



ΗΜΕΡΙΔΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ  
ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)  
Θεσσαλονίκη, 4-7-2012

Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος – Τμ. Κεν. Μακεδ.   
Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού & Προστασίας 

## Κεφάλαιο 5: Ανάλυση πριν και μετά την επέμβαση



Καθηγητής Α.Ι. Κάππος  
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ



## Περιεχόμενα ΚΑΝΕΠΕ

1. Σκοπός – Πεδίο εφαρμογής – Υποχρεώσεις & ευθύνες (10)
2. Βασικές αρχές, κριτήρια και διαδικασίες (20)
3. Διερεύνηση, τεκμηρίωση φέροντος οργανισμού υφισταμένου δομήματος (23)
4. Βασικά δεδομένα αποτίμησης και ανασχεδιασμού (40)
5. Ανάλυση πριν και μετά την επέμβαση (42)
6. Βασικά προσομοιώματα συμπεριφοράς (31)
7. Προσδιορισμός συμπεριφοράς δομικών στοιχείων (56)
8. Διαστασιολόγηση επεμβάσεων (69)
9. Έλεγχοι ικανοποίησης κριτηρίων επιτελεστικότητας (17)
10. Απαιτούμενα περιεχόμενα μελέτης (6)
11. Κατασκευή-διασφάλιση ποιότητας-συντήρηση (12)  
(με περιεχόμενα κλπ. περίπου 350 σελίδες!)

Contents	Page
FOREWORD .....	4
<b>1 GENERAL</b> .....	<b>9</b>
1.1 SCOPE .....	9
1.2 <b>NORMATIVE REFERENCES</b> .....	<b>10</b>
1.2.1 <i>General reference standards</i> .....	10
1.3 <b>ASSUMPTIONS</b> .....	<b>10</b>
1.4 <b>DISTINCTION BETWEEN PRINCIPLES AND APPLICATION RULES</b> .....	<b>10</b>
1.5 <b>DEFINITIONS</b> .....	<b>10</b>
1.6 <b>SYMBOLS</b> .....	<b>10</b>
1.6.1 <i>General</i> .....	10
1.6.2 <i>Symbols used in Annex A</i> .....	10
1.6.3 <i>Symbols used in Annex B</i> .....	12
1.7 <b>S.I. UNITS</b> .....	<b>13</b>
<b>2 PERFORMANCE REQUIREMENTS AND COMPLIANCE CRITERIA</b> ...	<b>14</b>
2.1 <b>FUNDAMENTAL REQUIREMENTS</b> .....	<b>14</b>
2.2 <b>COMPLIANCE CRITERIA</b> .....	<b>15</b>
2.2.1 <i>General</i> .....	15
2.2.2 <i>Limit State of Near Collapse (NC)</i> .....	15
2.2.3 <i>Limit State of Significant Damage (SD)</i> .....	16
2.2.4 <i>Limit State of Damage Limitation (DL)</i> .....	16
<b>3 INFORMATION FOR STRUCTURAL ASSESSMENT</b> .....	<b>17</b>
3.1 <b>GENERAL INFORMATION AND HISTORY</b> .....	<b>17</b>
3.2 <b>REQUIRED INPUT DATA</b> .....	<b>17</b>
3.3 <b>KNOWLEDGE LEVELS</b> .....	<b>18</b>
3.3.1 <i>Definition of knowledge levels</i> .....	18
3.3.2 <i>KL1: Limited knowledge</i> .....	19
3.3.3 <i>KL2: Normal knowledge</i> .....	20
3.3.4 <i>KL3: Full knowledge</i> .....	20
3.4 <b>IDENTIFICATION OF THE KNOWLEDGE LEVEL</b> .....	<b>21</b>
3.4.1 <i>Geometry</i> .....	21
3.4.2 <i>Details</i> .....	22
3.4.3 <i>Materials</i> .....	22
3.4.4 <i>Definition of the levels of inspection and testing</i> .....	23
3.5 <b>CONFIDENCE FACTORS</b> .....	<b>23</b>
<b>4 ASSESSMENT</b> .....	<b>24</b>
4.1 <b>GENERAL</b> .....	<b>24</b>
4.2 <b>SEISMIC ACTION AND SEISMIC LOAD COMBINATION</b> .....	<b>24</b>
4.3 <b>STRUCTURAL MODELLING</b> .....	<b>24</b>
4.4 <b>METHODS OF ANALYSIS</b> .....	<b>25</b>
4.4.1 <i>General</i> .....	25
4.4.2 <i>Lateral force analysis</i> .....	25
4.4.3 <i>Multi-modal response spectrum analysis</i> .....	26
4.4.4 <i>Nonlinear static analysis</i> .....	26
4.4.5 <i>Non-linear time-history analysis</i> .....	27
4.4.6 <i>q-factor approach</i> .....	27

# ΕΛΟΤ EN 1998-3:2005

## Ευρωκώδικας 8:

### Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών – Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας κτιρίων και επεμβάσεις

4.4.7 <i>Combination of the components of the seismic action</i> .....	27
4.4.8 <i>Additional measures for masonry infilled structures</i> .....	28
4.4.9 <i>Combination coefficients for variable actions</i> .....	28
4.4.10 <i>Importance classes and importance factors</i> .....	28
<b>4.5 SAFETY VERIFICATIONS</b> .....	<b>28</b>
4.5.1 <i>Linear methods of analysis (lateral force or modal response spectrum analysis)</i> .....	28
4.5.2 <i>Nonlinear methods of analysis (static or dynamic)</i> .....	29
4.5.3 <i>q-factor approach</i> .....	29
<b>4.6 SUMMARY OF CRITERIA FOR ANALYSIS AND SAFETY VERIFICATIONS</b> .....	<b>29</b>
<b>5 DECISIONS FOR STRUCTURAL INTERVENTION</b> .....	<b>31</b>
<b>5.1 CRITERIA FOR A STRUCTURAL INTERVENTION</b> .....	<b>31</b>
5.1.1 <i>Introduction</i> .....	31
5.1.2 <i>Technical criteria</i> .....	31
5.1.3 <i>Type of intervention</i> .....	31
5.1.4 <i>Non-structural elements</i> .....	32
5.1.5 <i>Justification of the selected intervention type</i> .....	32
<b>6 DESIGN OF STRUCTURAL INTERVENTION</b> .....	<b>34</b>
6.1 <b>RETROFIT DESIGN PROCEDURE</b> .....	<b>34</b>
<b>ANNEX A (INFORMATIVE) REINFORCED CONCRETE STRUCTURES</b> .....	<b>35</b>
<b>ANNEX B (INFORMATIVE) STEEL AND COMPOSITE STRUCTURES</b> .....	<b>55</b>
<b>ANNEX C (INFORMATIVE) MASONRY BUILDINGS</b> .....	<b>81</b>

## FEMA356: PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS

<b>3.</b>	<b>Analysis Procedures</b> .....	<b>3-1</b>
3.1	Scope .....	3-1
3.2	General Analysis Requirements .....	3-1
3.2.1	Analysis Procedure Selection .....	3-1
3.2.2	Mathematical Modeling <span style="font-size: 2em; vertical-align: middle;">→</span> Κεφ. 7 ΚΑΝΕΠΕ .....	3-2
3.2.3	Configuration .....	3-4
3.2.4	Diaphragms .....	3-4
3.2.5	P-Δ Effects .....	3-5
3.2.6	Soil Structure Interaction .....	3-6
3.2.7	Multidirectional Seismic Effects .....	3-7
3.2.8	Component Gravity Loads for Load Combinations .....	3-8
3.2.9	Verification of Design Assumptions .....	3-8
3.2.10	Overtuning .....	3-9
3.3	Analysis Procedures .....	3-10
3.3.1	Linear Static Procedure .....	3-10
3.3.2	Linear Dynamic Procedure .....	3-16
3.3.3	Nonlinear Static Procedure .....	3-18
3.3.4	Nonlinear Dynamic Procedure .....	3-24
3.4	Acceptance Criteria .....	3-25
3.4.1	General Requirements .....	3-25
3.4.2	Linear Procedures .....	3-25
3.4.3	Nonlinear Procedures .....	3-27

κανονισμός: ASCE 41-06 'Seismic Rehabilitation of Existing Buildings'

## Κεφ. 5 Ανάλυση πριν και μετά την επέμβαση

- Σε σχέση με τις μεθόδους ανάλυσης (όπως και για σειρά άλλων θεμάτων) *«οι απαιτήσεις και προβλέψεις των κανονισμών για νέες κατασκευές δεν είναι πάντα εφικτό να ενσωματώνονται στους κανονισμούς που αφορούν υφιστάμενες κατασκευές. Γι' αυτό, προκειμένου περί υφιστάμενων κατασκευών, είναι θεμιτό και σκόπιμο να εισάγονται και πρόσθετες έννοιες, απαιτήσεις και προβλέψεις, πάντοτε βεβαίως στο πλαίσιο των ίδιων βασικών αρχών»*
- Επιτρεπόμενες μέθοδοι ανάλυσης (§5.1):
  - Ελαστική (ισοδύναμη) στατική με *καθολικό* δείκτη συμπεριφοράς ( $q$ ) ή *τοπικό* δείκτη πλαστιμότητας ( $m$ )
  - Ελαστική δυναμική (με δείκτη  $q$  ή  $m$ )
  - Ανελαστική (*ελαστοπλαστική*) στατική
  - Ανελαστική δυναμική (ανάλυση χρονοϊστορίας)
- Επιτρέπεται η διάκριση «πρωτεύοντων (κυρίων) – δευτερευόντων» στοιχείων (βλ. και Ευρωκώδικα 8)
  - **πρωτεύοντα**: κρίσιμα για την αντίσταση έναντι σεισμού
  - **δευτερεύοντα**: συνεισφορά στα κατακόρυφα, βαθμός συνεισφοράς στα σεισμικά ασήμαντος ή αναξιόπιστος  
→ διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας
- Έλεγχος κριτηρίων επιτελεστικότητας σε όρους δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) ή παραμορφώσεων, ανάλογα και με τον τρόπο αστοχίας
  - **κάμψη**: δυνάμεις ( $\leftrightarrow$  ελαστική ανάλυση), παραμορφώσεις ( $\leftrightarrow$  ανελαστική ανάλυση)
  - **διάτμηση**: πάντα δυνάμεις (λόγω οιονεί ψαθυρότητας)

- Σεισμικές δράσεις για την ανάλυση (§5.2)
  - φάσματα ψευδοεπιταχύνσεων (Κεφ. 4 + ΕΚ8), ή
  - επιταχυνσιογραφήματα (κατάλληλη επιλογή, αναγωγή στην ένταση της σεισμικής δράσης αποτίμησης ή ανασχεδιασμού, βλ. και ΕΚ8, §3.2.3)
- Προσεγγιστική ανάλυση (§5.3)
  - για τους σκοπούς (μόνο) της αποτίμησης, και αν πρόκειται να ακολουθήσει επέμβαση (ενίσχυση)
  - μη-λεπτομερής ανάλυση *τμημάτων* του κτιρίου
  - π.χ. έλεγχος τέμνουσας κατακόρυφων στοιχείων ισογείου ( $V < 0.35V_{Rdc}$ ), κατανομή τέμνουσας βάσης ανάλογα προς τη ροπή αδρανείας κάθε στοιχείου ή/και το εμβαδό του
  - έχει έννοια όταν το αποτέλεσμα είναι **σαφές**

#### Γενικές απαιτήσεις προσομοίωσης & ελέγχων (§5.4)

- Συνεκτίμηση *στρέψης* → επιτρέπεται εφαρμογή απλοποιημένης διαδικασίας βάσει  $\eta = \delta_{max}/\delta_{avg}$  (ευμενέστερη από το  $\delta = 1 + 0.6x/L_e$  του Ευρωκώδικα 8-1 [§4.3.3.2.4] )
- Ελαστική ανάλυση: Προσομοίωση μόνο πρωτευόντων στοιχείων (αλλά πρέπει  $K_{\delta_{ε\upsilon\tau}} < 25\%K_{\pi\rho\omega\tau}$ )
  - πρακτικά με 2 διαδοχικές αναλύσεις, μία με στερεά και μία με αρθρωτή σύνδεση των δευτερευόντων στοιχείων με τον υπόλοιπο φορέα, και έλεγχο ισχύος του κριτηρίου του 25% στις προκύπτουσες μετακινήσεις ορόφων
- Ανελαστική ανάλυση: Προσομοίωση πρωτευόντων + δευτερευόντων + μείωση δυσκαμψίας και αντίστασης, ή προσομοίωση *μόνο* πρωτευόντων
- Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων → §5.9

- *Μορφολογία* (ακανονικότητα) ↔ μέθοδοι ανάλυσης
- *Διαφράγματα*: ευπαράμορφα – δυσπαράμορφα
  - κριτήρια παραμόρφωσης (ενσωμάτωση στο μοντέλο του φορέα ή αυτοτελές μοντέλο διαφράγματος)
  - κριτήρια γεωμετρίας πλάκας Ο/Σ
- *Αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίωσης* (ΑΕΘ)
  - Υποχρεωτική αν: αύξηση  $T \Rightarrow$  αύξηση  $S_a$
  - **Απλοποιημένη** διαδικασία

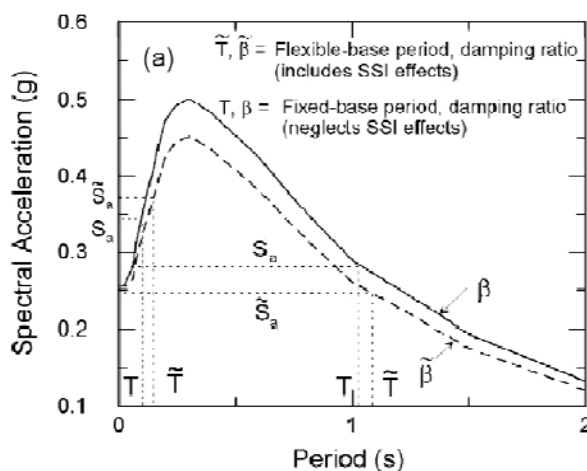
$$\tilde{\zeta} = \zeta_\theta + \frac{\zeta_0}{(\tilde{T}/T)^3}$$

[Veletsos-Meek, 1974]

$$\tilde{T} = T_0 \sqrt{\left[ 1 + \frac{k_o}{k_x} \left( 1 + \frac{k_x h_{ef}^2}{k_\phi} \right) \right]}$$

- **Λεπτομερής** προσομοίωση (σύνθετης δυναμικής δυσκαμψίας-impedance), περιορισμοί αν ληφθεί  $\zeta = \bar{\zeta}$  ( $\zeta_\theta \leq \zeta_{ανωδ}$ )

Αύξηση περιόδου και (ισοδύναμης ιξώδους) απόσβεσης λόγω αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης  
→ Επιρροή στο δράση σχεδιασμού



ΚΑΝΕΠΕ: Μείωση σεισμικών απαιτήσεων λόγω ΑΕΘ  $\leq 25\%$  !

- **Επιρροές 2ας τάξεως**
  - στατικές: κριτήριο  $\theta$  (§4.4.2.2 ΕΚ 8-1) και για ανελαστική
  - δυναμικές: επαύξηση βάσει  $C_3$  (βλ. §5.7)  $\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_{\Gamma}}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10$
- **Χωρική επαλληλία δράσεων**
  - ενγένει κατά ΕΚ8 (και Κεφ. 4)
  - για ανελαστική στατική ανάλυση → κανόνας 100:30
    - σε κτίρια χωρίς έντονη ασυμμετρία: κάθε διεύθυνση χωριστά, αλλά 30% αύξηση στοχευόμενης μετακίνησης
- **Έλεγχος ανατροπής**
  - εν γένει για τα στοιχεία της θεμελίωσης
  - ελαστική ανάλυση → μέθοδος (καθολικού)  $\alpha$
  - αν δεν ικανοποιείται ο έλεγχος, απαιτείται αξιόπιστη σύνδεση/αγκύρωση (στο έδαφος)
  - ανελαστική ανάλυση: άμεση προσομοίωση ανύψωσης/λίκνισμού (μη-γραμμικοί DOF)

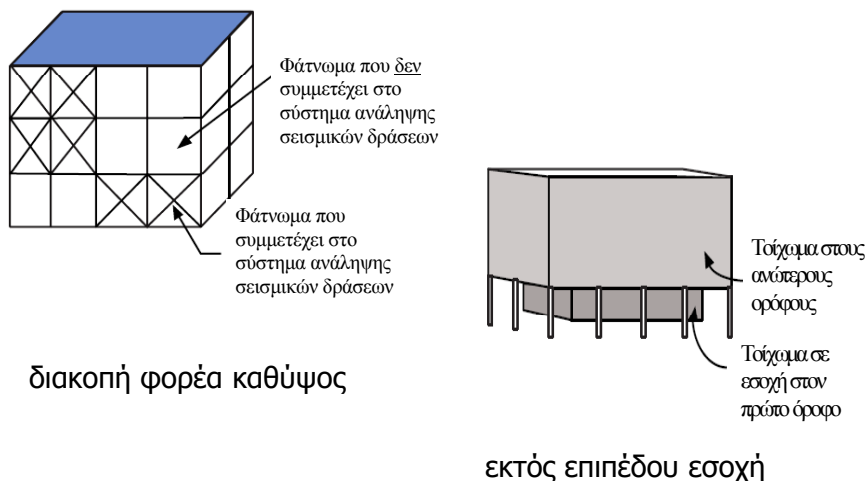
## Ελαστική στατική ανάλυση (§5.5)

- Προϋποθέσεις εφαρμογής:
  - ιδιοπερίοδοι  $T < 4 T_c$  ( $1.6 \div 3.2s$  για έδαφος A÷D, βλ. ΕΚ8-1 §3.2.2), ή  $2s$
  - δείκτες ανεπάρκειας στοιχείων  $\lambda = S_{el}/R_m < 2.5$ , **ή**  $\lambda > 2.5$  αλλά μορφολογικά κανονικό κτίριο ( $\lambda = \rho$  του ΕΚ8-3) (λεπτομερή κριτήρια κανονικότητας βάσει ομαλής ροής δυνάμεων και κατανομής μέσου  $\lambda$ )
  - το κτίριο διαθέτει σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο ~κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις
  - ο λόγος οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό όροφο δεν υπερβαίνει το 1.5
  - απουσία έντονων ασυμμετριών δυσκαμψίας σε κάτοψη ή τομή (σχετικό βέλος  $\delta_i < 1.5\delta_j$ )

$$\bar{\lambda}_k = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{Si}}{\sum_1^n V_{Si}}$$



## Παραδείγματα ακανονικοτήτων καθύψος



- Προσομοίωση φορέα με  $EI_{ef}$  (πρώτη διαρροή) → Κεφ. 7
- Τέμνουσα βάσης (ανάλογα με τη μέθοδο)
  - Για μέθοδο q: κατά ΕΚ8, με q από Κεφ. 4  
(συνιστάται για ~κανονικά κτίρια → q≈ομοιόμορφο)
  - Για μέθοδο m: ελαστική τέμνουσα βάσης

$$V = C_1 C_m S_e W$$

$$C_1 = \delta_{inel} / \delta_{el} (=1.0 \text{ για } T > T_2, \text{ άλλως } C_1 = [1.0 + (R-1)T_2 / T_0] / R)$$

$$C_m: \text{ συντελεστής δρώσας μάζας } (\approx 0.85)$$

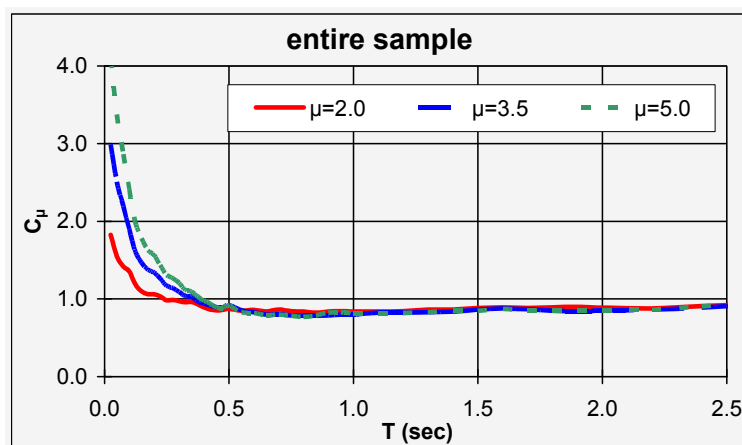
$$S_e: \text{ φασματική επιτάχυνση (βλ. §3.2.2 ΕΚ8)}$$

$$R = \frac{S_e / g}{V_y / W} \cdot C_m$$

➤ στόχος να προσεγγίζονται με επαρκή ακρίβεια οι μετακινήσεις

- Κατανομή V καθύψος βάσει ΕΑΚ (§3.5.2)
- Αδρανειακές δυνάμεις διαφράγματος (όταν απαιτείται υπολογισμός)

$$F_{px} = \sum_{i=x}^n F_i \frac{W_x}{\sum_{i=x}^n W_i}$$



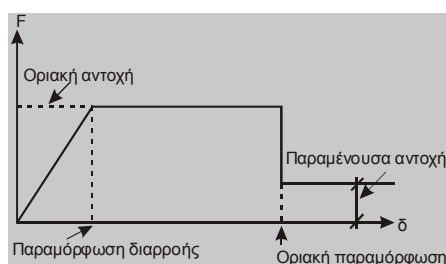
Μέσο  $C_\mu = C_1 = S_{d,in} / S_{d,el}$  για 75 ελληνικές καταγραφές με  $a_g \geq 0.1g$  [Athanassiadou et al., 2008]

## Ελαστική δυναμική ανάλυση (§5.6)

- Προϋποθέσεις εφαρμογής:
  - δείκτες ανεπάρκειας στοιχείων  $\lambda = S/R_m < 2.5$
  - ανεξαρτήτως  $\lambda$ , επιτρέπεται (μόνον) για την αποτίμηση αν δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, αλλά  $\gamma_{Sd,ελ.} = \gamma_{Sd} + 0.15$
- Προσομοίωση φορέα με  $EI_{ef}$
- Φασματική ιδιομορφική ανάλυση (ΕΚ8 §4.3.3.3)  $\dot{\eta}$
- Μέθοδος χρονιοστορίας της απόκρισης (ΕΚ8 §4.3.3.4)
  - τουλάχιστο 3 επιταχυνσιογραφήματα
  - για  $\geq 7$  επιταχυνσιογραφήματα  $\rightarrow$  μέσες τιμές M, N κλπ.
- Όλα τα αποτελέσματα επί  $C_1 (= \delta_{inel} / \delta_{el})$ , για μέθοδο m

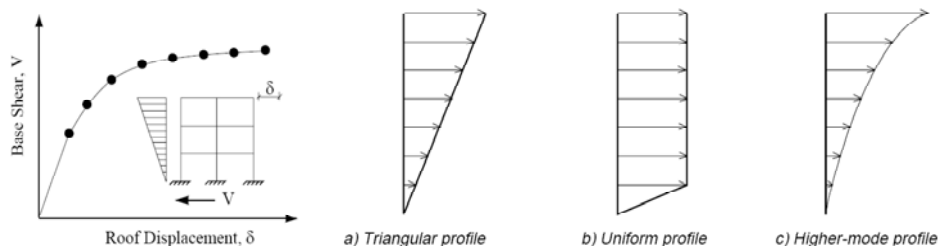
## Ανελαστική στατική ανάλυση (§5.7)

- Προϋποθέσεις εφαρμογής:
  - μικρή επιρροή ανώτερων ιδιομορφών (οι τέμνουσες ορόφων που προκύπτουν από ανάλυση για ιδιομορφές που συνεισφέρουν  $\geq 90\%$  υπερβαίνουν το 130% εκείνων από ανάλυση για 1<sup>η</sup> ιδιομορφή μόνο)
  - αλλιώς θέλει και δυναμική ανάλυση (ελαστική), με αύξηση κατά 25 % των τιμών των παραμέτρων ελέγχου
  - Συνιστάται  $\Sigma AD \geq$  «Ικανοποιητική»
- Άμεση προσομοίωση μη-γραμμικών χαρακτηριστικών έντασης-παραμόρφωσης  
π.χ.



Εφαρμογή σεισμικής δράσης στην ανελαστική στατική ανάλυση

- κατανομή (‘προφίλ’) σεισμικών φορτίων στο φορέα
- ΕΚ8 (§4.3.3.4.2): πρέπει να εφαρμόζονται τουλάχιστον δύο διαφορετικές κατανομές:
  - “ομοιόμορφη” κατανομή: πλευρικά φορτία ανάλογα προς τη μάζα (σταθερή επιτάχυνση καθ ύψος)
  - “ιδιομορφική” κατανομή: πλευρικά φορτία συμβατά με τα δυναμικά φορτία (π.χ. 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής) που προέκυψαν από ελαστική ιδιομορφική ανάλυση



## Πλεονεκτήματα ΑΣΑ

Η ΑΣΑ παρέχει πολύτιμες πληροφορίες που δεν μπορούν να δοθούν από τις ελαστικές μεθόδους, ήτοι:

- Ρεαλιστική εκτίμηση των δυνάμεων σε σχετικώς ψαθυρά στοιχεία, π.χ. αξονικές δυνάμεις σε υποστυλώματα, ροπές και τέμνουσες κόμβων, κλπ.
- Το μέγεθος των πλαστικών παραμορφώσεων ( $\theta_p$ ) στα στοιχεία που διαρρέουν (σε υφιστάμενα κτίρια μπορεί να είναι και κατακόρυφα)
- Αναγνώριση των αδύνατων-κρίσιμων περιοχών καθύψος ή σε κάτοψη (ασυνέχειες αντοχής), όπου συγκεντρώνονται και οι απαιτήσεις  $\theta_p$
- Αναγνώριση των συνεπειών της μείωσης της αντοχής ('αστοχία') των πιο αδύνατων στοιχείων στην απόκριση του φορέα ως σύνολο
- Δυνατότητα ελέγχου της πληρότητας και επάρκειας του τρόπου ροής των δυνάμεων στο φορέα (load path), προσομοιώνοντας όλα τα στοιχεία που την επηρεάζουν (και τις τοιχοποιίες, αν απαιτείται...)

## Περιορισμοί ΑΣΑ

Πρέπει να είναι σαφές ότι η ΑΣΑ είναι εκ φύσεως προσεγγιστική, μια και βασίζεται σε στατική φόρτιση. Ως τέτοια, δεν μπορεί να προσομοιώσει επαρκώς τα δυναμικά φαινόμενα, συγκεκριμένα:

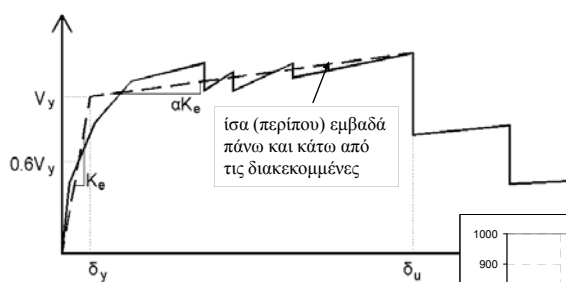
- Οι υπολογιζόμενες παραμορφώσεις μπορεί να είναι πολύ ανακριβείς όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική (ψηλά κτίρια ή και κακές μορφολογίες)
- Χρήση πολλών κατανομών δυνάμεων (συμπεριλαμβανομένων των ιδιομορφικών) περιορίζει, αλλά δεν εξαλείφει την ανακρίβεια
- Αδυναμία να αναγνωρίσει μηχανισμούς αστοχίας που δημιουργούνται μετά τον αρχικό
- Δυσχερής εφαρμογή σε χωρικούς φορείς με προβλήματα κανονικότητας → προβλήματα όπως
  - κατάλληλος ορισμός της εκκεντρότητας των φορτίων (με συνεκτίμηση της δυναμικής επιρροής)
  - κατάλληλο λογισμικό

- min δύο κατανομές σεισμικών φορτίων καθύψος
  - «Ιδιομορφική» (μία ή περισσότερες ιδιομορφές, ανάλογα με % συμμετοχής)
  - «Ομοιόμορφη» ή «αναπροσαρμοζόμενη»
- Διγραμμική καμπύλη δύναμης-μετακίνησης (για υπολογισμό  $K_e$ ,  $V_y$  κτιρίου)
- Δρώσα θεμελιώδης ιδιοπερίοδος

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

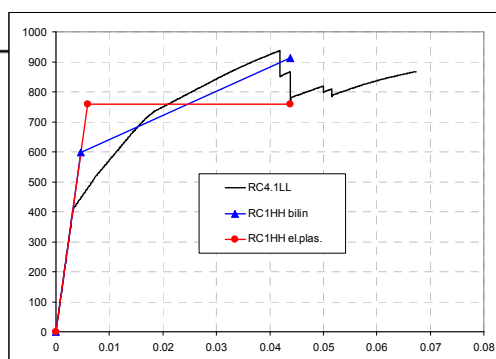
- εκτιμάται από την εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη αντίστασης (σχέση δύναμης-μετακίνησης) με αρχική κλίση  $K_e$  και κλίση δεύτερου κλάδου ίση με  $\alpha K_e$

### Εξιδανίκευση της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη



Προτεινόμενη από ΚΑΝΕΠΕ διαδικασία

Καμπύλη αντίστασης για διώροφο μικτό φορέα και εξιδανίκευση με διγραμμική καμπύλη με και χωρίς 'κράτυνση' (λογισμικό BILIN / ΑΠΘ)



- Τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις υπολογίζονται για  $\delta = \delta_t$  (στοχευόμενη μετακίνηση, δηλ. η λόγω σεισμού μετακίνηση στο Κ.Μ. της οροφής)

- Στοχευόμενη μετακίνηση (μέθοδος διορθωτ. συντελεστών):

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) S_e \quad \text{όπου}$$

$C_0$ : συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία  $K_e$  ( $S_d = [T_e^2 / 4\pi^2] \cdot S_e$ ), με την πραγματική μετακίνηση  $\delta_t$  της κορυφής του ελαστο-πλαστικά αποκρινόμενου φορέα.

Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5, και  $\geq 10$ , αντίστοιχα.

$C_1$ : συντελεστής που ορίστηκε στην §5.5.4 ( $=\delta_{inel}/\delta_{el}$ )

$C_2$ : βλ. επόμενη διαφάνεια

$C_3$ : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2<sup>ας</sup> τάξεως (P-Δ).

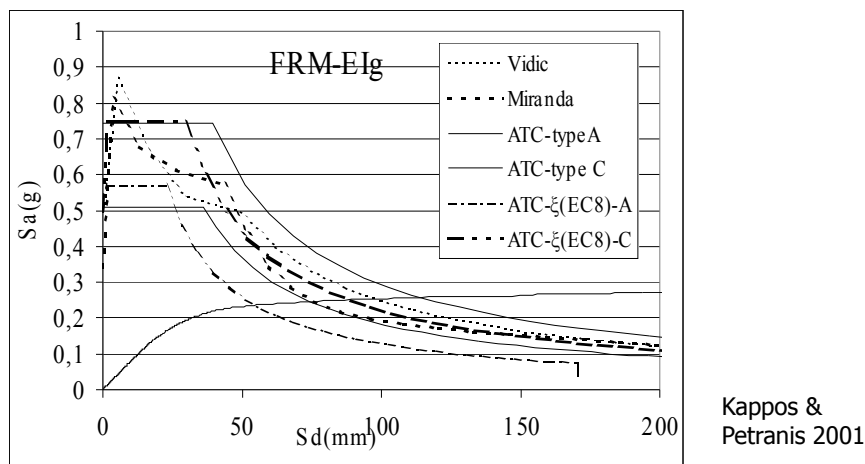
Μπορεί να ληφθεί ίσος προς  $1+5(\theta - 0.1)/T$ , συνήθως  $\theta < 0.1 \leftrightarrow C_3 = 1$

$C_2$ : 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.

→ Φορείς Τύπου 1: κατασκευές χαμηλής πλαστιμότητας, που αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνες Τύπου 2 (υψηλής πλαστιμότητας).

Στάθμη επιτελεσματικότητας	T = 0.1s		T ≥ T <sub>2</sub>	
	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2
Άμεση χρήση (λειτουργικότητα)	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

Επιτρέπονται και άλλες μέθοδοι, όπως του Ευρωκώδικα 8 (EN1998-1, 2004), ή η γενική μέθοδος του 'φάσματος' απαίτησης (capacity and demand spectra, Chopra 1999, Fajfar 1999):



Καλή εποπτεία, αλλά η διασπορά στην υπολογιζόμενη  $\delta_t$  είναι σημαντική!

## Ανελαστική δυναμική ανάλυση (§5.8)

- Προϋποθέσεις εφαρμογής
  - αξιόπιστη γνώση αντοχών υλικών ( $\Sigma\Delta \geq \mathbf{I}$ )
  - επαρκής εμπειρία και εξειδίκευση του μηχανικού
- Άμεση προσομοίωση μη-γραμμικών χαρακτηριστικών (και υστερητικών)
- Μέθοδος χρονιότητας της απόκρισης
  - τουλάχιστο τρία επιταχυνσιογραφήματα
  - Μ.Ο. ή maxS όπως και στην ελαστική δυναμική
- Συνιστάται να γίνεται και μια *στατική* ανελαστική

## Το 'εφικτόν' της ανελαστικής δυναμικής

Η ανελαστική δυναμική ανάλυση της χρονοϊστορίας είναι η «ακριβής» αναλυτική προσέγγιση, αλλά:

- Για την αξιοπιστία της είναι κρίσιμη η κατάλληλη επιλογή επαρκούς αριθμού (>3-7) επιταχυνσιογραφημάτων, με την οποία δεν είναι εξοικειωμένοι οι πολιτικοί μηχανικοί
  - κριτήριο (M, R) → ποιό (M, R) σε κάθε περιοχή;;
  - κριτήριο ομοιότητας φασμάτων;;
  - τα τεχνητά (συμβατά με το φάσμα) έχουν μειονεκτήματα!
- Το λογισμικό ανάλυσης χρονοϊστορίας 3D φορέων δεν είναι ενγένη κατάλληλο (πολύς χρόνος ή/και μικρή φιλικότητα...)
- Απαιτούνται κατάλληλα υστερητικά μοντέλα  $M - \theta_p$ , και δεν διατίθενται τέτοια με πτώση αντοχής (τύπου FEMA 356)
- Η (μετ)επεξεργασία των (ογκωδέστατων) αποτελεσμάτων είναι πιο δυσχερής απ' ό,τι στην ΑΣΑ

## Τοιχοποιίες πλήρωσης (§5.9)

- Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων σύμφωνα με την §2.1.4.2. Εγγένη υποχρεωτική όταν έχουν δυσμενείς συνέπειες.
 

Εξαιρούνται:

  - κτίρια που έχουν μελετηθεί (και κατασκευαστεί) με ΕΑΚ ή ΕΚ8
  - η πρόσθετη πλευρική δυσκαμψία λόγω των τοιχοπληρώσεων δεν υπερβαίνει το  $\frac{1}{4}$  της συνολικής πλευρικής δυσκαμψίας του φέροντος οργανισμού (ενός τουλάχιστον ορόφου).
  - Πρέπει να ελέγχεται πάντα το ότι αθέλητη, έστω, διάταξη τοιχοπληρώσεων δεν συνεπάγεται δυσμενή συμπεριφορά
- Κριτήρια δυσμενούς επιρροής:
  - οι τοιχοποιίες δεν επιφέρουν αύξηση της σεισμικής τέμνουσας ενός τουλάχιστον πρωτεύοντος κατακόρυφου στοιχείου ή της σεισμικής μετακίνησης ενός ορόφου σε ποσοστό μεγαλύτερο του 15%, σε οποιαδήποτε στάθμη του κτιρίου
  - για τον έλεγχο αυτόν μπορεί να εφαρμόζεται χωρίς προϋποθέσεις η ελαστική στατική ανάλυση (§5.5)

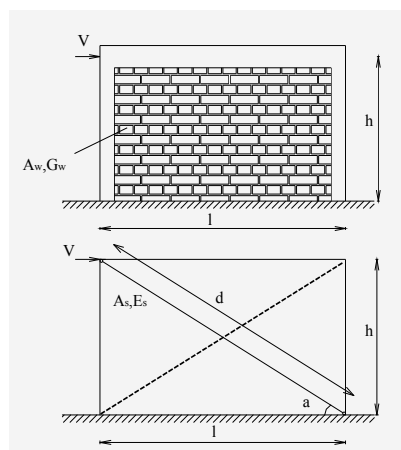


Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων (βλ. και §7.4):

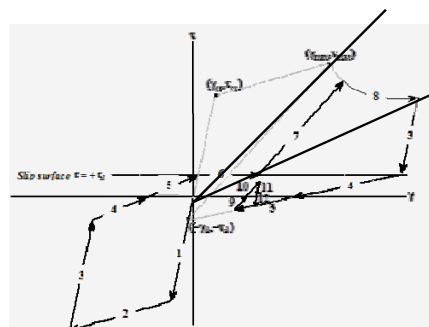
- μέσω ισοδύναμης διαγωνίου,  $h'$
- μέσω διατμητικού φατνώματος
- αντιστοίχιση δυστένειας (EA) διαγωνίου με δυστημσία (GA) φατνώματος

$$E_s A_s = \frac{G_w A_w}{\cos^2 \alpha \sin \alpha}$$

- στη δυναμική ανάλυση μπορεί να δοθεί  $E_s A_s / 2$  σε δύο διαγωνίους (θλιβόμενη και εφελκόμενη)
- τοιχοπληρώσεις με ανοίγματα:
  - αγνοούνται αν το ποσοστό των ανοιγμάτων υπερβαίνει το 50%
  - για ποσοστά μεταξύ 50% και 0, εξαρτάται από τη διάταξη [βλ. σχόλια §7.4.1a(iv)]



- Προσομοίωση  $GA_{ef}$  τοιχοπληρώσεων στις ελαστικές μεθόδους
  - Πρέπει να γίνονται δύο αναλύσεις (μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας  $E_0 = K_E f_{wc}$ , όπου ο  $K_E$  λαμβάνει τιμές 500 και 1000, απλοποιητικά μία με  $K_E = 750$ )
  - Σωστότερο είναι:
    - μια με επιβατικό  $GA_{ef}$  στη μέγιστη τάση  $\tau_{max}$
    - μια με επιβατικό  $GA_{ef}$  σε σχετικό βέλος ορόφου συμβατό με τις μετακινήσεις του φορέα,  $h' \gamma = 2 \div 3 \gamma (\tau_{max})$
  - Από τις δύο αναλύσεις λαμβάνεται το δυσμενέστερο (για κάθε στοιχείο) αποτέλεσμα.



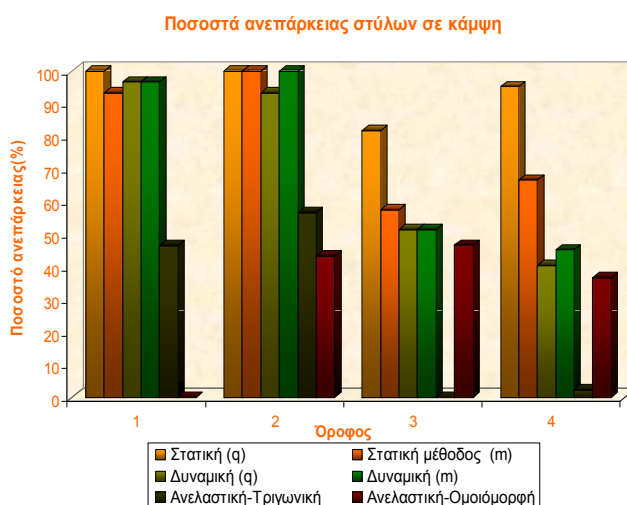
## Παράδειγμα αποτίμησης σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενης κατασκευής με βάση ΚΑΝΕΠΕ (2007)

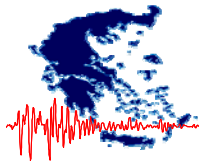
- Τριώροφο κτίριο Ο/Σ με υπόγειο
- Κατασκευάστηκε πριν ~75 χρόνια
- Φέρων Οργανισμός: Πλαισιακό σύστημα
- Σημαντικός αριθμός τοίχων και επενδύσεων από οπτοπλινθοδομή
- Στάθμη Επιτελεστικότητας: Προστασία ζωής
- Πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης κατά τη διάρκεια ζωής του έργου κατά 10%.
- Κατασκευή πριν το 1985, χωρίς ουσιαστικές βλάβες και ευμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων →  $q^*=1.8$



ΣΗΜ. Το παράδειγμα αυτό βασίζεται σε προηγούμενη έκδοση του ΚΑΝΕΠΕ

## Ενδεικτικά συγκριτικά αποτελέσματα όλων των μεθόδων ανάλυσης





**Συγκριτικά αποτελέσματα αποτίμησης υφιστάμενης  
οικοδομής βάσει του ΚΑΝΕΠΕ με διαφορετικές παραδοχές  
δυσκαμψιών – Σύγκριση ελαστικών και ανελαστικών  
μεθόδων ανάλυσης**  
**Comparative assessment of an existing building using the  
Interventions Code and different stiffness assumptions –  
Comparisons of elastic and inelastic analysis methods**

Ανδρέας Ι. Κάππος<sup>1</sup>, Α. Γεωργίου και Σ. Πάπιστα<sup>2</sup>

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ :** Η εργασία εντάσσεται στο πλαίσιο της βαθμονόμησης του νέου ελληνικού κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) και κύριος στόχος της είναι η σύγκριση των αποτελεσμάτων της αποτίμησης ενός παλιού κτιρίου Ο/Σ (της δεκαετίας του '30) με ελαστικές αναλύσεις (στατική και δυναμική), και με ανελαστική στατική ανάλυση, χρησιμοποιώντας αφενός τις ενεργές δυσκαμψίες των δομικών στοιχείων λαμβάνοντας υπόψη τις καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις και τις στροφές στις ακραίες διατομές λόγω εξόγκωσης του οπλισμού, και αφετέρου τους μειωτικούς συντελεστές της δυσκαμψίας που ορίζει απλοποιητικά ο ΕΑΚ. Κύριος στόχος της εργασίας είναι να διαπιστωθεί αφενός ο βαθμός στον οποίο διαφοροποιείται το αποτέλεσμα της αποτίμησης από την παραδοχή που θα γίνει για τις δυσκαμψίες και αφετέρου να αξιολογηθεί ποιά από τις δύο παραδοχές οδηγεί σε αποτελέσματα που είναι αντιπροσωπευτικότερα της πραγματικής συμπεριφοράς. Διευρευνάται επίσης η επιρροή της μεθόδου ανάλυσης (ελαστική με δείκτες  $q$  ή  $m$ , ή ανελαστική) στα αποτελέσματα της αποτίμησης.

**ABSTRACT :** The paper falls within the framework of calibration of the new Greek Code for Interventions (KANEPÉ) and its main objective is the comparative assessment of an old R/C building (of the '30s) with the aid of elastic (static and dynamic) and inelastic static analysis procedures, using first the effective member stiffnesses that account for flexural and shear deformations and fixed-end rotations due to bond-slip, and second the simple stiffness reduction factors specified by the Seismic Code (EAK). The key goal of the study is to quantify the degree to which the results of the assessment are influenced by the stiffness assumptions, and to assess which assumption leads to results that are more representative of the actual behaviour. The influence of the selected analysis method (elastic based on  $q$  or  $m$  factors, and inelastic) on the results of the assessment is also investigated.

<sup>1</sup> Καθηγητής, MSc DIC, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ, email: [ajkap@civil.auth.gr](mailto:ajkap@civil.auth.gr)

<sup>2</sup> Μεταπτυχ. φοιτήτριες, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ.

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

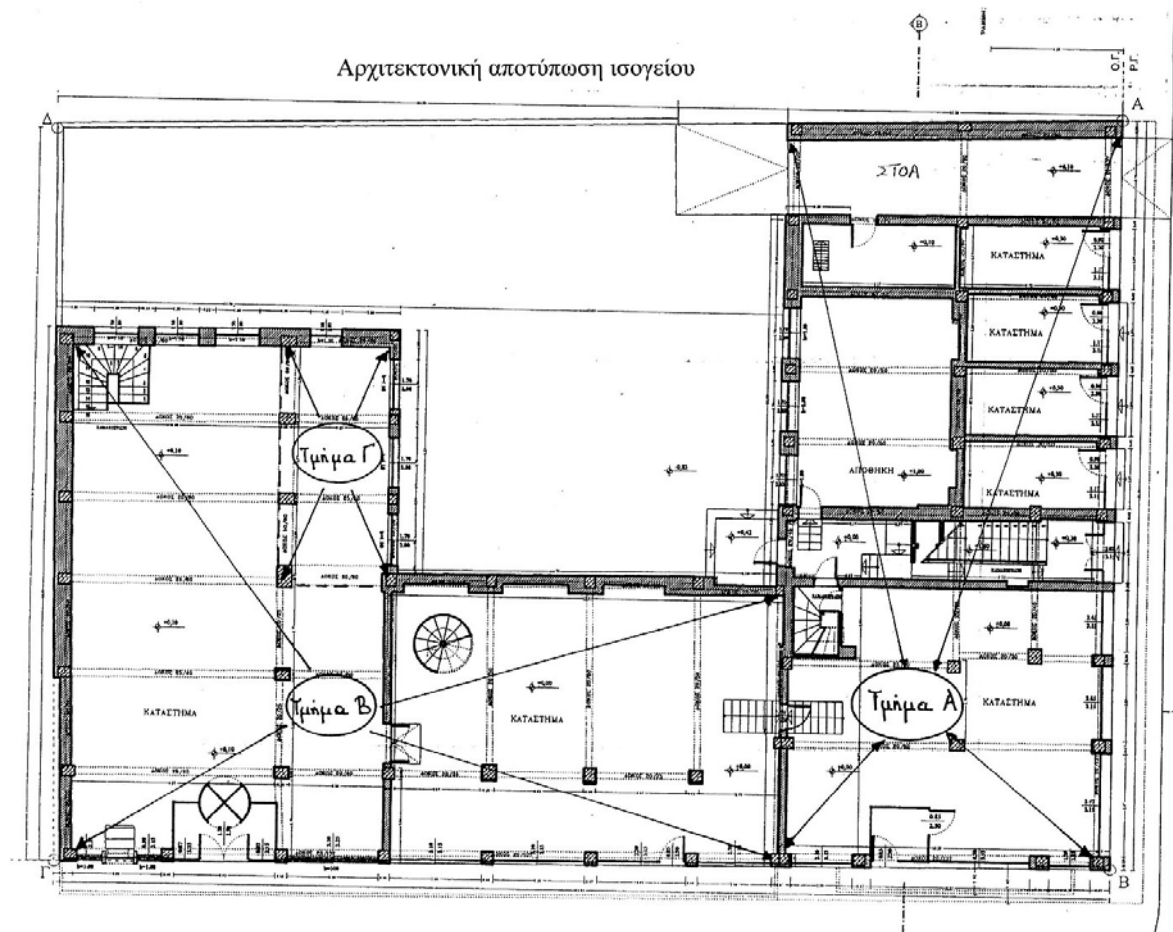
Ο Νέος Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) βρίσκεται πλέον στην τελική φάση της σύνταξής του, δεδομένου ότι έχουν ολοκληρωθεί και οι πιλοτικές εφαρμογές του σε πραγματικά κτίρια (που έγιναν αφιλοκερδώς από μελετητικά γραφεία της Αθήνας, της Θεσσαλονίκης και της Πάτρας) και οι παρατηρήσεις και προτάσεις βελτιώσεων που έγιναν με βάση τα αποτελέσματα των εφαρμογών αυτών ενσωματώθηκαν στο κείμενο του Κανονισμού. Είναι ωστόσο γεγονός ότι παρά το πολυετές της διαδικασίας σύνταξης και την ευρεία έκταση της δοκιμαστικής εφαρμογής του ΚΑΝΕΠΕ, τόσο από πανεπιστημιακές ομάδες όσο και από τους προαναφερθέντες μελετητές, δεν ήταν πρακτικώς εφικτό να διευρευνηθούν πλήρως όλες οι πτυχές του Κανονισμού, ο οποίος καλύπτει το σύνολο της διαδικασίας αποτίμησης και ανασχεδιασμού των υφιστάμενων κατασκευών. Σημειώνεται ότι κάτι τέτοιο δεν γίνεται από κανέναν άλλο διεθνή κανονισμό, π.χ. ο Ευρωκώδικας 8-3 (CEN 2005) είναι πολύ λιγότερο λεπτομερές, ενώ οι αμερικανικοί κανονισμοί της ASCE (2003, 2007) καλύπτουν ο καθένας ορισμένες μόνο από τις προαναφερθείσες πτυχές του ζητήματος (σε επαρκή, πάντως, λεπτομέρεια).

Στην εργασία αυτή γίνεται μία εφαρμογή του 2<sup>ου</sup> σχεδίου (2007) του ΚΑΝΕΠΕ στην αποτίμηση ενός τυπικού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα (Ο/Σ) κατασκευασμένου τη δεκαετία του '30. Κύριος στόχος είναι η διερεύνηση της επιρροής των παραδοχών που θα γίνουν για την τιμή της δυσκαμψίας των μελών από Ο/Σ, ένα κρίσιμο ζήτημα αναφορικά με το οποίο υπήρξαν αλλαγές στο Σχέδιο 2 σε σχέση με το Σχέδιο 1. Συγκεκριμένα, για λόγους αφενός απλότητας, αλλά και συμβατότητας με τον ΕΑΚ, στην περίπτωση της ελαστικής ανάλυσης με τη μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς  $q$  οι δυσκαμψίες των μελών Ο/Σ λαμβάνονται όπως στον ΕΑΚ, δηλ. ως ποσοστά (40% ως 80%) της αρηγμάτωσης τιμής  $EI_g$ , ανεξαρτήτως του ποσοστού του οπλισμού. Σε όλες τις άλλες περιπτώσεις (ελαστική ανάλυση με τη μέθοδο των επιμέρους δεικτών συμπεριφοράς  $m$ , και ανελαστική ανάλυση), οι οποίες αφορούν μεθόδους ανάλυσης εκτός του πλαισίου του ΕΑΚ, λαμβάνονται ενεργές δυσκαμψίες των δομικών στοιχείων από εμπειρικές σχέσεις οι οποίες συνεκτιμούν τις καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις και τις στροφές στις ακραίες διατομές λόγω εξόλκευσης του οπλισμού (δίνονται στο Κεφ. 7 του ΚΑΝΕΠΕ). Επισημαίνεται ότι οι δεύτερες ('δυσκαμψίες ΚΑΝΕΠΕ' εφεξής) είναι σημαντικά χαμηλότερες από τις 'δυσκαμψίες ΕΑΚ' στη συνήθη (ιδιαίτερα σε υφιστάμενα κτίρια) περίπτωση που τα ποσοστά οπλισμού είναι χαμηλά.

Για το προαναφερθέν κτίριο γίνεται καταρχήν σύγκριση των αποτελεσμάτων από τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης με βάση τις δύο παραδοχές δυσκαμψιών (και για την περίπτωση χρήσης των δεικτών  $m$ , για λόγους διερεύνησης). Επιπλέον, εφαρμόζεται και η ανελαστική στατική μέθοδος που εισάγει ο νέος κανονισμός, έτσι ώστε τα αποτελέσματα των ελαστικών μεθόδων να συγκριθούν με τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης η οποία ενγένει προσεγγίζει περισσότερο την πραγματικότητα, δεδομένου ότι για τις θεωρούμενες σεισμικές δράσεις ο φορέας εισέρχεται στην ανελαστική περιοχή, χωρίς οι απαιτήσεις πλαστιμότητας να έχουν την (περίπου) ομοιόμορφη κατανομή που απαιτείται για αξιόπιστη εφαρμογή των ελαστικών μεθόδων με δείκτη  $q$ . Τελικός στόχος είναι να διαπιστωθεί αφενός ο βαθμός στον οποίο διαφοροποιείται το αποτέλεσμα της αποτίμησης από την παραδοχή που θα γίνει για τις δυσκαμψίες και αφετέρου να αξιολογηθεί ποιιά από τις δύο παραδοχές οδηγεί σε αποτελέσματα που είναι αντιπροσωπευτικότερα της πραγματικής συμπεριφοράς.

## 2. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

Το υπόψιν κτίριο βρισκόταν στη Θεσσαλονίκη (πρόσφατα έχει κατεδαφιστεί) και ήταν κατασκευασμένο στη δεκαετία του '30, σύμφωνα με τις τότε επικρατούσες πρακτικές σχεδιασμού και κατασκευαστικής διαμόρφωσης. Συνεπώς, δεν έχει ληφθεί καμία μέριμνα για ανάληψη σεισμικών δράσεων, ούτε βεβαίως για πλάσטיμη διαμόρφωση των κρίσιμων περιοχών. Το κτίριο αποτελείται από δύο ανεξάρτητα τμήματα που διαχωρίζονται με αρμό 2,5 cm. Το ένα τμήμα, ορθογωνικής κατόψεως (Α στο Σχ. 1), είναι κανονικής μορφολογίας, ενώ το άλλο (Β και Γ στο Σχ. 1), το οποίο εξετάζεται στην παρούσα εργασία, έχει σημαντική εσοχή σε κάτοψη.

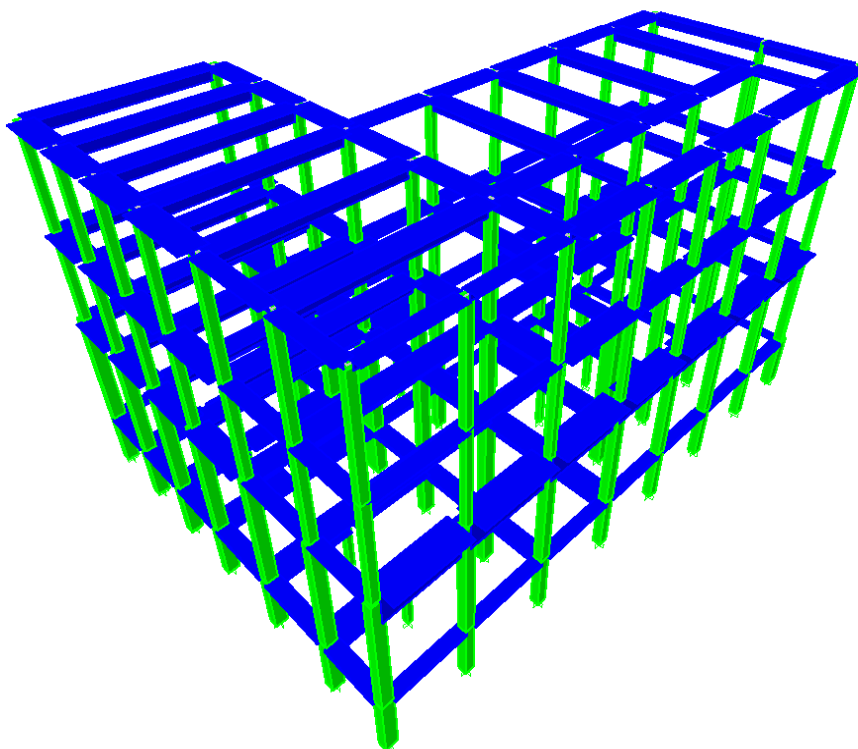


Σχήμα 1. Αρχιτεκτονική αποτύπωση του εξεταζόμενου κτιρίου.

Ο φέρων οργανισμός αποτελείται από πλαισιακό σύστημα δοκών και στύλων από Ο/Σ. Τα οριζόντια στοιχεία ανάληψης δυνάμεων είναι πλακοδοκοί (οι πλάκες είναι με νευρώσεις) ενώ τα κατακόρυφα στύλοι. Σημαντικό χαρακτηριστικό του εξεταζόμενου κτιρίου είναι η παρουσία ισχυρών (σε σχέση με το εύκαμπτο περιβάλλον πλαίσιο) τοίχων πληρώσεως ή και επενδύσεων. Η ποιότητα του σκυροδέματος προσδιορίστηκε από 7 πυρηνοληψίες. Η χαρακτηριστική αντοχή προέκυψε  $f_{ck}=21.71\text{MPa}$ , μπορεί λοιπόν να καταταγεί το σκυρόδεμα στην (σημερινή) κατηγορία C20/25. Όσον αφορά το χάλυβα, δεν έγινε αποκοπή του απαραίτητου αριθμού δοκιμών ώστε να γίνει έλεγχος της ποιότητας του οπλισμού. Αντ' αυτού κατετάγη εμπειρικά και λόγω της εικόνας ενανθράκωσης που παρουσιάζει στη κατηγορία StI.

## ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

Το υπόψιν κτίριο μελετάται εδώ γυμνό, χωρίς δηλαδή να λαμβάνεται υπόψιν η επιρροή των τοιχοπληρώσεων. Σημειώνεται ότι κατά τον ΚΑΝΕΠΕ (§2.1.4.2) είναι δυνατόν να μην ληφθούν υπ' όψιν οι τοιχοπληρώσεις, καθώς δρουν ευνοϊκά. Οι δοκοί ενίοτε λείπουν, οπότε και θεωρείται αντίστοιχο τμήμα της πλάκας με νευρώσεις. Επιπλέον δεν γίνεται καμία διάκριση μεταξύ κύριων και δευτερευόντων στοιχείων, ενώ οι πλάκες θεωρείται ότι λειτουργούν ως διαφράγματα. Η προσομοίωση του εξεταζόμενου κτιρίου με τρισδιάστατα γραμμικά στοιχεία του SAP 2000 (CSI 2005) φαίνεται στο Σχ. 2.



Σχήμα 2. Προσομοίωση του εξεταζόμενου κτιρίου με τρισδιάστατα γραμμικά στοιχεία.

Στις ελαστικές αναλύσεις με την μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς  $q$  χρησιμοποιήθηκε το φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ, ενώ στις μεθόδους με τους τοπικούς δείκτες συμπεριφοράς  $m$  χρησιμοποιήθηκε το ελαστικό φάσμα του ΕΑΚ. Σε όλες τις περιπτώσεις οι παράμετροι σχεδιασμού είναι: επιτάχυνση εδάφους  $a_g=0.16g$ , κατηγορία εδάφους Γ, συντελεστής θεμελίωσης  $\theta=0.9$  (παρουσία υπογείου), κατηγορία σπουδαιότητας  $\Sigma_2$  ( $\gamma_1=1$ ) και λόγος απόσβεσης  $\zeta=5\%$ . Η επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας είναι «προστασία ζωής», ενώ για τη στάθμη της σεισμικής δράσης εξετάστηκε η δράση με πιθανότητα υπερβάσεως 10% στα 50 έτη. Ο προσδιορισμός της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του κτιρίου έγινε με ιδιομορφική ανάλυση. Οι υπολογισθείσες τιμές ιδιοπεριοδών, που προφανώς εξαρτώνται από την παραδοχή σχετικά με τις δυσκαμψίες, δίνονται στην επόμενη ενότητα.

## ΕΦΑΡΜΟΖΟΜΕΝΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Οι μέθοδοι ανάλυσης που χρησιμοποιούνται είναι:

- Ελαστική στατική με εφαρμογή του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς  $q$
- Ελαστική στατική με εφαρμογή των επιμέρους δεικτών συμπεριφοράς  $m$
- Ελαστική δυναμική με εφαρμογή του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς  $q$
- Ελαστική δυναμική με εφαρμογή των επιμέρους δεικτών συμπεριφοράς  $m$
- Ανελαστική στατική.

Για απλοποίηση και για σαφέστερη ερμηνεία των αποτελεσμάτων, στις αναλύσεις που έγιναν εξετάζεται ο σεισμός σε κάθε διεύθυνση ξεχωριστά, χωρίς να ληφθεί υπ' όψιν η επιρροή της στρέψεως. Από κάθε ανάλυση προκύπτουν τα ποσοστά αστοχίας σε κάθε διεύθυνση. Οι έλεγχοι αφορούν την επάρκεια έναντι κάμψης και διάτμησης των δοκών και υποστυλωμάτων, καθώς και την επάρκεια των κόμβων έναντι διατμητικής αστοχίας. Εκτός από τα ποσοστά αστοχιών, υπολογίζεται και ο λόγος της αναπτυσσόμενης εντάσεως  $S$  (απαίτηση) προς την διαθέσιμη αντίσταση  $R$  (ικανότητα) για κάθε στοιχείο.

### Ελαστική στατική με εφαρμογή του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς $q$

Ο καθολικός δείκτης συμπεριφοράς  $q$  λαμβάνεται ίσος προς 1.8. Αυτή είναι η προτεινόμενη τιμή στον ΚΑΝΕΠΕ (§4.6.2) για στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής», εφαρμοσθέντα κανονισμό προ του 1985, ευμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων και απουσία ουσιωδών βλαβών σε πρωτεύοντα στοιχεία. Ο υπολογισμός των διαθέσιμων αντοχών γίνεται σύμφωνα με τις προτεινόμενες σχέσεις του ΚΑΝΕΠΕ (Κεφ. 7 και 9).

### Ελαστική στατική με εφαρμογή των επιμέρους δεικτών συμπεριφοράς $m$

Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή και για τους πλάστιμους τρόπους αστοχίας (έλεγχοι σε κάμψη) χρησιμοποιούνται οι επόμενες σχέσεις για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών:

$$M_{sd} = M_{G+0.3Q} + \frac{M_E}{m} \quad (1)$$

όπου  $m = \delta_d / \delta_y$  είναι ο τοπικός δείκτης συμπεριφοράς, ο οποίος υπολογίζεται βάσει των μέσων τιμών των αντοχών του σκυροδέματος και του χάλυβα,  $\delta_y$  η παραμόρφωση διαρροής του δομικού στοιχείου ( $\theta_y$  ή  $(l/r)_y$ ) και  $\delta_d$  η παραμόρφωση σχεδιασμού κατά την αστοχία. Στην συγκεκριμένη ανάλυση χρησιμοποιήθηκε ως παραμόρφωση διαρροής η στροφή διαρροής ( $\theta_y$ ) των δομικών στοιχείων. Σημειωτέον, ότι το αξονικό φορτίο που είναι απαραίτητο για τον υπολογισμό της καμπτικής αντοχής των υποστυλωμάτων, αλλά και των κόμβων, λαμβάνεται ίσο με εκείνο που προκύπτει από την μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς  $q$ .

### Ελαστική δυναμική με εφαρμογή του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς $q$

Ο δείκτης  $q$  λαμβάνεται όπως και στη στατική ανάλυση (1.8). Η επαλληλία των ιδιομορφικών μεγεθών γίνεται με τον κανόνα της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (CQC).

Προσεγγιστικά, θεωρούνται οι μέγιστες τιμές των μεγεθών, χωρίς να βρεθούν οι ταυτόχρονες τιμές, επειδή η ανάλυση γίνεται με τα σεισμικά φορτία σε κάθε διεύθυνση ξεχωριστά.

### **Ελαστική δυναμική με εφαρμογή των επιμέρους δεικτών συμπεριφοράς $m$**

Χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα του ΕΑΚ (Παράρτημα Α). Η επαλληλία των ιδιομορφικών μεγεθών γίνεται όπως προηγουμένως. Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών γίνεται σύμφωνα με τη σχέση (1).

### **Ανελαστική στατική**

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Οι τιμές των παραμορφώσεων αυτών συγκρίνονται απευθείας με τις αντίστοιχες επιτρεπόμενες τιμές που δίνονται στο Κεφ. 9. Οι αντιστάσεις των στοιχείων υπολογίζονται βάσει των μέσων τιμών των αντοχών του σκυροδέματος και του χάλυβα, χρησιμοποιώντας έναν συντελεστή ασφαλείας για την *ανεκτή* στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων ίσο προς  $\gamma_m=1.2$ . Ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (κορυφή του φορέα) που αντιστοιχεί στη επιλεγείσα σεισμική δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση των δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.

Η ανελαστική ανάλυση, λόγω του μικρού αριθμού ορόφων και της μικρής επιρροής των ανωτέρων ιδιομορφών μπορεί να γίνει αυτοτελώς, δηλ. χωρίς σύγκριση των αποτελεσμάτων με δυναμική ανάλυση, όπως απαιτείται από την §5.7.2 όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την ανάλυση για ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον 90% υπερβαίνει το 130% εκείνης από την ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Έγινε για δύο κατανομές φορτίων, μία τριγωνική καθύψος που προσομοιάζει την κατανομή της πρώτης ιδιομορφής και μία ομοιόμορφη (§5.7.3.3 ΚΑΝΕΠΕ, παρόμοιες απαιτήσεις έχουν και οι Αμερικανικοί κανονισμοί ASCE/SEI).

Ο υπολογισμός των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών για τον ορισμό του καταστατικού νόμου ( $M-\theta$ ) κάθε στοιχείου γίνεται σύμφωνα με τις προτεινόμενες σχέσεις του ΚΑΝΕΠΕ (Κεφ. 7). Προηγείται ο έλεγχος της πρόωρης διατμητικής αστοχίας δομικού στοιχείου, πριν την αστοχία σε κάμψη. Σε αυτή την περίπτωση μειώνονται κατάλληλα η ροπή αντοχής και η διαθέσιμη πλαστική στροφή.

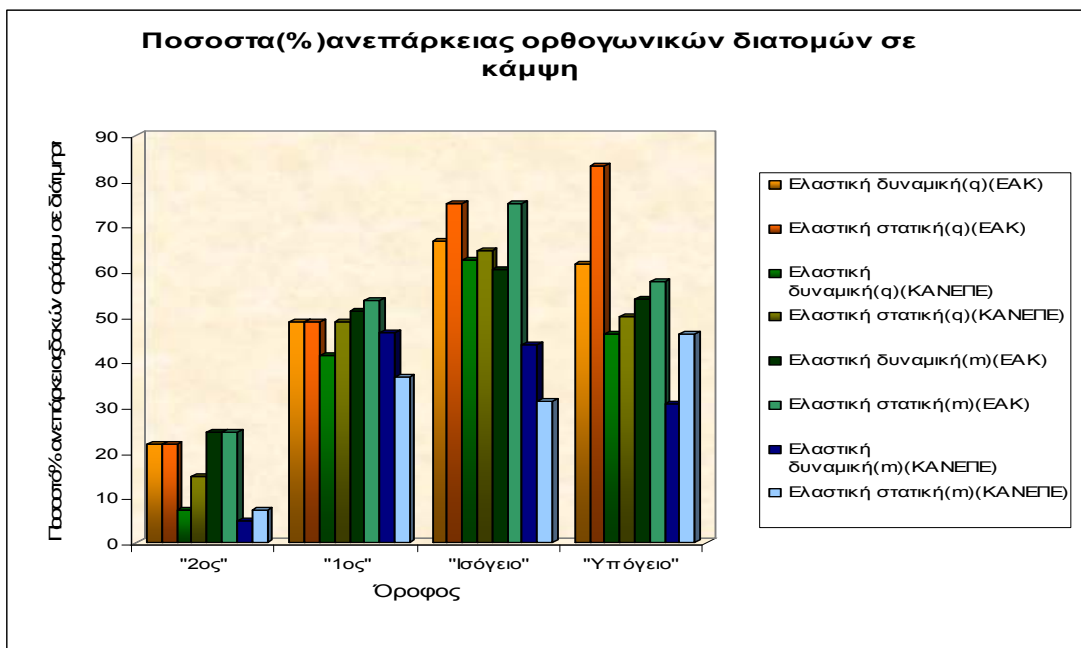
## **ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΓΙΑ ΚΑΘΕ ΤΥΠΟ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ**

Στις ελαστικές αναλύσεις όλοι οι έλεγχοι γίνονται σε όρους εντατικών μεγεθών. Τα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται σύμφωνα με τις προηγούμενες παραγράφους για πλάστιμους τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, ενώ για ψαθυρούς τρόπους (διάτμηση) ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών προκύπτει με βάση τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού, ακολουθώντας διαδικασία παρόμοια εκείνης που υιοθετείται στον Ευρωκώδικα 8 (CEN 2004).

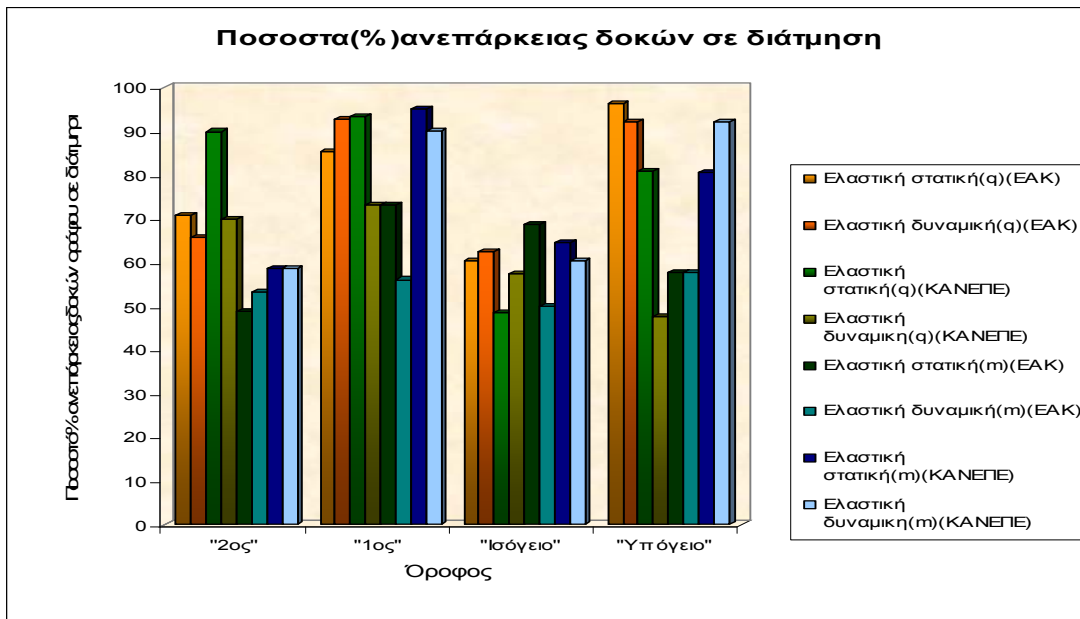


Τα εκτενή αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων παρουσιάζονται εδώ υπό μορφή συγκεντρωτικών διαγραμμάτων, στα οποία συγκρίνονται ανά τύπο δομικού στοιχείου τα ποσοστά αστοχίας που προέκυψαν με θεώρηση των ενεργών δυσκαμψιών κατά τον ΚΑΝΕΠΕ καθώς και με θεώρηση των μειωτικών συντελεστών που προτείνονται από τον ΕΑΚ. Για οικονομία χώρου δίδονται μόνο τα αποτελέσματα στην περίπτωση που διεύθυνση ανάλυσης είναι η x (συνδυασμός  $G+0.3Q+E_x+0.3E_y$ ). Παρόμοια είναι τα αποτελέσματα για το συνδυασμό  $G+0.3Q+E_y+0.3E_x$ .

Στο Σχ. 3 δίνονται τα ποσοστά (%) των δοκών για τις οποίες δεν πληρούται ο έλεγχος σε κάμψη, για όλους τους τύπους ελαστικής ανάλυσης που εφαρμόστηκαν. Τα αποτελέσματα αφορούν μόνο τα άκρα των δοκών που έχουν λειτουργία ορθογωνικής διατομής εφόσον ο εφελκυσμός άνω πέλματος δοκού είναι η κρίσιμη κατάσταση (από πλευράς διαθέσιμης πλαστιμότητας). Παρατηρείται ότι, όπως αναμενόταν (και όπως είναι ο στόχος του Κανονισμού), η ανάλυση με τον καθολικό δείκτη q δίνει ενγένη δυσμενέστερα αποτελέσματα από την (αντίστοιχου τύπου, δηλ. στατική ή δυναμική) ανάλυση με τους επιμέρους δείκτες m, ενώ η δυναμική ανάλυση δίνει ενγένη ευμενέστερα αποτελέσματα από την στατική. Αντίστοιχα, στο Σχ. 4 δίνονται τα ποσοστά των δοκών για τις οποίες δεν πληρούται ο έλεγχος σε διάτμηση. Εδώ οι διαφορές μεταξύ των προαναφερθεισών περιπτώσεων ανάλυσης είναι μικρότερες και όχι συστηματικές, δεδομένου ότι οι τέμνουσες ελέγχου είναι ικανοτικές και δεν εξαρτώνται από τον τύπο ανάλυσης, αλλά από τις αντοχές των γειτονικών στοιχείων.

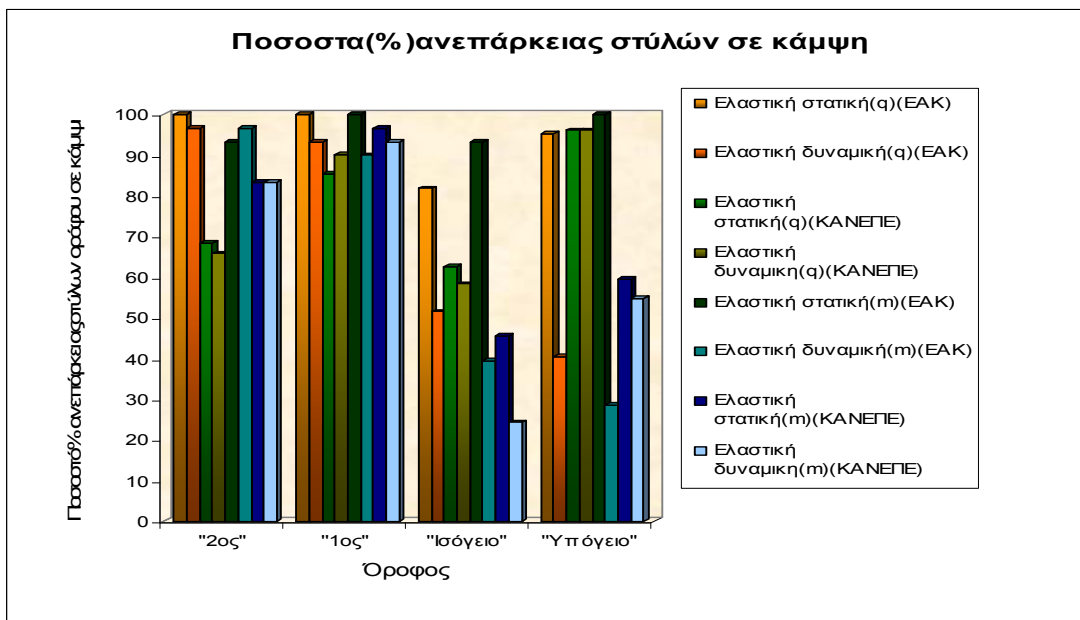


Σχήμα 3: Ποσοστά ανεπάρκειας ορθογωνικών διατομών δοκών σε κάμψη



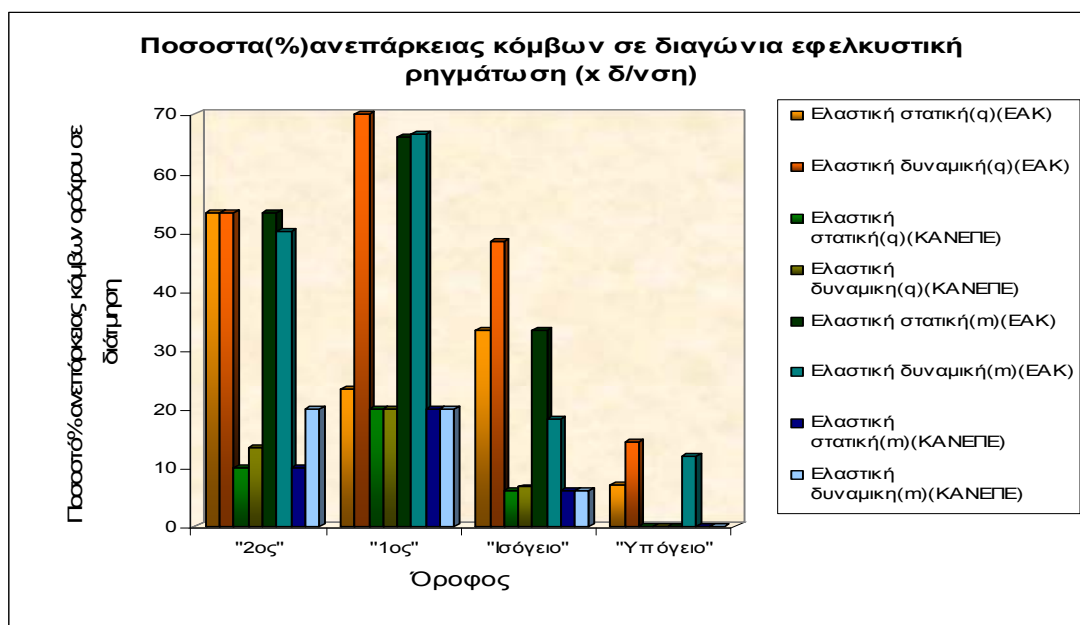
Σχήμα 4: Ποσοστά ανεπάρκειας ορθογωνικών διατομών δοκών σε διάτμηση

Στο Σχ. 5 δίνονται τα ποσοστά των υποστυλωμάτων για τα οποία δεν πληρούται ο έλεγχος σε κάμψη. Και εδώ η γενική τάση είναι ότι η ανάλυση με τον καθολικό δείκτη  $q$  δίνει ενγύνη δυσμενέστερα αποτελέσματα από την (αντίστοιχου τύπου) ανάλυση με τους επιμέρους δείκτες  $m$ . Δεν παρατίθενται διαγράμματα με ποσοστά αστοχίας υποστυλωμάτων σε διάτμηση διότι πρόκειται για τιμές σχεδόν μηδενικές. Το γεγονός οφείλεται στο ότι ο έλεγχος σε ψαθυρούς τύπους αστοχίας γίνεται με μεγέθη "ικανοτικά", τα οποία στη συγκεκριμένη περίπτωση, εξαιτίας του χαμηλού ποσοστού οπλισμού σε κάμψη, προκύπτουν πολύ μικρά.



Σχήμα 5: Ποσοστά ανεπάρκειας στύλων σε κάμψη

Στους κόμβους, ανάλογα με το μέγεθος της διατμητικής τάσης  $\tau_j$  και της μέσης ορθής θλιπτικής τάσης  $\sigma_c$  που αναπτύσσεται στον πυρήνα του κόμβου κατά την κατακόρυφη διεύθυνση, μπορεί να επέλθει διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση (αυτή δεν έχει ενγένει καταστροφικές συνέπειες αν συντρέχουν δοκοί σε περισσότερες από δύο πλευρές του κόμβου), ή αστοχία σε διαγώνια θλίψη. Από τους ελέγχους που έγιναν δεν διαπιστώθηκαν αστοχίες σε διαγώνια θλίψη, παρά μόνο σε εφελκυστική ρηγμάτωση. Στο Σχ. 6 δίδονται τα ποσοστά των κόμβων που αστοχούν σε εφελκυστική ρηγμάτωση. Το χαμηλό ποσοστό αστοχιών κόμβων πρέπει να αποδοθεί κυρίως στα χαμηλά ποσοστά καμπτικών οπλισμών των υποστυλωμάτων, αλλά και των δοκών (που οδηγούν σε χαμηλή διατμητική καταπόνηση των κόμβων).

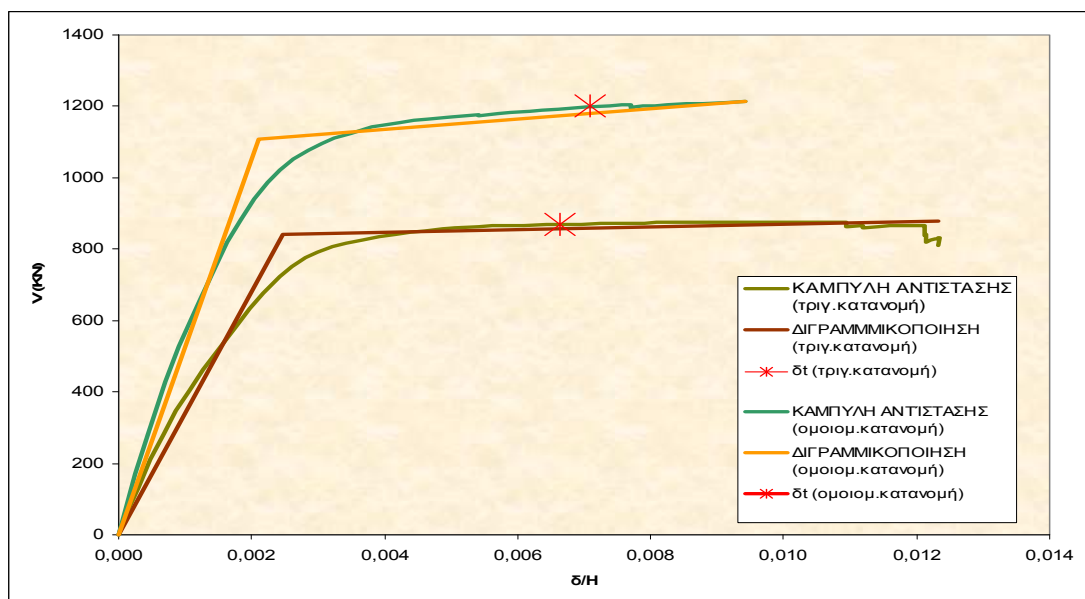


Σχήμα 6: Ποσοστά ανεπάρκειας κόμβων σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση (διεύθυνση  $\chi$ )

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Στις ανελαστικές αναλύσεις για πλάστιμους τρόπους αστοχίας ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών, ενώ οι τυχόν διατμητικές αστοχίες (στοιχείων ή κόμβων) ελέγχονται σε όρους εντατικών μεγεθών.

Στο Σχ. 7 δίνονται οι καμπύλες αντίστασης του φορέα για ομοιόμορφη καθ' ύψος κατανομή της τέμνουσας βάσης στη  $\chi$  διεύθυνση καθώς και για τριγωνική, σε ένα κοινό διάγραμμα ώστε να γίνει αντιληπτή η διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων στις δύο αυτές περιπτώσεις. Παρόμοια είναι τα αποτελέσματα και για σεισμό στη διεύθυνση  $y$ .



Σχήμα 7: Καμπύλες αντίστασης για τις δύο διαφορετικές κατανομές της φόρτισης

Από τις καμπύλες του Σχ. 7 προκύπτει καταρχήν ότι η απαίτηση για μετακίνηση του φορέα (στοχευόμενη μετακίνηση κατά την §5.7.4.2 του ΚΑΝΕΠΕ), για την επιλεγείσα σεισμική δράση (που είναι η ίδια με εκείνη που προβλέπει ο ΕΑΚ για τις νέες κατασκευές) είναι μικρότερη από την μετακίνηση στην οποία η ανελαστική ανάλυση υποδεικνύει αστοχία του φορέα. Επιπλέον, όπως αναμενόταν, η τέμνουσα βάσης για την οποία διαρρέει ο φορέας είναι μικρότερη στην περίπτωση της τριγωνικής κατανομής σε σχέση με την ομοιόμορφη. Αυτό οφείλεται κυρίως στην μεγαλύτερη ροπή ανατροπής που δημιουργείται στην περίπτωση της τριγωνικής κατανομής.

Αναλυτικά αποτελέσματα ποσοστών αστοχίας για κάθε έλεγχο ανά δομικό στοιχείο δίνονται στην επόμενη ενότητα και συγκρίνονται με τα αντίστοιχα ποσοστά που προκύπτουν από τις ελαστικές μεθόδους με θεώρηση αντίστοιχων ποσοστών μείωσης δυσκαμψίας.

## ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΩΝ ΔΙΑΦΟΡΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ

### Σύγκριση μεθόδου καθολικού δείκτη $q$ και επιμέρους δεικτών $m$

Γενικότερα η μέθοδος των τοπικών δεικτών συμπεριφοράς  $m$  έδωσε ευνοϊκότερα (ή παρόμοια) αποτελέσματα από την περίπτωση του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς  $q$  (Σχ. 3 ως 5). Εξάιρεση αποτελούν οι δοκοί του 2<sup>ου</sup> και 1<sup>ου</sup> ορόφου για τις οποίες η μέθοδος των  $m$  δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα (για ανάλυση στη  $x$  και  $y$  διεύθυνση αντίστοιχα). Η απάντηση αρχικά θα πρέπει να αναζητηθεί στη σχέση μεταξύ των  $m$  και  $q$ . Στην περίπτωση του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς η ανελαστική συμπεριφορά του φορέα συνεκτιμάται μειώνοντας τις δυνάμεις που θα παραλάβει το κάθε δομικό στοιχείο κατά  $1/q$  (όπου  $q=1,8$ ). Στην περίπτωση των τοπικών δεικτών συμπεριφοράς  $m$  η ανελαστική συμπεριφορά συνεκτιμάται υπολογίζοντας για κάθε άκρο του δομικού στοιχείου το δείκτη  $m=\delta_x/\delta_y$  και διαιρώντας με αυτόν την ένταση λόγω σεισμού. Δεν αποκλείεται καταρχήν ο δείκτης αυτός να προκύψει μικρότερος του 1,8. Εν προκειμένω είναι

$$m = \frac{\delta_d}{\gamma_{Rd} \times \delta_y} = \frac{0.5 \times (\theta_u + \theta_y)}{1.5 \times \theta_y} = \frac{1}{3} \left(1 + \frac{\theta_u}{\theta_y}\right) \quad (2)$$

όπου  $\mu_\theta = \theta_u / \theta_y$  ο δείκτης πλαστιμότητας στρωφών. Συνεπώς, για κοινή τέμνουσα βάση, η μέθοδος των  $m$  δίνει ευμενέστερα αποτελέσματα από εκείνη του  $q$  όταν  $\mu_\theta > 4.4$ . Κρίσιμη είναι η τιμή του  $\theta_y$ , διότι στην περίπτωση που είναι  $\theta_u \approx \theta_y$ , βάσει της παραπάνω σχέσης προκύπτει  $m < 1$  (λόγω του συντελεστή ασφαλείας), που δεν έχει ωστόσο νόημα (λαμβάνεται  $m=1$ ). Σε τέτοιες λοιπόν περιπτώσεις, π.χ. σε αρκετές δοκούς του φορέα, το  $m$  προκύπτει μικρότερο του  $q$  και λόγω αυτού μεγαλύτερα τα αντίστοιχα ποσοστά ανεπάρκειας.

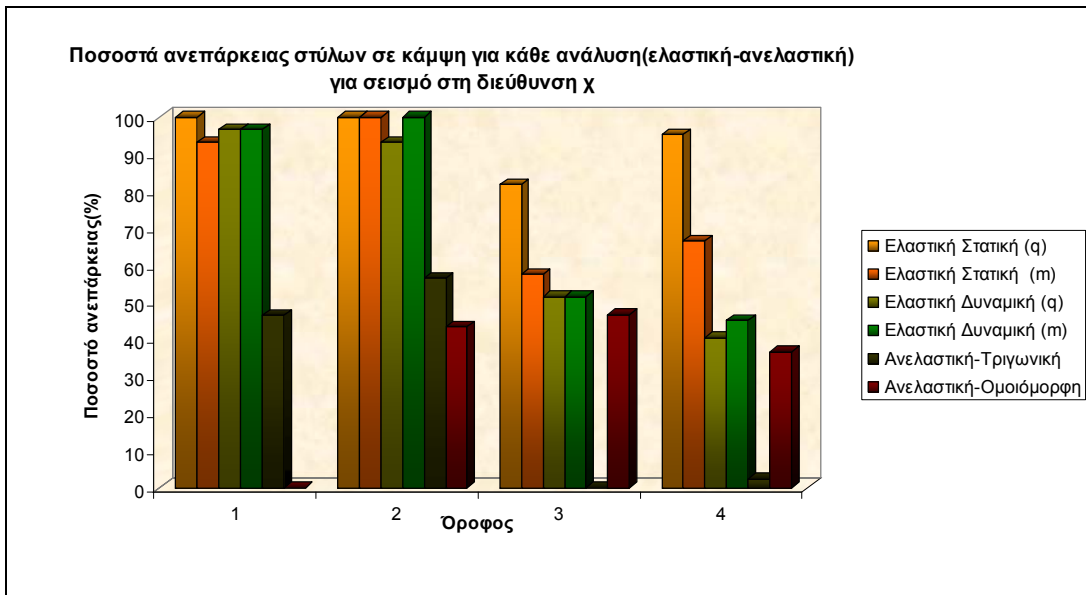
Πρέπει να διευκρινιστεί ότι ένας λόγος που καθιστά τα αποτελέσματα των δύο ελαστικών μεθόδων μη συγκρίσιμα (άμεσα) αποτελεί το γεγονός πως η μεν ανάλυση με την μέθοδο του  $q$  γίνεται με θεώρηση του φάσματος σχεδιασμού του ΕΑΚ, ενώ για την ανάλυση με τους επιμέρους δείκτες  $m$  χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα. Η διαφορά συνίσταται αφενός στον συντελεστή θεμελίωσης, ο οποίος παραλείπεται στη περίπτωση του ελαστικού φάσματος και αφετέρου (και κυριότερο) στην ανύψωση του φθίνοντος κλάδου στην περίπτωση του φάσματος σχεδιασμού (λόγω εκθέτη 2/3). Έτσι λοιπόν για κάθε μια από τις δύο περιπτώσεις προκύπτουν διαφορετικά αποτελέσματα και λόγω διαφορετικών τεμνουσών βάσεως.

### Σύγκριση στατικής και δυναμικής ανάλυσης

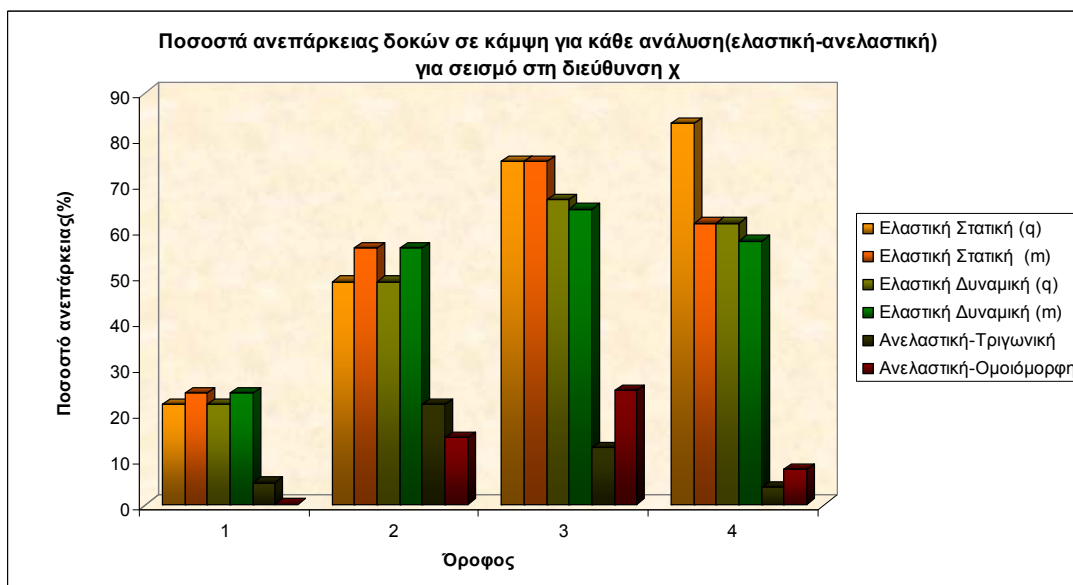
Όπως προαναφέρθηκε (βλ. και Σχ. 3, 5), ενγένη η δυναμική ανάλυση δίνει ευμενέστερα αποτελέσματα από τη στατική. Αυτό κυρίως λόγω του ότι στην περίπτωση της στατικής ανάλυσης η απόκριση στην 1<sup>η</sup> ιδιομορφή εκτιμάται με βάση την συνολική μάζα της κατασκευής και όχι με την ενεργοποιούμενη κατά την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή. Στην περίπτωση του εξεταζόμενου κτιρίου, το οποίο παρουσιάζει ασυμμετρία στην κάτοψη και μη ομαλή μεταβολή μάζας και δυσκαμψίας καθ ύψος, η ασυμμετρία σε κάτοψη οδηγεί αναπόφευκτα στη σύζευξη μεταφορικών και στρεπτικών ταλαντώσεων η οποία έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη αδρανειακών ροπών στρέψεως των πατωμάτων οι οποίες δεν ελήφθησαν υπόψιν με κάποια δυναμική εκκεντρότητα. Το γεγονός ότι σε ορισμένες περιπτώσεις εμφανίζεται η δυναμική μέθοδος να δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα από την στατική μπορεί να εξηγηθεί από το γεγονός ότι για τη δυναμική ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν οι ακραίες τιμές της έντασης και όχι οι πιθανές ταυτόχρονες.

### Σύγκριση ελαστικών και ανελαστικών μεθόδων

Στα Σχ. 8 ως 11 συγκρίνονται τα ποσοστά ανεπάρκειας σε κάμψη και διάτμηση δοκών, κάμψη υποστυλωμάτων (δεν υπάρχουν ανεπάρκειες σε διάτμηση) και διάτμηση κόμβων, για τις έξι διαφορετικές μεθόδους ανάλυσης που εφαρμόστηκαν (βλ. προηγούμενη ενότητα). Συμπεραίνεται ότι οι ελαστικές μέθοδοι δίνουν γενικά δυσμενέστερα αποτελέσματα από τις ανελαστικές. Αυτό είναι καταρχήν αναμενόμενο διότι στην ανελαστική ανάλυση οι έλεγχοι κάμψης γίνονται σε όρους διαθέσιμης πλαστικής στρωφής, αλλά και οι έλεγχοι διάτμησης γίνονται όχι με τις ικανοτικές τέμνουσες αλλά με τις τιμές από την (ανελαστική) ανάλυση, στη στάθμη της στοχευόμενης μετακίνησης.

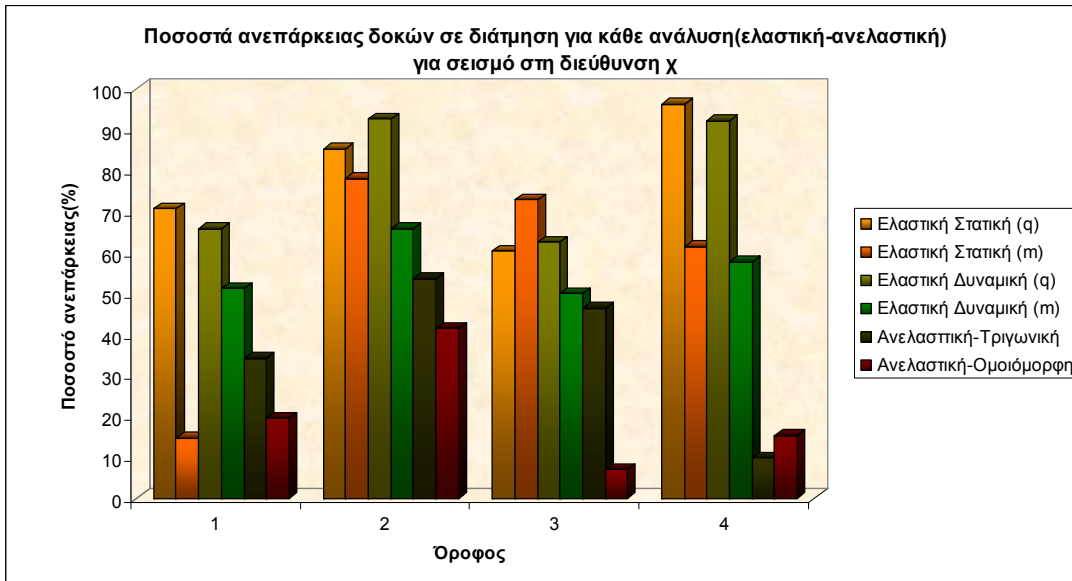


Σχήμα 8: Ποσοστά ανεπάρκειας δοκών σε κάμψη που προκύπτουν από κάθε ανάλυση (ελαστική-ανελαστική) για σεισμό στη διεύθυνση χ.

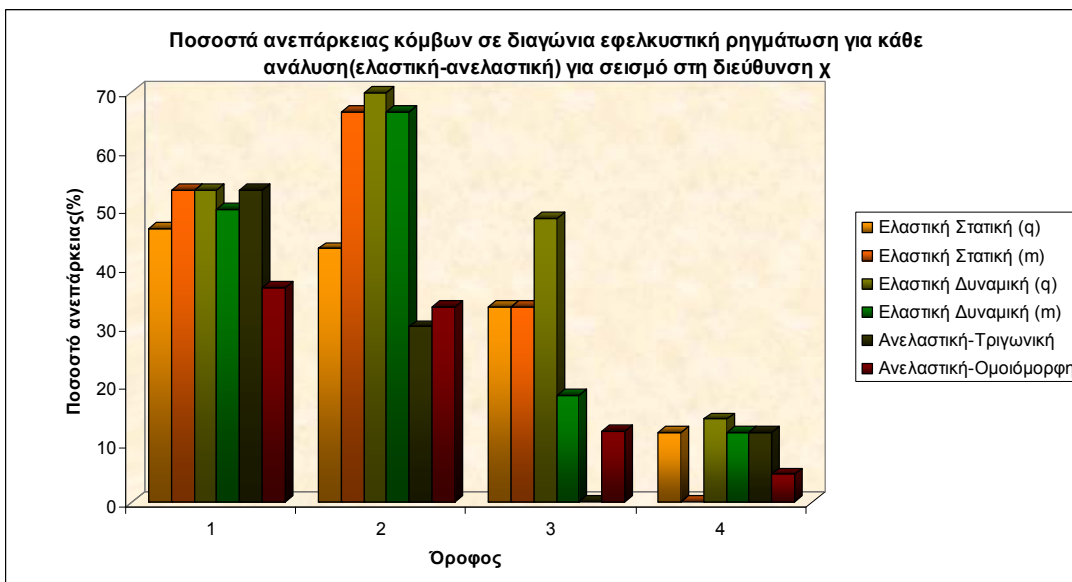


Σχήμα 9: Ποσοστά ανεπάρκειας δοκών σε διάτμηση που προκύπτουν από κάθε ανάλυση (ελαστική-ανελαστική) για σεισμό στη διεύθυνση χ

Ιδιαίτερη είναι η περίπτωση των κόμβων (Σχ. 11), οπότε στην ανελαστική μέθοδο, στους κόμβους όπου συμβάλλουν πλακολωρίδες εισάγεται τέμνουσα πολύ μεγάλη σε σχέση με την περίπτωση της ελαστικής μεθόδου όπου η ικανοτική τέμνουσα για την οποία ελέγχονται οι κόμβοι είναι μικρή εξαιτίας της μικρής ροπής αντοχής των δομικών στοιχείων, εφόσον έχουν τεθεί μεγαλύτερες  $M_y$  έτσι ώστε να μην προκύπτει αστοχία λόγω κατακορύφων. Για να είναι λοιπόν τα αποτελέσματα άμεσα συγκρίσιμα δεν λαμβάνονται υπόψιν οι κόμβοι εκείνοι στους οποίους συντρέχουν πλακολωρίδες.



Σχήμα 10: Ποσοστά ανεπάρκειας στύλων σε κάμψη που προκύπτουν από κάθε ανάλυση (ελαστική-ανελαστική) για σεισμό στη διεύθυνση x



Σχήμα 11: Ποσοστά ανεπάρκειας κόμβων σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση που προκύπτουν από κάθε ανάλυση (ελαστική-ανελαστική) για σεισμό στη διεύθυνση x

Οι ανελαστικές αναλύσεις θεωρείται ότι προσεγγίζουν με πιο αξιόπιστο τρόπο την συμπεριφορά του φορέα, καθώς λαμβάνουν υπόψιν ανακατανομές στην ένταση λόγω πλαστικοποιήσεων, αλλά και την παρουσία τυχόν ασθενέστερων ορόφων που αποδεικνύονται κρίσιμοι για την ευστάθεια της κατασκευής. Δηλαδή, η ανελαστική ανάλυση είναι σε θέση να προβλέψει τον κρίσιμο μηχανισμό αστοχίας, πράγμα που ενγένηι δεν δύναται να επιτύχει η ελαστική ανάλυση.

Σε ό,τι αφορά την επιρροή του διανύσματος φόρτισης, φαίνεται πως η ομοιόμορφη κατανομή δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα στους χαμηλούς ορόφους ενώ η τριγωνική κατανομή είναι δυσμενέστερη στους ψηλούς ορόφους. Αυτό σχετίζεται με την τέμνουσα που αναλογεί σε

κάθε όροφο στην κάθε κατανομή (στην περίπτωση της ομοιόμορφης κατανομής μεγαλύτερη τέμνουσα στο υπόγειο, ενώ στην περίπτωση της τριγωνικής κατανομής μεγαλύτερη είναι η τέμνουσα του 1<sup>ου</sup> ορόφου).

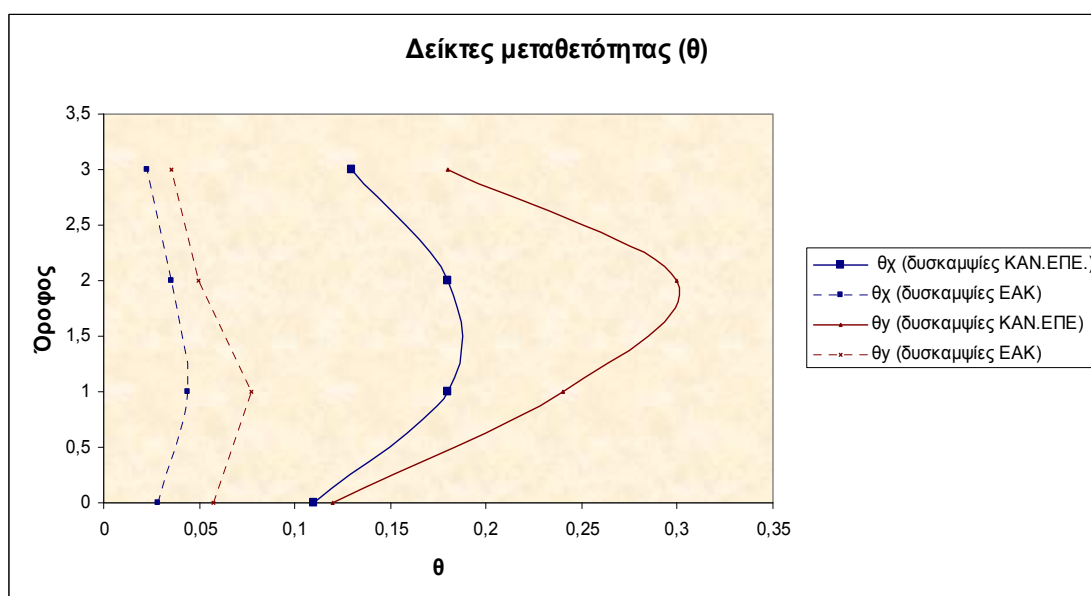
### **Επιρροή παραδοχών για τις δυσκαμψίες**

Μία από τις βασικές διαφοροποιήσεις του ΚΑΝΕΠΕ από τους ισχύοντες ελληνικούς κανονισμούς (ΕΑΚ και ΚΑΝΕΠΕ) συνίσταται στην εισαγωγή μειωμένων τιμών δυσκαμψιών των δομικών στοιχείων εξαιτίας της ρηγμάτωσης, ολίσθησης οπλισμών, κλπ. Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ η ενεργός δυσκαμψία σε μήκος όσο το μήκος διάτμησης του δομικού στοιχείου υπολογίζεται συναρτήσει της ροπής και της γωνίας στροφής του κατά τη διαρροή της ακραίας διατομής. Από την άλλη πλευρά, ο ΕΑΚ δέχεται ότι η μείωση της δυσκαμψίας λόγω ρηγμάτωσης μπορεί να λαμβάνεται προσεγγιστικά ως 60% της γεωμετρικής για τις δοκούς (άρα  $EI_{ef}=0.4EI_g$ ), 40% για τα εξωτερικά υποστυλώματα και 20% για τα εσωτερικά. Έτσι, η δυσκαμψία του φορέα στο σύνολο προκύπτει μεγαλύτερη στην περίπτωση της ανάλυσης βάσει των δυσκαμψιών του ΕΑΚ. Μεγαλύτερη δυσκαμψία και στις δύο διευθύνσεις συνεπάγεται μικρότερες ασύζευκτες ιδιοπεριόδους (μεγαλύτερες από την  $T_2$  για κατηγορία εδάφους Γ). Επομένως βρισκόμαστε στον τρίτο –φθίνοντα– κλάδο του φάσματος στον οποίο αύξηση της ιδιοπεριόδου (άρα και της ευκαμψίας) συνεπάγεται μικρότερη τιμή επιτάχυνσης της βάσης  $\Phi(T)$ . Το αποτέλεσμα είναι να προκύπτουν μεγαλύτερες τέμνουσες βάσης στην περίπτωση των δυσκαμψιών του ΕΑΚ, άρα και μεγαλύτερα μεγέθη έντασης, όχι βεβαίως σε ευθεία αναλογία εφόσον το ποσοστό της τέμνουσας βάσης που θα αναλάβει κάθε δομικό στοιχείο εξαρτάται επιπλέον από τη σχέση των δυσκαμψιών των δομικών στοιχείων που συμβάλλουν στον κόμβο. Το ίδιο συμπέρασμα προκύπτει και για τη δυναμική μέθοδο (ιδιομορφική ανάλυση) καθώς οι σημαντικές ιδιοπεριόδοι του φορέα είναι μεγαλύτερες του  $T_2$  (κυμαίνονται μεταξύ 0,9 και 1,6sec, ανάλογα με την παραδοχή για τις δυσκαμψίες).

Ο λόγος της διαθέσιμης αντοχής  $\lambda$ , δηλ. ο λόγος της τιμής του εντατικού μεγέθους προς την αντοχή του δομικού στοιχείου αναμένεται (με βάση τα προαναφερθέντα) να είναι δυσμενέστερος στην περίπτωση που η ανάλυση γίνεται με τις δυσκαμψίες ΕΑΚ. Πράγματι στην περίπτωση της κάμψης δοκών, όπου η ροπή αντοχής εξαρτάται μόνο από το ποσοστό του οπλισμού, ο μέσος όρος των  $\lambda$  στον εκάστοτε όροφο είναι όντως μεγαλύτερος (Σχ. 3). Δυσμενέστερος είναι επίσης και στη περίπτωση της κάμψης των υποστυλωμάτων (Σχ. 5), αν και σε αυτήν την περίπτωση η καμπτική αντοχή επηρεάζεται θετικά από την αύξηση του ανηγμένου θλιπτικού φορτίου (εφόσον αυτό δεν ξεπερνά την τιμή που αντιστοιχεί στην ισόρροπή αστοχία). Αντίθετα στην περίπτωση της διάτμησης (Σχ. 2) οι διαφορές δεν είναι σημαντικές. Τα αποτελέσματα και για τις δυο παραδοχές δυσκαμψιών είναι παρόμοια και μάλιστα ορισμένες φορές αυτά που προκύπτουν από την ανάλυση με δυσκαμψίες ΕΑΚ είναι ευνοϊκότερα. Όπως προαναφέρθηκε, αυτό εξηγείται εφόσον οι δείκτες  $\lambda$  στην περίπτωση της διάτμησης προκύπτουν λαμβάνοντας τις ικανοτικές τέμνουσες και όχι τις τέμνουσες που προκύπτουν από την ανάλυση. Οι ικανοτικές τέμνουσες ελάχιστα διαφοροποιούνται στις δύο περιπτώσεις (τυχόν διαφοροποιήσεις οφείλονται στις διαφορετικές τιμές του αξονικού στα υποστυλώματα που δίνουν διαφορετικές  $M_{Rc}$  και στο ενδεχόμενο η ροπή που υπολογίζεται για το άκρο του στοιχείου κατά το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης,  $M_i$ , να προκύψει μεγαλύτερη από την  $M_{sd}$  οπότε  $M_i = M_{sd}$ ) ενώ η μοναδική παράμετρος που διαφοροποιεί την τέμνουσα αντοχής στις 2 περιπτώσεις είναι το ύψος της θλιβόμενης ζώνης και το μήκος διάτμησης.



Η παρατήρηση ότι όταν λαμβάνονται υπόψη οι ‘πραγματικές’ δυσκαμψίες (τιμές ΚΑΝΕΠΕ) το προκύπτον ποσοστό αστοχίας σε κάμψη των δομικών στοιχείων είναι μικρότερο απ’ ό,τι στην περίπτωση των δυσκαμψιών του ΕΑΚ, δίνει μια (μερική) εξήγηση στο γιατί παλαιά κτίρια που έχουν σχεδιαστεί για πολύ χαμηλές τέμνουσες βάσης δεν αστοχούν σε σεισμούς αρκετά ισχυρότερους από αυτόν για τον οποίο σχεδιάστηκαν. Η άλλη όψη, όμως, της χρήσης ρεαλιστικών τιμών για τις δυσκαμψίες είναι η επίπτωση που έχουν αναφορικά με τις μετακινήσεις των ορόφων και τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Ενώ λοιπόν στη περίπτωση των δυσκαμψιών του ΚΑΝΕΠΕ η ανάλυση δείχνει (βλ. Σχ. 12) πως υπάρχει πρόβλημα πλευρικής αστάθειας σε βαθμό που να απαιτείται ενίσχυση του κτιρίου ( $\theta > 0.2$ ), οι προσεγγιστικές δυσκαμψίες κατά τον ΕΑΚ οδηγούν σε πολύ ευνοϊκότερα αποτελέσματα ( $\theta < 0.1$ ).



Σχήμα 12: Σύγκριση δεικτών μεταθετότητας ( $\theta$ ) που προκύπτουν με βάση τις δυσκαμψίες κατά ΕΑΚ και κατά ΚΑΝΕΠΕ

## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η εφαρμογή όλων των μεθόδων αναλυτικής αποτίμησης που προβλέπει ο ΚΑΝΕΠΕ σε ένα παλιό κτίριο (της δεκαετίας του '30) έδειξε, όπως αναμενόταν, ότι αυτό εμφανίζει σαφή ανεπάρκεια έναντι σεισμού. Αυτό μεταφράζεται σε εκτεταμένες αστοχίες των δομικών στοιχείων του (δοκών σε κάμψη και τέμνουσα, υποστυλωμάτων σε κάμψη, κόμβων σε τέμνουσα) για τη στάθμη σεισμικών δράσεων που προβλέπει ο ΕΑΚ για το σχεδιασμό νέων κτιρίων (το εξεταζόμενο δεν είχε καν σχεδιαστεί για σεισμό).

Αναφορικά με τα υποστυλώματα, αυτά παρουσίασαν μεγάλα ποσοστά ανεπάρκειας σε κάμψη, που αποδίδεται στις χαμηλές τιμές των ποσοστών διαμήκους οπλισμού καθώς και στις μικρές διατομές των στύλων. Αντίθετα, η επάρκεια έναντι τέμνουσας που φαίνεται να εμφανίζουν οι στύλοι δικαιολογείται από το γεγονός ότι ο έλεγχος γίνεται με τις τέμνουσες που προκύπτουν από τον ικανοτικό σχεδιασμό. Τα μικρά όμως ποσοστά διαμήκους

οπλισμού οδηγούν σε μικρές ροπές αντοχής και ως εκ τούτου σε μικρές ικανοτικές τέμνουσες, ενώ ρόλο παίζει και ο υπολογισμός των αντοχών σε τέμνουσα κατά ΚΑΝΕΠΕ που είναι λιγότερο συντηρητικός από τον ΕΚΟΣ στον έλεγχο αυτόν.

Οι δοκοί εμφανίζουν ποσοστά ανεπάρκειας εξίσου υψηλά τόσο σε κάμψη όσο και σε διάτμηση. Ιδιαίτερα υψηλά είναι τα ποσοστά ανεπάρκειας των δοκών του ισογείου και του υπογείου. Όσον αφορά τη διάτμηση, τα μεγάλα ποσοστά ανεπάρκειας στην περίπτωση των ελαστικών αναλύσεων οφείλονται στον ανεπαρκή οπλισμό διάτμησης καθώς και στις μεγάλες ικανοτικές τέμνουσες λόγω και του κατακόρυφου καταναμεμένου φορτίου που ασκείται στις δοκούς. Αντίθετα στην περίπτωση της ανελαστικής ανάλυσης τα ποσοστά αυτά είναι σαφώς μικρότερα εφόσον ο έλεγχος γίνεται με τις τέμνουσες της ανάλυσης.

Οι κόμβοι γενικά δεν εμφανίζεται να αστοχούν σε διαγώνια θλίψη εξαιτίας του ισχυρής αντοχής του σκυροδέματος του πυρήνα του κόμβου ( $f_c=36\text{MPa}$ ) και στη χαμηλή τιμή της τέμνουσας που εισάγεται στον κόμβο από τα εκατέρωθεν των πλευρών του κόμβου δομικά στοιχεία λόγω των μικρών καμπτικών τους αντοχών. Αντίθετα ο κόμβοι εμφανίζουν αστοχία σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση λόγω αφενός μεν της χαμηλής εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος αφετέρου δε της έλλειψης εγκάρσιου οπλισμού στο σώμα του κόμβου.

Τέλος, η μεν χρήση των δυσκαμψιών που δέχεται ο ΕΑΚ οδηγεί στο συμπέρασμα ότι το κύριο πρόβλημα του κτιρίου είναι οι καμπτικές αστοχίες, ενώ η χρήση των δυσκαμψιών του ΚΑΝΕΠΕ ότι υπάρχει πρόβλημα πλευρικής αστάθειας ( $\theta>0.2$ ). Η χρήση, λοιπόν, 'αισιόδοξων' τιμών για τις δυσκαμψίες μελών υφισταμένων κατασκευών μπορεί να οδηγήσει σε λανθασμένα συμπεράσματα σχετικά με την πραγματική σεισμική συμπεριφορά ενός παλιού κτιρίου, μιας και η εμπειρία από σεισμούς του παρελθόντος δείχνει πως η πλειονότητα τέτοιων κτιρίων αστοχούν κυρίως λόγω μεγάλων μετακινήσεων.

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

- ASCE/SEI (2003) "*Seismic Evaluation of Existing Buildings – ASCE Standard 31-03*", New York .
- ASCE/SEI (2007) "*Seismic Rehabilitation of Existing Buildings – ASCE Standard 41-07*", American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- CEN [Comité Européen de Normalisation] Techn. Comm. 250 / SC8 (2004) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1: 2004), Brussels, May 2004.
- CEN Techn. Comm. 250 / SC8 (2005) "Eurocode 8: Design provisions of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings (EN1998-3)", CEN, Brussels.
- Computers and Structures Inc. (2005) "SAP2000 – Version 10: Linear and Non linear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures", Berkeley, California.
- Κάππος, Α.Ι. και Κουρής, Λ.Α. Σ. (2006) «Παραμετρική διερεύνηση της επιρροής της στάθμης αξιοπιστίας των δεδομένων στην αναλυτική αποτίμηση των κατασκευών», 15ο Ελλ. Συνέδριο Σκυροδέματος, Αλεξανδρούπολη, , τ. Β, 242-255.