

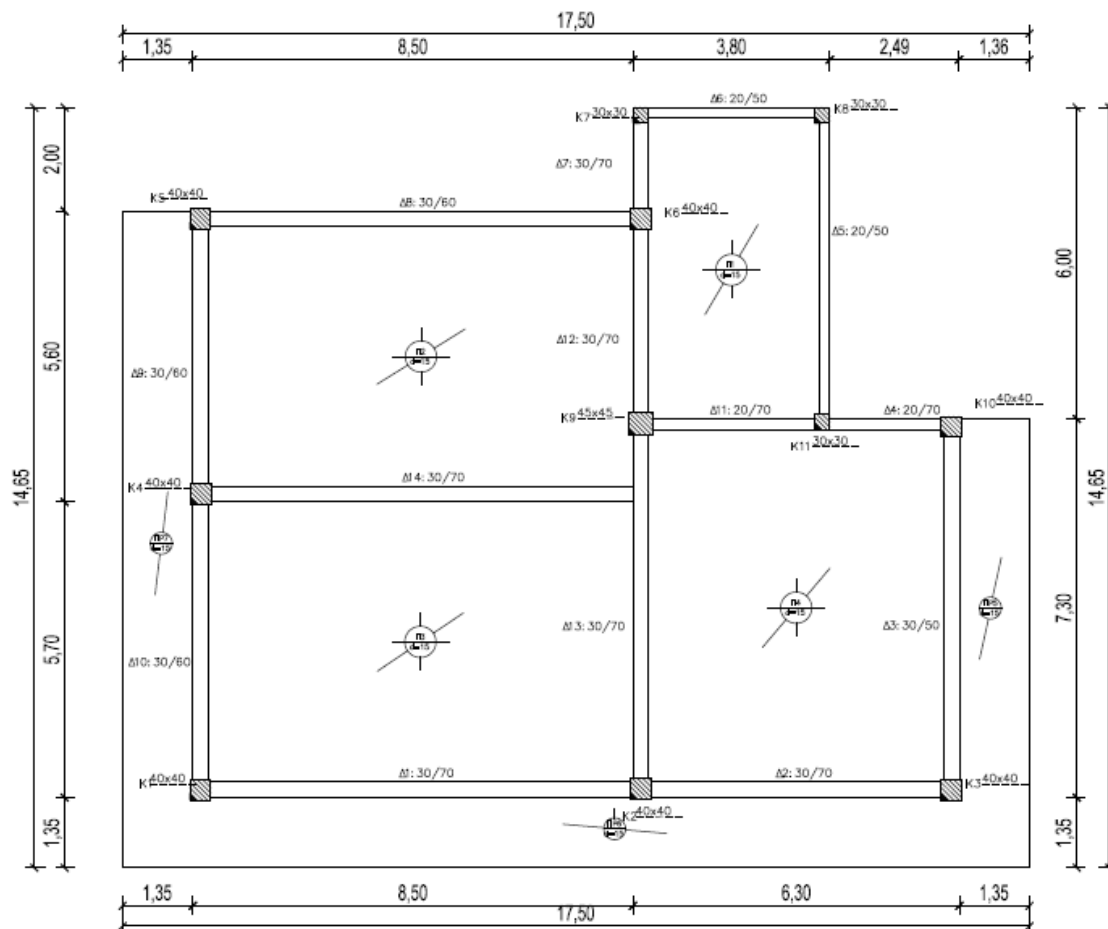
## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΙΩΡΟΦΗΣ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΜΕ α) Β.Δ. (1959) ΚΑΙ β) ΕΑΚ. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΜΕ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ.

### ΓΕΩΡΓΙΟΥ ΛΟΥΚΙΑ

#### Περίληψη

Κατά την παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκε διαστασιολόγηση διώροφης κατοικίας σύμφωνα με τον παλιό κανονισμό του Βασιλικού Διατάγματος (1959) και τον σύγχρονο ΕΑΚ (2000), σκοπός της οποίας ήταν η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητάς των δύο κτιρίων σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) του 2013. Κύριος στόχος της εργασίας είναι η διερεύνηση της επιρροής της μεθόδου ανάλυσης στην αποτίμηση των κτιρίων και ιδιαίτερα στο βαθμό επάρκειάς τους. Για σκοπούς πληρότητας έγινε αποτίμηση των κτιρίων για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας με τη Δυναμική Ελαστική Ανάλυση  $m$  και σύγκριση με τα αποτελέσματα της Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης (Pushover). Επιπλέον έλεγχος έγινε για τον εντοπισμό της σεισμικής επιτάχυνσης στην οποία υπάρχει πλήρης επάρκεια των κτιρίων. Στα πλαίσια της εργασίας έγινε επίσης διερεύνηση της επιρροής των τοιχοπληρώσεων στον βαθμό επάρκειας των κτιρίων. Στις επόμενες παραγράφους αναλύονται κάποια στοιχεία από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ απαραίτητα για την εφαρμογή των μεθόδων και ακολούθως παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Οι αναλύσεις έγιναν με την βοήθεια του λογισμικού STRAD.3DR.

#### 1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΔΥΟ ΚΤΙΡΙΩΝ



Σχήμα 1: Κάτοψη 1<sup>ου</sup> Ορόφου Κτιρίου ΒΔ

- Στο **Σχήμα 1** δίνεται η διαμόρφωση των φερόντων στοιχείων του 1ου ορόφου της διώροφης οικοδομής σχεδιασμένης σύμφωνα με το **ΒΔ (1959)**. Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων των δύο ορόφων ποικίλουν,

συγκεκριμένα:

(α) Σε κάθε όροφο τα περισσότερα υποστυλώματα είναι 400/400: με οπλισμό κατά μέσο όρο 10Φ20. (β) K7,K8,K11: 300/300 με οπλισμό 4Φ18, (γ) K9: 450/450 με οπλισμό 12Φ20.

Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των δοκών βάσει του παλαιού κανονισμού ποικίλουν επίσης, από τη μικρότερη 200/500 μέχρι και τη μεγαλύτερη 300/700, με μεγαλύτερες διαμέτρους στον 1<sup>ο</sup> όροφο της κατασκευής σε σχέση με τον 2ο. Όσον αφορά τον διαμήκη οπλισμό στις μικρότερης διατομής δοκούς στο κάτω πέλμα υπάρχουν 4Φ14 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις, όπου υπάρχουν επιπλέον 2Φ14 ως πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός, συνήθως στο πάνω πέλμα υπάρχουν 2Φ12. Ενώ αυτές με μεγαλύτερη διατομή οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ16 στα ανοίγματα, από τα οποία επίσης τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Ο πρόσθετος οπλισμός των στηρίξεων είναι 2Φ18. Στο άνοιγμα στο πάνω πέλμα υπάρχουν 2Φ14.

Οι συνδετήρες είναι σε όλα τα υποστυλώματα Φ8 ανά 12d<sub>L</sub>, όπου d<sub>L</sub> η διάμετρος των διαμήκων ράβδων του υποστυλώματος βάσει του παλαιού κανονισμού, καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα. Στις δοκούς οι συνδετήρων είναι επίσης διατομής Φ8 ενώ, οι αποστάσεις μεταξύ συνδετήρων κυμαίνονται πολύ, από 100 mm μέχρι 500mm, με επαρκή αγκύρωση.

Τα υλικά της κατασκευής είναι Σκυρόδεμα **B25** και χάλυβας **STIII**. Επιγραμματικά, αξίζει να σημειωθεί πως ο παλαιός κανονισμός του 1959 εφάρμοζε μικρότερες σεισμικές δυνάμεις, ορθογωνική κατανομή έναντι τριγωνικής, δεν υπήρχε ικανοτικός έλεγχος ούτε διατάξεις για τοιχώματα, δεν υπήρχαν κρίσιμα μήκη και άρα ούτε και πυκνοί συνδετήρες σε δοκούς και υποστυλώματα. Επιπλέον, στις πλύστες των περιπτώσεων δεν υπήρχαν διακριτά πλαίσια και οι έμμεσες στηρίξεις ήταν συχνό φαινόμενο.

➤ Αντίστοιχα, στο **Σχήμα 2** δίνεται η διαμόρφωση των φερόντων στοιχείων του 1ου ορόφου της δώροφης οικοδομής σχεδιασμένης σύμφωνα με τον **EAK 2000**.

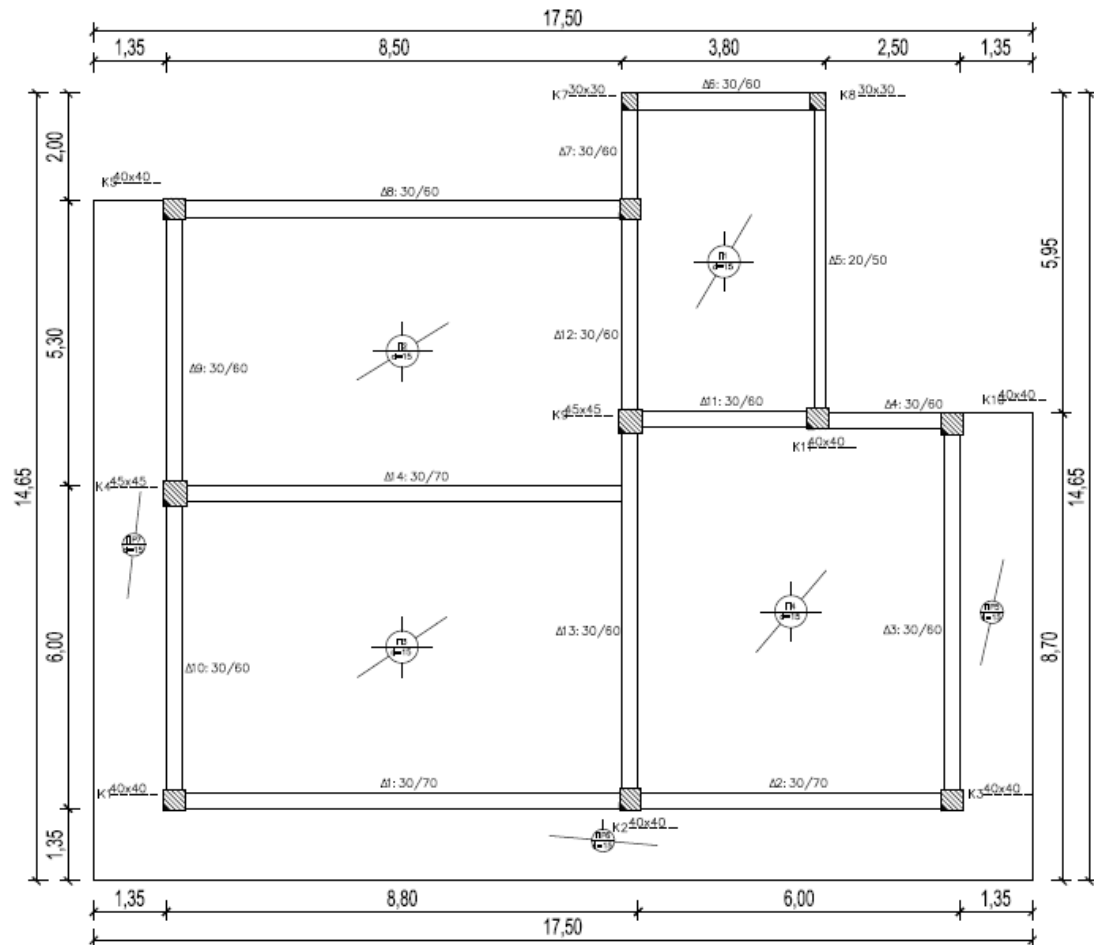
Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων των δύο ορόφων ποικίλουν, συγκεκριμένα:

(α) Σε κάθε όροφο τα περισσότερα υποστυλώματα είναι 400/400: με οπλισμό κατά μέσο όρο 10Φ20, (β) K7,K8,K11: 300/300 με οπλισμό 4Φ18, (γ) K9: 450/450 με οπλισμό 10Φ20.

Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των δοκών βάσει του σύγχρονου κανονισμού ποικίλουν επίσης, από τη μικρότερη 200/500 μέχρι και τη μεγαλύτερη 300/700, με μεγαλύτερες διαμέτρους στον 1<sup>ο</sup> όροφο της κατασκευής σε σχέση με τον 2ο. Όσον αφορά τον διαμήκη οπλισμό στις μικρότερης διατομής δοκούς στο κάτω πέλμα υπάρχουν 4Φ16 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις, όπου υπάρχουν επιπλέον 2Φ16 ως πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός, συνήθως στο πάνω πέλμα υπάρχουν 2Φ12. Ενώ αυτές με μεγαλύτερη διατομή οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 6Φ18 στα ανοίγματα, από τα οποία επίσης τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Ο πρόσθετος οπλισμός των στηρίξεων είναι 2Φ18. Στο άνοιγμα στο πάνω πέλμα υπάρχουν 2Φ14.

Οι συνδετήρες είναι σε όλα τα υποστυλώματα Φ8 και Φ10 ανά 50 μέχρι 100mm, καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα. Οι μεγαλύτερη διάμετρος και οι μικρότερες αποστάσεις μεταξύ τους προέκυψαν στην προσπάθεια προσομοίωσης των τμήσεων των συνδετήρων σε ισοδύναμους περιμετρικούς σύμφωνα με **την Σ.7α στην §7.2.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]**. Στις δοκούς οι συνδετήρων είναι διατομής από Φ8 μέχρι Φ12 ενώ, οι αποστάσεις μεταξύ συνδετήρων κυμαίνονται, από 90 mm μέχρι 140mm, με επαρκή αγκύρωση.

Τα υλικά της κατασκευής είναι σκυρόδεμα **C16/20** και χάλυβας **S400**.



Σχήμα 2: Κάτοψη 1ου Ορόφου Κτιρίου ΕΑΚ

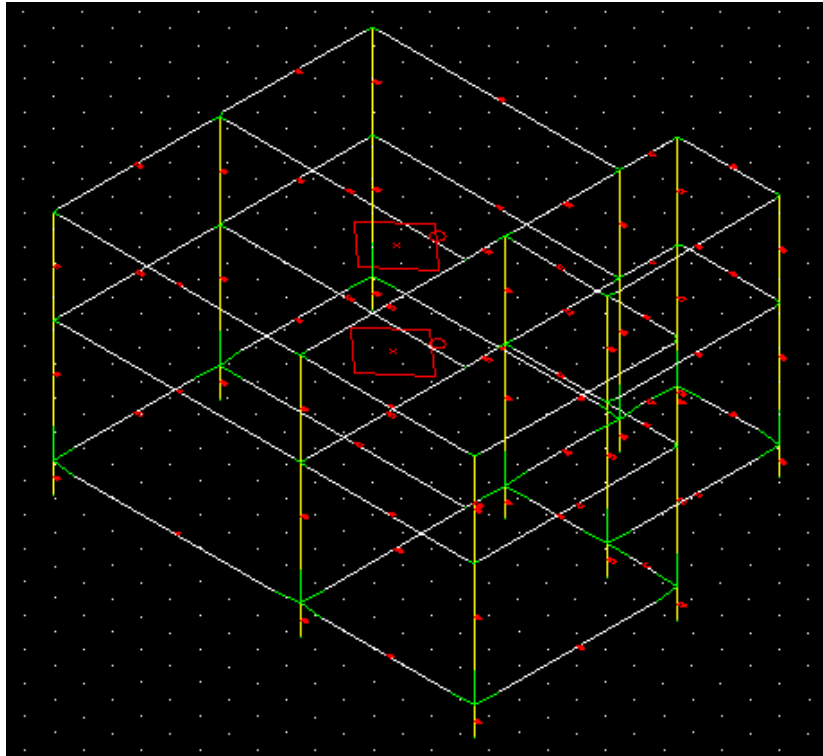
➤ **Και στα δύο κτίρια:**

Οι πλάκες έχουν πάχος  $h_f = 150\text{mm}$  και είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με  $\Phi 8/150$ . Επί των πλακών υπάρχει φορτίο από επίστρωση ίσο με  $1.5 \text{ KN/m}^2$ . Τα ωφέλιμα φορτία λήφθηκαν  $2.0 \text{ KN/m}^2$ . Το δώμα θεωρείται μη βατό.

Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος  $3.6 \text{ kN/m}^2$  επιφάνειας όψης και εσωτερικά, κάτω από κάθε (εσωτερική) δοκό, δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος  $2.1 \text{ kN/m}^2$ . Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων, τα φαινόμενα βάρη θεωρούνται μειωμένα κατά 50% και 35% αντίστοιχα. Συνολικό ύψος ορόφου 3.20 m. Επί των περιμετρικών δοκών της οροφής υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1.20 m.

Τα κτίρια θεωρείται ότι βρίσκονται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας I (π.χ. Αθήνα) με κατηγορία εδάφους B και σπουδαιότητα Σ2.

Όσον αφορά τη θεμελίωση και τα δύο κτίρια προσομοιώθηκαν σαν να είναι πακτωμένα και θεωρήθηκε ότι επαρκεί.



Σχήμα 3: Χωρικό μοντέλο κτιρίου ΒΔ από το λογισμικό

Στο **Σχήμα 3** δίδεται το χωρικό μοντέλο του κτιρίου του παλαιού κανονισμού στο οποίο είναι ευδιάκριτο το κέντρο μάζας (ΚΜ) -με τετράγωνο- και δυσκαμψίας (ΚΔ) -με κύκλο- κάθε ορόφου, αντίστοιχα. Παρατηρούμε ότι το ΚΜ δεν απέχει πολύ από το κέντρο του περιγράμματος της ορθογωνικής διατομής της κάτοψης, αν λάβουμε υπόψη και την ύπαρξη των προβόλων. Όσον αφορά το ΚΔ φαίνεται μετατοπισμένο προς το πάνω, δεξί μέρος της κάτοψης. Αυτό συμβαίνει διότι στο πάνω δεξί μέρος της κάτοψης υπάρχει μεγαλύτερος αριθμός κατακόρυφων μελών απ' ότι στο κάτω μέρος, όπου υπάρχει και ένας πρόβολος. Λόγω λοιπόν της εκκεντρότητας μεταξύ ΚΜ και ΚΔ αναμένεται στροφή της θεμελίωσης, άρα οι συνδεδεμένες πεδιλοδοκοί θα μεταβιβάσουν στροφικές ροπές στα υποστυλώματα με αποτέλεσμα όλο **το κτίριο να καθίσταται εύστρεπτο**. Επιπλέον μειονεκτήματα του συγκεκριμένου κτιρίου είναι ότι τα **κατακόρυφα μέλη διαθέτουν μικρές διαστάσεις** σχετικά με τα ανοίγματα των πλαισίων, η **έμμεση στήριξη δοκών** και το γεγονός ότι **τα πλαίσια δεν διαθέτουν σταθερά ανοίγματα**.

## 2. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ

Το διώροφο κτίριο έχει σχεδιαστεί με βάση τις διατάξεις και τον παλαιό αντισεισμικό κανονισμό του Βασιλικού Διατάγματος του 1959 όπως επίσης και με τον σύγχρονο κανονισμό, ΕΑΚ.

Ακολούθως, προκαθορίστηκε ο οπλισμός στον φέροντα οργανισμό ως υφιστάμενος και έγινε αποτίμηση με ελαστική και ανελαστική μέθοδο, τις οποίες προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, για να ελεγχθεί η επάρκεια των υφιστάμενων δομικών στοιχείων για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας (σ.ε). Σε περίπτωση που τα κτίρια δεν επαρκούσαν πλήρως σε καμία σ.ε. πραγματοποιήθηκαν διαδοχικές αποτιμήσεις για μικρότερη σεισμική επιτάχυνση εδάφους έτσι ώστε να σημειωθεί αυτή για την οποία προκύπτει πλήρης επάρκεια όλων των δομικών στοιχείων της κατασκευής.

Για τα υφιστάμενα υλικά χρησιμοποιήθηκαν οι μέσες τους τιμές σύμφωνα με την **§4.4.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]**. Οι μέσες τιμές των υλικών προκύπτουν βάση τεκμηριωμένων

εργαστηριακών ελέγχων κατά την αποτύπωση των κτιρίων. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν οι «ερήμην» τιμές που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- Για υφιστάμενα του ΒΔ:

Μέση Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος:  $f_{cm} = 12 \text{ MPa}$ , Τυπική απόκλιση:  $s = 4 \text{ MPa}$ , Αντοχή χάλυβα:  $f_y = 450 \text{ MPa}$ , Τυπική απόκλιση:  $s = 40 \text{ MPa}$ .

- Για υφιστάμενα του ΕΑΚ:

Μέση Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος:  $f_{cm} = 20 \text{ MPa}$ , Τυπική απόκλιση:  $s = 4 \text{ MPa}$ , Αντοχή χάλυβα:  $f_y = 450 \text{ MPa}$ , Τυπική απόκλιση:  $s = 40 \text{ MPa}$ .

- Υφιστάμενες Τοιχοπληρώσεις

Όσον αφορά τις τοιχοπληρώσεις, όπως αναφέρθηκε στην περιγραφή του φορέα, περιμετρικά του κτιρίου υπάρχουν μεγάλα ανοίγματα της τάξεως του 50%. Σύμφωνα με την §7.4.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ [1] επιτρέπεται να αγνοούνται εντελώς, η να συμπεριλαμβάνονται με διαφορετική πιο πολύπλοκη λειτουργία. Για το λόγο αυτό, στην παρούσα εργασία αφού δεν υπήρχαν επαρκείς λεπτομέρειες για τα ανοίγματα τα κτίρια αποτιμήθηκαν με τα φαινόμενα βάρη εσωτερικών και εξωτερικών τοιχοπληρώσεων μειωμένα κατά 50% και 35%, αντίστοιχα και στην ακραία περίπτωση όπου δεν έγινε καθόλου προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων. Με τον τρόπο αυτό θα εξαχθούν συμπεράσματα κατά πόσο υπάρχει ευμενής επιρροή ή όχι αυτών στην κατασκευή. Κατά την ελαστική μέθοδο ανάλυσης οι τοιχοπληρώσεις προσομοιώθηκαν σαν ένα ζεύγος διαγώνιου θλιπτήρα - ελκυστήρα με την μισή δυστένεια στο κάθε μέλος, ενώ κατά τις ανελαστικές μόνο σαν ένα διαγώνιο θλιπτήρα με ολόκληρη την δυστένεια σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

## 2.1 ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ

Στην παρούσα εργασία η αποτίμηση έγινε για όλες τις επιτελεστικότητες, Α «Περιορισμένες Βλάβες», Β «Σημαντικές Βλάβες» και Γ «Οιονεί Κατάρρευση», σύμφωνα με την §9.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]. Στην σ.ε. Α, ο φέρων οργανισμός (και ο οργανισμός συμπληρώσεως) αναμένεται να έχει οιονεί ελαστική συμπεριφορά και να μην αναπτύξει ουσιώδεις μετελαστικές παραμορφώσεις. Γενικώς ισχύει  $m = 1$ . Κατά τη Β, όλα τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά τα πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να διαθέτουν σημαντικό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας τους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Στην σ.ε Γ, επιτρέπεται να ξεπεραστεί η διαθέσιμη παραμόρφωση αστοχίας των πρωτευόντων και των ενδεχομένων κατακόρυφων δευτερευόντων στοιχείων του φέροντος οργανισμού, ενώ για τα οριζόντια δευτερεύοντα στοιχεία επιτρέπονται, γενικώς, υπερβάσεις.

Η σεισμικές δράσεις που επιλέχθηκαν είναι οι σεισμοί οι οποίοι έχουν πιθανότητα υπέρβασης 10% και 50% σε περίοδο 50 χρόνων, με περίοδο επαναφοράς 475 και 70 αντίστοιχα, §2.2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1].

## 2.2 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ [1] διακρίνει τρεις διαφορετικές στάθμες δεδομένων:

- i. «Υψηλή»,
- ii. «Ικανοποιητική» και
- iii. «Ανεκτή»

Σύμφωνα με την §3.7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ θα πρέπει να καθοριστούν επιμέρους στάθμες αξιοπιστίας (1) του σκυροδέματος, (2) του χάλυβα, (3) των τοιχοπληρώσεων και (4) των γεωμετρικών δεδομένων της κατασκευής. Για να οριστεί η στάθμη αξιοπιστίας για κάθε δεδομένο πρέπει να γίνει πλήρης διερεύνηση σύμφωνα με της διατάξεις της συγκεκριμένης παραγράφου. Από αυτές τις στάθμες προκύπτουν και οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των υλικών κατά την αποτίμηση. Αυτό συνεπάγεται ότι όσο πιο υψηλή στάθμη αξιοπιστίας εξασφαλιστεί, τόσο πιο μικροί επιμέρους συντελεστές ασφαλείας. Κατά συνέπεια πιο λίγες

επεμβάσεις και μείωση του κόστους ανασχεδιασμού. Στην παρούσα εργασία **επιλέχθηκε Στάθμη Αξιοπιστίας “Υψηλή”** για όλα τα δεδομένα.

## 2.3 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΠΙΚΩΝ ΔΕΙΚΤΩΝ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ (m)

### 2.3.1 ΔΙΑΘΕΣΙΜΟ ΠΕΡΙΘΩΡΙΟ ΑΝΤΟΧΗΣ ΔΟΜΙΚΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ

Προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα κύρια στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, απαιτείται μια προκαταρκτική ανάλυση του κτιρίου, έτσι ώστε για κάθε στοιχείο του να υπολογισθούν οι λόγοι («δείκτες ανεπάρκειας»), σύμφωνα με την **Εξ.5.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]**.

$$\lambda = \frac{S}{R_m} \quad (1)$$

S: (i) Η ροπή λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (**βλ. §4.4.2, ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]**), όπου η σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση ( $q=1$ ). Οι λόγοι  $\lambda$  υπολογίζονται μόνο με βάση τις αντοχές σε κάμψη, αφενός για συντόμευση των σχετικών υπολογισμών και αφετέρου διότι, ακόμη και στην περίπτωση που επιλεγεί (συνεκτιμώντας και τις τιμές των  $\lambda$ ) ελαστική μέθοδος ανάλυσης, οι έλεγχοι σε τέμνουσα γίνονται με ικανοτική θεώρηση (**βλ. Κεφ. 9, ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]**), άρα ελέγχεται η απαίτηση  $\lambda \leq 1$  για την ικανοτική τέμνουσα.

$R_m$ : Είναι η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών (**βλ. §5.1.4, ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]**).

### 2.3.2 ΔΥΣΚΑΜΨΙΕΣ

Σύμφωνα με την παράγραφο **§4.4.1.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]** στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων, με χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , οπότε γενικώς οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων, η δυσκαμψία μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό αυτής του σταδίου I (μη – ρηγματωμένα στοιχεία). Στην περίπτωσή μας με τη χρήση του συγκεκριμένου λογισμικού [6] υπολογίστηκαν οι δυσκαμψίες των στοιχείων από τα διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων ( $M - \varphi$ ) για συγκεκριμένο αξονικό φορτίο,  $N$ , **για τις δοκούς  $N=0$  και για τα υποστυλώματα  $N$  για φόρτιση  $G+0,3Q$** .

### 2.3.3 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΡΟΠΩΝ-ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΩΝ (M-φ)

Η ενεργός δυσκαμψία του μήκους  $L_s$  στοιχείου **§7.2.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]** ισούται με:

$$K = M_y L_s / 3\theta_y \quad (2)$$

όπου  $M_y$  και  $\theta_y$  η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής, αντίστοιχα, στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου, οι οποίες υπολογίζονται **με οδηγό το παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]**. Η ενεργός δυσκαμψία  $K$  του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από πιο πάνω εξίσωση στις δύο ακραίες διατομές του στοιχείου. Αν οι διατομές αυτές έχουν μη - συμμετρικό σχήμα ή οπλισμό (δηλαδή, διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή κάμψης), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του  $K$  από την εξίσωση για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική).

## 2.3.4 ΕΦΑΡΜΟΓΗ - ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ( $q=1$ )

### 2.3.4.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ

Εφόσον η ελαστική ανάλυση γίνεται με τη μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , το συνολικό οριζόντιο φορτίο (τέμνουσα βάσης) σε μία διεύθυνση του κτιρίου θα υπολογίζεται από το λογισμικό με βάση την **§3.5.2 του ΕΑΚ [2]**. Αφού όμως κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ χρησιμοποιείται το φάσμα του **ΕΚ 8-1[5]**, οι αντίστοιχες εξισώσεις τροποποιήθηκαν ως εξής:

1. Οι τιμές  $T_1$  και  $T_2$  αντιστοιχήθηκαν με τις τιμές  $T_B$  και  $T_C$ .
2. Ο εκθέτης του λόγου  $T_2/T_1$  από  $2/3$  έγινε ίσος με 1.

Με βάση το φάσμα σχεδιασμού οριζόντιων επιταχύνσεων του σεισμού που καθορίζεται από τις παρακάτω εξισώσεις:

$$R_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T < T_1 \quad (3.a)$$

$$R_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \quad \text{για } T_1 \leq T \leq T_2 \quad (3.β)$$

$$R_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{για } T_2 < T \quad (3.γ)$$

όπου:

- Ιδιοπερίοδος της κατασκευής ΒΔ:  $T_x = 0.44 \text{ sec}$  και  $T_y = 0.42 \text{ sec}$
- Ιδιοπερίοδος της κατασκευής ΕΑΚ:  $T_x = 0.46 \text{ sec}$  και  $T_y = 0.45 \text{ sec}$
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας:  $I, \alpha = 0.16, A = \alpha \cdot g = 0.16 \cdot g$
- Κατηγορία εδάφους: Β όπου  $T_B = 0.15 \text{ sec}$  και  $T_C = 0.5 \text{ sec}$
- Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου:  $\Sigma_2, \gamma_1 = 1.00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς:  $q = 1.0$
- Ποσοστό απόσβεσης:  $\zeta = 5\%$
- Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης:  $\beta_0 = 2.5$
- Συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης:  $\theta = 1$

Βάσει όλων των παραπάνω, υπολογίστηκε η τέμνουσα βάσης ως εξής:

- Για το κτίριο του ΒΔ (σ.ε. Β1), για  $G+0.3Q$ :  $V_{\text{base}} = 1695.5 \text{ KN}$
- Για το κτίριο του ΕΑΚ (σ.ε. Β1), για  $G+0.3Q$ :  $V_{\text{base}} = 1701.4 \text{ KN}$

Η εξαγωγή των λόγων ανεπάρκειας  $\lambda$  (Πιν. 2), πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος **STRAD.3DR** [3]. Οι έλεγχοι γίνονται επομένως με τον δυσμενέστερο από τους παρακάτω συνδυασμούς φόρτισης:

$$G + 0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y, \quad G + 0.3Q \pm E_y \pm 0.3E_x$$

- Για το κτίριο του ΒΔ (σ.ε. Β1):

Όροφος 1				Όροφος 2			
A/A		A/A		A/A		A/A	
1	1.32	7	2.33	1	0.61	7	1.35
2	3.67	8	2.50	2	1.32	8	1.45
3	1.89	9	2.27	3	0.87	9	1.61
4	1.79	10	2.22	4	1.35	10	1.41
5	2.00	11	2.17	5	0.91	11	1.67
6	2.27			6	1.43		

Πίνακας 1: Συντελεστές Καμπτικής Ανεπάρκειας Υποστυλωμάτων ΒΔ (σ.ε. Β1)

**Max  $\lambda$  ορόφου 1 = 3.67,      Max  $\lambda$  ορόφου 2 = 1.67**

- Για το κτίριο του ΕΑΚ (σ.ε. Β1):

Όροφος 1				Όροφος 2			
A/A		A/A		A/A		A/A	
1	0.80	7	1.67	1	1.00	7	1.54
2	1.00	8	1.89	2	1.39	8	1.67
3	1.59	9	2.08	3	1.19	9	1.79
4	2.78	10	1.56	4	1.32	10	0.74
5	1.69	11	2.17	5	0.69	11	1.52
6	1.92			6	0.74		

Πίνακας 2: Συντελεστές Καμπτικής Ανεπάρκειας Υποστυλωμάτων ΕΑΚ (σ.ε. Β1)

**Max  $\lambda$  ορόφου 1 = 2.78,      Max  $\lambda$  ορόφου 2 = 1.79**

### 2.3.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΚΗ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ

Αρχικά πρέπει να δούμε αν τηρούνται οι προϋποθέσεις εφαρμογής της ελαστικής δυναμικής μεθόδου σύμφωνα με την §5.6.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1] και αν τα κτίρια των δύο κανονισμών είναι μορφολογικά κανονικά.

Για τον τύπο του κτιρίου που εξετάζεται στην παρούσα εργασία και σύμφωνα με την περιγραφή του φέροντα οργανισμού, η δύο πρώτες συνθήκες της μορφολογικής κανονικότητας που ορίζονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. πληρούνται. Ακολουθεί ο έλεγχος της τήρησης των δύο επόμενων συνθηκών της μορφολογικής κανονικότητας με βάσει τα αποτελέσματα της προκαταρκτικής ανάλυσης.

Βάσει των πιο πάνω τιμών για τους συντελεστές ανεπάρκειας κάθε υποστυλώματος, υπολογίστηκαν οι μέσοι δείκτες ανεπάρκειας κάθε ορόφου από τη Εξ. 5.2, ΚΑΝ.ΕΠΕ [1], για κάθε διεύθυνση του σεισμού, x και y, αντίστοιχα:

$$\lambda_k = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{si}}{\sum_1^n V_{si}} \quad (4)$$

- Για το κτίριο του ΒΔ (σ.ε. Β1):

Όροφος 1:  $\lambda_{1x} = 2.45$  και  $\lambda_{1y} = 3.20$ ,

Όροφος 2:  $\lambda_{2x} = 1.30$  και  $\lambda_{2y} = 1.25$

- Για το κτίριο του ΕΑΚ (σ.ε. Β1):

Όροφος 1:  $\lambda_{1x} = 1.83$  και  $\lambda_{1y} = 1.77$ ,

Όροφος 2:  $\lambda_{2x} = 1.32$  και  $\lambda_{2y} = 1.32$

Αφού  $\lambda_{2x} / \lambda_{1x} < 1.5$  και  $\lambda_{2y} / \lambda_{1y} < 1.5$  και στα δύο κτίρια, ικανοποιείται το 3<sup>ο</sup> κριτήριο της μορφολογικής κανονικότητας για μη ύπαρξη καμπτοδιατμητικού ασθενή ορόφου.

Όπως φαίνεται στα δεδομένα του πίνακα ανεπαρκειών δεν ικανοποιείται το 4<sup>ο</sup> κριτήριο της μορφολογικής κανονικότητας, αφού υπάρχει μεγάλη διαφορά μεταξύ του μικρότερου και του μεγαλύτερου  $\lambda$  σε απέναντι πλευρές του κάθε ορόφου. Επομένως, **στα δύο κτίρια και οι δύο όροφοι είναι στεπτικώς ασθενείς**. Άρα τα κτίρια θεωρούνται **μορφολογικά μη κανονικά**, αφού δεν ικανοποιείται το τελευταίο κριτήριο.

Συμπερασματικά, για τα κτίρια που εξετάζονται σε σχέση με τις **προϋποθέσεις εφαρμογής της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης** ισχύουν τα παρακάτω:

- Η προϋπόθεση (α) δεν πληρείται σε κανένα από τα δύο κτίρια σύμφωνα με τα αποτελέσματα της προκαταρκτικής ανάλυσης ( $q=1$ ), αφού υπάρχουν στοιχεία με δείκτη ανεπάρκειας που υπερβαίνει την τιμή 2.50 και συγχρόνως τα κτίρια χαρακτηρίζονται μορφολογικά μη κανονικά όπως αποδεικνύεται πιο πάνω.
- Ανεξαρτήτως της ισχύος των συνθηκών της προηγούμενης παραγράφου, αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιαστικές βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς (μόνον) της αποτίμησης η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος  $\gamma_{sd}$  που προβλέπονται στην §4.5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1] αυξάνονται **κατά 0.15**. Στην παρούσα εργασία έγινε αποτίμηση με χρήση και ελαστικής μεθόδου για λόγους σύγκρισης, όπως θα αναλυθεί στη συνέχεια.
- Οι προϋποθέσεις αυτές δεν είναι απαραίτητες για σ.ε. Α.

Σύμφωνα με την ιδιομορφική ανάλυση οι πρώτες ιδιομορφές σε x και y διεύθυνση, αντίστοιχα, μεταφέρουν πάνω από το 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου και για τα δύο κτίρια. Επίσης, όπως παρατηρήσαμε από το λογισμικό (Σχήμα 3) και στα δύο κτίρια η τρίτη ιδιομορφή είναι στρεπτική και μεταφέρει μεγάλο ποσοστό της συνολικής μάζας (π.χ. 20.4% στη X-διεύθ. και 12.2% στη Y-διεύθ.) στο κτίριο του ΒΔ για σ.ε. Β1. Αποδεικνύεται έτσι ότι **τα κτίρια είναι στεπτικώς ασθενείς**.



## ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΠΙΚΩΝ ΔΕΙΚΤΩΝ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ (m)

Η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα, στις κρίσιμες περιοχές των δομικών στοιχείων εκτιμάται μέσω των δεικτών (m). Στην παρούσα εργασία η αποτίμηση έγινε για όλες τις επιτελεστικότητες, **A «Περιορισμένες Βλάβες», B «Σημαντικές Βλάβες» και Γ «Οιονεί Κατάρρευση»**, σύμφωνα με την **§9.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]**.

Επειδή η ανάλυση είναι ελαστική, η γενική ανίσωση ασφαλείας, ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών ως εξής:

α) Για **πλάστιμους τρόπους αστοχίας** και συμπεριφοράς και για τοιχοπληρώσεις, ελέγχεται η ανίσωση (5), **§9.3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]**:

$$S_d = S_G + S_E/m < R_d \quad (5)$$

$S_G$ : εντατικό μέγεθος για τις δράσεις βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού,

$S_E$ : εντατικό μέγεθος για την σεισμική δράση από την (ελαστική) ανάλυση,

$R_d$ : τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους εντατικών μεγεθών, υπολογιζόμενη με τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών.

$\delta_d$ : η παραμόρφωση σχεδιασμού, όπου ως  $\delta_d$  χρησιμοποιείται η **γωνία στροφής χορδής  $\theta_d$**

Τα μεγέθη  $\theta_u$ ,  $\theta_y$  που απαιτούνται για τον προσδιορισμό του δείκτη (m) έχουν υπολογιστεί για όλα τα δομικά στοιχεία με βάσει της εξισώσεως του παραρτήματος **7A και την §7.2.2 του**

**m =  $\delta_d/\delta_y$** , σύμφωνα με την **§4.7.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]**

- Συγκεκριμένα, για σ.ε. **A «Περιορισμένες Βλάβες»** ισχύει:  $F_d \leq F_y$  και  $d_d \leq d_y$  ή  $\theta_d \leq \theta_y$  (οπότε  $m = 1$ ), με  $\gamma_{Rd} = 1$ .
- Για **B «Σημαντικές Βλάβες»**, για πρωτεύοντα στοιχεία:  $\delta_d = 0.5(\delta_y + \delta_u)/\gamma_{Rd}$ , και
- Για **Γ «Οιονεί Κατάρρευση»**:  $\delta_d = \delta_u/\gamma_{Rd}$

### ΚΑΝ.ΕΠΕ.

β) Για **ψαθυρούς τρόπους αστοχίας** και συμπεριφοράς δεν χρησιμοποιείται ο τοπικός δείκτης συμπεριφοράς m, ο έλεγχος της γενικής ανίσωσης ασφαλείας, γίνεται με:

$R_d$  = τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους εντατικών μεγεθών, υπολογιζόμενη με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών και με συντελεστές ασφαλείας υλικού  $\gamma_m$ .

$S_d$  = εντατικό μέγεθος που προκύπτει με βάση τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού και την ισορροπία του στοιχείου, όταν στις πλάστιμες περιοχές που το επηρεάζουν αναπτύσσεται η υπεραντοχή τους,  $\gamma_{Rd} \cdot R_d$ .

### 2.3.6 ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΒΑΣΗΣ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΤΟΠΙΚΩΝ ΔΕΙΚΤΩΝ m

Εφόσον η ανάλυση γίνεται με την μέθοδο των επιμέρους δεικτών συμπεριφοράς m η τέμνουσα βάσης σε κάθε διεύθυνση του κτιρίου θα υπολογίζεται κατά τρόπον ώστε να προσεγγίζονται με επαρκή ακρίβεια οι μετακινήσεις, λαμβανομένης υπόψη (i) της ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων και (ii) του ρόλου των ανώτερων ιδιομορφών.

Για την εφαρμογή αυτής της απαίτησης όταν δεν υιοθετούνται ακριβέστερες προσεγγίσεις, είναι δυνατή η χρησιμοποίηση της ακόλουθης σχέσης για τον υπολογισμό της τέμνουσας βάσης, **Εξ. 5.3, ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]**:  $V = C_1 C_m \Phi_e W$  (6)

$C_1$ : Συντελεστής που συσχετίζει την αναμενόμενη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση με τις μετακινήσεις που υπολογίζονται από γραμμική ελαστική ανάλυση. Για τη συγκεκριμένη εργασία  **$C_1 = 1.0$**  για  $T_0 < T_2$ , όπου  $T_c$  η τιμή στην οποία αρχίζει ο φθίνων κλάδος του φάσματος απόκρισης.

$C_m$ : ο συντελεστής δρώσας μάζης (για συνεκτίμηση ανώτερων ιδιομορφών), που λαμβάνεται ίσος με **0.85**.

$\Phi_e$ : η φασματική επιτάχυνση του ελαστικού φάσματος που αντιστοιχεί σε ιδιοπερίοδο  $T_0$  σε κάθε κύρια διεύθυνση.

$W$ : το βάρος που αντιστοιχεί στην συνολικά ταλαντευόμενη μάζα της κατασκευής.

Η κατανομή των σεισμικών φορτίων γίνεται σύμφωνα με την Εξ.Σ5.4, ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]:

$$F_i = (V_o - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot z_i}{\sum_j m_j \cdot z_j} \quad (7)$$

$z_i$ : η απόσταση της στάθμης  $i$  από τη βάση και  $V_o = C_1 C_m \Phi_\varepsilon W$ .

### 2.3.7 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ m

Στους πιο κάτω πίνακες παραθέτονται τα ποσοστά επάρκειας των υποστυλωμάτων και δοκών, σε κάμψη και διάτμηση για τα κτίρια και των δύο κανονισμών με την μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m. Τα αποτελέσματα για τα δύο κτίρια ομαδοποιούνται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας αντίστοιχα, για διευκόλυνση στην σύγκριση.

Στην σ.ε. Α «Περιορισμένες Βλάβες», ο φέρων οργανισμός (και ο οργανισμός συμπληρώσεως) αναμένεται να έχει οιονεί ελαστική συμπεριφορά και να μην αναπτύξει ουσιώδεις μετελαστικές παραμορφώσεις. Γενικώς ισχύει  $m = 1$ . Για σ.ε Α1 και Α2 έγινε αποτίμηση με και χωρίς την παρουσία τοιχοπληρώσεων στο προσομοίωμα για σκοπούς σύγκρισης.

Μέθοδος m			Α1	
ΒΔ	Υποστυλώματα		Δοκοί	
Με τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	9 %	55 %	0 %	14 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	27 %	27 %	21 %	21 %
Χωρίς τοίχους				
1 <sup>ος</sup> Όροφος	0 %	9 %	0 %	7 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	18 %	18 %	9 %	7 %

Πίνακας 3: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΒΔ (σ.ε. Α1)

Παρατηρούμε στο κτίριο του ΒΔ ότι το ποσοστό επάρκειας σε κάμψη και διάτμηση δοκών και υποστυλωμάτων αυξάνεται με την ύπαρξη των τοιχοπληρώσεων στο προσομοίωμα, οι οποίες φαίνεται να έχουν εν γένει θετική επιρροή στην σεισμική απόκριση της κατασκευής. Συγκεκριμένα, στα **υποστυλώματα** σημειώνεται η μέγιστη αύξηση της επάρκειας μέχρι 9% και 46% στον 1<sup>ο</sup> όροφο για κάμψη και διάτμηση, αντίστοιχα. Ενώ στις **δοκούς** η επάρκεια αυξάνεται μέχρι 12% και 14% στον 2<sup>ο</sup> όροφο για κάμψη και διάτμηση, αντίστοιχα. Επίσης, από την ιδιομορφική ανάλυση παρατηρούμε ότι η συνεισφορά των θεμελιωδών ιδιοπεριόδων της κάθε διεύθυνσης αυξήθηκε αρκετά, ενώ η συνεισφορά της στρεπτικής ιδιομορφής μειώθηκε από **20%** σε **17%** στο κτίριο του ΒΔ.

Μέθοδος m			Α1	
ΕΑΚ	Υποστυλώματα		Δοκοί	
Με τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	45 %	100 %	21 %	86 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	45 %	100 %	64 %	71 %

Πίνακας 4: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΕΑΚ (σ.ε. Α1)

Μέθοδος m			Α2	
ΒΔ	Υποστυλώματα		Δοκοί	
Με τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	45 %	10 %	7 %	14 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	73 %	55 %	29 %	21 %

Χωρίς τοίχους				
1 <sup>ος</sup> Όροφος	0 %	27 %	0 %	18 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	27 %	27 %	21 %	14 %

Πίνακας 5: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΒΔ (σ.ε. Α2)

Παρατηρούμε στο κτίριο του ΒΔ ότι και στην σ.ε. Α2 όπως και στην Α1, το ποσοστό επάρκειας σε κάμψη και διάτμηση δοκών και υποστυλωμάτων αυξάνεται με την ύπαρξη των τοιχοπληρώσεων στο προσομοίωμα. Συγκεκριμένα, στα **υποστυλώματα** σημειώνεται η μέγιστη αύξηση της επάρκειας μέχρι 46% και 28% στον 2<sup>ο</sup> όροφο για κάμψη και διάτμηση, αντίστοιχα. Ενώ στις **δοκούς** η επάρκεια αυξάνεται μέχρι 8% και 7% στον 2<sup>ο</sup> όροφο για κάμψη και διάτμηση, αντίστοιχα. Παράλληλα όμως, βλέπουμε ότι η παρουσία των τοιχοπληρώσεων στην σ.ε. Α2 είχε ως **αρνητική επιρροή** την μικρή μείωση της διατμητικής επάρκειας των δοκών του 1<sup>ου</sup> ορόφου κατά 4%.

Μέθοδος m			Α2	
ΕΑΚ	Υποστυλώματα		Δοκοί	
Με τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	100 %	93 %	86 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	100 %	93 %	71 %

Πίνακας 6: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΕΑΚ (σ.ε. Α2)

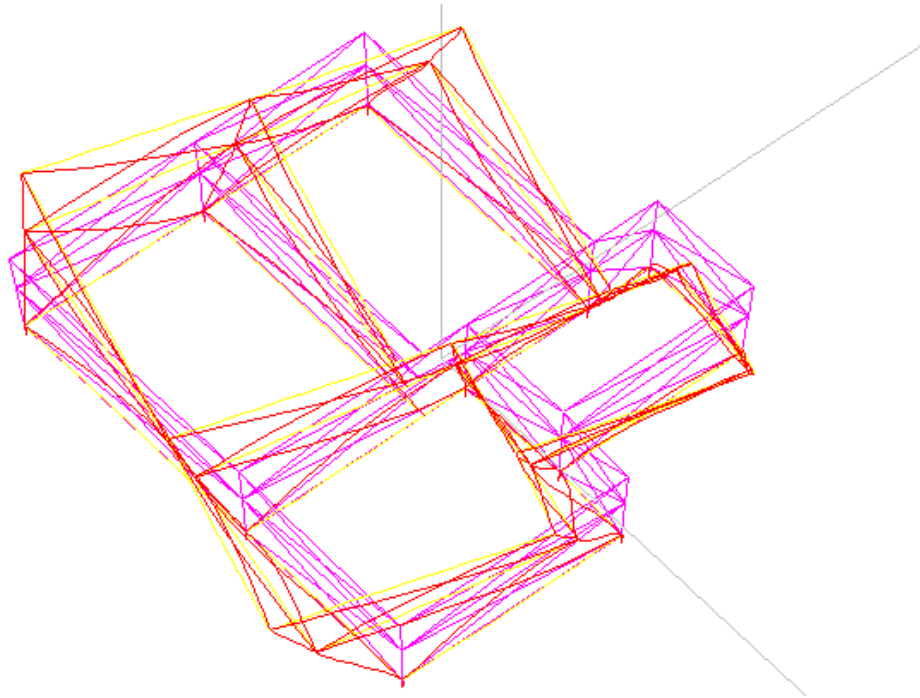
Κατά τη σ.ε. Β «Σημαντικές Βλάβες», όλα τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά τα πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να διαθέτουν σημαντικό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας τους. Ο φέρον οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης.

Μέθοδος m			Β1	
ΒΔ	Υποστυλώματα		Δοκοί	
Με τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	64 %	18 %	64 %	0 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	73 %	27 %	79 %	7 %

Πίνακας 7: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΒΔ (σ.ε. Β1)

Μέθοδος m			Β1	
ΕΑΚ	Υποστυλώματα		Δοκοί	
Με τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	100 %	93 %	79 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	82 %	82 %	100 %	64 %

Πίνακας 8: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΕΑΚ (σ.ε. Β1)

Σχήμα4: 3<sup>η</sup> Στρεπτική Ιδιομορφή κτιρίου ΒΔ (σ.ε. Β1)

Μέθοδος m			B2	
ΒΔ	Υποστυλώματα		Δοκοί	
Με τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	91 %	82 %	91 %	0 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	36 %	100 %	14 %

Πίνακας 9: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΒΔ (σ.ε. Β2)

Πιο πάνω παρατηρούμε με βάσει τα αποτελέσματα του προγράμματος ότι στο κτίριο του ΒΔ για σ.ε. Β2, τα υποστυλώματα του 1<sup>ου</sup> ορόφου παρουσιάζουν μεγαλύτερη επάρκεια σε διάτμηση σε σχέση με αυτά του 2<sup>ου</sup> ορόφου, παρόλο που σε μεγαλύτερο σεισμό (σ.ε. Β1) συμβαίνει το αντίθετο, αυτό πιθανό να οφείλεται στο μεγαλύτερο αξονικό φορτίο που παραλαμβάνουν τα υποστυλώματα του 1<sup>ου</sup> ορόφου σε σχέση με αυτά του 2<sup>ου</sup>.

Μέθοδος m			B2	
ΕΑΚ	Υποστυλώματα		Δοκοί	
Με τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	100 %	100 %	100 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	100 %	100 %	100 %

Πίνακας 10: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΕΑΚ (σ.ε. Β2)

Στην σ.ε Γ «Οιονεί Κατάρρευση», επιτρέπεται να ξεπεραστεί η διαθέσιμη παραμόρφωση αστοχίας των πρωτευόντων και των ενδεχομένων κατακόρυφων δευτερευόντων στοιχείων του φέροντος οργανισμού, ενώ για τα οριζόντια δευτερεύοντα στοιχεία επιτρέπονται, γενικώς, υπερβάσεις. Στη συγκεκριμένη περίπτωση δεν είχε χαρακτηριστεί κανένα δομικό στοιχείο ως δευτερεύον.

Για την αποτίμηση των κτιρίων για σ.ε. Γ στο προσομοίωμα **δεν προστέθηκαν οι τοιχοπληρώσεις** αφού θεωρήθηκε ότι θα αστοχήσουν νωρίς και η δυσκαμψία τους θα σταματήσει να συνεισφέρει στην σεισμική απόκριση της κατασκευής κατά τις ανελαστικές παραμορφώσεις.

Μέθοδος m			Γ1	
ΒΔ	Υποστυλώματα		Δοκοί	
Χωρίς τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	64 %	0 %	64 %	0 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	82 %	27 %	79 %	7 %

Πίνακας 11: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου Γ1 (σ.ε. Γ1)

Μέθοδος m			Γ1	
ΕΑΚ	Υποστυλώματα		Δοκοί	
Χωρίς τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	100 %	100 %	64 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	82 %	55 %	100 %	57 %

Πίνακας 12: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΕΑΚ (σ.ε. Γ1)

Μέθοδος m			Γ2	
ΒΔ	Υποστυλώματα		Δοκοί	
Χωρίς τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	91 %	27 %	79 %	0 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	91 %	27 %	93 %	7 %

Πίνακας 13: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΒΔ (σ.ε. Γ2)

Αξιοσημείωτο είναι ότι για σ.ε. Β και Γ δεν επαρκεί καμία δοκός σε διάτμηση στον πρώτο όροφο του κτιρίου του ΒΔ, στον 2<sup>ο</sup> όροφο η επάρκεια είναι μόλις 7% για Β1, Γ1 και Γ2 και 14% για Β2. Ενώ, για σ.ε. Α1 και Α2 αυξάνεται η διατμητική επάρκεια των δοκών σε 14% και 21% στον 1<sup>ο</sup> και 2<sup>ο</sup> όροφο αντίστοιχα αλλά μειώνεται η επάρκεια των δοκών σε κάμψη σε σχέση με τις σ.ε. Β και Γ, αφού τα εντατικά μεγέθη του σεισμού διαιρούνται με  $m = 1$ . Η μεγαλύτερη ανεπάρκεια σε διάτμηση στις δοκούς για σ.ε. Β και Γ οφείλεται στον έλεγχο της γενικής ανίσωσης ασφαλείας με εντατικό μέγεθος που προκύπτει με βάση τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού και την ισορροπία του στοιχείου, όταν στις πλαστικές περιοχές που το επηρεάζουν αναπτύσσεται η υπεραντοχή τους,  $\gamma_{Rd}R_d$ . Εν αντιθέσει, για σ.ε. Α, η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών, όπως ορίζεται στα **Κεφ. 7 και 8 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]**.

Στον 1<sup>ο</sup> όροφο οι ελλείψεις είναι μεγαλύτερες όπως αναμενόταν, αφού αυτός είναι που καταπονείται περισσότερο από το σεισμό.

Μέθοδος m			Γ2	
ΕΑΚ	Υποστυλώματα		Δοκοί	
Χωρίς τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	100 %	100 %	100 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	100 %	100 %	100 %

Πίνακας 14: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΕΑΚ (σ.ε. Γ2)

➤ Επιπλέον έλεγχος έγινε για τον εντοπισμό της σεισμικής επιτάχυνσης στην οποία υπάρχει πλήρης επάρκεια των κτιρίων κατά την αποτίμηση με τη Μέθοδο m. Μετά από διαδοχικές επαναλήψεις της διαδικασίας για μικρότερες σεισμικές επιταχύνσεις, αποδείχθηκε ότι το κτίριο του ΒΔ θεωρείται επαρκές κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ σε πάρα πολύ μικρούς σεισμούς: **0.02g για σ.ε. Α, 0.03g για σ.ε. Β και 0.01 g για σ.ε. Γ**. Μέσα από τη διαδικασία αυτή εξήχθηκε το συμπέρασμα ότι τα υποστυλώματα πρώτα αστοχούν διατμητικά, αφού για επιταχύνσεις μικρότερες από 0.08g, 0.09g και 0.08g για σ.ε. Α, Β και Γ, αντίστοιχα, τα υποστυλώματα δεν παρουσιάζουν καμπτικές ανεπάρκειες αλλά μόνο διατμητικές. Το κτίριο

του ΕΑΚ, όπως φαίνεται στους πιο πάνω πίνακες, παρόλο που είναι σχετικά καινούριο, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ επαρκεί μόνο για μικρότερη σεισμική επιτάχυνση από αυτή που σχεδιάστηκε στις διάφορες σ.ε. Αποδείχθηκε λοιπόν, ότι παρουσιάζει πλήρη επάρκεια για σεισμικές επιταχύνσεις **0.07g για σ.ε. Α, 0.12g για σ.ε. Β και 0.11g για σ.ε. Γ.**

Συμπερασματικά, για το κτίριο του σύγχρονου κανονισμού (ΕΑΚ), φαίνεται στα πιο πάνω αποτελέσματα όσον αφορά τις δοκούς οι διατμητικές ανεπάρκειες είναι λιγότερες από τις καμπτικές. Εν αντιθέσει, το κτίριο του ΒΔ (1959) παρουσιάζει στις δοκούς περισσότερες ανεπάρκειες σε διάτμηση, αφού υπάρχει αρκετά μεγάλο έλλειμμα εγκάρσιου οπλισμού στα κτίρια της συγκεκριμένης περιόδου σε σχέση με τα σύγχρονα. Επιπλέον, για σ.ε. Β και Γ τα μέλη επιτρέπεται να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις, σε αντίθεση με την διάτμηση η οποία επιφέρει ψαθυρή αστοχία και το εντατικό μέγεθος προκύπτει βάσει τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού.

Παρόλα αυτά, το συγκεκριμένο κτίριο του ΕΑΚ δεν παρουσιάζει πλήρη επάρκεια σε διάτμηση για τη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού του σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Το γεγονός αυτό πιθανό να οφείλεται στα μεγάλα ανοίγματα των δοκών και στην ύπαρξη της έμμεσης στήριξης τα οποία λειτουργούν δυσμενώς στη συμπεριφορά του φορέα υπό σεισμική δράση.

Αποδεικνύεται, όπως ήταν αναμενόμενο ότι υπάρχει μεγαλύτερη επάρκεια στο κτίριο του ΕΑΚ από αυτό του ΒΔ σε κάμψη και διάτμηση, λόγω μεγαλύτερων διατομών εγκάρσιου οπλισμού, σημαντικά πυκνότερων συνδετήρων που προσφέρουν και καλύτερης περίσφιξη αλλά και μεγαλύτερης αντοχής υλικά.

Στα υποστυλώματα του κτιρίου του ΒΔ φαίνεται να υπάρχει μεγάλο πρόβλημα σε κάμψη, ιδιαίτερα για σ.ε. Α, όπου τα μέλη αναμένεται να έχουν οιονεί ελαστική συμπεριφορά και να μην αναπτύξουν ουσιώδεις μετελαστικές παραμορφώσεις ( $m=1$ ). Η μη κανονικότητα του φορέα σε κάτοψη, η ύπαρξη μεγάλων ανοιγμάτων δοκών, η έμμεση στήριξη ο ανεπαρκής οπλισμός και τα μικρότερης αντοχής υλικά στα δομικά στοιχεία δημιουργούν μεγάλο ποσοστό ανεπάρκειας στο κτίριο. Παρόλα αυτά όμως στα υποστυλώματα του κτιρίου του ΒΔ, περισσότερο πρόβλημα υπάρχει στη διάτμηση λόγω έλλειψης εγκάρσιου οπλισμού.

## 2.4 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ (PUSHOVER)

### 2.4.1 ΒΑΣΙΚΟΤΕΡΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:

Σύμφωνα με την **§5.7.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]** το προσομοίωμα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει ώσπου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, που κατά κανόνα χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης - μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Στην πρακτική εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η χάραξη της καμπύλης αντίστασης μέχρι ένα σημείο που αντιστοιχεί σε μετακίνηση κατά τι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη.

Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) 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 (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλάστιμων δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.

#### 2.4.2 ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Η ανελαστική στατική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι σ' αυτήν την περίπτωση θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση. Σε αυτή την περίπτωση, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται αύξηση κατά 25% των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων.

#### 2.4.3 ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ $\delta_t$

Η στοχευόμενη μετακίνηση ( $\delta_t$ ) του κόμβου ελέγχου υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ Σ5.6) [1]:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) S_{e(T)} \quad (8)$$

$T_e$ : η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου στη διεύθυνση που μελετάται.

$S_{e(T)}$ : η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο του κτιρίου  $T_e$  στη διεύθυνση που μελετάται.

$C_0$ : συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα, με την πραγματική μετακίνηση  $\delta_t$  της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα.

$C_1$ : συντελεστής που ορίστηκε πιο πάνω κατά την μέθοδο m.

$C_2$ : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον Πίνακα Σ5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$C_3$ : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως.

Κατά την παρούσα εργασία οι πιο πάνω συντελεστές θεωρήθηκαν:

$C_0 = 1.2$ ,  $C_1 = 1.03$ ,  $C_2 = 1.0$ ,  $C_3 = 1.0$  σύμφωνα με την §5.7.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1].

#### 2.4.4 ΕΛΕΓΧΟΙ ΚΡΙΤΗΡΙΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Για στάθμη Β «Σημαντικές Βλάβες», τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά πρέπει να διαθέτουν σημαντικό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας τους. Ενώ, για σ.ε Γ «Οιονεί Κατάρρευση», επιτρέπεται να ξεπεραστεί η διαθέσιμη παραμόρφωση αστοχίας των πρωτευόντων και των ενδεχομένων κατακόρυφων δευτερευόντων στοιχείων του φέροντος οργανισμού, ενώ για τα οριζόντια δευτερεύοντα στοιχεία επιτρέπονται, γενικώς, υπερβάσεις. Στο συγκεκριμένο πρόβλημα δεν είχε χαρακτηριστεί κανένα δομικό στοιχείο ως δευτερεύον.

Κατά την αποτίμηση για τις δύο πιο πάνω σ.ε., σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1] §9.3.1 η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται ως εξής:

- Για σ.ε. Α «Περιορισμένες Βλάβες»: Για την περίπτωση ανελαστικής ανάλυσης και πλάστιμους τρόπους αστοχίας, ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας μπορεί να γίνει σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών, με:

$S_d$ : το παραμορφωσιακό μέγεθος απ' την ανελαστική ανάλυση, με  $\gamma_{sd}$  κατά την §4.5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1], και

$R_d$ : την τιμή του παραμορφωσιακού αυτού μεγέθους κατά τη διαρροή  $\delta_y$  [τιμή διαρροής της γωνίας στροφής χορδής  $\theta_y$ ,  $\gamma_y$ , κ.λ.π.], υπολογισμένη με μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών.

α) Για πλάστιμους τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών με:

$S_d$ : παραμορφωσιακό μέγεθος  $\delta$  (γωνία στροφής  $\theta$ ,  $\gamma$ , κ.λ.π) από την ανάλυση με  $\gamma_{sd}$

$R_d$ : τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης, όχι μεγαλύτερη της αναμενόμενης οριακής παραμόρφωσης,  $\delta_d$ . Η  $R_d$  υπολογίζεται με βάση τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των

υλικών και με κατάλληλο συντελεστή ασφάλειας  $\gamma_{Rd}$ . Σε αυτή την περίπτωση, ως μέγεθος ελέγχου θα χρησιμοποιηθεί η γωνία στροφής  $\theta$ , ενώ για τον υπολογισμό των  $\theta_y$  και  $\theta_u$  χρησιμοποιούνται οι ακριβείς αναλυτικές σχέσεις του **Κεφ. 7 ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]**.

- Στη σ.ε. **B «Σημαντικές Βλάβες»**, ισχύουν τα εξής:

Σε πρωτεύοντα στοιχεία, η τιμή της  $R_d$  μπορεί να υπολογισθεί ως:  $R_d = \delta_d = 0.5(\delta_y + \delta_u)/\gamma_{Rd}$  όπου τα  $\delta_y$ ,  $\delta_u$  είναι υπολογισμένα με βάση τις μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών.

- Στη σ.ε. **Γ «Οιονεί Κατάρρευση»**, η τιμή της  $R_d$  λαμβάνεται ίση με την τιμή του  $\delta$  κατά την αστοχία,  $\delta_u$ , διαιρεμένη δια  $\gamma_{Rd}$ :  $R_d = \delta_d = \delta_u/\gamma_{Rd}$ .

β) Για **ψαθυρούς τρόπους αστοχίας** και συμπεριφοράς, η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών:

$S_d$ : εντατικό μέγεθος από την ανελαστική ανάλυση, με  $\gamma_{sd}$

$R_d$ : τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους δυνάμεων, υπολογισμένη με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών.

#### 2.4.5 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών κατανομών φορτίων.

Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε για την ανελαστική ανάλυση διαθέτει **τριγωνική** κατανομή και **ομοιόμορφη** κατανομή σεισμικών φορτίων. Συνολικά έγιναν 16 αναλύσεις, 8 για κάθε κατανομή για να καλυφθούν όλοι οι πιθανοί σεισμικοί συνδυασμοί.

#### 2.4.6 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Κατά την παρούσα εργασία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική σε κανένα από τα δύο κτίρια, γι' αυτό η ανελαστική ανάλυση Pushover **δεν συνδυάστηκε με μία συμπληρωματική Δυναμική**.

Οι ανεπάρκειες στα δομικά στοιχεία της κατασκευής για την Ανελαστική Μέθοδο παραθέτονται στους πιο κάτω πίνακες.

Pushover			A1	
ΒΔ	Υποστρώματα		Δοκοί	
Με τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	64%	82 %	64 %	0 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	73 %	40 %	100 %	0 %

Πίνακας 15: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΒΔ (σ.ε. A1)

Pushover			A1	
ΕΑΚ	Υποστρώματα		Δοκοί	
Με τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	76 %	100 %	100 %	86 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	64 %	100 %	71 %

Πίνακας 16: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΕΑΚ (σ.ε. A1)

Pushover			A2	
ΒΔ	Υποστρώματα		Δοκοί	
Με τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	82 %	100 %	82 %	0 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	93 %	62 %	100 %	0 %

Πίνακας 17: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΒΔ (σ.ε. A2)



Pushover			A2	
ΕΑΚ	Υποστυλώματα		Δοκοί	
Με τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	87 %	82 %	100 %	91 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	64 %	100 %	83 %

Πίνακας 18: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΕΑΚ (σ.ε. Α2)

Pushover			B1	
ΒΔ	Υποστυλώματα		Δοκοί	
Με τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	91 %	100 %	71 %	0 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	45 %	100 %	7 %

Πίνακας 19: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΒΔ (σ.ε. Β1)

Pushover			B1	
ΕΑΚ	Υποστυλώματα		Δοκοί	
Με τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	100 %	100 %	100 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	100 %	100 %	100 %

Πίνακας 20: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΕΑΚ (σ.ε. Β1)

Pushover			B2	
ΒΔ	Υποστυλώματα		Δοκοί	
Με τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	100 %	71 %	0 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	64 %	100 %	14 %

Πίνακας 21: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΒΔ (σ.ε. Β2)

Pushover			Γ1	
ΒΔ	Υποστυλώματα		Δοκοί	
Χωρίς τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	91 %	100 %	71 %	0 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	45 %	100 %	7 %

Πίνακας 22: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΒΔ (σ.ε. Γ1)

Pushover			Γ1	
ΕΑΚ	Υποστυλώματα		Δοκοί	
Χωρίς τοίχους	Κάμψη	Διάτμηση	Κάμψη	Διάτμηση
1 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	100 %	100 %	100 %
2 <sup>ος</sup> Όροφος	100 %	100 %	100 %	100 %

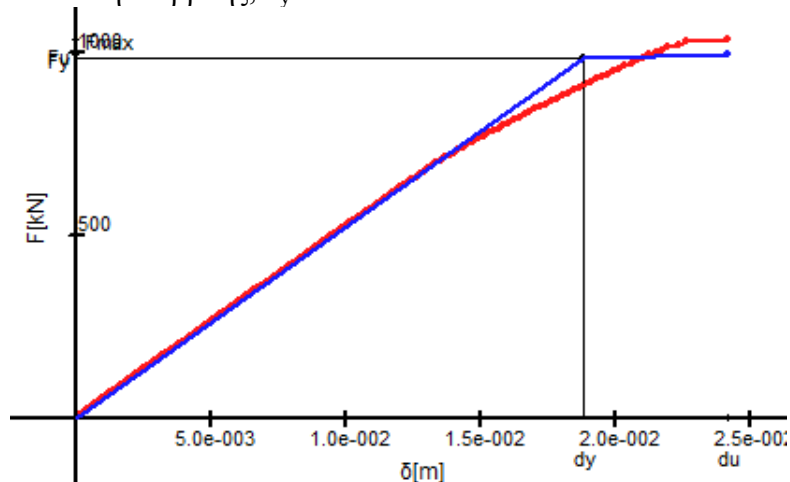
Πίνακας 23: Ποσοστά επάρκειας κτιρίου ΕΑΚ (σ.ε. Γ1)

- Επιπλέον έλεγχος έγινε για τον εντοπισμό της σεισμικής επιτάχυνσης στην οποία υπάρχει πλήρης επάρκεια των κτιρίων κατά την αποτίμηση με τη Στατική Ανελαστική Μέθοδο (Pushover).

Μετά από διαδοχικές επαναλήψεις της διαδικασίας για μικρότερες σεισμικές επιταχύνσεις, αποδείχθηκε ότι το κτίριο του ΒΔ θεωρείται επαρκές κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ σε πάρα πολύ μικρούς

σεισμούς: **0.03g για σ.ε. Α, 0.04g για σ.ε. Β και 0.03g για σ.ε. Γ**. Ενώ, το κτίριο του ΕΑΚ, αποδείχθηκε ότι παρουσιάζει πλήρη επάρκεια για σεισμικές επιταχύνσεις **0.08g για σ.ε. Α, 0.17g για σ.ε. Β και 0.24g για σ.ε. Γ**.

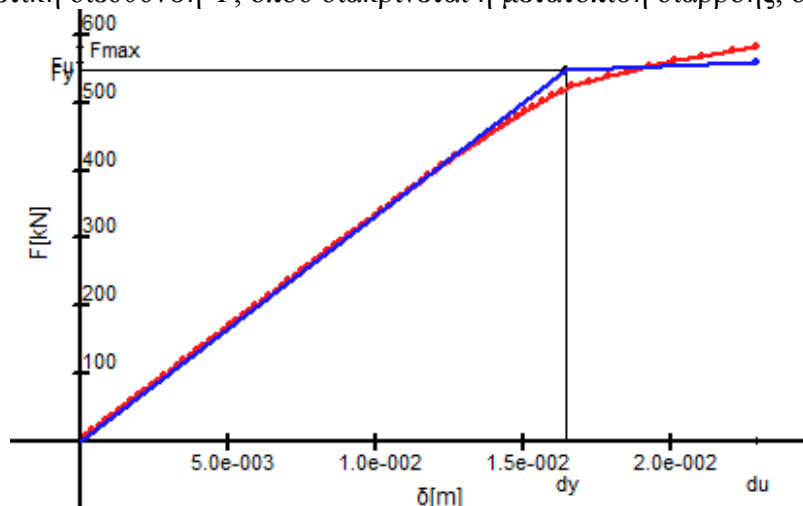
Για το κτίριο του ΒΔ και σ.ε. Β1 πιο κάτω φαίνεται το διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης – Μετατόπισης του κόμβου ελέγχου για τριγωνική κατανομή στη θετική διεύθυνση Υ, όπου διακρίνεται η μετατόπιση διαρροής,  $\delta_y$ .



Σχήμα 5: Διάγραμμα F – δ (+Y Τριγωνική) κτίριο ΒΔ (σ.ε. Β1)

Παρατηρούμε επίσης, τη διγραμμικοποίηση με τομή των δύο καμπυλών στο  $0.6f_y$ , κριτήριο αυτής να υπάρχουν ίσα εμβαδά κάτω από τις δύο καμπύλες. Σημειώνεται ότι το  $\delta_t$  βρίσκεται στον ανελαστικό κλάδο της καμπύλης, μετά τη διαρροή και πριν την κατάρρευση της κατασκευής. Η έναρξη της διαρροής σημειώνεται σε τέμνουσα βάσης περίπου 950 KN, ενώ η πλήρης κατάρρευση του φορέα συμβαίνει για τέμνουσα βάσης περίπου 1100 KN.

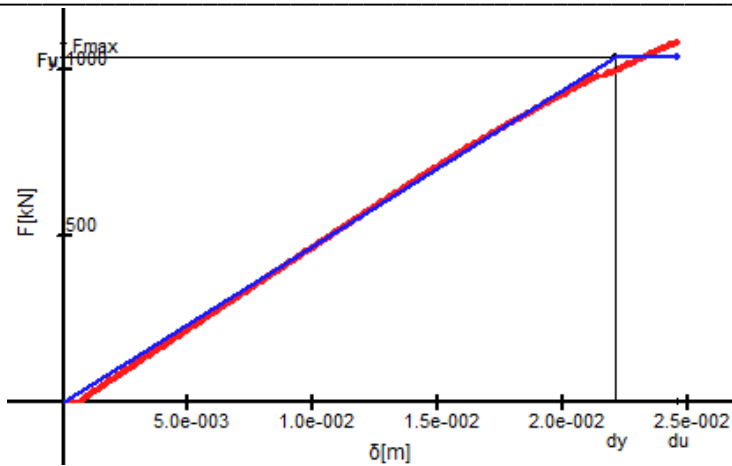
Πιο κάτω φαίνεται αντίστοιχο διάγραμμα για το κτίριο του ΒΔ και σ.ε. Γ1, για τριγωνική κατανομή στη θετική διεύθυνση Υ, όπου διακρίνεται η μετατόπιση διαρροής,  $\delta_y$ .



Σχήμα 6: Διάγραμμα F – δ (+Y Τριγωνική) κτίριο ΒΔ (σ.ε. Γ1)

Η έναρξη της διαρροής σημειώνεται σε τέμνουσα βάσης περίπου 540 KN, ενώ η πλήρης κατάρρευση του φορέα συμβαίνει για τέμνουσα βάσης περίπου 600 KN. Η διαφορά στην τέμνουσα βάσης σε σχέση με σ.ε. Β υπάρχει αφού η αποτίμηση για σ.ε. Γ έγινε χωρίς την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων, οι οποίες προσφέρουν όπως αποδεικνύεται σημαντική αύξηση της αντίστασης του κτιρίου.

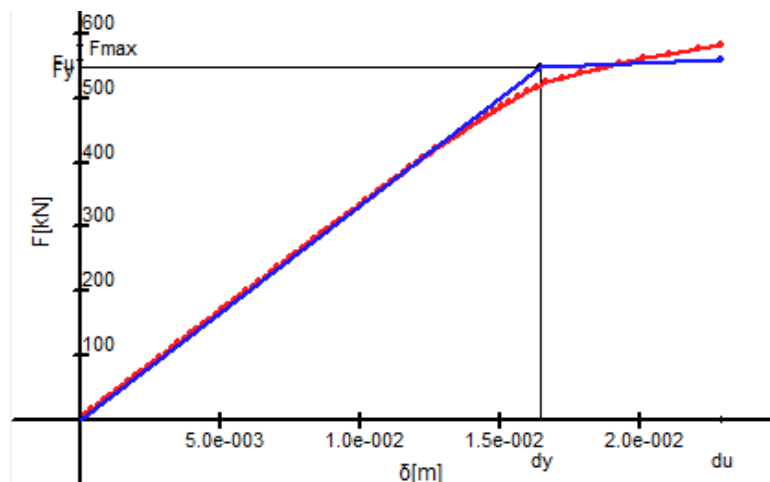
Αντίστοιχα, για το κτίριο του ΕΑΚ για σ.ε. Β1, για τριγωνική κατανομή στη θετική διεύθυνση Υ.



Σχήμα 7: Διάγραμμα F – δ (+Y Τριγωνική) κτίριο ΕΑΚ (σ.ε. Β1)

Παρατηρούμε επίσης, τη διγραμμικοποίηση με τομή των δύο καμπυλών στο  $0.6f_y$ , κριτήριο αυτής να υπάρχουν ίσα εμβαδά κάτω από τις δύο καμπύλες. Σημειώνεται ότι το  $\delta_i$  βρίσκεται στον ανελαστικό κλάδο της καμπύλης, μετά τη διαρροή και πριν την κατάρρευση της κατασκευής. Η έναρξη της διαρροής σημειώνεται σε τέμνουσα βάσης περίπου 1050 KN, ενώ η πλήρης κατάρρευση του φορέα συμβαίνει για τέμνουσα βάσης περίπου 1150 KN. Σημειώνεται μία μικρή αύξηση της τέμνουσας βάσης σε σχέση με το κτίριο του ΒΔ.

Αντίστοιχα, για το κτίριο του ΕΑΚ για σ.ε. Γ1, για τριγωνική κατανομή στη θετική διεύθυνση Y.



Σχήμα 8: Διάγραμμα F – δ (+Y Τριγωνική) κτίριο ΕΑΚ (σ.ε. Γ1)

Η έναρξη της διαρροής σημειώνεται σε τέμνουσα βάσης περίπου 550 KN, ενώ η πλήρης κατάρρευση του φορέα συμβαίνει για τέμνουσα βάσης περίπου 600 KN.

### 3. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Όσον αφορά την σύγκριση της σεισμικής επάρκειας παλαιών και σύγχρονων κτιρίων, στα αποτελέσματα της εργασίας αποδεικνύεται ότι για το κτίριο του σύγχρονου κανονισμού (ΕΑΚ), στις δοκούς οι διατμητικές ανεπάρκειες είναι λιγότερες σε σχέση με τις καμπτικές. Εν αντιθέσει, το κτίριο του ΒΔ (1959) παρουσιάζει στις δοκούς περισσότερες ανεπάρκειες σε διάτμηση, αφού υπάρχει αρκετά μεγάλο έλλειμμα εγκάρσιου οπλισμού στα κτίρια της συγκεκριμένης περιόδου σε σχέση με τα σύγχρονα. Η μεγαλύτερη επάρκεια στις δοκούς σε διάτμηση στο κτίριο του ΕΑΚ οφείλεται στην ύπαρξη δισδιαγώνιου οπλισμού, ο οποίος τοποθετείται κάθετα στις ρωγμές για παραλαβή τέμνουσας με μεγαλύτερη αποτελεσματικότητα και στον πυκνότερο εγκάρσιο οπλισμό στις κρίσιμες περιοχές όπου αναπτύσσονται πλαστικές παραμορφώσεις για επιπλέον περίσφιγξη. Το ίδιο συμβαίνει και στις κρίσιμες περιοχές των υποστλωμάτων στον κτίριο του ΕΑΚ, όπου η περίσφιγξη με πυκνότερους συνδετήρες προσδίδει πολύ μεγαλύτερη ικανότητα ανάπτυξης ανελαστικών παραμορφώσεων και άρα μεγαλύτερη επάρκεια στο σύνολο του φορέα σε σχέση με το κτίριο του 1959. Επίσης, οι ανεπάρκειες αυξάνονται στο κτίριο του Κανονισμού του 1959 λόγω μικρότερης αντοχής υλικών.
- Οι μέθοδοι οι οποίες εφαρμόστηκαν στην συγκεκριμένη εργασία δίνουν παραπλήσια αποτελέσματα όμως διαφορετικά. Όπως φαίνεται στα πιο πάνω αποτελέσματα η Μέθοδος m αποδεικνύεται η πιο συντηρητική αφού προκύπτουν περισσότερες ανεπάρκειες σε σχέση με την Στατική Ανελαστική Μέθοδος (Pushover) και για τα δύο κτίρια. Συγκεκριμένα, κατά την αποτίμηση με τη Μέθοδο m αποδείχθηκε ότι το κτίριο του ΒΔ (1959) θεωρείται επαρκές κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ σε πάρα πολύ μικρούς σεισμούς: 0.02g για σ.ε. Α, 0.03g για σ.ε. Β και 0.01 g για σ.ε. Γ. Το κτίριο του ΕΑΚ (2000) αντίστοιχα, αποδείχθηκε ότι παρουσιάζει πλήρη επάρκεια για σεισμικές επιταχύνσεις 0.07g για σ.ε. Α, 0.12g για σ.ε. Β και 0.11g για σ.ε. Γ. Ενώ, σύμφωνα με την Στατική Ανελαστική Μέθοδος (Pushover), το κτίριο του ΒΔ θεωρείται επαρκές κατά για σεισμικές επιταχύνσεις μικρότερες ή ίσες από 0.03g για σ.ε. Α, 0.04g για σ.ε. Β και 0.03g για σ.ε. Γ. Αντίστοιχα, το κτίριο του ΕΑΚ, αποδείχθηκε ότι παρουσιάζει πλήρη επάρκεια για σεισμικές επιταχύνσεις 0.08g για σ.ε. Α, 0.17g για σ.ε. Β και 0.24g για σ.ε. Γ. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η Ανελαστική Μέθοδος κάνει τους ελέγχους της ανίσωσης ασφαλείας χρησιμοποιώντας όρους παραμορφώσεων με αποτέλεσμα να έχει μεγαλύτερη ακρίβεια για την συμπεριφορά των μελών του φορέα υπό ανελαστικές παραμορφώσεις. Επιπλέον, η Ανελαστική Μέθοδος λόγω της μεγαλύτερης ακρίβειας, χρησιμοποιεί μικρότερους συντελεστές ασφαλείας. Εν αντιθέσει, οι Ελαστικές Μέθοδοι κάνουν τους ελέγχους της ανίσωσης ασφαλείας σε όρους εντατικών μεγεθών, με αποτέλεσμα να έχουν μεγαλύτερες αβεβαιότητες για την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής και να χρειάζονται μεγαλύτερους συντελεστές ασφαλείας. Επίσης, για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς δεν χρησιμοποιείται ο τοπικός δείκτης m, ο έλεγχος της γενικής ανίσωσης ασφαλείας, γίνεται με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν με βάση τις αρχές του Ικανοτικού Σχεδιασμού, με αποτέλεσμα να αυξάνονται οι απαιτήσεις.
- Η παρουσία των τοιχοπληρώσεων στην κατασκευή παρατηρήθηκε ότι έχει γενικά θετική επιρροή. Αυτό δικαιολογείται αφού οι ανεπάρκειες μειώθηκαν, το ποσοστό επάρκειας σε κάμψη και διάτμηση δοκών και υποστλωμάτων αυξάνεται με την ύπαρξη των τοιχοπληρώσεων στο προσομοίωμα, ενώ μειώθηκε και η ανεπιθύμητη συνεισφορά της στρεπτικής ιδιομορφής ιδιαίτερα στο κτίριο του Κανονισμού του 1959 όπου το πρόβλημα ήταν πολύ εντονότερο. Επίσης, παρατηρούμε στα διαγράμματα F-δ της Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης ότι η τέμνουσα βάσης μειώνεται αρκετά όταν στο μοντέλο δεν προσομοιώθηκαν οι τοίχοι πλήρωσης. Παρόλα αυτά, παρατηρήθηκε μία δυσμενής επιρροή των τοιχοπληρώσεων στις διατμητικές αστοχίες των δοκών, αφού οι ανεπάρκειες ήταν ελαφρώς μεγαλύτερες. Εξάγεται λοιπόν το συμπέρασμα, ότι η παρουσία των

τοιχοπληρώσεων στο μοντέλο κατά την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας μίας κατασκευής δεν είναι πάντα ευεργετική. Η παράληψή τους σε κάποιες περιπτώσεις κρίνεται απαραίτητη για αποφυγή δυσμενείων κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- Σχετικά με τον σχεδιασμό του φορέα, αυτός κρίνεται μεγάλης σημασίας για την σεισμική απόκρισή του. Κτίρια τα οποία χαρακτηρίζονται μη κανονικά, όπως το συγκεκριμένο, αποδεικνύονται ευάλωτα σε σεισμικές καταπονήσεις και η συμπεριφορά τους δεν μπορεί να είναι ξεκάθαρη. Επίσης, όπως αποδεικνύεται και πιο πάνω, λόγω της εκκεντρότητα μεταξύ ΚΜ και ΚΔ αναμένεται στροφή της θεμελίωσης του κτιρίου και μεταβίβαση στρωφικών ροπών στα υποστυλώματα με αποτέλεσμα όλο το κτίριο να καθίσταται εύστρεπτο. Επιπλέον μειονεκτήματα του συγκεκριμένου κτιρίου, το οποίο αντιπροσωπεύει πολλές άλλες κατοικίες στη χώρα μας, είναι οι μικρές διαστάσεις των κατακόρυφων μελών σχετικά με τα ανοίγματα των πλαισίων, οι έμμεσες στηρίξεις δοκών και η ανομοιομορφία σε κάτοψη όπως το γεγονός τα πλαίσια να μην είναι πλήρη και να μη διαθέτουν σταθερά ανοίγματα.

#### **4. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

- [1] “ΚΑΝ.ΕΠΕ”, 2013
- [2] “Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός” ΕΑΚ (2000)
- [3] “Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος” ΕΚΩΣ (2000)
- [4] Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 1959
- [5] Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 1
- [6] 3DR.STREN-KANEΠΕ, Εγχειρίδιο Χρήσης