμορφη	33986,5	1008,41	1390,64	2,89	19,2	10,2	6,6
		Ιδιομορφική	28125,1	922,52	1218,75	3,20	25,1	10,3	7,8
<b>Τοιχοπληρώσεις</b>	<b>X</b>	Ομοιόμορφη	40544,1	1233,27	1761,31	2,80	17,3	8,71	6,2
		Ιδιομορφική	31899,9	1063,50	1622,22	3,09	20,6	8,80	6,6
	<b>Y</b>	Ομοιόμορφη	48577,7	1096,20	1483,56	2,17	20,6	8,21	9,5
		Ιδιομορφική	39873,7	941,70	1298,96	2,28	24,4	8,21	11

Από τον παραπάνω πίνακα παρατηρούμε ότι οι τοιχοπληρώσεις αυξάνουν σημαντικά τόσο την δυσκαμψία της κατασκευής, όσο και την πλαστιμότητα (τελευταία στήλη). Επίσης, η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει μεγαλύτερη για το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις, που σημαίνει ότι μειώνεται και η απαίτηση της κατασκευής.

Όσο αφορά την συμπεριφορά του δόροφου και του ζόροφου κτιρίου παρατηρείται μεγαλύτερη πλαστιμότητα στο ζόροφο κτίριο. Επίσης η στοχευόμενη μετακίνηση του ζόροφου προκύπτει σημαντικά μικρότερη. Τέλος, σε κάποιες περιπτώσεις στο δόροφο κτίριο η στοχευόμενη μετακίνηση ξεπερνά την μετακίνηση αστοχίας του φορέα (υπογραμμισμένες τιμές).

#### 4.5. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

##### 4.5.1 Έλεγχος σε επίπεδο δομικού μέλους

Η ανίσωση ασφαλείας που εφαρμόζεται κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων, έχει την ίδια γενική μορφή που προβλέπεται και στον ΕΑΚ2000/2003 και ΕΚΟΣ2000:

$$S_d < R_d,$$

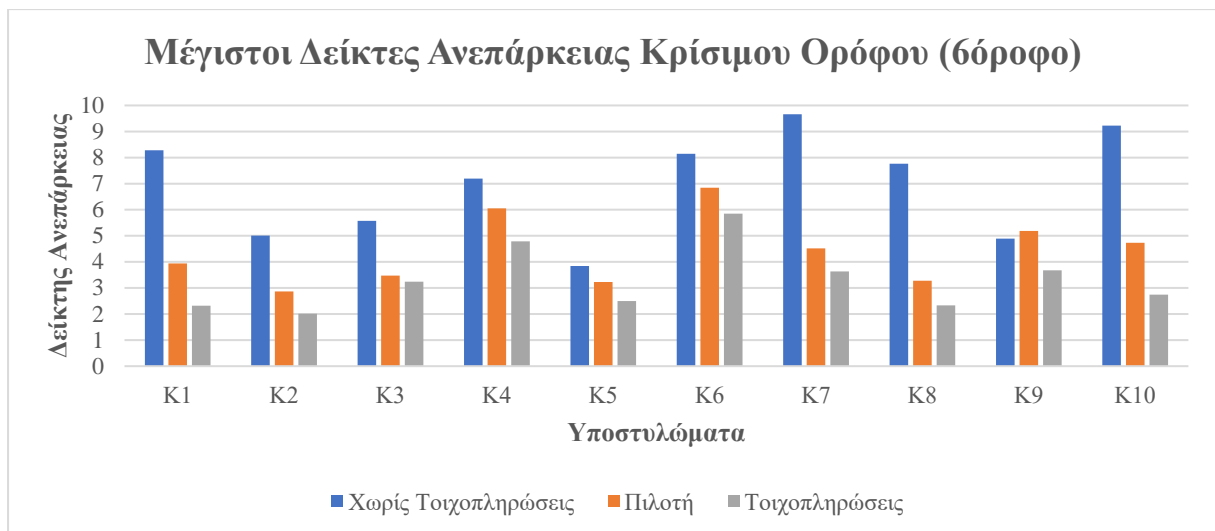
όπου:  $S_d$ : Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις.  $R_d$ : Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών).

Για τον έλεγχο της απαίτησης της κατασκευής βάσει της στάθμης επιτελεστικότητας σε επίπεδο δομικού μέλους, μπορεί να προκύψει από την σύγκριση μεταξύ της γωνίας στροφής χορδής του δομικού μέλους, για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με την στοχευόμενη  $S_d$ , με την αντίστοιχη επιτρεπόμενη γωνία στροφής χορδής βάσει της στάθμης επιτελεστικότητας  $R_d$ .

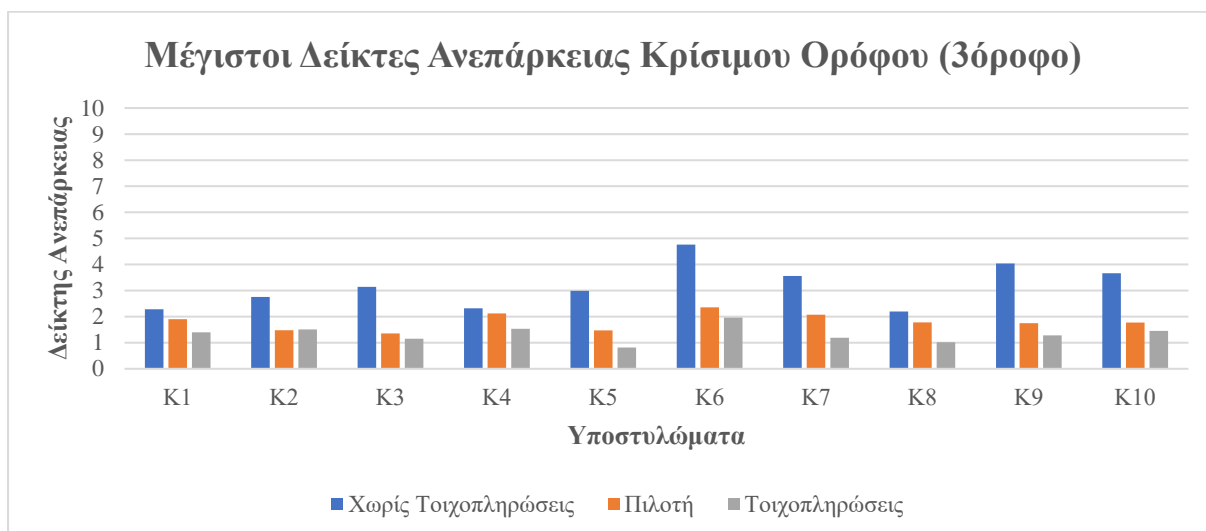
Στην παρούσα εργασία η στάθμη επιτελεστικότητας επιλέχθηκε να είναι η Β «Σημαντικές Βλάβες». Έτσι η επιτρεπόμενη γωνία στροφής χορδής είναι :

$$R_d = 0,5 \frac{(\theta_y + \theta_u)}{\gamma_{Rd}}$$

Στην συνέχεια υπολογίζονται οι δείκτες ανεπάρκειας ως ο λόγος  $\lambda = S_d / R_d$ . Παρακάτω προκύπτουν τα διαγράμματα για τους μέγιστους δείκτες ανεπάρκειας του κρίσιμου ορόφου (1<sup>ος</sup> Όροφος) τόσο για το δόροφο, όσο και για το ζόροφο κτίριο, λαμβάνοντας υπόψιν τις τοιχοπληρώσεις σε όλο το κτίριο και εκτός του πρώτου ορόφου (Πιλοτή). Έτσι μπορούν να προκύψουν συμπεράσματα για τις ανεπάρκειες για διαφορετικό αριθμό ορόφων αλλά και για την συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων:

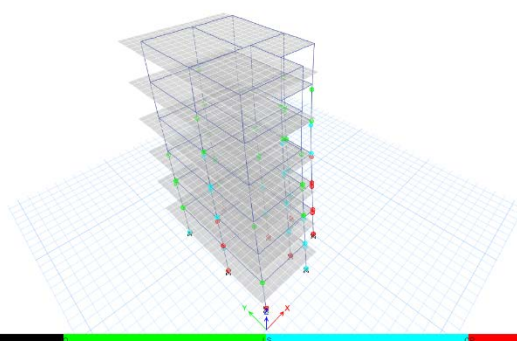






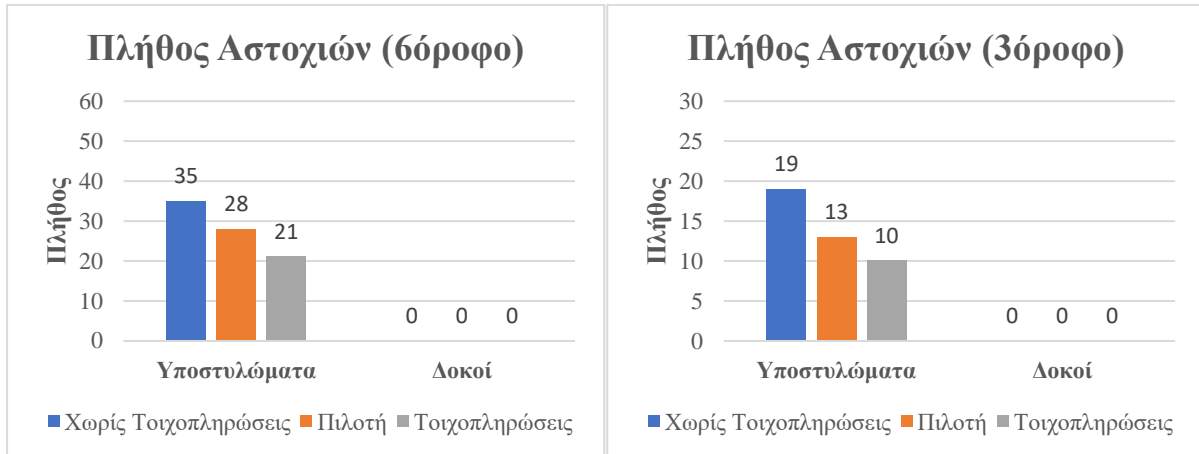
Σχήμα 12: Δείκτες ανεπάρκειας

Από τα παραπάνω διαγράμματα, παρατηρούμε ότι οι δείκτες ανεπάρκειας του δόροφου κτιρίου είναι πολύ μεγαλύτεροι από αυτούς του Ζόροφου κτιρίου. Επίσης, οι δείκτες ανεπάρκειας μειώνονται όταν στο στατικό προσομοίωμα έχουν ληφθεί υπόψιν οι τοιχοπληρώσεις. Ωστόσο, όταν γίνεται σύγκριση μεταξύ του κτιρίου με την πιλοτή και του κτιρίου με τις τοιχοπληρώσεις σε όλους τους ορόφους, παρατηρούνται ως επί των πλείστων, μεγαλύτερες ανεπάρκειες.



Σχήμα 13: Απόκριση της κατασκευής σε μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με την στοχευόμενη

Στην συνέχεια εξετάζεται το πλήθος των ανεπαρκειών για όλα τα μέλη της κατασκευής και για όλες τις διαφορετικές περιπτώσεις του κτιρίου. Έτσι, κατασκευάζεται το παρακάτω γράφημα στο οποίο απεικονίζονται το πλήθος ανεπαρκειών για τα κατακόρυφα στοιχεία και για τις δοκούς. Το συμπέρασμα που προκύπτει είναι ότι το πλήθος των ανεπαρκειών του γυμνού κτιρίου είναι μεγαλύτερο από του κτιρίου με τις τοιχοπληρώσεις. Επίσης, στο κτίριο με την πιλοτή παρατηρείται μεγαλύτερο πλήθος αστοχιών σε σύγκριση με το πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο. Τέλος, ένα σημαντικό συμπέρασμα είναι ότι οι δοκοί δεν συντρέχουν έχουν κανένα απολύτως πρόβλημα, και αυτό οφείλεται στο ότι στις παλιές κατασκευές δεν προβλεπόταν ο ικανοτικός σχεδιασμός, όπως προβλέπεται στους συγχρόνους αντισεισμικούς κανονισμούς. Ωστόσο, υπάρχει και μια επιφύλαξη όσον αφορά την στοχευόμενη μετακίνηση, η οποία για το δόροφο κτίριο, σε κάποιες περιπτώσεις ξεπερνά την μετακίνηση αστοχίας του κόμβου ελέγχου. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι δεν έχουμε εικόνα για την απόκριση της κατασκευής στην στοχευόμενη μετακίνηση.



Σχήμα 14: Πλήθος αστοχιών κατακόρυφων και οριζοντίων δομικών στοιχείων

#### 4.5.2 Έλεγχος σε επίπεδο κατασκευής

Ο έλεγχος σε επίπεδο κατασκευής θα γίνει σε όρους εδαφικών επιταχύνσεων ώστε να προκύψει η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για την οποία το κτίριο επαρκεί για την στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες». Επίσης, προκύπτει ο συντελεστής ανεπάρκειας της κατασκευής ο οποίος ορίζεται ως το πηλίκο της απαιτούμενης εδαφικής επιτάχυνσης ( $a_s$ ), αναλόγως της ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας, προς την οριακή εδαφική επιτάχυνση αστοχίας ( $a_d$ ), αναλόγως της στάθμης επιτελεστικότητας.

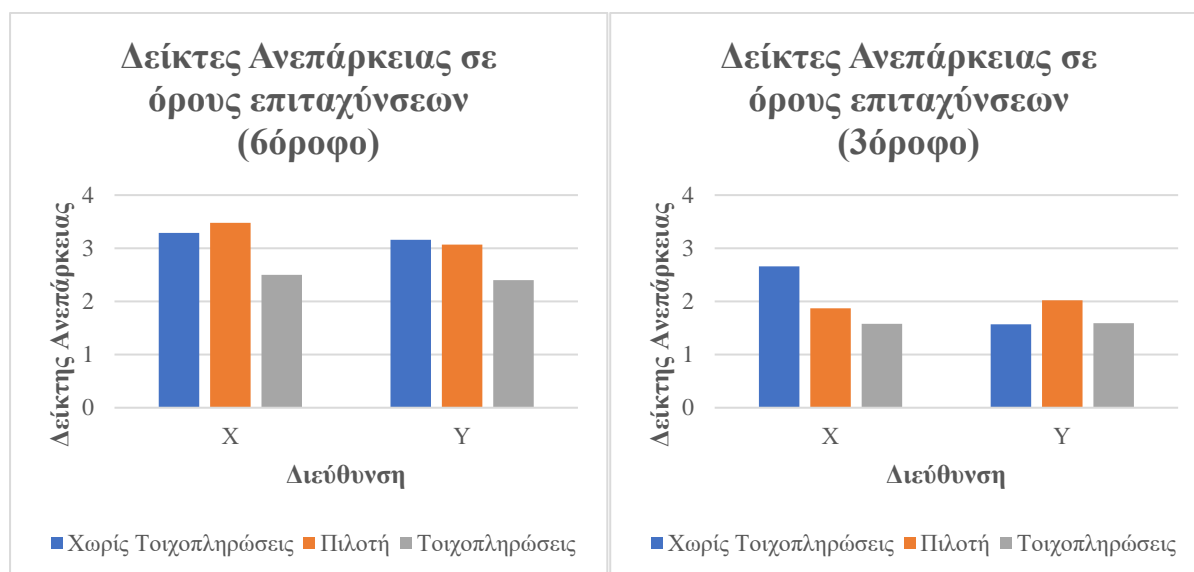
$$\lambda = \frac{a_s}{a_d}$$

δόροφο Κτίριο					
Κτίριο	Διεύθυνση	Κατανομή Σεισμικών Δυνάμεων	Επιτάχυνση (Απαιτήση) $a_s$	Επιτάχυνση (Ικανότητα) $a_d$	Ανεπάρκεια $\lambda$
Χωρίς Τοιχοπληρώσεις	X	Ομοιόμορφη	0,24g	<b>0,073g</b>	<u><b>3,29</b></u>
		Ιδιομορφική	0,24g	0,090g	<b>2,66</b>
	Y	Ομοιόμορφη	0,24g	0,076g	<b>3,16</b>
		Ιδιομορφική	0,24g	0,100g	<b>2,4</b>
Πιλοτή	X	Ομοιόμορφη	0,24g	<b>0,069g</b>	<u><b>3,48</b></u>
		Ιδιομορφική	0,24g	0,099g	<b>2,42</b>
	Y	Ομοιόμορφη	0,24g	0,078g	<b>3,07</b>
		Ιδιομορφική	0,24g	0,120g	<b>2,00</b>
Τοιχοπληρώσεις	X	Ομοιόμορφη	0,24g	<b>0,096g</b>	<u><b>2,5</b></u>
		Ιδιομορφική	0,24g	0,110g	<b>2,18</b>
	Y	Ομοιόμορφη	0,24g	0,100g	<b>2,4</b>
		Ιδιομορφική	0,24g	0,150g	<b>1,6</b>

Πίνακας 6: Δείκτης ανεπάρκειας σε όρους εδαφικών επιταχύνσεων και οριακή εδαφική επιτάχυνση αστοχίας (δόροφο).

3όροφο Κτίριο					
Κτίριο	Διεύθυνση	Κατανομή Σεισμικών Δυνάμεων	Επιτάχυνση (Απαιτήση) $a$	Επιτάχυνση (Ικανότητα) $a$	Ανεπάρκεια $\lambda$
Χωρίς Τοιχοπληρώσεις	X	Ομοιόμορφη	0,24g	<b>0,090g</b>	<u>2,66</u>
		Ιδιομορφική	0,24g	0,109g	2,20
	Y	Ομοιόμορφη	0,24g	0,153g	1,57
		Ιδιομορφική	0,24g	0,185g	1,29
Πιλοτή	X	Ομοιόμορφη	0,24g	<b>0,128g</b>	1,87
		Ιδιομορφική	0,24g	0,167g	1,44
	Y	Ομοιόμορφη	0,24g	0,119g	<u>2,02</u>
		Ιδιομορφική	0,24g	0,137g	1,75
Τοιχοπληρώσεις	X	Ομοιόμορφη	0,24g	0,152g	1,58
		Ιδιομορφική	0,24g	0,152g	1,58
	Y	Ομοιόμορφη	0,24g	<b>0,151g</b>	<u>1,59</u>
		Ιδιομορφική	0,24g	0,185g	1,30

Πίνακας 7: Δείκτης ανεπάρκειας σε όρους εδαφικών επιταχύνσεων και οριακή εδαφική επιτάχυνση αστοχίας (3όροφο).



Σχήμα 15: Δείκτες ανεπάρκειας

Από τους παραπάνω πίνακες και τα σχήματα μπορούμε να συμπεράνουμε τα εξής:

- Για το δόροφο κτίριο, την μεγαλύτερη ανεπάρκεια σε όρους επιταχύνσεων φαίνεται να έχει το κτίριο με την πιλοτή, του οποίου η ανεπάρκεια φτάνει 3,48 και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (ικανότητα) είναι μόλις 0,069g.
- Για το 3όροφο κτίριο, την μεγαλύτερη ανεπάρκεια σε όρους επιταχύνσεων φαίνεται να έχει το κτίριο χωρίς τις τοιχοπληρώσεις, του οποίου η ανεπάρκεια φτάνει 2,66 και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (ικανότητα) είναι μόλις 0,09g.

## 5. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ

Σε αυτήν την ενότητα θα προσπαθήσουμε να αναδείξουμε τις διαφορές στην ανεπάρκεια στο σύνολο της κατασκευής, που προκύπτει από τις διάφορες μεθόδους αποτίμησης που χρησιμοποιήσαμε παραπάνω.

Με αρχή αναφοράς τις ανεπάρκειες της κατασκευής που προκύπτουν από την στατική ανελαστική ανάλυση, θα αναδειχθούν σε μορφή πίνακα οι διαφορές που προκύπτουν από την Ιαπωνική και την Τροποποιημένη Νεοζηλανδική μέθοδο, ως ποσοστό επί της %.

<b>δόροφο Κτίριο</b>					
<b>Κτίριο</b>	<b>Διεύθυνση</b>	<b>Κατανομή Σεισμικών Δυνάμεων</b>	<b>1<sup>ος</sup> Τρόπος Νεοζ. (%)</b>	<b>2<sup>ος</sup> Τρόπος Νεοζ. (%)</b>	<b>Ιαπωνική (%)</b>
<b>Χωρίς Τοιχοπληρώσεις</b>	<b>X</b>	Ομοιόμορφη	+123	-36	-5
		Ιδιομορφική	+176	-20	+17
	<b>Y</b>	Ομοιόμορφη	+145	-38	-9
		Ιδιομορφική	+223	-18	+20
<b>Πιλοτή</b>	<b>X</b>	Ομοιόμορφη	+111	-39	-11
		Ιδιομορφική	+203	-12	+29
	<b>Y</b>	Ομοιόμορφη	+152	-36	-6
		Ιδιομορφική	+288	-2	+45
<b>Τοιχοπληρώσεις</b>	<b>X</b>	Ομοιόμορφη	+193	-15	+24
		Ιδιομορφική	+236	-3	+43
	<b>Y</b>	Ομοιόμορφη	+223	-18	+20
		Ιδιομορφική	+384	-23	+81
<b>3όροφο Κτίριο</b>					
<b>Κτίριο</b>	<b>Διεύθυνση</b>	<b>Κατανομή Σεισμικών Δυνάμεων</b>	<b>1<sup>ος</sup> Τρόπος Νεοζ. (%)</b>	<b>2<sup>ος</sup> Τρόπος Νεοζ. (%)</b>	<b>Ιαπωνική (%)</b>
<b>Χωρίς Τοιχοπληρώσεις</b>	<b>X</b>	Ομοιόμορφη	-22	-61	-41
		Ιδιομορφική	-6	-53	-29
	<b>Y</b>	Ομοιόμορφη	+78	-29	+6
		Ιδιομορφική	+117	-14	+29
<b>Πιλοτή</b>	<b>X</b>	Ομοιόμορφη	+11	-44	-17
		Ιδιομορφική	+44	-28	+8
	<b>Y</b>	Ομοιόμορφη	+39	-45	-18
		Ιδιομορφική	+60	-37	-5
<b>Τοιχοπληρώσεις</b>	<b>X</b>	Ομοιόμορφη	+31	-34	-1
		Ιδιομορφική	+31	-34	-1
	<b>Y</b>	Ομοιόμορφη	+76	-30	+4
		Ιδιομορφική	+115	-15	+28

Με βάση τα παραπάνω παρατηρούμε ότι:

- Στο δόροφο κτίριο, ο 1<sup>ος</sup> Τρόπος της Τροποποιημένης Νεοζηλανδικής μεθόδου δίνει υπερδιπλάσιες διαφορές σε σχέση με την ανελαστική στατική Ανάλυση. Επίσης, ως πιο αξιόπιστη μέθοδο μπορούμε να θεωρήσουμε την Ιαπωνική Μέθοδο, στο κτίριο χωρίς τις τοιχοπληρώσεις.
- Στο 3όροφο κτίριο και πάλι φαίνεται ως πιο αξιόπιστη μέθοδος η Ιαπωνική μέθοδος σε σχέση με τις υπόλοιπες δύο.
- Μεταξύ των προσεγγιστικών μεθόδων και τις πιο ακριβέστερης στατικής ανελαστικής ανάλυσης, προκύπτουν πολύ μεγάλες διαφορές. Σε καμία περίπτωση δεν μπορούμε να θεωρήσουμε ότι οι προσεγγιστικές είναι ακριβείς, αφού πρώτον αγνοούν πλήρως την συμμετοχή των δοκών και των τοιχοπληρώσεων. Δεύτερον, ένας 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. Τέλος, τα αξονικά φορτία των κατακόρυφων φορτίων έχουν προκύψει προσεγγιστικά.

## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

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

- Η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στα αποτελέσματα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης αυξάνει σημαντικά την δυσκαμψία και την πλαστιμότητα της κατασκευής. Επίσης, η τέμνουσα βάσης της κατασκευής αυξάνεται αλλά όχι σημαντικά, διότι οι τοιχοπληρώσεις αστοχούν «σχετικά» πρόωρα.
- Όσον αφορά τους τοπικούς δείκτες ανεπάρκειας, η επιρροή των τοιχοπληρώσεων κρίνεται θετική, διότι στο κτίριο χωρίς τις τοιχοπληρώσεις, οι δείκτες έχουν προκύψει σημαντικά μεγαλύτεροι. Ωστόσο, στο κτίριο με την πιλοτή έχουν προκύψει μεγαλύτεροι δείκτες ανεπάρκειας σε σχέση με το πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο. Το τελευταίο συμπέρασμα είναι πιο κοντά στην πραγματικότητα αφού δεν μπορούμε να αγνοήσουμε την επιρροή των τοιχοπληρώσεων, παρόλο που ο κανονισμός αναφέρει ότι όταν η επιρροή τους κρίνεται ευμενής, η προσομοίωση τους είναι στην κρίση του μηχανικού. Τέλος, οι δείκτες ανεπάρκειας του δόροφου κτιρίου είναι μεγαλύτεροι από αυτούς του 3όροφου.
- Όσον αφορά τον έλεγχο σε επίπεδο κατασκευής παρατηρούμε την πλήρη ανεπάρκεια του κτιρίου στην παραλαβή σεισμικής έντασης. Για το δόροφο κτίριο, την μεγαλύτερη ανεπάρκεια σε όρους επιταχύνσεων φαίνεται να έχει το κτίριο με την πιλοτή, με ανεπάρκεια 3,48 και μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (ικανότητα) μόλις στο 0,069g. Για το 3όροφο κτίριο, την μεγαλύτερη ανεπάρκεια σε όρους επιταχύνσεων φαίνεται να έχει το κτίριο χωρίς τις τοιχοπληρώσεις, του οποίου η ανεπάρκεια είναι 2,66 και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, (ικανότητα) είναι μόλις 0,09g. Τέλος, μεταξύ δόροφου και 3όροφου κτιρίου, μεγαλύτερη ανεπάρκεια παρουσιάζει το δόροφο κτίριο, αυξημένη κατά 30%.
- 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 της στατικής ανελαστικής ανάλυσης.
- Η προσεγγιστική μέθοδος που ήταν πιο κοντά στα αποτελέσματα της Pushover είναι η Ιαπωνική μέθοδος, και ίσως οφείλεται στο γεγονός ότι συνεκτιμά και την ανελαστική συμπεριφορά των κατακόρυφων μελών.

Τέλος, αξίζει να αναφερθούν ορισμένα συμπεράσματα για την μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης και ορισμένες παραδοχές που έγιναν στην στατική προσομοίωση και στην προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς:

- Η Ανελαστική Στατική Ανάλυση είναι πολύ ευαίσθητη μέθοδος σε παραμέτρους όπως π.χ. ο οπλισμός και η διαθέσιμη πλαστική παραμόρφωση, έστω και λίγων διατομών, ή 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. Επίσης, μπορεί να χαρακτηριστεί ευαίσθητη μέθοδος εξαιτίας της επιρροής των ανωτέρων ιδιομορφών.
- 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.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Δρίτσος Σ.Η. (2015), *“Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος”*, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- [2] ΟΑΣΠ (2012), *“Κανονισμός Επεμβάσεων”*, Ομάδα Μελέτης για την Σύνταξη Κανονισμού Επεμβάσεων σε Κτίρια από Οπλισμένο Σκυρόδεμα
- [3] Σφακιανάκης Μ.Γ. (2015), *“Πρόγραμμα ΒΙΑΧ: Οδηγίες χρήσης”*, Πάτρα .
- [4] Σφακιανάκης Μ.Γ. (2013), *“Αναλύσεις τύπου Pushover με τα προγράμματα CSi SAP2000, ETABS και ΒΙΑΧ”*, Σημειώσεις, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα .
- [5] Φαρδής Μ.Ν. (2015), *“Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος”*, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- [6] ΕΑΚ2003 (2003), *“Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός”*, Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ.
- [7] ΕΚΟΣ2000 (2000), *“Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος”*, Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ.
- [8] Computers & Structures INC. (2005), *“C.S.I. Analysis Reference Manual”*, Berkeley, California.
- [9] Eurocode 8 (EN 1998-1:2004), *“Design of Structures for Earthquake Resistance-Part1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings”*.
- [10] Eurocode 8 (EN 1998-3:2005), *“Design of Structures for Earthquake Resistance-Part3: Assessment and Retrofitting of Buildings”*