

# ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΑ ΛΟΓΙΣΜΙΚΑ

**ΒΑΣΙΛΑΚΗΣ ΧΡΙΣΤΟΦΟΡΟΣ**

Μεταπτυχιακός Φοιτητής Π.Π., [civ6599@upatras.gr](mailto:civ6599@upatras.gr)

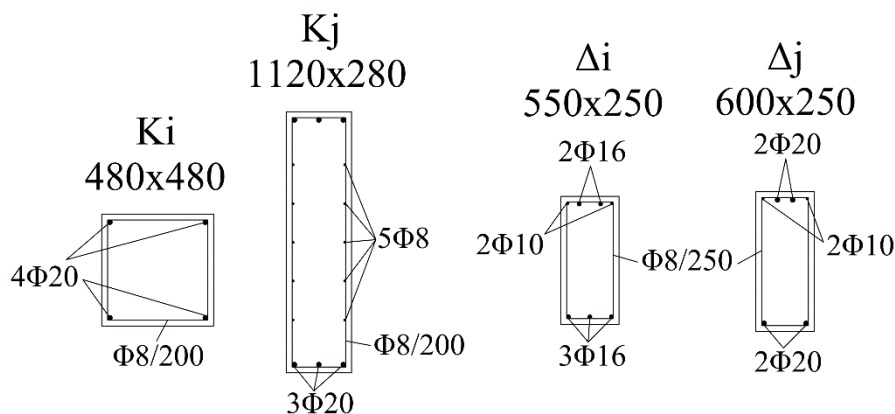
## Περίληψη

Η παρούσα εργασία έχει ως στόχο τη σύγκριση αποτελεσμάτων ανελαστικών στατικών αναλύσεων δύο διαφορετικών λογισμικών, του FESPA της ΛΗΛΟΓΙΣΜΙΚΗ και του SAP2000 σε συνδυασμό με το BIAΧ. Στις γραμμές που ακολουθούν γίνεται μία κατά το δυνατόν αναλυτική παρουσίαση των θεωρητικών βάσεων της ανελαστικής στατικής ανάλυσης και των σύγχρονων θεωριών προσέγγισης του δύσκολου ζητήματος της αποτίμησης υφιστάμενων κατασκευών, οι οποίες στον Ελλαδικό χώρο εκφράζονται μέσα από τις κανονιστικές διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Περιγράφεται η ροή εργασιών που ακολουθεί ο διενεργών μια ανελαστική ανάλυση pushover, δίνονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης ενός τριώροφου ιδεατού κτιρίου από τα δύο λογισμικά, διερευνάται η σύγκλιση τους και εξάγονται συμπεράσματα.

## 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η ανελαστική στατική ανάλυση (ο όρος ανελαστική επιλέχθηκε από τους συντάκτες του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ούτως ώστε να δηλώνεται ευθύς εξαρχής η μη γραμμικότητα ως προς τους νόμους των υλικών), γνωστή και ως ανάλυση pushover, τείνει να καθιερωθεί ως η κύρια μέθοδος σεισμικής αποτίμησης υφιστάμενων κτιρίων. Η υιοθέτηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ ως κανονιστικού εθνικού κειμένου έθεσε σαφείς παραμέτρους για την υλοποίηση ανελαστικών στατικών αναλύσεων και συνέβαλε στην εξάπλωσή τους. Μια πληθώρα μελετητών χρησιμοποιούν μεθόδους pushover και ένας αριθμός λογισμικών βρίσκεται στην αγορά. Στην παρούσα εργασία θα διενεργηθεί μια σύγκριση των αποτελεσμάτων δύο διαφορετικών λογισμικών, του SAP2000 και του FESPA ΛΗΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, και θα διερευνηθεί η ενδεχόμενη σύγκλιση τους.

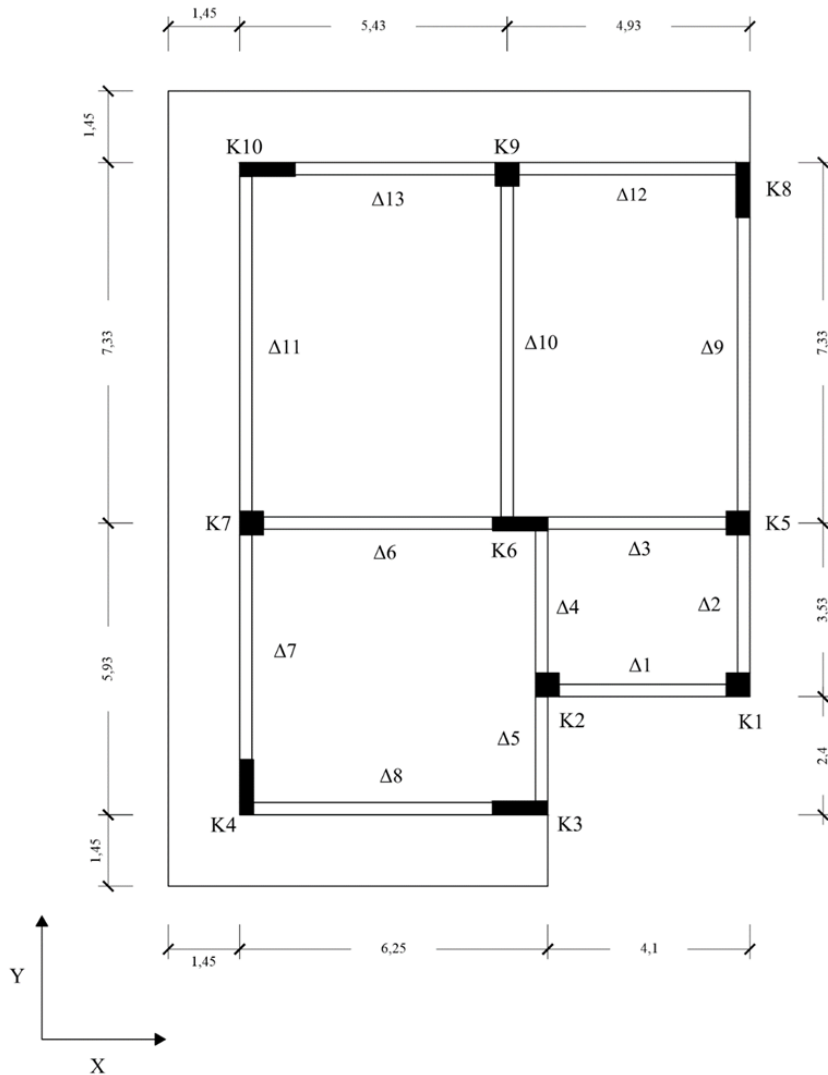
## 2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΙΔΕΑΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ



Σχήμα 1: Χαρακτηριστικές Διατομές Άκρων Υποστυλωμάτων (Κ) και Δοκών (Δ)

Η υφιστάμενη κατασκευή που θα αναλυθεί παρακάτω και της οποίας θα γίνει η σεισμική αποτίμηση είναι ένα τριώροφο κτίριο του 1980. Το ύψος ορόφου είναι 3.80 m και το πάχος των πλακών  $h_f=0.16$  m. Στο επάνω σχέδιο φαίνονται χαρακτηριστικές τομές των άκρων των υποστυλωμάτων και των δοκών και στην επόμενη σελίδα παρουσιάζεται ο ξυλότυπος τυπικού

ορόφου του δομήματος. Ο δείκτης  $i$  των υποστυλωμάτων αντιστοιχεί στους αριθμούς (1, 2, 5, 7, 9) και ο δείκτης  $j$  στους (3, 4, 6, 8, 10, βλέπε και σχήμα επόμενη σελ.). Ο δείκτης  $i$  των δοκών αναφέρεται στις περιμετρικές δοκούς, ενώ ο δείκτης  $j$  στις εσωτερικές δοκούς. Σημειώνεται εδώ πως, λόγω κακής αγκύρωσης, τα 2Φ10 και το 1Φ16 στο άνω πέλμα όλων των περιμετρικών δοκών και τα 2Φ10 και το 1Φ20 στο άνω πέλμα όλων των εσωτερικών δοκών δεν λειτουργούν. Συνεπώς απομένει 1Φ16 στο άνω πέλμα των περιμετρικών δοκών και 1Φ20 στο άνω πέλμα όλων των εσωτερικών δοκών συν τον οπλισμό του εκάστοτε συνεργαζόμενου πλάτους της πλάκας για τον οποίο θα γίνει λόγος αργότερα. Οι πλάκες είναι οπλισμένες με Φ10/120.



Σχήμα 2: Ξυλότυπος Τυπικού Ορόφου

Η μέση αντοχή σκυροδέματος έχει προκύψει  $f_{cm}=20$  MPa, η μέση μείον μία τυπική απόκλιση  $f_{cm-s}=15$  MPa, ενώ ο χάλυβας είναι S400. Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) θεωρείται κανοποιητική. Όταν οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων, όπως συμβαίνει στις ανελαστικές στατικές αναλύσεις, για την περίπτωση πλαστικών μελών χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών για την εκτίμηση των αντοχών (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ σελ 9-4). Αυτές έπειτα διαιρούνται με ένα συντελεστή  $\gamma_m$  ο οποίος για υφιστάμενα υλικά εξαρτάται από τη Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ σελ 4-29, ΠΙΝΑΚΑΣ Π4.1). Για ΣΑΔ

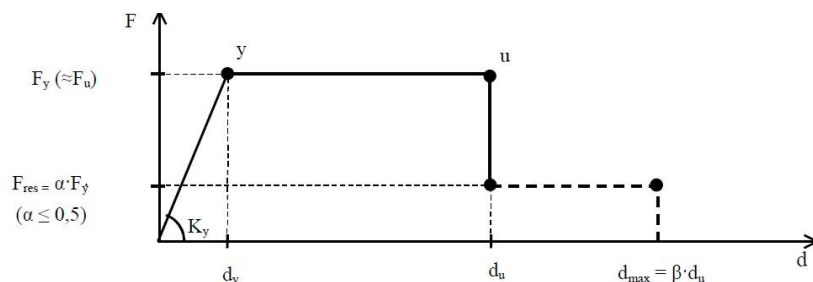
ικανοποιητική και για υφιστάμενα υλικά προκύπτει  $\gamma'_m=1.10$ . Συνεπώς οι ιδιότητες των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση είναι οι ακόλουθες: 1) για το σκυρόδεμα  $f_{cm}=20/1.10=18.18$  MPa,  $E_c=27$  GPa και 2) για το χάλυβα  $f_{ym}=1.15 \cdot 400/1.1=418.18$  MPa,  $E_s=200$  GPa.

Οι πλάκες φορτίζονται με μόνιμη επίστρωση  $g_{επ}=1.2$  kN/m<sup>2</sup>, ενώ τα ωφέλιμα φορτία θεωρήθηκαν ως  $q=2$  kN/m<sup>2</sup> και  $q=5$  kN/m<sup>2</sup> για τα μπαλκόνια. Το ωφέλιμο φορτίο στο δώμα θεωρήθηκε μηδενικό ( $q_{δωμ}=0$ ). Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος  $g_{μπατική}=3.6$  kN/m<sup>2</sup> και εσωτερικά, κάτω από κάθε εσωτερική δοκό, δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος  $g_{δρομική}=2.1$  kN/m<sup>2</sup>. Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μείωση των φορτίων λόγω της παρουσίας ανοιγμάτων τα φαινόμενα βάρη των τοιχοπληρώσεων θεωρήθηκαν μειωμένα κατά 50% για τις περιμετρικές και κατά 35% για τις εσωτερικές. Επί των περιμετρικών δοκών της οροφής υπάρχει στηθαίο κατασκευασμένο από μπατική τοιχοποιία ύψους 1.20 m.

Το κτίριο θεωρήθηκε ότι βρίσκεται σε περιοχή σεισμικότητας ΙΙΙ κατά ΕΑΚ με κατηγορία εδάφους Β και σπουδαιότητα Σ2. Τα υποστυλώματα ισογείου ελήφθησαν ως πακτωμένα στη βάση τους στους κάτωθι υπολογισμούς.

### 3. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Η βάση για μια ανελαστική στατική ανάλυση και για οποιαδήποτε αποτίμηση υφιστάμενου κτιρίου είναι τα προσομοιώματα της συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων που έχουμε στη διάθεσή μας. Η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους “F” συναρτήσει της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης “δ” (βλ. *KAN.EΠΕ ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7.1.2*). Ως η καταλληλότερη επιλογή F και δ για πλάστιμα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος κρίθηκαν από τους συντάκτες του ΚΑΝ.ΕΠΕ η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής στα άκρα του στοιχείου θ αντίστοιχα, όπου η θ συμπεριλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων καθώς και τη στρόφη των άκρων λόγω εξόλκευσης των οπλισμών.



Σχήμα 3: Σκελετικό Διάγραμμα Συμπεριφοράς Δομικών Στοιχείων [1] (*KAN.EΠΕ. Παράρτημα 4.4*)

Η προσέγγιση της πραγματικής καμπύλης F-δ γίνεται μέσω ενός πολυγραμμικού σκελετικού διαγράμματος όπως αυτό που απεικονίζεται στο Σχήμα 3. Ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος ξεκινά από την αρχή των αξόνων και καταλήγει στο σημείο με συντεταγμένες την παραμόρφωση διαρροής  $\theta_y$  και τη ροπή διαρροής  $M_y$  που σηματοδοτεί τη συμβατική (ή ενεργό) “διαρροή” της διατομής (βλ. *KAN.EΠΕ ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7.1.2.2*). Ακολουθεί ο μετελαστικός κλάδος ο οποίος σε περιπτώσεις που αναμένεται αξιόπιστη πλαστιμότητα του στοιχείου επιτρέπεται να λαμβάνεται ως οριζόντιος έως την παραμόρφωση αστοχίας  $\theta_u$  (βλ. *KAN.EΠΕ ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7.1.2.3*). Διαφορετικά μπορεί είτε να λαμβάνεται με αρνητική κλίση -σε περίπτωση που θέλουμε να συμπεριλάβουμε στο προσομοίωμα την ενδεχόμενη εξασθένηση της

απόκριση με την ανακύκλιση της παραμόρφωσης-, είτε με θετική σε περίπτωση που τα αποτελέσματα της ανάλυσης της διατομής μας το υποδεικνύουν (πάντως ο μετελαστικός κλάδος μπορεί να λαμβάνεται με μικρή θετική κλίση και για λόγους αριθμητικής ευστάθειας). Η τιμή της παραμόρφωσης αστοχίας ορίζει και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του στοιχείου ως πλαστικού τμήματος της παραμόρφωσης αστοχίας  $\theta_{u,pl}=\theta_u-\theta_y$ . Εναλλακτικά η παραμόρφωση  $\theta$  εκφράζεται και ως ανηγμένο μέγεθος μέσω του δείκτη πλαστιμότητας  $\mu_\theta=\theta/\theta_y$ . Μετά την παραμόρφωση  $\theta_u$  η ικανότητα παράλειψης σεισμικών δράσεων πέφτει κατακόρυφα συνήθως έως την τιμή απομένουσας αντοχής  $F_{res}$ .

Η κατασκευή του σκελετικού διαγράμματος μπορεί να γίνει είτε με ανάλυση της διατομής (για μη ορθογωνικές και διατομές πολύπλοκης γεωμετρίας υπάρχουν διάφορα λογισμικά τα οποία μπορούν να εκτελέσουν τέτοιες αναλύσεις· ένα απ' αυτά είναι και το πρόγραμμα ΒΙΑΧ το οποίο θα χρησιμοποιηθεί για τους σκοπούς αυτής της εργασίας), είτε με τη μεθοδολογία η οποία παρουσιάζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και έχει εφαρμογή στην περίπτωση ορθογωνικών διατομών. Για λόγους που εξυπηρετούν την καλύτερη κατανόηση παρακάτω εκτίθεται ο υποδειγματικός υπολογισμός των ιδιοτήτων του υποστυλώματος ισογείου Κ7 και η κατασκευή του σκελετικού διαγράμματος του με βάση την προτεινόμενη μεθοδολογία του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Αναφέρθηκε και προηγουμένως πως η γωνία στροφής χορδής  $\theta$  είναι εκείνο το μέτρο που μπορεί καλύτερα να συμπεριλάβει το σύνολο των παραμέτρων που καθορίζουν την παραμόρφωση στα άκρα ενός στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος. Στην παρακάτω εξίσωση η επιρροή των καμπτικών παραμορφώσεων λαμβάνεται υπόψη απ' τον πρώτο όρο, των διατμητικών από το δεύτερο και η συμβολή της στροφής των άκρων λόγω εξόλκευσης των οπλισμών δίνεται απ' τον τρίτο όρο.

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{Ls+av}{3} + 0.0014 \cdot (1+1.5 \cdot \frac{h}{Ls}) + [(1/r)_y \cdot d_b \cdot f_y] / (8 \cdot f_c^{1/2}) \quad (1) \text{ (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ Κεφ. 7 Εξ. Σ.2)}$$

όπου  $f_y$  και  $f_c$  σε MPa

Στους υπολογισμούς υπεισέρχεται ο όρος  $(1/r)_y$  ο οποίος αναφέρεται στην τιμή της καμπυλότητας στη διαρροή. Αυτή υπολογίζεται από τους τύπους που δίνονται στο **ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α** ως εξής: υπολογίζονται οι τιμές της παραμόρφωσης διαρροής για τις περιπτώσεις που α) καθοριστική είναι η διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού και β) η διαρροή της διατομής οφείλεται σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος.

α) Η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκυσμένου χάλυβα

$$(1/r)_y = f_y / [E_s \cdot (1 - \xi_y) \cdot d] \quad (2) \text{ (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.1)}$$

όπου

$$\xi_y = (\alpha^2 \cdot A^2 + 2 \cdot \alpha \cdot A)^{1/2} - \alpha \cdot A \quad (3) \text{ (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.3)}$$

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + N / (b \cdot d \cdot f_y) \quad (4) \text{ (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.4)}$$

$$B = \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \cdot \rho_v \cdot (1 + \delta') + N / (b \cdot d \cdot f_y) \quad (5) \text{ (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.4)}$$

β) Η διαρροή της διατομής οφείλεται σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος

$$(1/r)_y = 1.8 \cdot f_c / [E_c \cdot \xi_y \cdot d] \quad (6) \text{ (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.2)}$$

όπου

$$\xi_y = (\alpha^2 \cdot A^2 + 2 \cdot \alpha \cdot A)^{1/2} - \alpha \cdot A \quad (3) \text{ (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.3)}$$

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - N / (1.8 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_c) \quad (7) \text{ (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.5)}$$

$$B = \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \cdot \rho_v \cdot (1 + \delta') \quad (8) \text{ (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.5)}$$

και  $\alpha = E_s / E_c$

Εκλέγεται ως τιμή καμπυλότητας στη διαρροή η μικρότερη εκ των δύο ως άνω υπολογισθέντων. Η τιμή της ροπής στη διαρροή εκτιμάται με την κάτωθι σχέση

$$M_y = b \cdot d^3 \cdot (1/r)_y \cdot \left\{ E_c \cdot \frac{\xi y^2}{2} \cdot (0.5 \cdot (1 + \delta') - \frac{\xi y}{3}) + [(1 - \xi y) \cdot \rho + (\xi y - \delta') \cdot \rho' + \frac{\rho y}{6} \cdot (1 - \delta')] \cdot (1 - \delta') \cdot \frac{E_s}{2} \right\} \quad (9)$$

Επιστρέφουμε στη σχέση (1), υπολογίζουμε τη γωνία στροφής χορδής στη διαρροή  $\theta_y$  και είμαστε πλέον κάτοχοι του πρώτου βραχίονα του σκελετικού μας διαγράμματος.

Η διαθέσιμη συνολική γωνία στροφής χορδής  $\theta_u$  και η πλαστική γωνία στροφής χορδής  $\theta_u^{pl}$  μπορούν να εκτιμηθούν από τις παρακάτω εμπειρικές σχέσεις

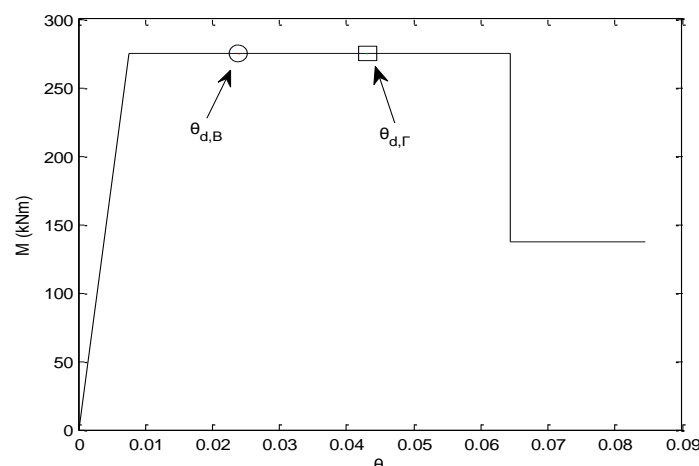
$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[ \frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot (\alpha_s)^{0.35} \cdot 25^{(\alpha \cdot \rho_s \cdot f_{ywc} / f_c)} \cdot (1.25 \cdot 100 \cdot \rho_d) \quad (10)$$

$$\theta_{um}^{pl} = 0.0145 \cdot (0.25^v) \cdot \left[ \frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \right]^{0.3} \cdot f_c^{0.2} \cdot (\alpha_s)^{0.35} \cdot 25^{(\alpha \cdot \rho_s \cdot f_{ywc} / f_c)} \cdot (1.275 \cdot 100 \cdot \rho_d) \quad (11)$$

(βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ Κεφ. 7 Εξ. Σ.8α και Σ.8β αντίστοιχα)

Παρά τα όσα έχουν συζητηθεί έως τώρα δεν έχουμε ορίσει ακόμη μια μέθοδο ελέγχου επάρκειας των δομικών στοιχείων. Στο κεφάλαιο 4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. διατυπώνεται η βασική ανίσωση ασφαλείας που εφαρμόζεται κατά την αποτίμηση με μορφή  $S_d < R_d$  όπου  $S_d$  οι τιμές σχεδιασμού και επανελέγχου των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις και  $R_d$  οι τιμές σχεδιασμού και επανελέγχου των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (εντατικών και παραμορφωσιακών) [1]. Οι ως άνω οριζόμενες αντιστάσεις εξαρτώνται από τις αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών (εν προκειμένω θα χρησιμοποιήσουμε τις μέσες τιμές εφόσον ο έλεγχος θα γίνει σε όρους παραμορφώσεων), τη Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (για την οποία -όντας ικανοποιητική- προέκυψε  $\gamma_m = 1.10$ ) και την εκάστοτε Στάθμη Επιτελεστικότητας. Για την περίπτωση ανελαστικών στατικών αναλύσεων έχουμε: α) για «Περιορισμένες Βλάβες» (ή Immediate Occupancy (IO))  $R_d = \theta_y / \gamma_{Rd}$  με  $\gamma_{Rd} = 1$ , β) για «Σημαντικές Βλάβες» (ή Life Safety (LS))  $R_d = \theta_d$  όπου  $\theta_d = 0.5 \cdot (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd}$  με  $\gamma_{Rd} = 1.5$  για χρήση της εξίσωσης (10) ή  $\gamma_{Rd} = 1.8$  για χρήση της εξίσωσης (11) και γ) για «Οιονεί Κατάρρευση» (ή Collapse Prevention (CP))  $R_d = \theta_d$  όπου  $\theta_d = \theta_u / \gamma_{Rd}$  με  $\gamma_{Rd}$  για το οποίο ισχύει ό,τι ισχύει και για το β).

Με βάση τα δεδομένα, με αξονικό φορτίο  $N_d = -885.365$  kN και ακολουθώντας την παραπάνω διαδικασία κατασκευάζουμε το σκελετικό διάγραμμα του υποστυλώματος Κ7. Στο παρακάτω σχήμα σημειώνεται με κύκλο η  $\theta_{d,B}$  και με τετράγωνο η  $\theta_{d,\Gamma}$  για στάθμη Β και με τετράγωνο για στάθμη Γ.



Σχήμα 4: Σκελετικό Διάγραμμα Υποστυλώματος Ισογείου Κ7 για  $N_d = -885.365$  kN

Παρατηρούμε την εξάρτηση του διαγράμματος απ' το αξονικό φορτίο. Αυτός είναι ο λόγος για τον οποίο τα διαγράμματα που θα χρησιμοποιηθούν στην ανελαστική στατική ανάλυση για



την περίπτωση των υποστλωμάτων θα συνταχθούν για διάφορες στάθμες του αξονικού φορτίου (είναι φανερό πως στην περίπτωση των δοκών τέτοια ανάγκη δεν προκύπτει λόγω της χαμηλής αξονικής τους φόρτισης). Το σύνολο αυτών των σχέσεων M-θ μαζί με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης N-M<sub>1</sub>-M<sub>2</sub> είναι οι πληροφορίες που χρησιμοποιηθούν για την περιγραφή των ιδιοτήτων των λεγόμενων πλαστικών αρθρώσεων.

Αντίστοιχη εξάρτηση από το αξονικό φορτίο προκύπτει και για την ενεργό δυσκαμψία που παρουσιάζουν τα δομικά στοιχεία. Αυτή μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση

$$K = M_y \cdot L_s / 3\theta_y \quad (12) \text{ (βλ. KAN.EΠΕ Κεφ. 7 Εξ. (2))}$$

Κατά τη διάρκεια μιας ανελαστικής ανάλυσης η τιμή του αξονικού φορτίου από βήμα σε βήμα ενδέχεται να μεταβάλλεται. Επειδή στα συνήθη λογισμικά δεν υπάρχει η δυνατότητα δήλωσης της σχέσης που παρουσιάζει η δυσκαμψία με το αξονικό φορτίο ο πιο απλός τρόπος για να πράξουμε είναι να εκτελέσουμε μία ελαστική ανάλυση υπό τα ίδια βάρη της κατασκευής συν το 0.3 των κινητών (G+0.3Q με 0.25·EI) για να εξακριβώσουμε την κατανομή των αξονικών δυνάμεων, και με βάση αυτά τα φορτία να υπολογισθούν οι μειωμένες δυσκαμψίες που θα επισυναφθούν σε κάθε μέλος.

Όλα τα παραπάνω ισχύουν υπό την προϋπόθεση πως αναφερόμαστε σε στοιχείο που μπορούμε να χαρακτηρίσουμε πλάστιμο. Πλάστιμα κατά σύμβαση χαρακτηρίζονται στοιχεία με διαθέσιμη τιμή δείκτη πλαστιμότητας  $m_{\theta} \geq 2$  (βλ. KAN.EΠΕ σελ. 7-9). Σε περίπτωση που η ανίσωση δεν πληρείται η συμπεριφορά του στοιχείου χαρακτηρίζεται ως ψαθυρή. Για ψαθυρά στοιχεία η ανίσωση ασφαλείας εκφράζεται σε όρους δυνάμεων [1]. Ψαθυρά θεωρούνται και τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος τα οποία διαρρέουν σε διάτμηση πριν απ' τη διαρροή σε κάμψη (στοιχεία δηλαδή για τα οποία ισχύει  $V_u < V_{Mu} = M_y/L_s$ ). Σε τέτοια στοιχεία η παραμόρφωση διαρροής της διατομής υπολογίζεται ως το γινόμενο της στροφής χορδής στη καμπτική διαρροή  $\theta_y$  επί το λόγο  $V_u \cdot L_s / M_y$  και η πλαστική γωνία στροφής χορδής εκτιμάται ως το 40% της  $\theta_y$ . [1]

Το κείμενο του KAN.EΠΕ. παρέχει σχέση για την εκτίμηση της διατμητικής αντοχής των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος την οποία μπορεί να αναζητήσει κανείς στο **KAN.EΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Γ**. Στην παρούσα εργασία ο υπολογισμός των διατμητικών αντοχών για την περιγραφή των ιδιοτήτων των διατμητικών αρθρώσεων (shear hinges) που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση με το SAP2000 έγινε μέσω της σχέσης του Ευρωκώδικα 2 που συνυπολογίζει τη συμβολή του λοξού θλιπτήρα παρουσία αξονικού φορτίου [2].

$$V_{Rd,s} = \frac{z}{H_{cl}} \cdot N_d + \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (13)$$

#### 4. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) είναι μία από τις τέσσερις προτεινόμενες μεθόδους ανάλυσης του KAN.EΠΕ. και αυτή που τείνει να καθιερωθεί ως η κατεξοχήν χρησιμοποιούμενη σε περιπτώσεις αποτίμησης. Στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός [1].

Στα προσομοιώματα των ανελαστικών αναλύσεων τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά των υλικών των δομικών στοιχείων συνεκτιμούνται μέσω των λεγόμενων πλαστικών αρθρώσεων. Στις ιδιότητες κάθε μίας πλαστικής άρθρωσης καταχωρείται το σύνολο των νόμων (καμπύλες δύναμης-μετακίνησης F-δ, επιφάνειες διαρροής, βλ. παραπάνω κεφ. 3) που περιγράφουν τη συμπεριφορά του εκάστοτε δομικού στοιχείου. Οι πλαστικές αρθρώσεις επισυνάπτονται στο άκρο του δομικού στοιχείου που τους αντιστοιχεί και έτσι καταστρώνεται ένα μη-γραμμικό

προσομοίωμα που δύναται να καταδείξει τα πλέον εύτρωτα σημεία του συστήματος. Το προσομοίωμα υποβάλλεται σε βηματικά αυξανόμενη οριζόντια φόρτιση με συγκεκριμένο μοτίβο κατανομής καθ' ύψος και με αρχικές συνθήκες οι οποίες καθορίζονται από τη φόρτιση των ιδίων βαρών συν το 30% των κινητών ( $G+0.3 \cdot Q$ ). Σε κάθε βήμα αύξησης της οριζόντιας φόρτισης οι θέσεις όπου συμβαίνουν υπερβάσεις της αντοχής κάποιου δομικού στοιχείου μιας οποιασδήποτε στάθμης επιτελεστικότητας σημαίνονται καταλλήλως (φτάνει να έχει προηγουμένως δηλωθεί στις ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων). Η ανάλυση συνεχίζεται έως ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του.

Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου ( $V-\delta$ ) η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου (ή αλλιώς κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της οροφής του δομήματος (βλ. *KAN.EΠΕ σελ. 5-29 και 5-32*). Κατά τον ορισμό των φορτίσεων που θα επιβληθούν στο προσομοίωμα θα πρέπει να έχει δηλωθεί ο κόμβος ελέγχου και η στοχευόμενη μετακίνηση του δι' ούτως ώστε να είναι δυνατή η εκτέλεση της ανάλυσης.

Η στοχευόμενη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου δι' μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου. Παρέχεται, σε περίπτωση που δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση, μια μεθοδολογία εκτίμησης της στοχευόμενης μετακίνησης η οποία συνίσταται στην εφαρμογή της σχέσης

$$\delta_i = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (T_e^2 / 4\pi^2) \cdot S_{e(T)} \quad (14) \text{ (βλ. KAN.EΠΕ σελ. 5-37 Εξ. Σ5.6)}$$

$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} \quad (15) \text{ (βλ. KAN.EΠΕ σελ. 5-35 Εξ. Σ5.5)}$$

όπου  $S_{e(T)}$  η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής  $T_e$  (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμψής της καμπύλης δύναμης-μετακίνησης  $V-\delta$  του κτιρίου) και  $C_0, C_1, C_2, C_3$  διορθωτικοί συντελεστές τους ορισμούς των οποίων μπορεί κανείς να αναζητήσει στον *KAN.EΠΕ Κεφ. 5.7.4.2 σελ. 5-37*.

Οι οριζόντιες φορτίσεις εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου) του κτιρίου, σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων. Συνίστανται δυο δυνατές κατανομές των φορτίσεων καθ' ύψος: α) “Ομοιόμορφη”, η οποία βασίζεται σε οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του και β) “Ιδιομορφική”, η οποία συνίσταται από κατανομή των φορτίων ανάλογη προς αυτή της πρώτης (συνήθως) ιδιομορφής [1]. Αξίζει να σημειωθεί εδώ πως η ανελαστική στατική ανάλυση δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα σε κατασκευές των οποίων οι ανώτερες ιδιομορφές δεν έχουν σημαντική συμμετοχή (βλ. *KAN.EΠΕ Κεφ. 5.7.2 σελ. 5-30*).

Ακολουθεί η κατασκευή της εξιδανικευμένης καμπύλης δύναμης-μετακίνησης  $V-\delta$  η οποία συνίσταται στην προσαρμογή μιας διγραμμικής καμπύλης πάνω στην αρχική μη-γραμμική σχέση που διέπει την καμπύλη αντίστασης του κτιρίου. Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη αντίστασης μπορούν να προσδιορίζονται γραφικά με ειδική μέριμνα για την ισότητα των εμβαδών. Η κλίση του πρώτου κλάδου αντιστοιχεί στην ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_e$ . (βλ. *KAN.EΠΕ Κεφ. 5.7.3.4 σελ. 5-33*)

Τέλος ελέγχεται ότι για τη στοχευόμενη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου δι' οι παραμορφώσεις και τα εντατικά μεγέθη καθ' ενός δομικού στοιχείου δεν συνεπάγονται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου. (βλ. *KAN.EΠΕ Κεφ. 5.7.1.2 σελ. 5-29*)

## 5. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ, ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ

Τα προγράμματα που χρησιμοποιήθηκαν για τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις των οποίων τα αποτελέσματα πρόκειται να συγκριθούν είναι το FESPA της ΛΗΛΟΓΙΣΜΙΚΗ και το SAP2000 σε συνδυασμό με το BIAΧ. Το FESPA και το SAP2000 είναι προγράμματα που εκτελούν αναλύσεις κτιριακών (ή και μη) κατασκευών. Ανάμεσα στις δυνατότητες τους περιέχεται και η εκτέλεση ανελαστικών αναλύσεων τύπου pushover. Το BIAΧ είναι ένα πρόγραμμα γενικής χρήσης για την ανάλυση διατομών οπλισμένου σκυροδέματος υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη το οποίο αναπτύχθηκε από τον Επίκουρο Καθηγητή του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών της Πάτρας κ. Μ. Σφακιανάκη. Με δεδομένα τη γεωμετρία της διατομής, τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών της, καθώς και την ποσότητα και γεωμετρική κατανομή του οπλισμού της, το BIAΧ αναλύει διατομές ποικίλων σχημάτων και παρέχει όλες τις απαραίτητες πληροφορίες (κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και όχι μόνον) για την περιγραφή των ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων, τον ορισμό των μειωμένων δυσκαμψιών κ.α. [3]. Η χρησιμοποίησή του κρίθηκε απαραίτητη γιατί το SAP2000 δεν έχει ενσωματωμένη τη δυνατότητα ανάλυσης διατομών· συνεπώς η ανάλυση των διατομών ανατέθηκε στο BIAΧ και έπειτα έγινε η χειροκίνητη εισαγωγή των ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων στο SAP2000. Τέτοια ανάγκη δεν προέκυψε για την περίπτωση του FESPA αφού το ίδιο το λογισμικό είναι σε θέση να υπολογίζει τις ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων τις οποίες επισυνάπτει στα άκρα των μελών. Συνεπώς η μέριμνα ενός χειριστή του FESPA περιορίζεται στην ορθή περιγραφή της γεωμετρίας, των μηχανικών χαρακτηριστικών και των οπλισμών των διατομών.

Να σημειωθεί εδώ πως και στα δύο προσομοιώματα δόθηκε ιδιαίτερη προσοχή ούτως ώστε να συμπεριληφθεί στις ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων ο οπλισμός του συνεργαζόμενου πλάτους των πλακοδοκών. Αυτός θεωρήθηκε ως Φ10/240 δεδομένου ότι στις παλιές κατασκευές τα μισά σίδερα στο άκρο της πλάκας σπάνε προς τα πάνω. Επίσης σε περιοχές όπου το πλάτος των υποστρωμάτων δεν φαινόταν επαρκές για την αγκύρωση των οπλισμού της πλάκας η συνεισφορά του αγνοήθηκε. Όσον αφορά το συνεργαζόμενο πλάτος στο *ΚΑΝ.ΕΠΕ Κεφ. 7.2.1* αναφέρεται πως ως συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σε εφελκυσμό σε κάθε πλευρά του κορμού μπορεί να λαμβάνεται είτε το ένα τέταρτο του ανοίγματος της δοκού, είτε το μισό της απόστασης μέχρι την πρώτη παράλληλη δοκό, όποιο είναι μικρότερο.

Ανεξάρτητα του αν το εκάστοτε λογισμικό είναι σε θέση να εκτελεί πολλά από τα βήματα της διαδικασίας της κατασκευής του προσομοιώματος και της ανάλυσης αυτόματα, η γραμμή των εργασιών που ακολουθεί δεν διαφέρει ουσιαστικά από την περίπτωση που η παραπάνω διαδικασία εκτελείται στο μεγαλύτερο μέρος της χειροκίνητα. Για το λόγο αυτό, και για να αναδειχθεί το πώς η ως άνω θεωρία τίθεται σε εφαρμογή παρέχεται η ροή εργασιών της ανάλυσης σε βήματα:

- α) Εισαγωγή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών των διατομών, των ιδιοτήτων των υλικών και κατασκευή της γεωμετρίας του προσομοιώματος
- β) Ορισμός φορτίων και συνοριακών συνθηκών του προσομοιώματος
- γ) Προκαταρκτική ελαστική ανάλυση υπό φορτία  $G+0.3 \cdot Q$  με δυσκαμψίες μελών  $0.25 \cdot EI$  για να προκύψει εκτίμηση των αξονικών φορτίων των μελών
- δ) Υπολογισμός των μειωμένων δυσκαμψιών συναρτήσει των αξονικών φορτίων που προέκυψαν στο προηγούμενο βήμα
- ε) Ανάλυση των διατομών και σύνταξη όλων των νόμων (διαγράμματα αλληλεπίδρασης στη διαρροή και στην αστοχία, σκελετικά διαγράμματα  $M-\theta$  για διάφορες στάθμες αξονικού φορτίου και για διάφορες γωνίες φόρτισης) που διέπουν τη συμπεριφορά όλων των στοιχείων του προσομοιώματος

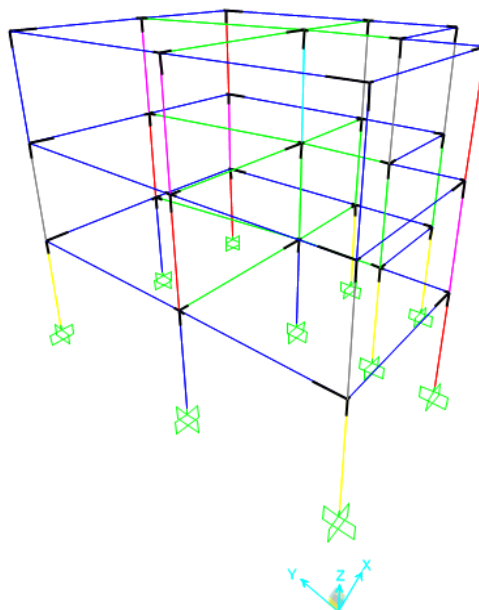


- ζ) Περιγραφή των ιδιοτήτων των πλαστικών ή διατμητικών αρθρώσεων (επιφάνειες διαρροής, νόμοι M-θ ή V-δ) και επισύναψή τους στα άκρα των μελών
- η) Ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής με τις μειωμένες δυσκαμψίες των στοιχείων, με στόχο να προκύψει η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος  $T_1$ , αλλά και όσες επόμενες απαιτούνται προκειμένου η ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής, για τη διεύθυνση στην οποία θα γίνει η ανελαστική ανάλυση pushover
- θ) Καθορισμός του κόμβου ελέγχου και του προφίλ της κατανομής των εξασκούμενων στα κέντρα μάζας των ορόφων δυνάμεων
- ι) Δήλωση της στοχευόμενης μετακίνησης με βάση τα όσα αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 4
- κ) Εκτέλεση της ανάλυσης και εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής σε όρους τέμνουσας βάσης V – δι μετακίνησης κόμβου ελέγχου

Σημειώνεται ότι σε περίπτωση αποτίμησης ή ανασχεδιασμού κατασκευής με εκτέλεση ανελαστικής στατικής ανάλυσης, η διαδικασία που περιεγράφηκε στα ανωτέρω βήματα α) έως κ) συνεχίζεται για τον έλεγχο ικανοποίησης των κριτηρίων της στοχευόμενης στάθμης επιτελεστικότητας με βάση τα όσα αναφέρθηκαν και παραπάνω. Στα πλαίσια ωστόσο της παρούσας εργασίας, στόχος είναι η σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο λογισμικών για την περίπτωση ανελαστικών στατικών αναλύσεων. Συνεπώς η καμπύλη αντίστασης V – δι αρκεί για το σκοπό αυτόν.

Τα προσομοιώματα που καταστρώθηκαν αφορούν την περίπτωση δώροφου, τριώροφου και πενταώροφου κτιρίου με ξυλότυπο τυπικού ορόφου αυτόν του σχήματος 2 και χαρακτηριστικών διατομών αυτών του σχήματος 1. Τα στοιχεία που αφορούν τις ιδιότητες των υλικών της κατασκευής, των λεπτομερειών όπλισης και των εξασκούμενων φορτίων βρίσκονται όλα στο κεφάλαιο 1 της παρούσας εργασίας. Αναφέρεται για μια ακόμη φορά πως οι συνθήκες στήριξης στη βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου θεωρήθηκαν ως πλήρεις πακτώσεις.

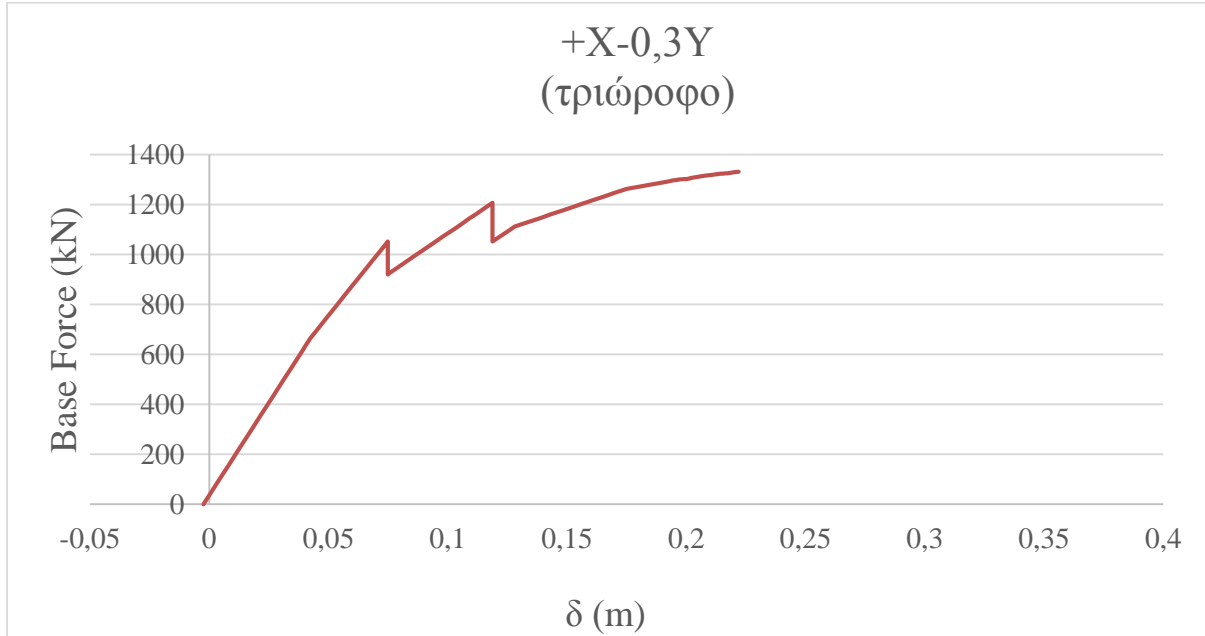
Οι αναλύσεις διεξήχθησαν για ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων καθ' ύψος και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν για τη διεύθυνση +X-0,3Y. Η διεύθυνση +X ταυτίζεται με την οριζόντια διεύθυνση του σχήματος 2 και έχει φορά προς τα δεξιά. Στο σχήμα 5 απεικονίζεται το γεωμετρικό προσομοίωμα του SAP2000. Εκεί μπορεί να αναγνωρίσει κανείς τη θετική φορά του άξονα X.



Σχήμα 5: Γεωμετρικό Προσομοίωμα του Κτιρίου στο SAP2000

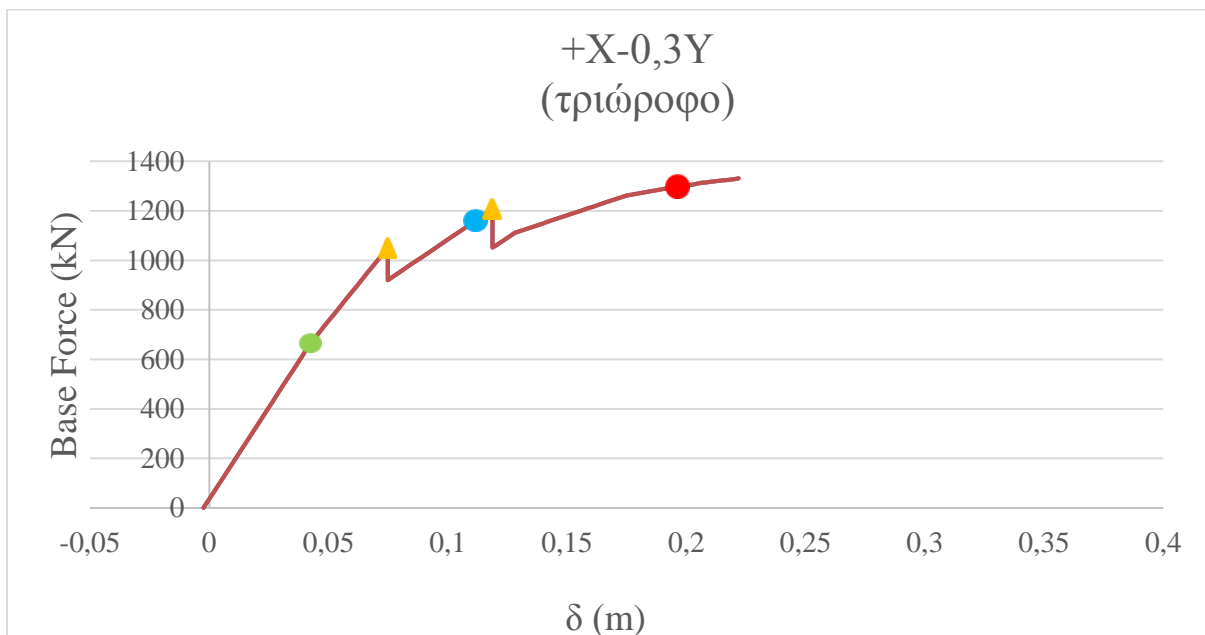
## 6. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

α) Το SAP2000 για την περίπτωση φόρτισης στην +X-0,3Y διεύθυνση και με ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων στις στάθμες των διαφραγμάτων χαράσσει την κάτωθι καμπύλη αντίστασης V-δ για την περίπτωση του τριώροφου.



Σχήμα 6: Καμπύλη Αντίστασης του Τριώροφου Κτιρίου στη διεύθυνση +X-0,3Y (SAP2000)

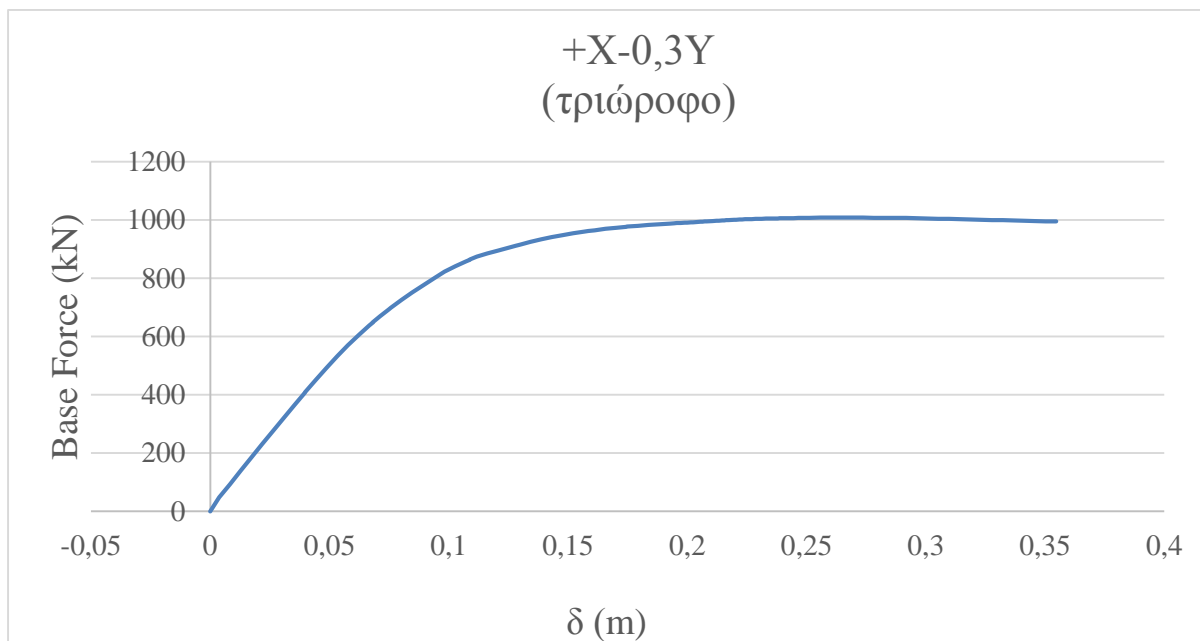
Η καμπύλη τερματίζεται για μετατόπιση του κόμβου ελέγχου  $\delta = 0,222$  m. Ο λόγος στον οποίο οφείλονται οι κατακόρυφες πτώσεις της αντοχής είναι διατμητικές αστοχίες. Εάν σημειώσουμε τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας επί της καμπύλης θα έχουμε το κάτωθι σχήμα.



Σχήμα 7: Καμπύλη Αντίστασης του Τριώροφου Κτιρίου στη διεύθυνση +X-0,3Y (SAP2000)

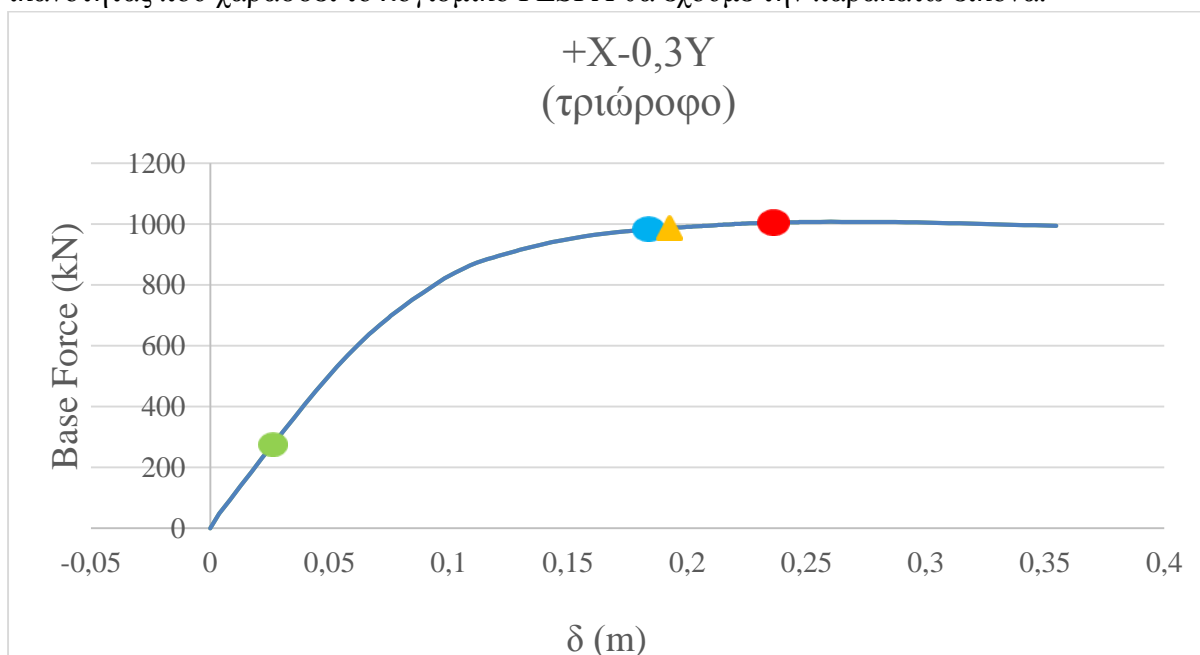
Με πράσινο σημειώνεται η πρώτη στάθμη επιτελεστικότητας, με γαλάζιο η δεύτερη στάθμη επιτελεστικότητας και με κόκκινο η τρίτη στάθμη επιτελεστικότητας. Με το κίτρινο τρίγωνο συμβολίζεται η διατμητική αστοχία.

β) Το λογισμικό FESPA για την περίπτωση φόρτισης στην +X-0,3Y διεύθυνση και με ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων στις στάθμες των διαφραγμάτων χαράσσει την κάτωθι καμπύλη αντίστασης V-δ για το τριώροφο κτίριο.



Σχήμα 8: Καμπύλη Αντίστασης του Τριώροφου Κτιρίου στη διεύθυνση +X-0,3Y (λογισμικό FESPA)

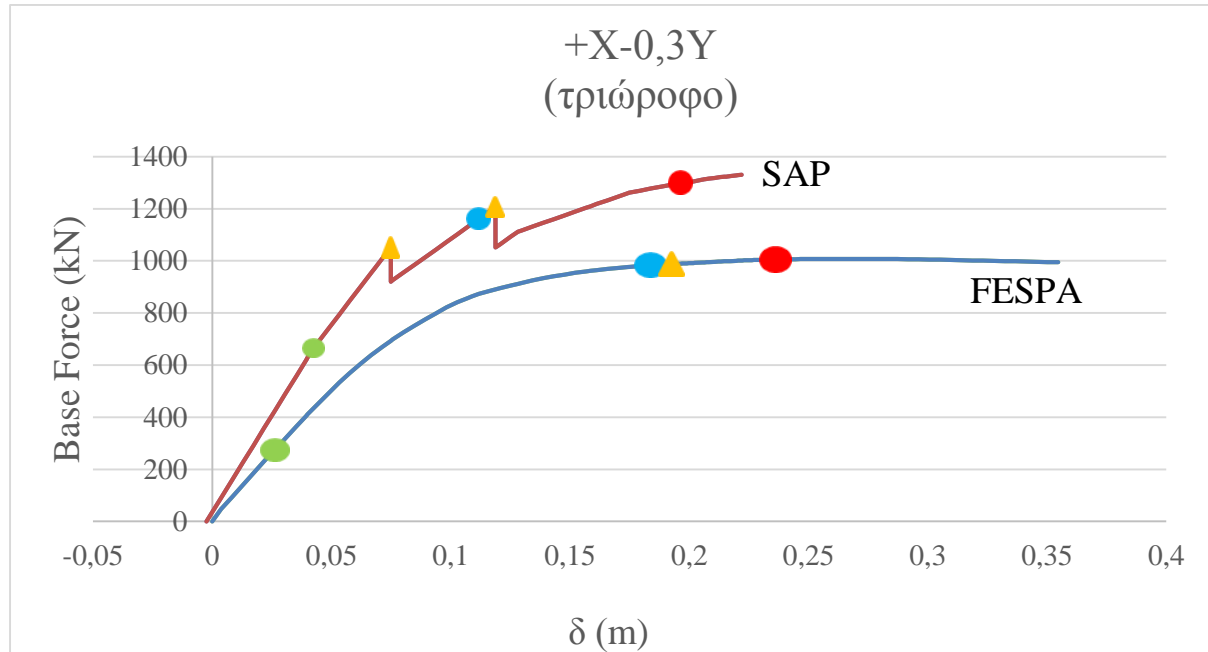
Εάν σημειώσουμε τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας επάνω στην καμπύλη ικανότητας που χαράσσει το λογισμικό FESPA θα έχουμε την παρακάτω εικόνα.



Σχήμα 9: Καμπύλη Αντίστασης του Τριώροφου Κτιρίου στη διεύθυνση +X-0,3Y (λογισμικό FESPA)

Η πρώτη διατμητική αστοχία στην περίπτωση του FESPA συμβαίνει για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου  $\delta = 0.19274$  m όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα. Παρ' όλα αυτά είναι ενδιαφέρον να σημειωθεί πως δεν παρατηρείται κάποια πτώση ή έστω κάποια ανωμαλία στην καμπύλη ικανότητας του κτιρίου ούτε για την πρώτη ούτε και για τις επόμενες διατμητικές αστοχίες που θα ακολουθήσουν μέχρι τον τερματισμό της καμπύλης.

Εάν τώρα τοποθετήσουμε και τις δύο καμπύλες με τις αντίστοιχες στάθμες επιτελεστικότητας σημειωμένες επάνω τους στο ίδιο σχήμα θα έχουμε την παρακάτω εικόνα.

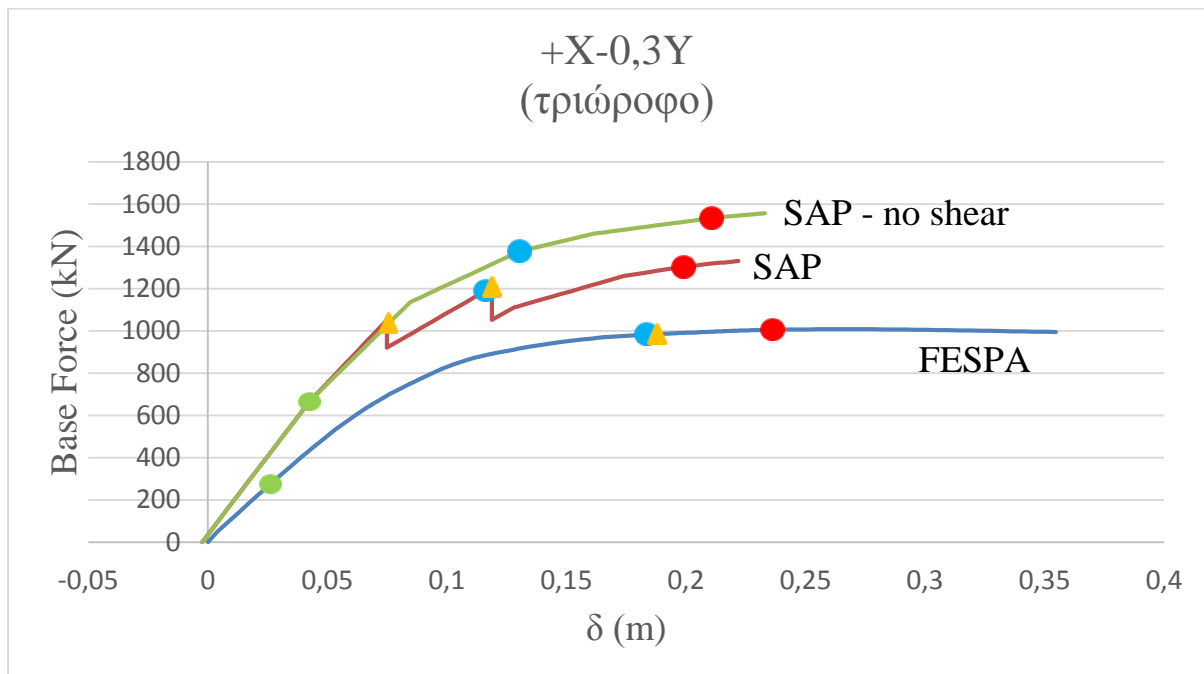


Σχήμα 10: Καμπύλες Αντίστασης του Τριώροφου Κτιρίου στη διεύθυνση +X-0,3Y (SAP-FESPA)

Από το παραπάνω σχήμα μπορούμε να κάνουμε τις εξής παρατηρήσεις οι οποίες μπορούν να γίνουν και για κάθε άλλη καμπύλη αντίστασης του τριώροφου, του διώροφου και του πενταώροφου κτιρίου:

- i. Οι δύο καμπύλες διαφέρουν σημαντικά στη δυσκαμψία που παρουσιάζουν. Η καμπύλη αντίστασης που χαράσσει το SAP2000 χαρακτηρίζεται από αρκετά μεγαλύτερη δυσκαμψία σε σχέση με την αντίστοιχη του FESPA παρ' ότι οι μειωμένες δυσκαμψίες που χρησιμοποιήθηκαν στην περίπτωση του SAP2000 είναι αξιοσημείωτα μικρές (της τάξης του 10%)
- ii. Η διαφορά στη δυσκαμψία δεν περιορίζεται στο μετά τη διαρροή κλάδο αλλά είναι παρούσα ακόμα και πριν τη διαρροή (εκεί δηλαδή που θα περίμενε κανείς να υπάρχει κάποια σύγκλιση)
- iii. Η διαρροή του πρώτου δομικού στοιχείου έρχεται κατά κανόνα νωρίτερα στο FESPA και σε μικρότερη τιμή τέμνουσας βάσης σε σχέση με το SAP2000
- iv. Η δεύτερη και η τρίτη στάθμη επιτελεστικότητας έρχονται κατά κανόνα νωρίτερα στο SAP2000 απ' ότι στο FESPA
- v. Το FESPA μοιάζει να μην προσομοιώνει τη διατμητική αστοχία με άμεση απώλεια της φέρουσας ικανότητας του δομικού στοιχείου μετά την ενεργοποίηση της διατμητικής άρθρωσης (shear hinge), διαφορετικά κάτι τέτοιο θα γινόταν ορατό επί της καμπύλης εν είδει κατακόρυφης πτώσης της τέμνουσας βάσης.

Για διερευνητικούς λόγους ο συντάκτης της παρούσας εργασίας αποφάσισε να εκτελέσει μία επιπλέον ανελαστική στατική ανάλυση για τον ίδιο φορέα χρησιμοποιώντας το SAP2000 και μην λαμβάνοντας υπόψη τις διατμητικές αστοχίες. Τα αποτελέσματα και των τριών αναλύσεων μπορεί κανείς να συγκρίνει στο παρακάτω σχήμα.



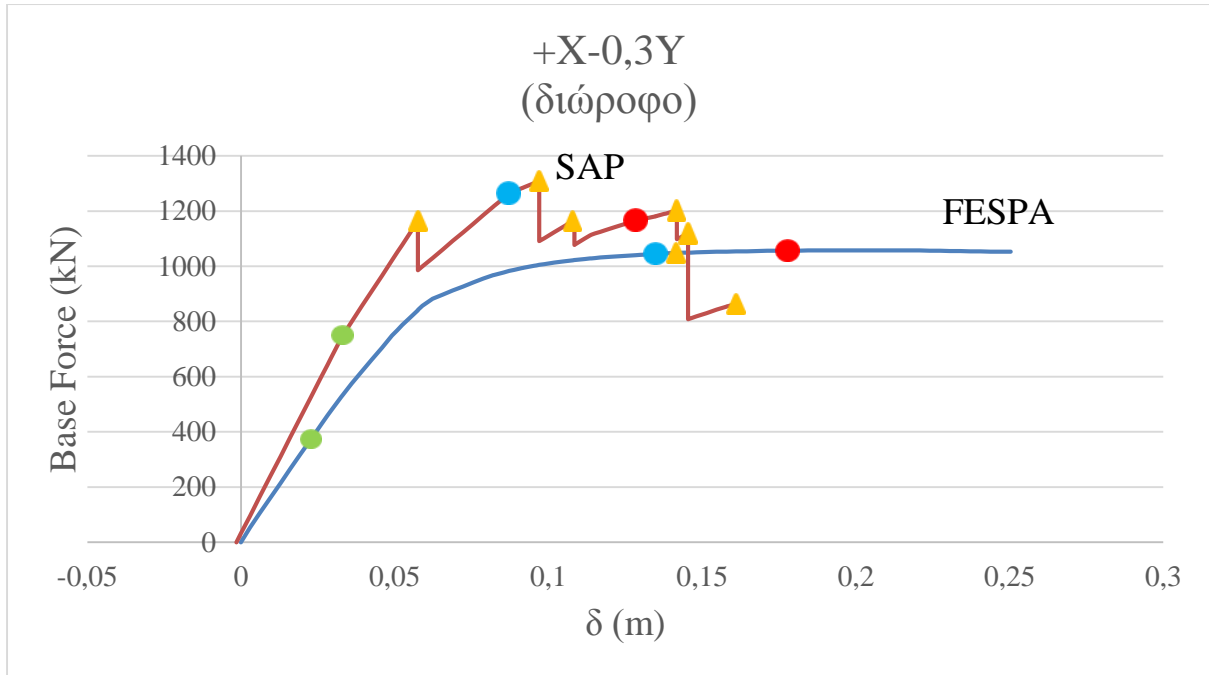
Σχήμα 11: Καμπύλες Αντίστασης του Τριώροφου Κτιρίου και των τριών αναλύσεων

Παρατηρούμε πως το τμήμα της καμπύλης αντίστασης του SAP2000 ταυτίζεται ουσιαστικά μέχρι και την πρώτη διατμητική αστοχία με την αντίστοιχη καμπύλη αντίστασης του SAP2000 χωρίς τις διατμητικές αστοχίες. Επίσης μπορούμε να παρατηρήσουμε πως η καμπύλη αντίστασης του SAP2000 χωρίς τις διατμητικές αστοχίες παρουσιάζει και αυτή νωρίτερη παραβίαση της δεύτερης και της τρίτης στάθμης επιτελεστικότητας σε σύγκριση με το FESPA. Από την άλλη μεριά το FESPA φαίνεται να υποεκτιμά την συνολική τέμνουσα δύναμη που μπορεί να παραλάβει το κτίριο σε σχέση με το SAP2000 σε κάθε περίπτωση.

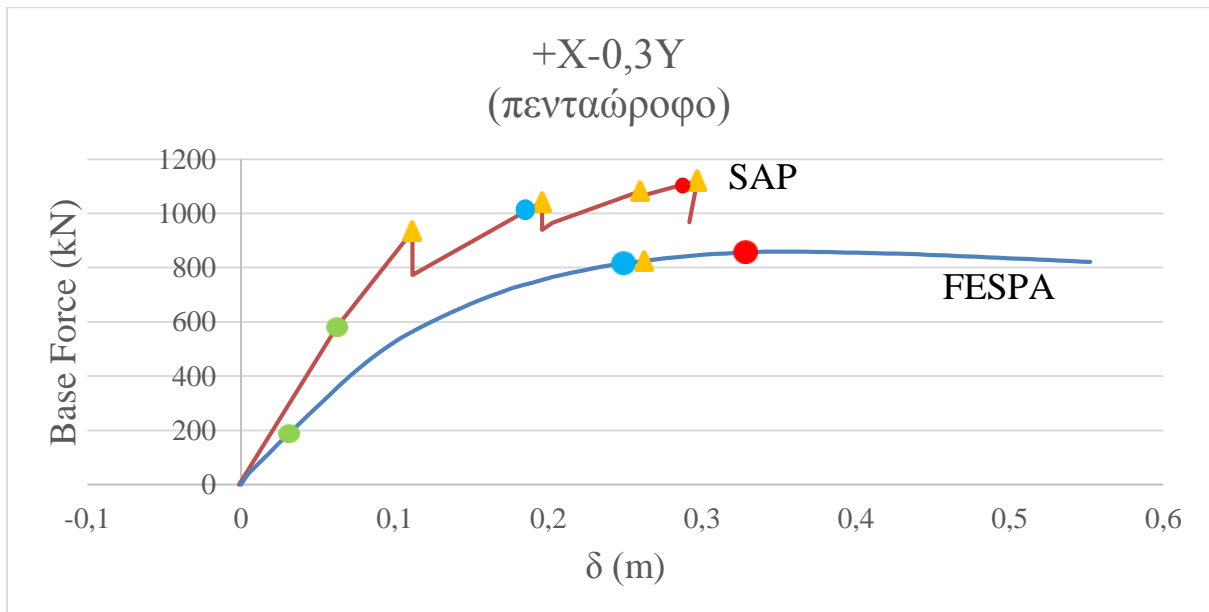
Η διαφορά που αφορά την ενωρίτερη παραβίαση της δεύτερης και της τρίτης στάθμης επιτελεστικότητας της καμπύλης του SAP2000 σε σχέση με την αντίστοιχη του FESPA μπορεί να χαρακτηριστεί δικαιολογημένη καθ' όσον στα σκελετικά διαγράμματα M-θ η δεύτερη και η τρίτη στάθμη επιτελεστικότητας στην περίπτωση του BIAX παραβιάζεται συστηματικά νωρίτερα σε σύγκριση με τα αντίστοιχα του FESPA. Αντίστοιχη δικαιολόγηση όμως δεν ευσταθεί για την περίπτωση της πρώτης στάθμης επιτελεστικότητας καθ' όσον στα αντίστοιχα σκελετικά διαγράμματα M-θ η πρώτη στάθμη επιτελεστικότητας παραβιάζεται συστηματικά νωρίτερα ξανά στην περίπτωση του BIAX. Συνεπώς η νωρίτερη παραβίαση της πρώτης στάθμης επιτελεστικότητας στις καμπύλες αντίστασης του κτιρίου στην περίπτωση του FESPA παραμένει ατεκμηρίωτη.

Ανάλογα σχόλια θα μπορούσαν να γίνουν για τις καμπύλες αντίστασης του διώροφου και του πεντάροφου κτιρίου. Ενδεικτικά παραθέτουμε τις καμπύλες για περίπτωση φόρτισης +X-0,3Y.





Σχήμα 12: Καμπύλες Αντίστασης του Διώροφου Κτιρίου στη διεύθυνση +X-0,3Y (SAP-FESPA)



Σχήμα 13: Καμπύλες Αντίστασης του Πενταώροφου Κτιρίου στη διεύθυνση +X-0,3Y (SAP-FESPA)

## 7. ΣΧΟΛΙΑ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Το εν λόγω κτίριο, θα μπορούσε να υποστηρίξει κανείς με γρήγορους και πρόχειρους υπολογισμούς, ότι έχει υποδιαστασιολογημένες δοκούς με αποτέλεσμα να πληρείται τρόπον τινά ο «ικανοτικός σχεδιασμός». Αυτό οδηγεί και τα δύο λογισμικά να προσδίδουν ικανοποιητική πλαστιμότητα στο κτίριο. Παρ' όλα αυτά οι αποκλίσεις στα αποτελέσματά τους είναι αρκετά μεγάλες.

Με βάση τα παραπάνω δεδομένα θα μπορούσε να υποστηρίξει κανείς το ενδεχόμενο το λογισμικό FESPA να παρέχει συστηματικά μεγαλύτερη πλαστιμότητα στα δομικά στοιχεία σε σχέση με το SAP2000 σε συνδυασμό με το BIAX.

Μία εξίσου ενδιαφέρουσα παρατήρηση είναι πως το FESPA μοιάζει να μην παρέχει πτωτικό κλάδο στη φέρουσα ικανότητα των δομικών στοιχείων που αστοχούν σε διάτμηση. Διαφορετικά αυτή θα διαφαινόταν πάνω στην καμπύλη ικανότητας V-δ του κτιρίου ως κατακόρυφη πτώση της συνολικής τέμνουσας που μπορεί να παραλάβει η κατασκευή.

Σίγουρα η περαιτέρω διερεύνηση του αντικειμένου θα μπορούσε να αναδείξει πολλές νέες και ενδιαφέρουσες πτυχές. Τα όσα ειπώθηκαν έως εδώ αφήνουν πάντοτε το ανθρώπινο ενδεχόμενο του λάθους ανοιχτό.

## **8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

- [1] ΚΑΝ. ΕΠΕ. 2013 – Κανονισμός Επεμβάσεων
- [2] Μιχαήλ Ν. Φαρδής, "Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος Μέρος Ι", Σημειώσεις Μαθήματος, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα 2015
- [3] Sfakianakis, M.G., "Biaxial Bending with Axial Force of Reinforced, Composite and Repaired Concrete Sections of Arbitrary Shape by Fiber Model and Computer Graphics", Journal of Advances in Engineering Software 2001, Vol. 33(4), pp. 227-242