



# **ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΟΙΚΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ**

ΣΧΟΛΗ ΘΕΤΙΚΩΝ ΕΠΙΣΤΗΜΩΝ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ  
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ (ΣΜΑ)

## **ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**Σχεδιασμός νέου ασύμμετρου πολυώροφου κτιρίου από Ο/Σ με μη - γραμμική  
στατική ανάλυση καθώς και με μη - γραμμική δυναμική ανάλυση  
στο πλαίσιο του EN 1998**

Ευάγγελος Ζιώγος  
Διπλ. πολιτικός μηχανικός

Επιβλέπων: Τριαντάφυλλος Μακάριος  
Δρ. πολιτικός μηχανικός – επίκουρος καθηγητής πολυτεχνικής σχολής ΑΠΘ

Πάτρα, Σεπτέμβριος 2021

Σύμφωνα με την γενικευμένη ισχύ του άρθρου 202, παρ.2 του Ν.5343/1932 η έγκριση της παρούσας μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας (ΜΔΕ) από το Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο (ΕΑΠ), δεν υποδηλώνει αποδοχή των γνώμων του συγγραφέα.

## **Ευχαριστίες**

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα κ. Τριαντάφυλλο Μακάριο Δρ. πολιτικό μηχανικό – επίκουρο καθηγητή στο τμήμα πολιτικών μηχανικών της πολυτεχνικής σχολής ΑΠΘ για το ενδιαφέρον και τον χρόνο που αφιέρωσε στην υποστήριξη της ΜΔΕ καθώς και τον συνεπιβλέποντα της εργασίας κ. Τηλέμαχο Παναγιωτάκο Δρ. πολιτικό μηχανικό.

## **Περίληψη**

Στην παρούσα ΜΔΕ επιχειρείται ο σχεδιασμός ενός ασύμμετρου σε κάτοψη πολυώροφου κτιριακού φορέα (υπόγειο, ισόγειο + 4 όροφοι) από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τις απαιτήσεις των Ευρωπαϊκών Κανονισμών EN 1992 & EN 1998. Περισσότερη έμφαση δόθηκε στις μη γραμμικές αναλύσεις (στατική και δυναμική) οι οποίες εκπονήθηκαν στο λογισμικό SAP2000 V.22. Για τον αρχικό σχεδιασμό και για την λήψη των αποτελεσμάτων της διαστασιολόγησης έγινε χρήση ενός εμπορικού λογισμικού (scada pro), τα αποτελέσματα του οποίου (οπλισμοί δοκών, στύλων και τοιχωμάτων) χρησιμοποιήθηκαν κατάλληλα για τη συνέχιση των μη γραμμικών αναλύσεων στο SAP2000 V.22. Εκπονήθηκαν 4 μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (pushover) κατά  $\pm X$  και κατά  $\pm Y$  καθώς και 9 ζεύγη (κατά  $X$  και κατά  $Y$ ) μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων με απευθείας ολοκλήρωση της εξίσωσης κίνησης κατά Hilber Hughes Taylor αξιοποιώντας αναλογικά την απόσβεση  $C$ . Τα 9 ζεύγη προέκυψαν από τη σύνθεση 3 τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων κατάλληλα κλιμακούμενων. Τα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων χρησιμοποιήθηκαν για την κατανόηση του μηχανισμού ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων στον κτιριακό φορέα τόσο κατά τη μετακίνηση διαρροής του ( $\sim 20$  cm) όσο και για την μετακίνηση κατάρρευσης ( $\sim 30$ cm) καθώς και για την αξιολόγηση οποιασδήποτε παρέμβασης - πρότασης για τη βελτίωσή του ελαστοπλαστικού του μηχανισμού. Παράλληλα τα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων χρησιμοποιήθηκαν και για την εύρεση του λόγου υπεραντοχής της κατασκευής – ένας δείκτης πολύ χρήσιμος στη διάρκεια ζωής και χρήσης ενός κτιριακού έργου.

## **Abstract**

The concept of the following master thesis is the structural and seismic design according to EN 1998 of a 4 story residential building (basement, ground floor & 4 stories) built with reinforced concrete. The dynamic response spectrum analysis and the structural design of the concrete members have been performed using the software scada pro. The 4 nonlinear static analyses (pushover  $\pm X$  & pushover  $\pm Y$ ) and the 9 nonlinear dynamic analyses (time history) have been performed using SAP2000 V.22. In time history analyses – direct integration of the equation of motion has been performed (Hilber Hughes Taylor) considering proportional damping. The ground acceleration has been simulated by 3 different artificial accelerograms (scaled to  $0.16g$  and for soil B). The results of the nonlinear analyses (static and dynamics) have been used for the deeper comprehension of the elastoplastic mechanism of the building at the state of yield (upper floor relative movement  $\sim 20$ cm) and at the state of collapse (highest diaphragm relative movement  $\sim 30$ cm). Also the results of the above mentioned analyses are very useful for the structural designer to optimize the elastoplastic mechanism and to estimate the over – strength capability ratio of the structure.



## **Περιεχόμενα:**

1. Εισαγωγή.....	6
2. Ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα με το λογισμικό scada pro .....	8
2.1 Συνοπτική περιγραφή και παραδοχές μελέτης .....	8
2.2 Αποτελέσματα δυναμικής φασματικής ανάλυσης .....	12
2.3 Εξαγωγή αποτελεσμάτων διαστασιολόγησης των δομικών στοιχείων.....	19
3. Μόρφωση του κτιριακού φορέα στο SAP2000 V.22 .....	21
3.1 Γενικά στοιχεία .....	21
3.2 Ιδιομορφική ανάλυση .....	30
4. Μη γραμμική στατική ανάλυση του φορέα (pushover) .....	32
4.1 Γενικά στοιχεία .....	32
4.2 Ανάλυση PUSHOVER +X / -X.....	34
4.3 Ανάλυση PUSHOVER +Y / -Y.....	39
4.4 Αξιολόγηση και βελτίωση του μηχανισμού πλαστικών αρθρώσεων .....	42
5. Μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (time history) .....	48
5.1 Γενικά στοιχεία .....	48
5.2 Στοιχεία για την ανάλυση.....	49
5.3 Μηχανισμοί πλαστικών αρθρώσεων .....	52
5.4 Αποτελέσματα μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων .....	57
6. Σύνοψη - συμπεράσματα και θέματα για περαιτέρω διερεύνηση.....	62
7. Παράρτημα – διερεύνηση ενός σεναρίου .....	65
Βιβλιογραφία .....	70

Κατάλογος εικόνων, διαγραμμάτων, σχημάτων & πινάκων		
α/α	Θέμα:	σελ.
1	Εικόνα 2.1.1 - Διάταξη στοιχείων beton – τυπικός όροφος	8
2	Εικόνα 2.1.2 - Εγκάρσια σχηματική τομή	9
3	Πίνακας 2.1.3 - <a href="https://eurocodeapplied.com/design/en1992/concrete-design-properties">https://eurocodeapplied.com/design/en1992/concrete-design-properties</a>	9
4	Διάγραμμα 2.1.4 - <a href="https://eurocodeapplied.com/design/en1998/design-response-spectrum">https://eurocodeapplied.com/design/en1998/design-response-spectrum</a>	10
5	Εικόνα 2.1.5 - Μαθηματικό μοντέλο στο scada pro	11
6	Εικόνα 2.1.6 - 3d απεικόνιση	12
7	Εικόνα 2.2.1 - 1η ιδιομορφή ( $T=0.27\text{sec}$ )	16
8	Εικόνα 2.2.2 - 2η ιδιομορφή ( $T=0.23\text{sec}$ )	16
9	Εικόνα 2.2.3 - Συνδυασμός $G+0.3Q+E_x+0.3E_y$	17
10	Εικόνα 2.2.4 - Συνδυασμός $G+0.3Q+0.3E_x+E_y$	17
11	Εικόνα 2.2.5 - Διάγραμμα ροπών κάμψης τοιχώματος T3 - σεισμική δράση $E_y$ (z στο scada)	18
12	Εικόνα 2.2.6 - Περιβάλλουσα ροπών κάμψης τοιχώματος T3	18
13	Εικόνα 2.3.1 - Ξυλότυπος τυπικού ορόφου	19
14	Εικόνα 2.3.2 - Λεπτομέρειες οπλισμών	20
15	Εικόνα 3.1.1 - Απεικόνιση φορέα στο SAP2000 V.22	21
16	Εικόνα 3.1.2 - Ιδιότητες C30/37 για τη μη γραμμική ανάλυση	22
17	Εικόνα 3.1.3 - Ιδιότητες B500c για τη μη γραμμική ανάλυση	22
18	Εικόνα 3.1.4 - Διατομή στύλου K1 (50/50) στο ισόγειο	23
19	Εικόνα 3.1.5 - Διατομή τοιχώματος T3 (200/35) στο ισόγειο	23
20	Εικόνα 3.1.6 - T - Δ4 (35/50) οροφής ισόγειου – οπλισμός πλακών κατά ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2	23
21	Εικόνα 3.1.7 - Γ (35/50) - Δ8 οροφής ισόγειου οπλισμός πλακών κατά ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2	24
22	Εικόνα 3.1.8 - K1 - διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων περιγραφόμενου σκυροδέματος	24
23	Εικόνα 3.1.9 - K1 (50/50) ισόγειου διάγραμμα M-φ	25
24	Εικόνα 3.1.10 - T3 (200/35) ισόγειου διάγραμμα M-φ	25
25	Εικόνα 3.1.11 - Δοκός Δ4 (35/50) ισόγειου διάγραμμα M-φ (+)	26
26	Εικόνα 3.1.12 - Δοκός Δ4 (35/50) ισόγειου διάγραμμα M-φ (-)	26
27	Εικόνα 3.1.13 - Φόρτιση λόγω G (ίδιο βάρος & μόνιμα φορτία)	28
28	Εικόνα 3.1.14 - Φόρτιση λόγω 30% Q (κινητά φορτία)	28
29	Εικόνα 3.1.5 - Διάγραμμα τυπικού ορόφου ( $\chi_{kb}=9.28\text{m}$ , $\gamma_{kb}=6.98\text{m}$ )	29
30	Πίνακας 3.1.16 - Κατανομή μαζών λόγω $G+0.3Q$	29
31	Εικόνα 3.2.1 - 1 <sup>η</sup> ιδιομορφή ( $T=0.38\text{ sec}$ )	30
32	Εικόνα 3.2.2 - 2 <sup>η</sup> ιδιομορφή ( $T=0.27\text{ sec}$ )	30
33	Εικόνα 3.2.3 - 3 <sup>η</sup> ιδιομορφή ( $T=0.17\text{ sec}$ )	31
34	Πίνακας 3.2.4 - Συμμετοχή κάθε ιδιομορφής στη συνολική απόκριση	31
35	Πίνακας 4.2.1 - Παράμετροι (I) μη γραμμικής στατικής ανάλυσης PUSHOVER +X	34
36	Πίνακας 4.2.2 - Παράμετροι (II) μη γραμμικής στατικής ανάλυσης PUSHOVER +X – έλεγχος μετακίνησης κόμβου κορυφής (309)	34
37	Πίνακας 4.2.3 - Παράμετροι (III) μη γραμμικής στατικής ανάλυσης PUSHOVER +X	35
38	Εικόνα 4.2.4 - Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στην οριακή μετακίνηση +X ( $\delta\sim0.30\text{m}$ )	37
39	Εικόνα 4.2.5 - Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στη μετακίνηση αστοχίας -X ( $\delta\sim0.30\text{m}$ )	37
40	Εικόνα 4.2.6 - Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στη μετακίνηση διαρροής +X ( $\delta\sim0.20\text{m}$ )	38
41	Εικόνα 4.2.7 - Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στη μετακίνηση διαρροής -X ( $\delta\sim0.20\text{m}$ )	38
42	Διάγραμμα 4.2.8 - Καμπύλες τέμνουσας βάσης +/- X (kN) - μετακίνησης κορυφής κτιρίου (m)	39
43	Εικόνα 4.3.1 - Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στην οριακή μετακίνηση +Y ( $\delta\sim0.30\text{m}$ )	40
44	Εικόνα 4.3.2 - Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στην οριακή μετακίνηση -Y ( $\delta\sim0.30\text{m}$ )	40
45	Εικόνα 4.3.3 - Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στη μετακίνηση διαρροής +Y ( $\delta\sim0.20\text{m}$ )	41
46	Εικόνα 4.3.4 - Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στη μετακίνηση διαρροής -Y ( $\delta\sim0.20\text{m}$ )	41
47	Διάγραμμα 4.3.5 - Καμπύλες τέμνουσας βάσης +/- Y (kN) - μετακίνησης κορυφής κτιρίου (m)	42
48	Εικόνα 4.4.1 - Νέα κατανομή πλαστ. αρθρώσεων στη μετακίνηση αστοχίας +X ( $\delta\sim0.30\text{m}$ )	43
49	Εικόνα 4.4.2 - Νέα κατανομή πλαστ. αρθρώσεων στη μετακίνηση αστοχίας -X ( $\delta\sim0.30\text{m}$ )	43
50	Εικόνα 4.4.3 - Νέα κατανομή πλαστ. αρθρώσεων στη μετακίνηση διαρροής +X ( $\delta\sim0.20\text{m}$ )	44
51	Εικόνα 4.4.4 - Νέα κατανομή πλαστ. αρθρώσεων στη μετακίνηση διαρροής -X ( $\delta\sim0.20\text{m}$ )	44
52	Εικόνα 4.4.5 - Νέα κατανομή πλαστ. αρθρώσεων στη μετακίνηση αστοχίας +Y ( $\delta\sim0.30\text{m}$ )	45
53	Εικόνα 4.4.6 - Νέα κατανομή πλαστ. αρθρώσεων στη μετακίνηση αστοχίας -Y ( $\delta\sim0.30\text{m}$ )	45
54	Εικόνα 4.4.7 - Νέα κατανομή πλαστ. αρθρώσεων στη μετακίνηση διαρροής +Y ( $\delta\sim0.20\text{m}$ )	46
55	Εικόνα 4.4.8 - Νέα κατανομή πλαστ. αρθρώσεων στη μετακίνηση διαρροής -Y ( $\delta\sim0.20\text{m}$ )	46
56	Διάγραμμα 4.4.9 - Νέες καμπύλες (+/-X) V <sub>base</sub> - δ	47
57	Διάγραμμα 4.4.10 - Νέες καμπύλες (+/-Y) V <sub>base</sub> - δ	47
58	Διάγραμμα 4.4.11 - Νέες καμπύλες V <sub>base</sub> (δ) +X/-X & +/-Y [ $\delta=0.00\sim0.70\text{m}$ ]	48
59	Διάγραμμα 5.2.1 - επιταχυνσιογράφημα TH_A01 (g)	49
60	Διάγραμμα 5.2.2 - επιταχυνσιογράφημα TH_A05 (g)	49
61	Διάγραμμα 5.2.3 - επιταχυνσιογράφημα TH_A07 (g)	50
62	Διάγραμμα 5.2.4 - πλαστικές αρθρώσεις TH_A01(X) - A05(Y) – u1~10cm, u2~7cm	51
63	Διάγραμμα 5.2.5 - Χρονοιστορία μετατόπισης ανώτατου κόμβου ελέγχου u1(t), u2(t)	52
64	Διάγραμμα 5.3.1 πλαστικές αρθρώσεις TH_A01(X) - A01(Y) – u1~2cm, u2~9cm	53
65	Διάγραμμα 5.3.2 πλαστικές αρθρώσεις TH_A01(X) - A05(Y) – u1~10cm, u2~7cm	53
66	Διάγραμμα 5.3.3 πλαστικές αρθρώσεις TH_A01(X) - A07(Y) – u1~9cm, u2~6cm	54
67	Διάγραμμα 5.3.4 πλαστικές αρθρώσεις TH_A05(X) - A01(Y) – u1~10cm, u2~7cm	54
68	Διάγραμμα 5.3.5 πλαστικές αρθρώσεις TH_A05(X) - A05(Y) – u1~1cm, u2~8cm	55
69	Διάγραμμα 5.3.6 πλαστικές αρθρώσεις TH_A05(X) - A07(Y) – u1~10cm, u2~6cm	55
70	Διάγραμμα 5.3.7 πλαστικές αρθρώσεις TH_A07(X) - A01(Y) – u1~9cm, u2~6cm	56
71	Διάγραμμα 5.3.8 πλαστικές αρθρώσεις TH_A07(X) - A05(Y) – u1~12cm, u2~6cm	56
72	Διάγραμμα 5.3.9 πλαστικές αρθρώσεις TH_A07(X) - A07(Y) – u1~1cm, u2~9cm	57
73	Διάγραμμα 5.4.1 K18 – N(t) λόγω $G+0.3Q+E_x,y$ (kN)	61
74	Διάγραμμα 5.4.2 K18 – v(t) λόγω $G+0.3Q+E_x,y$	61
75	Διάγραμμα 5.4.3 πλαστικές αρθρώσεις TH_A01(X) - A05(Y) – u1~17cm, u2~10cm	62
76	Διάγραμμα 6.1 Συνολικά αποτελέσματα μη γραμμικών στατικών αναλύσεων	63
77	Διάγραμμα 7.1 - Πλαστικές αρθρώσεις TH_A01(X) – u1~32cm	66
78	Διάγραμμα 7.2 - Πλαστικές αρθρώσεις TH_A05(X) – u1~37cm	66
79	Διάγραμμα 7.3 - Πλαστικές αρθρώσεις TH_A07(X) – u1~37cm	67
80	Διάγραμμα 7.4 - Πλαστικές αρθρώσεις TH_A01(Y) – u1~38cm	67
81	Διάγραμμα 7.5 - Πλαστικές αρθρώσεις TH_A07(Y) – u2~39cm	68
82	Διάγραμμα 7.6 – Μετακινήσεις κόμβων δώματος X – abs_U <sub>max</sub> ~ 55cm (NC)	69
83	Διάγραμμα 7.7 – Μετακινήσεις κόμβων δώματος Y – abs_U <sub>max</sub> ~ 48 cm (NC)	69

## **1. Εισαγωγή**

Στην παρούσα ΜΔΕ επιχειρείται ο αντισεισμικός σχεδιασμός ενός τυπικού τετραώροφου κτιρίου (υπόγειο, ισόγειο και 4 όροφοι) σύμφωνα με του κανονισμούς EN 1998 & EN 1992, πραγματοποιώντας για τον αρχικό σχεδιασμό δυναμική φασματική ανάλυση και στη συνέχεια μια ομάδα μη γραμμικών στατικών αναλύσεων (pushover) και μιας ομάδας μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας.

Στο κεφάλαιο 2 πραγματοποιείται η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του κτιριακού φορέα με τη βοήθεια του λογισμικού scada pro.

Στο κεφάλαιο 3 παρουσιάζεται η εισαγωγή του φορέα στο πρόγραμμα SAP2000 V.22 καθώς και τα αποτελέσματα της ανάλυσης ιδιομορφών.

Στο κεφάλαιο 4 επιχειρείται η μη γραμμική στατική ανάλυση, η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της και γίνεται πρόταση για βελτίωση του ελαστοπλαστικού μηχανισμού.

Στο κεφάλαιο 5 πραγματοποιούνται οι μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας και λαμβάνονται τα αποτελέσματα που αφορούν στην ελαστοπλαστική απόκριση της κατασκευής.

Στο κεφάλαιο 6 αξιολογείται ο σχεδιασμός του έργου και αναφέρονται τα συμπεράσματα της ΜΔΕ.

Στο κεφάλαιο 7 διερευνάται το σενάριο της εφαρμογής ξεχωριστά τριών τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων, κλιμακούμενων σε κάθε κύρια δ/νση του κτιρίου με στόχο την οριακή κατάσταση κατάρρευσης (near collapse) - όπου η μετατόπιση του ανώτατου διαφράγματος εκτιμάται σε 30 cm και η εξαγωγή αποτελεσμάτων μετακίνησης – χρόνου για το δώμα του κτιρίου.

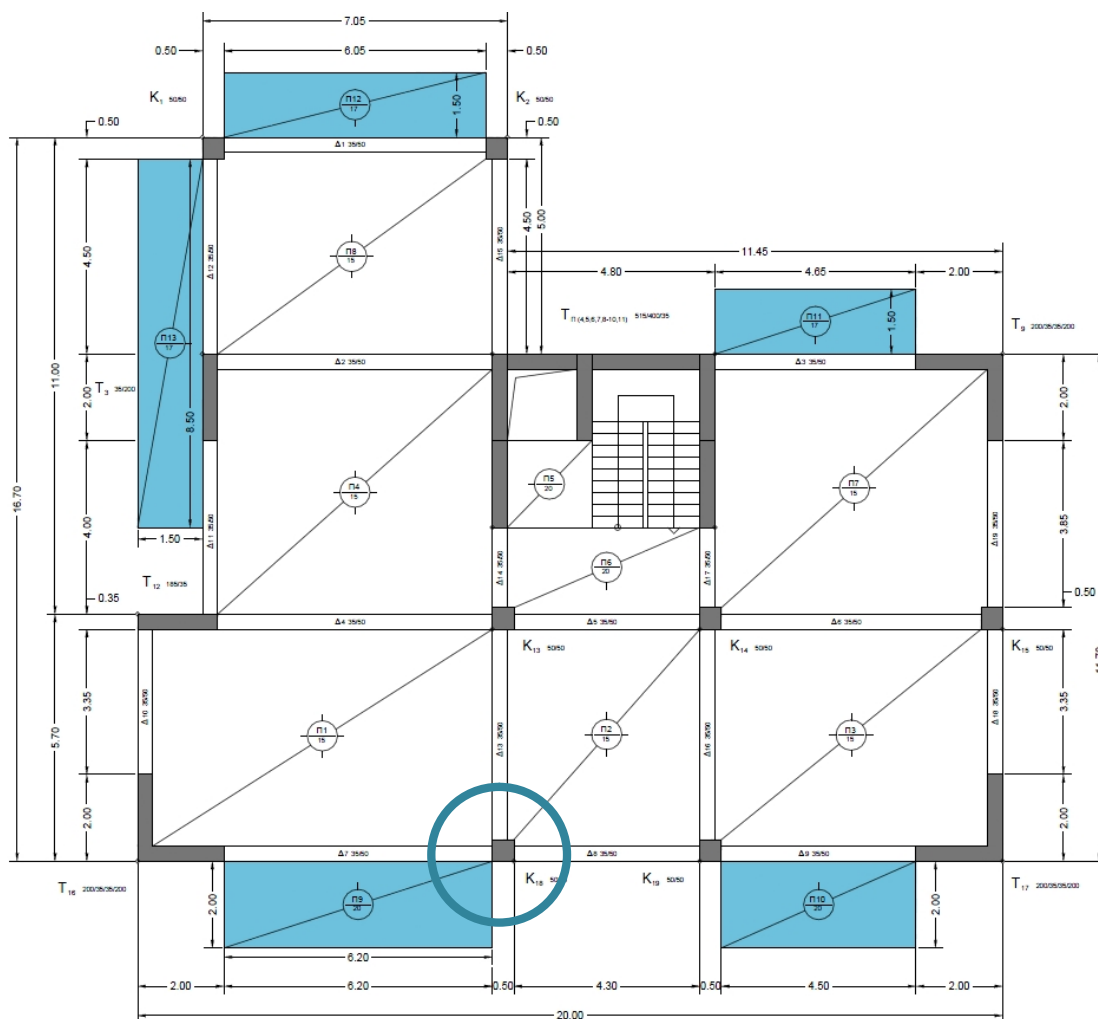
Τέλος παρατίθεται μια λίστα δημοσιεύσεων, βιβλίων κλπ που ενδεχομένως να φανούν χρήσιμα στον αναγνώστη.

## 2. Ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα με το λογισμικό scada pro

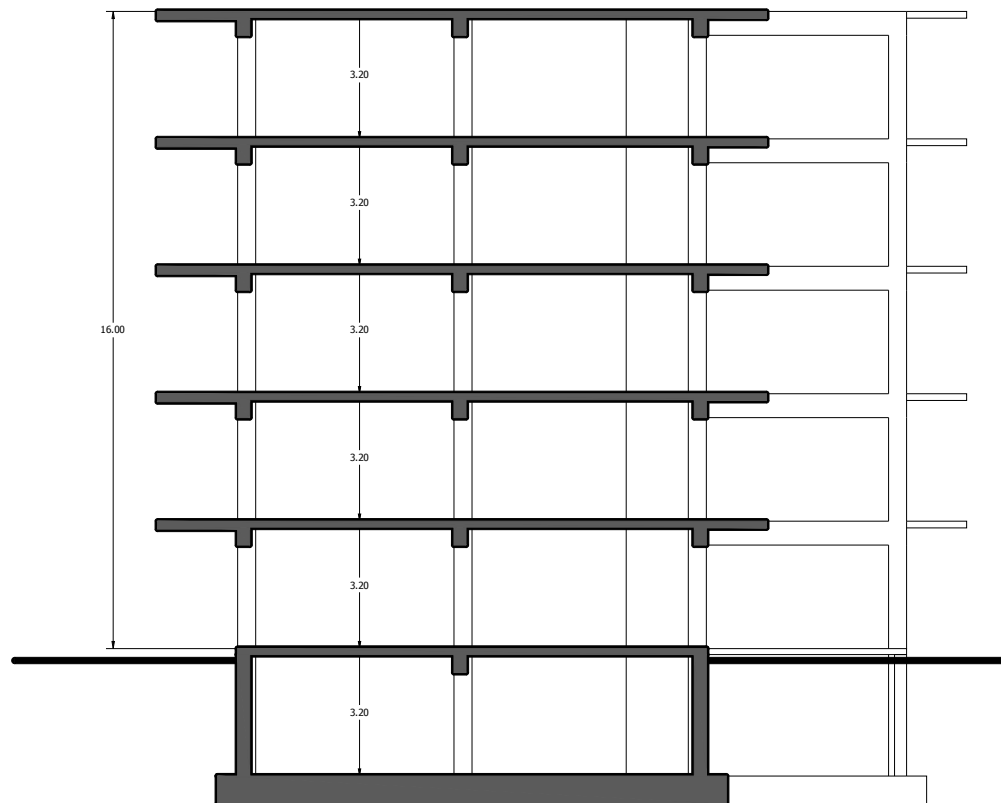
### 2.1 Συνοπτική περιγραφή και παραδοχές μελέτης

Το υπό μελέτη κτίριο αποτελεί μια τυπική πολυκατοικία σχεδιαζόμενη σε σεισμική ζώνη Z1 -  $agR=0.16g$  κατά το εθνικό προσάρτημα (NA) του EN 1998-1. Ως κατηγορία εδάφους λαμβάνεται η B (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου,  $N_{spt}>50$ ,  $V_{s,30}=360-800\text{m/s}$  &  $S=1.20$ ), ενώ ως χρήση θεωρείται η χρήση κατοικίας (σπουδαιότητα II,  $\gamma=1.00$ ).

Η αρχιτεκτονική του σχεδίαση ήταν ελεύθερη - χωρίς περιορισμούς, ασύμμετρη και έγινε αποκλειστικά στα πλαίσια της παρούσας ΜΔΕ. Αποτελείται από υπόγειο, ισόγειο και 4 ορόφους. Η επιφάνεια κάθε στάθμης σε κάλυψη είναι  $\sim 260 \mu^2$ , ενώ το μεικτό ύψος κάθε ορόφου ισούται με  $3.20\text{m}$ . Η θεμελίωση του κτιρίου – στα πλαίσια της ανάλυσης με το scada pro θεωρείται πως πραγματοποιείται με μεμονωμένα θεμέλια και συνδετήριες δοκούς, ενώ στη συνέχεια των υπολογισμών στο SAP2000, το κτίριο θα θεωρείται πλήρως πακτωμένο στη βάση του, αγνοώντας την ενδοσιμότητα του εδάφους ή οποιαδήποτε αλληλεπίδραση κτιριακού φορέα και εδάφους θεμελίωσης.



Εικόνα 2.1.1 - Διάταξη στοιχείων beton – τυπικός όροφος



Εικόνα 2.1.2 - Εγκάρσια σχηματική τομή

Το σκυρόδεμα είναι κατηγορίας C30/37 και ο χάλυβας B500c. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος λαμβάνονται από τον ακόλουθο πίνακα:

Concrete Design Properties according to EN1992-1-1 ( $\gamma_c = 1.50$ ,  $f_{yk} = 500$  MPa)

Symbol	Description	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
$f_{ck}$ (MPa)	Characteristic cylinder compressive strength	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	Characteristic cube compressive strength	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
$f_{cm}$ (MPa)	Mean cylinder compressive strength	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
$f_{ctm}$ (MPa)	Mean tensile strength	1.57	1.90	2.21	2.56	2.90	3.21	3.51	3.80	4.07	4.21	4.35	4.61	4.84	5.04
$E_{cm}$ (MPa)	Elastic modulus	27085	28608	29962	31476	32837	34077	35220	36283	37278	38214	39100	40743	42244	43631
$f_{cd}$ (MPa) (for $\alpha_{cc}=1.00$ )	Design compressive strength (for $\alpha_{cc}=1.00$ )	8.00	10.67	13.33	16.67	20.00	23.33	26.67	30.00	33.33	36.67	40.00	46.67	53.33	60.00
$f_{cd}$ (MPa) (for $\alpha_{cc}=0.85$ )	Design compressive strength (for $\alpha_{cc}=0.85$ )	6.80	9.07	11.33	14.17	17.00	19.83	22.67	25.50	28.33	31.17	34.00	39.67	45.33	51.00
$f_{ctd}$ (MPa) (for $\alpha_{ct}=1.00$ )	Design tensile strength (for $\alpha_{ct}=1.00$ )	0.73	0.89	1.03	1.20	1.35	1.50	1.64	1.77	1.90	1.97	2.03	2.15	2.26	2.35
$\rho_{min}$ (%)	Minimum longitudinal tension reinforcement ratio	0.130	0.130	0.130	0.133	0.151	0.167	0.182	0.197	0.212	0.219	0.226	0.240	0.252	0.262
$\rho_{w,min}$ (%)	Minimum shear reinforcement ratio	0.055	0.064	0.072	0.080	0.088	0.095	0.101	0.107	0.113	0.119	0.124	0.134	0.143	0.152

Πίνακας 2.1.3 - <https://eurocodeapplied.com/design/en1992/concrete-design-properties>

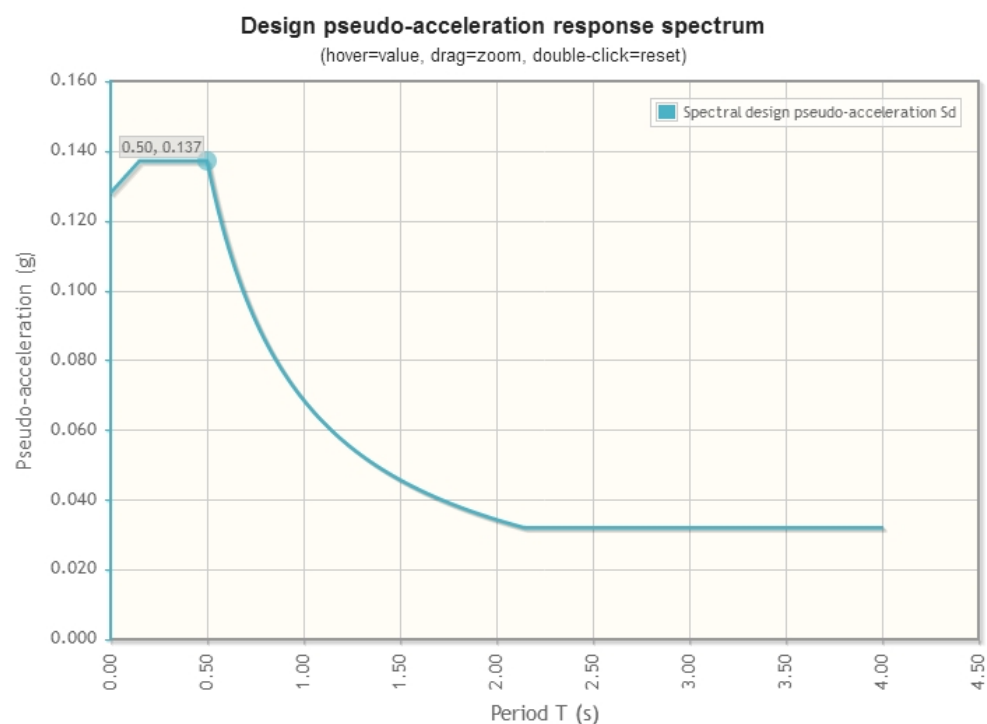
Όλες οι δοκοί έχουν διαστάσεις  $b/h \rightarrow 35/50$ . Από έλεγχο λυγηρότητας το πάχος των εσωτερικών πλακών προέκυψε 15cm, ενώ των μικρών προβόλων ( $b=1.50m$ ) το πάχος τους υπολογίστηκε σε 17 cm και των μεγάλων προβόλων ( $b=2.00m$ ) καθώς και των πλατύσκαλων το πάχος τους υπολογίστηκε σε 20 cm.

Σε ότι αφορά τα μόνιμα φορτία, εκτός από τα ίδια βάρη, στο υπολογιστικό προσομοίωμα προστέθηκαν οι επικαλύψεις των δαπέδων  $1.00 \text{ kN/m}^2$  καθώς και η φόρτιση λόγω της αρχιτεκτονικής διάταξης των δορικών τοίχων στην κάτωψη – η εν λόγω φόρτιση, κατανεμημένη ανα μονάδα επιφάνειας εκτιμήθηκε σε  $3.00 \text{ kN/m}^2$ . Επιπλέον σε κάθε εξωτερική - περιμετρική δοκό εφαρμόστηκε μόνιμο ομοιόμορφο φορτίο από το βάρος του διπλού δορικού τοίχου ίσο με  $(3.20-0.50)\text{m} \times 3.60\text{kN/m}^2=9.72\text{kN/m}$ .

Σε ότι αφορά τα μεταβλητά - κινητά φορτία, εφαρμόστηκε φορτίο  $2.50 \text{ kN/m}^2$  σε όλες τις πλάκες πλην των προβόλων όπου εφαρμόστηκε φορτίο  $5.00\text{kN/m}^2$ . Το κινητό φορτίο στο δώμα θεωρήθηκε ίσο με  $2.00 \text{ kN/m}^2$ .

Το κτίριο σχεδιάζεται για μέση (M) κατηγορία πλαστιμότητας και σύμφωνα με τον πίνακα 5.1 του EN 1998 – 1 η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, αρ λαμβάνεται ίση με 3.50 και για τις δύο δ/νσεις.

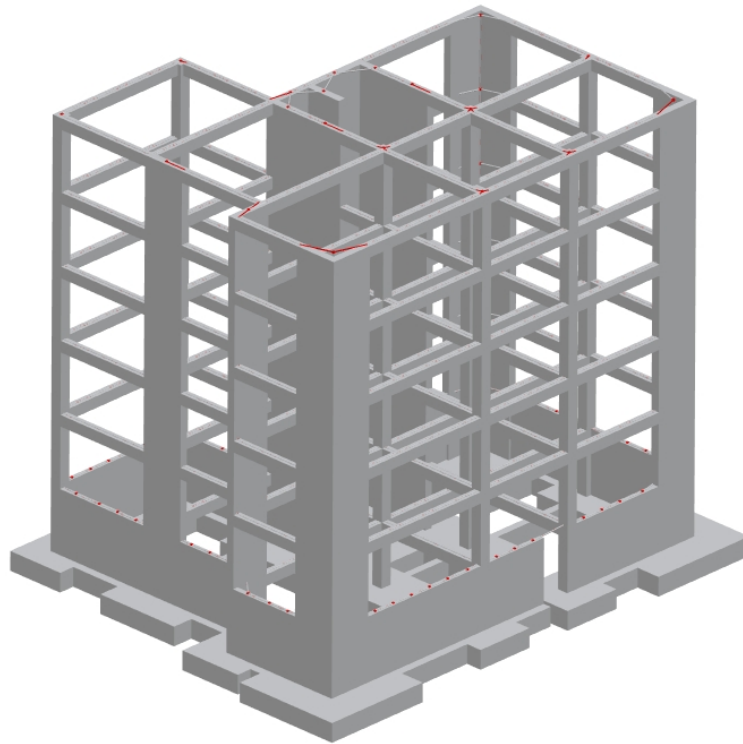
Στο παρακάτω διάγραμμα σχεδιάζεται το φάσμα σχεδιασμού των επιταχύνσεων ( $q=3.50$ ), που θα χρησιμοποιηθεί για τη δυναμική φασματική ανάλυση.



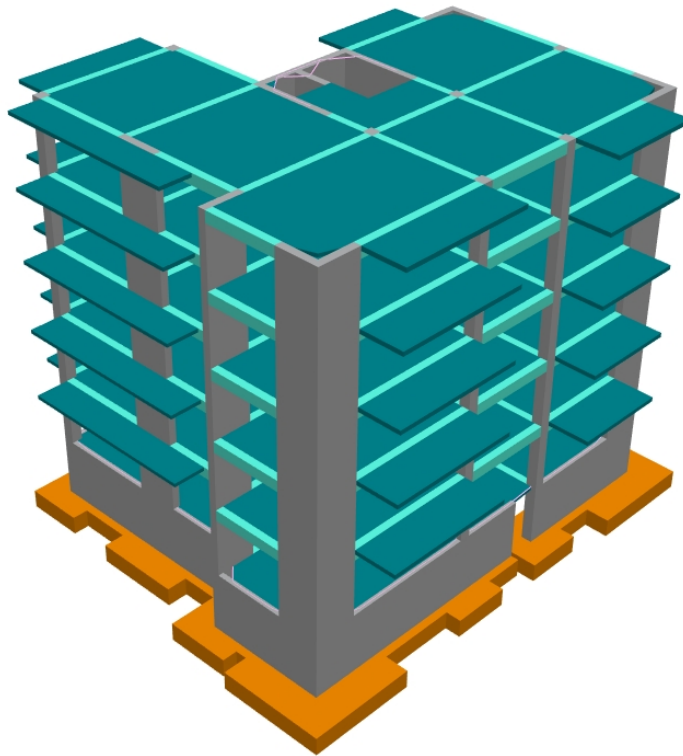
Διάγραμμα 2.1.4 - <https://eurocodeapplied.com/design/en1998/design-response-spectrum>

Σχετικά με το λογισμικό scada pro, το οποίο κατέχεται με νόμιμη άδεια χρήσης, αναφέρεται συνοπτικά πως όλα τα μέλη του φορέα (δοκοί, υποστυλώματα, τοιχώματα) προσομοιώνονται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία. Ο πυρήνας αποτελείται από 7 επί μέρους τοιχώματα, τα οποία συνδέονται στην κορυφή και στη βάση τους με γραμμικά

στοιχεία χωρίς μάζα - βάρος και με πολύ μεγάλη δυστένεια, δυσκαμψία και δυστημήςία (rigid elements). Τα τοιχώματα του υπογείου, προσομοιώνονται με επί μέρους υποστυλώματα συνδεδεμένα και αυτά στην κορυφή και στη βάση τους, με αντίστοιχα rigid elements. Οι πλάκες επιλύονται με τη μέθοδο Marcus για τους δυσμενείς συνδυασμούς φορτίσεων. Έτσι προκύπτει το παρακάτω μαθηματικό μοντέλο και η αντίστοιχη 3d απεικόνιση της κατασκευής.



*Εικόνα 2.1.5 - Μαθηματικό μοντέλο στο scada pro*



*Εικόνα 2.1.6 - 3d απεικόνιση*

## **2.2 Αποτελέσματα δυναμικής φασματικής ανάλυσης**

Πραγματοποιήθηκε δυναμική φασματική ανάλυση της οποίας τα αποτελέσματα παρουσιάζονται παρακάτω αυτούσια όπως έχουν εξαχθεί από το scada pro:



ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΕΓΧΩΝ  
ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΕ ΟΜΟΣΗΜΑ ΣΤΡΕΠΤΙΚΑ ΖΕΥΓΗ (EC8)

=====

Ελεγχος Διαφοράς Μαζών και Ακαμψιών Σταθμών Κτιρίου (παρ.4.2.3.3.)

α/α	Συν/κο	Συν.Μάζα	Συνολικές Ακαμψίες	Διαφορές Μαζών - Ακαμψιών
Στάθμης	Υψός (M)	KN/g	$K_i \cdot 10^3$ (KNM)	$(M_{i+1}-M_i)/M_i - (K_{i+1}-K_i)/K_i$
			$-(K_i-X) \quad -(K_i-Z) \quad -(\Delta M_i) \quad -(\Delta K_i-X) \quad -(\Delta K_i-Z)$	
2	6.900	426.930	11015.061	14107.667
3	10.100	415.540	11015.061	14107.667   ελ. 0.02   αυξ. 0.00   αυξ. 0.00
4	13.300	415.884	11015.061	14107.667   αυξ. 0.00   αυξ. 0.00   αυξ. 0.00
5	16.500	413.961	11015.061	14107.667   αυξ. 0.00   αυξ. 0.00   αυξ. 0.00
6	19.700	245.401	11015.061	14107.667   ελ. 0.40   αυξ. 0.00   αυξ. 0.00

Μάζες : Η Αύξηση πρέπει  $\leq 0.35$  - Η Ελάττωση πρέπει  $\leq 0.50$

Ακαμψίες : Η Αύξηση πρέπει  $\leq 0.35$  - Η Ελάττωση πρέπει  $\leq 0.50$

Ο έλεγχος ικανοποιεί τα κριτήρια κανονικότητας

Κέντρο Βάρους - Κέντρο Ακαμψίας

α/α	Συν/κο	ΚΕΝΤΡΟ ΒΑΡΟΥΣ		ΚΕΝΤΡΟ ΑΚΑΜΨΙΑΣ		Απόσταση
Στάθμης	Υψος (m)	X Συντ. (m)	Z Συντ. (m)	X Συντ. (m)	Z Συντ. (m)	K.B-K.A (m)
1	3.700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	6.900	9.7487	9.8631	10.3207	9.1190	0.9385
3	10.100	9.5619	9.8322	10.5062	8.3792	1.7329
4	13.300	9.5577	9.8268	10.5739	6.7779	3.2138
5	16.500	9.5656	9.8328	10.4953	6.7465	3.2233
6	19.700	9.5010	9.9448	10.3850	7.3031	2.7856

Σεισμική Τέρνουσα Τοιχωμάτων Παρ. 5.1.2. Στάθμη Αναφοράς: 1 3.700 (m)

α/α	Τερν. Τοιχ./Συνολ.Τερν.	=	nvx	Τερν. Τοιχ./Συνολ.Τερν.	=	nvz
Στάθμης	(Kn)	(Kn)		(Kn)	(Kn)	
1	18- 493.984	984.068	0.50 ΕΠ.	44- 564.496	958.293	0.59 ΕΠ.
2 ***	14- 239.755	438.568	0.55 ΕΠ.	48- 582.846	750.606	0.78 ΕΠ.
3	12- 423.038	695.459	0.61 ΕΠ.	44- 462.223	651.463	0.71 ΕΠ.
4	11- 369.690	614.792	0.60 ΕΠ.	44- 374.473	569.321	0.66 ΕΠ.
5	12- 357.341	601.615	0.59 ΕΠ.	44- 266.652	454.893	0.59 ΕΠ.
6	15- 367.261	617.266	0.59 ΕΠ.	37- 169.603	372.844	0.45 ΑΠ.

Καθορισμός συστήματος κτιρίου X : Μικτό Σύστημα με Ισοδύναμα Τοιχεία

Καθορισμός συστήματος κτιρίου Z : Πλάστιμο Σύστημα Τοιχείων (Συζευγμένων ή μη)

\*\*\* = Στάθμη ελέγχου nv απο κανονισμό

## Ελεγχος Κανονικότητας σε κάτοψη - Παρ. 4.2.3.2

Διεύθυνση X

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψος (M)	Συντ.λ<4 Lmax/Lmin	Συντ. r sqrt (ΣKt/Σκ <sub>ε</sub> )	> Συντ. ls sqrt (IO/mass)	Εκκεντρότητα ε <sub>ο</sub> (m)	Ελεγχος   Κανονικ.
2	6.900	1.201	7.033	7.676	0.744	Δεν Ικαν.
3	10.100	1.201	7.033	7.660	1.453	Δεν Ικαν.
4	13.300	1.201	7.033	7.659	3.049	Δεν Ικαν.
5	16.500	1.201	7.033	7.660	3.086	Δεν Ικαν.
6	19.700	1.201	7.033	7.659	2.642	Δεν Ικαν.

Το κτίριο είναι στρεπτικά ευαίσθητο (r &lt; ls)

## Ελεγχος Κανονικότητας σε κάτοψη - Παρ. 4.2.3.2

Διεύθυνση Z

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψος (M)	Συντ.λ<4 Lmax/Lmin	Συντ. r sqrt (ΣKt/Σκ <sub>ε</sub> )	> Συντ. ls sqrt (IO/mass)	Εκκεντρότητα ε <sub>ο</sub> (m)	Ελεγχος   Κανονικ.
2	6.900	1.201	7.960	7.676	0.572	Ικανοπ.
3	10.100	1.201	7.960	7.660	0.944	Ικανοπ.
4	13.300	1.201	7.960	7.659	1.016	Ικανοπ.
5	16.500	1.201	7.960	7.660	0.930	Ικανοπ.
6	19.700	1.201	7.960	7.659	0.884	Ικανοπ.

Ελεγχος Κανονικότητα λόγω κατανομής Μάζας : Ικανοποιείται

Ελεγχος Κανονικότητα λόγω κατανομής Ακαμψίας : Ικανοποιείται

Ελεγχος Κανονικότητα λόγω Μορφολογίας κατά X : Ικανοποιείται

Ελεγχος Κανονικότητα λόγω Μορφολογίας κατά Z : Ικανοποιείται

Κανονικότητα κάτοψης συνολικά για όλο το κτίριο : Δεν Ικανοποιείται

Κανονικότητα κτιρίου καθ' ύψος (Συνολικά) : Ικανοποιείται

## Ελεγχος Επιρροών 2ας Τάξεως - Παρ. 4.4.2.2 (2), (3), (4)

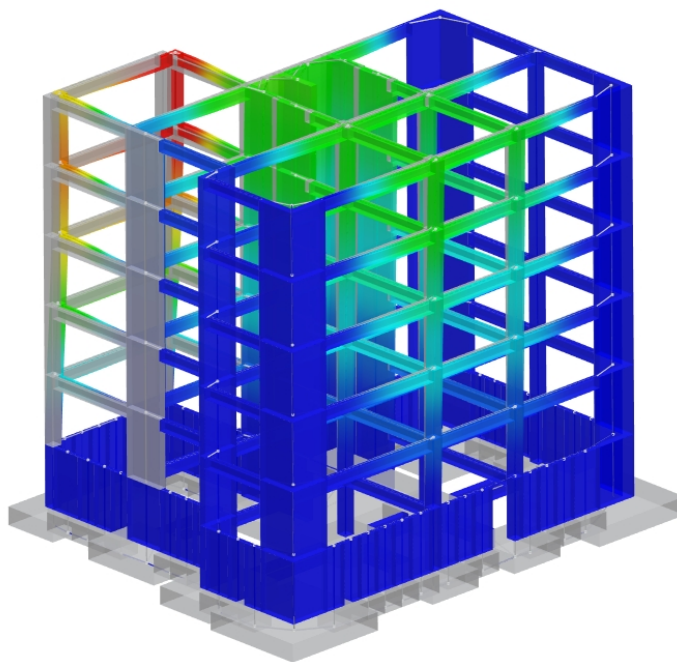
Διευθυνση X

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός (M)	Κατακόρυφα Φορτία (KN)	Σχετική Μει/ση (mm)	Οριζόντια Δύναμη (KN)	Συντ/της θ <sub>x</sub>	Ελεγχος   2ας Τάξης Πλαισίων
1-29	3.700	24081.915	0.1355	1306.975	0.0024	ΕΠ. (<=0.1)
2-31	6.900	20599.932	0.3829	496.768	0.0174	ΕΠ. (<=0.1)
3-31	10.100	15731.389	0.3892	752.851	0.0089	ΕΠ. (<=0.1)
4- 8	13.300	9935.709	0.2848	656.117	0.0047	ΕΠ. (<=0.1)
5- 8	16.500	6131.217	0.1065	633.994	0.0011	ΕΠ. (<=0.1)
6-32	19.700	2580.218	0.1580	626.546	0.0007	ΕΠ. (<=0.1)

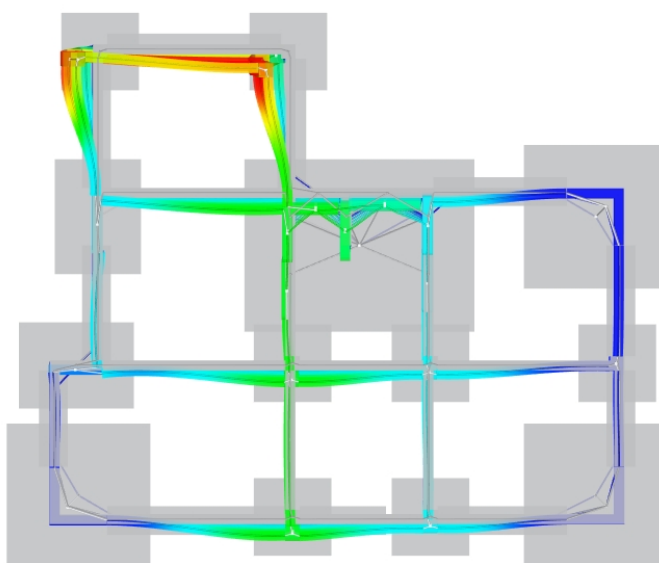
ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ/ ΕΠΣ=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ ΜΕ ΕΠΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ/ ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ

Ελεγχος Επιρροών 2ας Τάξεως - Παρ. 4.4.2.2(2), (3), (4)						Διεύθυνση Z
α/α	Συν/κο	Κατακόρυφα	Σχετική	Οριζόντια	Συντ/της	Ελεγχος για
Στάθμης	Υψός (M)	Φορτία (KN)	Μετ/ση (mm)	Δύναμη (KN)	θz	Επιρροή 2ας Τάξης
1-57	3.700	24170.519	0.0952	958.293	0.0023	ΕΠ. (<=0.1)
2-44	6.900	16597.125	0.3073	609.753	0.0091	ΕΠ. (<=0.1)
3-44	10.100	13189.899	0.4264	556.471	0.0111	ΕΠ. (<=0.1)
4-44	13.300	9764.499	0.4540	459.066	0.0106	ΕΠ. (<=0.1)
5-38	16.500	5938.224	0.5139	415.830	0.0080	ΕΠ. (<=0.1)
6-38	19.700	2146.886	0.4521	295.984	0.0036	ΕΠ. (<=0.1)
ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ/ ΕΠΣ=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ ΜΕ ΕΠΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ/ ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ						
Ελεγχος Σχετικής Μετακίνησης ορόφου - Παρ. 4.4.3.2(1)						Διεύθυνση X
α/α	Συν/κο	Μέγιστη ds=q*de	Υψος Ορόφου	Συντελεστής	Ελεγχος Ορόφου	
Στάθμης	Υψος (M)	Σχει.Μετακ. (mm)	h (m)	dr*v/h	Οριο=0.005	
1	3.700	0.688	3.700	0.0001	Ικανοποιείται	
2	6.900	5.376	3.200	0.0008	Ικανοποιείται	
3	10.100	6.766	3.200	0.0011	Ικανοποιείται	
4	13.300	4.397	3.200	0.0007	Ικανοποιείται	
5	16.500	0.927	3.200	0.0001	Ικανοποιείται	
6	19.700	2.090	3.200	0.0003	Ικανοποιείται	
Ελεγχος Σχετικής Μετακίνησης ορόφου - Παρ. 4.4.3.2(1)						Διεύθυνση Z
α/α	Συν/κο	Μέγιστη ds=q*de	Υψος Ορόφου	Συντελεστής	Ελεγχος Ορόφου	
Στάθμης	Υψος (M)	Σχει.Μετακ. (mm)	h (m)	dr*v/h	Οριο=0.005	
1	3.700	0.834	3.700	0.0001	Ικανοποιείται	
2	6.900	2.211	3.200	0.0003	Ικανοποιείται	
3	10.100	3.187	3.200	0.0005	Ικανοποιείται	
4	13.300	3.271	3.200	0.0005	Ικανοποιείται	
5	16.500	3.237	3.200	0.0005	Ικανοποιείται	
6	19.700	2.837	3.200	0.0004	Ικανοποιείται	

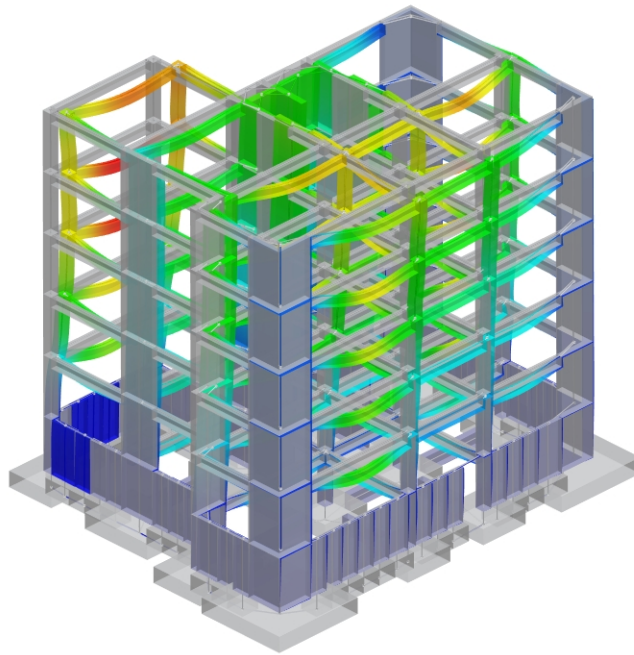
Για τη λήψη των παραπάνω αποτελεσμάτων έγινε η παραδοχή πως η κατανομή της σεισμικής δράσης ξεκινά από την οροφή του ισογείου – στάθμη 2. Χρήσιμο συμπέρασμα που προκύπτει είναι το γεγονός πως υπάρχει επάρκεια τοιχωμάτων τόσο κατά την οριζόντια δ/νση (X) όσο και για την κάθετη (Y) (Z κατά το σύστημα αναφοράς του scada). Προκύπτει επίσης πως το κτίριο εν γένει ΔΕΝ είναι στρεπτικά ευαίσθητο ( $r \sim I_s$ ), ενώ τεκμαίρεται πως η προσθήκη ακόμη ενός τοιχώματος στη δ/νση X, θα βελτίωνε τον δείκτη  $r \sim 7.03 \rightarrow I \sim 7.65$ . Η επιλογή όμως αυτή - της προσθήκης δηλαδή ενός ακόμη τοιχώματος θεωρήθηκε υπερβολική σε επίπεδο σχεδιασμού, οπότε ο φορέας παρέμεινε ως έχει για τις περαιτέρω αναλύσεις. Στην πορεία παρουσιάζονται ορισμένα χρήσιμα στοιχεία που προέκυψαν από την ανάλυση ιδιομορφών που έγινε στο scada pro, καθώς επίσης και η παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα για την οριζόντια και την κάθετη σεισμική δράση. Παρουσιάζεται ακόμη ενδεικτικά η κατανομή της ροπής κάμψης περί τον ισχυρό άξονα και καθ' ύψος ενός τοιχώματος (T3 - 35/200) για σεισμό κατά Y (Z στο scada), καθώς και η αντίστοιχη περιβάλλουσα.



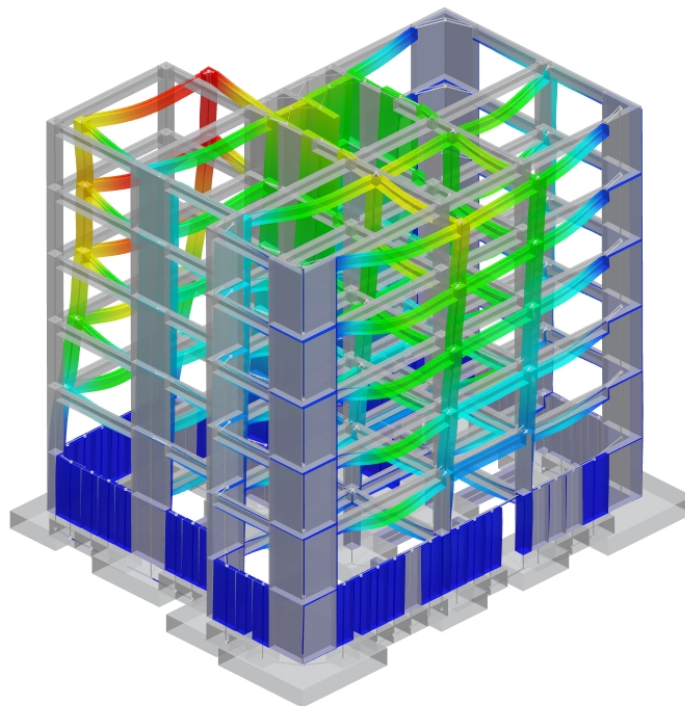
Εικόνα 2.2.1 - 1η ιδιομορφή ( $T=0.27\text{sec}$ )



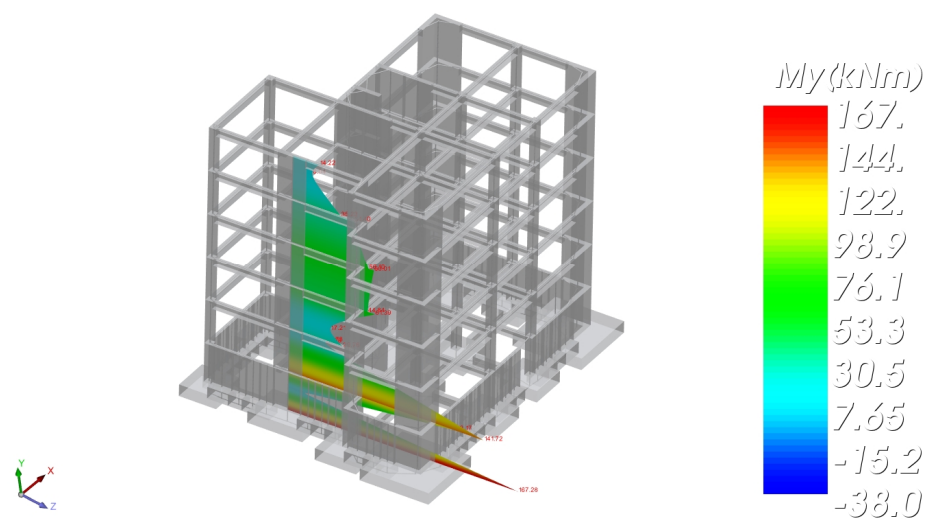
Εικόνα 2.2.2 - 2η ιδιομορφή ( $T=0.23\text{sec}$ )



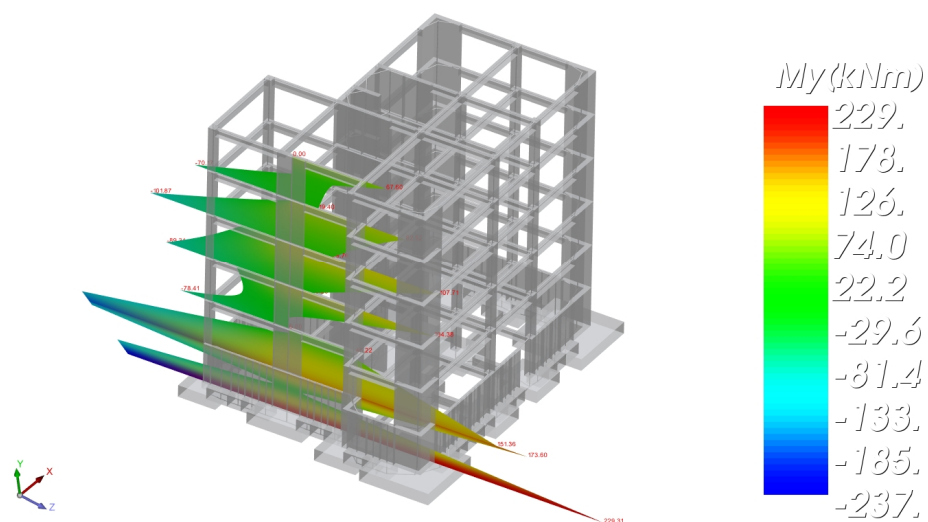
Εικόνα 2.2.3 - Συνδυασμός  $G+0.3Q+Ex+0.3Ey$



Εικόνα 2.2.4 - Συνδυασμός  $G+0.3Q+0.3Ex+Ey$



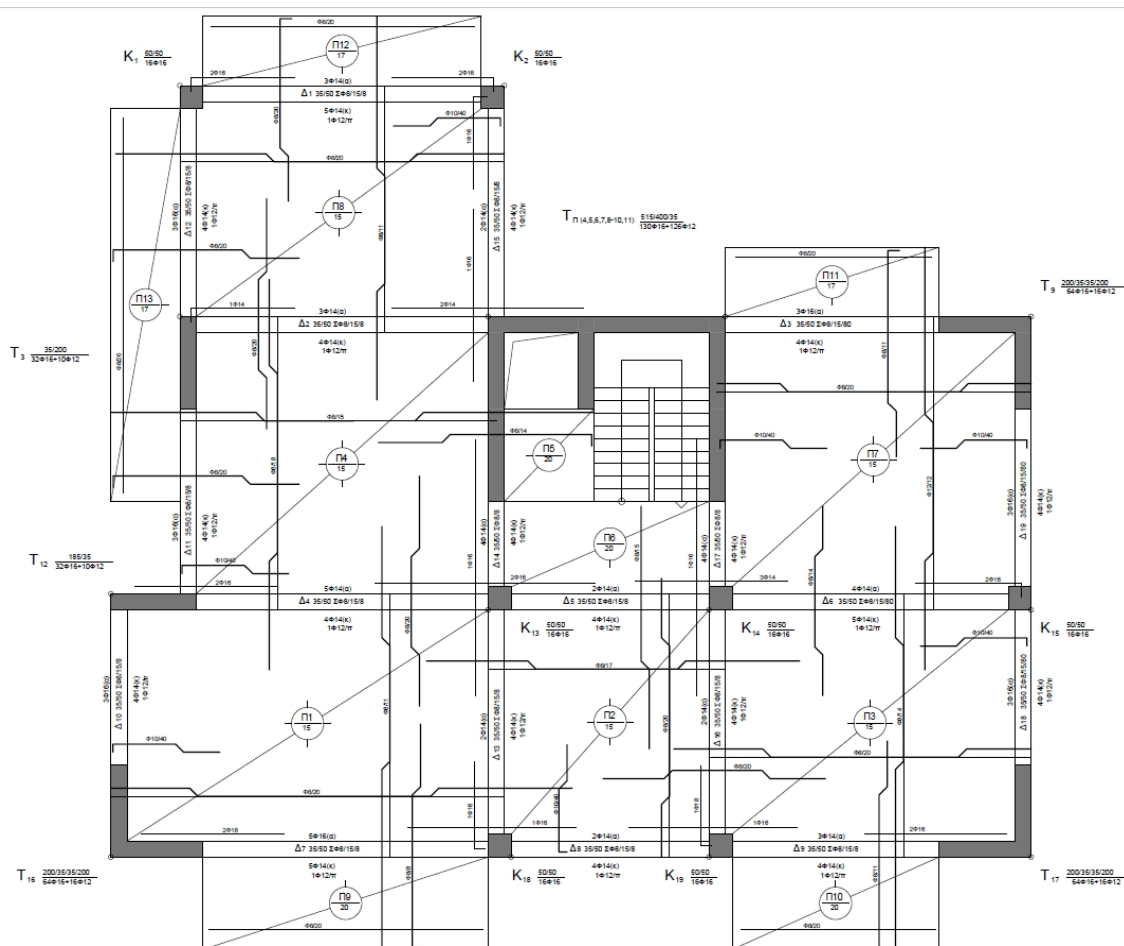
Εικόνα 2.2.5 - Διάγραμμα ροπών κάμψης τοιχώματος T3 - σεισμική δράση  $E_y$  (z στο scada)



Εικόνα 2.2.6 - Περιβάλλουσα ροπών κάμψης τοιχώματος T3

## 2.3 Εξαγωγή αποτελεσμάτων διαστασιολόγησης των δομικών στοιχείων

Παρατίθενται ο ξυλότυπος ενός τυπικού ορόφου του κτιρίου, όπως αυτός προέκυψε από το scada pro και κατόπιν σχεδιαστικής επεξεργασίας στο autocad. Σημειώνεται πως οι διαμήκεις οπλισμοί των στύλων παραμένουν ίδιοι καθ' ύψος ενώ διαφοροποίηση ανά στάθμη υπάρχει εν γένει στους πρόσθετους οπλισμούς στήριξης των δοκών. Η διαφοροποίηση αυτή σε επίπεδο διατομής ελήφθη υπόψη κατά τη μη γραμμική στατική ανάλυση και τη μη γραμμική δυναμική ανάλυση που θα πραγματοποιηθούν στην πορεία της εργασίας. Τέλος αναφέρεται πως στην οροφή του υπογείου δεν υπάρχουν οι πρόβολοι που φαίνονται στην εικόνα 2.1.1. Τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης για τη θεμελίωση δεν εισέρχονται στις μη γραμμικές αναλύσεις που θα γίνουν στην πορεία μιας και ο φορέας θα θεωρηθεί πλήρως πακτωμένος στη βάση του.



Εικόνα 2.3.1 - Ξυλότυπος τυπικού ορόφου



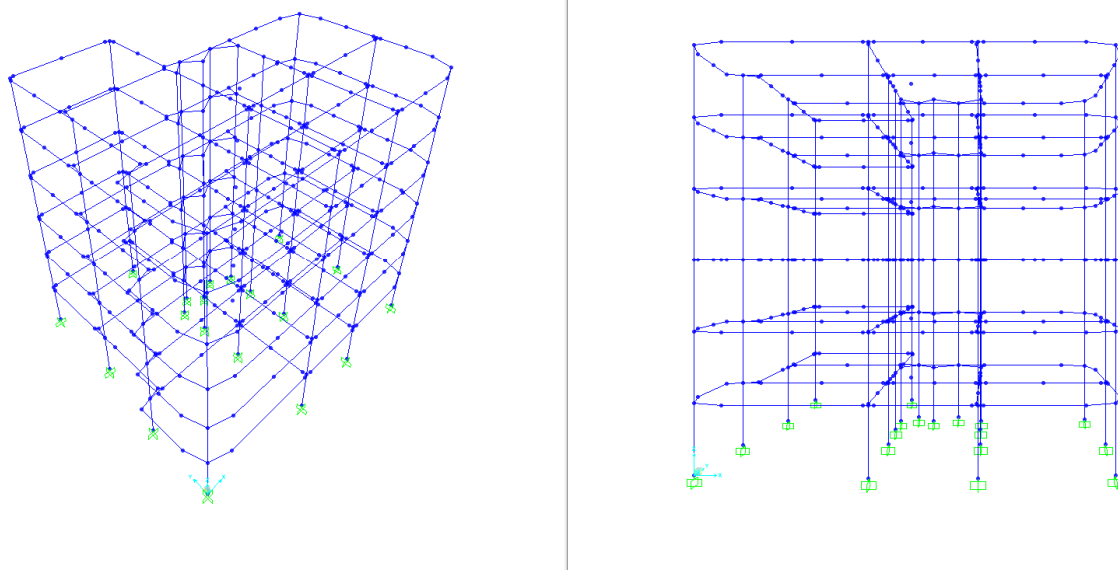


### **3. Μόρφωση του κτιριακού φορέα στο SAP2000 V.22**

#### **3.1 Γενικά στοιχεία**

Στην παρούσα παράγραφο θα γίνει μια αναφορά στη διαδικασία της δημιουργίας του μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων για την όσο το δυνατόν καλύτερη προσομοίωση του κτιριακού φορέα.

Η κατασκευή σχεδιάστηκε ως μοντέλο στο χώρο στο autocad, με γραμμικά μέλη τόσο για τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα, όσο και για τις δοκούς. Χρησιμοποιήθηκαν και εδώ στοιχεία μεγάλης δυσκαμψίας (δυστένειας και δυστημψίας) rigid elements με τη ίδια λογική που χρησιμοποιήθηκαν και στο scada pro, για τη σύνδεση στύλων - δοκών στις θέσεις των κόμβων. Στα κατακόρυφα μέλη του υπογείου που βρίσκονται στην περίμετρό του, αποδόθηκαν κατάλληλοι πολλαπλασιαστικοί συντελεστές επαύξησης της δυσκαμψίας τους, ώστε να προσομοιωθεί η σχεδόν άπειρη δυσκαμψία που προσφέρει η ύπαρξη των περιμετρικών ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων του υπογείου. Στα ακόλουθα σχήματα αποτυπώνεται ο κτιριακός φορέας μετά την εισαγωγή του από το autocad.



*Εικόνα 3.1.1 - Απεικόνιση φορέα στο SAP2000 V.22*

Οι ιδιότητες των χρησιμοποιούμενων υλικών (σκυρόδεμα C30/37 και χάλυβας B500c) για τις μη γραμμικές αναλύσεις, τροποποιήθηκαν κατάλληλα με τους ακόλουθους τρόπους:

The dialog box 'Material Property Data' is shown for a concrete material. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' (C30\_37 with a blue square), 'Material Type' (Concrete), 'Material Grade' (empty), and 'Material Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' (25) and 'Mass per Unit Volume' (2.5493). The 'Units' dropdown is set to 'KN, m, C'. The 'Isotropic Property Data' section includes 'Modulus Of Elasticity, E' (32837000), 'Poisson, U' (0.2), 'Coefficient Of Thermal Expansion, A' (9.900E-06), and 'Shear Modulus, G' (13682083). The 'Other Properties For Concrete Materials' section includes 'Specified Concrete Compressive Strength, f<sub>c</sub>' (38000), 'Expected Concrete Compressive Strength' (38000), and a checkbox for 'Lightweight Concrete' (unchecked). A 'Switch To Advanced Property Display' checkbox is at the bottom.

Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	C30_37
	Material Type	Concrete
	Material Grade	
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	25
	Mass per Unit Volume	2.5493
Isotropic Property Data	Modulus Of Elasticity, E	32837000
	Poisson, U	0.2
	Coefficient Of Thermal Expansion, A	9.900E-06
	Shear Modulus, G	13682083
Other Properties For Concrete Materials	Specified Concrete Compressive Strength, f <sub>c</sub>	38000
	Expected Concrete Compressive Strength	38000
	Lightweight Concrete	<input type="checkbox"/>
	Shear Strength Reduction Factor	

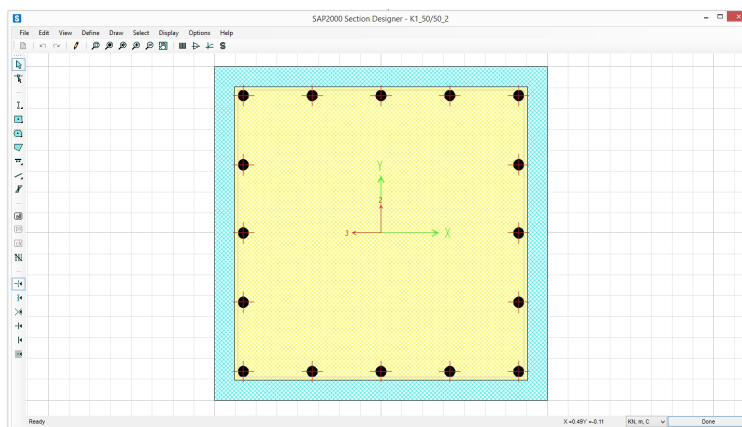
Εικόνα 3.1.2 - Ιδιότητες C30/37 για τη μη γραμμική ανάλυση

The dialog box 'Material Property Data' is shown for a rebar material. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' (B500c with a green square), 'Material Type' (Rebar), 'Material Grade' (empty), and 'Material Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' (0) and 'Mass per Unit Volume' (0). The 'Units' dropdown is set to 'KN, m, C'. The 'Isotropic Property Data' section includes 'Modulus Of Elasticity, E' (2.000E+08), 'Poisson, U' (0.3), 'Coefficient Of Thermal Expansion, A' (1.200E-05), and 'Shear Modulus, G' (76923077). The 'Other Properties For Rebar Materials' section includes 'Minimum Yield Stress, F<sub>y</sub>' (500000), 'Minimum Tensile Stress, F<sub>u</sub>' (625000), 'Expected Yield Stress, F<sub>ye</sub>' (575000), and 'Expected Tensile Stress, F<sub>ue</sub>' (687500). A 'Switch To Advanced Property Display' checkbox is at the bottom.

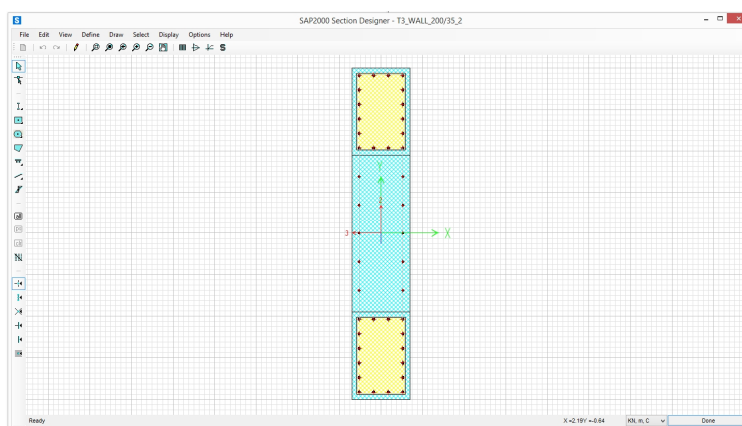
Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	B500c
	Material Type	Rebar
	Material Grade	
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	0
	Mass per Unit Volume	0
Isotropic Property Data	Modulus Of Elasticity, E	2.000E+08
	Poisson, U	0.3
	Coefficient Of Thermal Expansion, A	1.200E-05
	Shear Modulus, G	76923077
Other Properties For Rebar Materials	Minimum Yield Stress, F <sub>y</sub>	500000
	Minimum Tensile Stress, F <sub>u</sub>	625000
	Expected Yield Stress, F <sub>ye</sub>	575000
	Expected Tensile Stress, F <sub>ue</sub>	687500

Εικόνα 3.1.3 - Ιδιότητες B500c για τη μη γραμμική ανάλυση

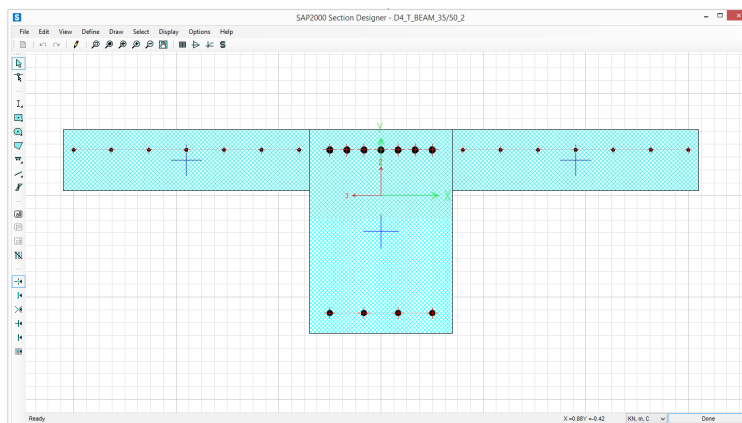
Με τη βοήθεια του section designer σχεδιάστηκαν οι διατομές των υποστυλωμάτων, των τοιχωμάτων και των πλακοδοκών. Παράλληλα προσομοιώθηκαν κατάλληλα οι περισφιγμένες περιοχές εντός των διατομών των στύλων και των τοιχωμάτων. Ενδεικτικά, στα παρακάτω σχήματα φαίνονται μερικές από τις χρησιμοποιούμενες διατομές και οι οπλισμοί τους που ελήφθησαν από το scada pro.



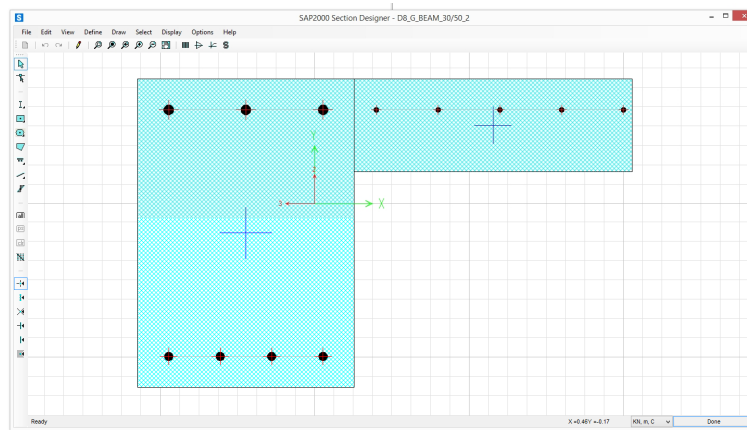
*Εικόνα 3.1.4 - Διατομή στύλου K1 (50/50) στο ισόγειο*



*Εικόνα 3.1.5 - Διατομή τοιχώματος T3 (200/35) στο ισόγειο*

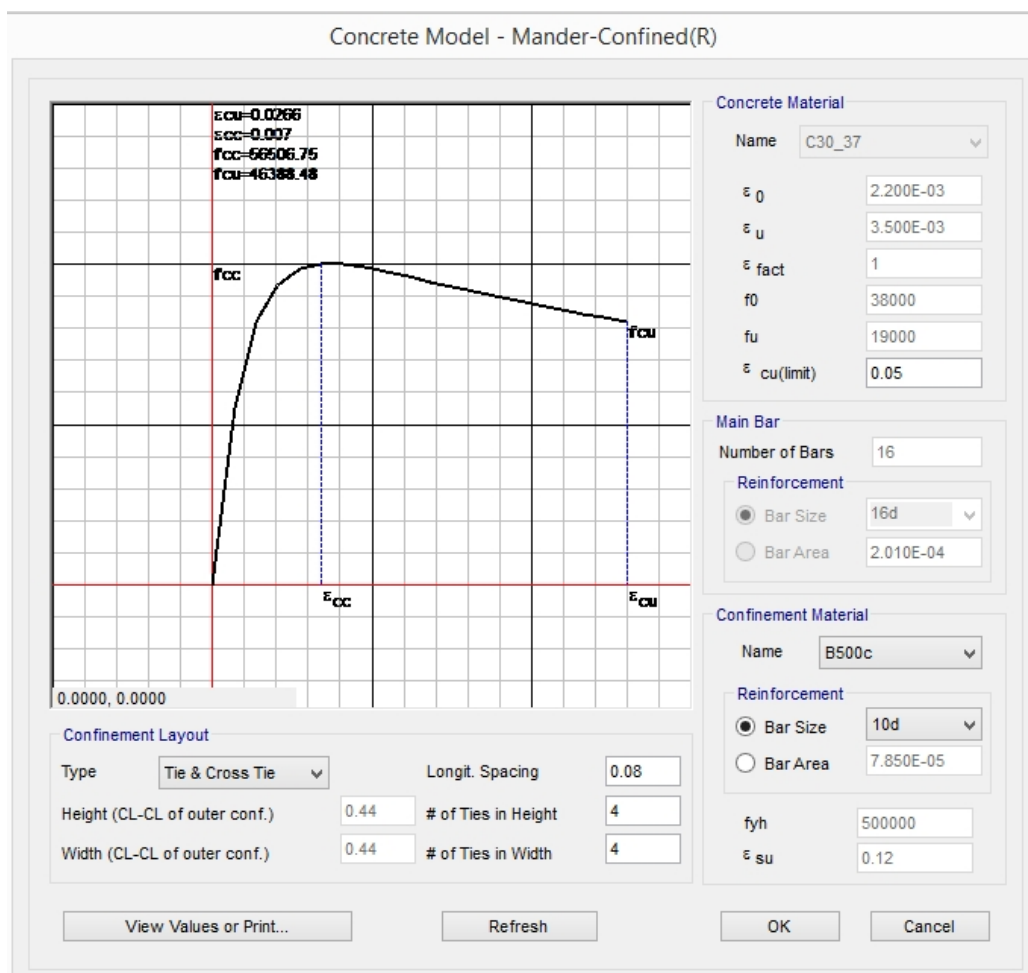


*Εικόνα 3.1.6 - T - Δ4 (35/50) οροφής ισόγειου – οπλισμός πλακών κατά ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2*



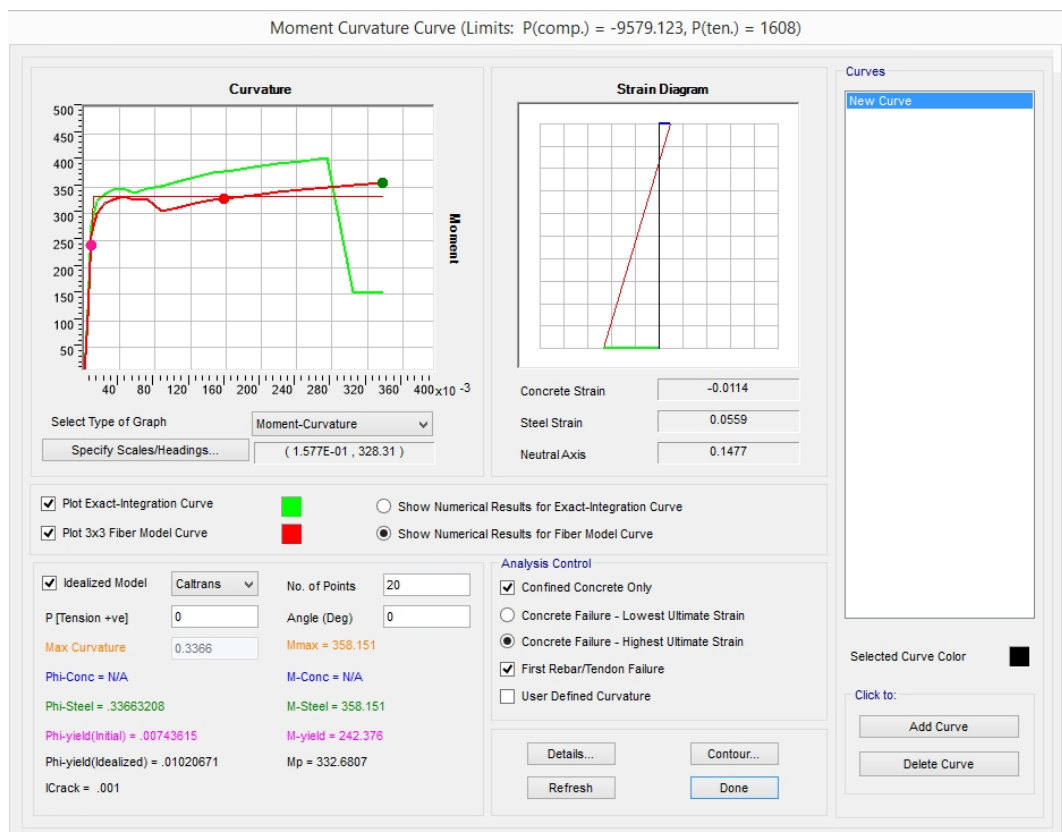
Εικόνα 3.1.7 - Γ (35/50) - Δ8 οροφής ισόγειου οπλισμός πλακών κατά ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2

Οι ιδιότητες του περισφιγμένου σκυροδέματος αποδίδονται (σε επίπεδο διατομής) μέσω του section designer με το ακόλουθο τρόπο – ενδεικτικά για το K1 και παρόμοια για κάθε κατακόρυφο στοιχείο:

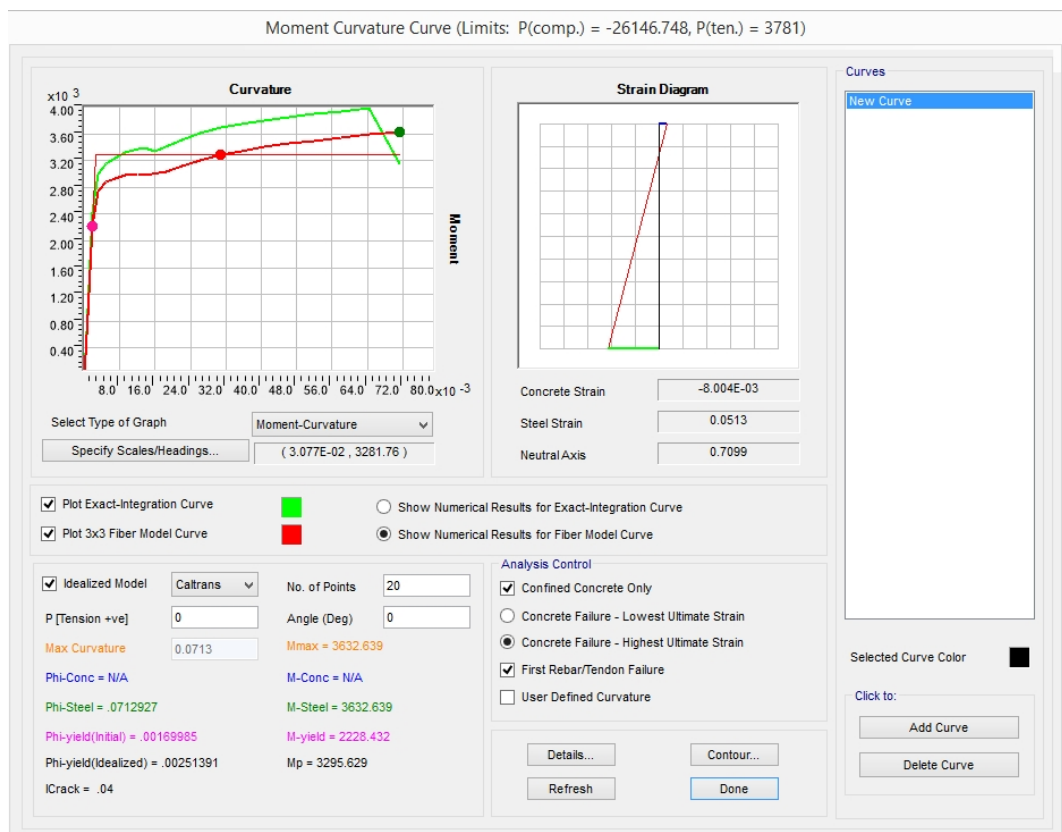


Εικόνα 3.1.8 - K1 - διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων περισφιγμένου σκυροδέματος

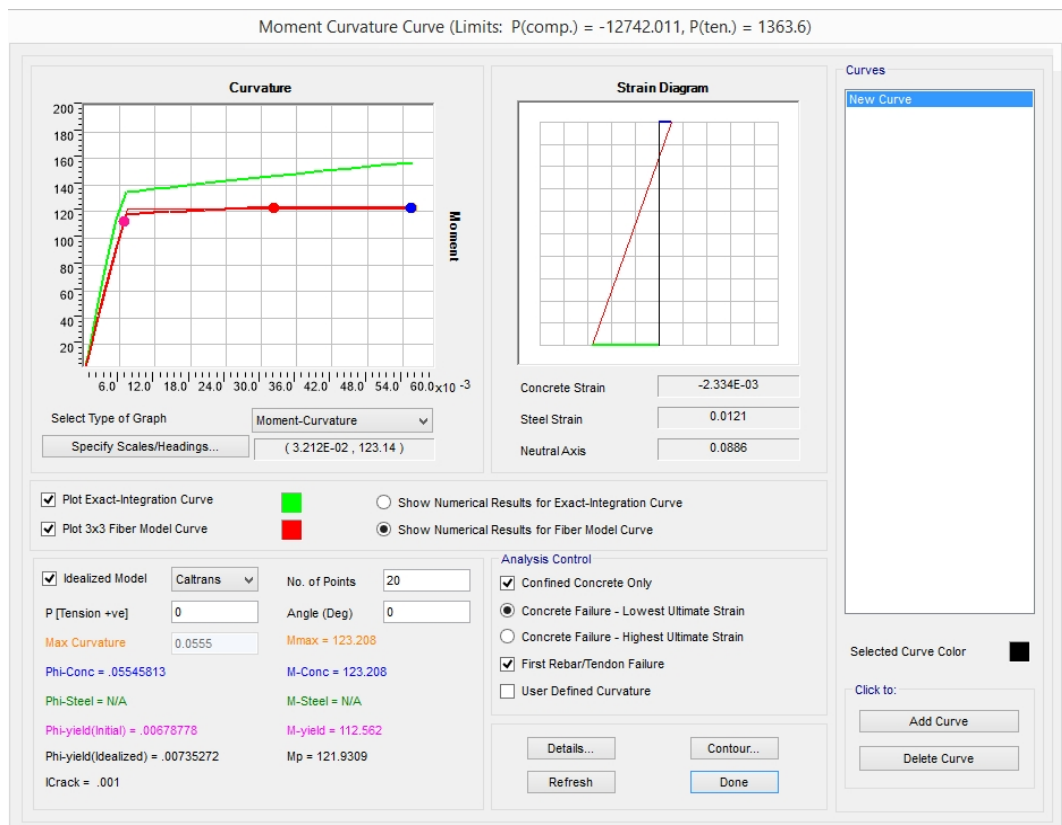
Τα διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων παρουσιάζονται ενδεικτικά για ορισμένα μέλη του φορέα στη συνέχεια.



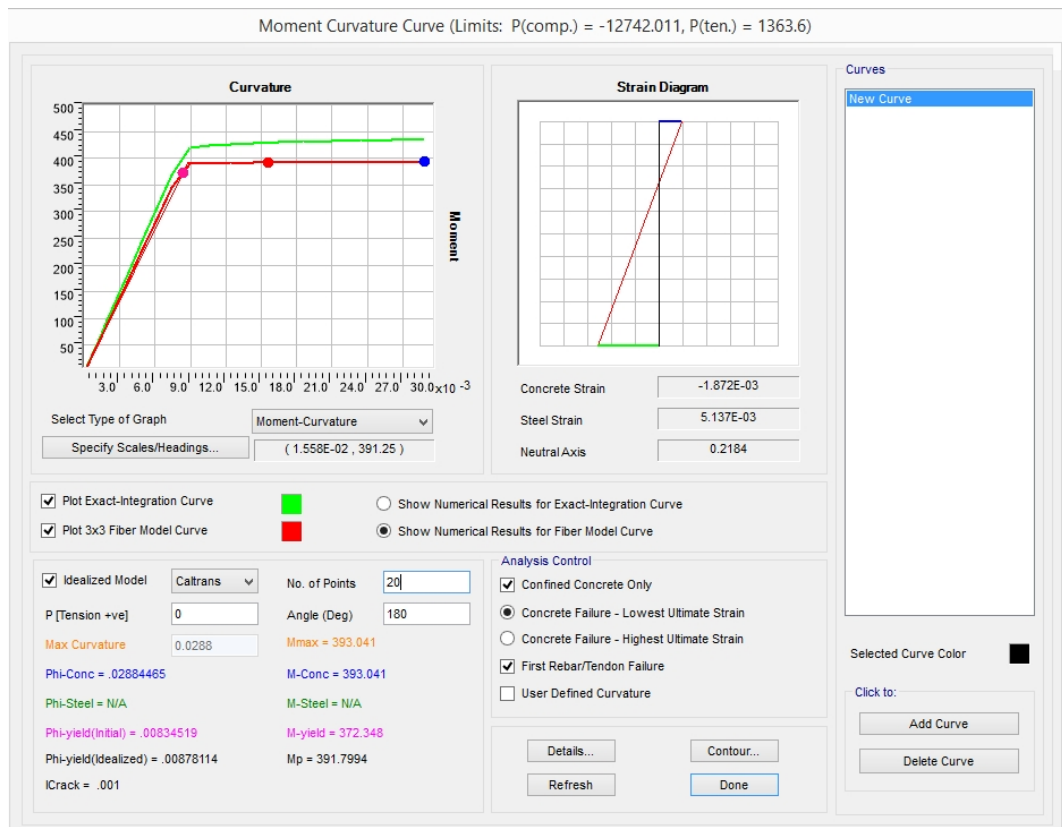
Εικόνα 3.1.9 - K1 (50/50) ισογείου διάγραμμα Μ-φ



Εικόνα 3.1.10 - T3 (200/35) ισογείου διάγραμμα Μ-φ

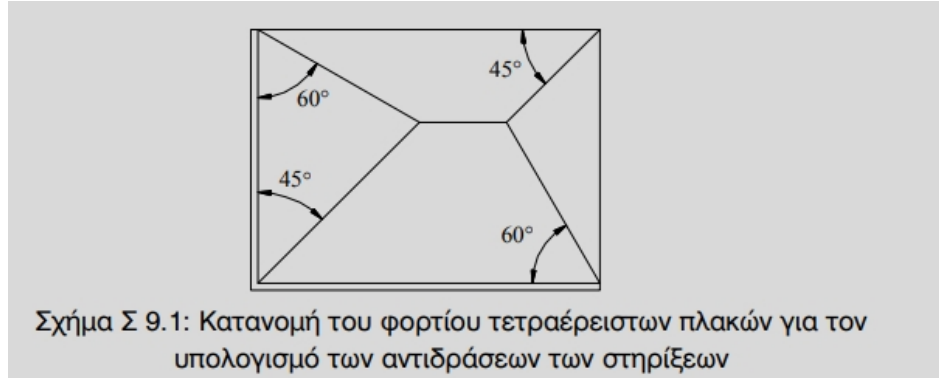


Εικόνα 3.1.11 - Δοκός Δ4 (35/50) ισογείου διάγραμμα Μ-φ (+)



Εικόνα 3.1.12 - Δοκός Δ4 (35/50) ισογείου διάγραμμα Μ-φ (-)

Στο SAP2000 οι πλάκες δεν προσομοιώθηκαν ξεχωριστά. Θεωρήθηκε μόνο πως εξασφαλίζουν την διαφραγματική λειτουργία σε κάθε επίπεδο του κτιρίου. Τα φορτία (μόνιμα και κινητά) που μεταβιβάζονται από αυτές στις δοκούς προέκυψαν από τις γραμμές διαρροής τους σύμφωνα με το παρακάτω σκαρίφημα που προτείνει ο ΕΚΩΣ 2000 (κεφάλαιο 9).



και εφαρμόστηκαν ως ομοιόμορφα φορτία στις δοκούς στήριξης. Στους παρακάτω πίνακες φαίνονται τα φορτία που εφαρμόστηκαν σε κάθε δοκό του κτιρίου.

Για κάθε τυπικό όροφο πλην του δώματος και πλην της οροφής του υπογείου ισχύει ο ακόλουθος πίνακας:

Δοκός	bw (cm)	h (cm)	L (m)	Ιδιο βάρος (kN/m)	Διπλή δρομική τοιχοποιία (kN/m)	[d(m)×25 kN/m <sup>3</sup> x Σεπιφάνεια επιρροής_i (m <sup>2</sup> ) / L (m)]	[1.00kN/m <sup>2</sup> x Σεπιφάνεια επιρροής_i (m <sup>2</sup> ) / L (m)]	Φόρτιση λόγω 1.00kN/m <sup>2</sup> στην επιφάνεια του bw; (vai=0.35, όχι=0.00)	[3.00kN/m <sup>2</sup> x Σεπιφάνεια επιρροής_i (m <sup>2</sup> ) / L (m)]	Φόρτιση λόγω 3.00kN/m <sup>2</sup> στην επιφάνεια του bw; (vai=1.05, όχι=0.00)	ΣΓ (kN/m)	ΣQ (kN/m) = [Σq_i kN/m <sup>2</sup> x Σεπιφάνεια επιρροής_i (m <sup>2</sup> ) / L (m)]	Φόρτιση λόγω q kN/m <sup>2</sup> στην επιφάνεια του bw; (vai=0.88, όχι=0.00)	0.3ΣQ (kN/m)	G+0.3Q (kN/m)
Δ1	35	50	6.05	4.375	9.72	12.89	3.24	0.00	5.21	0.00	35.44	11.85	0.00	3.56	39.00
Δ2	35	50	6.35	4.375	0.00	13.35	3.56	0.35	10.68	1.05	33.37	8.90	0.88	2.94	36.31
Δ3	35	50	4.65	4.375	9.72	17.95	4.59	0.00	9.26	0.00	45.90	15.22	0.00	4.57	50.47
Δ4	35	50	6.35	4.375	0.00	15.83	4.23	0.35	12.67	1.05	38.51	10.56	0.88	3.44	41.95
Δ5	35	50	4.30	4.375	0.00	14.67	3.23	0.35	3.46	1.05	27.14	8.06	0.88	2.69	29.83
Δ6	35	50	6.00	4.375	0.00	13.52	3.61	0.35	10.81	1.05	33.72	9.01	0.88	2.97	36.69
Δ7	35	50	6.20	4.375	9.72	18.90	4.38	0.00	7.12	0.00	44.50	15.93	0.00	4.78	49.28
Δ8	35	50	4.30	4.375	9.72	2.50	0.67	0.00	2.00	0.00	19.27	1.67	0.00	0.51	19.78
Δ9	35	50	4.50	4.375	9.72	19.02	4.41	0.00	7.22	0.00	44.75	16.02	0.00	4.81	49.56
Δ10	35	50	3.35	4.375	9.72	4.03	1.08	0.00	3.23	0.00	22.44	2.69	0.00	0.81	23.25
Δ11	35	50	4.00	4.375	9.72	11.85	2.96	0.00	4.38	0.00	33.29	11.15	0.00	3.35	36.64
Δ12	35	50	4.50	4.375	9.72	10.89	2.71	0.00	3.61	0.00	31.31	10.51	0.00	3.16	34.47
Δ13	35	50	4.85	4.375	0.00	10.42	2.78	0.35	8.34	1.05	27.32	7.08	0.88	2.39	29.71
Δ14	35	50	1.85	4.375	0.0	22.34	5.26	0.35	9.44	1.05	42.82	13.14	0.88	4.21	47.03
Δ15	35	50	4.50	4.375	9.72	2.60	0.70	0.00	2.08	0.00	19.48	1.74	0.00	0.53	20.01
Δ16	35	50	4.85	4.375	0.00	10.42	2.78	0.35	8.34	1.05	27.32	7.08	0.88	2.39	29.71
Δ17	35	50	1.85	4.375	0.00	11.84	3.16	0.35	9.48	1.05	30.26	7.9	0.88	2.64	32.90
Δ18	35	50	3.35	4.375	9.72	4.03	1.08	0.00	3.23	0.00	22.44	2.69	0.00	0.81	23.25
Δ19	35	50	3.85	4.375	9.72	4.50	1.20	0.00	3.60	0.00	23.40	3.00	0.00	0.90	24.30

Για το δώμα (στάθμη 6 - οροφή 4<sup>ου</sup> ορόφου) ισχύει ο παρακάτω πίνακας:

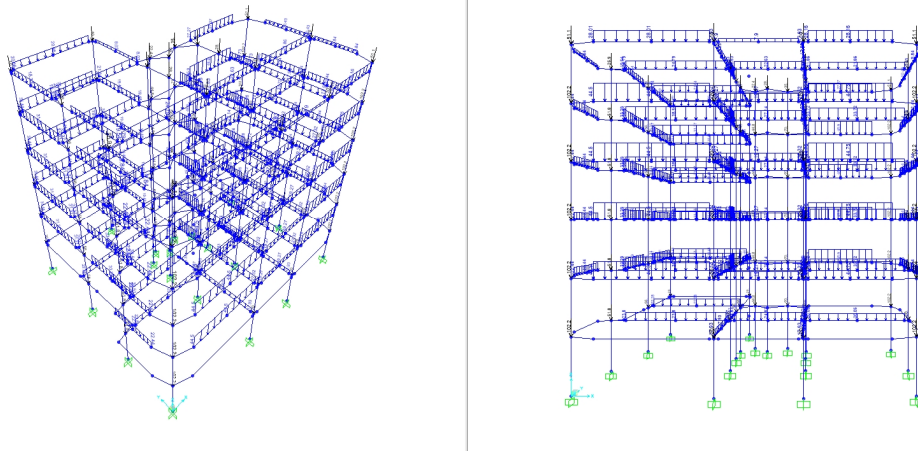
Δοκός	bw (cm)	h (cm)	L (m)	Ιδιο βάρος (kN/m)	Διπλή δρομική τοιχοποιία ΟΧΙ	[d(m)×25 kN/m <sup>3</sup> x Σεπιφάνεια επιρροής_i (m <sup>2</sup> ) / L (m)]	[1.00kN/m <sup>2</sup> x Σεπιφάνεια επιρροής_i (m <sup>2</sup> ) / L (m)]	Φόρτιση λόγω 1.00kN/m <sup>2</sup> στην επιφάνεια του bw; (vai=0.35, όχι=0.00)	Δρομικοί τοίχοι (3.00kN/m <sup>2</sup> ) ΟΧΙ	Φόρτιση λόγω 3.00kN/m <sup>2</sup> στην επιφάνεια του bw; (vai=1.05, όχι=0.00)	ΣΓ (kN/m)	ΣQ (kN/m) = [Σq_i kN/m <sup>2</sup> x Σεπιφάνεια επιρροής_i (m <sup>2</sup> ) / L (m)]	Φόρτιση λόγω q kN/m <sup>2</sup> στην επιφάνεια του bw; (vai=0.70, όχι=0.00)	0.3ΣQ (kN/m)	G+0.3Q (kN/m)
Δ1	35	50	6.05	4.375	0.00	12.89	3.24	0.35	0.00	0.00	20.86	6.48	0.70	2.16	23.02
Δ2	35	50	6.35	4.375	0.00	13.35	3.56	0.35	0.00	0.00	21.64	7.12	0.70	2.35	23.99
Δ3	35	50	4.65	4.375	0.00	17.95	4.59	0.35	0.00	0.00	27.27	9.17	0.70	2.97	30.24
Δ4	35	50	6.35	4.375	0.00	15.83	4.23	0.35	0.00	0.00	24.79	8.45	0.70	2.75	27.54
Δ5	35	50	4.30	4.375	0.00	14.67	3.23	0.35	0.00	0.00	22.63	6.45	0.70	2.15	24.78
Δ6	35	50	6.00	4.375	0.00	13.52	3.61	0.35	0.00	0.00	21.86	7.21	0.70	2.38	24.24
Δ7	35	50	6.20	4.375	0.00	18.90	4.38	0.35	0.00	0.00	28.01	8.75	0.70	2.84	30.85
Δ8	35	50	4.30	4.375	0.00	2.50	0.67	0.35	0.00	0.00	7.90	1.34	0.70	0.62	8.52
Δ9	35	50	4.50	4.375	0.00	19.02	4.41	0.35	0.00	0.00	28.16	8.81	0.70	2.66	31.02
Δ10	35	50	3.35	4.375	0.00	4.03	1.08	0.35	0.00	0.00	9.84	2.15	0.70	0.86	10.70
Δ11	35	50	4.00	4.375	0.00	11.85	2.96	0.35	0.00	0.00	19.54	5.92	0.70	1.99	21.53
Δ12	35	50	4.50	4.375	0.00	10.89	2.71	0.35	0.00	0.00	18.33	5.41	0.70	1.84	20.17
Δ13	35	50	4.85	4.375	0.00	10.42	2.78	0.35	0.00	0.00	17.93	5.66	0.70	1.91	19.84
Δ14	35	50	1.85	4.375	0.00	22.34	5.26	0.35	0.00	0.00	32.33	10.51	0.70	3.37	35.70
Δ15	35	50	4.50	4.375	0.00	2.60	0.70	0.35	0.00	0.00	8.03	1.39	0.70	0.63	8.66
Δ16	35	50	4.85	4.375	0.00	10.42	2.78	0.35	0.00	0.00	17.93	5.66	0.70	1.91	19.84
Δ17	35	50	1.85	4.375	0.00	11.84	3.16	0.35	0.00	0.00	19.73	6.32	0.70	2.11	21.84
Δ18	35	50	3.35	4.375	0.00	4.03	1.08	0.35	0.00	0.00	9.84	2.15	0.70	0.86	10.70
Δ19	35	50	3.85	4.375	0.00	4.50	1.20	0.35	0.00	0.00	10.43	2.40	0.70	0.93	11.36

Για την οροφή του υπογείου (στάθμη 1) ισχύει ο παρακάτω πίνακας:

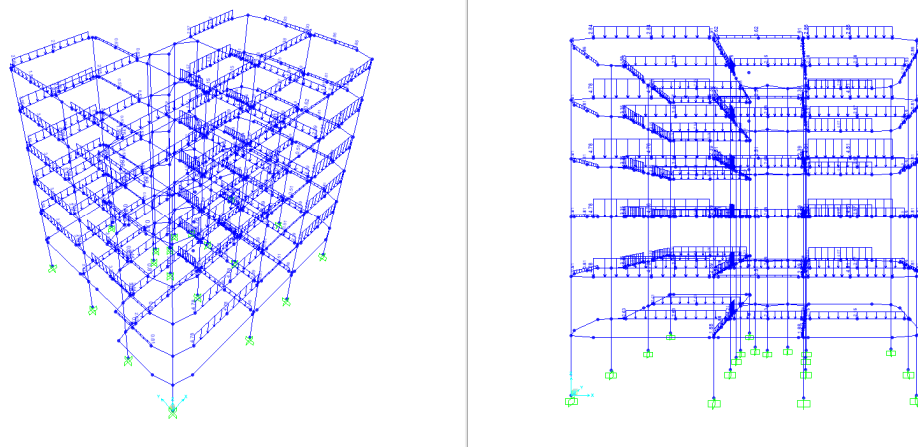
Δοκός	bw (cm)	h (cm)	L (m)	Ιδιο βάρος (kN/m)	Διπλή δρομική τοιχοποιία (kN/m)	[d(m)×25 kN/m <sup>3</sup> x Σεπιφάνεια επιρροής_i (m <sup>2</sup> ) / L (m)]	[1.00kN/m <sup>2</sup> x Σεπιφάνεια επιρροής_i (m <sup>2</sup> ) / L (m)]	Φόρτιση λόγω 1.00kN/m <sup>2</sup> στην επιφάνεια του bw; (vai=0.35, όχι=0.00)	[3.00kN/m <sup>2</sup> x Σεπιφάνεια επιρροής_i (m <sup>2</sup> ) / L (m)]	Φόρτιση λόγω 3.00kN/m <sup>2</sup> στην επιφάνεια του bw; (vai=1.05, όχι=0.00)	ΣΓ (kN/m)	ΣQ (kN/m) = [Σq_i kN/m <sup>2</sup> x Σεπιφάνεια επιρροής_i (m <sup>2</sup> ) / L (m)]	Φόρτιση λόγω q kN/m <sup>2</sup> στην επιφάνεια του bw; (vai=0.88, όχι=0.00)	0.3ΣQ (kN/m)	G+0.3Q (kN/m)
Δ2	35	50	6.35	4.375	0.00	13.85	3.7	0.35	0.00	0.00	22.28	7.40	0.70	2.43	24.71
Δ4	35	50	6.35	4.375	0.00	15.05	4.02	0.35	0.00	0.00	23.80	8.04	0.70	2.63	26.43
Δ5	35	50	4.30	4.375	0.00	16.41	3.69	0.35	0.00	0.00	24.83	7.38	0.70	2.43	27.26
Δ6	35	50	6.00	4.375	0.00	12.09	3.23	0.35	0.00	0.00	20.05	6.46	0.70	2.15	22.20
Δ13	35	50	4.85	4.375	0.00	10.42	2.78	0.35	0.00	0.00	17.93	5.56	0.70	1.88	19.81
Δ14	35	50	1.85	4.375	0.00	22.34	5.26	0.35	0.00	0.00	32.33	10.52	0.70	3.37	35.70
Δ16	35	50	4.85	4.375	0.00	10.42	2.78	0.35	0.00	0.00	17.93	5.56	0.70	1.88	19.81
Δ17	35	50	1.85	4.375	0.00	16.16	4.31	0.35	0.00	0.00	25.20	8.62	0.70	2.80	28.00



Στα ακόλουθα σχήματα αποτυπώνεται ο κτιριακός φορέας με την εφαρμογή στις δοκούς των κατακόρυφων, λόγω μόνιμων (G) και λόγω 30% των κινητών (Q) φορτίων.



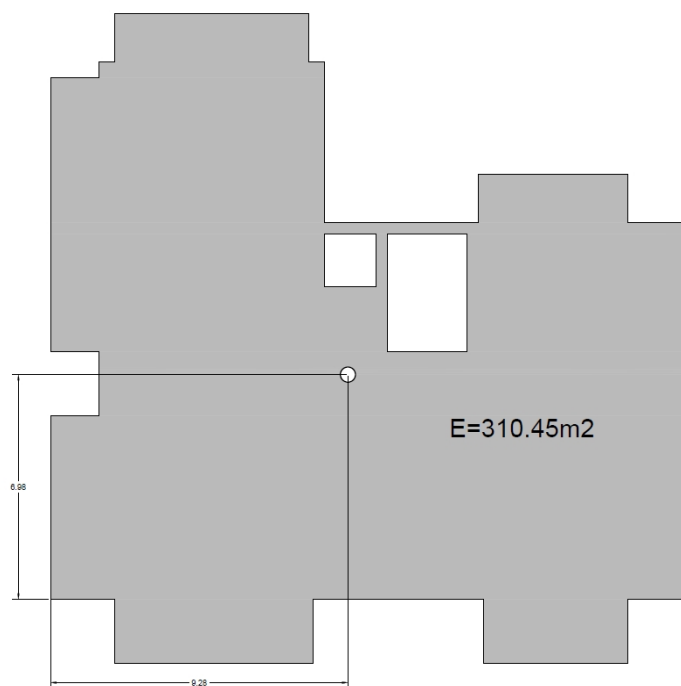
*Εικόνα 3.1.13 - Φόρτιση λόγω G (ίδιο βάρος & μόνιμα φορτία)*



*Εικόνα 3.1.14 - Φόρτιση λόγω 30% Q (κινητά φορτία)*

Οι μάζες του κτιρίου – για την εύρεση των ιδιομορφών και στη συνέχεια για την μη γραμμική δυναμική ανάλυση του κεφαλαίου 5 θεωρήθηκαν συγκεντρωμένες στο κέντρο βάρους κάθε διαφράγματος. Το διάφραγμα ενός τυπικού ορόφου φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα:





Εικόνα 3.1.5 - Διάφραγμα τυπικού ορόφου ( $X_{k\beta}=9.28m$ ,  $Y_{k\beta}=6.98m$ )

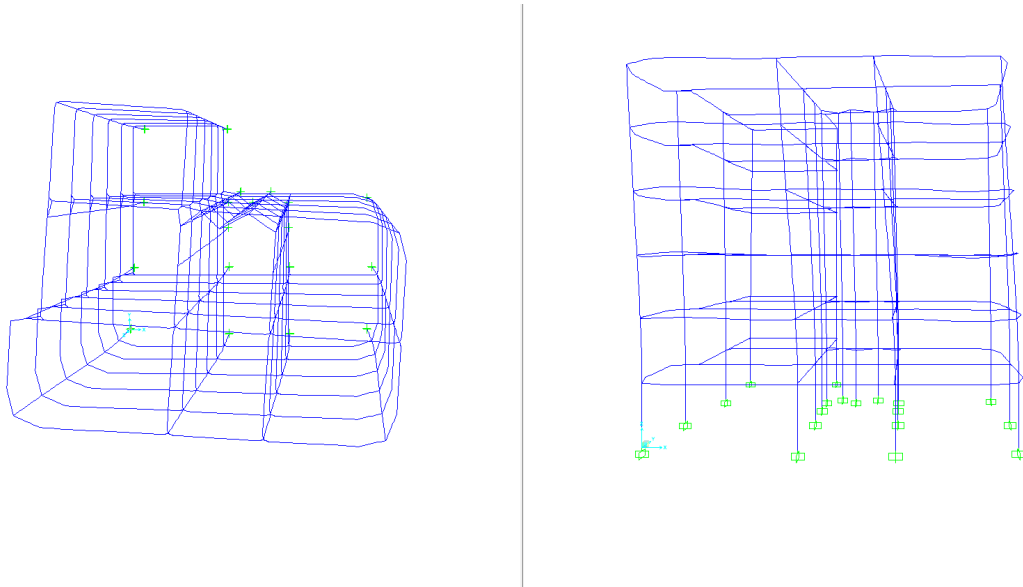
Οι μάζες λόγω  $G+0.30Q$  καθ' ύψος ελήφθησαν από το scada pro και παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

Σταθμη	M (tn)	A (m2)	$I_{xx}(m4)$	$I_{yy}(m4)$	$I_m (tn \times m2)$
Οροφή ισογείου	405	310.45	7897.09	10220.66	23636
Οροφή Α' ορόφου	405	310.45	7897.09	10220.66	23636
Οροφή Β' ορόφου	405	310.45	7897.09	10220.66	23636
Οροφή Γ' ορόφου	405	310.45	7897.09	10220.66	23636
Δώμα - οροφή Δ' ορόφου	239	310.45	7897.09	10220.66	13948
Σύνολο=	1859				

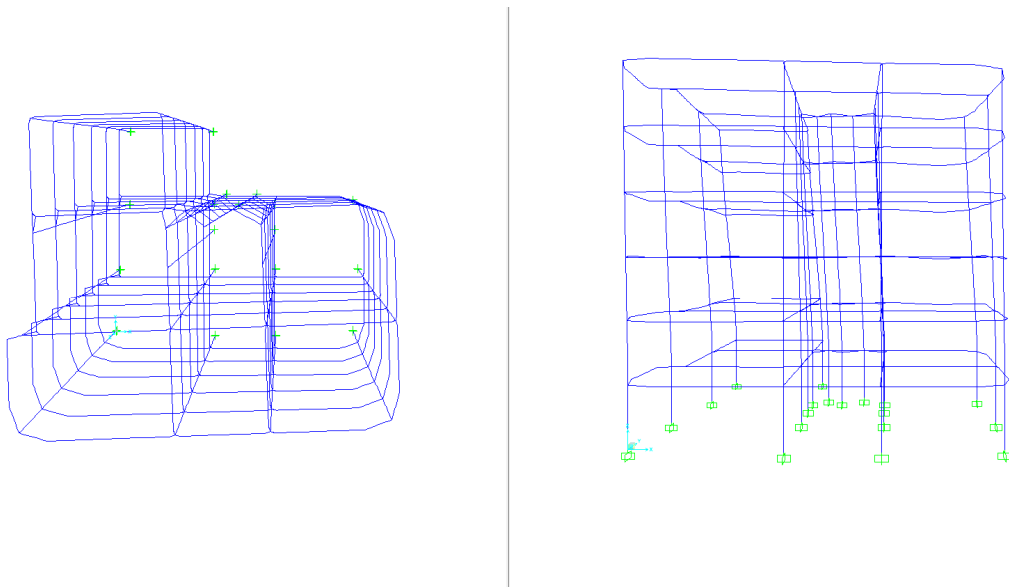
Πίνακας 3.1.16 - Κατανομή μαζών λόγω  $G+0.30Q$

### **3.2 Ιδιομορφική ανάλυση**

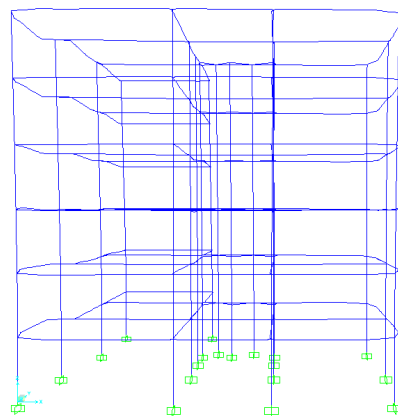
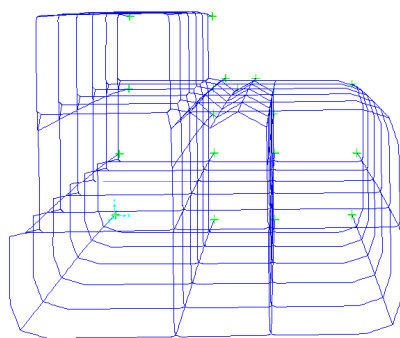
Στην παρούσα παράγραφο παρουσιάζονται συνοπτικά τα αποτελέσματα της ανάλυσης ιδιομορφών (modal analysis) που πραγματοποιήθηκε στο SAP2000 V.22.



*Εικόνα 3.2.1 - 1<sup>η</sup> ιδιομορφή (T=0.38 sec)*



*Εικόνα 3.2.2 - 2<sup>η</sup> ιδιομορφή (T=0.27 sec)*



Εικόνα 3.2.3 - 3<sup>η</sup> ιδιομορφή ( $T=0.17 \text{ sec}$ )

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	SumRX Unitless	SumRY Unitless	SumRZ Unitless
MODAL	Mode	1	0.378763	0.42682	0.0075	0	0.42682	0.0075	0	0.00264	0.1391	0.31231	0.00264	0.1391	0.31231
MODAL	Mode	2	0.265099	0.35097	0.0116	0	0.77779	0.0191	0	0.00387	0.08321	0.42497	0.0065	0.22231	0.73728
MODAL	Mode	3	0.166475	8.513E-05	0.70963	0	0.77787	0.72873	0	0.26336	1.755E-05	0.01981	0.26986	0.22232	0.75709
MODAL	Mode	4	0.10104	0.10838	0.00117	0	0.88625	0.72989	0	0.00286	0.36369	0.06036	0.27272	0.58602	0.81745
MODAL	Mode	5	0.078773	0.05311	0.00304	0	0.93936	0.73293	0	0.00616	0.22617	0.09714	0.27888	0.81218	0.91459
MODAL	Mode	6	0.049985	0.03757	0.00029	0	0.97693	0.73322	0	0.00088	0.10305	0.01173	0.27976	0.91524	0.92632
MODAL	Mode	7	0.041369	0.00391	0.00058	0	0.98083	0.73381	0	0.00172	0.01207	0.04406	0.28148	0.92731	0.97038
MODAL	Mode	8	0.034759	0.01529	2.814E-05	0	0.99612	0.73384	0	9.752E-05	0.05951	0.00156	0.28158	0.98681	0.97194
MODAL	Mode	9	0.029901	2.605E-06	0.20449	0	0.99612	0.93833	0	0.49936	1.183E-06	0.00334	0.78094	0.98681	0.97528
MODAL	Mode	10	0.028668	0.00344	0.00014	0	0.99956	0.93847	0	0.00041	0.01222	0.00187	0.78134	0.99904	0.97715
MODAL	Mode	11	0.028119	0.00041	2.825E-05	0	0.99998	0.9385	0	0.00018	0.00089	0.01737	0.78153	0.99992	0.99452
MODAL	Mode	12	0.022779	2.383E-05	8.309E-05	0	1	0.93858	0	0.00029	7.758E-05	0.00433	0.78182	1	0.99885
MODAL	Mode	13	0.011823	9.397E-07	0.04797	0	1	0.98655	0	0.16477	8.113E-07	0.0009	0.94659	1	0.99975
MODAL	Mode	14	0.008839	1.489E-07	0.01157	0	1	0.99812	0	0.04562	1.444E-07	0.00022	0.99221	1	0.99996
MODAL	Mode	15	0.004988	1.788E-08	0.00188	0	1	1	0	0.00779	2.224E-08	3.564E-05	1	1	1

Πίνακας 3.2.4 - Συμμετοχή κάθε ιδιομορφής στη συνολική απόκριση

## **4. Μη γραμμική στατική ανάλυση του φορέα (pushover)**

### **4.1 Γενικά στοιχεία**

Σύμφωνα με τον EN1998-1 παρ. 4.3.3.4.2 η μη-γραμμική στατική ανάλυση (pushover) είναι η ανάλυση η οποία εκτελείται υπό την δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων. Μπορεί να εφαρμοστεί για τον έλεγχο της στατικής συμπεριφοράς νέων και υπαρχόντων κτιρίων με τους ακόλουθους στόχους:

- α) για τον έλεγχο ή την αναθεώρηση των τιμών του λόγου υπεραντοχής  $a_u/a_1$
- β) για την εκτίμηση των αναμενόμενων πλαστικών μηχανισμών και της κατανομής των βλαβών
- γ) για την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς υπαρχόντων ή ανασχεδιαζόμενων κτιρίων για τους σκοπούς του EN 1998-3
- δ) ως εναλλακτική λύση αντί της μελέτης που βασίζεται σε γραμμική-ελαστική ανάλυση που χρησιμοποιεί τον συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Στην περίπτωση αυτή, η μετακίνηση-στόχος που υποδεικνύεται στην 4.3.3.4.2.6(1) πρέπει να χρησιμοποιείται ως βάση της μελέτης.

Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα (NA) του EN1998 στην παράγραφο 4.3.3.1 αναφέρονται:

Η χρησιμοποίηση μη-γραμμικών μεθόδων σεισμικής ανάλυσης επιτρέπεται μόνον σε συνδυασμό με την γραμμική μέθοδο φασματικής απόκρισης με βάση το φάσμα σχεδιασμού (παρ. 3.2.2.5), για διερεύνηση και εμβάθυνση στα αποτελέσματα της τελευταίας. Τα αποτελέσματα αυτά δεν επιτρέπεται όμως να μειωθούν με χρήση ευνοϊκότερων αποτελεσμάτων μη-γραμμικής μεθόδου σεισμικής ανάλυσης, με εξαίρεση τις ακόλουθες περιπτώσεις:

- α. Κτίρια με σεισμική μόνωση
- β. Για έλεγχο ή διόρθωση του λόγου υπεραντοχής  $a_u/a_1$  σύμφωνα και μέσα στα όρια που ορίζουν οι 5.2.2.2, 6.3.2 και 7.3.2 του EN 1998-1
- γ. Για αποτίμηση της συμπεριφοράς υπαρχόντων ή ενισχυόμενων κτιρίων σύμφωνα με το EN 1998-3

Όσον αφορά την παραμορφωσιακή ικανότητα μελών και τους συναφείς μερικούς συντελεστές ασφαλείας υλικών σε Οριακή Κατάσταση Σεισμικής Αστοχίας, που θα χρησιμοποιηθούν στους σχετικούς ελέγχους μελών, γίνεται αναφορά στις ακόλουθες πηγές:

- α. Πληροφοριακά Παραρτήματα Α έως Γ του EN 1998-3:2005, με χρήση των οριακών παραμορφώσεων που ορίζονται εκεί για την Οριακή Κατάσταση «Σοβαρών Βλαβών»
- β. Για κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος: «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ)» - Κεφάλαιο 7: Προσδιορισμός Συμπεριφοράς Δομικών Στοιχείων, και Κεφάλαιο 9: Έλεγχοι Ασφαλείας, με χρήση των οριακών παραμορφώσεων που ορίζονται εκεί για ανελαστική ανάλυση και έλεγχο στη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής».

Για την πραγματοποίηση των 4 μη γραμμικών στατικών αναλύσεων PUSHOVER +X, PUSHOVER -X, PUSHOVER +Y, PUSHOVER -Y, εφαρμόστηκαν στο κέντρο βάρους κάθε διαφράγματος οι οριζόντιες δυνάμεις κατά X και κατά Y όπως αυτές ελήφθησαν από το scada pro.

Σταθμη	F (kN)
Οροφή ισόγειου	174
Οροφή Α' ορόφου	339
Οροφή Β' ορόφου	508
Οροφή Γ' ορόφου	674
Δώμα - οροφή Δ' ορόφου	500
Σύνολο=	2195

Στα κατακόρυφα μέλη του φορέα (στήλοι και τοιχώματα) ενσωματώθηκαν πλαστικές αρθρώσεις. Συγκεκριμένα σε όλους τους στύλους του κτιρίου ενσωματώθηκαν πλαστικές αρθρώσεις στον πόδα και στην κεφαλή τους, ενώ στα τοιχώματα ενσωματώθηκαν πλαστικές αρθρώσεις μόνο στη βάση τους στο ισόγειο. Σε όλες τις δοκούς του κτιριακού φορέα ενσωματώθηκαν πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα τους. Το μήκος κάθε πλαστικής άρθρωσης θεωρήθηκε κατά προσέγγιση - ίσο με τη μεγαλύτερη διάσταση της διατομής του μέλους.

## 4.2 Ανάλυση PUSHOVER +X / -X

**Load Case Data - Nonlinear Static**

Load Case Name: PUSH\_(+)\_Fx [Set Def Name] [Modify/Show...]

Initial Conditions:  
☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
☒ Continue from State at End of Nonlinear Case [G+0.3Q]

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:  
All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PUSH_Fx	1.
Load Pattern	PUSH_Fx	1.

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:  
Load Application: [Displ Control] [Modify/Show...]  
Results Saved: [Multiple States] [Modify/Show...]  
Nonlinear Parameters: [User Defined] [Modify/Show...]

Analysis Type:  
☐ Linear  
☒ Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters:  
☒ None  
☐ P-Delta  
☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: [MSSSRC1]

[OK] [Cancel]

Πίνακας 4.2.1 - Παράμετροι (I) μη γραμμικής στατικής ανάλυσης PUSHOVER +X

**Load Application Control for Nonlinear Static Analysis**

Load Application Control:  
☐ Full Load  
☒ Displacement Control

Control Displacement:  
☐ Use Conjugate Displacement  
☒ Use Monitored Displacement  
Load to a Monitored Displacement Magnitude of [0.7]

Monitored Displacement:  
☒ DOF [U1] at Joint [309]  
☐ Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements:  
[None] [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Πίνακας 4.2.2 - Παράμετροι (II) μη γραμμικής στατικής ανάλυσης PUSHOVER +X – έλεγχος μετακίνησης κόμβου κορυφής (309)

S

Nonlinear Parameters

×

Solution Control

Maximum Total Steps per Stage

1000

Maximum Null (Zero) Steps per Stage

100

Use Event-to-event Stepping

Yes

Event Lumping Tolerance (Relative)

1.000E-03

Maximum Events per Step

24

Use Iteration

Yes

Maximum Constant-Stiff Iterations per Step

10

Maximum Newton-Raphson Iter. per Step

40

Iteration Convergence Tolerance (Relative)

1.000E-04

Use Line Search

Yes

Max Line Searches per Iteration

20

Line-search Acceptance Tol. (Relative)

0.1

Line-search Step Factor

1.618

Target Force Iteration

Maximum Iterations per Stage

10

Convergence Tolerance (Relative)

0.01

Acceleration Factor

1.

Continue Analysis If No Convergence

No

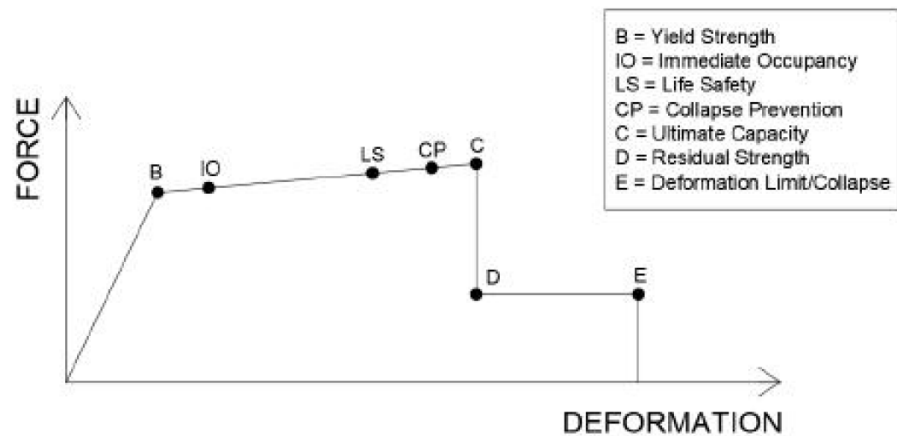
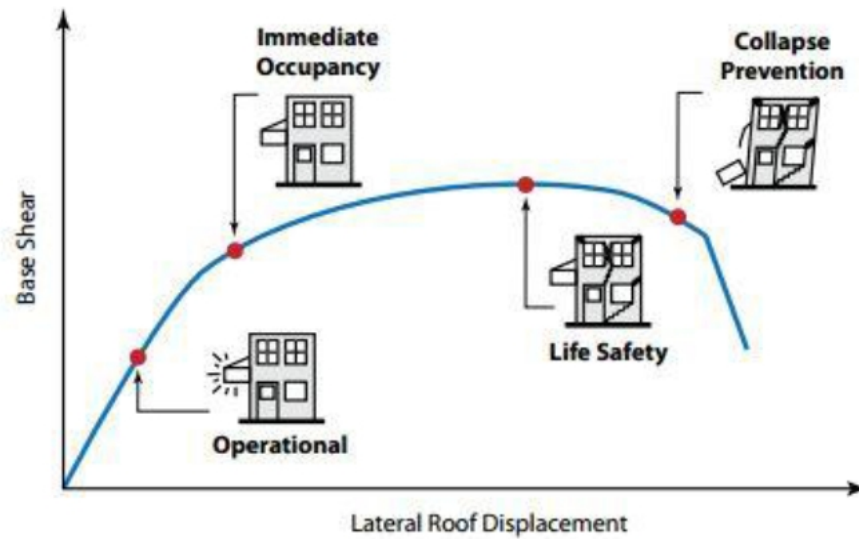
Reset To Defaults

OK

Cancel

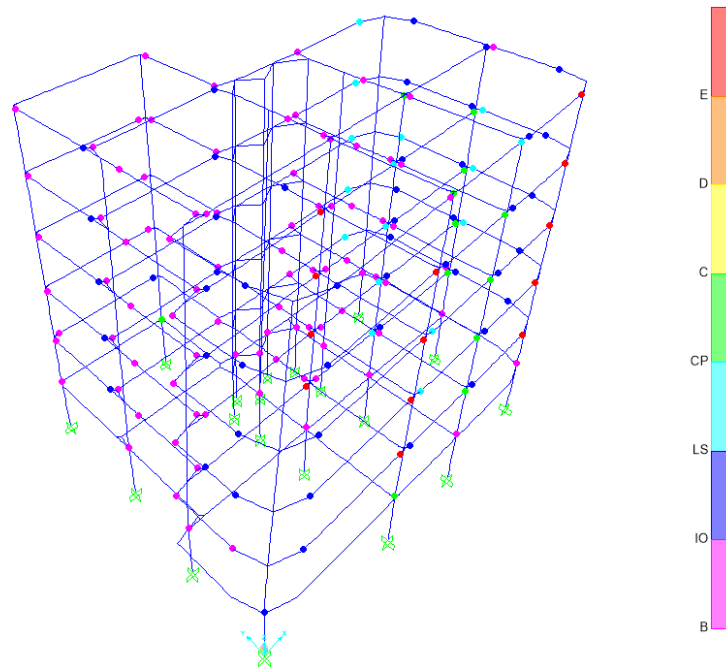
Πίνακας 4.2.3 - Παράμετροι (III) μη γραμμικής στατικής ανάλυσης PUSHOVER +X

**Βοηθητικά σκαριφήματα για την κατανόηση των σχημάτων που ακολουθούν  
FEMA 356 performance level concept**



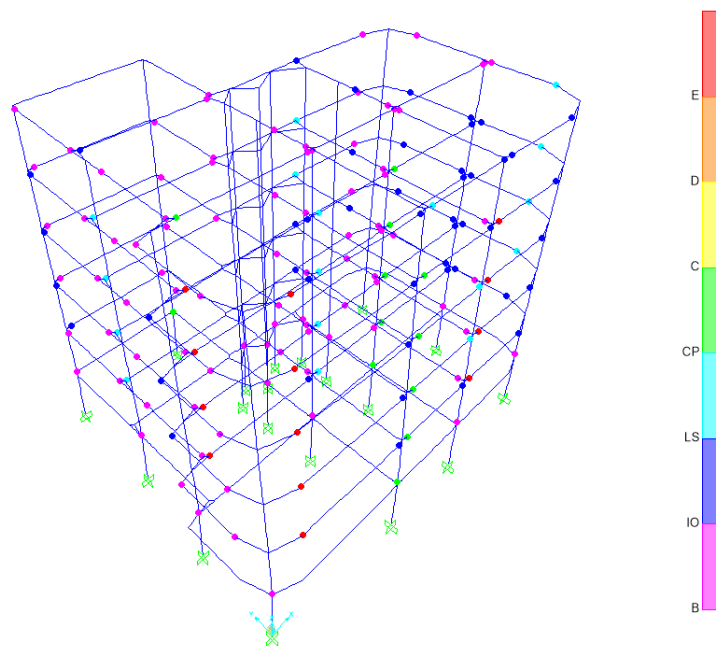
*B = yield strength*  
*IO = Immediate Occupancy*  
*LS = Life Safety*  
*CP = Collapse Prevention*  
*C = Ultimate Capacity*  
*D = Residual strength*  
*E = Deformation limit/collapse*





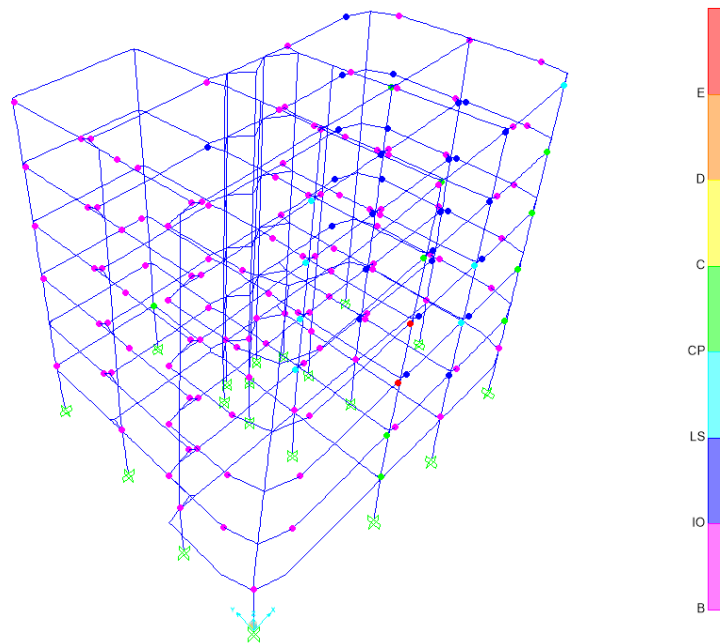
*Εικόνα 4.2.4 - Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στην οριακή μετακίνηση +X ( $\delta \sim 0.30m$ )*

Από την παραπάνω εικόνα 4.2.4 φαίνεται πως στην οριακή μετακίνηση αστοχίας ( $\delta \sim 0.68m$  της ανώτατης στάθμης του κτιρίου), αφενός μεν δεν σχηματίζεται καμία πλαστική άρθρωση σε κατακόρυφο μέλος (στήλος ή τοίχωμα) σε κανέναν όροφο πλην του ισογείου αφετέρου όμως σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε πληθώρα δοκών. Το γεγονός αυτό θεωρείται ικανοποιητικό μιας και συμβαδίζει με τις απαιτήσεις του EN1998. Παρόμοια κατάσταση παρατηρείται και για τη μη γραμμική στατική φόρτιση κατά  $-X$ .

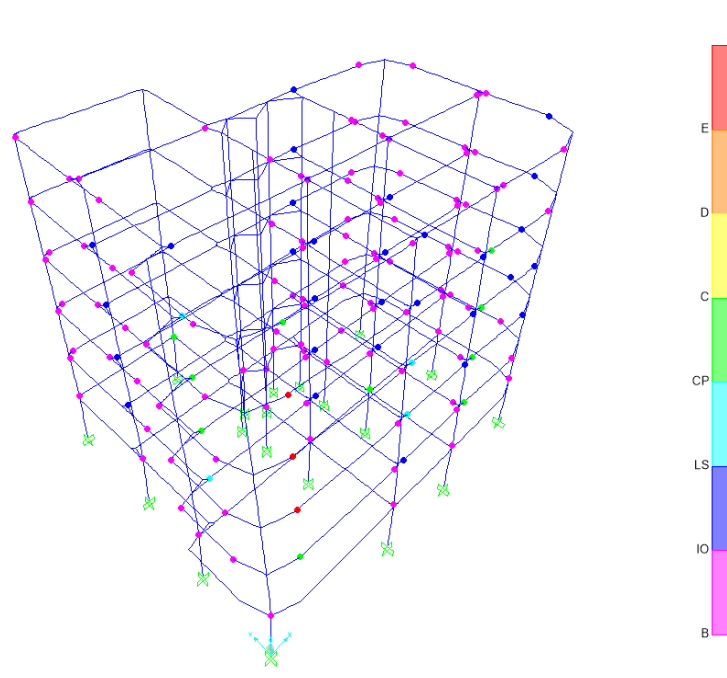


*Εικόνα 4.2.5 - Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στη μετακίνηση αστοχίας -X ( $\delta \sim 0.30m$ )*

Στη συνέχεια θα παρουσιαστεί η κατανομή πλαστικών αρθρώσεων κατά τη μετακίνηση διαρροής του κτιριακού φορέα η οποία ισούται με  $\delta y \sim 0.20m$ .



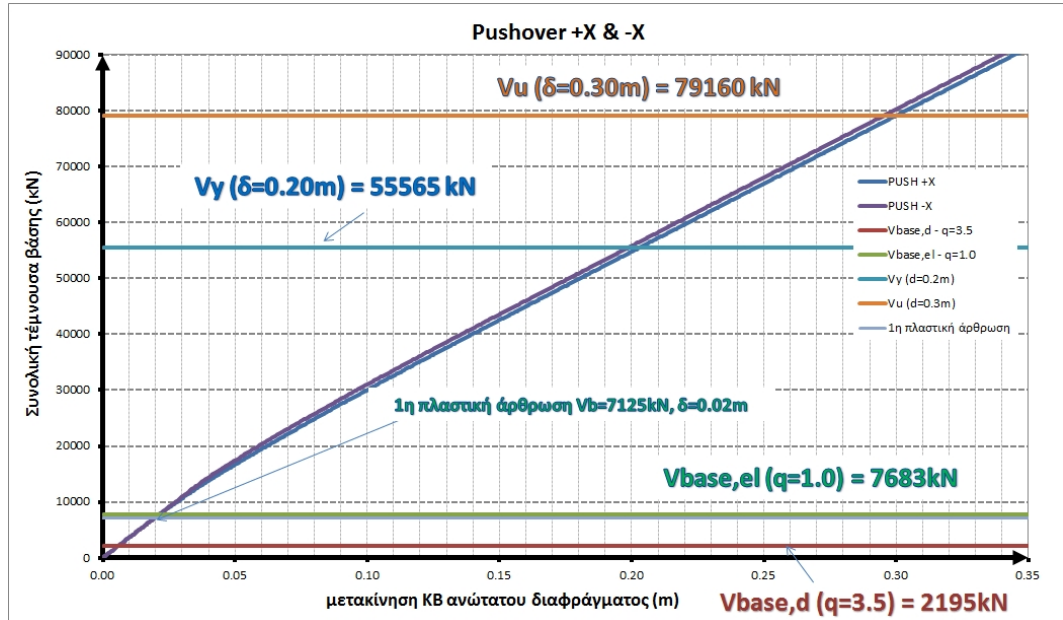
Εικόνα 4.2.6 - Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στη μετακίνηση διαρροής +X ( $\delta \sim 0.20m$ )



Εικόνα 4.2.7 - Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στη μετακίνηση διαρροής -X ( $\delta \sim 0.20m$ )

Από τις παραπάνω εικόνες 4.2.6 & 4.2.7 φαίνεται πως στη μετακίνηση διαρροής του κτιριακού φορέα ( $\delta y \sim 0.20m$ ), δεν σχηματίζεται καμία πλαστική άρθρωση σε κατακόρυφο μέλος (στήλος ή τοίχωμα) σε κανέναν όροφο πλην του ισογείου - όμως σχηματίζονται εν γένει αρκετά πρόωρα πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς και συγκεκριμένα πιο έντονα στις

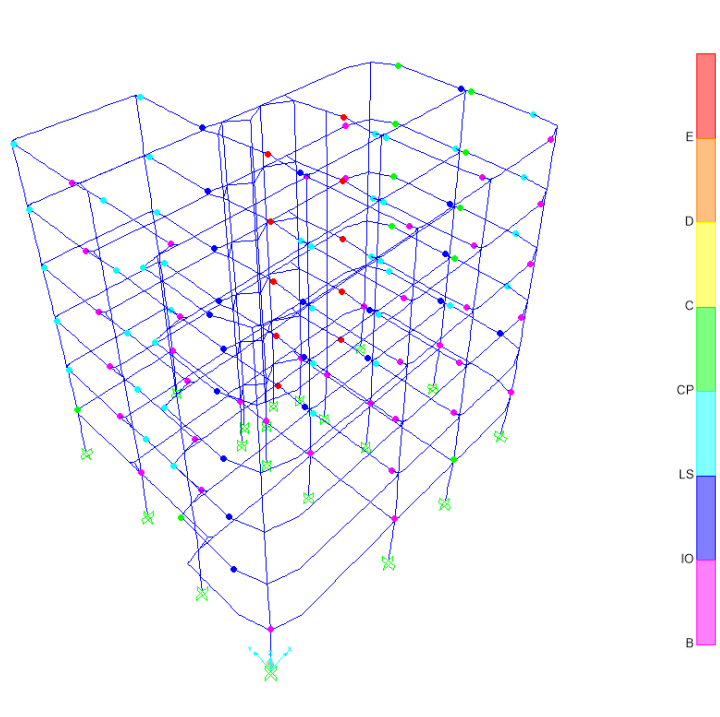
δοκούς της πρόσοψης (δοκοί Δ7,Δ8,Δ9). Το γεγονός αυτό δεν θεωρείται ικανοποιητικό να συμβαίνει τόσο νωρίς δηλαδή μόλις ο κτιριακός φορέας αρχίζει να διέρχεται στον πλαστικό κλάδο και αποδεικνύει την περιορισμένη πλαστιμότητα που διαθέτει το κτίριο ως κατά βάση τοιχωματικό – (δες αποτελέσματα scada pro παρ.2.2).



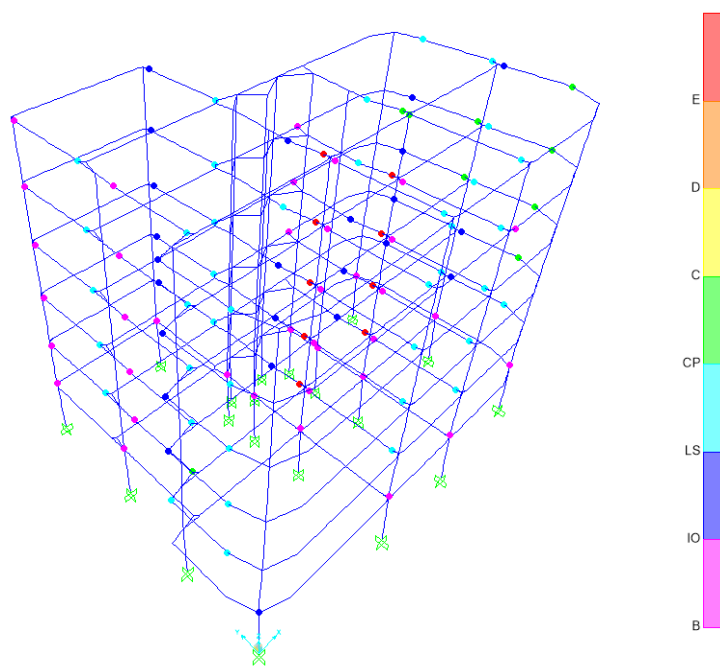
Διάγραμμα 4.2.8 - Καμπύλες τέμνουσας βάσης +/- X (kN) - μετακίνησης κορυφής κτιρίου (m)

#### **4.3 Ανάλυση PUSHOVER +Y / -Y**

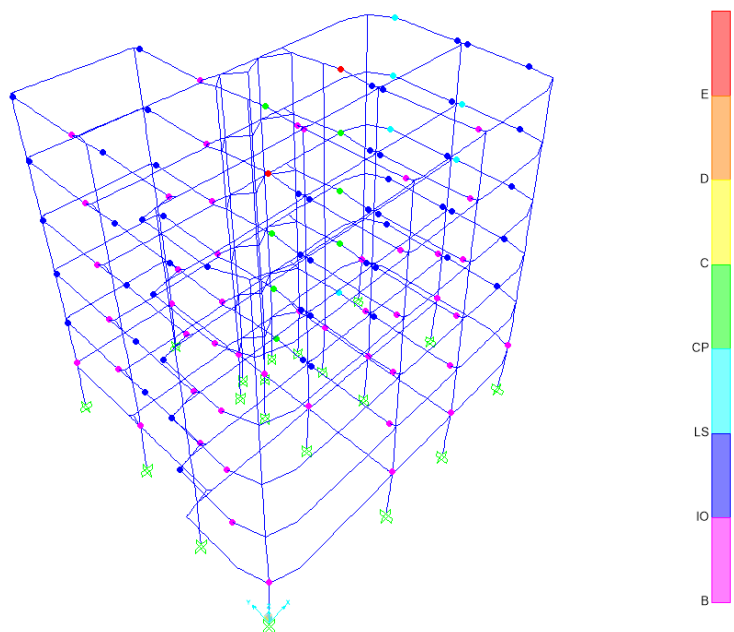
Κατ' αντιστοιχία με την προηγούμενη παράγραφο, για τις μη γραμμικές στατικές αναλύσεις κατά +Y και κατά -Y, λαμβάνουμε τους κάτωθι μηχανισμούς πλαστικών αρθρώσεων.



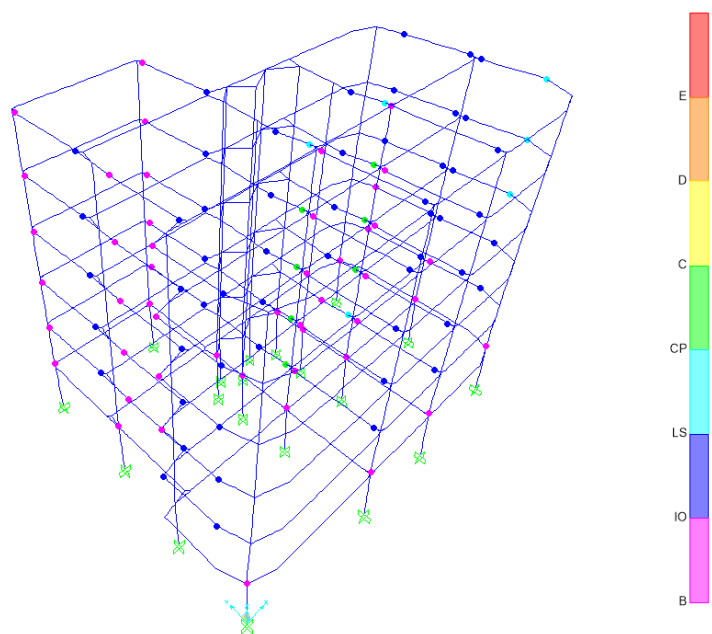
Εικόνα 4.3.1 - Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στην οριακή μετακίνηση +Y ( $\delta \sim 0.30m$ )



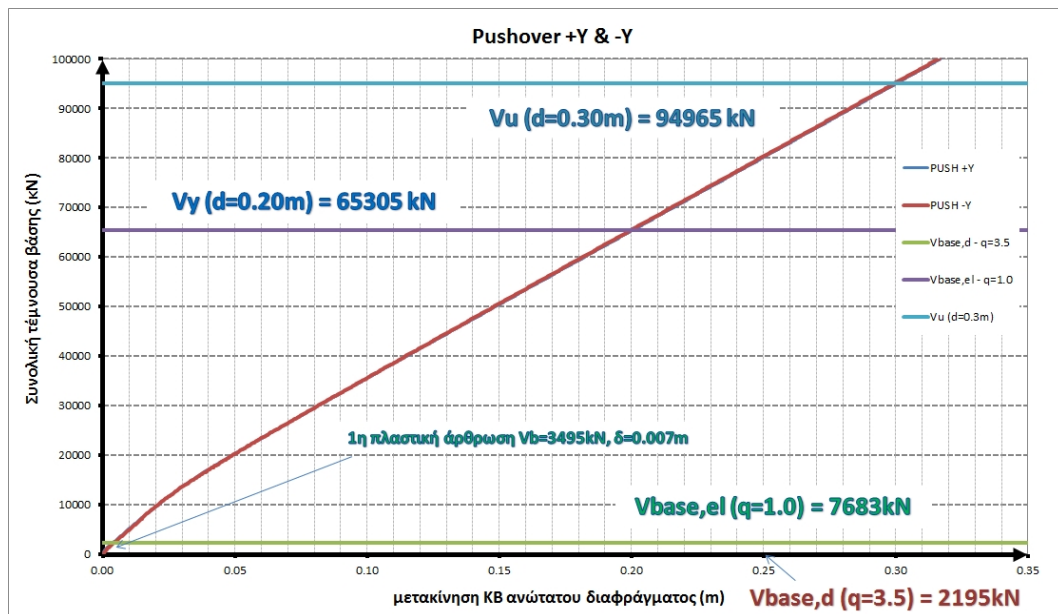
Εικόνα 4.3.2 - Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στην οριακή μετακίνηση -Y ( $\delta \sim 0.30m$ )



Εικόνα 4.3.3 - Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στη μετακίνηση διαρροής +Y ( $\delta \sim 0.20m$ )



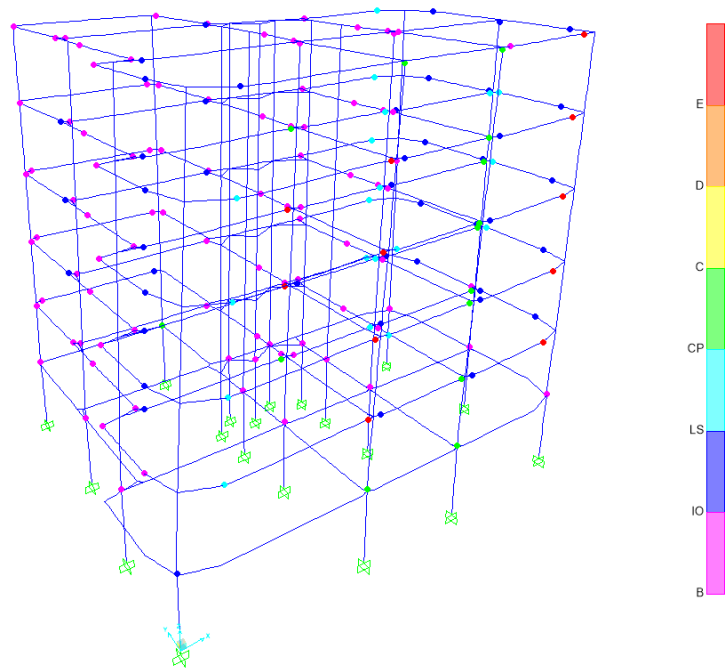
Εικόνα 4.3.4 - Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στη μετακίνηση διαρροής -Y ( $\delta \sim 0.20m$ )



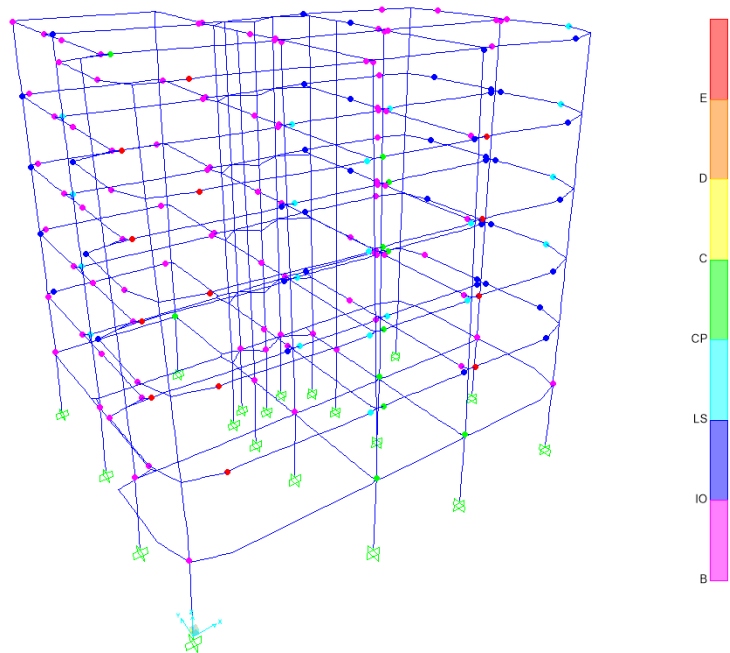
Διάγραμμα 4.3.5 - Καμπύλες τέμνουσας βάσης +/- Y (kN) - μετακίνησης κορυφής κτιρίου (m)

#### **4.4 Αξιολόγηση και βελτίωση του μηχανισμού πλαστικών αρθρώσεων**

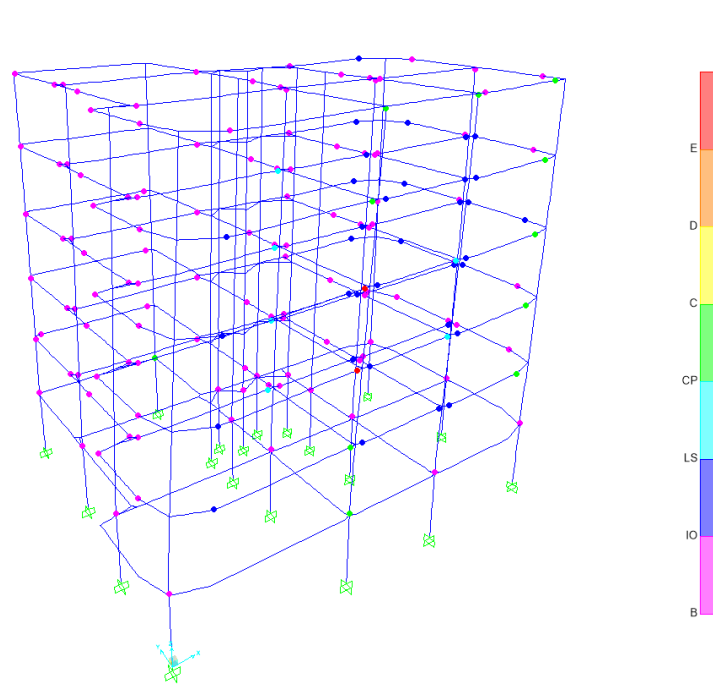
Από τις παραπάνω εικόνες 4.2.5 έως 4.2.7 και 4.3.1 έως 4.3.4 συμπεραίνεται πως πρέπει να γίνει προσπάθεια περιορισμού των αναπτυσσόμενων πλαστικών αρθρώσεων κατά τη μετακίνηση διαρροής ( $\delta_y \sim 0.20 \text{ m}$ ) και για τις 2 δ/νσεις ελέγχου. Επιλέγεται η αύξηση του πλάτους των δοκών από 35 cm σε 40 cm, με σκοπό την αύξηση της αντοχής τους ώστε να μην αναπτύσσονται πρόωρα οι πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα τους. Στη συνέχεια εκπονούνται οι αντίστοιχες μη γραμμικές στατικές αναλύσεις όπως στην παρ. 4.3 και προκύπτουν τα κάτωθι αποτελέσματα:



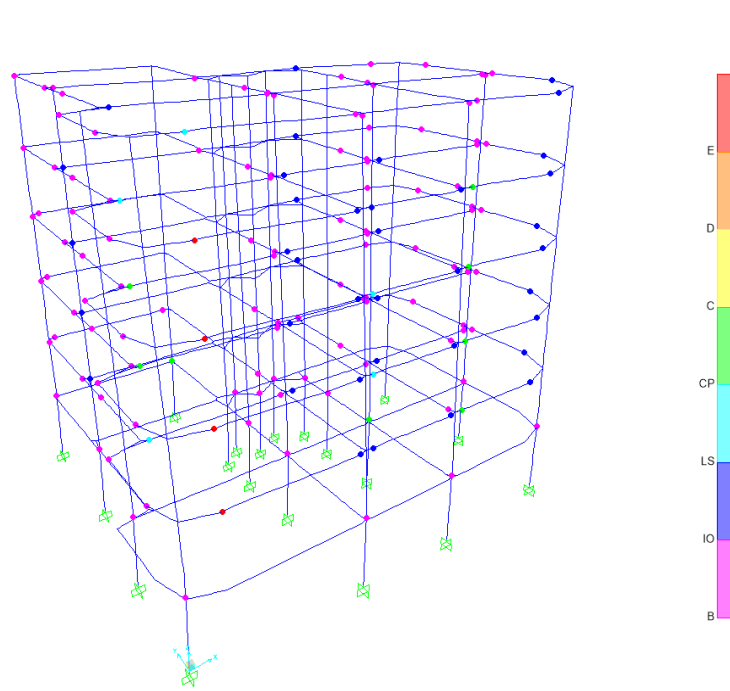
Εικόνα 4.4.1 - Νέα κατανομή πλαστ. αρθρώσεων στη μετακίνηση αστοχίας +X ( $\delta \sim 0.30m$ )



Εικόνα 4.4.2 - Νέα κατανομή πλαστ. αρθρώσεων στη μετακίνηση αστοχίας -X ( $\delta \sim 0.30m$ )

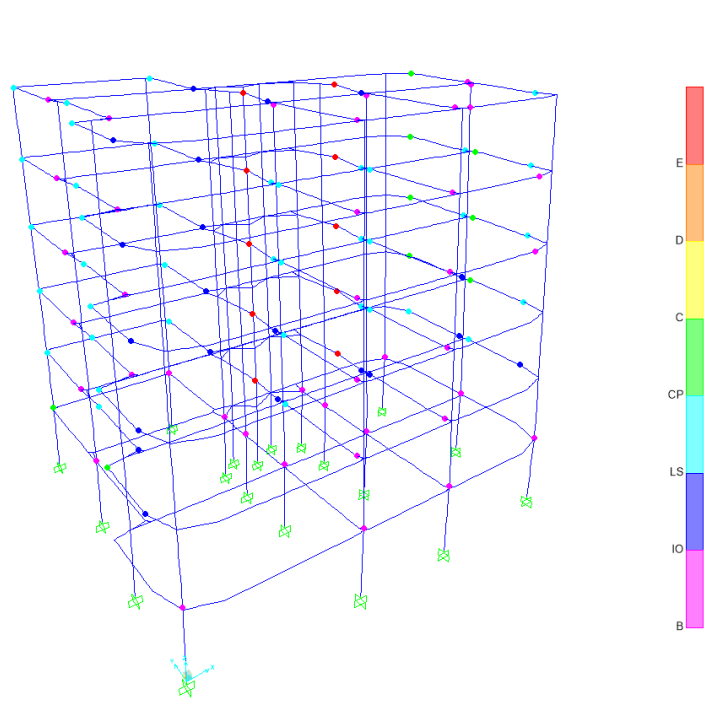


Εικόνα 4.4.3 - Νέα κατανομή πλαστ. αρθρώσεων στη μετακίνηση διαρροής +X ( $\delta \sim 0.20m$ )

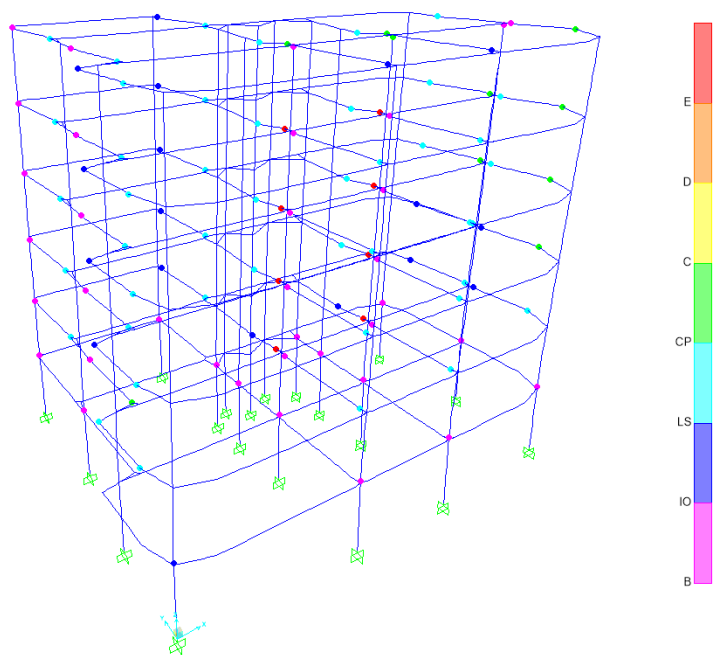


Εικόνα 4.4.4 - Νέα κατανομή πλαστ. αρθρώσεων στη μετακίνηση διαρροής -X ( $\delta \sim 0.20m$ )

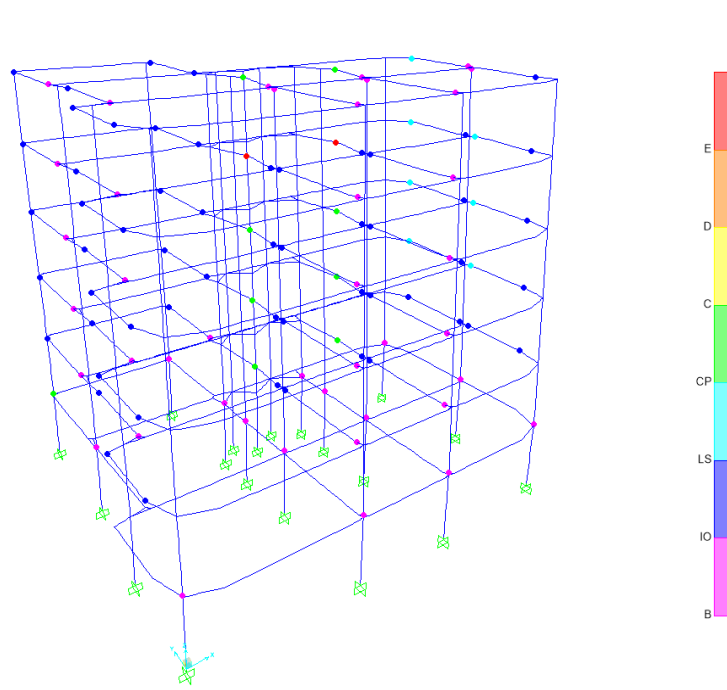




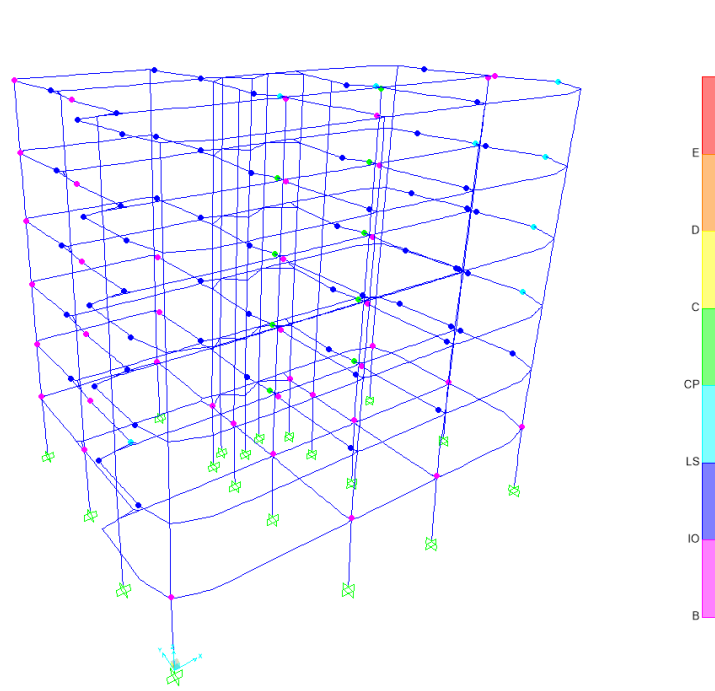
Εικόνα 4.4.5 - Νέα κατανομή πλαστ. αρθρώσεων στη μετακίνηση αστοχίας +Y ( $\delta \sim 0.30m$ )



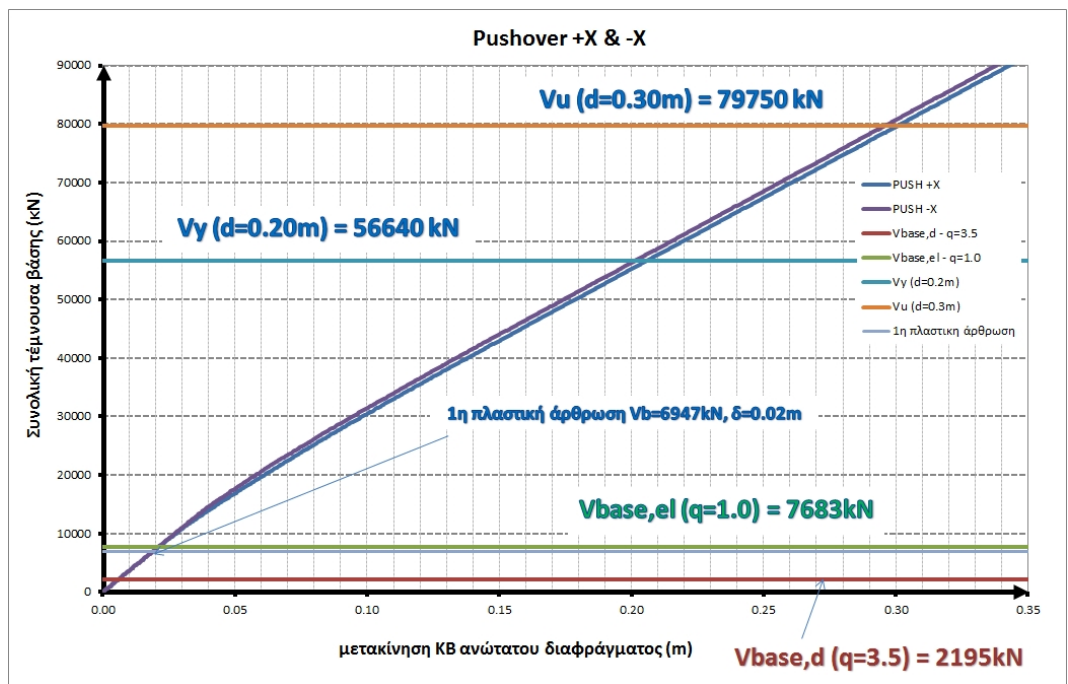
Εικόνα 4.4.6 - Νέα κατανομή πλαστ. αρθρώσεων στη μετακίνηση αστοχίας -Y ( $\delta \sim 0.30m$ )



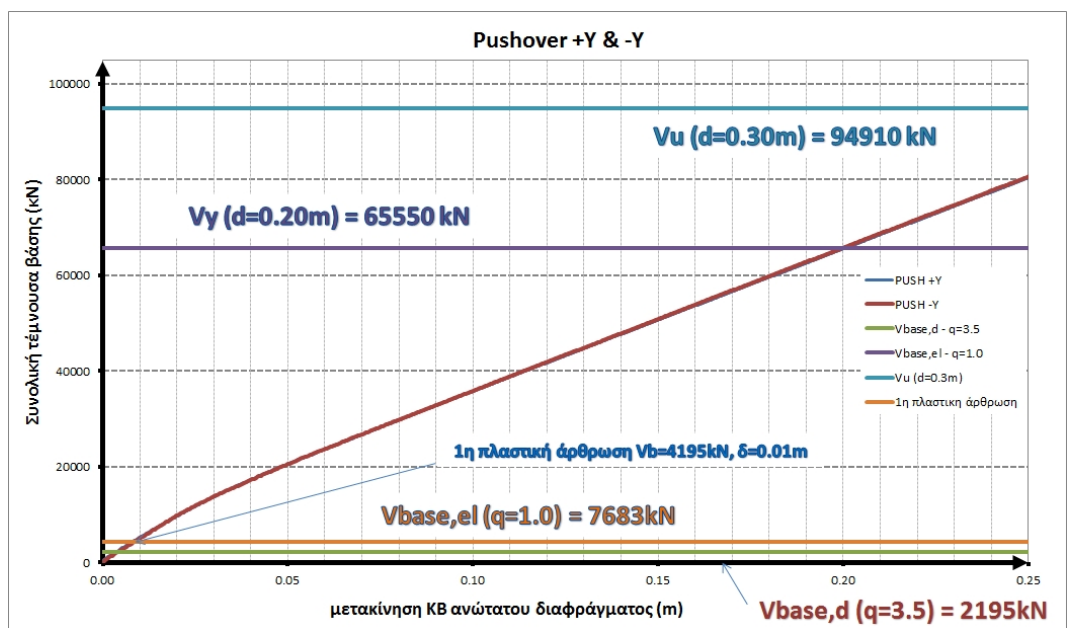
Εικόνα 4.4.7 - Νέα κατανομή πλαστ. αρθρώσεων στη μετακίνηση διαρροής +Y ( $\delta \sim 0.20m$ )



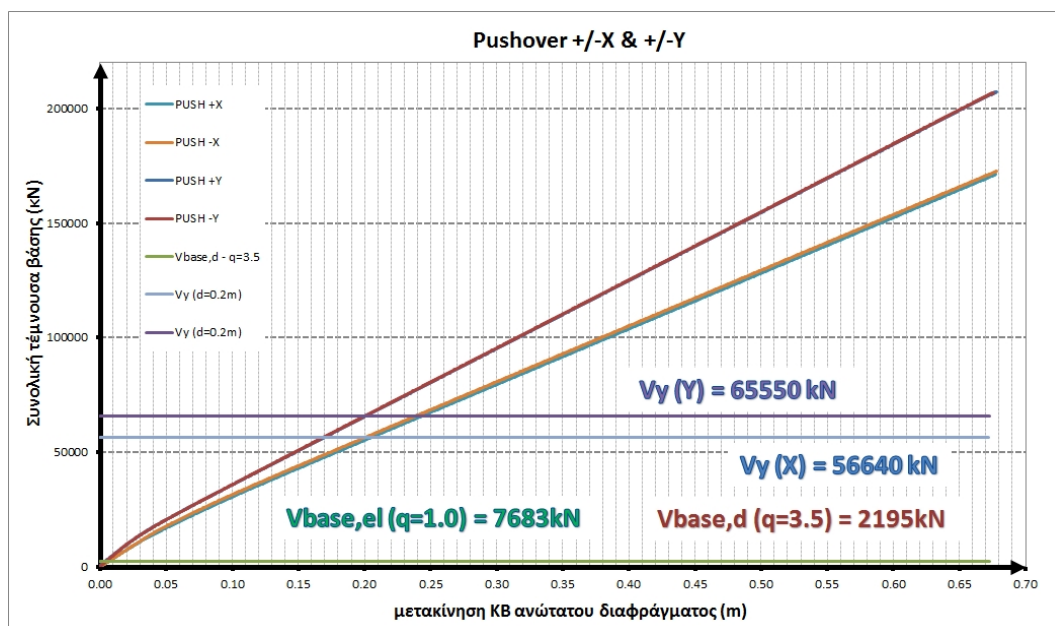
Εικόνα 4.4.8 - Νέα κατανομή πλαστ. αρθρώσεων στη μετακίνηση διαρροής -Y ( $\delta \sim 0.20m$ )



Διάγραμμα 4.4.9 - Νέες καμπύλες (+/-X)  $V_{base} - \delta$



Διάγραμμα 4.4.10 - Νέες καμπύλες (+/-Y)  $V_{base} - \delta$



Διάγραμμα 4.4.11 - Νέες καμπύλες  $V_{base}(\delta)$  +X/-X & +/-Y [ $\delta=0.00\sim0.70m$ ]

## 5. Μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (time history)

### 5.1 Γενικά στοιχεία

Σύμφωνα με τον EN1998 παρ. 4.3.3.4.3 η μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας είναι η ανάλυση που πραγματοποιείται λαμβάνοντας υπόψη τα παρακάτω:

(1) Η απόκριση του φορέα ως συνάρτηση του χρόνου μπορεί να ληφθεί με άμεση αριθμητική ολοκλήρωση των διαφορικών εξισώσεων της κίνησης, χρησιμοποιώντας τα επιταχυνσιογραφήματα που ορίζονται στην 3.2.3.1 ως προσομοίωση των εδαφικών κινήσεων.

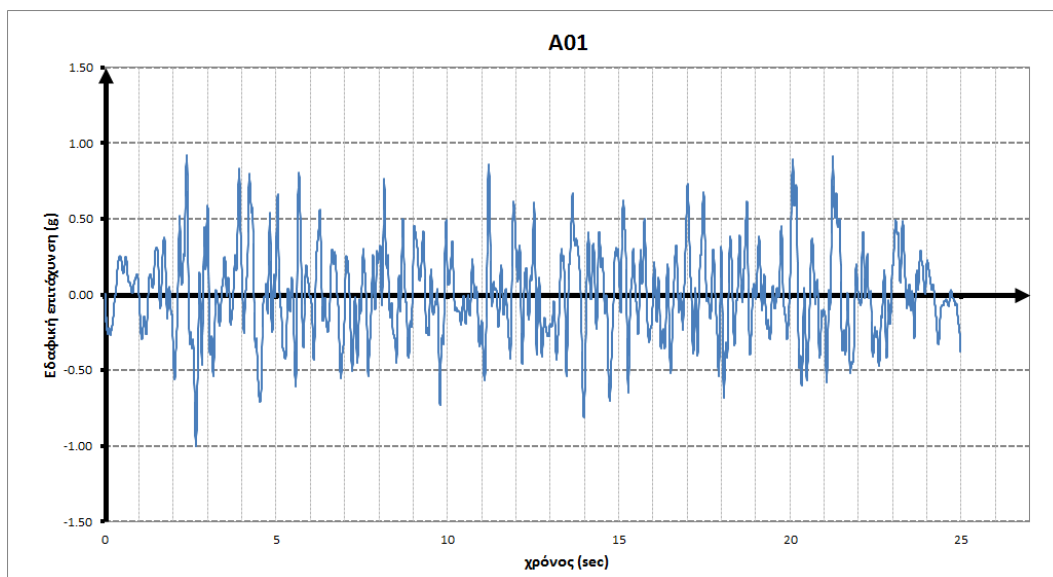
(2) Τα προσομοιώματα φερόντων στοιχείων πρέπει να ικανοποιούν τις 4.3.3.4.1(2)-(4) και να έχουν συμπληρωθεί με κανόνες που περιγράφουν την συμπεριφορά στοιχείων υπό μετελαστικούς κύκλους αποφόρτισης-επαναφόρτισης. Αυτοί οι κανόνες πρέπει να απεικονίζουν ρεαλιστικά την απόδοση ενέργειας από το στοιχείο στο εύρος των μετακινήσεων που αναμένονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

(3) Εάν η απόκριση λαμβάνεται από τουλάχιστον 7 μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας με εδαφικές κινήσεις σύμφωνα με την 3.2.3.1, η μέση τιμή των μεγεθών απόκρισης από όλες τις αναλύσεις αυτές πρέπει να χρησιμοποιηθεί ως τιμή σχεδιασμού του εντατικού μεγέθους ή της μετακίνησης  $E_d$  στους σχετικούς ελέγχους της 4.4.2.2. Διαφορετικά, πρέπει να χρησιμοποιείται ως  $E_d$  η δυσμενέστερη τιμή του μεγέθους απόκρισης που προκύπτει από τις αναλύσεις.

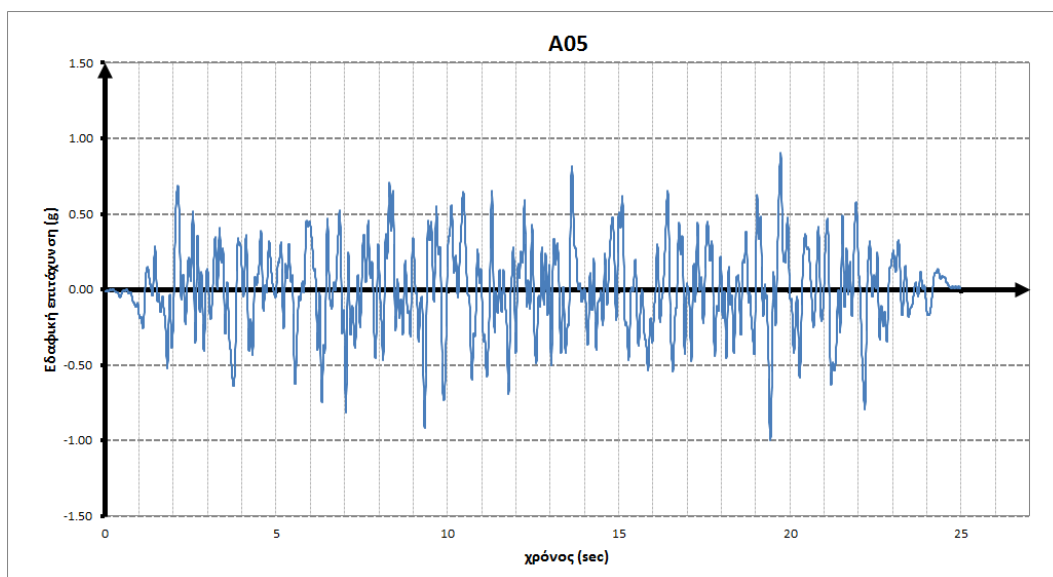
## **5.2 Στοιχεία για την ανάλυση**

Το μοντέλο ραβδωτών πεπερασμένων στοιχείων που θα χρησιμοποιηθεί για τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις, καθώς και οι ιδιότητες των διατομών είναι όμοια με αυτά που χρησιμοποιήθηκαν και για τις μη γραμμικές στατικές αναλύσεις, με τη μόνη διαφοροποίηση το γεγονός πως επειδή πρόκειται για δυναμική ανάλυση, η μάζα (λόγω  $G+0.3Q$ ) κάθε στάθμης εφαρμόζεται στον κόμβο του εκάστοτε διαφράγματος. Ο πίνακας 3.1.16 με τις εφαρμοζόμενες μάζες παρουσιάστηκε στο κεφ.3.1.

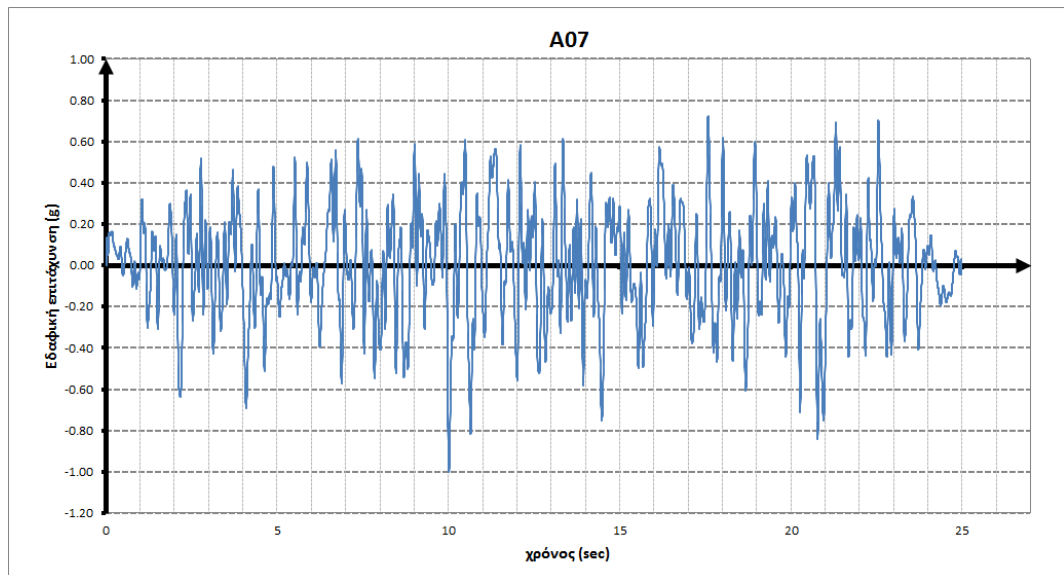
Η εισαγωγή της σεισμικής δράσης γίνεται στη θεμελίωση με 3 τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα ( $A_{eff}=1.00g$ , soil D -  $S=1.35$ ) κατάλληλα κλιμακούμενα για Z1 (0.16g) και έδαφος κατηγορίας B ( $S=1.20$ ). Τα επιταχυνσιογραφήματα που χρησιμοποιούνται (χωρίς κλιμάκωση) αποτυπώνονται στα παρακάτω γραφήματα:



*Διάγραμμα 5.2.1 - επιταχυνσιογράφημα TH\_A01 (g)*



*Διάγραμμα 5.2.2 - επιταχυνσιογράφημα TH\_A05 (g)*



Διάγραμμα 5.2.3 - επιταχυνσιογράφημα TH\_A07 (g)

Η σεισμική απόκριση λαμβάνεται κάθε φορά ως συνδυασμός 2 επιταχυνσιογραφημάτων κατά Χ(+45) και κατά Υ(+45), οπότε προκύπτουν τα κάτωθι ζεύγη:

		X		
		A01	A05	A07
Y	A01	A01-A01	A01-A05	A01-A07
	A05	A05-A01	A05-A05	A05-A07
	A07	A07-A01	A07-A05	A07-A07

Για την απευθείας ολοκλήρωση της εξίσωσης κίνησης επιλέχθηκε η μέθοδος των H.M. Hilber, T.J.R. Hughes και R.L. Taylor ( $\alpha=0.25$ ,  $\beta=0.390625$ ,  $\gamma=0.75$ ), ενώ η απόσβεση θεωρήθηκε ιξώδης και αναλογική (viscous proportional) με τις ακόλουθες παραμέτρους:

Viscous Proportional Damping

Mass Proportional Coefficient

Stiffness Proportional Coefficient

☐ Direct Specification
☒ Specify Damping by Period
☐ Specify Damping by Frequency

0.9756
1/sec

2.482E-03
sec

Period
Frequency
Damping

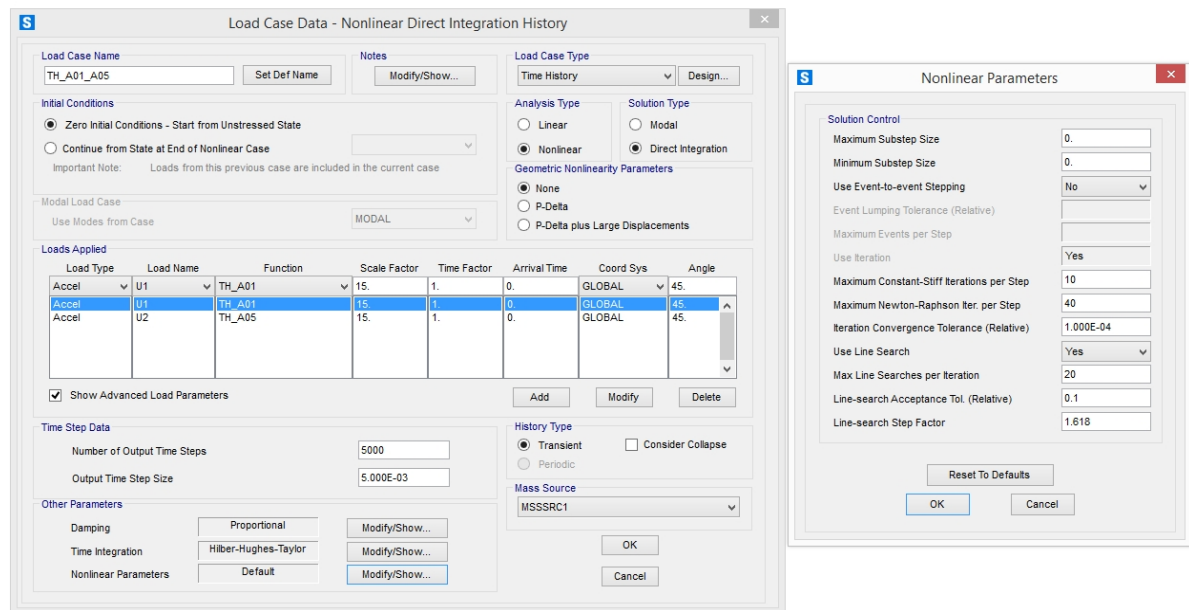
First
0.379
sec
cyc/sec
0.05

Second
0.265
sec
cyc/sec
0.05

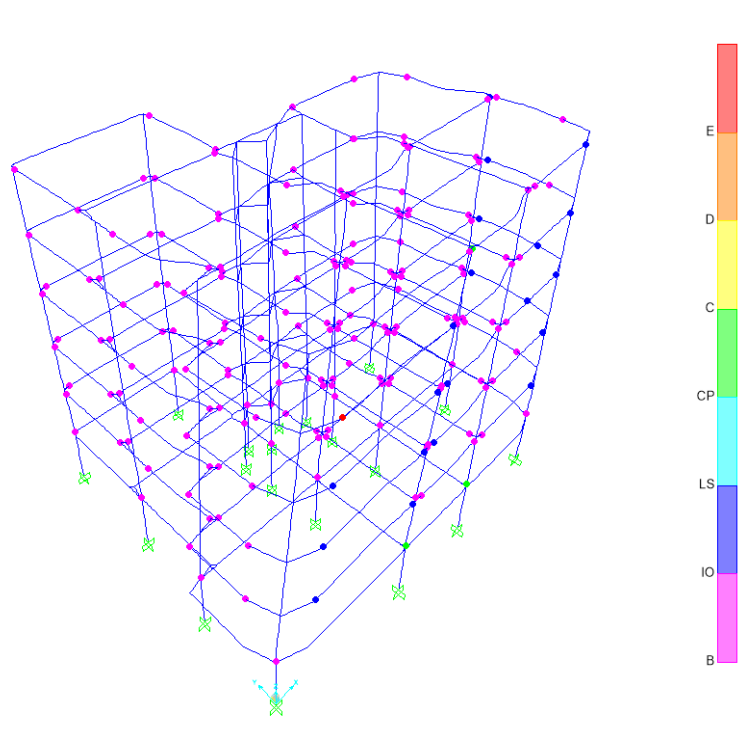
Recalculate Coefficients

Μετά από αρκετές δοκιμές και για την επίτευξη στάθμης επιτελεσματικότητας – Προστασία Ζωής – Life Safety (LS), η κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων έγινε με συντελεστή

15=1.53g. Ενδεικτικά παρουσιάζονται παρακάτω οι παράμετροι του σεισμικού συνδυασμού A01(X) - A05(Y):

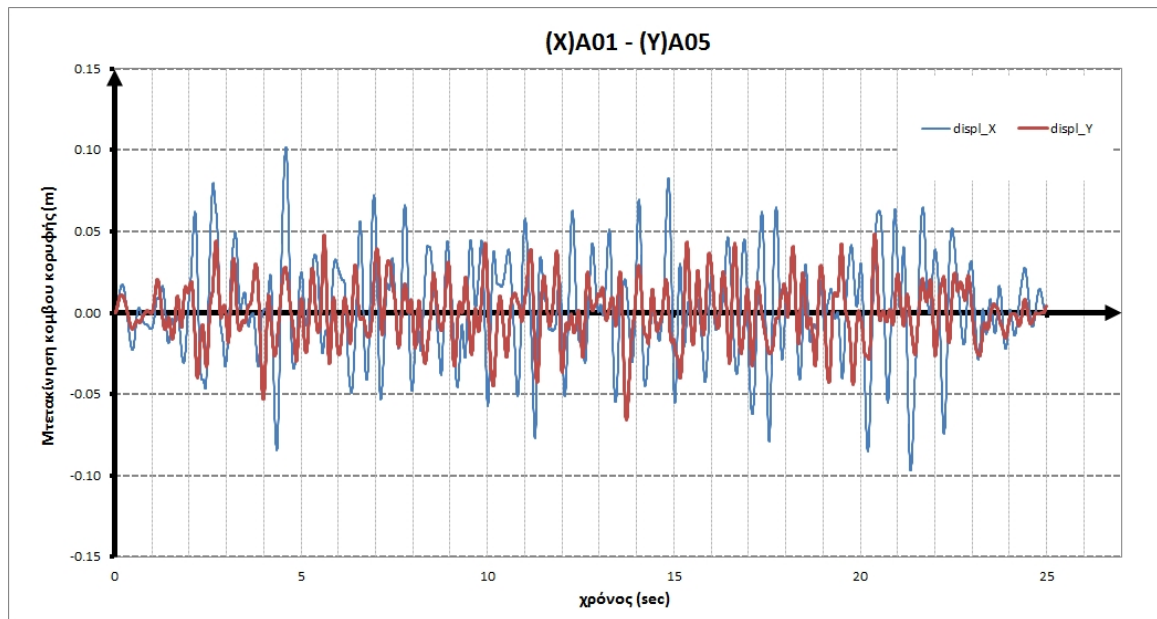


Ο αντίστοιχος ελαστοπλαστικός μηχανισμός:



Διάγραμμα 5.2.4 - πλαστικές αρθρώσεις TH\_A01(X) - A05(Y) – u1~10cm, u2~7cm

Καθώς επίσης και η χρονοϊστορία μετατόπισης  $[u_1(t), u_2(t)]$  του κεντρικού κόμβου στο ανώτατο διάφραγμα:



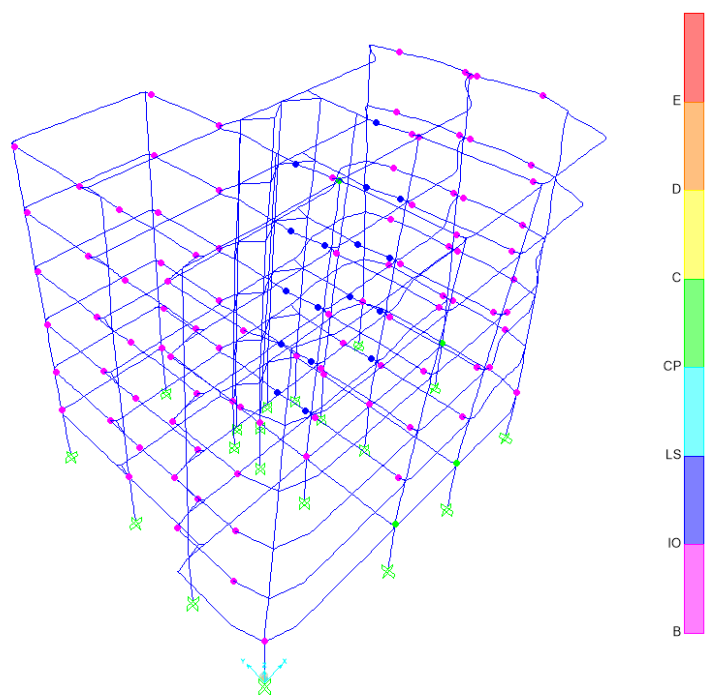
Διάγραμμα 5.2.5 - Χρονοϊστορία μετατόπισης ανώτατου κόμβου ελέγχου  $u_1(t)$ ,  $u_2(t)$

Ακολουθεί μια παρουσίαση των μηχανισμών δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων για τους 9 σεισμικούς συνδυασμούς.

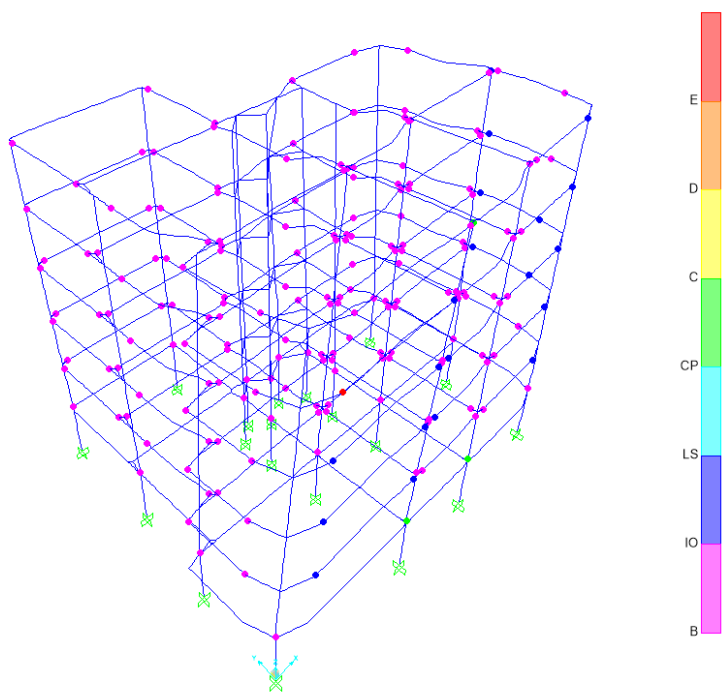
### **5.3 Μηχανισμοί πλαστικών αρθρώσεων**

Ακολουθεί μια παρουσίαση των μηχανισμών δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων για τους 9 σεισμικούς συνδυασμούς:

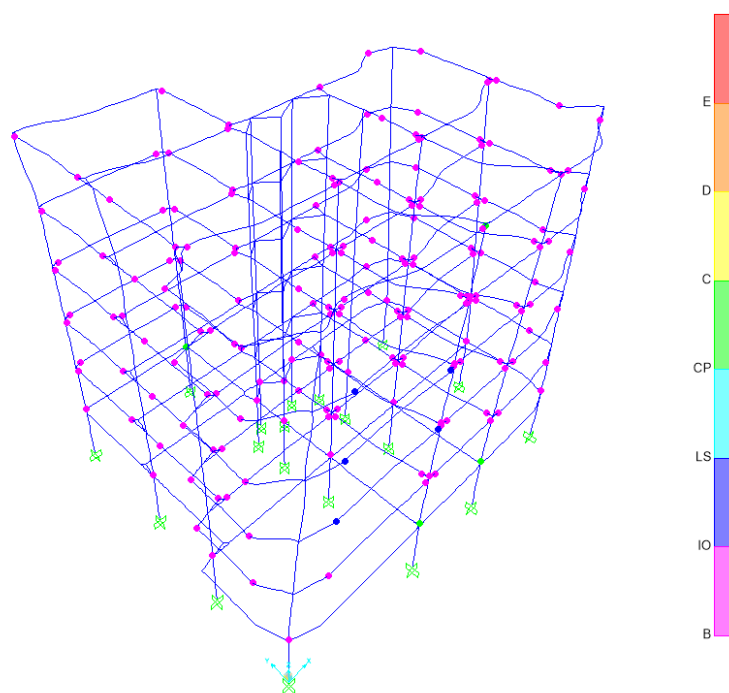




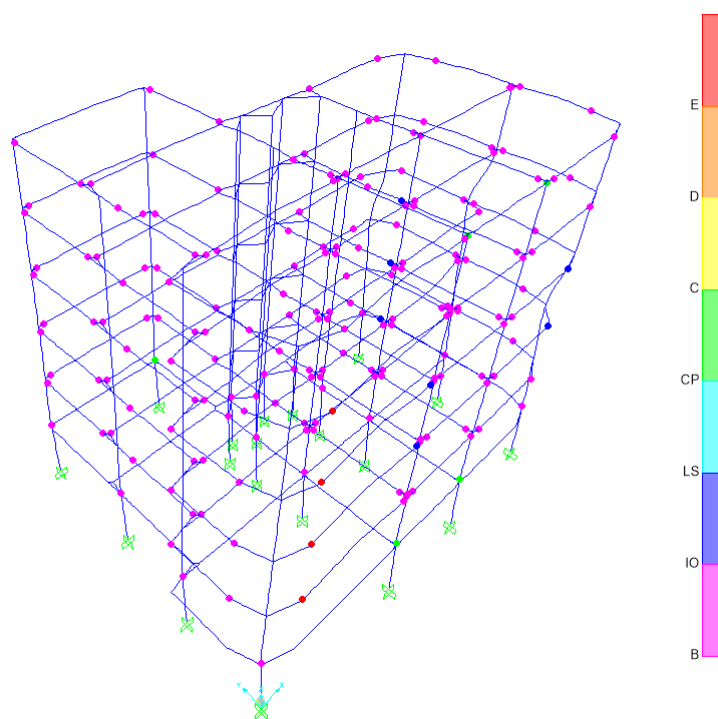
Διάγραμμα 5.3.1 πλαστικές αρθρώσεις  $TH\_A01(X) - A01(Y) - u1 \sim 2cm, u2 \sim 9cm$



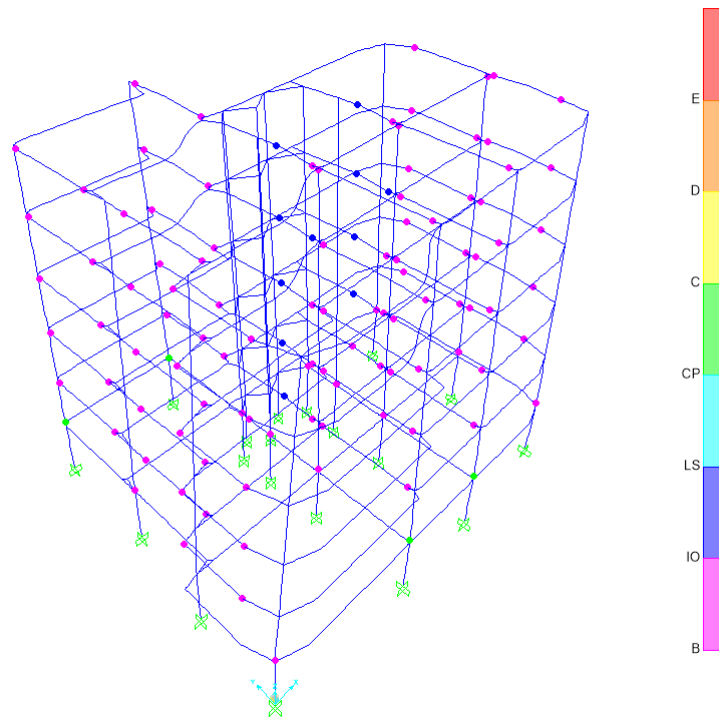
Διάγραμμα 5.3.2 πλαστικές αρθρώσεις  $TH\_A01(X) - A05(Y) - u1 \sim 10cm, u2 \sim 7cm$



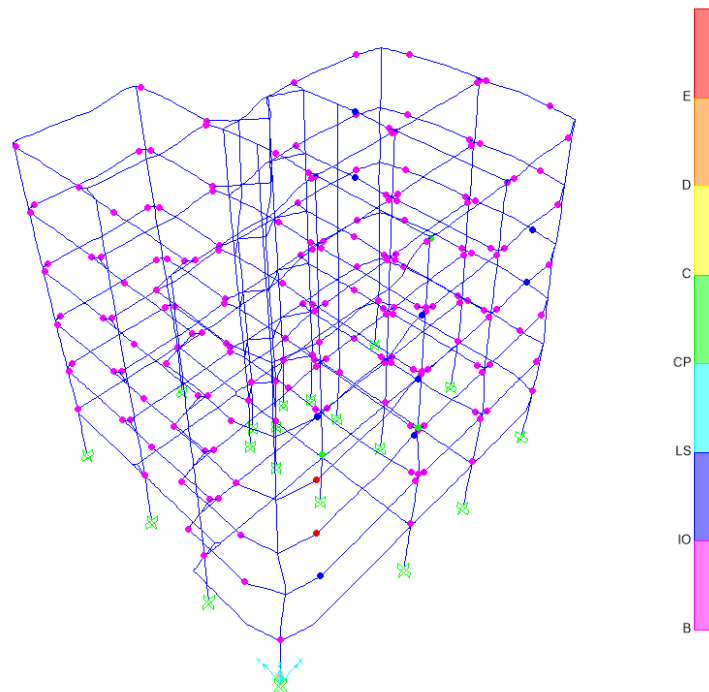
Διάγραμμα 5.3.3 πλαστικές αρθρώσεις TH\_A01(X) - A07(Y) –  $u_1 \sim 9cm$ ,  $u_2 \sim 6cm$



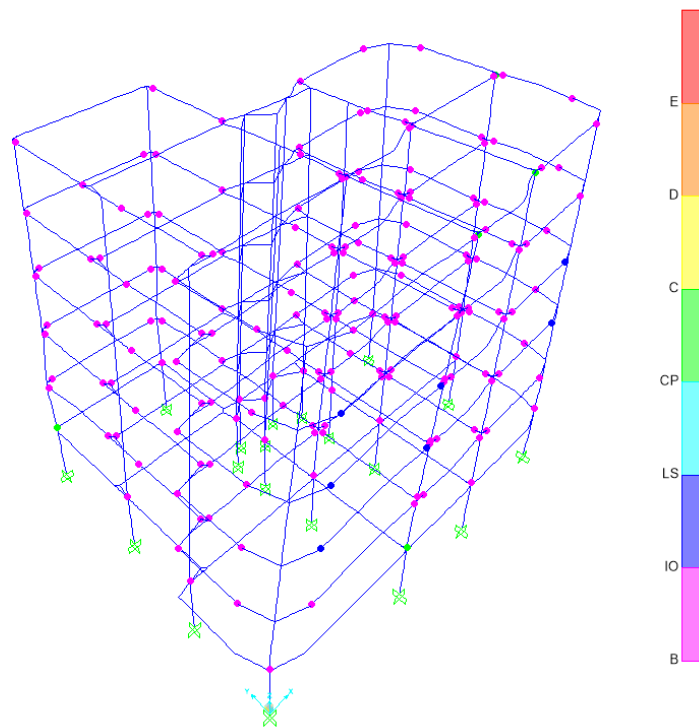
Διάγραμμα 5.3.4 πλαστικές αρθρώσεις TH\_A05(X) - A01(Y) –  $u_1 \sim 10cm$ ,  $u_2 \sim 7cm$



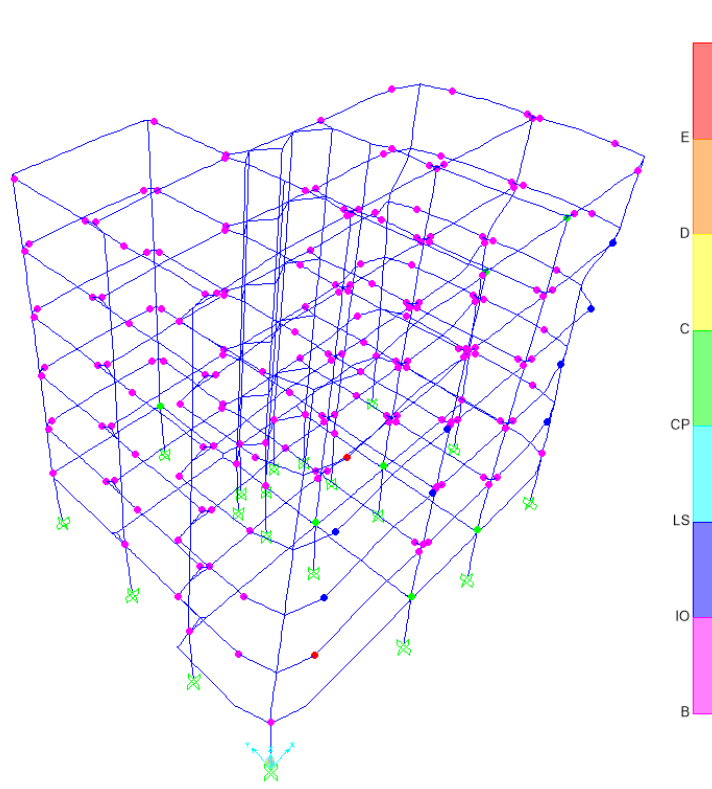
Διάγραμμα 5.3.5 πλαστικές αρθρώσεις TH\_A05(X) - A05(Y) –  $u_1 \sim 1cm$ ,  $u_2 \sim 8cm$



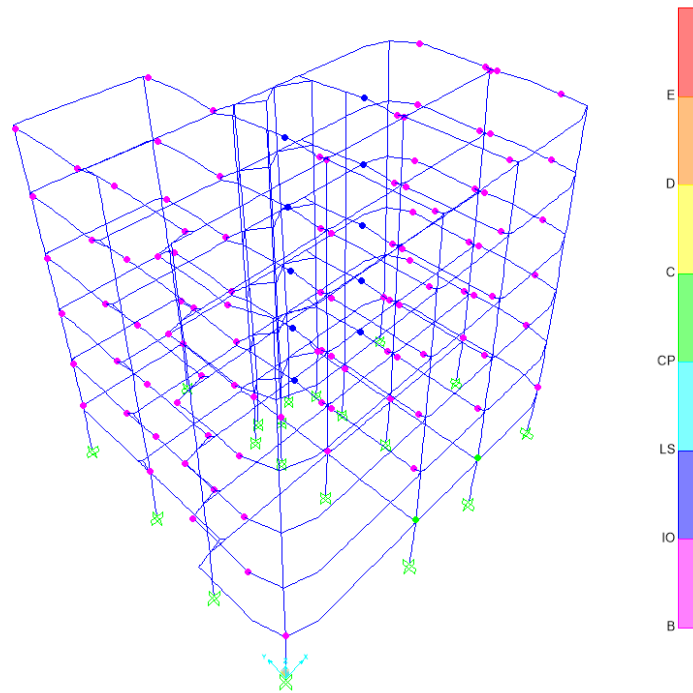
Διάγραμμα 5.3.6 πλαστικές αρθρώσεις TH\_A05(X) - A07(Y) –  $u_1 \sim 10cm$ ,  $u_2 \sim 6cm$



Διάγραμμα 5.3.7 πλαστικές αρθρώσεις TH\_A07(X) - A01(Y) –  $u_1 \sim 9cm$ ,  $u_2 \sim 6cm$



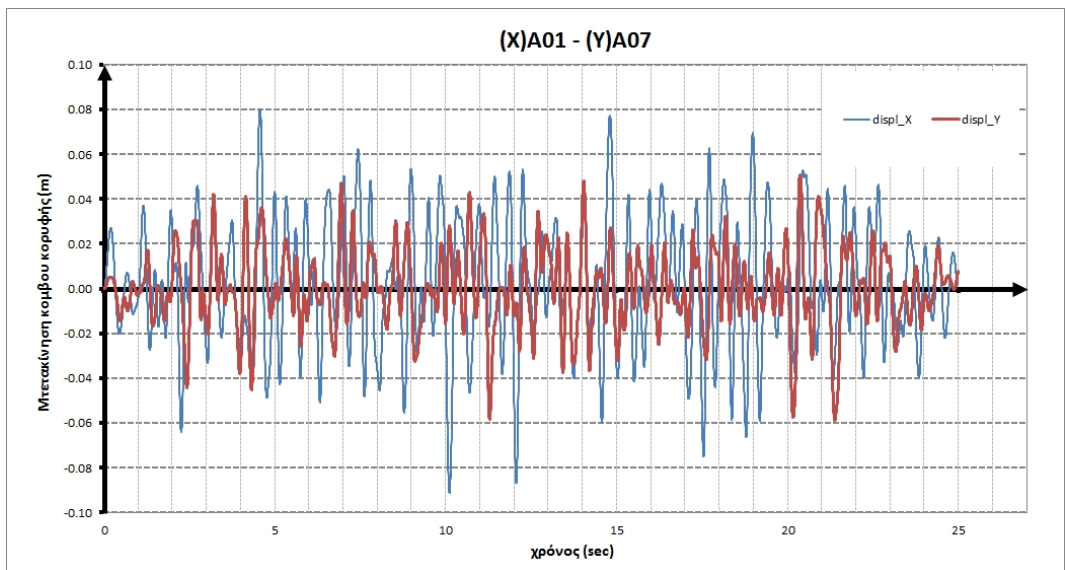
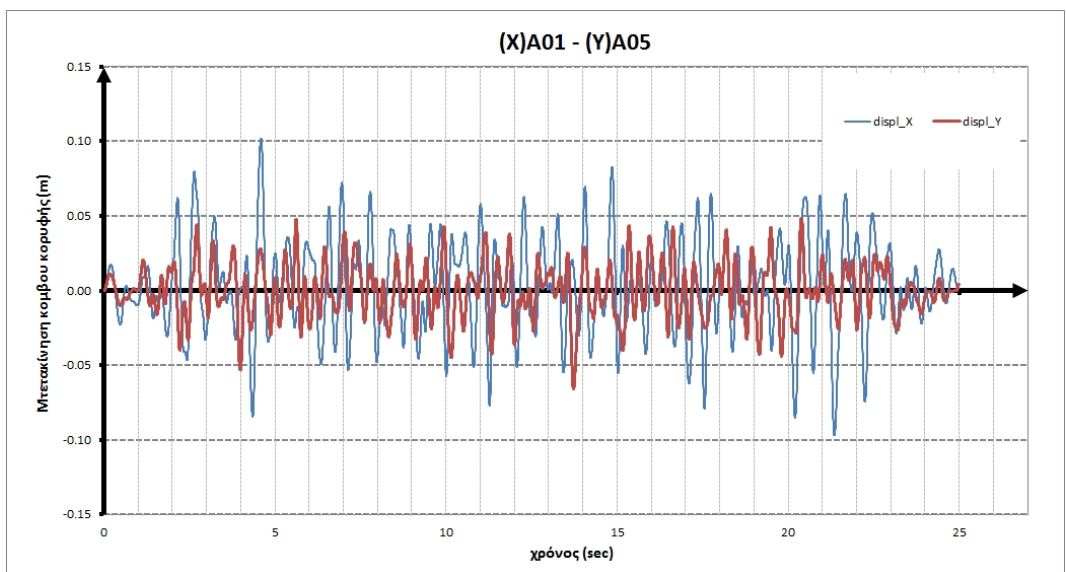
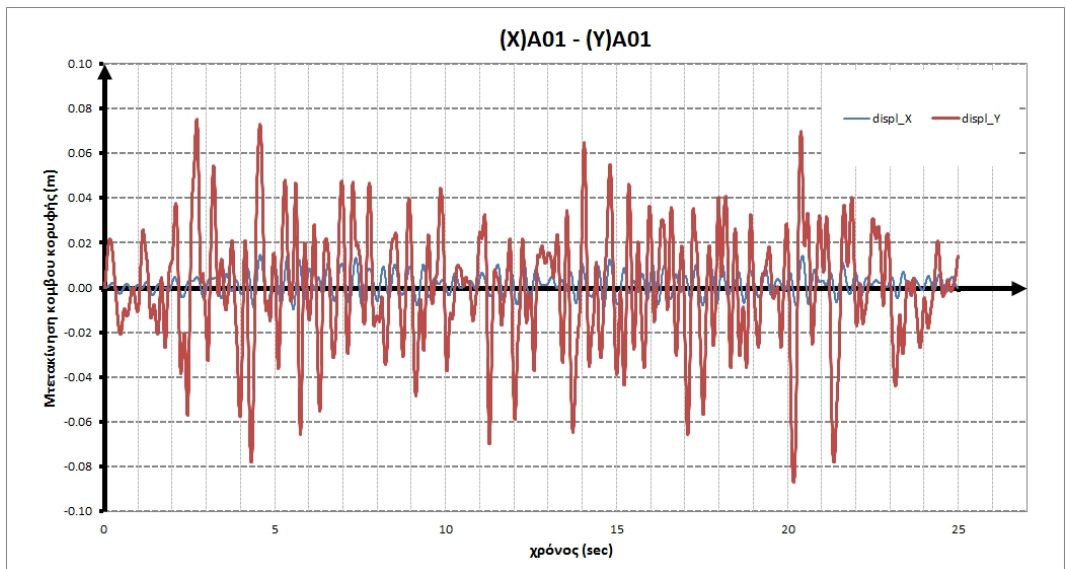
Διάγραμμα 5.3.8 πλαστικές αρθρώσεις TH\_A07(X) - A05(Y) –  $u_1 \sim 12cm$ ,  $u_2 \sim 6cm$

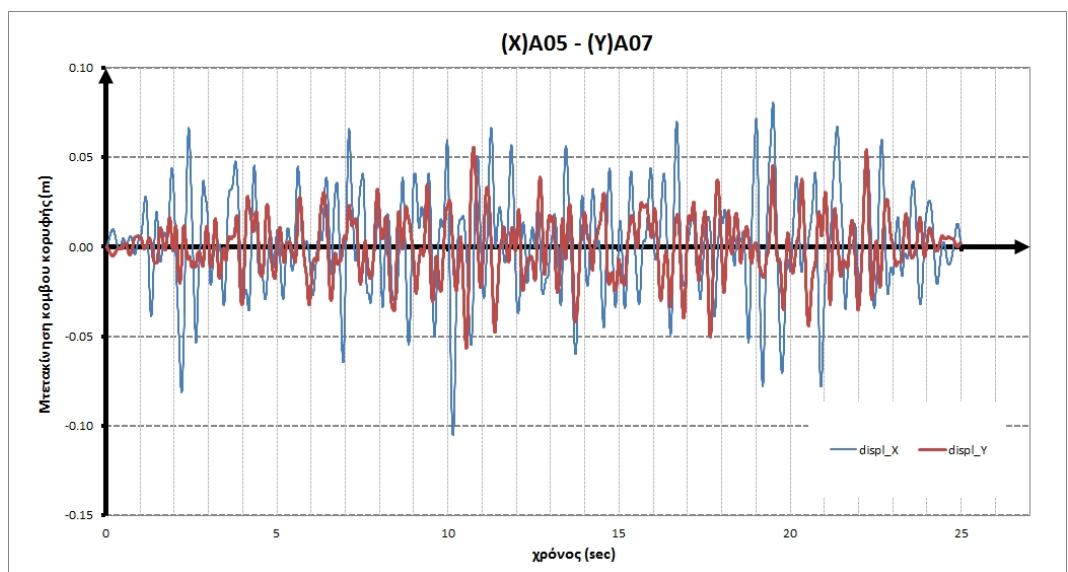
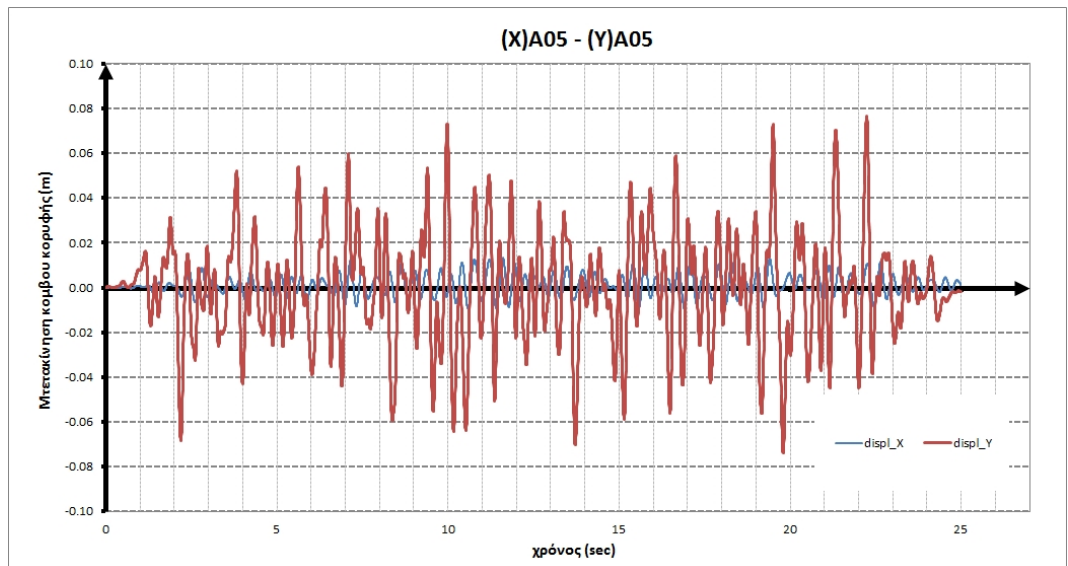
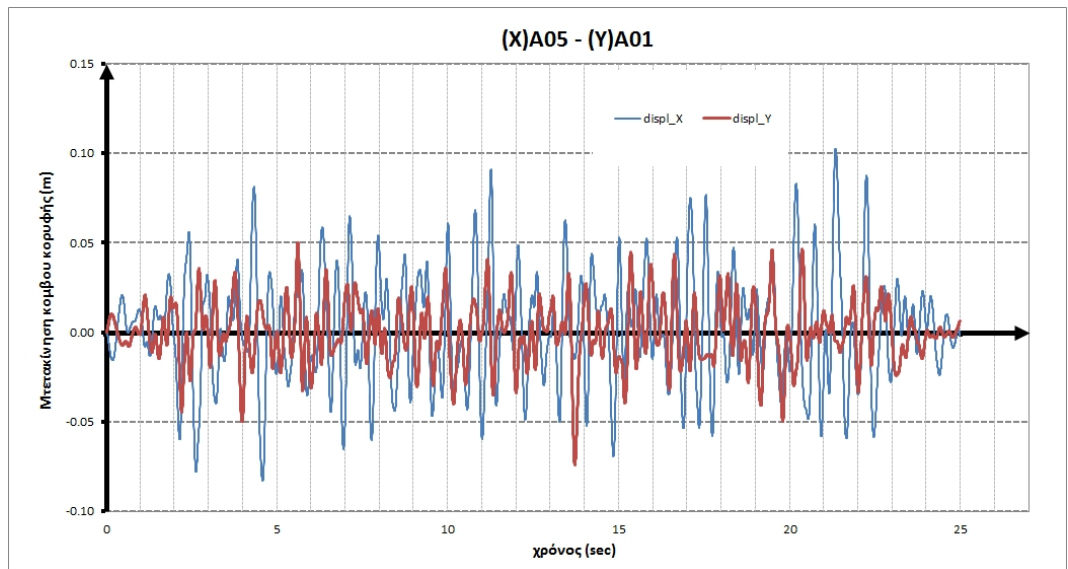


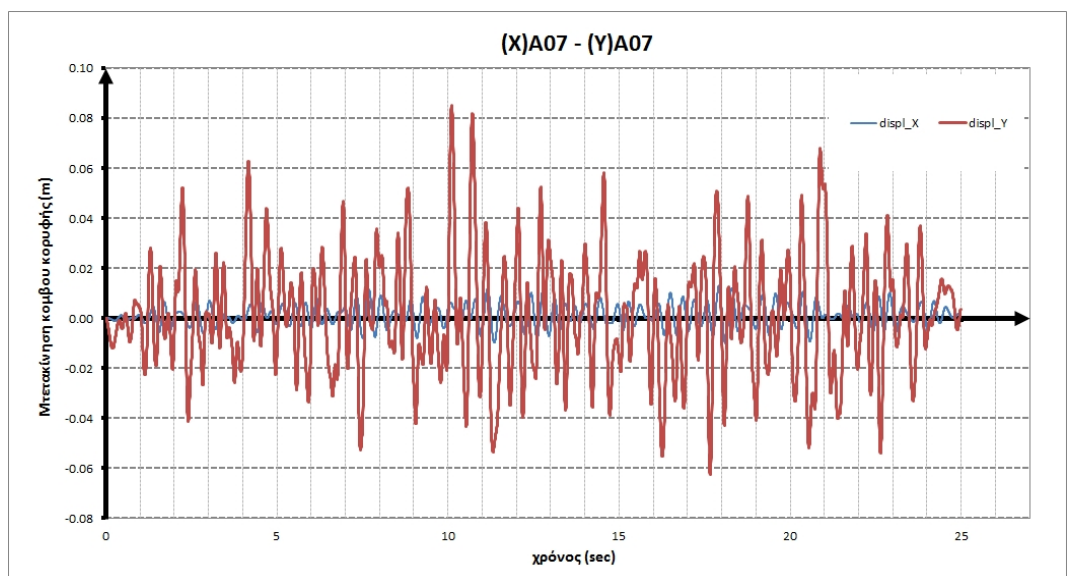
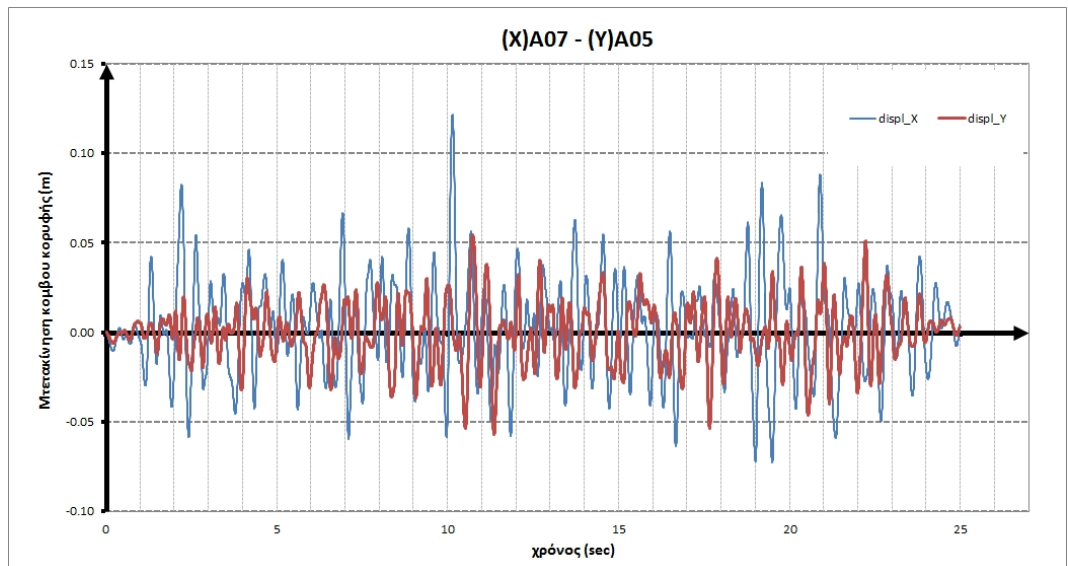
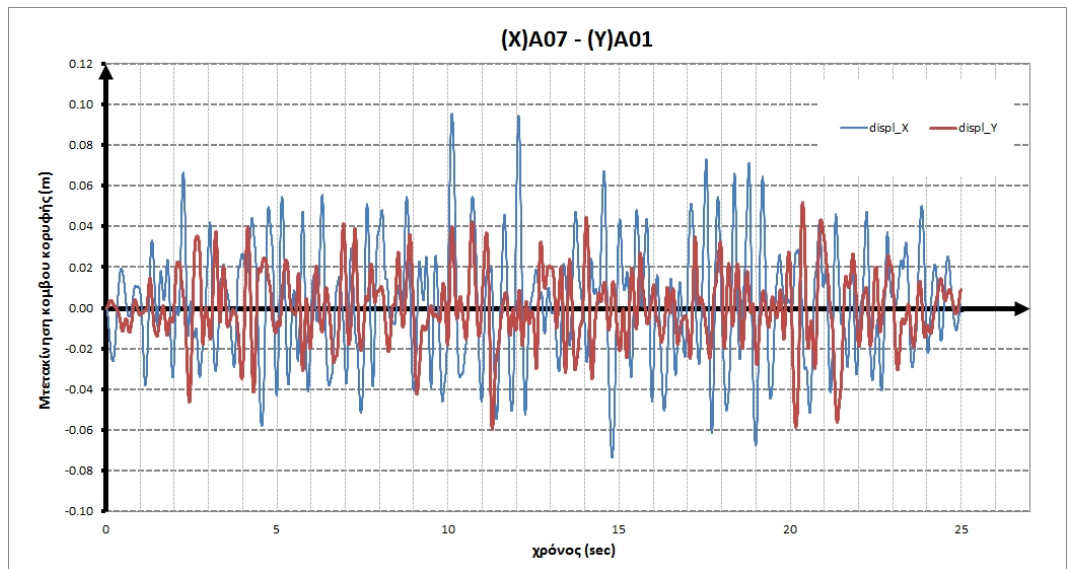
Διάγραμμα 5.3.9 πλαστικές αρθρώσεις TH\_A07(X) - A07(Y) –  $u_1 \sim 1cm$ ,  $u_2 \sim 9cm$

#### **5.4 Αποτελέσματα μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων**

Θεωρώντας ως στάθμη επιτελεστικότητας την «προστασία ζωής» Life safety (LS) οι σεισμικοί συνδυασμοί που πραγματοποιήθηκαν με μη γραμμική δυναμική ανάλυση οδήγησαν στα αποτελέσματα της παραγράφου 5.3. Τα αποτελέσματα τους προσεγγίζουν πιο ρεαλιστικά την σεισμική απόκριση του φορέα σε σχέση με αυτά των μη γραμμικών στατικών αναλύσεων που εκπονήθηκαν ξεχωριστά για κάθε δ/νση του σεισμού. Σε όλες τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις η εδαφική επιτάχυνση θεωρήθηκε ίση με 1.53g δηλαδή (δες διάγραμμα 2.1.4)  $1.53/0.137 \sim 4.8$  φορές μεγαλύτερη από την εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού ( $q=3.50$ , έδαφος B). Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της χρονοϊστορίας για την μετατόπιση του KB του ανώτατου διαφράγματος του κτιρίου.

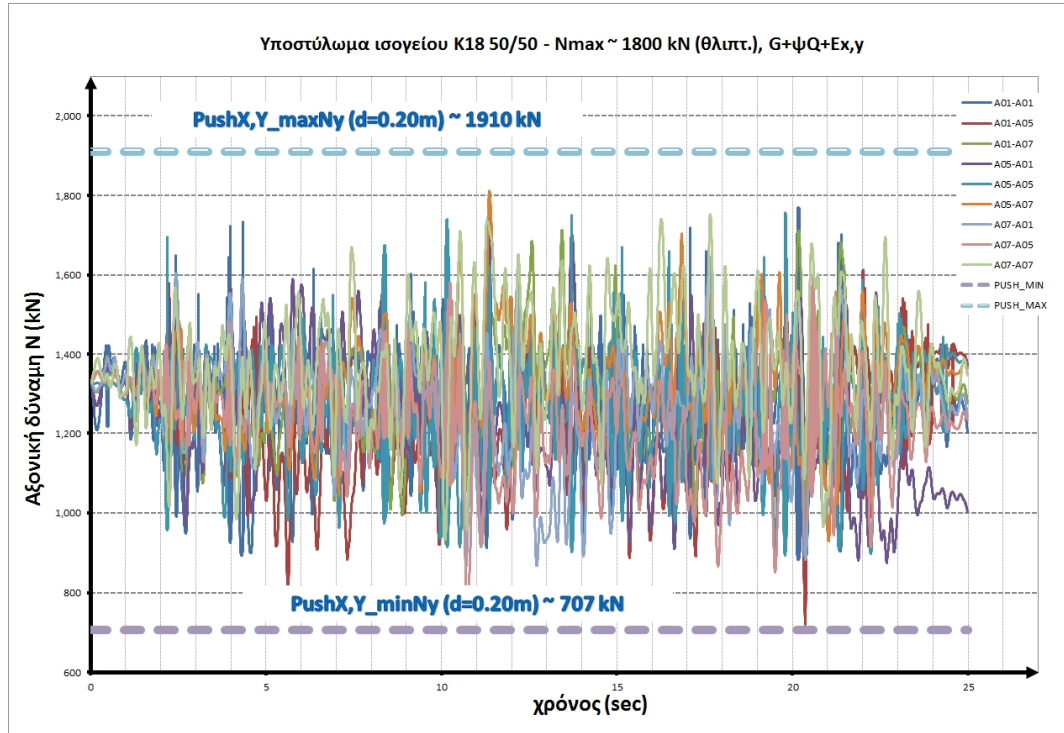




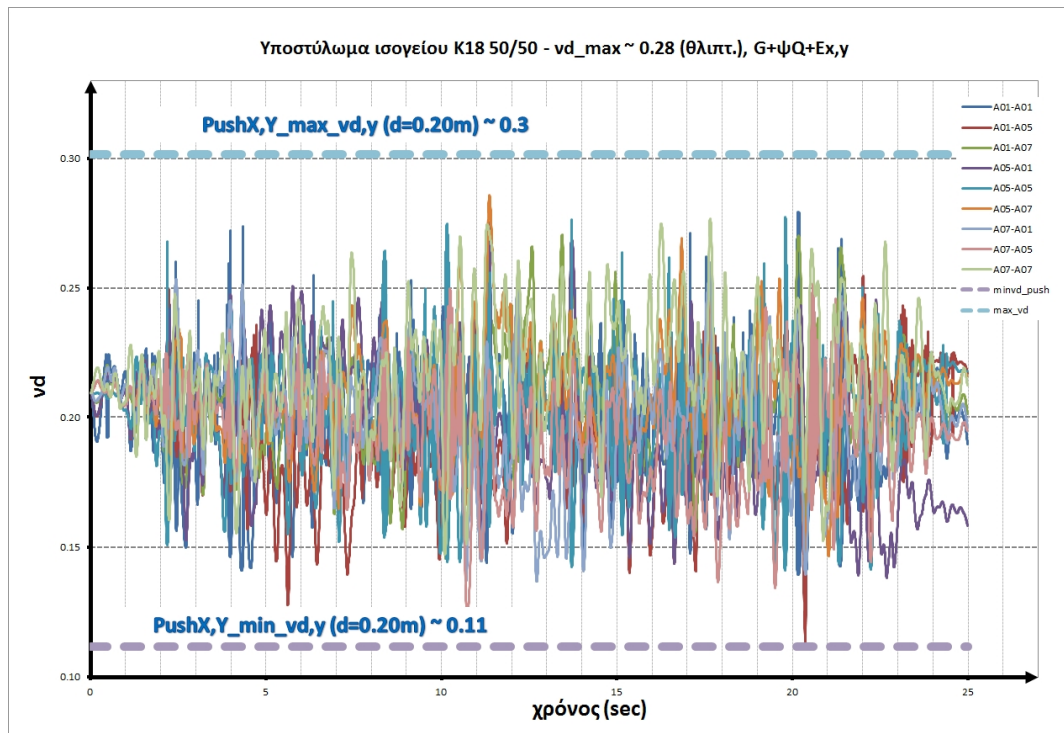




Στη συνέχεια καταγράφεται η μεταβολή της αξονικής δύναμης (N) στη βάση του υποστυλώματος K18 της πρόσοψης (δες εικόνα 2.1.1), στη χρονική διάρκεια των σεισμικών συνδυασμών ( $G+0.3Q+Ex,y$ ) και συγκρίνεται με τα αποτελέσματα των μη γραμμικών στατικών αναλύσεων για τη μετακίνηση διαρροής ( $d \sim 20\text{cm}$ ).

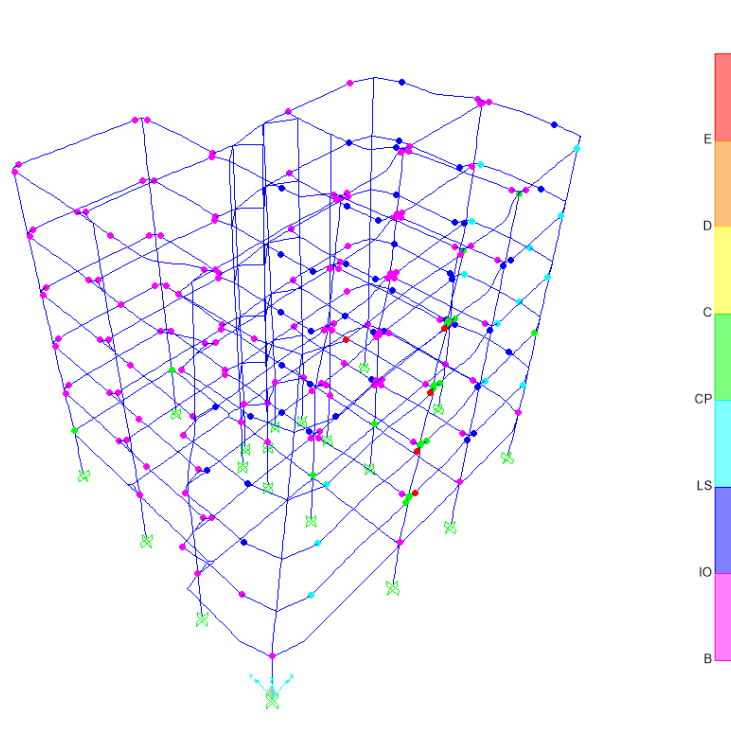


Διάγραμμα 5.4.1 K18 –  $N(t)$  λόγω  $G+0.3Q+Ex,y$  (kN)



Διάγραμμα 5.4.2 K18 –  $vd(t)$  λόγω  $G+0.3Q+Ex,y$

Από τα παραπάνω και παρατηρώντας πως οι έως τώρα πραγματοποιούμενες μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις προσφέρουν ένα περιθώριο ασφάλειας στον αντισεισμικό σχεδιασμό, επιχειρείται στην πορεία ενδεικτικά η επανεπίλυση ενός (εκ των εννέα) σεισμικού συνδυασμού (A01x - A05y) με εδαφική επιτάχυνση  $\sim 2.25g$  και παρουσιάζεται ο παρακάτω αναπτυσσόμενος ελαστοπλαστικός μηχανισμός.



*Διάγραμμα 5.4.3 Πλαστικές αρθρώσεις TH\_A01(X) - A05(Y) –  $u_1 \sim 17cm$ ,  $u_2 \sim 10cm$*

Όπου παρατηρείται πληθώρα πλαστικών αρθρώσεων καθ' υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας «προστασία ζωής» (LS).

## **6. Σύνοψη - συμπεράσματα και θέματα για περαιτέρω διερεύνηση**

Στην παρούσα ΜΔΕ επιχειρήθηκε ο σχεδιασμός ενός ασύμμετρου πολυώροφου κτιριακού φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τους κανονισμούς EN1998 και EN1992. Ο φορέας, όπως αναφέρθηκε στην παρ.2.2 ικανοποιεί οριακά την απαίτηση για «μη στρεπτική ευαισθησία». Στο λογισμικό scada pro πραγματοποιήθηκε δυναμική φασματική ανάλυση με  $q=3.50$  και έγινε διαστασιολόγηση των μελών από Ο/Σ. Στην πορεία πραγματοποιήθηκαν μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (pushover) στις 2 κύριες δ/νσεις του κτιρίου. Τέλος εκπονήθηκε μια ομάδα από 9 μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρησιμοποιώντας τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα.

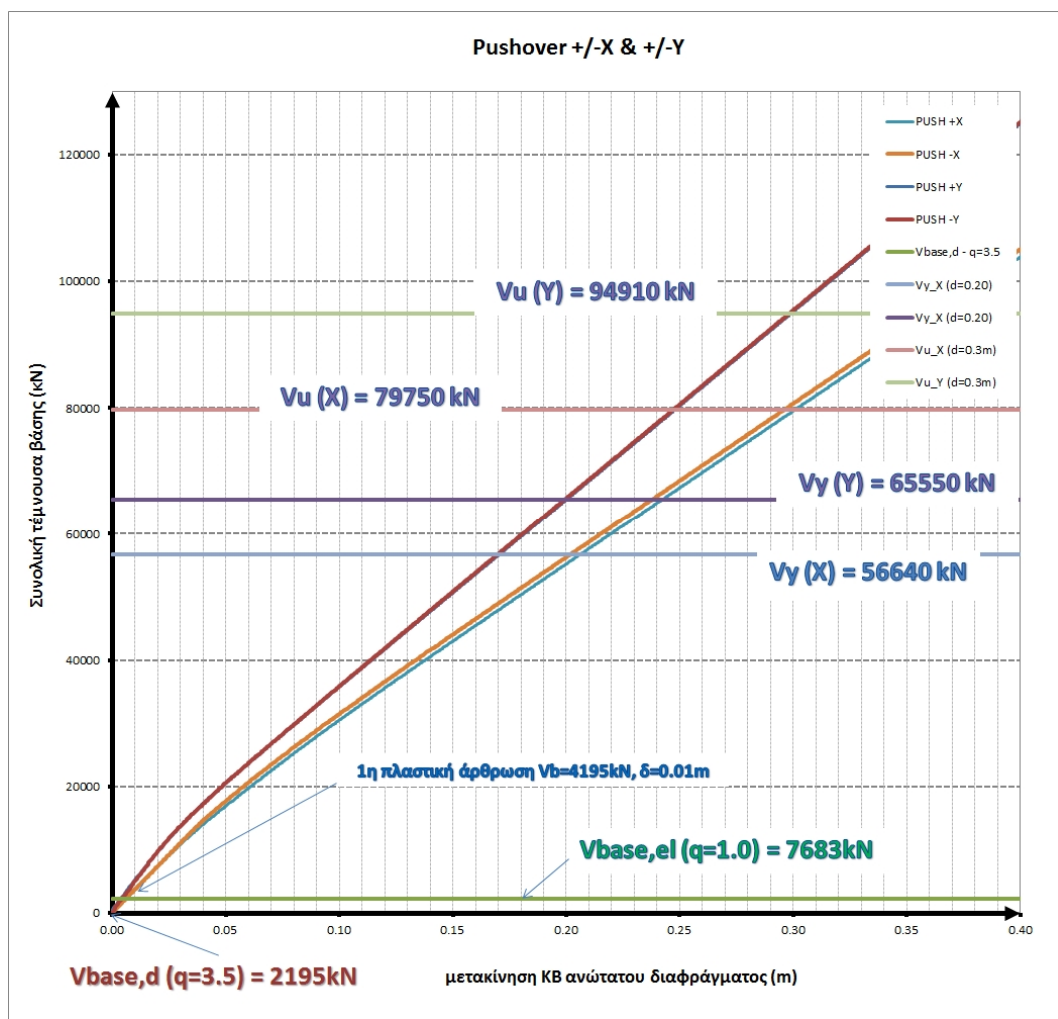
Από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις τεκμαίρεται πως στον κτιριακό φορέα μπορεί να αναπτυχθεί αξιόπιστος ελαστοπλαστικός μηχανισμός με στάθμη επιτελεστικότητας

- προστασία ζωής (LS) ακόμη και αν η εδαφική επιτάχυνση φτάσει  $\sim 5$  φορές την εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού.

Σε ό,τι αφορά τις μη γραμμικές στατικές αναλύσεις παρατίθεται σε αυτό το σημείο ένα ενδιαφέρον βιβλιογραφικό απόσπασμα (σελ.39) από τη διδακτορική διατριβή του καθηγητή κ. Τριαντάφυλλου Μακάριου:

Το 1979 οι Dempsey, K.M- Irvine, H.M<sup>[33]</sup> επισημαίνουν χαρακτηριστικά, στην τελευταία παράγραφο του άρθρου τους, ότι η επέκταση της εφαρμογής της ισοδύναμης στατικής μεθόδου από τα μονώροφα στα πολυώροφα δεν είναι αυτονόητη, αλλά είναι θέμα προσωπικής κρίσης.

Καθώς και το κάτωθι διάγραμμα που αφορά το κτίριο της παρούσας ΜΔΕ.



Διάγραμμα 6.1 Συνοπτικά αποτελέσματα μη γραμμικών στατικών αναλύσεων

Με βάση τις μη γραμμικές στατικές αναλύσεις «ενδεχομένως αποδεικνύεται» η μεγάλη υπεραντοχή που διαθέτει ο τοιχωματικός φορέας. Το αποτέλεσμα αυτό όμως δεν είναι συμβατό με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων και κατά την άποψη του γράφοντος την παρούσα ΜΔΕ είναι αρκετά συντηρητικό (βλ. διάγραμμα

5.4.1). Συνεπώς είναι πολύ σημαντικό και επαφίεται μόνο στην κρίση του μηχανικού το να λαμβάνει τα βέλτιστα αποτελέσματα από τις μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (pushover) και τα βέλτιστα από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας (time history), μιας και κάθε μια μέθοδος προσαρμόζεται καλύτερα ή χειρότερα ανάλογα με την δυσκαμψία, την μάζα, την κανονικότητα, την απόσβεση και το σημαντικότερο από την συνολική πλαστιμότητα της κατασκευής.

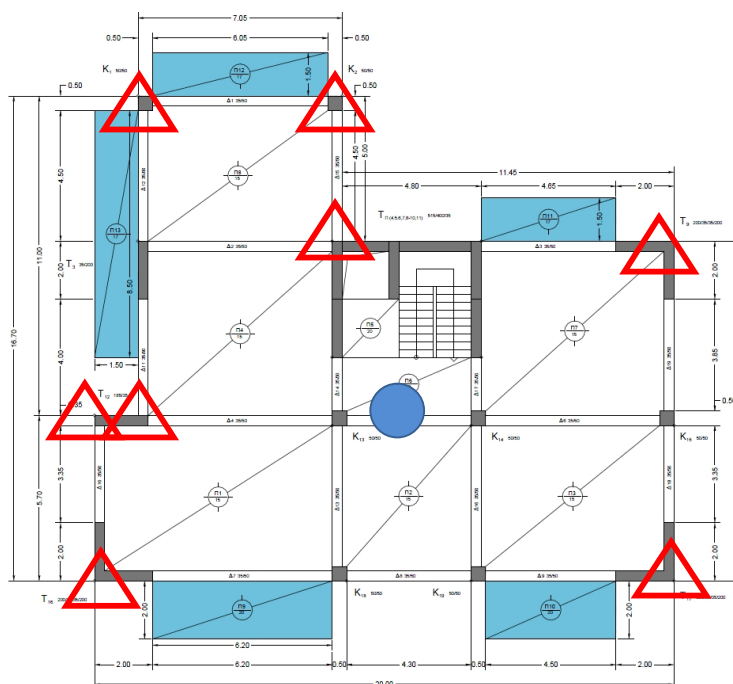
Τέλος ένα σημαντικό θέμα για διερεύνηση είναι η μεταβολή της κλάσης πλαστιμότητας από  $M$  (μέση) σε  $Y$  (υψηλή) καθώς επίσης και η επιρροή της στρεπτικής ευαισθησίας στις μη γραμμικές αναλύσεις.

Επιπλέον ορισμένα ακόμη ενδιαφέροντα σημεία για αναζήτηση είναι η επιρροή του εδάφους και η ενδεχόμενη αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής ειδικά στις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις. Τέλος εκτιμάται πως σημαντική θα μπορούσε να είναι και η επιρροή των τοιχοπληρώσεων – κατάλληλα προσομοιωμένων αριθμητικά, στη μη γραμμική στατική και στη μη γραμμική δυναμική απόκριση του κτιριακού φορέα.

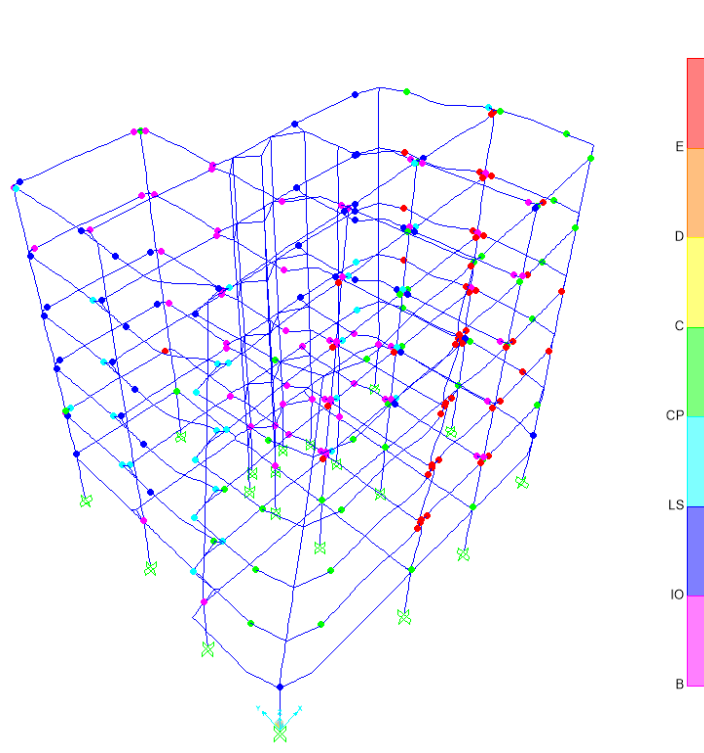
## 7. Παράρτημα – διερεύνηση ενός σεναρίου

Στο κεφάλαιο αυτό διερευνάται το σενάριο της εφαρμογής ξεχωριστά των τριών τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων (A01,A05,A07), κλιμακούμενων σε κάθε κύρια δ/νση του κτιρίου Χ,Υ με στόχο την οριακή κατάσταση κατάρρευσης (near collapse).

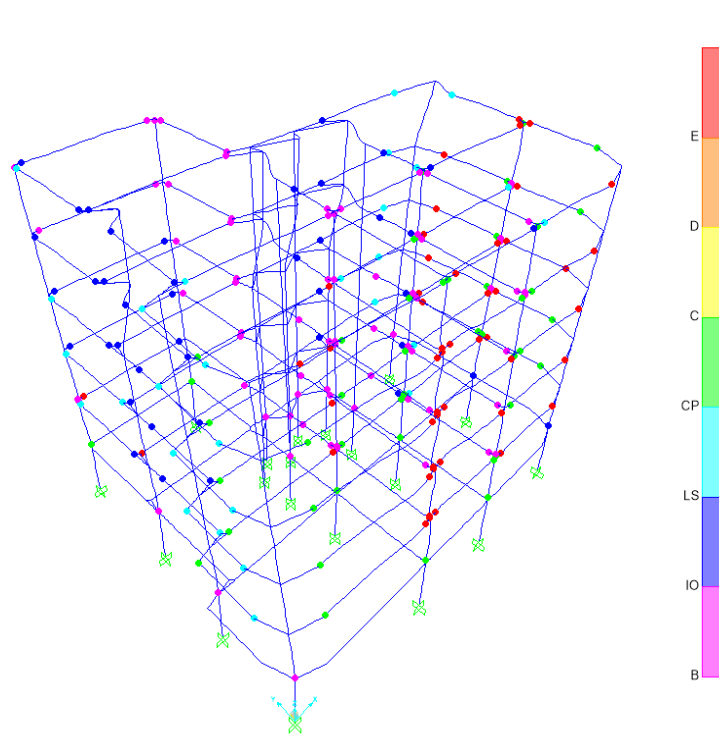
Λαμβάνονται οι 8 γωνιακοί κόμβοι του κτιρίου (ωρολογιακή φορά ξεκινώντας από επάνω αριστερά: 269,270,304,257,255,252,267,276) και ο κόμβος του διαφράγματος (309):



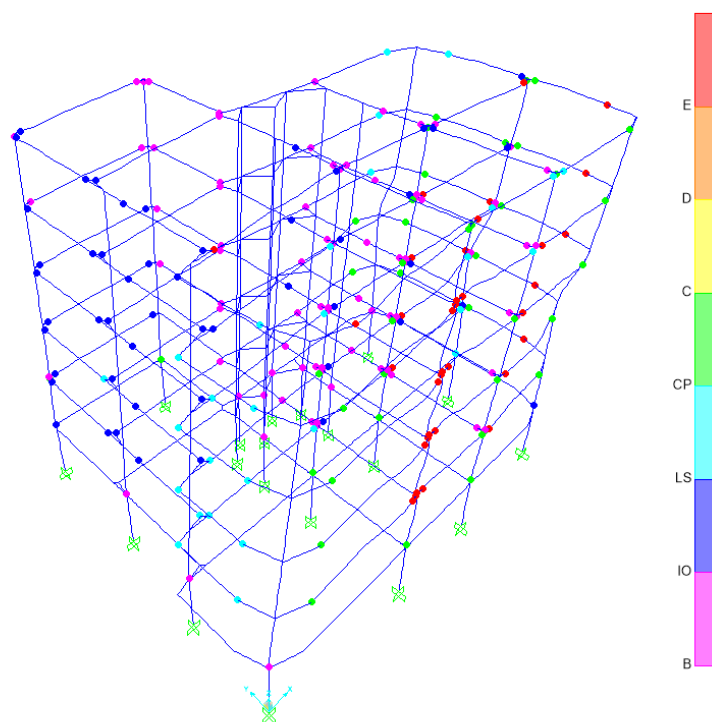
Για να επιτευχθεί η κατάσταση «οιονεί κατάρρευση» NC που στο υπόψη κτίριο σημαίνει περιορισμένη πλαστική περιοχή ίση με  $0.015H$  με  $0.02H$ , όπου  $H$  = το ολικό ύψος του κτιρίου, άρα εμπειρικά η μετακίνηση του δώματος είναι  $\sim 30\text{cm}$  (και λίγο μεγαλύτερη), τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα κλιμακώνονται τουλάχιστον κατά  $45\sim 4.6g$  φορές κατά  $X$  και  $90\sim 9.2g$  φορές για τη δ/νση  $Y$ . Οπότε εκπονούνται οι αντίστοιχες (μεμονωμένα κατά  $X$  και μεμονωμένα κατά  $Y$ ) μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις και παρατίθενται τα κάτωθι διαγράμματα:



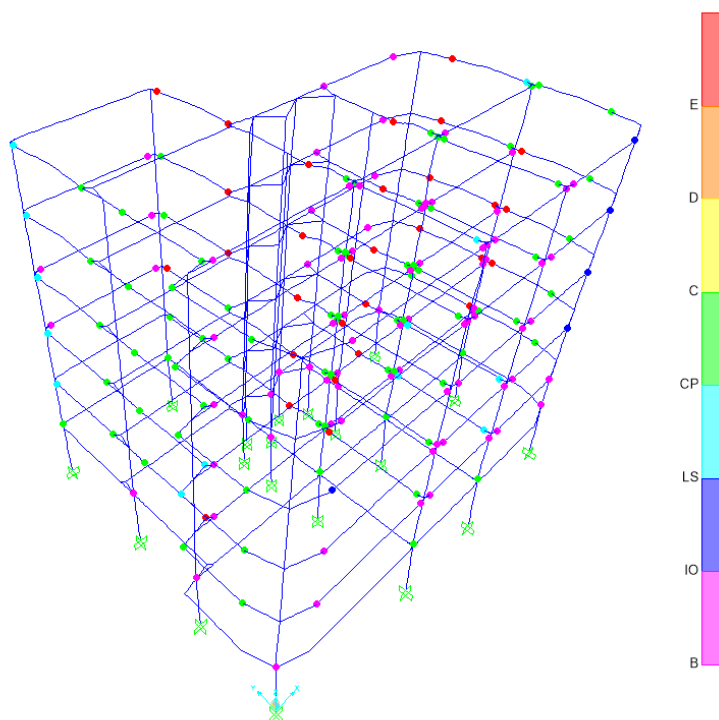
Διάγραμμα 7.1 - Πλαστικές αρθρώσεις TH\_A01(X) –  $u_1 \sim 32\text{cm}$



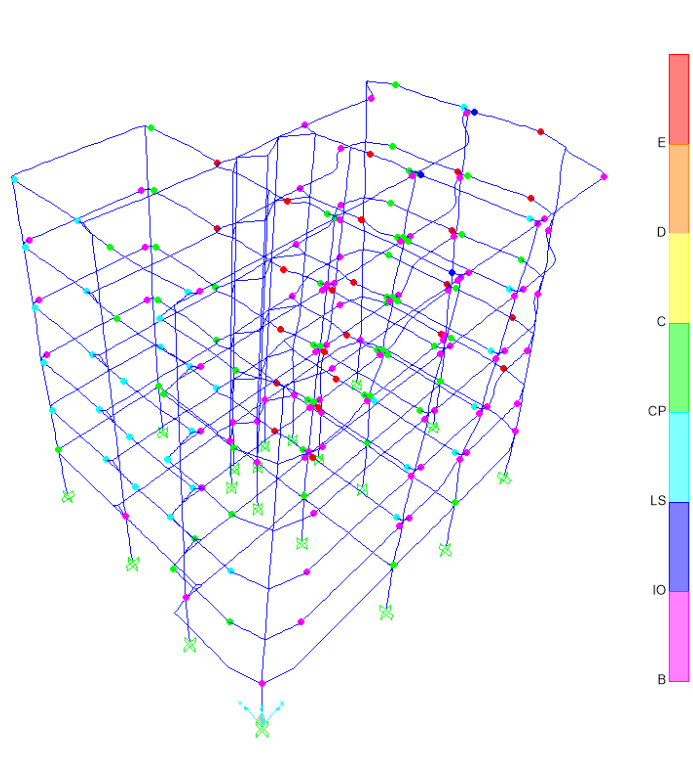
Διάγραμμα 7.2 - Πλαστικές αρθρώσεις TH\_A05(X) –  $u_1 \sim 37\text{cm}$



Διάγραμμα 7.3 - Πλαστικές αρθρώσεις TH\_A07(X) –  $u1 \sim 37cm$

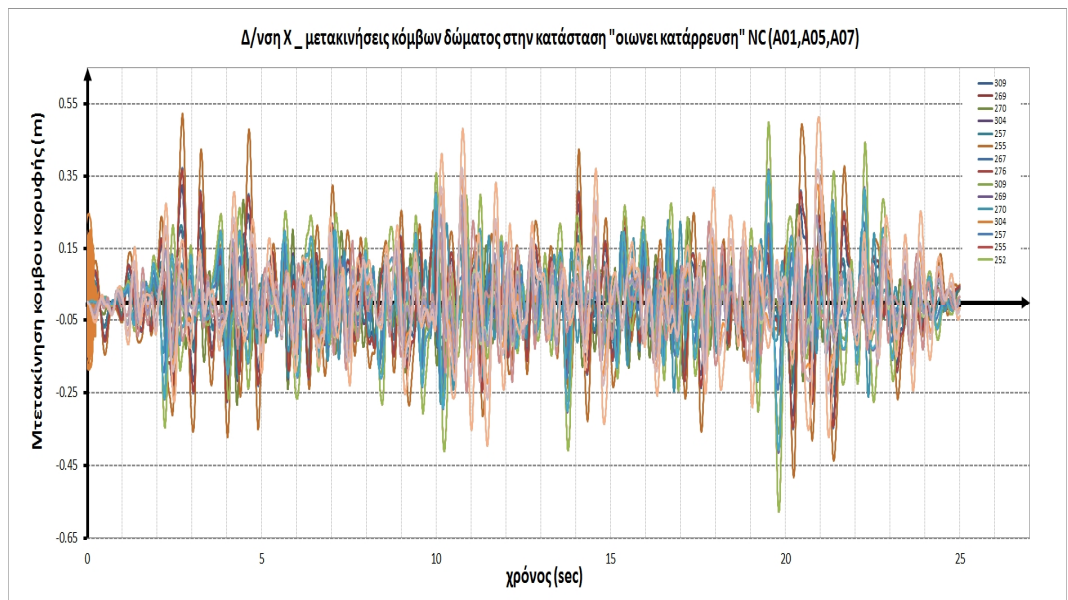


Διάγραμμα 7.4 - Πλαστικές αρθρώσεις TH\_A01(Y) –  $u1 \sim 38cm$

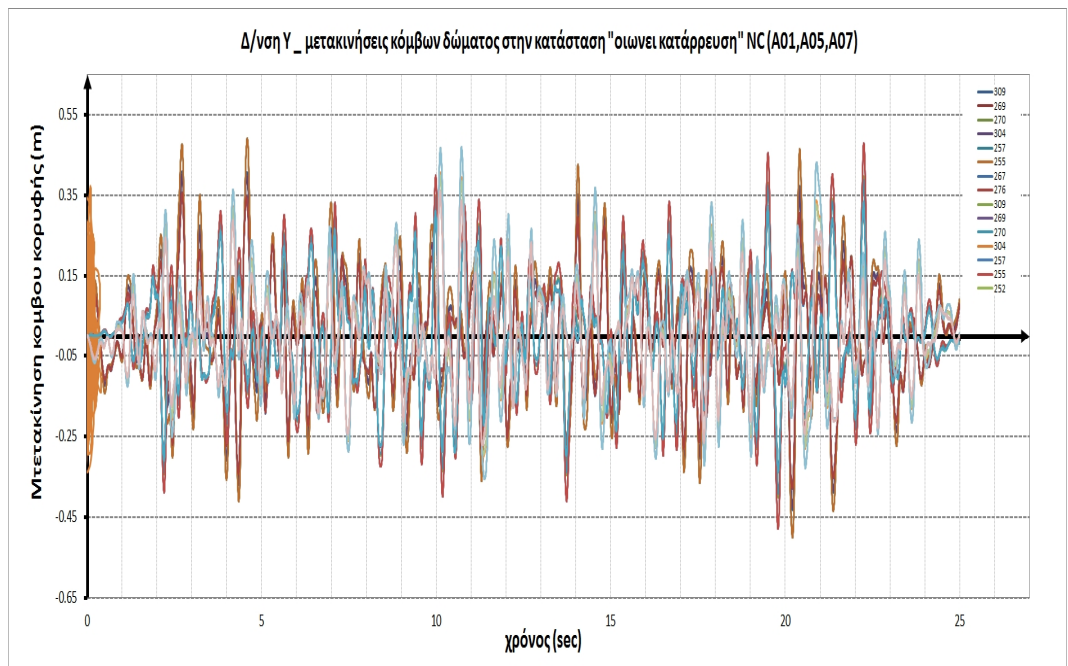


Διάγραμμα 7.5 - Πλαστικές αρθρώσεις TH\_A07(Y) –  $u_2 \sim 39cm$





Διάγραμμα 7.6 – Μετακινήσεις κόμβων δώματος X –  $abs\_U_{max} \sim 55cm$  (NC)



Διάγραμμα 7.7 – Μετακινήσεις κόμβων δώματος Y –  $abs\_U_{max} \sim 48\text{ cm}$  (NC)

## **Βιβλιογραφία**

- 1) Athanasios P. Bakalis & Triantafyllos K. Makarios (2019) - Seismic Assessment of Asymmetric Single-Story RC Buildings by Modified Pushover Analysis Using the "Capable Near Collapse Centre of Stiffness": Validation of the Method
- 2) Makarios T., Bakalis A. 2018. Flowchart of Assessment studies of seismic capacity about Hellenic r/c building using eurocode EN 1998-3. Proceedings of 16th European Conference on Earthquake Engineering (16th ECEE),
- 3) Makarios T. 2009. Equivalent Non-Linear SDF system of spatial asymmetric multistory buildings in pushover procedure. Theory & Applications. Journal of the Structural Design of Tall & Special Buildings, 18,7, November, pp.729-763.
- 4) Timothy J. Sullivan, Daniel Saborio-Romano, Gerard J. O'Reilly, David P. Welch & Luca Landi (2018) - Simplified Pushover Analysis of Moment Resisting Frame Structures
- 5) Kenji Fujii (2011) - Nonlinear Static Procedure for Multi-Story Asymmetric Frame Buildings Considering Bi-Directional Excitation
- 6) Gregory G. Penelis & Vassilis K. Papanikolaou (2010)- Nonlinear Static and Dynamic Behavior of a 16-Story Torsionally Sensitive Building Designed According to Eurocodes
- 7) Fardis MN (2009) - Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8. Springer, Berlin
- 8) Eurocode 2, Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1992-1-1
- 9) Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. EN 1998-3
- 10) SAP2000 V22 - Manual

Υπεύθυνη δήλωση συγγραφέα:

Δηλώνω ρητά ότι, σύμφωνα με το άρθρο 8 του Ν.1599/1986, η παρούσα εργασία αποτελεί αποκλειστικά προϊόν προσωπικής μου εργασίας, δεν προσβάλλει κάθε μορφής δικαιώματα διανοητικής ιδιοκτησίας, προσωπικότητας και προσωπικών δεδομένων τρίτων, δεν περιέχει έργα/εισφορές τρίτων για τα οποία απαιτείται άδεια των δημιουργών/δικαιούχων και δεν είναι προϊόν μερικής ή ολικής αντιγραφής, οι πηγές δε που χρησιμοποιήθηκαν περιορίζονται στις βιβλιογραφικές αναφορές και μόνον και πληρούν τους κανόνες της επιστημονικής παράθεσης.