



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

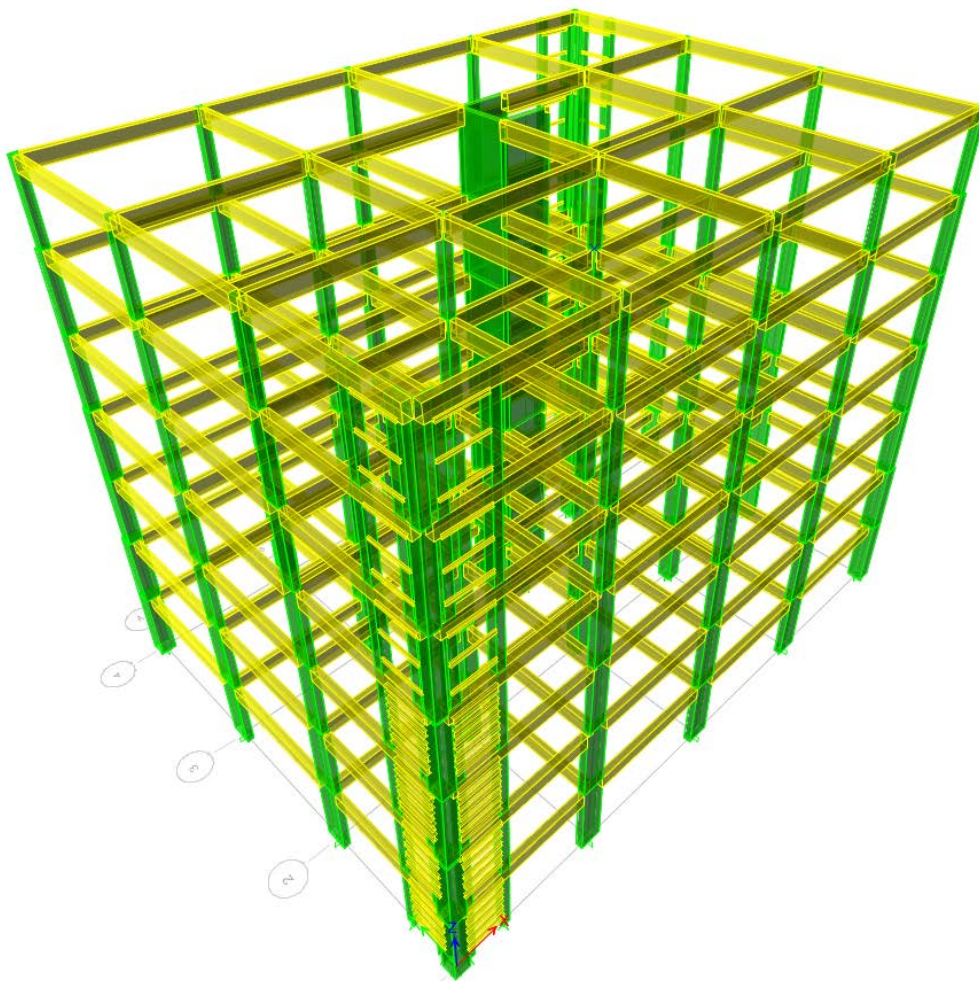
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΔΠΜΣ: ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΣΥΣΤΗΜΑ FUSEIS

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



Μεταπτυχιακή Εργασία
Χρήστος Λεβαντής

Επιβλέπων Καθηγητής
Ι. Βάγιας

ΑΘΗΝΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2014



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΔΠΜΣ: ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

**ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ
ΣΥΣΤΗΜΑ FUSEIS**

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Μεταπτυχιακή Εργασία
Χρήστος Λεβαντής

Επιβλέπων Καθηγητής
Ι. Βάγιας

ΑΘΗΝΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2014

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στον επιβλέποντα της εργασίας ,καθηγητή κ. Ιωάννη Βάγια για την επιστημονική καθοδήγηση που μου προσέφερε στην εκπόνηση της εργασίας αυτής.Επίσης οφείλω να ευχαριστήσω τον φίλο και συνάδελφο πολιτικό μηχανικό Ηλία Θανάσουλα, για την βοήθεια και τη συνεργασία που είχαμε σε κρίσιμα ζητήματα της παρούσας εργασίας.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	3
ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	7
1.ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	8
1.1ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	8
1.2 ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΜΕΛΩΝ ΚΑΙ ΞΥΛΟΤΥΠΟΙ.....	11
2. ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	21
2.1ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	21
2.2 ΜΟΡΦΩΣΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ	21
2.3 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ EC8.....	26
2.3.1 Εισαγωγή.....	26
2.3.2 Παραδοχές ελαστικής ανάλυσης.....	26
2.4 Ανάλυση με τις διατάξεις του 1959 και σύγκριση.....	28
3. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΠΡΟΣΑΥΞΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (STATIC PUSHOVER ANALYSIS) / ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ.....	31
3.1 Η ΜΕΘΟΔΟΣ PUSHOVER.....	31
3.2 ΣΤΟΧΟΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ.....	32
3.3 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΚΑΙ ΜΗ- ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ	33
3.4 ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ.....	35
3.5 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ.....	45
3.6 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ.....	46
3.7 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ.....	47
4. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ....	48
5. ΣΥΣΤΗΜΑ ΑΠΟΡΡΟΦΗΣΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ FUSES-ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ-ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ.....	59
5.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ FUSEIS.....	59
5.2 ΤΥΠΟΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ FUSEIS.....	60
5.3 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ FUSEIS.....	62

5.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	63
6. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER ΣΤΟΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΦΟΡΕΑ.....	67
7. ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ	79
8.ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ.....	90
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	98

ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Σκοπός της εργασίας αυτής είναι η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενου κτιρίου, από οπλισμένο σκυρόδεμα με πυρήνα και η ενίσχυση αυτού με τη βοήθεια του συστήματος Fuseis.

Εξετάστηκε ένα επταόροφο κτίριο αντιπροσωπευτικό των πολυκατοικιών της δεκαετίας του 1970. Το φρέατιο του ανελκυστήρα είναι το μοναδικό τοίχωμα που διαθέτει το κτίριο. Ως επακόλουθο αυτού, η σεισμική αντίσταση δεν είναι κατανομημένη σε ολόκληρη την κάτοψη, αλλά είναι συγκεντρωμένη στη θέση του πυρήνα. Η ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων από τον πυρήνα δημιουργεί στρέψη στο κτίριο καθώς ο πυρήνας δεν βρίσκεται στο κέντρο της κάτοψης.

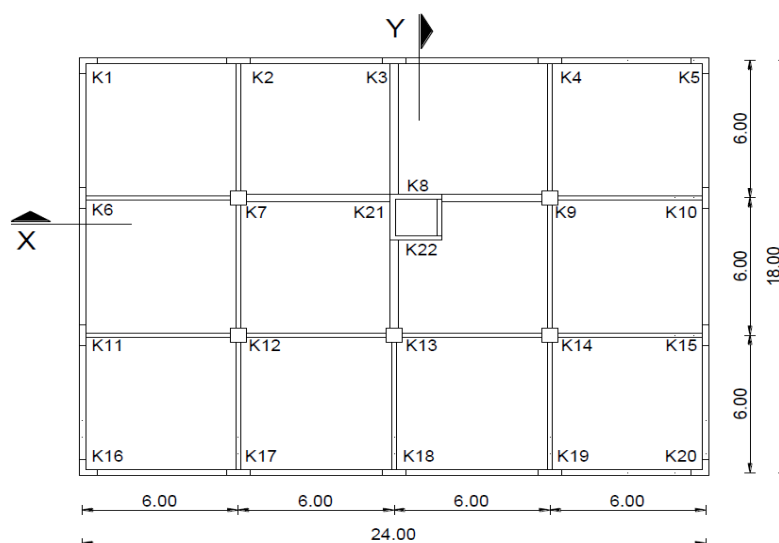
Η συμπεριφορά του αρχικού και του ενισχυμένου κτιρίου εξετάστηκε με ανελαστικές στατικές αναλύσεις(pushover) και σε κάθε μια εντοπίστηκαν οι διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας καθώς και το performance point.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1-ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

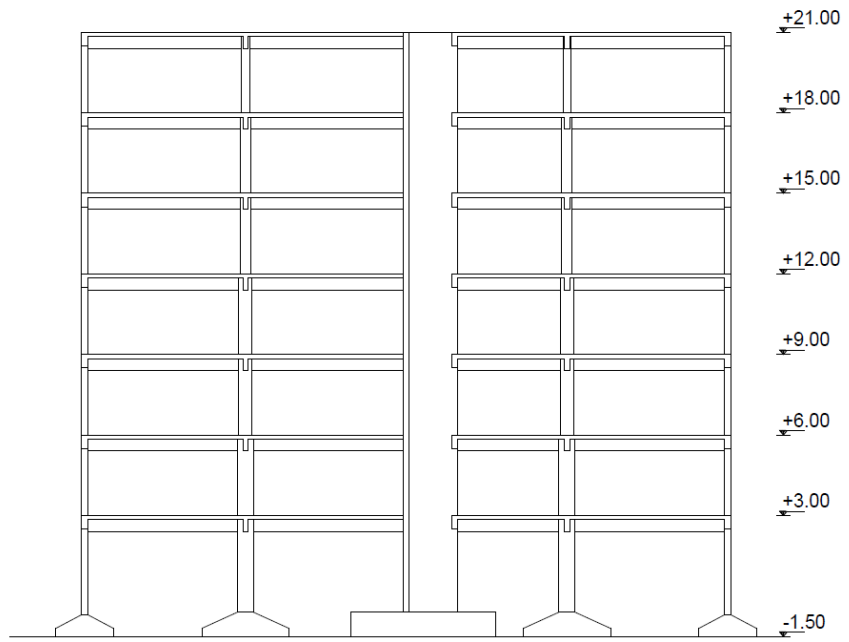
1.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το υφιστάμενο κτίριο που επιλέχτηκε για τη μελέτη, είναι αντιπροσωπευτικό των πολυκατοικιών της δεκαετίας του 1970. Το κτίριο έχει επτά ορόφους υψους 3 μέτρων. Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική, διαστάσεων 24,00 x 18,00μ. Τα υποστυλώματα είναι τοποθετημένα σε κάρναβο διαστάσεων 6,00 x 6,00 μετρων. Το κτίριο έχει 4 ανοίγματα στη μεγάλη διάσταση της κάτοψης και 3 ανοίγματα στη μικρή. Το υφιστάμενο ως τυπικό κτίριο της δεκαετίας του 70' διαθέτει, στο κεντρο περίπου της κάτοψης, ανελκυστηρα, το φρεάτιο του οποίου έχει διαστάσεις 2,00 x 2,00 μετρων. Το κτίριο δεν είναι υπάρχον, υιοθετήθηκε μόνο για το σκοπό της εργασίας. Η στατική μελέτη του κτιρίου έγινε σύμφωνα με τον ισχύοντα κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος του 1959 και εκπονήθηκε απο τον κ. Ρεπαπή στα πλαίσια της διδακτορικής του διατριβής. Το κτίριο θεωρήθηκε ότι ανήκει στη ζώνη II σεισμικής επικινδυνότητας.

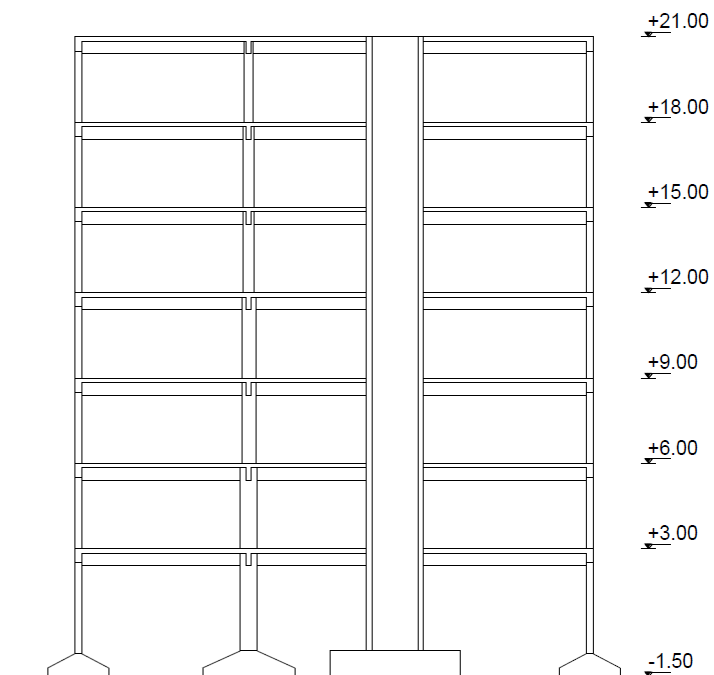
Το φρέαρ του ανελκυστηρα είναι το μοναδικό τοίχωμα που διαθέτει το κτίριο. Ως επακόλουθο αυτού η σεισμική αντίσταση δεν είναι κατανεμημένη σε ολόκληρη την κάτοψη, αλλά είναι συγκεντρωμένη στη θέση του πυρήνα. Η ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων από τον πυρήνα δημιουργεί στρέψη στο κτίριο καθώς ο πυρήνας δεν βρίσκεται στο κέντρο της κάτοψης.



Σχήμα 1.1 Κάτοψη τυπικού ορόφου.



Σχήμα 1.2 Τομή Χ



Σχήμα 1.3 Τομή Υ

1.2 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

Κανονισμοί μελέτης

Η στατική μελέτη του κτιρίου έγινε σύμφωνα με :

- τον «Κανονισμό διά την Μελέτη και Εκτέλεση Οικοδομικών Έργων εξ Ωπλισμένου Σκυροδέματος» του 1959.
- τον «Αντισεισμικό Κανονισμό Οικοδομικών Έργων» του 1959.

Υλικά

- Σκυρόδεμα

Ποιότητα σκυροδέματος: *B225*, αντίστοιχο του σημερινού *C16*.

Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος: $E_{cm}=21 \text{ GPa}$

- Δομικός Χάλυβας

Ποιότητα χάλυβα: Νευροχάλυβας *StIII*, μέσης τάσης διαρροής 400 MPa.

Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα: $E_s=200 \text{ GPa}$

Κατακόρυφα φορτία

- Μόνιμα

Ιδιο βάρος σκυροδέματος: 25.0 kN/m^3

Επικαλύψεις: 1.5 kN/m^2

Εξωτερική τοιχοποιία: (μπατική) 3.6 kN/m^2 όψεως

Εσωτερική τοιχοποιία: 1.0 kN/m^2 κατόψεως

- Κινητά

Κινητό φορτίο ορόφου: 2.0 kN/m^2

Σεισμικά φορτία

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: II

- Συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης: $\varepsilon=0,06$

1.2 ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΜΕΛΩΝ ΚΑΙ ΕΥΛΟΤΥΠΟΙ

α) Διατομές υποστυλωμάτων

Πίνακας 1.1 Διατομές υποστυλωμάτων (cm)

Όροφος	Εσωτερικά	Περιμετρικά	Γωνιακά
1	60/60	90/25	60/60
2	60/60	90/25	60/60
3	50/50	70/25	50/50
4	50/50	70/25	50/50
5	40/40	50/25	40/40
6	40/40	50/25	40/40
7	30/30	35/25	30/30

β) Διατομές δοκών

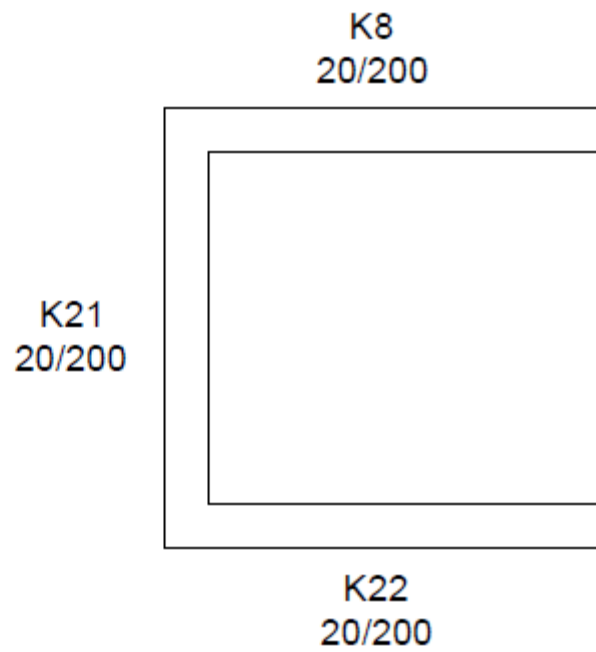
Πίνακας 1.2 Διατομές δοκών (cm)

Δοκοί	Διατομή (cm)
Εσωτερικοί	25/50
Πυρήνα	20/60
Περιμετρικοί	30/60

γ) Πλάκες

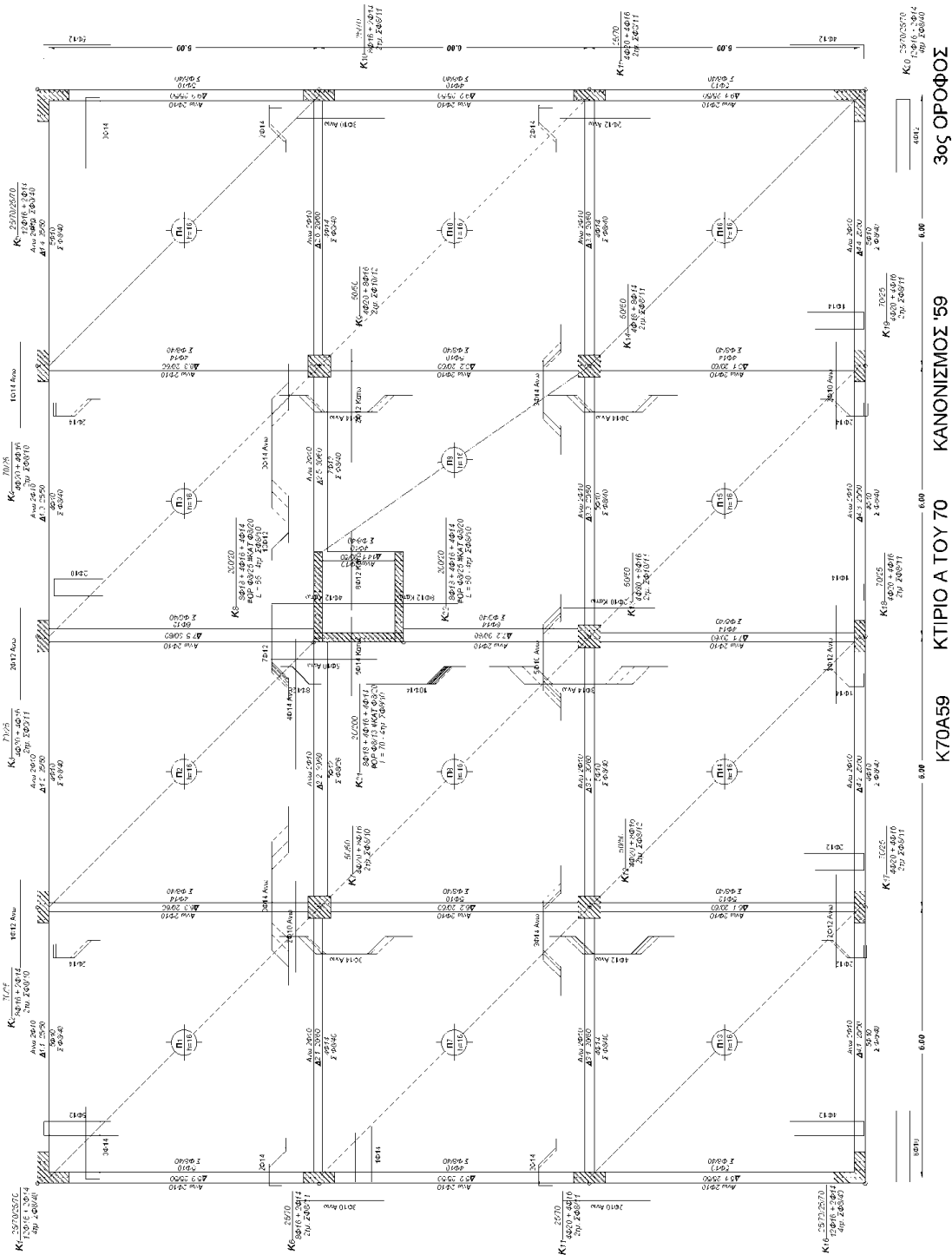
Όλες οι πλάκες έχουν πάχος 16 εκατοστά.

δ) Διατομή πυρήνα



Σχήμα 1.4 Διαστάσεις διατομής πυρήνα

Ακολουθούν οι ξυλότυποι του κτιρίου:



Κ10-25/20/25/20
Αντ. 25/20
Διάμ. 25/20

Κ19-40/30+40/40
Αντ. 40/30
Διάμ. 40/40

Κ18-40/30+40/40
Αντ. 40/30
Διάμ. 40/40

Κ17-40/30+40/40
Αντ. 40/30
Διάμ. 40/40

Κ16-25/20/25/20
Αντ. 25/20
Διάμ. 25/20

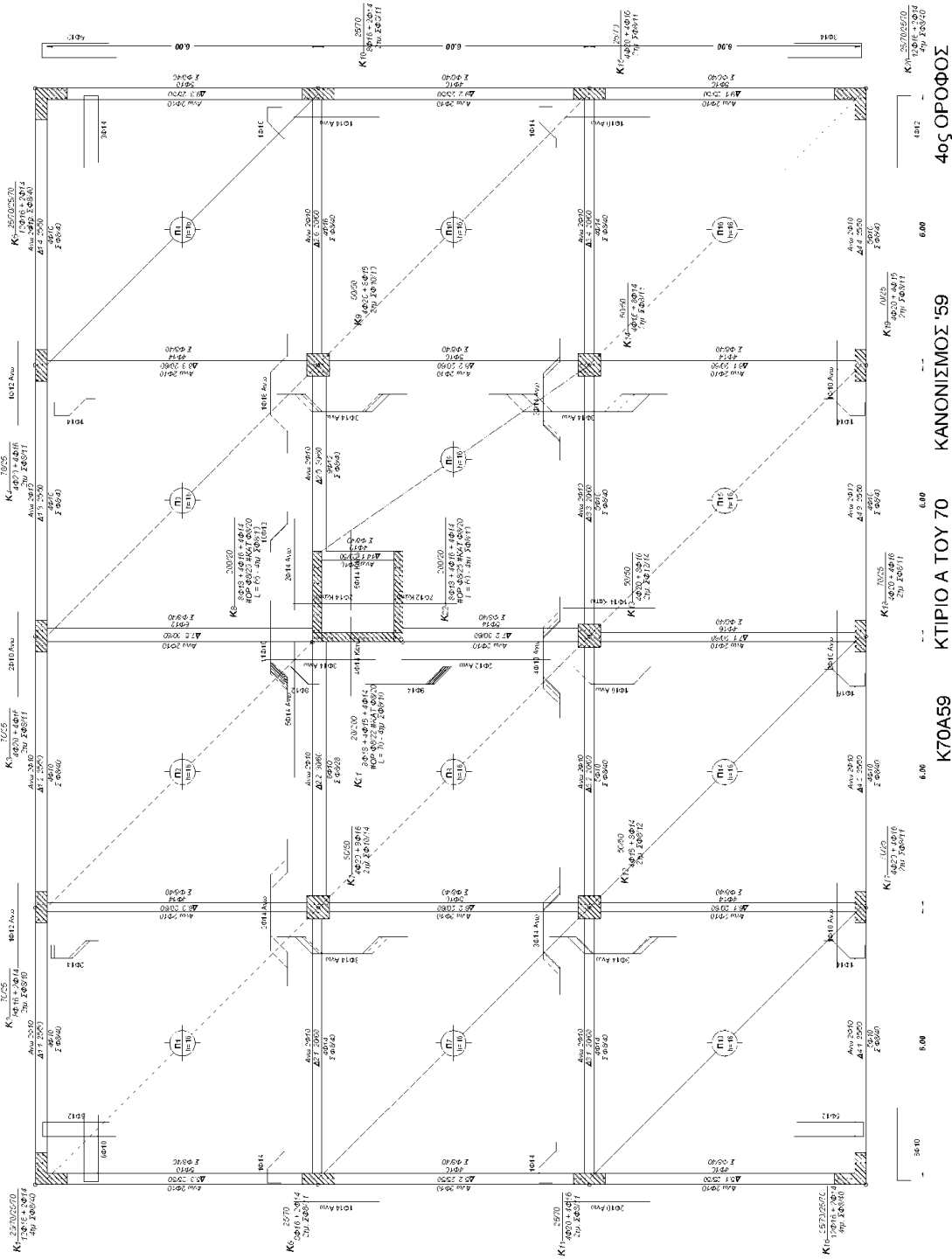
6.00
6.00

ΚΤΙΠΙΟ Α ΤΟΥ 70

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ '59

Κ70Α59

3ος ΟΡΟΦΟΣ



Κ0-2570
 Απ. 2.020
 Δ. 1.2.2000
 Σ. 2.500.0

Κ1-2570
 Απ. 2.020
 Δ. 1.2.2000
 Σ. 2.500.0

Κ2-2570
 Απ. 2.020
 Δ. 1.2.2000
 Σ. 2.500.0

Κ3-2570
 Απ. 2.020
 Δ. 1.2.2000
 Σ. 2.500.0

Κ4-2570
 Απ. 2.020
 Δ. 1.2.2000
 Σ. 2.500.0

Κ5-2570
 Απ. 2.020
 Δ. 1.2.2000
 Σ. 2.500.0

Β0-2570
 Απ. 2.020
 Δ. 1.2.2000
 Σ. 2.500.0

Β1-2570
 Απ. 2.020
 Δ. 1.2.2000
 Σ. 2.500.0

Β2-2570
 Απ. 2.020
 Δ. 1.2.2000
 Σ. 2.500.0

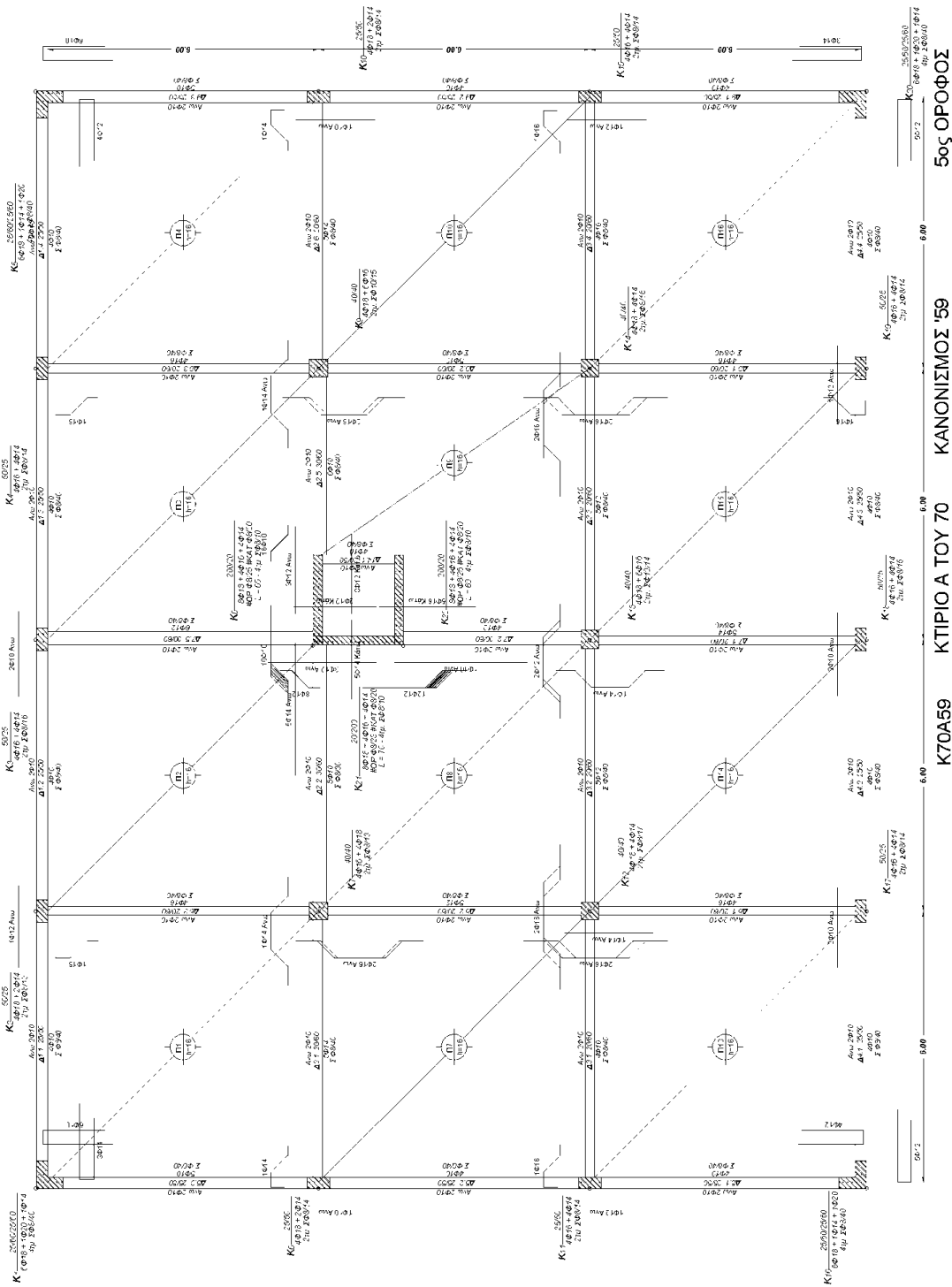
Β3-2570
 Απ. 2.020
 Δ. 1.2.2000
 Σ. 2.500.0

Β4-2570
 Απ. 2.020
 Δ. 1.2.2000
 Σ. 2.500.0

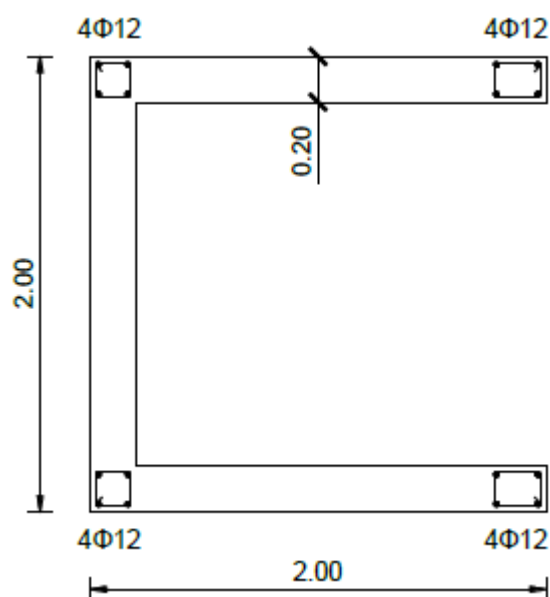
Β5-2570
 Απ. 2.020
 Δ. 1.2.2000
 Σ. 2.500.0

ΚΤΙΡΙΟ Α ΤΟΥ 70
 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ '59

4ος ΟΡΟΦΟΣ



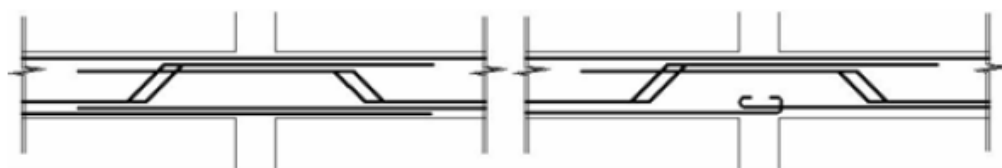
Στον πυρήνα δεν τοποθετήθηκε ο διαμήκης οπλισμός που αναγράφεται στα σχέδια καθώς κρίθηκε υπερβολικός. Ο πυρήνας οπλίστηκε όπως φαίνεται στο σχήμα 1.4 σε όλο το ύψος του.



Σχίμα 1.4 Διαμήκεις οπλισμοί πυρήνα.

Οι εγκάρσιοι οπλισμοί όλων των υποστυλωμάτων θεωρήθηκε ότι είναι δίμητοι συνδετήρες $\Phi 8 / 30$, ενώ στον κορμό των σκελών του πυρήνα $\Phi 8/25$ όπως αναγράφεται και στα σχέδια.

Ο τρόπος όπλισης εκείνης της περιόδου λαμβάνεται υπόψη. Θεωρήθηκε ότι ο κάτω οπλισμός των δοκών αγκυρώνεται μέσα στον κόμβο για τις δοκούς των εσωτερικών πλαισίων, όπως συνηθιζόταν εκείνη την εποχή. Αντίθετα, στα περιμετρικά πλαίσια στα οποία γινόταν ο έλεγχος περιμετρικών δοκών και τα οποία οπλίζονταν για πλαισιακή λειτουργία, ο κάτω οπλισμός θεωρείται ότι επεκτείνεται στο διπλανό άνοιγμα διπλασιάζοντας έτσι τον κάτω οπλισμό δοκού στις κρίσιμες ζώνες εκατέρωθεν του κόμβου, όπως φαίνεται στο Σχίμα 1.5. Όσον αφορά τις κεκαμμένες ράβδους, αυτές επεκτείνονται πάντα στο διπλανό άνοιγμα σε μήκος που είναι επαρκές για να θεωρηθεί ότι συμμετέχουν στην ανάληψη ροπής και στο διπλανό άνοιγμα.



Σχίμα 1.5 Λεπτομέρειες όπλισης δοκών σε περιμετρικά (αριστερά) και εσωτερικά πλαίσια (δεξιά).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2-ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Πρίν απο τις μη γραμμικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση έτσι ώστε να δούμε τι τέμνουσα βάσης και τι μετακίνηση απαιτείται απο το σεισμό του EC8 στο κτίριο.

2.2 ΜΟΡΦΩΣΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Για την ελαστική ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ETABS2013.

Θεωρήθηκε σταθερό συνεργαζόμενο πλάτος δοκών σε όλο το μήκος τους, υπολογίστηκε δε προσεγγιστικά κατά ΕΚΩΣ απο τη σχέση:

$b_{eff}=b_w+2al/10$, όπου $a=0,70$ και $l=6,00m$, στις περιμετρικές δοκούς ο συντελεστής 2 αντικαθίσταται με τη μονάδα.

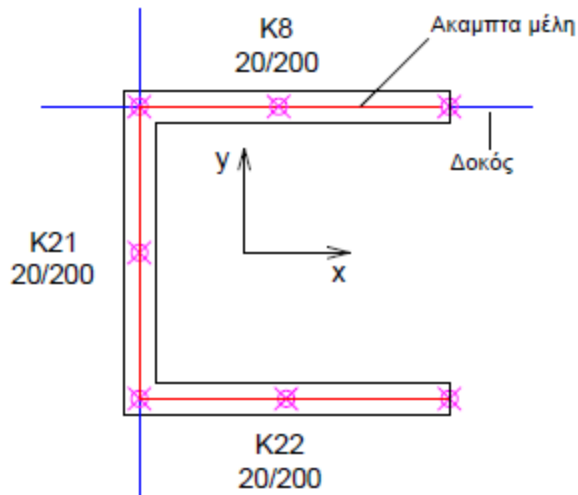
Ετσι προέκυψαν τα εξής συνεργαζόμενα πλάτη:

Για τις δοκους διατομης 20/60 : $b_{eff}=1,05m$

Για τις δοκους διατομης 30/60 : $b_{eff}=1,15m$

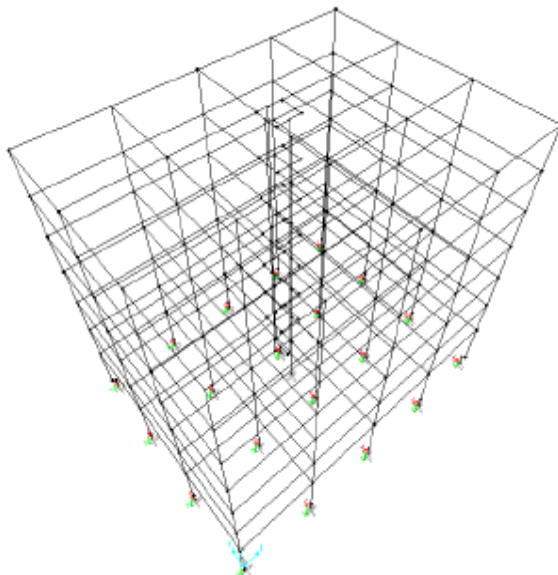
Για τις δοκους διατομης 25/50 : $b_{eff}=0,67m$ (περιμετρικές)

- Τα ραβδόμορφα στοιχεία στις δοκούς διέρχονται από τον άξονα στο μέσον του πλάτους του κορμού και στο μέσον του συνολικού ύψους της διατομής. Στα ορθογωνικά υποστυλώματα τα στοιχεία διέρχονται από το κέντρο της διατομής, ενώ στα γωνιακά υποστυλώματα από το σημείο τομής των κάθετων ευθειών που διέρχονται από το μέσον του πάχους της διατομής κατά x και y. Λόγω της εκκεντρότητας που προκύπτει από τον κεντροβαρικό άξονα η ροπή αδράνειας της διατομής μεταφέρθηκε στον άξονα του μέλους.
- Η διατομή του πυρήνα έχει σχήμα U και αποτελείται από τα 2 παράλληλα σκέλη κατά τη διεύθυνση x και ένα κάθετο κατά τη διεύθυνση y. Το κάθε σκέλος προσομοιώθηκε ως ένα υποστυλώμα ορθογωνικής διατομής διαστάσεων 0.20m x 2.00m. Στη στάθμη κάθε ορόφου τα τρία σκέλη συνδέονται μεταξύ τους με άκαμπτα μέλη όπως φαίνεται στο σχήμα :

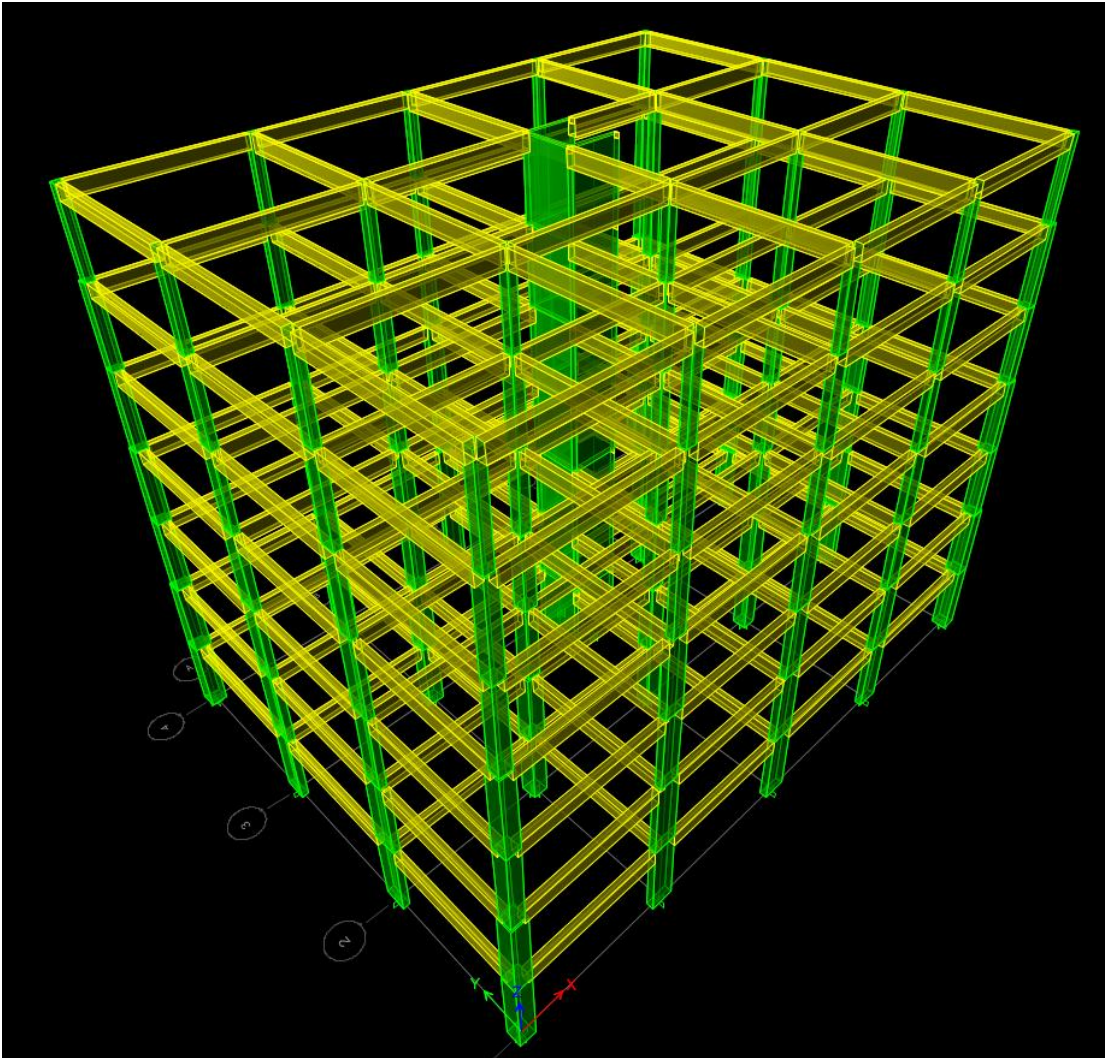


Σχήμα 2.1: Προσομοίωση πυρήνα

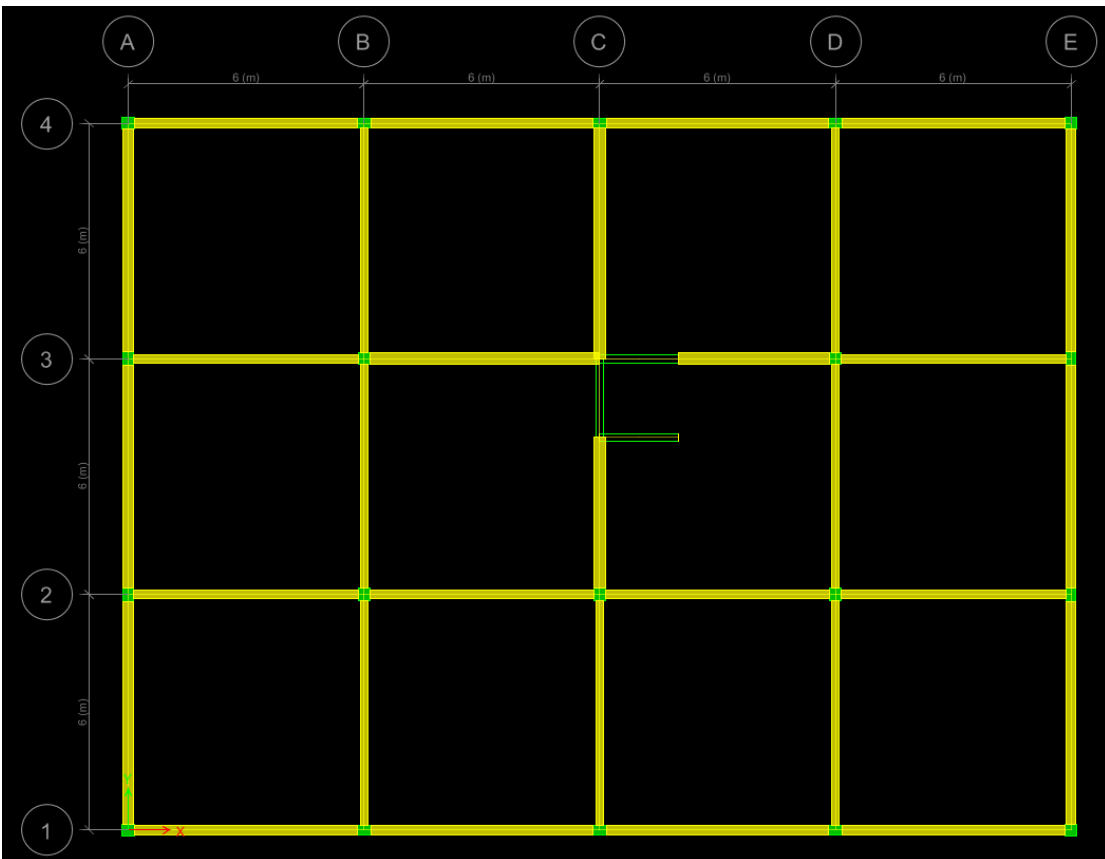
- Οι κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων προσομοιώθηκαν με χρήση άκαμπτων στοιχείων δοκού στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων.
- Οι πλάκες προσομοιώθηκαν ως άκαμπτα διαφράγματα.
- Τα μόνιμα και κινητά φορτία της κάτοψης μεταφέρθηκαν στις δοκούς σύμφωνα με τις επιφάνειες επιρροής που ορίζονται στον ΕΚΩΣ.



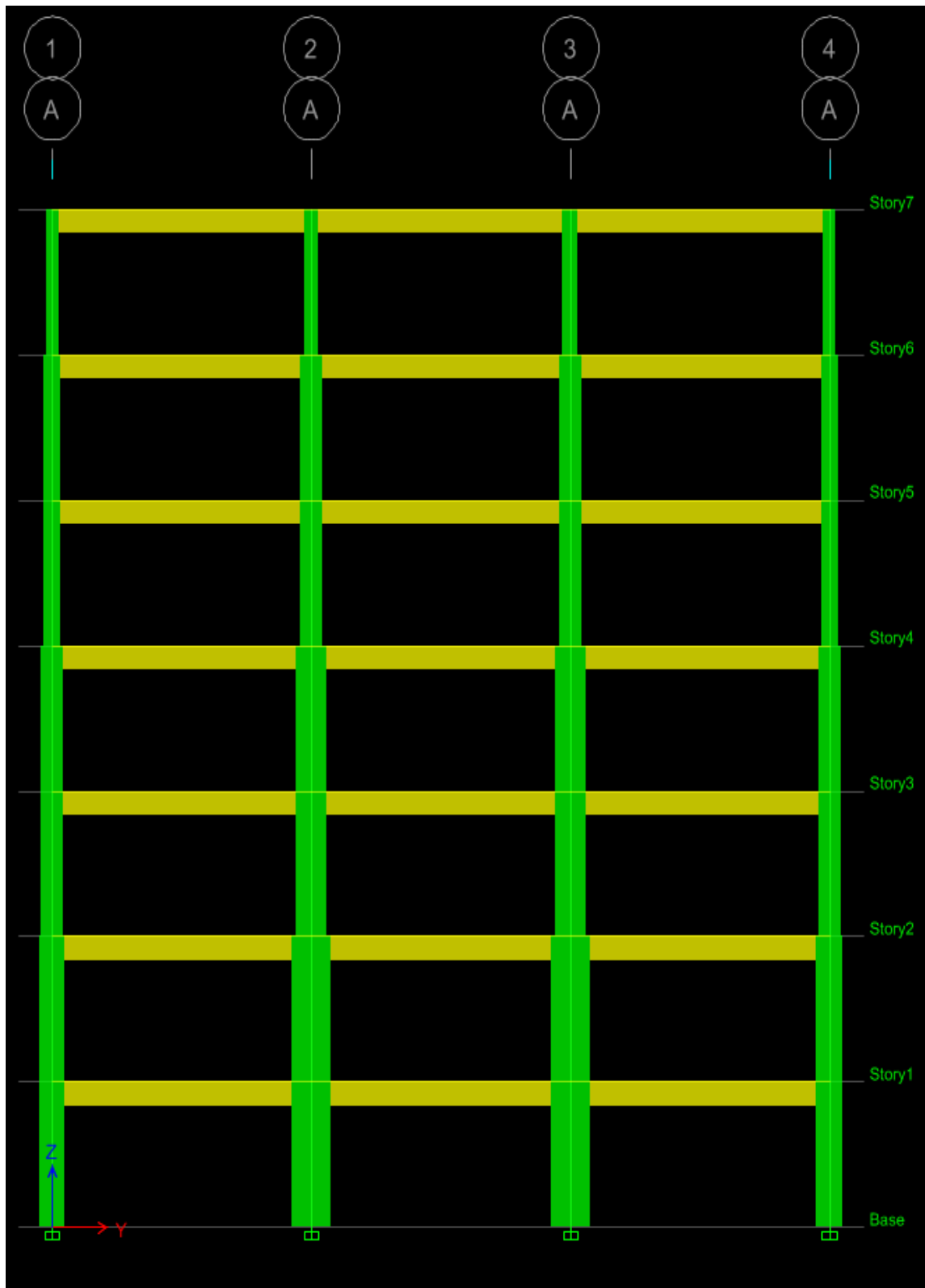
Σχήμα 2.2: Προσομοίωμα του χωρικού πλαισίου στο ETABS2013



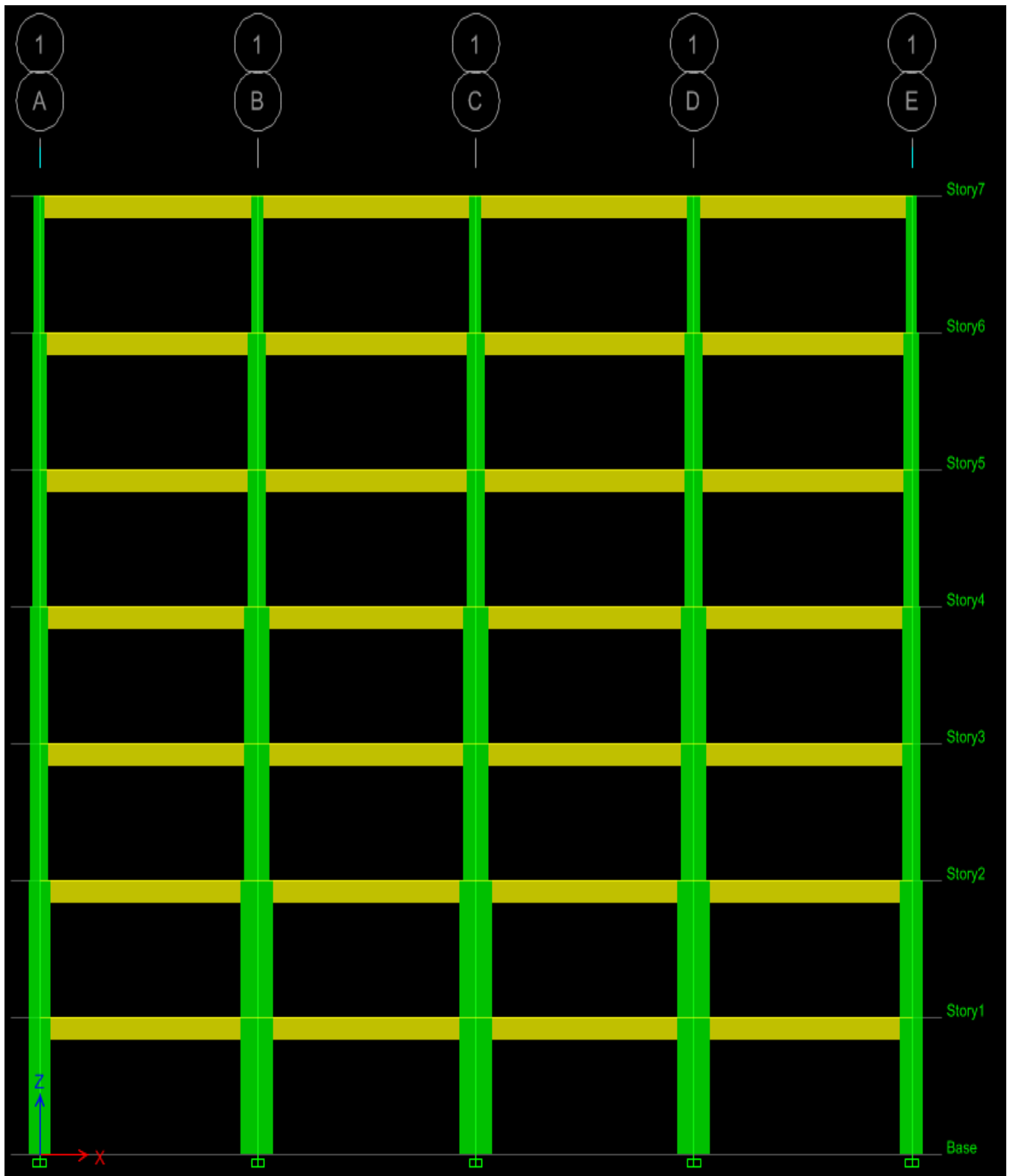
3Δ Όψη



Κάτοψη



Όψη κατά τη μικρή διεύθυνση(y)



Όψη κατά τη μεγάλη διεύθυνση(χ)

2.3 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ EC8

2.3.1 Εισαγωγή

Για εκτιμήσουμε προκαταρκτικά τη συμπεριφορά του κτιρίου, πραγματοποιήσαμε ελαστική ανάλυση κατά EC8. Η στατική ελαστική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί υπό προϋποθέσεις σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α (“*Άμεση Χρήση*”) η ελαστική στατική ανάλυση μπορεί να εφαρμόζεται άνευ όρων. Όμως για τις στάθμες επιτελεστικότητας Β (“*Προστασία Ζωής*”) και Γ (“*Οιονεί Κατάρρευση*”) η εφαρμογή της ελαστικής στατικής ανάλυσης επιτρέπεται όταν ικανοποιούνται οι συνθήκες της παραγράφου 5.5.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Οι συνθήκες αυτές αφορούν :

- την κανονικότητα του κτιρίου σε κάτοψη και όψη
- την ομοιόμορφη καταπόνηση του κτιρίου υπο τα σεισμικά φορτία, δηλαδή την ομοιόμορφη κατανομή των βλαβών σε όλους τους ορόφους και την αποφυγή αστοχίας με μηχανισμό πλαστικού ορόφου
- την ύπαρξη συστήματος ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις

Υποθέτουμε ότι το παρόν εμπίπτει στις ανωτέρω συνθήκες του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

2.3.2 Παραδοχές ελαστικής ανάλυσης

Προσομοίωση δυσκαμψιών φερόντων στοιχείων

Οι τοιχοπληρώσεις αγνοούνται λόγω της μεγάλης διασποράς και αναξιοπιστίας της μηχανικής τους συμπεριφοράς. Οι δυσκαμψίες μειώθηκαν στο μισό ($0,5EI_g$, όπου I_g η ροπή αδράνειας της γεωμετρικής διατομής)

Ενιαίος συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής απόκρισης, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ προτείνει τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιούνται στις ελαστικές αναλύσεις για την αποτίμηση της συμπεριφοράς υφισταμένου δομήματος. Η προτεινόμενη τιμή είναι συνάρτηση της χρονολογίας της μελέτης, του επιπέδου των βλαβών που υπάρχουν στο κτίριο και της ευμενούς ή δυσμενούς επιρροής της τοιχοπληρώσεως. Στο συγκεκριμένο κτίριο αγνοούμε την επιρροή των τοιχοπληρώσεων, ενώ θεωρούμε ότι το κτίριο δεν έχει υποστεί ουσιώδεις βλάβες στα πρωτεύοντα στοιχεία παραλαβής των σεισμικών δράσεων. Επομένως σύμφωνα με

2.4 Ανάλυση με τις διατάξεις του 1959 και σύγκριση

Ο φορέας αναλύθηκε κατά τις διατάξεις του Αντισεισμικού κανονισμού του 1959 και τις συνθήξεις παραδοχές της εποχής που πραγματοποιήθηκε η μελέτη:

- Ο φορέας θεωρήθηκε πακτωμένος στη βάση
- Οι ροπές αδράνειας των διατομών δεν απομειώθηκαν από την πιθανή ρηγμάτωση
- Σε κάθε συνδιασμό φόρτισης (στατικό και σεισμικό) τα κατακόρυφα φορτία είναι το σύνολο των μονίμων και των κινητών, δηλαδή $G+Q$. Από τον τέταρτο όροφο και άνω η τιμή των κινητών φορτίων κάθε στάθμης απομειώθηκε πολλαπλασιαζόμενη με τους μειωτικούς συντελεστές του παρακάτω πίνακα:

Όροφος	Συντελεστής κινητών φορτίων
1ος	1.00
2ος	1.00
3ος	1.00
4ος	0.95
5ος	0.88
6ος	0.80
7ος	0.74

- Το οριζόντιο σεισμικό φορτίο F_i κάθε στάθμης i είναι ίσο με: $F_i = \varepsilon \cdot W_i$, όπου ε ο συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης και W_i το συνολικό βάρος στη στάθμη i λόγω των κατακόρυφων φορτίων $G+Q$ των υπερκείμενων ορόφων. Η τιμή του συντελεστή επιβάρυνσης ε , είναι συνάρτηση της σεισμικότητας της περιοχής της κατασκευής και της σεισμικής επικινδυνότητας του εδάφους θεμελίωσης. Οι περιοχές της χώρας κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες ως προς τη σεισμικότητα τους:

- I. Ασθενώς σεισμόπληκτες περιοχές
- II. Μετρίως σεισμόπληκτες περιοχές
- III. Ισχυρώς σεισμόπληκτες περιοχές

Ενώ τα εδάφη κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες:

- (α) Εδάφη μικρής σεισμικής επικινδυνότητας
- (β) Εδάφη μέτριας σεισμικής επικινδυνότητας
- (γ) Εδάφη μεγάλης σεισμικής επικινδυνότητας
- (δ) Εδάφη εξαιρετικής σεισμικής επικινδυνότητας

Η ποιοτική περιγραφή των κατηγοριών εδάφους άφησε περιθώρια αυθαίρετης επιλογής ανά μείζονα γεωγραφική περιοχή.

Οι τιμές του συντελεστή ε δίδονται με τον ακόλουθο πίνακα:

Σεισμικότητα περιοχής	Επικινδυνότητα εδάφους		
	(α)	(β)	(γ)
I	0.04	0.06	0.08
II	0.06	0.08	0.12
III	0.08	0.12	0.16

Το παρόν κτίριο έχει μελετηθεί με συντελεστή σεισμικής επικινδυνότητας 0,06 καθώς έχει θεωρηθεί ότι βρίσκεται σε περιοχή σεισμικότητας II και ότι εδράζεται σε σκληρή άργιλο.

Τελικώς τα σεισμικά φορτία που προκύπτουν κατά των κανονισμό του 1959 είναι:

Όροφος	F_i (kN)
1ος	283.0
2ος	280.6
3ος	278.2
4ος	275.2
5ος	272.2
6ος	270.3
7ος	263.6

Η συνολική τέμνουσα βάσης του κτιρίου είναι : $V_{BASE}=1920$ kN

Τα σεισμικά φορτία (E) έχουν την ίδια τιμή και για τις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.

Σύγκριση τέμνουσας βάσης μεταξύ κανονισμού του 59 και EC8

Κανονισμός 59: $V_{BASE}=1920$ kN

EC8: $V_{BASE}=4933$ kN

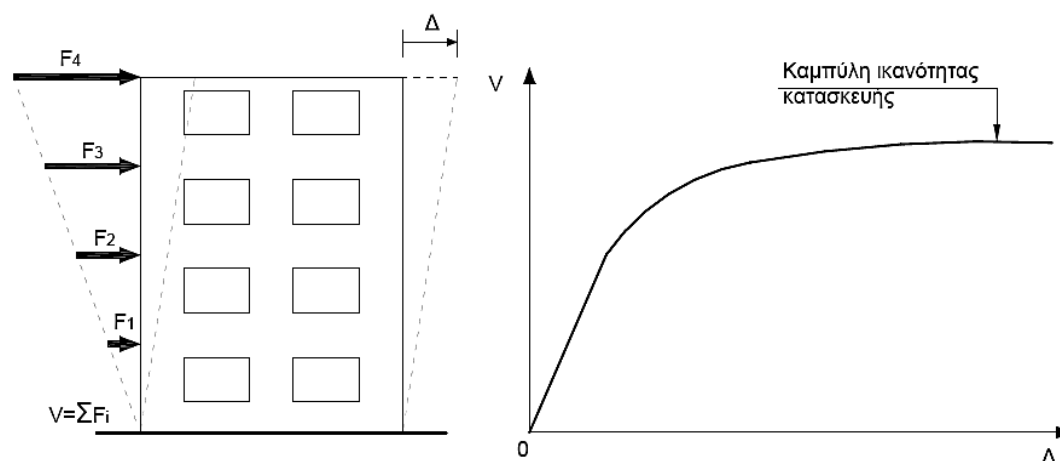
Παρατηρούμε ότι σύμφωνα με τον EC8 το κτίριο καλείται να παραλάβει 2,5 φορές μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3- ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΠΡΟΣΑΥΞΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (STATIC PUSHOVER ANALYSIS) / ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

3.1 Η ΜΕΘΟΔΟΣ PUSHOVER

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός με μη-γραμμική στατική προσαυξητική μέθοδο εκτελείται υπό την δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων. Μπορεί να εφαρμοστεί σε νέα και υπάρχοντα κτίρια για τον έλεγχο ή την αναθεώρηση των τιμών του λόγου υπεραντοχής α_u / α_1 , για την εκτίμηση των αναμενόμενων πλαστικών μηχανισμών και της κατανομής των βλαβών σε νέες κατασκευές και για την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς υπαρχόντων ή ανασχεδιαζόμενων κτιρίων. Σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα της χώρας μας δεν επιτρέπεται η διαστασιολόγηση μιας νέας κατασκευής μόνον με κάποια μη-γραμμική μέθοδο ανάλυσης αλλά επιτρέπεται μόνον σε συνδυασμό με την γραμμική μέθοδο φασματικής απόκρισης, με βάση το φάσμα σχεδιασμού, για διερεύνηση και εμβάθυνση στα αποτελέσματα της τελευταίας.

Τα οριζόντια φορτία θα πρέπει να εφαρμόζονται με τουλάχιστον δυο κατανομές καθ' ύψος. Αυτές είναι η "ομοιόμορφη" κατανομή, βασισμένη σε οριζόντια φορτία που είναι ανάλογα προς τη μάζα ανεξάρτητα από την στάθμη (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης) και η "ιδιομορφική" κατανομή, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση. Έτσι μέσω πολλών στατικών επιλύσεων, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα, κατασκευάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής (*capacity curve*) λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών



3.2 ΣΤΟΧΟΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μιας στάθμης επιτελεστικότητας (δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών) και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάλιψης. Δηλαδή, κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης. Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της (ενίσχυσή της) ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής. Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας αναφέρονται τόσο στο φέροντα οργανισμό, όσο και στο μη-φέροντα οργανισμό, δηλαδή στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Ο συνολικός στόχος για όλη την κατασκευή προκύπτει από συνδυασμό των στόχων για το φέροντα και το μη-φέροντα οργανισμό.

Στον Πίνακα 3.1 φαίνονται οι στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους επανάλιψης του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι ο συνήθης σχεδιασμός με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς για συνήθη κατηγορία σπουδαιότητας, αντιστοιχεί σε στόχο σχεδιασμού B2 ενώ ο στόχος A1 ικανοποιείται μέσω λοιπών κανονιστικών διατάξεων που περιλαμβάνονται.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια	20% (Περίοδος επανάλιψης 225 χρόνια)	A1	B1	Γ1
	10% (Περίοδος επανάλιψης 475 χρόνια)	A2	B2	Γ2
	2% (Περίοδος επανάλιψης 2475 χρόνια)	A3	B3	Γ3

Πίνακας 3.1 Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3.

Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής.

3.3 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΚΑΙ ΜΗ-ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν, με μικροδιαφορές, τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών. Σε ορισμένους κανονισμούς υπάρχουν και ενδιάμεσες στάθμες επιτελεστικότητας (π.χ. ATC-40). Οι στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3 είναι οι εξής:

Ο.Κ. Περιορισμού Βλαβών (*Limit state of damage limitation, DL*)

Ο φορέας έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να έχουν αποφύγει σημαντική διαρροή και να διατηρούν την αντοχή τους και τις ιδιότητες της δυσκαμψίας τους. Τα μη-φέροντα στοιχεία, όπως για παράδειγμα τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις, μπορεί να παρουσιάζουν κατανεμημένη ρηγμάτωση, όμως η βλάβη θα μπορούσε να επισκευαστεί με οικονομικό τρόπο. Οι μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων είναι αμελητέες. Ο φορέας δεν απαιτεί μέτρα επισκευής.

Ο.Κ. Σημαντικών Βλαβών (*Limit state of significant damage, SD*)

Ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, διαθέτει ορισμένη εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι σε θέση να αντέξουν τα κατακόρυφα φορτία. Τα μη-φέροντα στοιχεία έχουν υποστεί βλάβες, αν και τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις δεν παρουσιάζουν εκτός επιπέδου αστοχίες. Υπάρχουν μέτριες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Η επισκευή του φορέα πιθανόν να είναι αντισυμβατική.

Ο.Κ. Οιονεί Κατάρρευσης (*Limit state of near collapse, NC*)

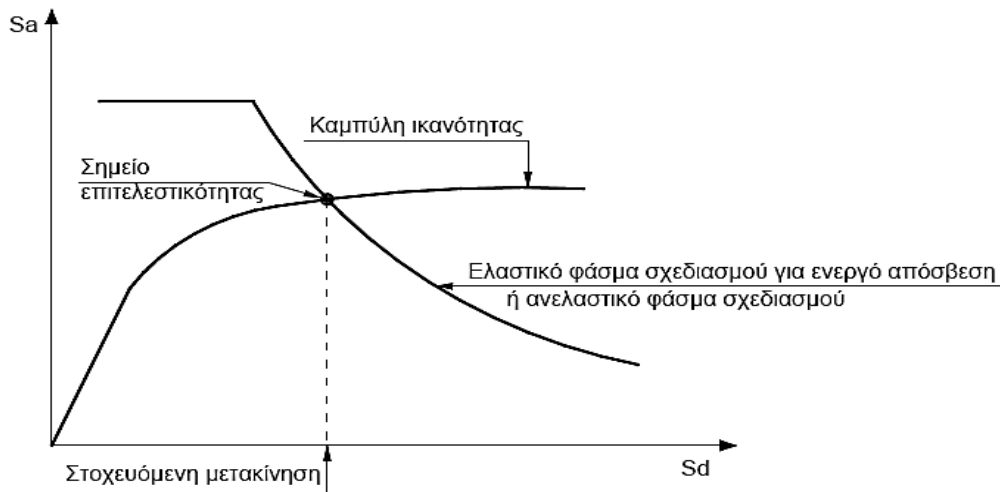
Ο φορέας έχει υποστεί σοβαρή ζημιά, με χαμηλή εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, αν και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι ακόμα σε θέση να αντέχουν κατακόρυφα φορτία. Τα περισσότερα μη-φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει. Υπάρχουν μεγάλες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας λίγο απέχει από την κατάρρευση και πιθανόν δε θα επιβίωνε σε άλλον σεισμό, ακόμα και μέτριας έντασης.

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες $F-\delta$ που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής και συνήθως απαιτεί καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μία στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο

δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από αυτή τη στάθμη. Επομένως, ο μηχανικός θα πρέπει να αξιολογήσει τη σημασία που έχει η εμφάνιση βλαβών σε κάποιο στοιχείο στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.

Κατόπιν για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – *target displacement*) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (*performance point*) της κατασκευής γι' αυτό το σεισμό. Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες μεθοδολογίες για τον προσδιορισμό της στοχευμένης μετακίνησης με εφαρμογή της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης όπως η μέθοδος ATC-40, η μέθοδος N2, η ιδιομορφική στατική μη-γραμμική ανάλυση (*modal pushover*), η προσαρμοζόμενη στατική μη-γραμμική ανάλυση (*adaptive pushover*) κ.α.. Στο επόμενο κεφάλαιο περιγράφονται κάποιες από τις ευρέως χρησιμοποιούμενες μεθόδους υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης.

Αφού υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (μετακίνηση κορυφής) σημειώνεται στην καμπύλη ικανότητας το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας, το οποίο συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες γίνεται έλεγχος στοχευμένης ικανότητας. Διαπιστώνεται έτσι εάν έχει υπερβληθεί ή όχι κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας. Για τη στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε κάποια στάθμη σεισμικής δόνησης, μπορεί να ελεγχθεί σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης $F-\delta$ βρίσκεται κάθε στοιχείο. Στοιχεία στα οποία υπάρχει υπέρβαση της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας πρέπει να ενισχυθούν και η όλη διαδικασία να επαναληφθεί.



Σχήμα 3.2: Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

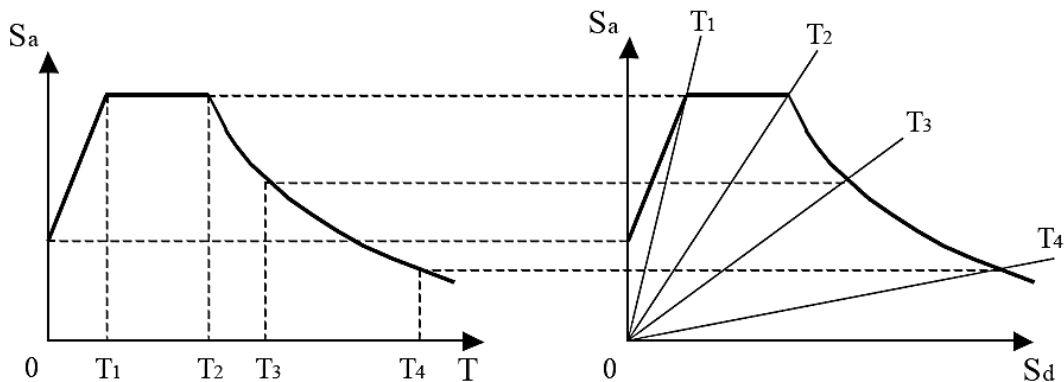
3.4 ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Οι μέθοδοι υπολογισμού της στοχευμένης μετακίνησης βασίζονται στην απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και ο υπολογισμός της απόκρισης της κατασκευής σε κάθε όροφο γίνεται με βάση την παραμόρφωσή της για συγκεκριμένη κατανομή φορτίων καθ' ύψος. Η φιλοσοφία καθορισμού του σημείου επιτελεστικότητας βασίζεται στον υπολογισμό του σημείου που αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης (*demand*), σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού, και της ικανότητας (*capacity*) της κατασκευής. Σε διάγραμμα ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectrum*), η εξισορρόπηση αυτή για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα συμβαίνει στο σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ενεργό απόσβεση για τη μέγιστη μετακίνηση (η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται με βάση την πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση) ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος. Εναλλακτικά, μπορούν να χρησιμοποιηθούν εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν την ελαστική μετακίνηση με την ανελαστική.

Παρακάτω παρουσιάζεται ο τρόπος υπολογισμού του σημείου επιτελεστικότητας σύμφωνα με τη μεθοδολογία ATC-40 και τη μεθοδολογία του Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3.

Η μέθοδος του ATC-40

Βήμα 1: Μεταφορά του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για $\zeta=5\%$ στο πεδίο επιτάχυνση-μετακίνηση (μορφή ADRS).



Κλασική μορφή φάσματος

$$S_a = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot S_d$$

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a$$

ADRS μορφή φάσματος

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Ακτινικές γραμμές από το (0,0) έχουν σταθερή περίοδο

Σχήμα 3.3: Μετατροπή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού σε ADRS μορφή.

Βήμα 2: Μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε ισοδύναμο Σύστημα Μίας Ελευθερίας Κίνησης: H

μάζα ισοδύναμου ΣΜΕΚ, m^* καθορίζεται ως εξής:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i$$

και ο συντελεστής μετατροπής δίνεται από την σχέση:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)}$$

Η δύναμη F^* και η μετακίνηση S_d του ισοδύναμου ΣΜΕΚ υπολογίζονται ως εξής:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad S_a = \frac{F_b}{\Gamma \cdot m^*}$$

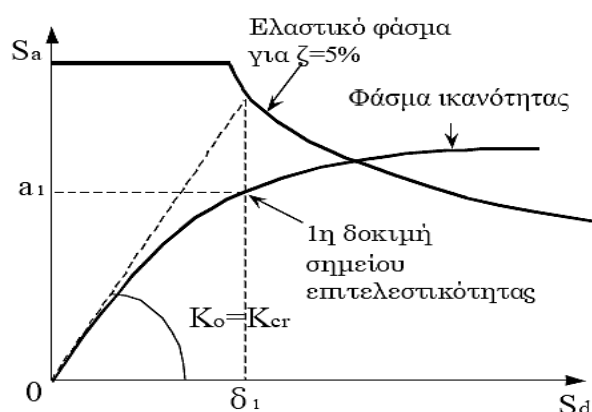
$$S_d = \frac{d_n}{\Gamma} \quad \text{ή} \quad S_d = \frac{d_n}{\Gamma \cdot \phi_n} \quad \text{εάν } \phi_n \neq 1$$

όπου F_b και d_n είναι, αντίστοιχα, η τέμνουσα δύναμη βάσης και η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου του Συστήματος Πολλών Ελευθεριών Κινήσεως (ΣΠΕΚ).

Βήμα 3: Εύρεση 1^ο σημείου δοκιμών (Σχ. 3.4).

Στην παρακάτω διαδικασία, για λόγους απλοποίησης, τα μεγέθη (μετακίνηση, επιτάχυνση) που αφορούν στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα παρουσιάζονται χωρίς αστερίσκο.

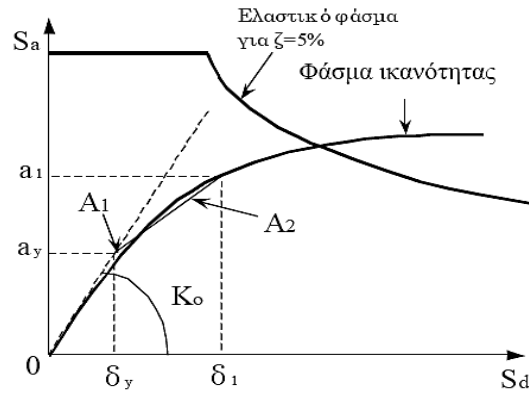
Από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση $\zeta=5\%$ υπολογίζεται η μετακίνηση δ_1 για τη δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε ρηγματωμένες διατομές (τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής). Για τη μετακίνηση δ_1 υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας πάνω στο φάσμα ικανότητας και η αντίστοιχη επιτάχυνση a_1 . Η μετακίνηση δ_1 είναι η τιμή που θα προέκυπτε από τη θεώρηση ίσης μετακίνησης μεταξύ του ελαστικού και ανελαστικού συστήματος.



Σχήμα 3.4: Εύρεση πρώτου σημείου δοκιμών.

Βήμα 4: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας (Σχ. 3.5).

Από το 1^ο σημείο δοκιμής φέρνουμε ευθεία, έτσι ώστε τα εμβαδά A_1 και A_2 να είναι περίπου ίσα και ορίζουμε το σημείο τομής με την ευθεία που αντιστοιχεί στην αρχική δυσκαμψία. Το σημείο αυτό αντιστοιχεί στη διαρροή σύμφωνα με τη διγραμμική καμπύλη συμπεριφοράς και η προβολή του στους άξονες S_a και S_d ορίζει την επιτάχυνση διαρροής, a_y και τη μετακίνηση διαρροής, δ_y αντίστοιχα.



Σχήμα 3.5: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας.

Βήμα 5: Υπολογισμός ενεργούς απόσβεσης.

Η ενεργός απόσβεση μπορεί να γραφτεί ως:

$$\zeta_{eff} = \zeta_{ελ} + \zeta_{vστ}$$

όπου: $\zeta_{ελ}$ = απόσβεση κατασκευής για ελαστική συμπεριφορά (= 0.05 για Ω.Σ.)

$\zeta_{vστ}$ = υστερητική απόσβεση λόγω ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς.

Για τον υπολογισμό της υστερητικής απόσβεσης προτείνεται η σχέση:

$$\zeta_{eff} = 5 + \frac{63.7 \cdot \kappa \cdot (a_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot a_1)}{a_1 \cdot \delta_1}$$

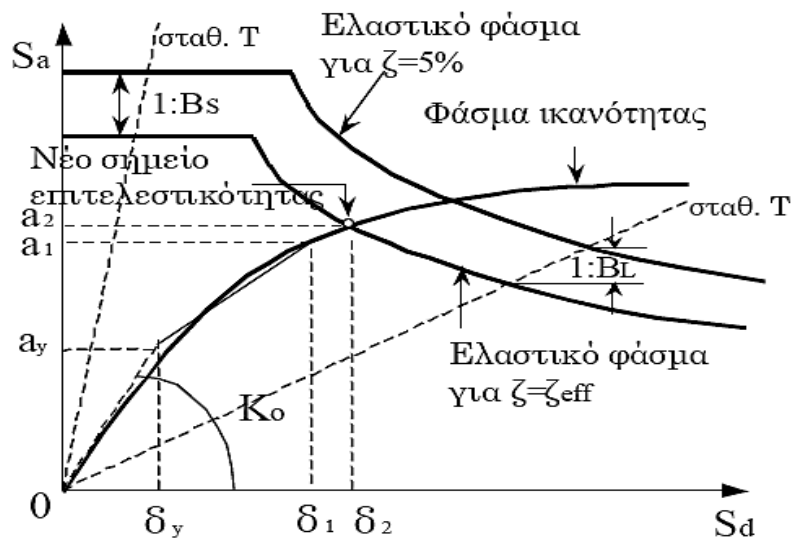
Στη συνέχεια υπολογίζεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε απόσβεση $\zeta = \zeta_{eff}$ με πολλαπλασιασμό των τιμών του φάσματος για $\zeta = 5\%$ με τους συντελεστές SR_A και SR_V στα τμήματα που αντιστοιχούν σε σταθερή επιτάχυνση και σταθερή ταχύτητα, αντίστοιχα.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln \zeta_{eff}}{2.12} \geq SR_{A,min}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln \zeta_{eff}}{1.65} \geq SR_{V,min}$$

Οι ελάχιστες τιμές των συντελεστών δίνονται στον Πίνακα 2.4.

Το σημείο τομής μεταξύ του φάσματος σχεδιασμού για $\zeta = \zeta_{eff}$ και του φάσματος ικανότητας ορίζει το νέο σημείο επιτελεστικότητας. Η προβολή αυτού του σημείου στους άξονες S_a και S_d ορίζει την νέα επιτάχυνση, a_2 και τη νέα μετακίνηση, δ_2 αντίστοιχα.



Σχήμα 3.6: Κατασκευή ελαστικού φάσματος απόκρισης για $\zeta = \zeta_{eff}$ και εύρεση νέου σημείου επιτελεστικότητας.

Διάρκεια σεισμού	Νέες, καλές αντισεισμικές κατασκευές	Μέτριες αντισεισμικά κατασκευές	Φτωχές αντισεισμικά κατασκευές
Μικρή (κοντά στο επίκεντρο)	A	B	C
Μεγάλη (μακριά από επίκεντρο, γενικώς για ζώνες III & IV)	B	C	C

Πίνακας 3.2. Τύποι συμπεριφοράς κτηρίων.

Τύπος συμπεριφοράς	$\zeta_{\text{οστ}}$ (%)	κ
A	≤ 16.25	1.00
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51 \cdot (a_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot a_u)}{a_u \cdot \delta_u}$
B	< 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446 \cdot (a_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot a_u)}{a_u \cdot \delta_u}$
C	Όλες οι τιμές	0.33

Πίνακας 3.3. Τιμές διορθωτικού συντελεστή κ .

Τύπος συμπεριφοράς	$SR_{A,min}$	$SR_{\gamma,min}$
A	0.33	0.50
B	0.44	0.56
C	0.56	0.67

Πίνακας 3.4. Ελάχιστες τιμές μειωτικών συντελεστών απόσβεσης

Βήμα 6: Έλεγχος σύγκλισης.

Η μέθοδος βασίζεται σε μία επαναληπτική διαδικασία μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση.

Θεωρούμε ότι η σύγκλιση έχει επιτευχθεί εάν:

$$0.95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1.05 \cdot \delta_1$$

Εάν το κριτήριο δεν ικανοποιείται, θέτουμε $a_1=a_2$ και $\delta_1=\delta_2$ και επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία από το 5^ο βήμα. Εάν το κριτήριο ικανοποιείται, η μετακίνηση δ_2 αντιστοιχεί στη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση δ^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (στοχευόμενη μετακίνηση).

Βήμα 7: Στοχευόμενη μετακίνηση κατασκευής

Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου στο σύστημα πολλών β.ε υπολογίζεται από τη

$$\text{σχέση: } \Delta = \Gamma \cdot \delta^* \cdot \phi_n$$

Η μέθοδος του Ευρωκώδικα 8

Βήμα 1: Γενικά

Υποτίθεται η ακόλουθη σχέση μεταξύ των ανηγμένων οριζόντιων δυνάμεων \bar{F}_i και των ανηγμένων μετακινήσεων Φ_i :

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i, \quad \text{όπου } m_i \text{ είναι η μάζα του ορόφου } i.$$

Οι μετακινήσεις είναι ανηγμένες με τέτοιο τρόπο ώστε $\Phi_n = 1$, όπου n είναι ο κόμβος ελέγχου (συνήθως το n αντιστοιχεί στον ανώτατο όροφο). Συνεπώς $\bar{F}_n = m_n$.

Βήμα 2: Μετατροπή σε ισοδύναμο Σύστημα Μίας Ελευθερίας Κίνησης (ΣΜΕΚ) Η μάζα ισοδύναμου ΣΜΕΚ, m^* καθορίζεται ως εξής:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i$$

και ο συντελεστής μετατροπής δίνεται από την σχέση:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)}$$

Η δύναμη F^* και η μετακίνηση d^* του ισοδύναμου ΣΜΕΚ υπολογίζονται ως εξής:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}$$

όπου F_b και d_n είναι, αντίστοιχα, η τέμνουσα δύναμη βάσης και η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου του Συστήματος Πολλών Ελευθεριών Κινήσεως (ΣΠΕΚ).

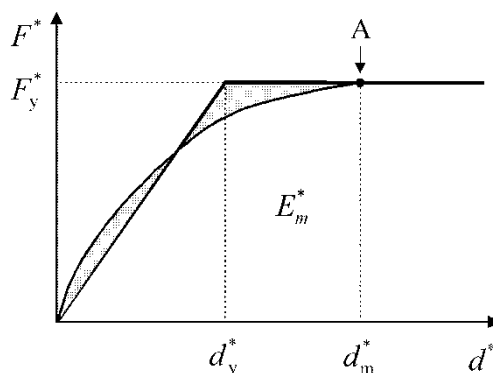
Βήμα 3: Προσδιορισμός ιδεατής πλήρως ελαστοπλαστικής σχέσης δύναμης-μετακίνησης

Η δύναμη διαρροής F_y^* , που εκφράζει επίσης την οριακή αντοχή του ιδεατού συστήματος, ισούται με την τέμνουσα δύναμη βάσεως στην δημιουργία του πλαστικού μηχανισμού. Η αρχική δυσκαμψία του ιδεατού συστήματος καθορίζεται με τέτοιο τρόπο ώστε οι επιφάνειες κάτω από την πραγματική και την ιδεατή καμπύλη δύναμης-μετακίνησης να είναι ίσες (βλέπε Σχήμα 3.7).

Με βάση αυτήν την υπόθεση, η μετακίνηση διαρροής d_y^* του ιδεατού συστήματος ΣΜΕΚ δίνεται από:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$$

όπου E_m^* είναι η πραγματική ενέργεια παραμόρφωσης έως την δημιουργία του πλαστικού μηχανισμού.



Σχήμα 3.7 Προσδιορισμός ιδεατής πλήρως ελαστοπλαστικής σχέσης δύναμης-μετακίνησης.

Βήμα 4: Προσδιορισμός της περιόδου του ιδεατού ισοδύναμου συστήματος ΣΜΕΚ. Η περίοδος T^* του ιδεατού ισοδύναμου συστήματος ΣΜΕΚ προσδιορίζεται ως:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$

Βήμα 5: Προσδιορισμός μετακίνησης-στόχου για το ισοδύναμο σύστημα ΣΜΕΚ. Η μετακίνηση-στόχος φορέα με περίοδο T^* και απεριόριστα ελαστική συμπεριφορά δίνεται από την:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

όπου $S_e(T^*)$ είναι το φάσμα απόκρισης ελαστικής επιτάχυνσης στην περίοδο T^* .

Για τον καθορισμό της μετακίνησης-στόχου d_t^* σε φορείς στην περιοχή βραχέων περιόδων και σε φορείς στις περιοχές μεσαίων και μακρών περιόδων πρέπει να χρησιμοποιούνται διαφορετικές εκφράσεις όπως υποδεικνύεται παρακάτω. Η περίοδος διαχωρισμού μεταξύ της περιοχής βραχέων και μεσαίων περιόδων είναι η T_C .

I. $T^* < T_C$ (περιοχή βραχέων περιόδων)

Εάν $F_y^* / m^* \geq S_e(T^*)$, η απόκριση είναι ελαστική και επομένως

$$d_t^* = d_{et}^*$$

Εάν $F_y^* / m^* < S_e(T^*)$, η απόκριση είναι μη-γραμμική και

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^*$$

όπου q_u είναι ο λόγος της επιτάχυνσης φορέα με απεριόριστα ελαστική συμπεριφορά $S_e(T^*)$ προς αυτήν ενός φορέα με περιορισμένη αντοχή F_y^* / m^* .

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$$

II. $T^* \geq T_C$ (περιοχή μεσαίων και μακρών περιόδων)

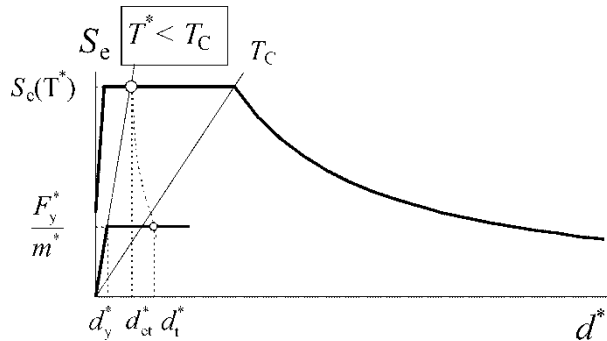
$$d_t^* = d_{et}^*$$

η d_t^* δεν χρειάζεται να υπερβαίνει το $3 d_{et}^*$.

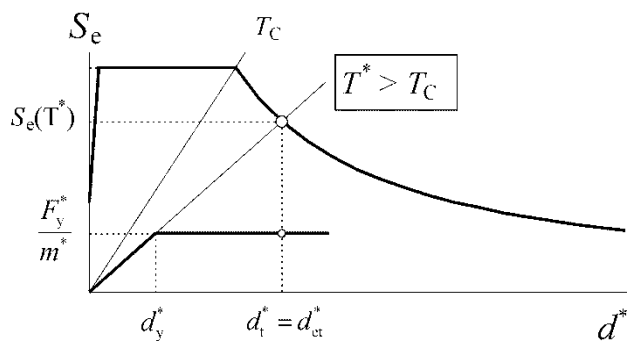
Η σχέση μεταξύ των διαφόρων μεγεθών απεικονίζεται στα Σχήματα 2.8 (α) και (β). Τα σχήματα έχουν δειχθεί σε μορφή διαγραμμάτων επιτάχυνσης – μετακίνησης. Η περίοδος T^* αντιστοιχεί στην πολική ακτίνα από την αρχή του συστήματος συντεταγμένων έως το σημείο του ελαστικού φάσματος απόκρισης που καθορίζεται από συντεταγμένες $d^* = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2$ and $S_e(T^*)$.

Επαναληπτική διαδικασία (προαιρετική)

Εάν η μετακίνηση-στόχος d_t^* που καθορίζεται στο τέταρτο βήμα διαφέρει σημαντικά από την μετακίνηση d_m^* (Σχήμα 2.7) που χρησιμοποιείται για τον καθορισμό της ιδεατής πλήρως ελαστοπλαστικής σχέσης δύναμης – μετακίνησης στο δεύτερο βήμα, μπορεί να εφαρμοστεί επαναληπτική διαδικασία, στην οποία τα βήματα 2 ως 4 επαναλαμβάνονται, χρησιμοποιώντας την d_t^* (και την αντίστοιχη F_y^*) αντί της d_m^* .



Σχήμα 3.8α Περιοχή βραχέων περιόδων



Σχήμα 3.8β Περιοχή μεσαίων ή μακρών περιόδων

Σχήμα 3.8 Προσδιορισμός της μετακίνησης-στόχου για το ισοδύναμο σύστημα ΣΜΕΚ

Βήμα 6: Προσδιορισμός της μετακίνησης-στόχου για το σύστημα ΣΠΕΚ
 Η μετακίνηση-στόχος για το σύστημα ΣΠΕΚ δίνεται από:

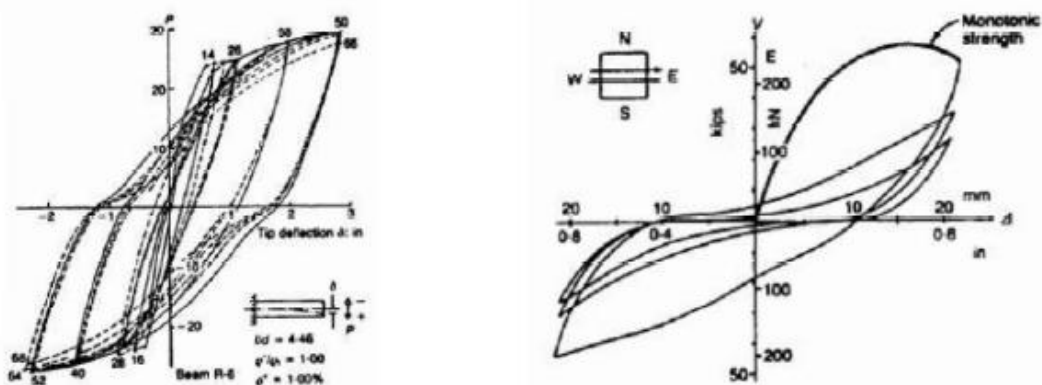
$$d_t = \Gamma d_t^*$$

Η μετακίνηση-στόχος αντιστοιχεί στον κόμβο ελέγχου.

3.5 Πλαστιμότητα

Ο όρος πλαστιμότητα αναφέρεται στην ικανότητα μιας κατασκευής, μέλους ή υλικού να υποστεί πλαστικές παραμορφώσεις σε μικρό ή μεγάλο βαθμό, χωρίς απώλεια ή μείωση της φέρουσας ικανότητας. Τα υλικά τα οποία έχουν μικρή πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται ως ψαθυρά υλικά (π.χ. το άοπλο σκυρόδεμα), ενώ υλικά με μεγάλη πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται ως όλκιμα (π.χ. ο χάλυβας). Η πλαστιμότητα αποτελεί έναν από τους σημαντικότερους παράγοντες για τις αντισεισμικές κατασκευές καθώς καθορίζει αν μια κατασκευή θα καταρρεύσει ή όχι σε περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού. Αυτό οφείλεται στο ότι οι περισσότεροι συντελεστές που χρησιμοποιούνται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς προϋποθέτουν ότι ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας θα εξουδετερωθεί σαν έργο πλαστικής παραμόρφωσης, δηλαδή ότι η κατασκευή θα μπει στην ανελαστική περιοχή.

Η πλαστιμότητα μιας κατασκευής δεν είναι εύκολο να υπολογιστεί ή ακόμα και να εκτιμηθεί με κάποιο τρόπο. Αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι δεν υπάρχουν καθιερωμένες μέθοδοι αντισεισμικού υπολογισμού ή αντισεισμικοί κανονισμοί στους οποίους υπεισέρχεται άμεσα σαν φυσικό μέγεθος. Σε επίπεδο κατασκευής η πλαστιμότητα εξασφαλίζεται μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των μελών τα οποία συνθέτουν την κατασκευή. Ένα μέλος λέμε ότι έχει πλάστιμη συμπεριφορά, όταν, για μεν μονότονη φόρτιση παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής του μέλους, για δε ανακυκλιζόμενη φόρτιση (σεισμική διέγερση) οι βρόχοι υστέρησης δύναμης – παραμόρφωσης είναι περίπου σταθεροί σε πλάτος και σε μέγιστη δύναμη για σταθερό εύρος των κύκλων παραμόρφωσης. Αντίθετα, όταν ένα μέλος δεν έχει πλάστιμη συμπεριφορά, μετά από δυο ή τρεις κύκλους φόρτισης - επαναφόρτισης παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας. Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται σχηματικά τα όσα προαναφέρθηκαν.



Σχήμα 7.1 Βρόχοι υστέρησης για πλάστιμη και ψαθυρή συμπεριφορά

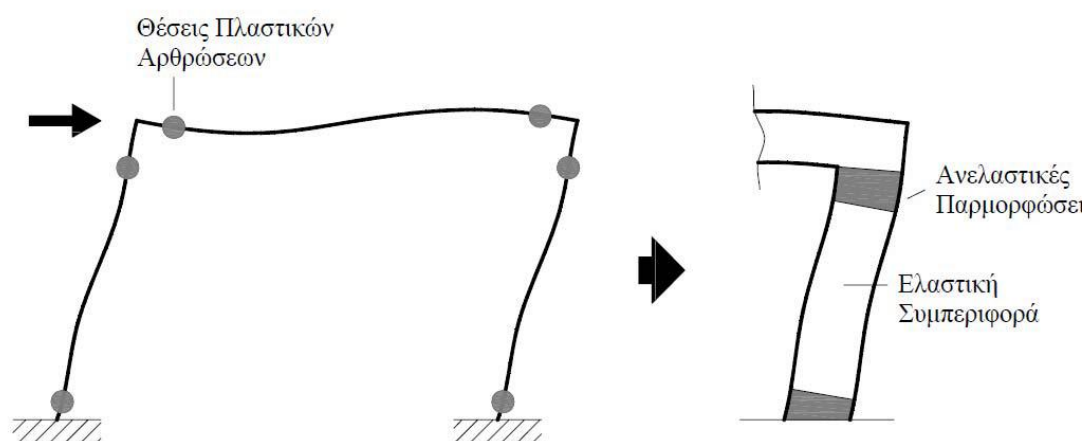
3.6 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ

Η συμπεριφορά μιας κατασκευής που αποκρίνεται ελαστικά σε μία εξωτερική δράση περιγράφεται με ακρίβεια από την ελαστική θεωρία. Είναι γνωστό όμως, ότι οι νέες κατασκευές σχεδιάζονται με τρόπο ώστε να μη συμπεριφερθούν ελαστικά, ιδιαίτερα για σεισμικές φορτίσεις αντίστοιχες με τον ισχυρό σεισμό σχεδιασμού. Επομένως, προϋπόθεση του σχεδιασμού είναι η ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων στα μέλη, οι οποίες συμβάλουν στην «κατανάλωση» της ενέργειας που εισάγεται στην κατασκευή μέσω της σεισμικής διέγερσης. Αντίστοιχα είναι σκόπιμο και στην αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων πριν ή μετά την επέμβαση να λαμβάνεται υπόψη η δυνατότητα του υπό μελέτη κτιρίου να «καταναλώνει» ενέργεια μέσω των ανελαστικών παραμορφώσεων των μελών, ώστε να προκύψουν ακριβή συμπεράσματα για την ικανότητά του.

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης λαμβάνουν υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής έμμεσα, υιοθετώντας τον δείκτη συμπεριφοράς q . Αντίθετα, κατά την εφαρμογή ανελαστικών αναλύσεων απαιτείται η άμεση προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων σε όλο το φάσμα της απόκρισής τους.

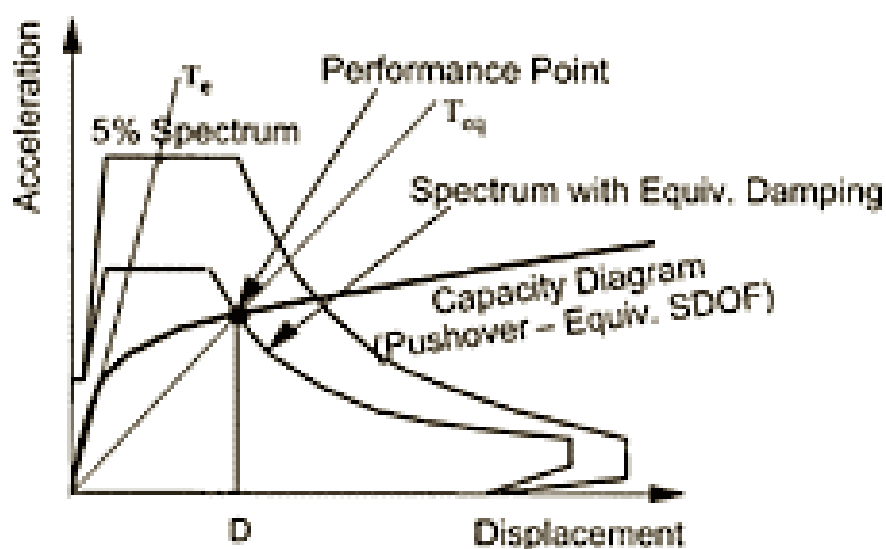
Κατά την επιβολή μιας αυξανόμενης έντασης σε μία κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν και αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις. Η εμφάνιση των διαρροών συνδέεται με την αντοχή των μελών και την σχέση της με την αντίστοιχη ένταση σε διάφορες θέσεις κατά μήκος του μέλους. Προφανώς, δεδομένου ότι η κατανομή των εντατικών μεγεθών κατά μήκος των δοκών και υποστυλωμάτων ενός κτιρίου που καταπονείται από τα κατακόρυφα φορτία του και τη δράση του σεισμού είναι γνωστή, είναι δυνατόν να εντοπιστούν οι θέσεις όπου αναμένεται να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις. Οι θέσεις αυτές εντοπίζονται στα άκρα των δοκών και στην κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων.

Τα παραπάνω αποτυπώνονται και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών με την ύπαρξη κρίσιμων περιοχών σε δοκούς και υποστυλώματα, οι οποίες εκτείνονται σε συγκεκριμένες αποστάσεις από τα άκρα των μελών και για τις οποίες λαμβάνονται αυξημένα μέτρα, ώστε να αντιμετωπιστούν οι αντίστοιχα αυξημένες απαιτήσεις παραμόρφωσης τους σε ακραίες περιπτώσεις σεισμικής έντασης. Κατά συνέπεια, τα μέλη μιας κατασκευής υπό σεισμική φόρτιση αναμένεται να αναπτύξουν ανελαστικές παραμορφώσεις σε περιοχές πεπερασμένου μήκους οι οποίες αναφέρονται με τον όρο πλαστικές αρθρώσεις.



3.7 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται κατ' αρχήν η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (performance point) της κατασκευής γι' αυτό το σεισμό. Ο ακριβέστερος τρόπος υπολογισμού αυτής της μετακίνησης είναι με μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Η μέθοδος αυτή, όμως, απαιτεί εξειδικευμένα προγράμματα και σημαντικό υπολογιστικό χρόνο, ενώ τα αποτελέσματα δεν είναι κατ' ανάγκην αξιόπιστα, επειδή εξαρτώνται από την επιλογή της σεισμικής διέγερσης. Γι' αυτό και απαιτούνται πολλές τέτοιες επιλύσεις με σεισμικές διεγέρσεις διαφορετικών χαρακτηριστικών. Ως μία απλοποίηση του προβλήματος, η μετακίνηση μπορεί να υπολογιστεί με προσεγγιστικές μεθόδους (π.χ. μέθοδος των συντελεστών) ή με στατική μη-γραμμική ανάλυση (μέθοδος pushover), η ακρίβεια όμως των αποτελεσμάτων είναι αμφισβητήσιμη. Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες εναλλακτικές μεθοδολογίες εφαρμογής της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης όπως η μέθοδος ATC-40(αυτή χρησιμοποιεί το SAP), η μέθοδος N2, η ιδιομορφική στατική μη- γραμμική ανάλυση (modal pushover), η προσαρμοζόμενη στατική μη-γραμμική ανάλυση (adaptive pushover) κ.α. Γενικά, επειδή η στατική ανελαστική ανάλυση της μεθόδου ATC-40 βασίζεται στην θεωρία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και ο υπολογισμός της απόκρισης της κατασκευής γίνεται με βάση την παραμόρφωση για συγκεκριμένη κατανομή φόρτισης καθ' ύψος, η ακρίβεια της δεν είναι αρκετά ικανοποιητική. Για τον προσδιορισμό του σημείου επιτελεστικότητας της κατασκευής αρκεί η εύρεση του σημείου εξισορρόπησης της απαίτησης (demand) και της αντοχής (capacity) της κατασκευής. Το σημείο αυτό, όταν η καμπύλη είναι σε μορφή ADRS (Acceleration – Displacement Response Spectrum) αντιστοιχεί στο σημείο τομής της με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για δεδομένη απόσβεση ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος. Αυτό γίνεται στο ETABS μέσω μιας συνεχούς διαδικασίας διορθώσεων-συγκλίσεων.



Γραφική απεικόνιση σημείου επιτελεστικότητας μεθόδου ATC-40

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4-ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

Αρχικά τοποθετούνται στο μοντέλο οι αναμενόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων (**hinges**) .

Στα δοκάρια: Σε σχετική απόσταση 0,1 και 0,9 του μήκους αυτών και θεωρείται κρίσιμη η αστοχία λόγω ροπής ως προς τους τοπικούς άξονες 2-2 και 3-3.

Στα υποστυλώματα: Σε σχετική απόσταση 0,1 και 0,9 του μήκους αυτών και θεωρείται κρίσιμη η αστοχία λόγω αλληλεπίδρασης αξονικής δύναμης – διαξονικής κάμψης ως προς τους άξονες 2-2- και 3-3.

Η εφαρμογή της ανάλυσης σταδιακής εξώθησης περιλαμβάνει 2 φάσεις φόρτισης.

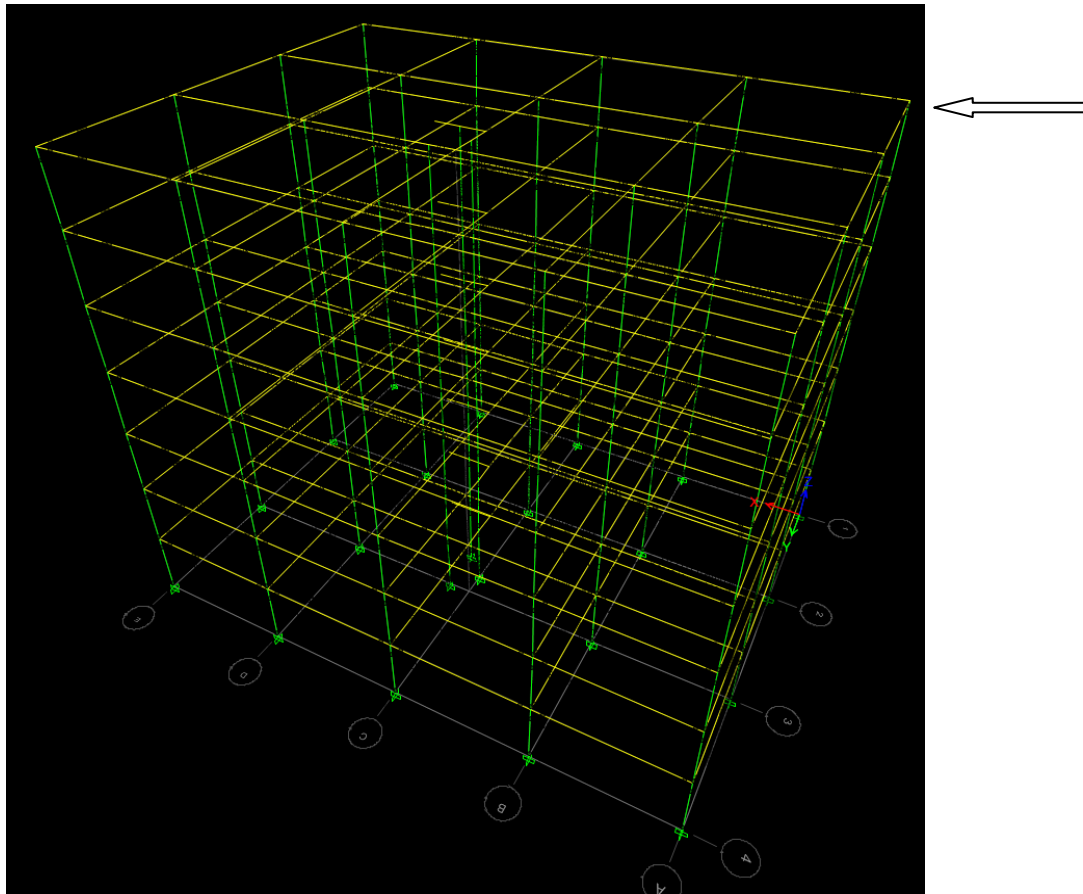
Η πρώτη φάση φόρτισης αποτελεί ουσιαστικά τον ορισμό των αρχικών συνθηκών στην κατασκευή. Πρόκειται για μια στατική μη-γραμμική ανάλυση με μηδενική αρχική κατάσταση φόρτισης (unstressed state) και λαμβάνει την ονομασία “Pushover1”. Υποβάλλει το κτίριο σε μια κατάσταση φόρτισης ανάλογη της σεισμικής δράσης, δηλαδή υπό τον συνδυασμό φορτίσεων:

$$1.0 \cdot G + 0.3 \cdot Q$$

όπου G τα μόνιμα φορτία (ίδια βάρη, πρόσθετα) και Q τα κινητά φορτία

Ο συνδυασμός Pushover1 είναι μη γραμμικός (INITIAL NON-LINEAR) ώστε να χρησιμοποιηθεί σαν αρχικές συνθήκες για την Pushover.

Η επόμενη φάση φόρτισης της μεθόδου περιλαμβάνει τη σταδιακή εξώθηση της κατασκευής, δηλαδή τη σταδιακή επιβολή οριζόντιων σεισμικών φορτίων. Τα φορτία αυτά σημειώνουν μονότονη αύξηση και πρακτικά αναπαριστούν τις εμφανιζόμενες αδρανειακές δυνάμεις κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η αύξηση συνεχίζεται μέχρι η παραμόρφωση στον εκλεγμένο “**κόμβο ελέγχου**” να φτάσει την “**στοχευόμενη μετατόπιση**”. Πρόκειται για μια προαποφασισμένη ακραία τιμή η οποία δεν πρόκειται να αναληφθεί από την κατασκευή, αλλά αποσκοπεί στην ανάδειξη της πορείας της αστοχίας. Ορίζουμε τιμή στοχευόμενης μετατόπισης ίση με 0,3 m και κόμβο ελέγχου τον κόμβο 1 (γωνιακός κόμβος 7ου ορόφου).

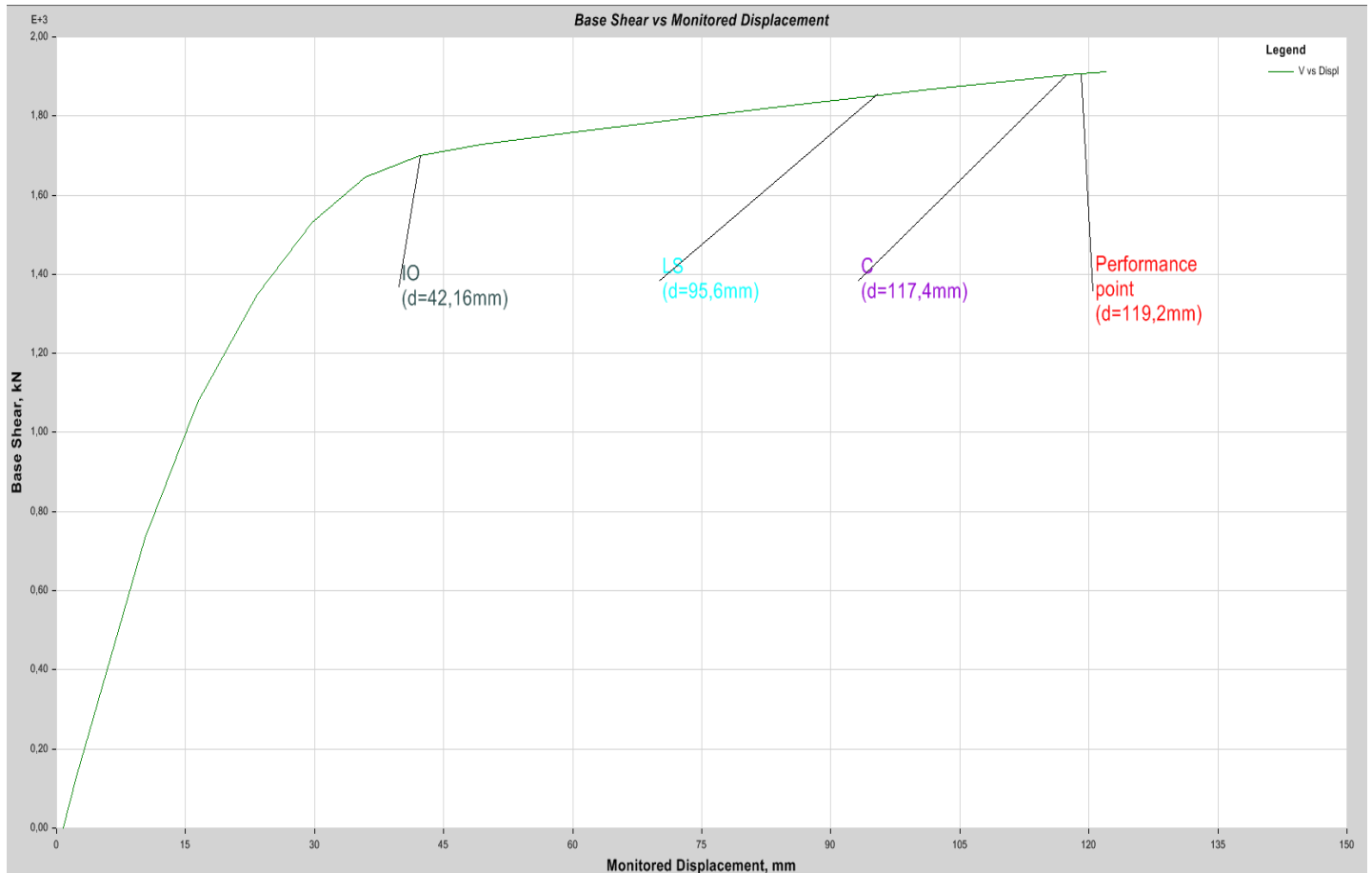


Η επιβολή της επιλεγόμενης φόρτισης πραγματοποιείται σταδιακά σε 200 βήματα κατά μέγιστο (λόγω μεγέθους του κτιρίου). Την ολοκλήρωση της ανάλυσης θα σηματοδοτήσει η επίτευξη φόρτισης που θα οδηγήσει σε μετατόπιση του κόμβου ελέγχου ίση με τη στοχευόμενη, εκτός βέβαια εάν η κατασκευή αστοχήσει πριν την επίτευξη αυτή της μετατόπισης.

Η μέθοδος φόρτισης - αποφόρτισης που χρησιμοποιούμε είναι αυτή της αποφόρτισης όλης της κατασκευής (upload entire structure). Πρακτικά, αυτό σημαίνει ότι όταν μια πλαστική άρθρωση φτάσει σε κάποιο τμήμα του διαγράμματος “F”-“Δ” με αρνητική κλίση, η πλευρική φόρτιση της κατασκευής συνεχίζεται έως ότου η επιπρόσθετη παραμόρφωση να αποκτήσει αρνητική τιμή. Εφόσον τώρα η παραμόρφωση αντιστραφεί, η κατασκευή αποφορτίζεται, δηλαδή σημειώνεται μείωση της κατανομής της πλευρικής παραμόρφωσης. Η μείωση εξακολουθεί μέχρι την πλήρη αποφόρτιση της εν λόγω πλαστικής άρθρωσης. Στη συνέχεια, η κατασκευή επαναφορτίζεται και κάποιο άλλο τμήμα της κατασκευής αναλαμβάνει το ποσοστό της φόρτισης που αφαιρέθηκε από τη συγκεκριμένη πλαστική άρθρωση.

Μη γραμμική προσαυξητική ανάλυση(pushover) στην διεύθυνση y
(μικρή) - φορτίο pushover2 ανάλογη των μαζών(ομοιόμορφη) κατά y

Καμπύλη αντίστασης-Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευής



Οι στάθμες επιτελεσματικότητας εντοπίστηκαν απο τα διαδοχικά βήματα της pushover.

Για το **performance point**:

$V_{base}=1907kN$

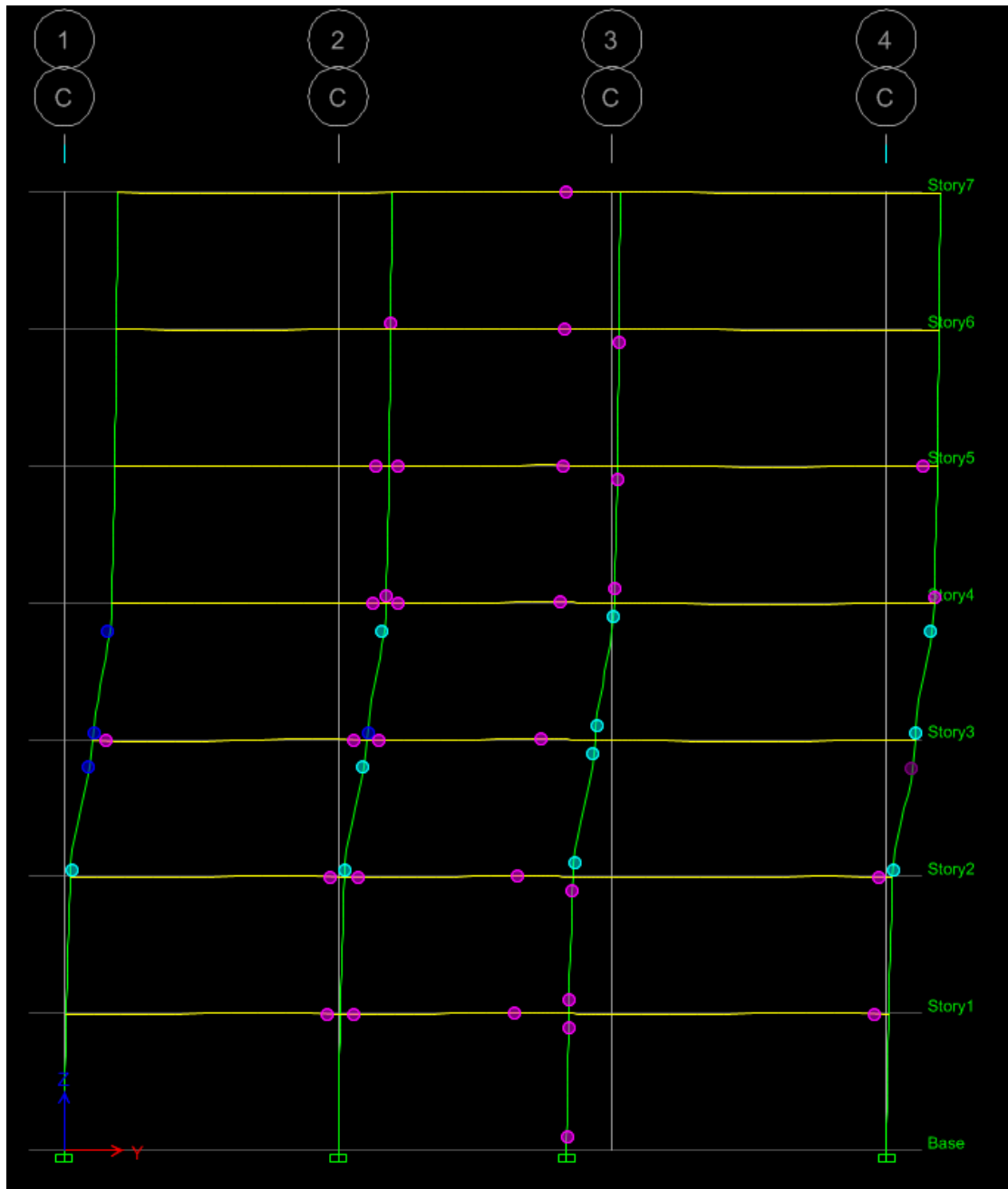
$d=119,2mm$

Για την **καμπύλη αντίστασης**:

$maxd=122mm$

$V_{base}=1912,41kN$

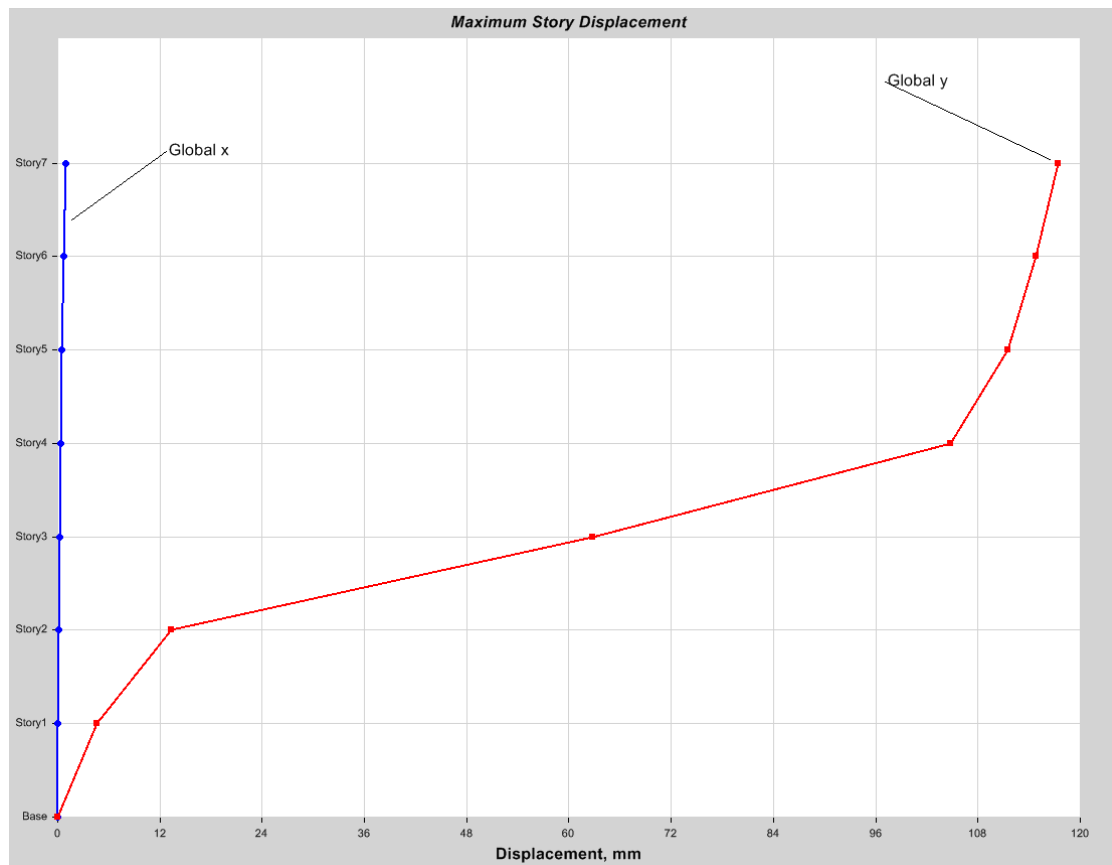
Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στο **performance point**:



Συμπεράσματα:

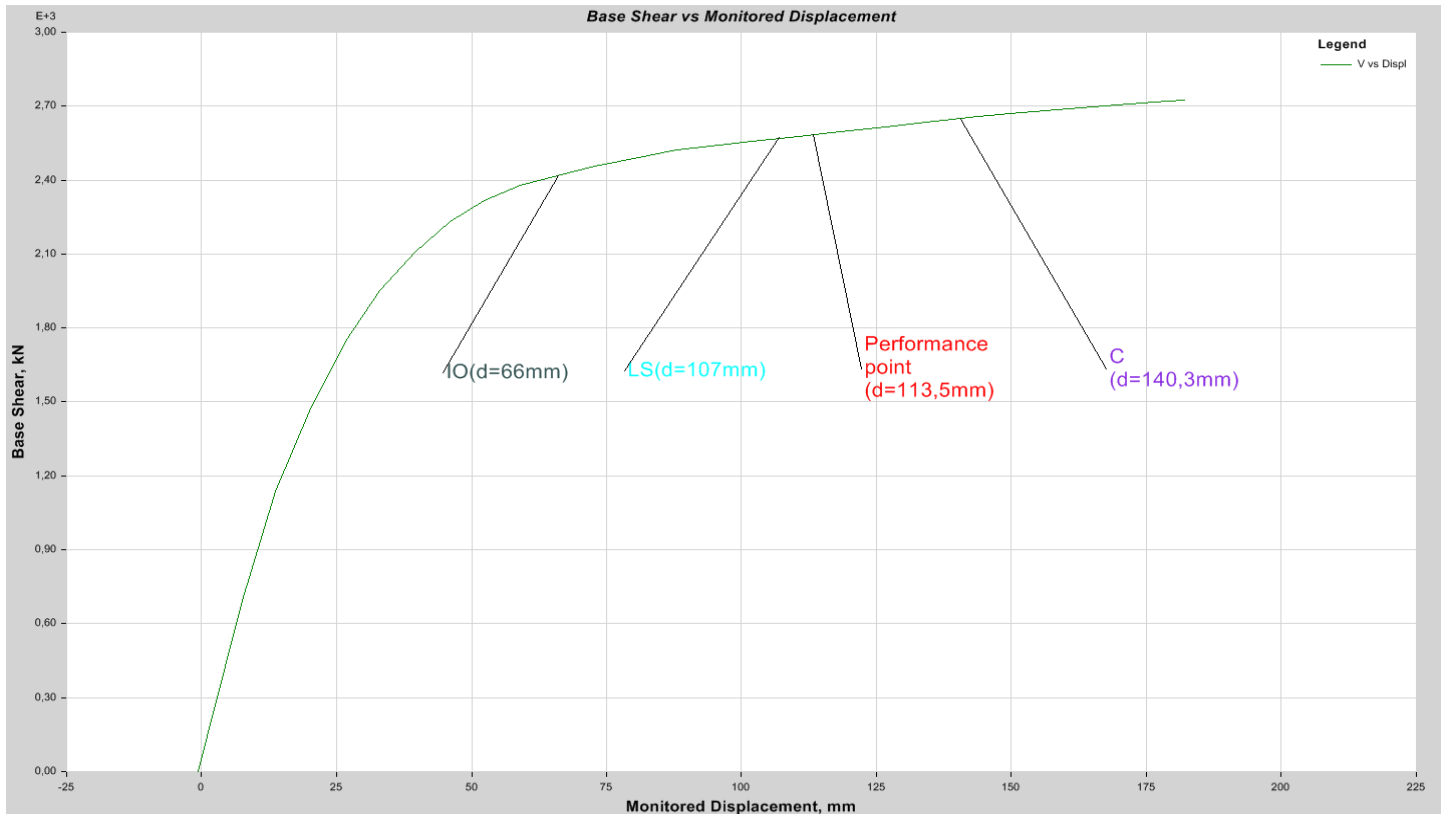
- Η κατασκευή στη στοχευόμενη μετακίνηση έχει ξεπεράσει τη στάθμη 'προστασία ζωής' και τη στάθμη 'κατάρευσης'
- Σχηματίζεται μηχανισμός ορόφου στον 2^ο και 3^ο όροφο, αφού πλαστικοποιούνται όλα τα υποστυλώματα στην κορυφή και βάση τους.

Ο μηχανισμός ορόφου φαίνεται καθαρά στο παρακάτω διάγραμμα.



Μετακίνηση των ορόφων στο performance point- συσσώρευση μετακινήσεων στους ορόφους 2,3.

Μη γραμμική προσαυξητική ανάλυση(pushover) στην διεύθυνση χ
(μεγάλη) - φορτίο pushover2 ανάλογη των μαζών(ομοιόμορφη) κατά χ



Οι στάθμες επιτελεσματικότητας εντοπίστηκαν απο τα διαδοχικά βήματα της pushover.

Για το **performance point**:

$$V_{\text{base}}=2588,61\text{kN}$$

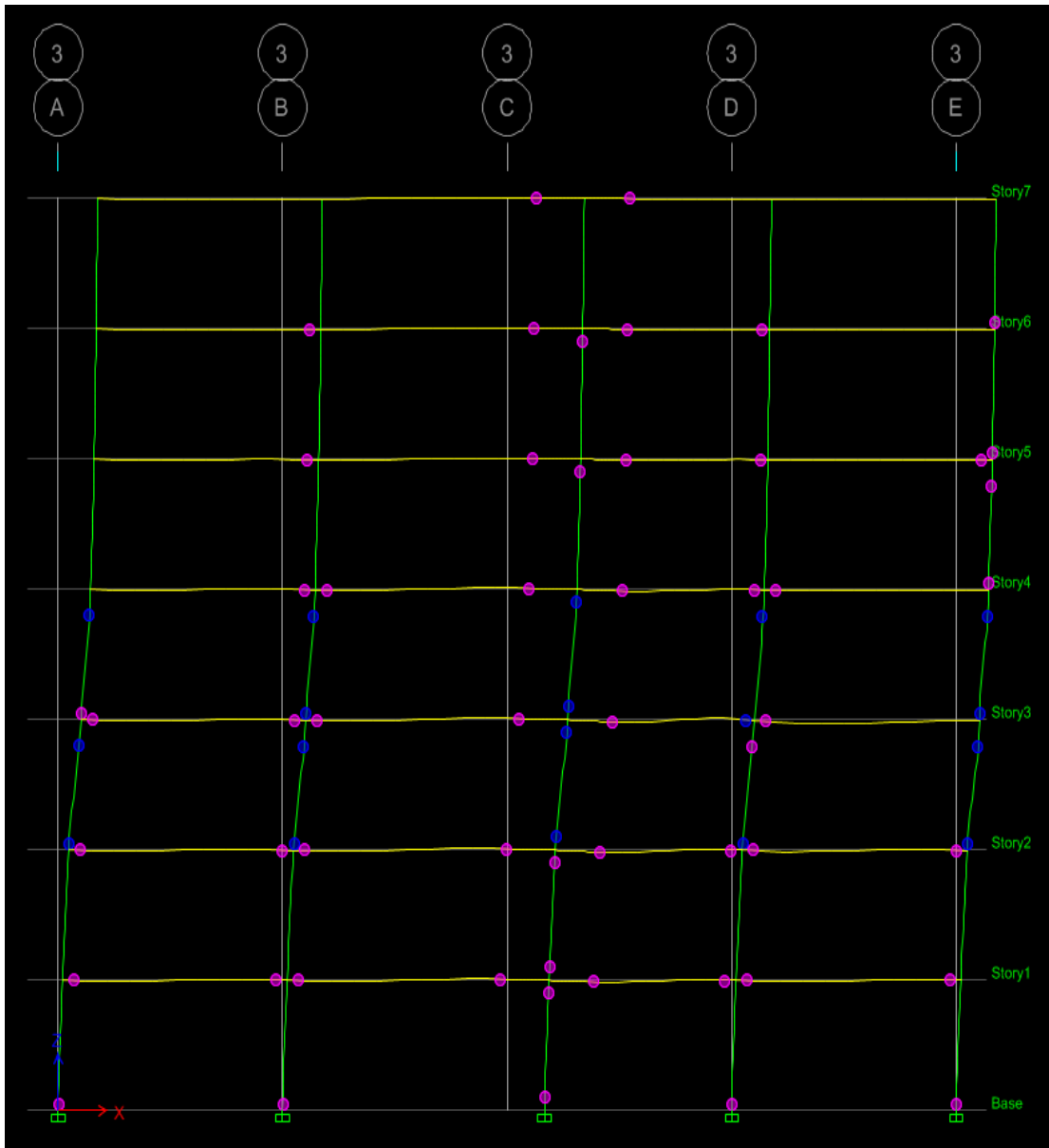
$$d=113,5\text{mm}$$

Για την **καμπύλη αντίστασης**:

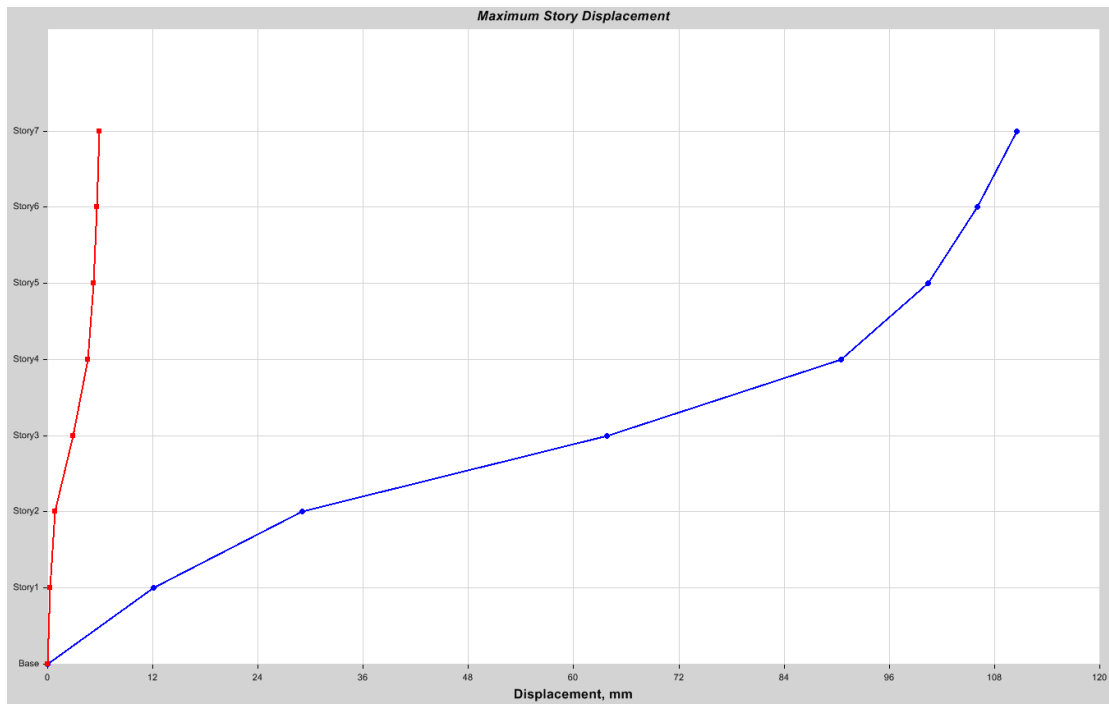
$$\text{max}d=182,1\text{mm}$$

$$V_{\text{base}}=2724,5\text{kN}$$

Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στο **performance point**:

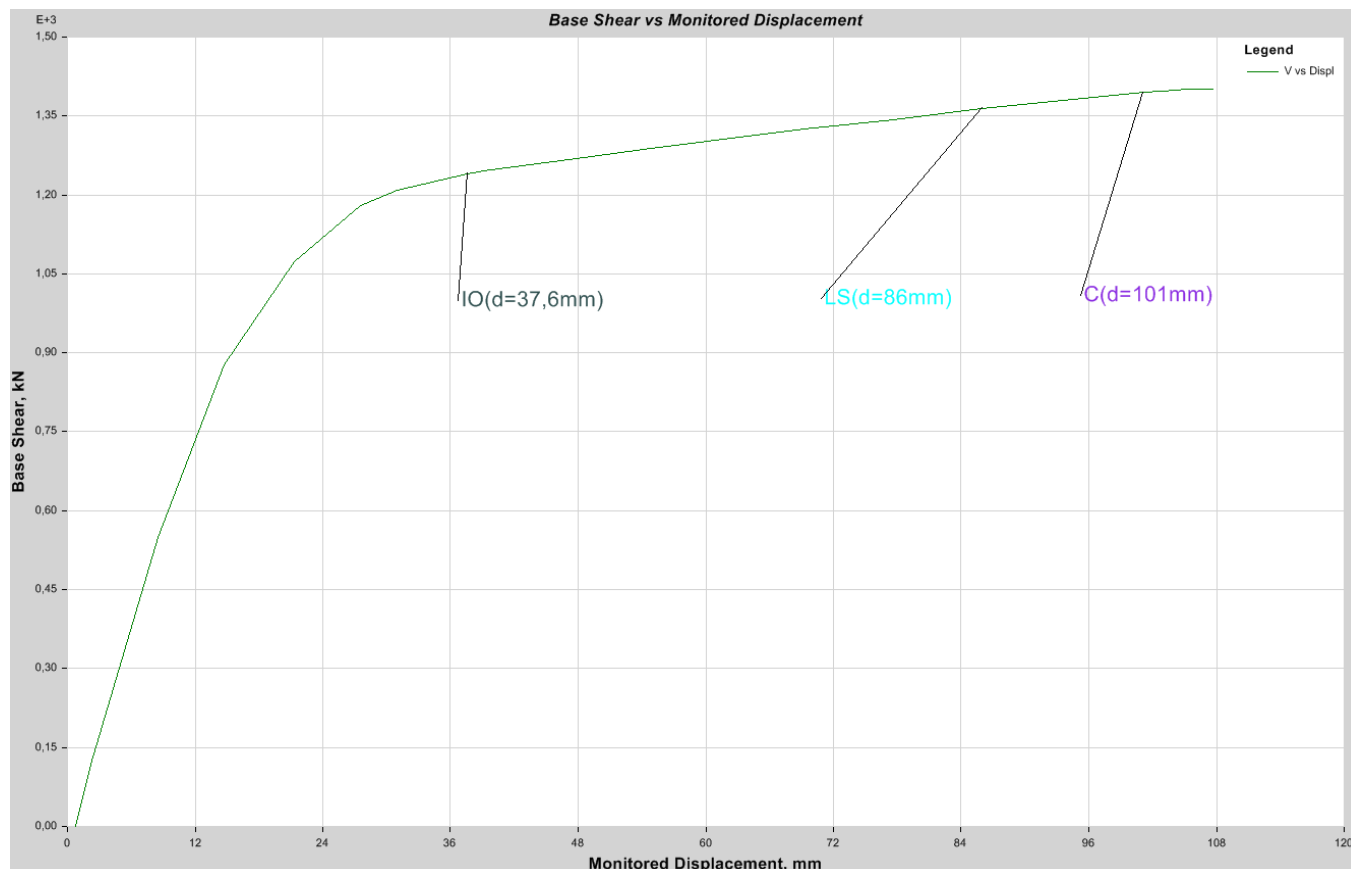


Μετακίνηση των ορόφων στο performance point-μηχανισμός ορόφου.



Μη γραμμική προσαυξητική ανάλυση(pushover) στην διεύθυνση y (μικρή) - φορτίο pushover2 σύμφωνα με την 2^η ιδιομορφή(μεταφορική κατά y και στρωφική)

Καμπύλη αντίστασης-Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευής



Οι στάθμες επιτελεστικότητας εντοπίστηκαν απο τα διαδοχικά βήματα της pushover.

Για το **performance point**:

Δεν βρίσκεται.

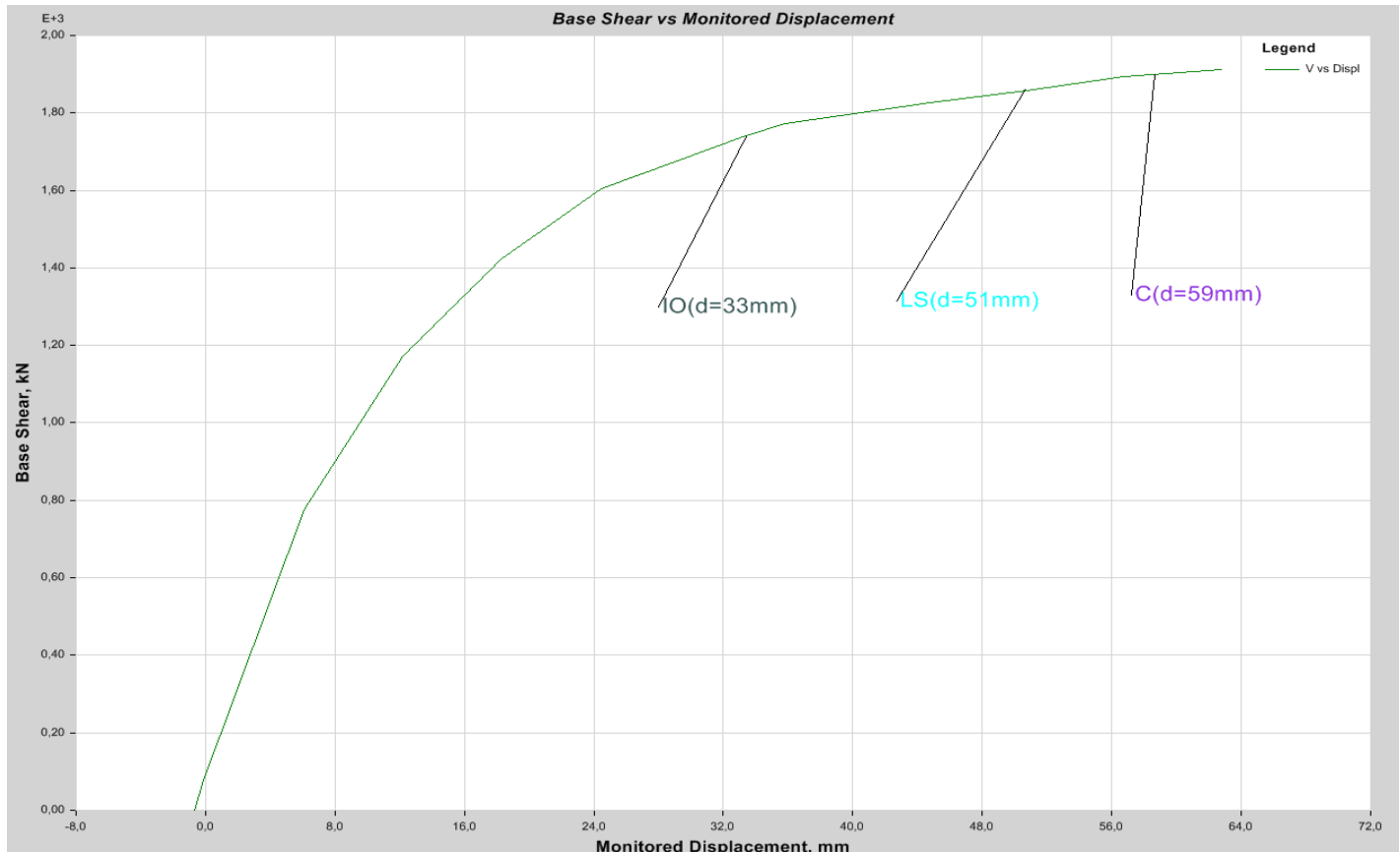
Για την **καμπύλη αντίστασης**:

maxd=107,7mm

V_{base}=1401,5kN

Μη γραμμική προσαυξητική ανάλυση(pushover) στην **διεύθυνση x**
(μεγάλη) - φορτίο pushover2 σύμφωνα με την 3^η ιδιομορφή(μεταφορική
κατά χ και στρωφική)

Καμπύλη αντίστασης-Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευής



Οι στάθμες επιτελεστικότητας εντοπίστηκαν απο τα διαδοχικά βήματα της pushover.

Για το **performance point**:

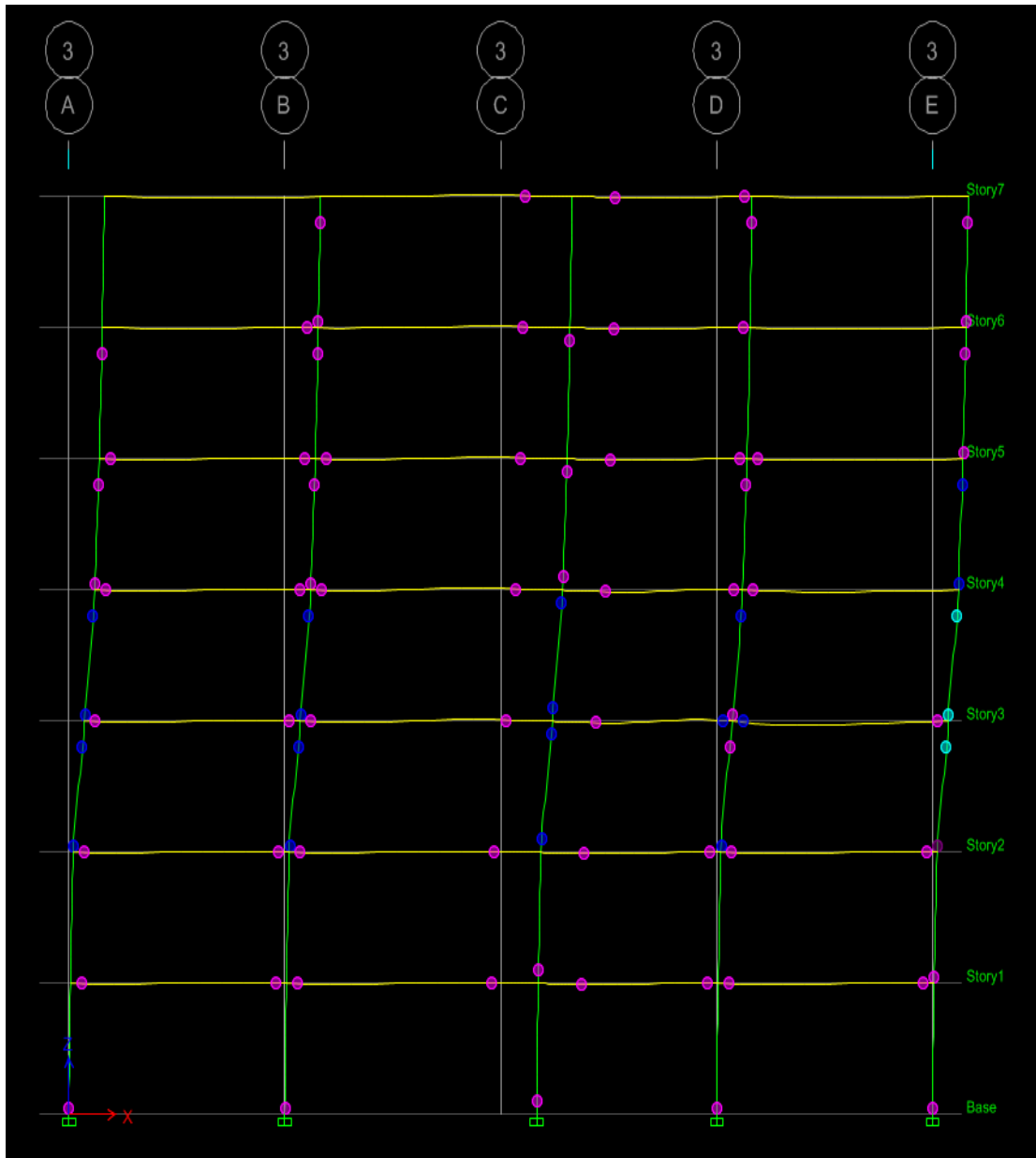
Δεν βρίσκεται.

Για την **καμπύλη αντίστασης**:

maxd=62,7mm

V_{base}=1911,7kN

Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων



Αστοχία λόγω δημιουργίας μηχανισμού ορόφου στο 2^ο , 3^ο και 4^ο όροφο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΣΥΣΤΗΜΑ ΑΠΟΡΡΟΦΗΣΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ FUSEIS- ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

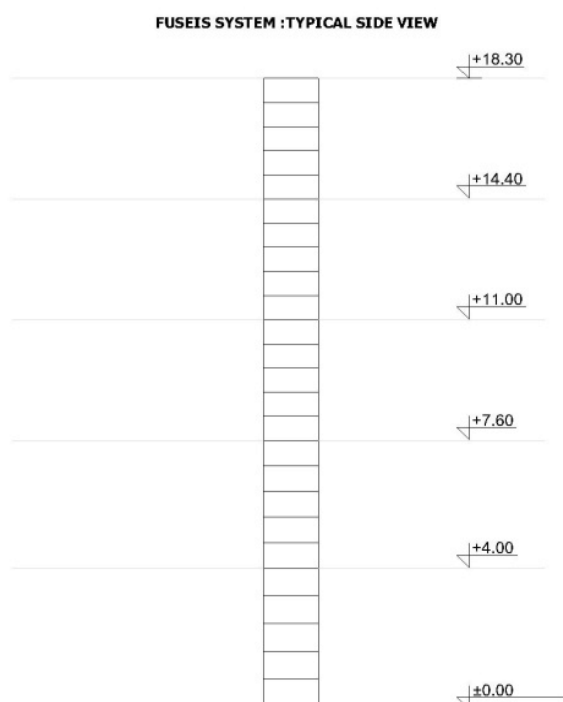
5.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ FUSEIS

Το σύστημα αποτελείται από ζεύγη ισχυρών υποστλωμάτων κοίλης διατομής σε σχετικά πυκνή διάταξη, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με οριζόντιες ασθενέστερες δοκούς στη στάθμη των ορόφων και ενδιάμεσα αυτών. Οι συνδέσεις δοκών - υποστλωμάτων του συστήματος είναι συνδέσεις ροπής, ενώ οι αντίστοιχες συνδέσεις με το υπόλοιπο κτίριο μπορεί να διαμορφωθούν ως απλές συνδέσεις τέμνουσας.

Με την προσθήκη των fuseis (θεωρήθηκε ότι συμπεριφέρονται ως δοκοί σύζευξης έκκεντρων συνδέσεων), οι σεισμικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο πλαίσιο αναλαμβάνονται κυρίως από αυτά μέσω κάμψης και στη συνέχεια από τα υποστλώματα μέσω θλίψης και κάμψης.

Τα fuseis, λόγω της όλκιμης συμπεριφοράς του χάλυβα μπορούν να αναλάβουν μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις και κατά συνέπεια ενδείκνυνται για την απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας. Συμβάλλουν έτσι, στην εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας των μελών των κυρίων πλαισίων, καθώς επίσης και στην αύξηση της δυστρεψιάς του κτιρίου.

Ο σκοπός του ερευνητικού προγράμματος με το οποίο σχετίζεται η διπλωματική ήταν η ανάπτυξη και μελέτη 2 τέτοιων καινοτόμων αντισεισμικών συστημάτων. Εμείς θα ασχοληθούμε με το ένα από αυτά.

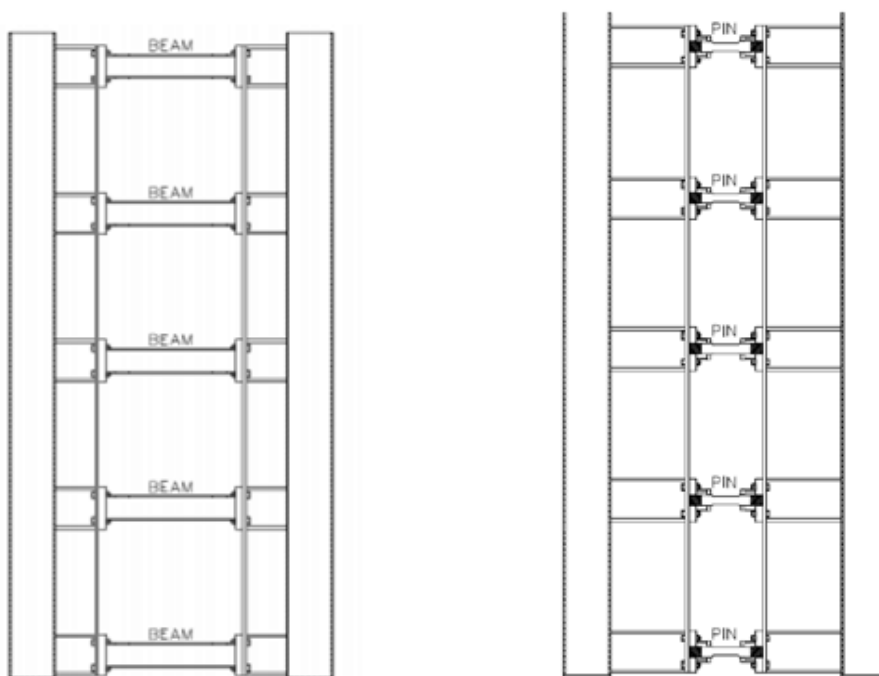


Σχήμα 5.1
Τοπική
διάταξη
συστήματος
fuseis

5.2 ΤΥΠΟΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ FUSEIS

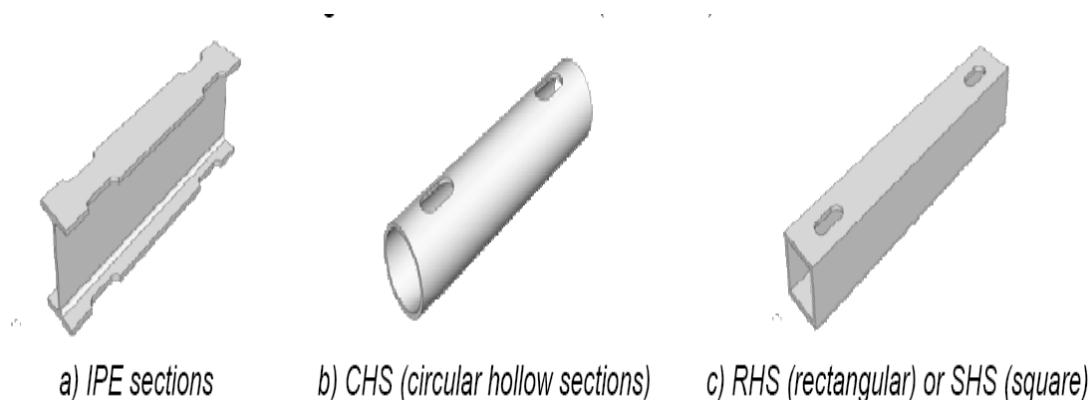
Οι 2 πιθανοί τύποι fuseis διαφοροποιούνται ως προς το στοιχείο απορρόφησης ενέργειας.

1) Στο **σύστημα fuseis με πείρους**, οι οριζόντιες δοκοί που συνδέουν τα υποστυλώματα του συστήματος αποτελούνται τόσο από τις δοκούς υποδοχής (fuseis receptacle beams), όσο και από τους πείρους (dissipative elements). Συγκεκριμένα, οι δοκοί υποδοχής συνδέονται με τα υποστυλώματα του συστήματος και εκτείνονται περίπου μέχρι το μέσον του ανοίγματος, όπου αφήνουν κάποιο κενό μερικών εκατοστών. Η ποιότητα του χάλυβα των δοκών υποδοχής είναι καλύτερη από την αντίστοιχη των πείρων, ώστε να οδηγηθεί η αστοχία στους τελευταίους. Οι διατομές των δοκών υποδοχής είναι κοίλες, έτσι ώστε μέσα από αυτές να τοποθετηθούν οι πείροι, οι οποίοι εκτείνονται από το ένα υποστυλώμα του συστήματος έως το άλλο. Οι διατομές των πείρων είναι συμπαγείς κυκλικές, διαμέτρου μερικών εκατοστών.



Σχήμα 5.2 FUSEIS τύπου dogbone και με πείρο.

2) Στο **σύστημα fuseis με απομειωμένες διατομές δοκών**, το οποίο και χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία, οι οριζόντιες δοκοί που συνδέουν τα υποστυλώματα του συστήματος εκτείνονται από το ένα υποστύλωμα του συστήματος έως το άλλο, έχοντας την ιδιαιτερότητα κοντά (αλλά όχι ακριβώς) στα άκρα τους οι διατομές να απομειώνονται ώστε να οδηγηθεί η αστοχία εκεί. Προφανώς, η ποιότητα του χάλυβα παραμένει ίδια σε όλο το μήκος της δοκού και φυσικά είναι χαμηλότερη από την αντίστοιχη των υποστυλωμάτων του συστήματος. Η απομείωση των διατομών, που αναφέρθηκε παραπάνω, στην περίπτωση των κοίλων τετραγωνικών (ή ορθογωνικών) διατομών πραγματοποιείται με μείωση του πλάτους (της διατομής), ενώ στην περίπτωση των διατομών μορφής διπλού ταυ πραγματοποιείται με μείωση του πλάτους των πελμάτων.



Σχήμα 5.3 Τύπος εγκοπών στα δοκάρια και για τα 3 είδη διατομών στο σύστημα fuseisdogbone

Όπως γίνεται αντιληπτό από όσα αναφέρθηκαν παραπάνω, τα δύο είδη συστημάτων fuseis είναι παρεμφερή και έχουν ως κοινό στόχο να οδηγήσουν την αστοχία στις δοκούς σύνδεσης των υποστυλωμάτων του συστήματος. Η μόνη διαφορά έγκειται στο γεγονός ότι στο σύστημα με τους πείρους η αστοχία λαμβάνει χώρα στο μέσον της δοκού (πείρου), ενώ στο σύστημα με τις απομειωμένες διατομές η αστοχία πραγματοποιείται στα απομειωμένα άκρα. Το ποιο από τα δύο συστήματα είναι αποδοτικότερο στις εκάστοτε περιπτώσεις αποτελεί ακόμα αντικείμενο έρευνας και μελέτης στο εργαστήριο μεταλλικών κατασκευών του ΕΜΠ.

5.3 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ FUSEIS

Οι σεισμοί συχνά οδηγούν σε αστοχίες μεγάλης κλίμακας. Για αυτό, είναι σημαντικό να στραφούμε στη μελέτη εναλλακτικών στατικών συστημάτων για αντισεισμικό σχεδιασμό, τα οποία να είναι εύκολα αντικαταστάσιμα. Στα συμβατικά πλαίσια ροπής, μετά από έναν ισχυρό σεισμό, πρέπει να αντικατασταθούν οι δοκοί ή συχνότερα οι συνδέσεις τους, γεγονός που παρουσιάζει πολλές πρακτικές δυσκολίες. Στα πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους τα στοιχεία που χρειάζονται αντικατάσταση είναι οι δοκοί σύζευξης. Τέλος, στα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, όπου τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας και που πιθανώς θα χρειαστούν αντικατάσταση είναι οι διαγώνιοι σύνδεσμοι, οι δυσκολίες προκύπτουν από το μεγάλο μήκος και βάρος των στοιχείων αυτών. Με βάση όσα αναφέρθηκαν παραπάνω, τα πλεονεκτήματα των συστημάτων fuseis έναντι των συμβατικών αντισεισμικών συστημάτων είναι τα εξής:

- Ευκολία αντικατάστασης των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας (δοκοί fuseis) σε περίπτωση ισχυρού σεισμού.
- Ικανότητα απορρόφησης μεγάλης ποσότητας ενέργειας μέσω της πλαστικής παραμόρφωσης των δοκών.
- Συγκριτικά με τα συμβατικά συστήματα απορρόφησης ενέργειας, τα συστήματα fuseis παρέχουν ολκιμότητα και αρχιτεκτονική ευχέρεια, όπως τα πλαίσια ροπής, αλλά και δυσκαμψία, όπως τα πλαίσια με συνδέσμους.
- Λόγω της όλκιμης συμπεριφοράς του χάλυβα και των μεγάλων πλαστικών παραμορφώσεων που μπορούν να αναπτύξουν, οι δοκοί fuseis συμβάλλουν στην πλευρική ευστάθεια των μελών των κυρίων πλαισίων, καθώς επίσης και στην αύξηση της δυστρεψίας του κτιρίου.

Πρέπει να αναφέρουμε πως οι δοκοί fuseis, ως στοιχεία απορρόφησης ενέργειας, θεωρήθηκε ότι συμπεριφέρονται ως δοκοί σύζευξης έκκεντρων συνδέσμων. Οι σεισμικές δυνάμεις που αναπτύσσονται παραλαμβάνονται κυρίως από τις δοκούς αυτές μέσω κάμψης και στη συνέχεια από τα υποστυλώματα μέσω θλίψης και κάμψης. Τα fuseis, που καθορίζουν τη συνολική δυσκαμψία του συστήματος, επιλέγονται να λειτουργούν ελαστικά για σεισμικές φορτίσεις μικρότερες από το σεισμό σχεδιασμού, ενώ για μεγαλύτερους σεισμούς δημιουργούν πλαστικές αρθρώσεις και απορροφούν ενέργεια. Τέλος, οι συνδέσεις δοκών - υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ως κόμβοι ροπής και πρέπει να διαθέτουν επαρκή υπεραντοχή ώστε να επιτυγχάνεται η απορρόφηση ενέργειας μόνο στις δοκούς fuseis. Πρόκειται για κοχλιωτές συνδέσεις με μετωπική πλάκα στα άκρα των δοκών, η οποία επιτρέπει την εύκολη αντικατάστασή της σε περίπτωση που αυτό απαιτηθεί.

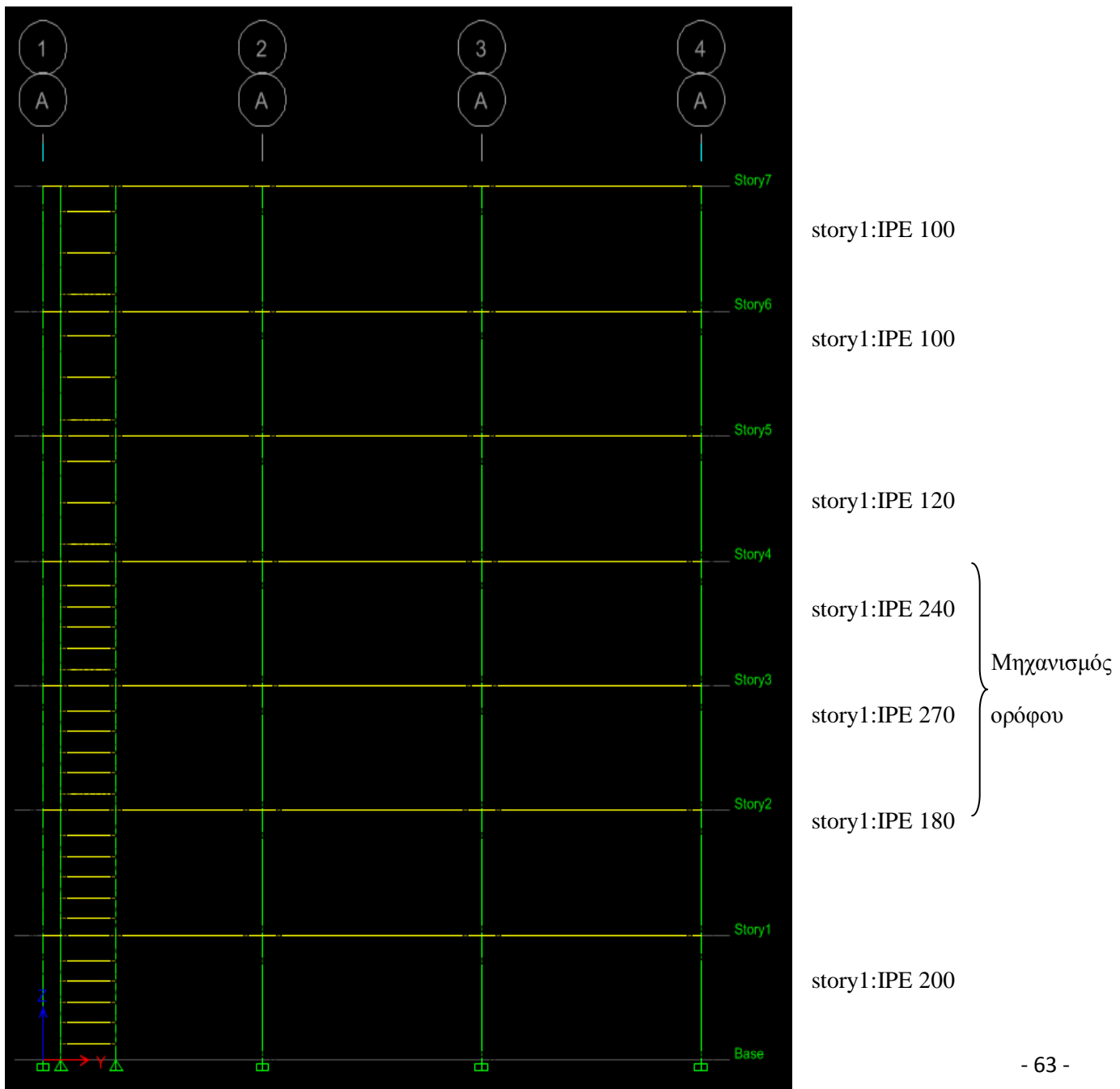
5.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

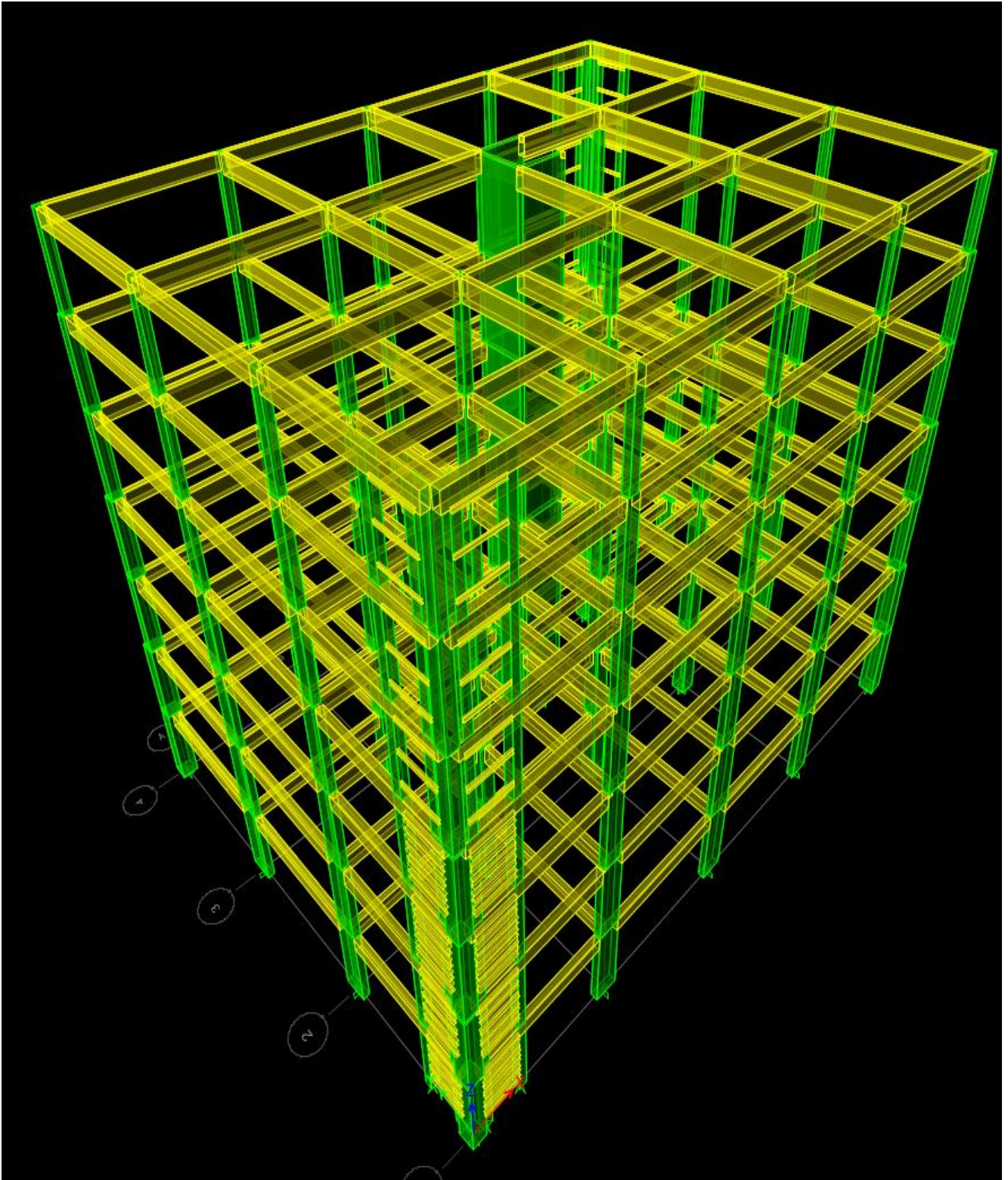
Υποστυλώματα fuseis

- Η διατομή των στύλων είναι κοίλη τετραγωνική 300x300x20, ποιότητας **S355**
- Τα υποστυλώματα του συστήματος απέχουν 1,5 μ σταθερά σε όλο το ύψος. Επίσης στο ισόγειο η απόσταση από παρειά του ακραίου υποστυλώματος μέχρι παρειά του στύλου του συστήματος είναι 0,15μ.

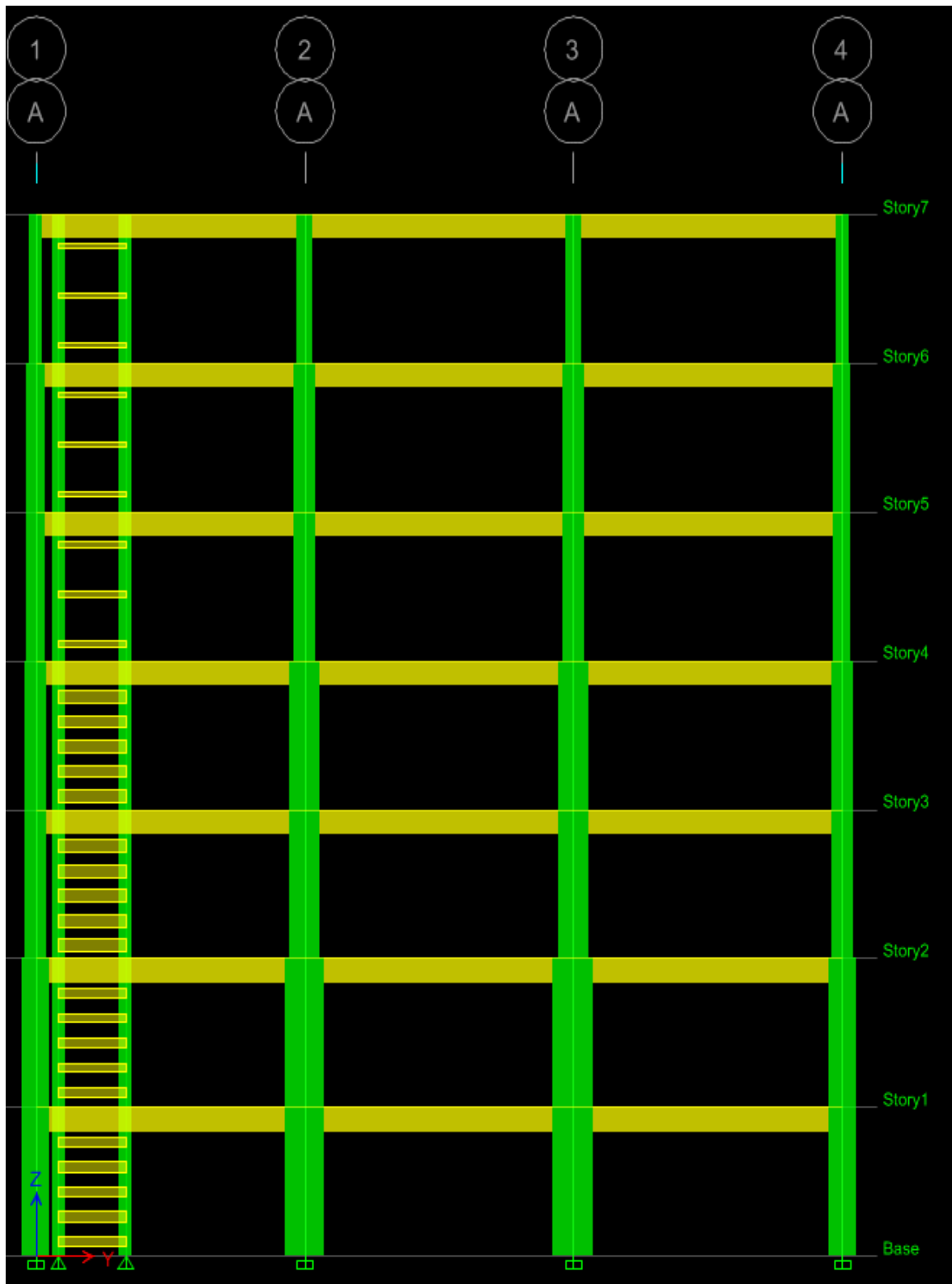
Δοκοί fuseis

- Η διατομή των δοκών είναι IPE ποιότητας **S275**
- Στους ορόφους 1,2,3 καθώς και στο ισόγειο τοποθετούνται 5 δοκοί με απόσταση 0,5μ μεταξύ τους
- Στους ορόφους 4,5,6 τοποθετούνται 3 δοκοί με απόσταση 1μ μεταξύ τους

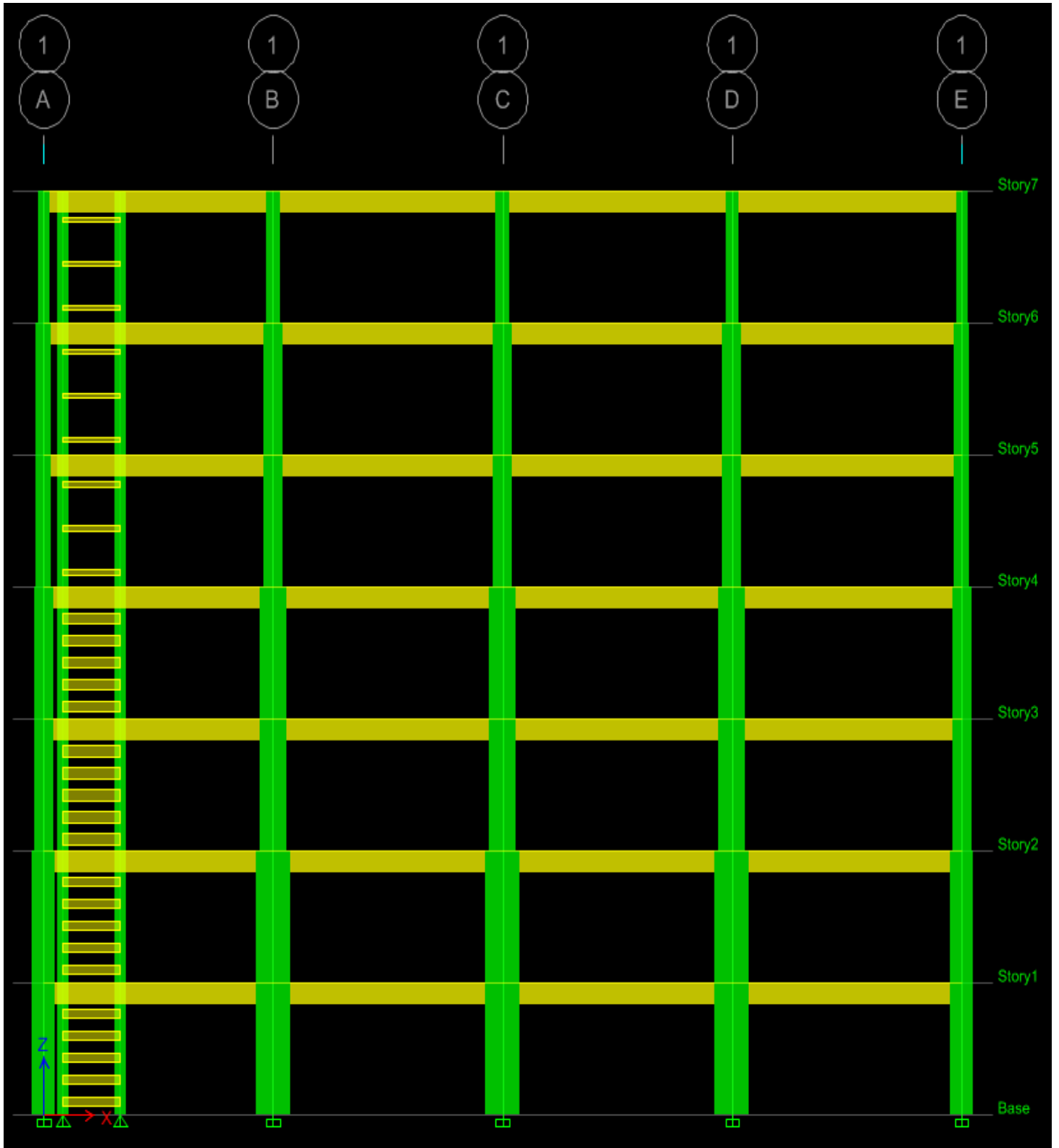




3δ προσομοίωμα ενισχυμένου φορέα



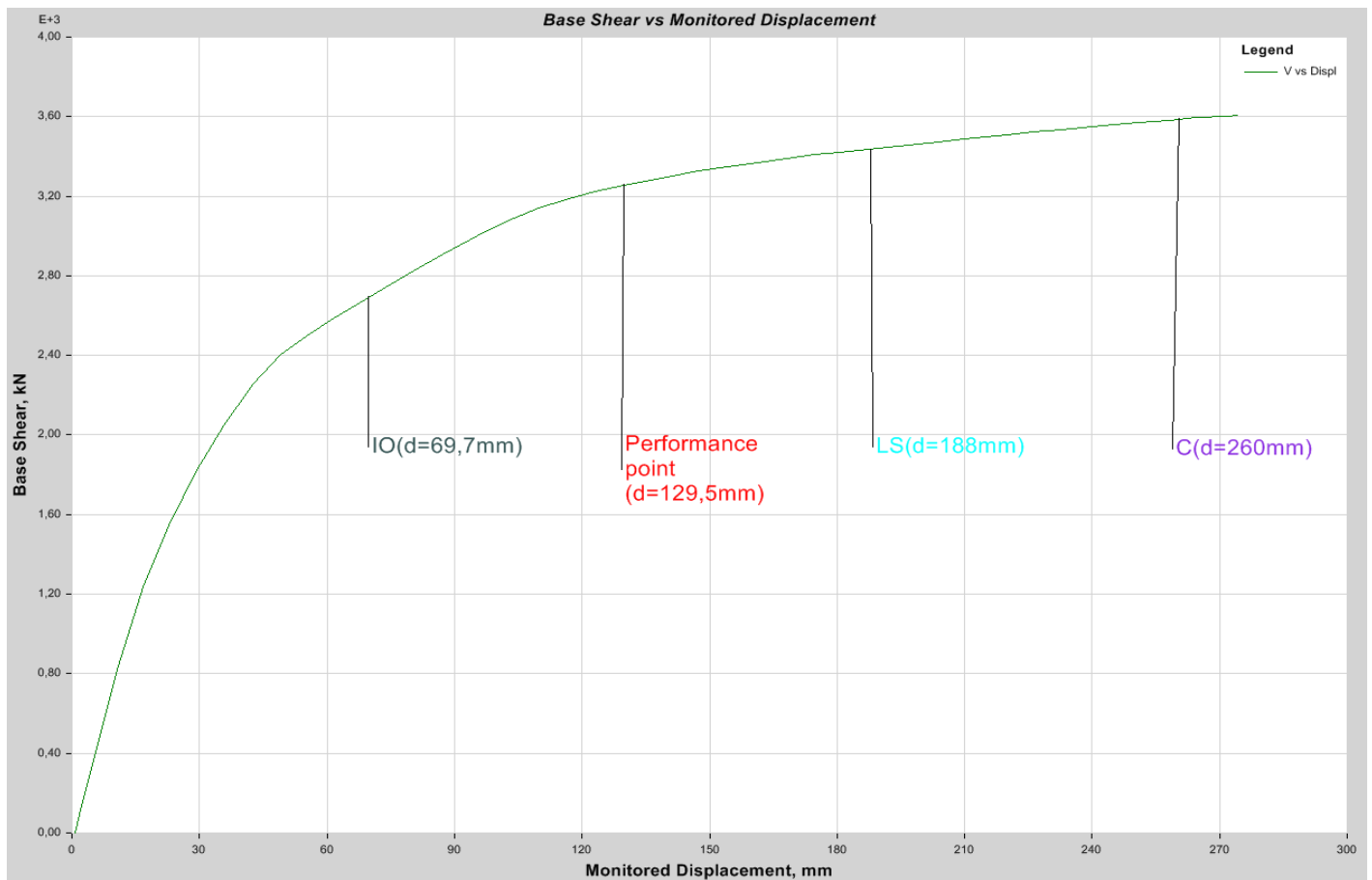
Όψη κατά τη μικρή διεύθυνση(y)



Όψη κατά τη μεγάλη διεύθυνση(x)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6-ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER ΣΤΟΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΦΟΡΕΑ

Μη γραμμική προσαυξητική ανάλυση(pushover) στην **διεύθυνση y**
(μικρή) - φόρτιση pushover2 ανάλογη των μαζών κατά y



Οι στάθμες επιτελεσματικότητας εντοπίστηκαν απο τα διαδοχικά βήματα της pushover.

Για το **performance point**:

$$V_{\text{base}}=3253\text{kN}$$

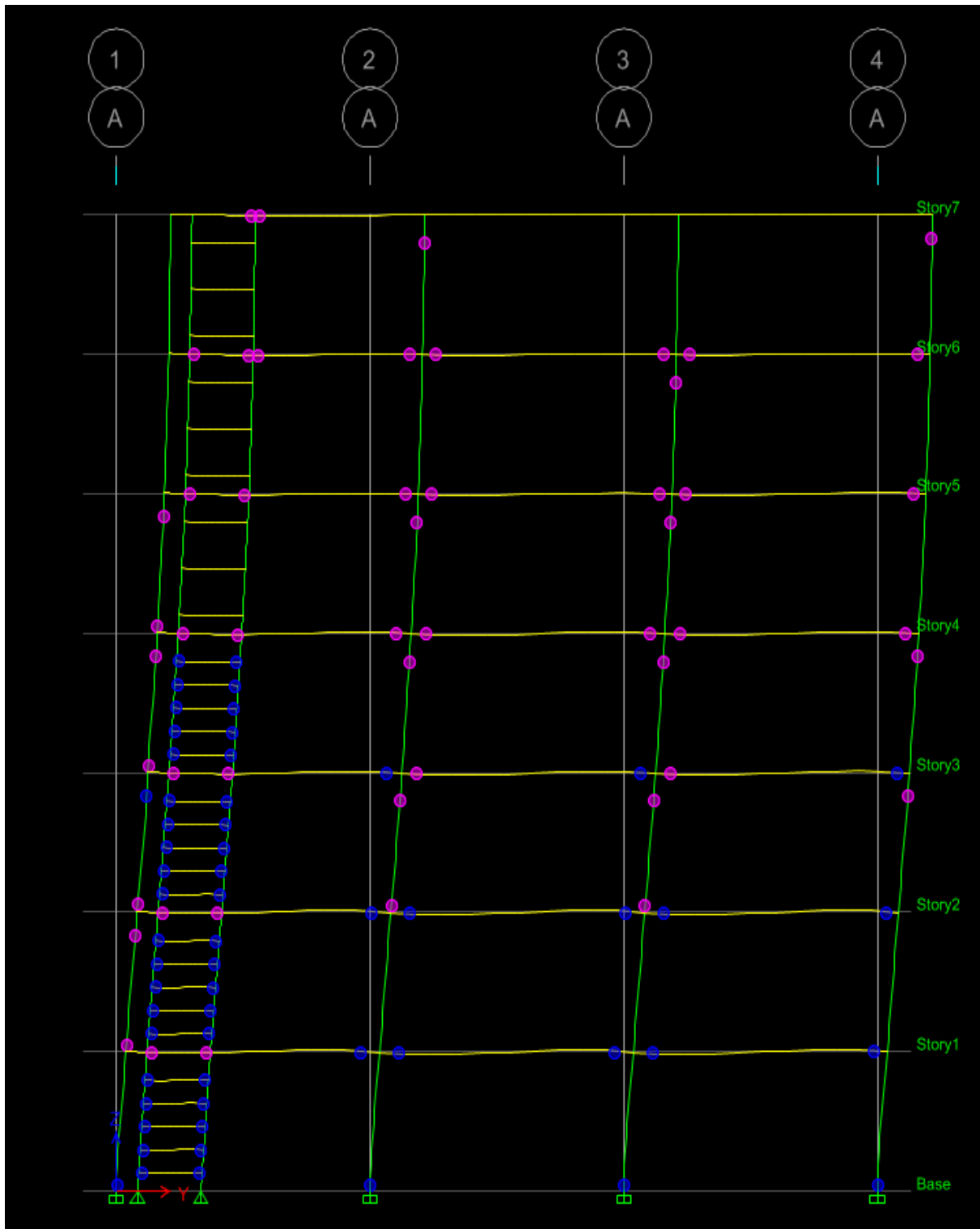
$$d=129,5\text{mm}$$

Για την **καμπύλη αντίστασης**:

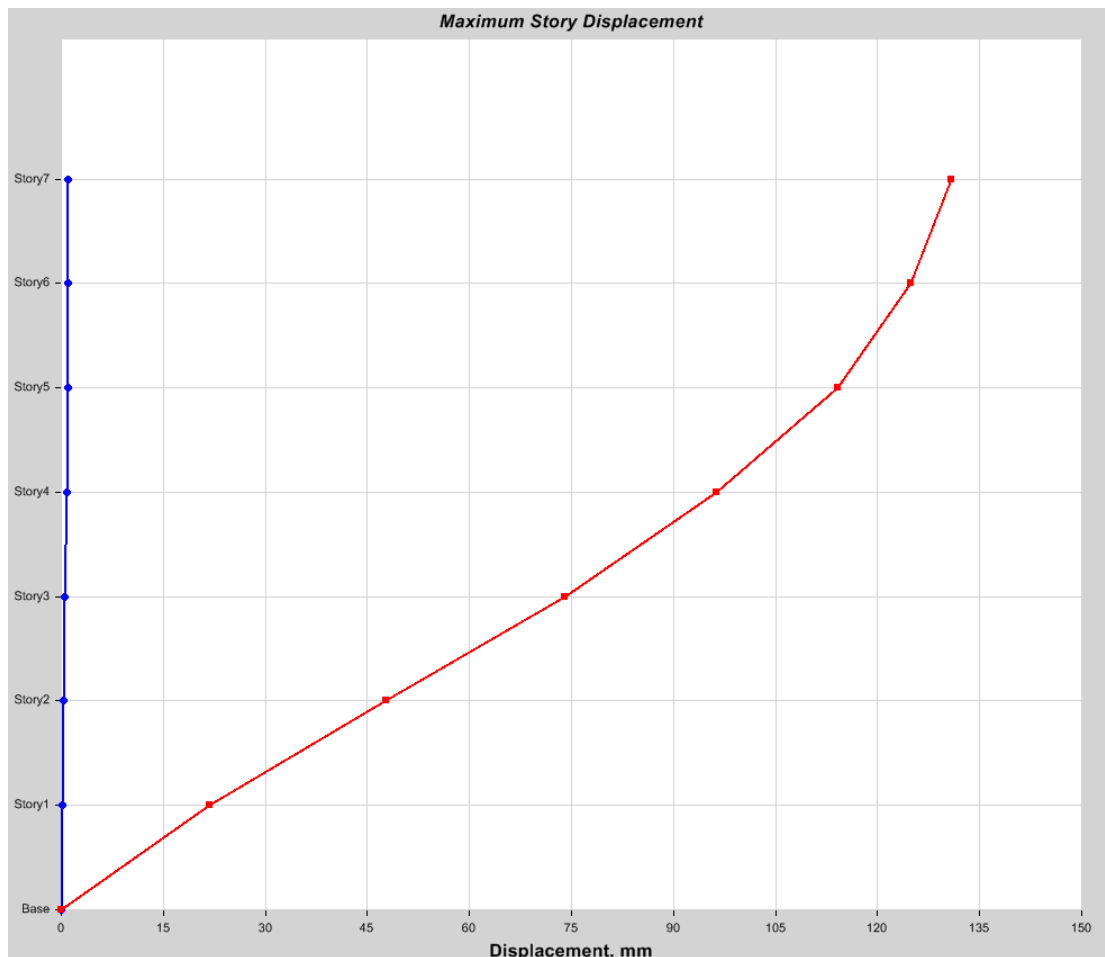
$$\text{maxd}=274\text{mm}$$

$$V_{\text{base}}=3605\text{kN}$$

Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στο **performance point**:



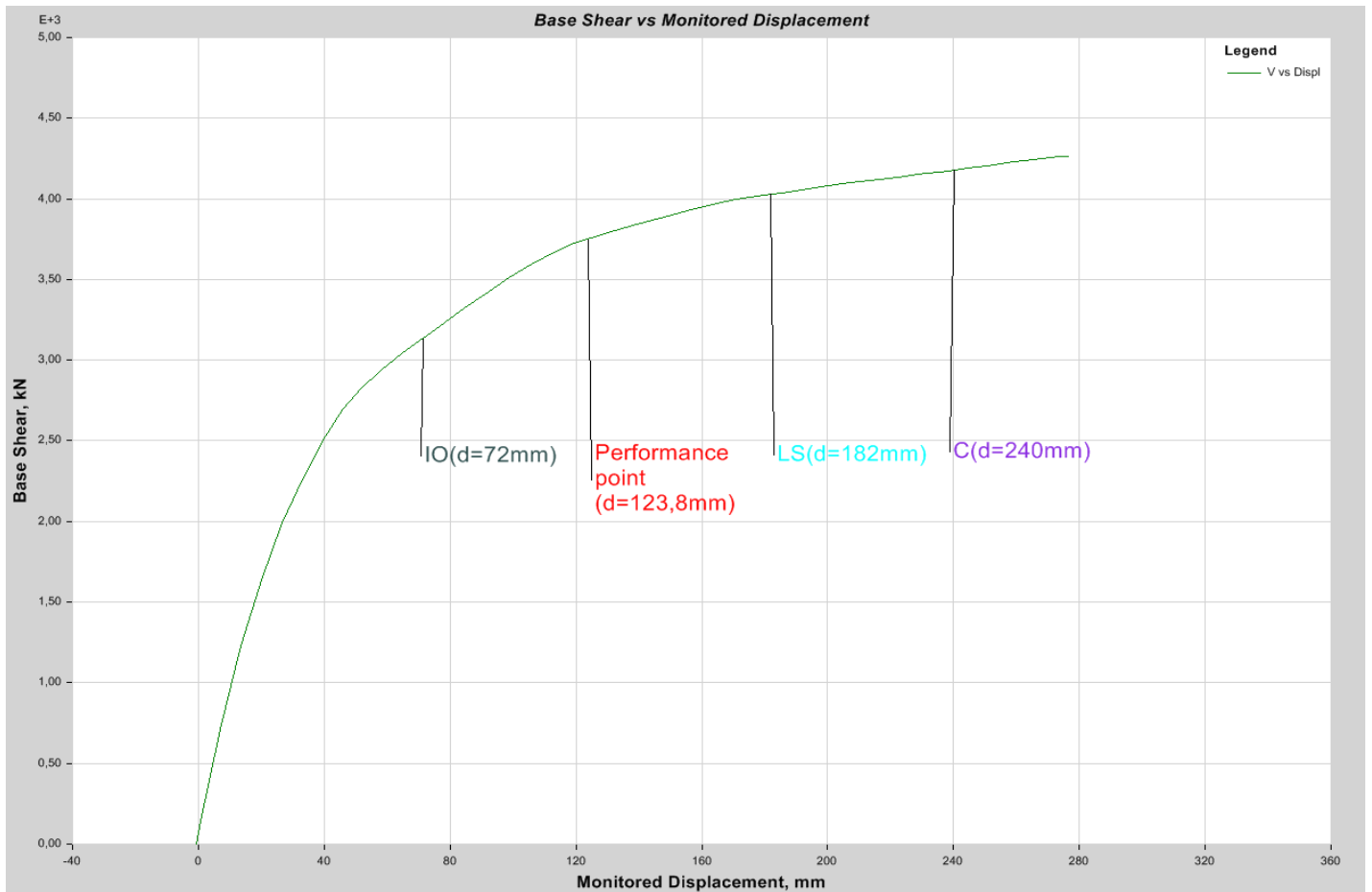
Μετακίνηση των ορόφων στο performance point



Παρατηρήσεις:

- 1) Οι μετακινήσεις δεν συσσωρεύονται πλέον στον 2 και 3 όροφο.
- 2) Το performance point βρίσκεται πριν την στάθμη 'προστασία ζωής'.

Μη γραμμική προσαυξητική ανάλυση(pushover) στην διεύθυνση χ
(μεγάλη) - φόρτιση pushover2 ανάλογη των μαζών κατά χ



Οι στάθμες επιτελεσματικότητας εντοπίστηκαν απο τα διαδοχικά βήματα της pushover.

Για το **performance point**:

$$V_{\text{base}}=3753\text{kN}$$

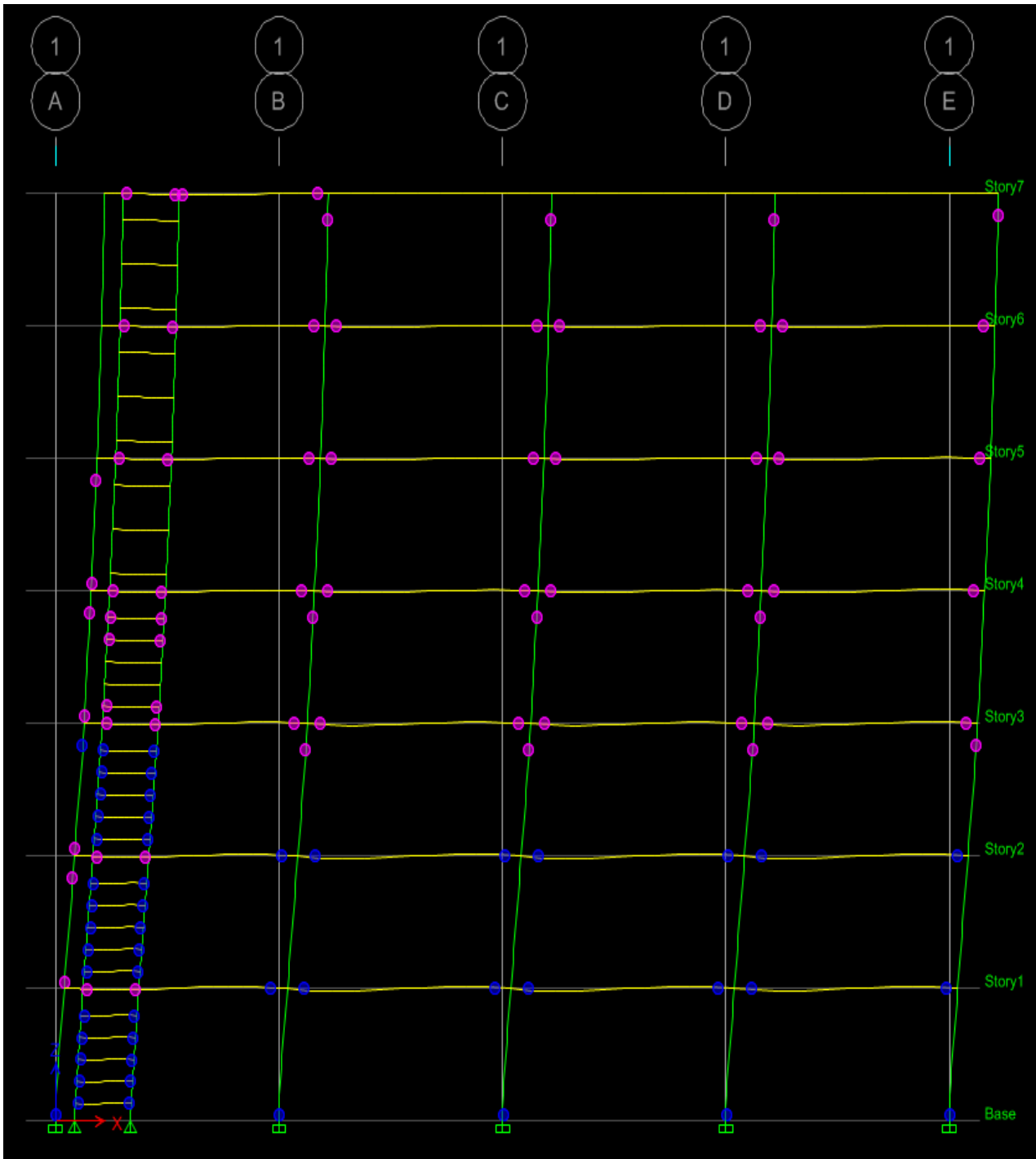
$$d=123,8\text{mm}$$

Για την **καμπύλη αντίστασης**:

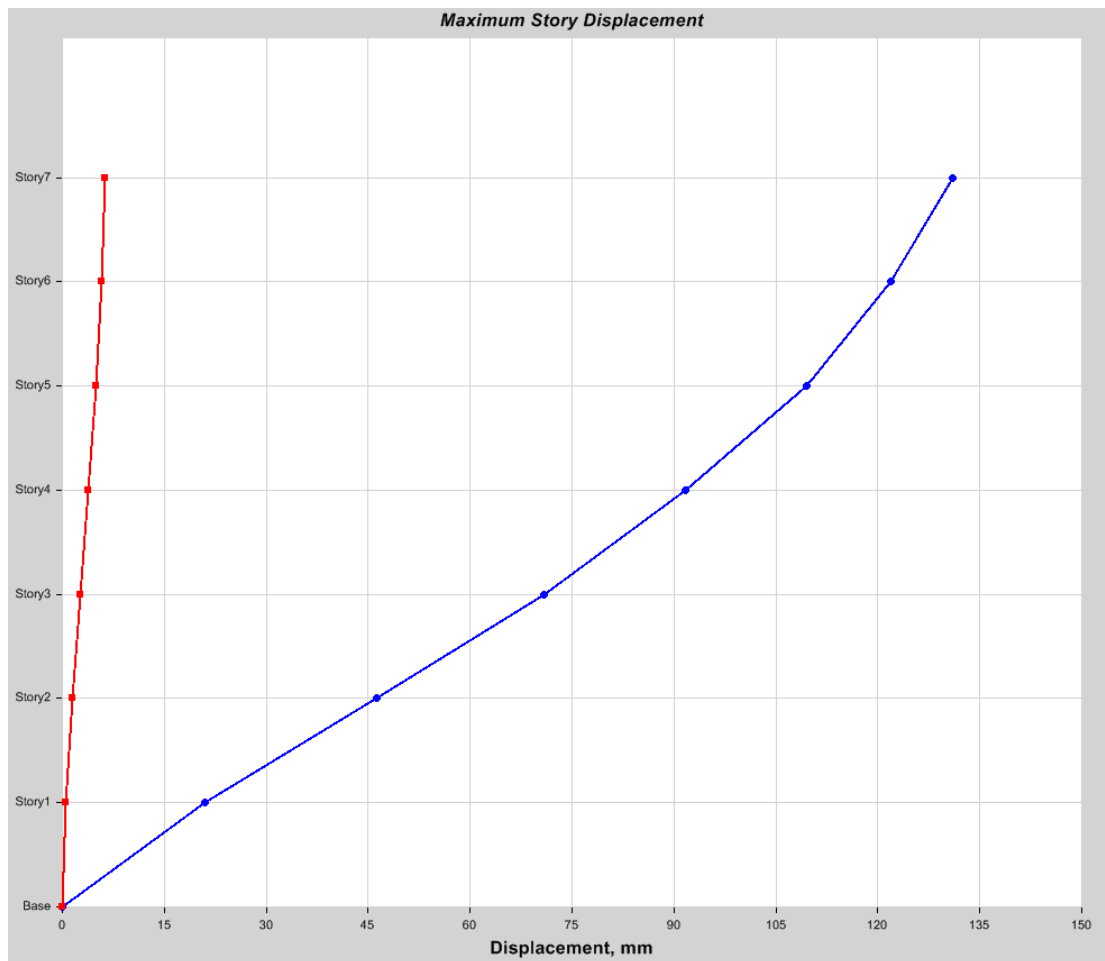
$$\text{maxd}=247\text{mm}$$

$$V_{\text{base}}=4197\text{kN}$$

Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στο **performance point**:



Μετακίνηση των ορόφων στο performance point

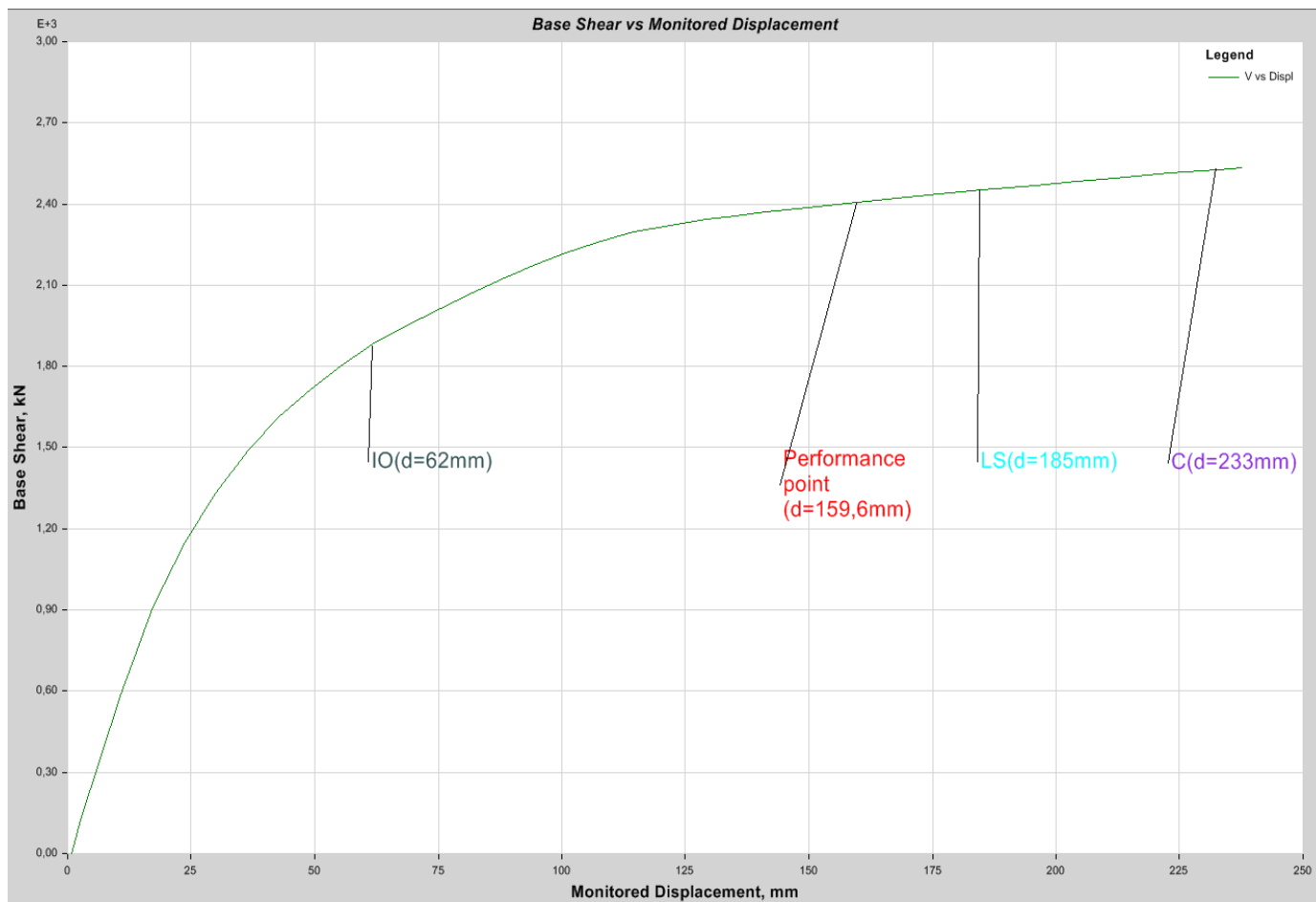


Παρατηρήσεις:

- 1) Οι μετακινήσεις δεν συσσωρεύονται πλέον στον 2 και 3 όροφο.
- 2) Το performance point βρίσκεται πριν την στάθμη 'προστασία ζωής'

Μη γραμμική προσαυξητική ανάλυση(pushover) στην διεύθυνση y (μικρή) - φορτίο pushover2 σύμφωνα με την 1^η ιδιομορφή(μεταφορική κατά y)

Καμπύλη αντίστασης-Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευής



Οι στάθμες επιτελεστικότητας εντοπίστηκαν απο τα διαδοχικά βήματα της pushover.

Για το **performance point**:

$$V_{\text{base}}=2405\text{kN}$$

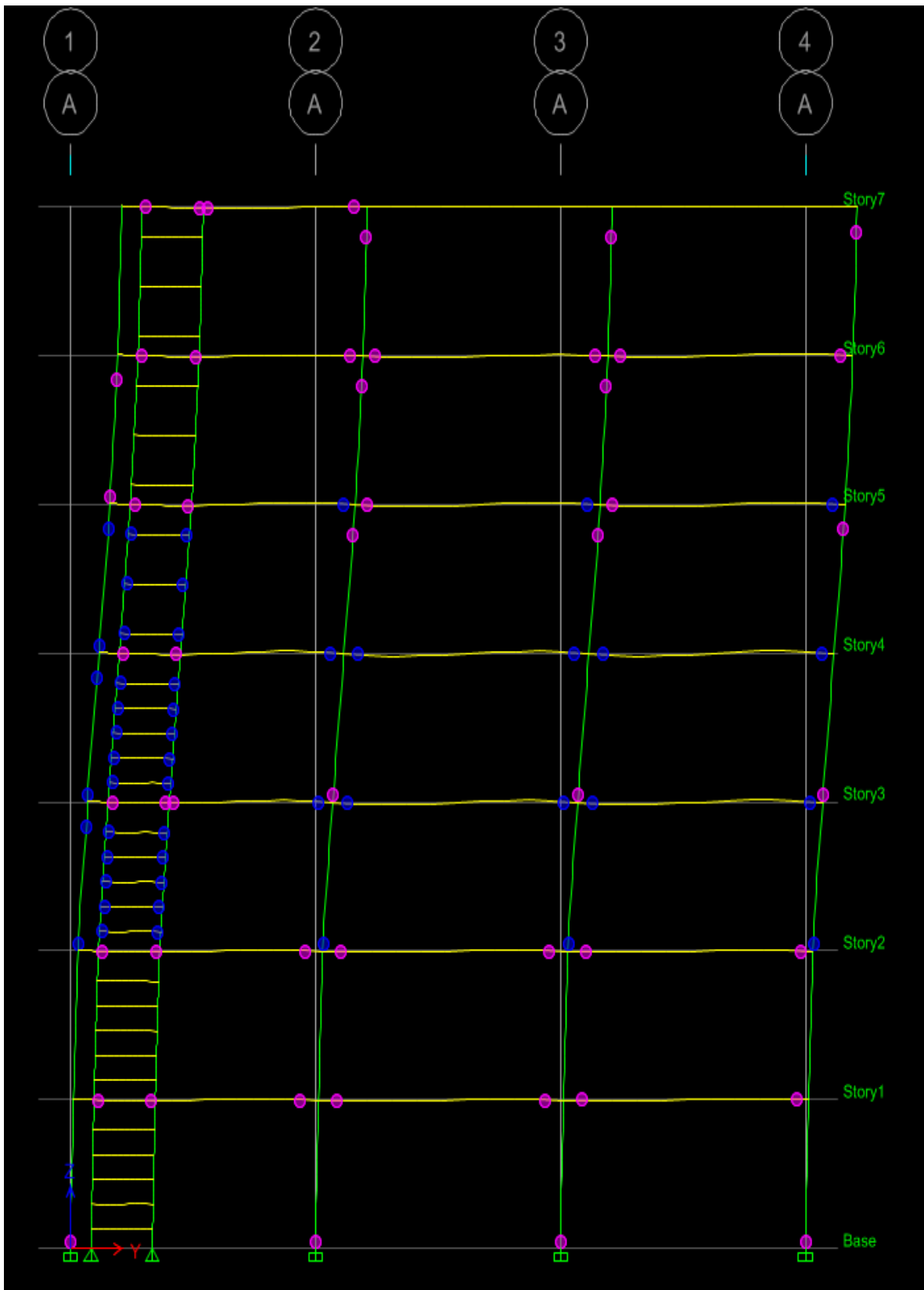
$$d=159,6\text{mm}$$

Για την **καμπύλη αντίστασης**:

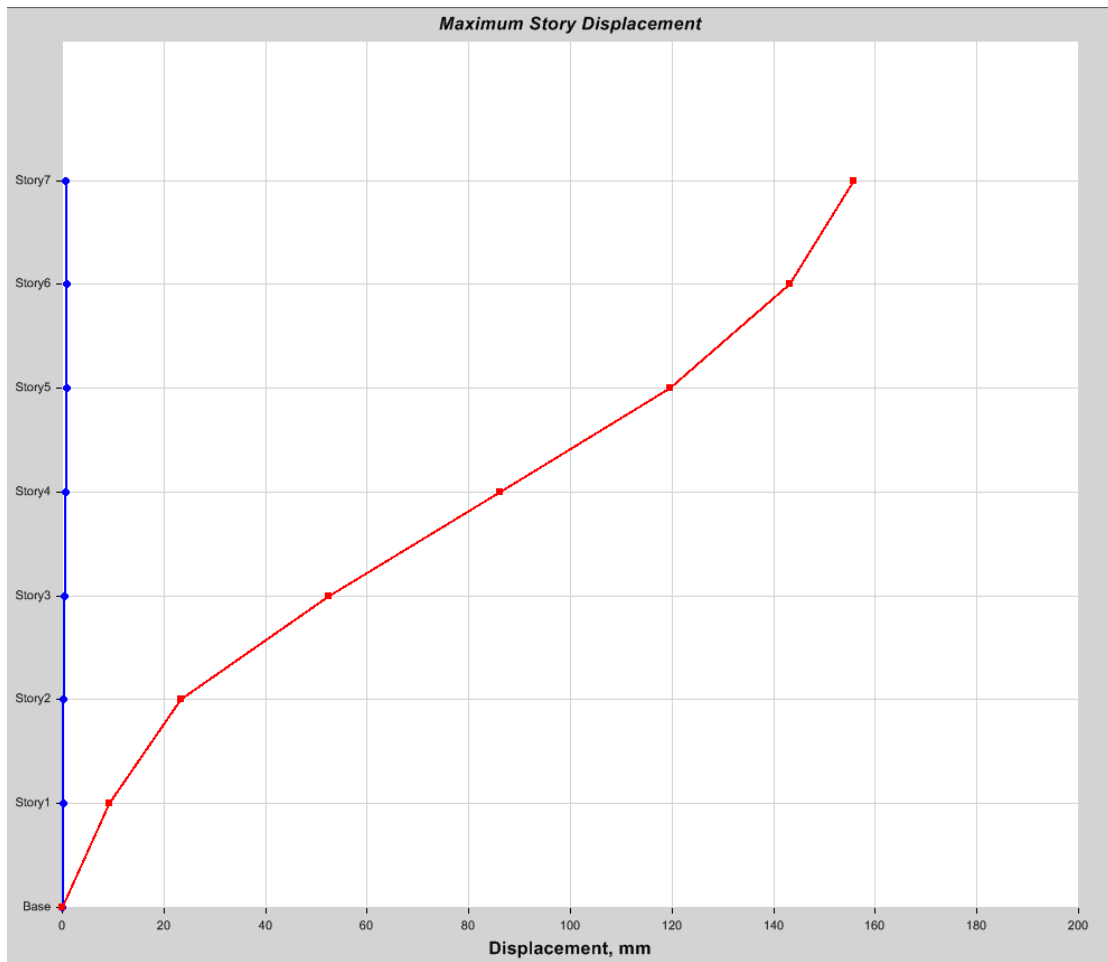
$$\text{max}d=237,5\text{mm}$$

$$V_{\text{base}}=2535\text{kN}$$

Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στο **performance point**:

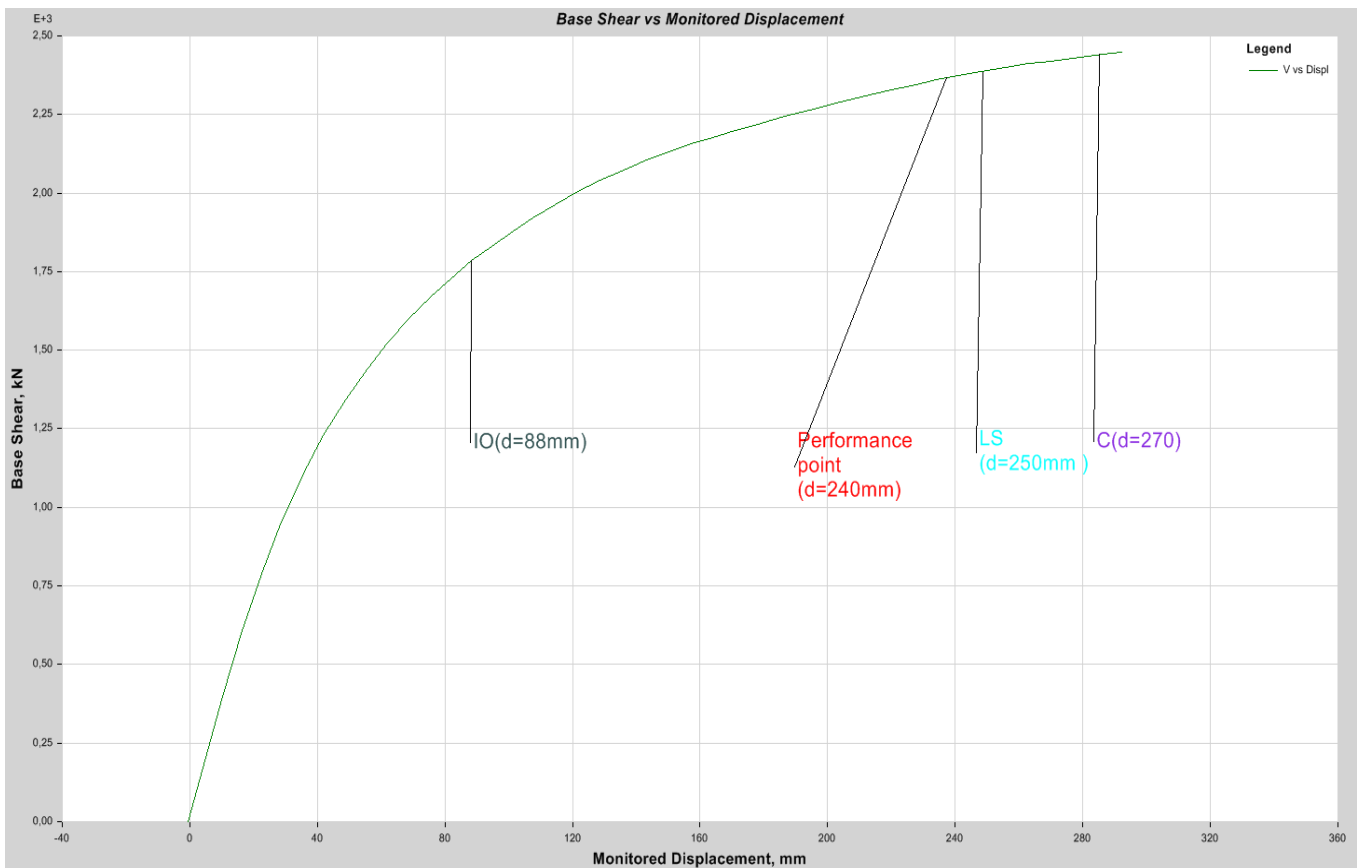


Μετακίνηση των ορόφων στο performance point



Μη γραμμική προσαυξητική ανάλυση(pushover) στην διεύθυνση x (μικρή) - φορτίο pushover2 σύμφωνα με την 2^η ιδιομορφή(κυρίως μεταφορική κατά x και στροφική)

Καμπύλη αντίστασης-Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευής



Οι στάθμες επιτελεσματικότητας εντοπίστηκαν απο τα διαδοχικά βήματα της pushover.

Για το performance point:

$$V_{base}=2373kN$$

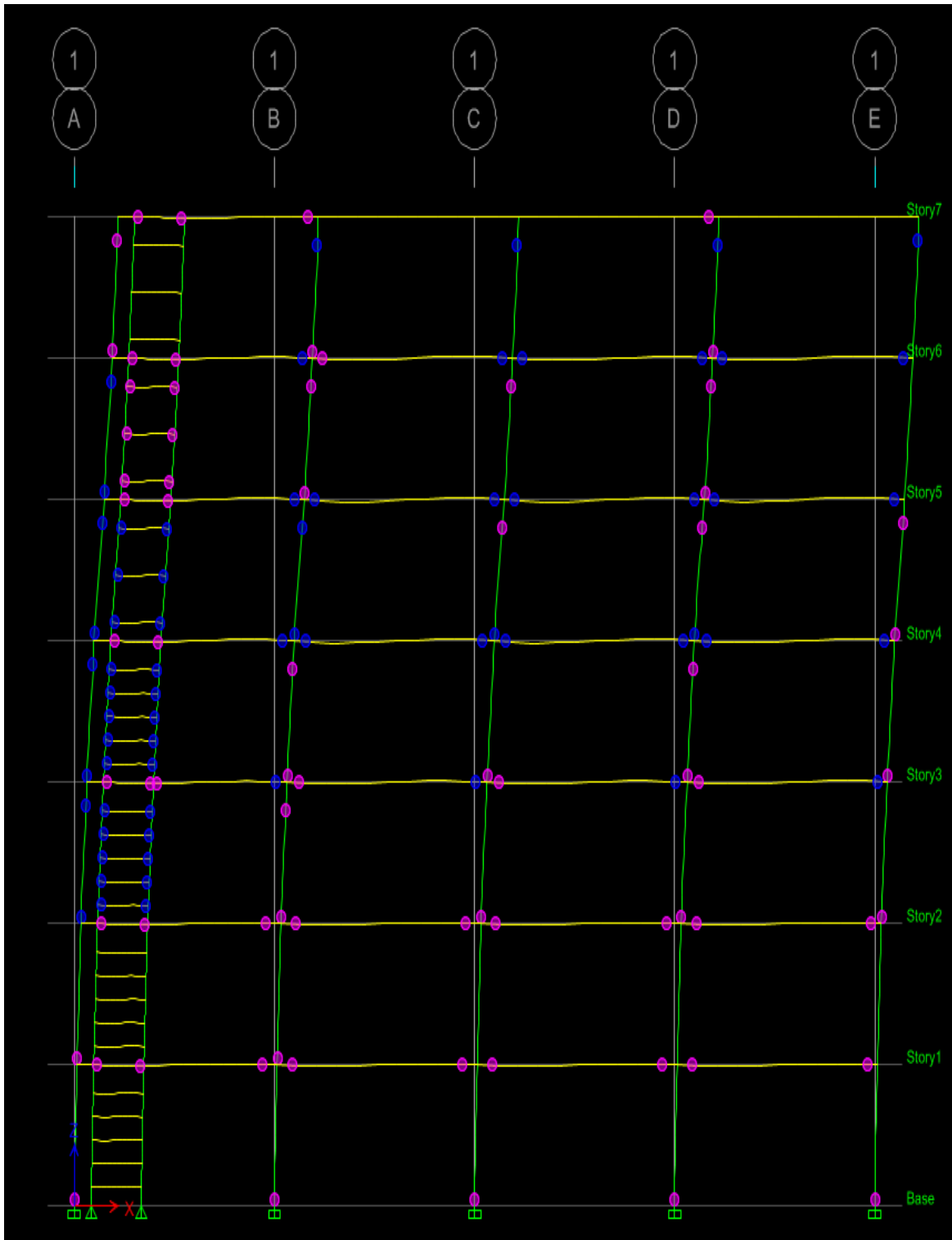
$$d=240mm$$

Για την καμπύλη αντίστασης:

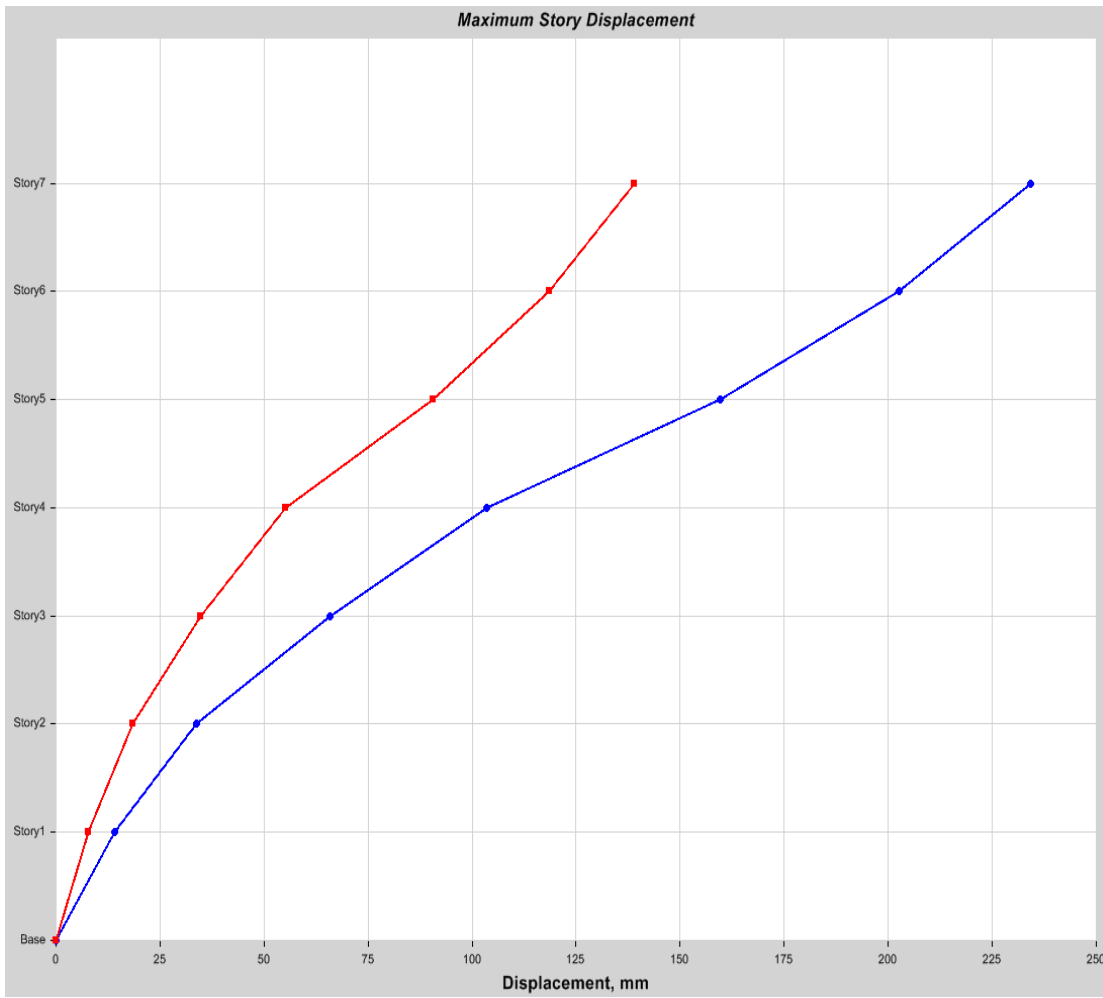
$$maxd=292mm$$

$$V_{base}=2448kN$$

Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στο **performance point**:



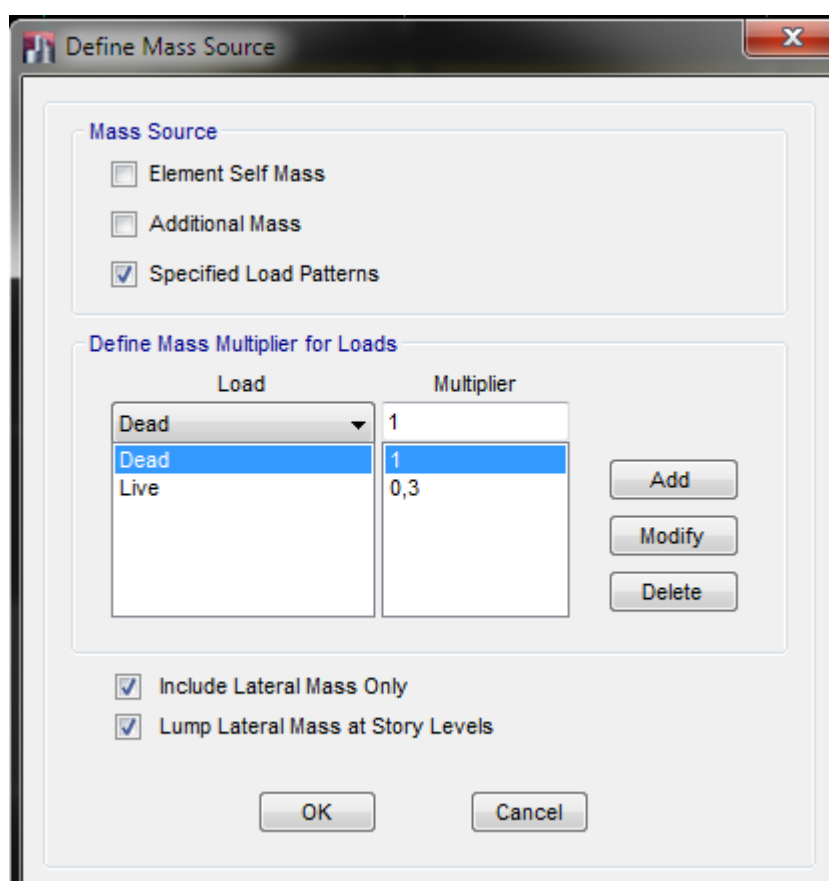
Μετακίνηση των ορόφων στο performance point



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ

Με το ETABS πραγματοποιήσαμε την ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής. Φυσικά το πρόγραμμα αυτόματα μετατρέπει τα ίδια βάρη και τα υπόλοιπα φορτία που παίρνουν μέρος στη δυναμική αυτή ανάλυση σε επικόμβιες μάζες και έπειτα προσδιορίζει τις ιδιομορφές του κτιρίου με φθίνουσα τιμή ιδιοπεριόδου. Ως συνολική μάζα ταλάντωσης ορίζεται αυτή που προκύπτει από το ίδιο βάρος της κατασκευής, από τα υπόλοιπα ίδια βάρη του κτιρίου και από το 30% των κινητών του φορτίων.



Με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, και εφόσον θα γίνει χρήση της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση της κατασκευής, οπότε πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας και επιπλέον πρέπει το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα και για τις δύο διευθύνσεις στις οποίες θεωρούμε ότι θα υπάρξει σεισμική διέγερση (x,y).

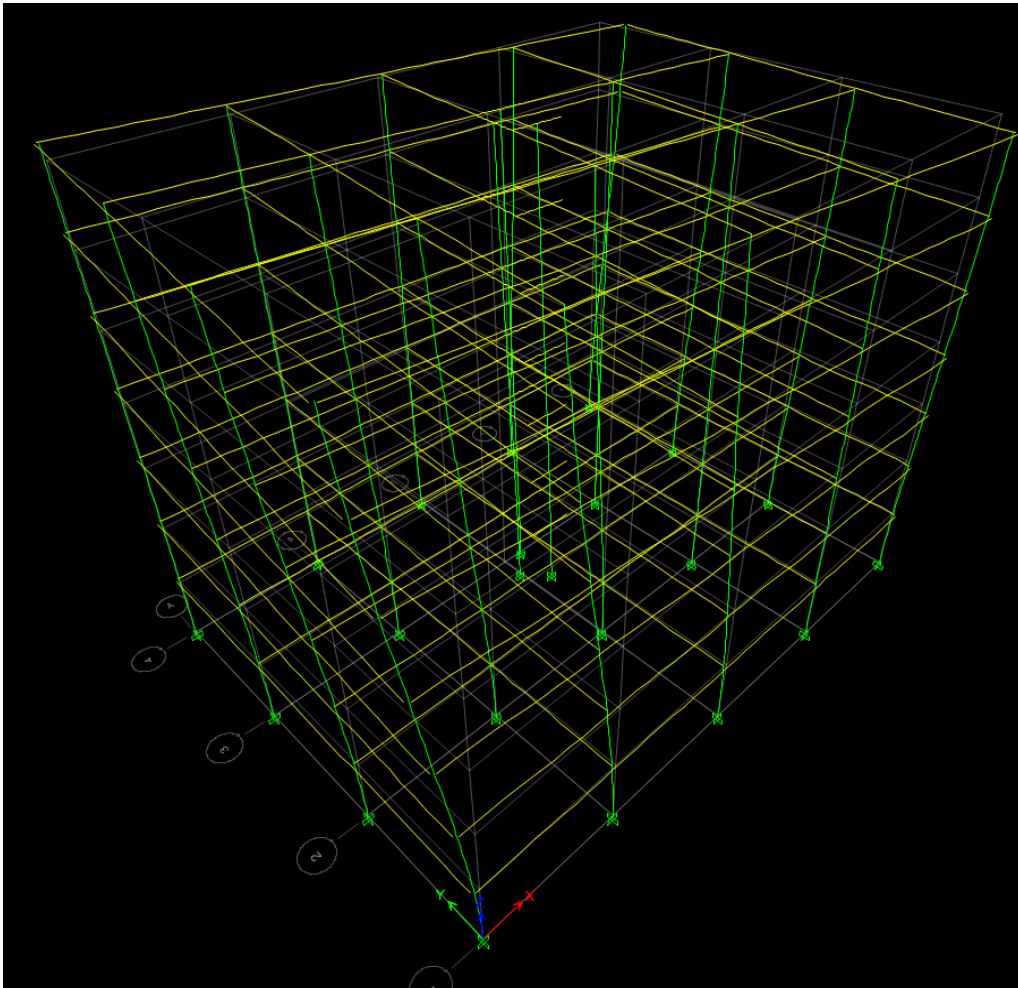
Επιλέγουμε αρχικά να κάνουμε την ιδιομορφική ανάλυση λαμβάνοντας υπόψη τις 15 πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου.

Αρχικός-μη ενισχυμένος φορέας

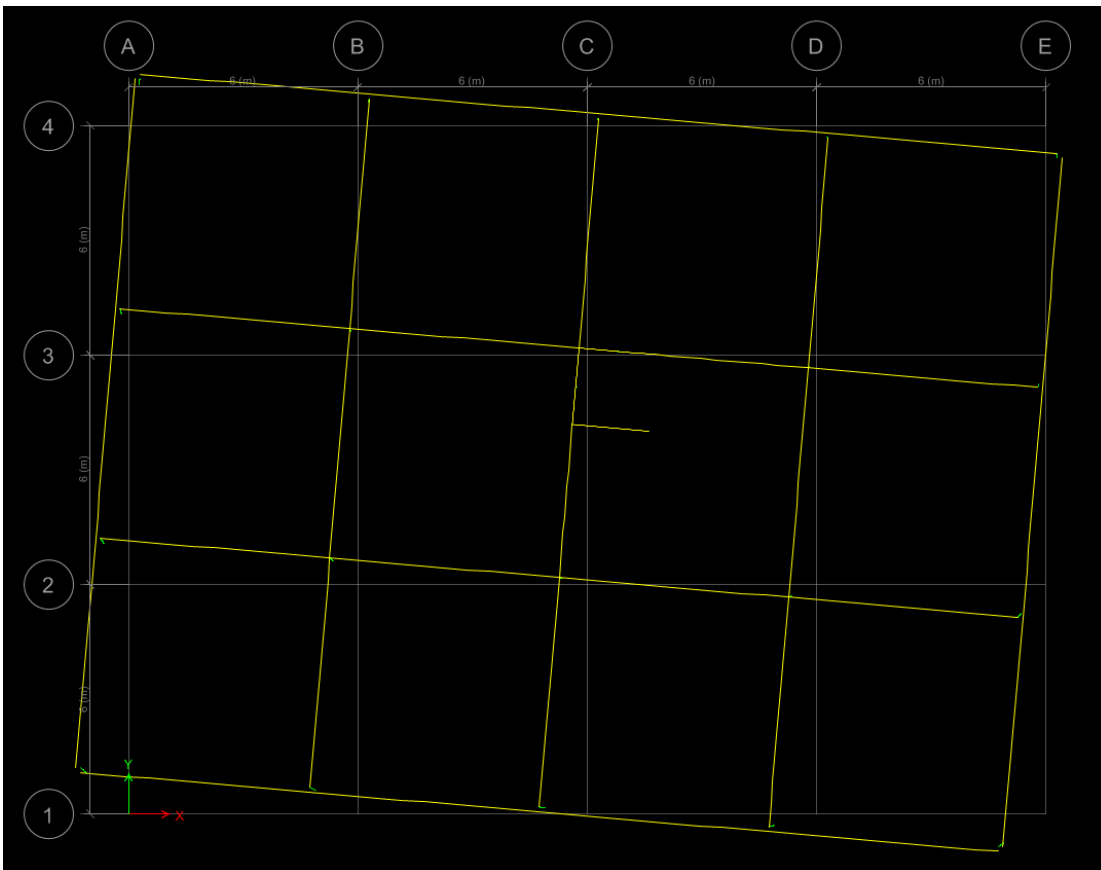
Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
-	sec	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	0,922	0,1718	0,0285	0,1718	0,0285	0,0102	0,0654	0,5427	0,0102	0,0654	0,5427
2	0,907	0,0019	0,7206	0,1737	0,7491	0,2555	0,0007	0,0281	0,2657	0,0661	0,5708
3	0,833	0,5622	0,002	0,7359	0,7511	0,0006	0,2165	0,173	0,2664	0,2825	0,7438
4	0,326	0,0152	2,45E-05	0,7511	0,7512	0,0001	0,0435	0,0999	0,2664	0,326	0,8436
5	0,302	4,95E-05	0,1262	0,7511	0,8773	0,4136	4,68E-05	4,2E-05	0,6801	0,3261	0,8437
6	0,269	0,1215	3E-05	0,8726	0,8773	0,0002	0,3443	0,0147	0,6803	0,6704	0,8584
7	0,192	0,0034	0	0,876	0,8773	0	0,0074	0,0451	0,6803	0,6778	0,9036
8	0,161	0	0,0526	0,876	0,93	0,1144	0	1,1E-06	0,7946	0,6778	0,9036
9	0,135	0,0556	0	0,9316	0,93	2E-06	0,1244	0,002	0,7946	0,8022	0,9056
10	0,124	0,0006	1,8E-06	0,9322	0,93	8E-06	0,0019	0,0358	0,7946	0,8041	0,9414
11	0,102	9,91E-07	0,0313	0,9322	0,9612	0,0905	3,99E-06	3,3E-06	0,8851	0,8041	0,9414
12	0,089	0,0027	0	0,935	0,9612	1E-06	0,0079	0,0162	0,8851	0,812	0,9576
13	0,082	0,0288	0	0,9638	0,9612	5E-07	0,081	0,0034	0,8851	0,893	0,961
14	0,071	0	0,0159	0,9638	0,9771	0,0456	1,12E-06	8,9E-07	0,9307	0,893	0,961
15	0,063	0,0019	8,03E-06	0,9657	0,9771	2E-05	0,0053	0,0178	0,9307	0,8983	0,9789

- Τα κριτήρια του EC8 καλύπτονται στις 15 πρώτες ιδιομορφές.
- Η πρώτη είναι κυρίως στροφική, η δεύτερη μεταφορική κατά y και η τρίτη κυρίως μεταφορική κατά x.

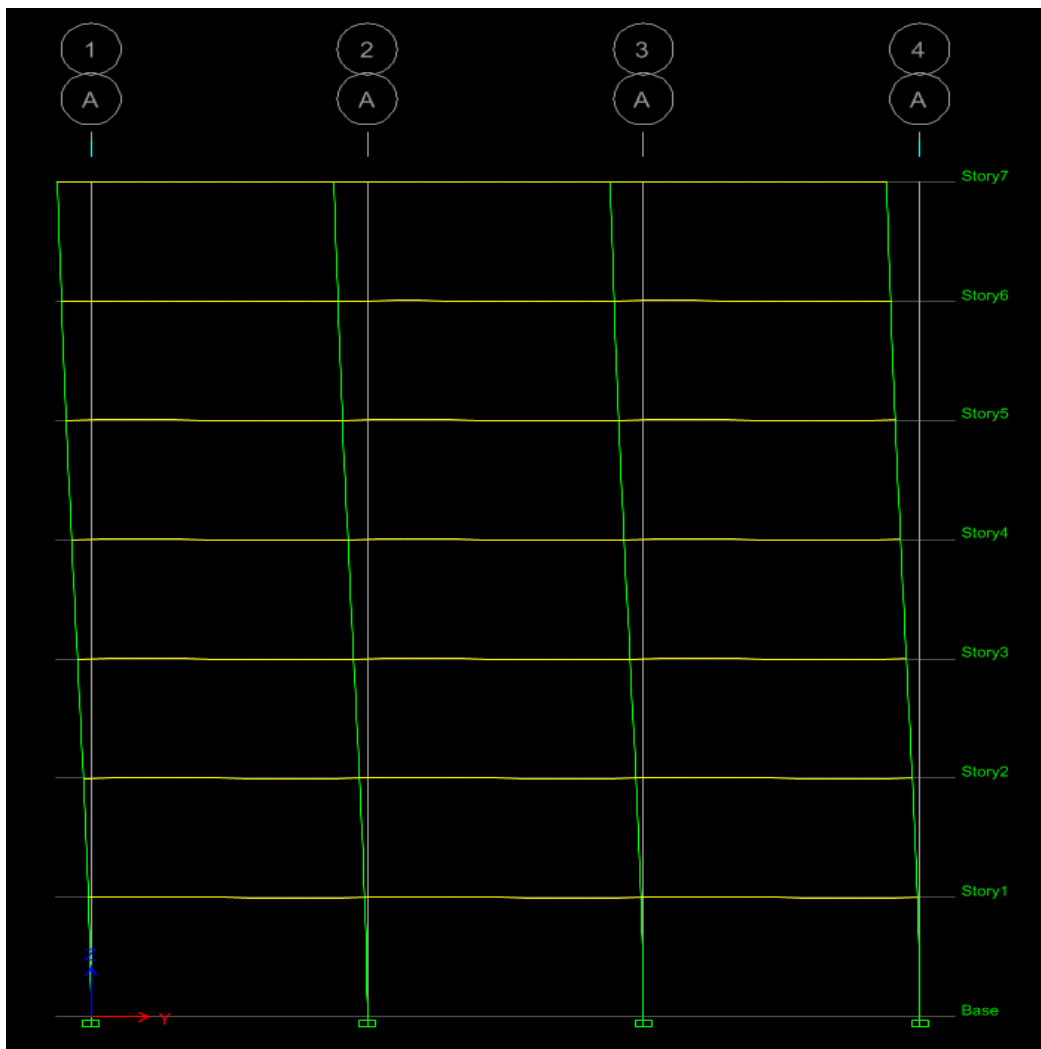
Παρακάτω παραθέτουμε τα σχήματα ορισμένων ενδεικτικών ιδιομορφών, στα οποία φαίνεται η παραμορφωμένη γεωμετρία του φορέα καθώς επίσης και η τιμή της ιδιοπεριόδου της αντίστοιχης ιδιομορφής, όπως αυτά προκύπτουν για την ανάλυση που αναφέρθηκε παραπάνω από το πρόγραμμα στατικής επίλυσης.



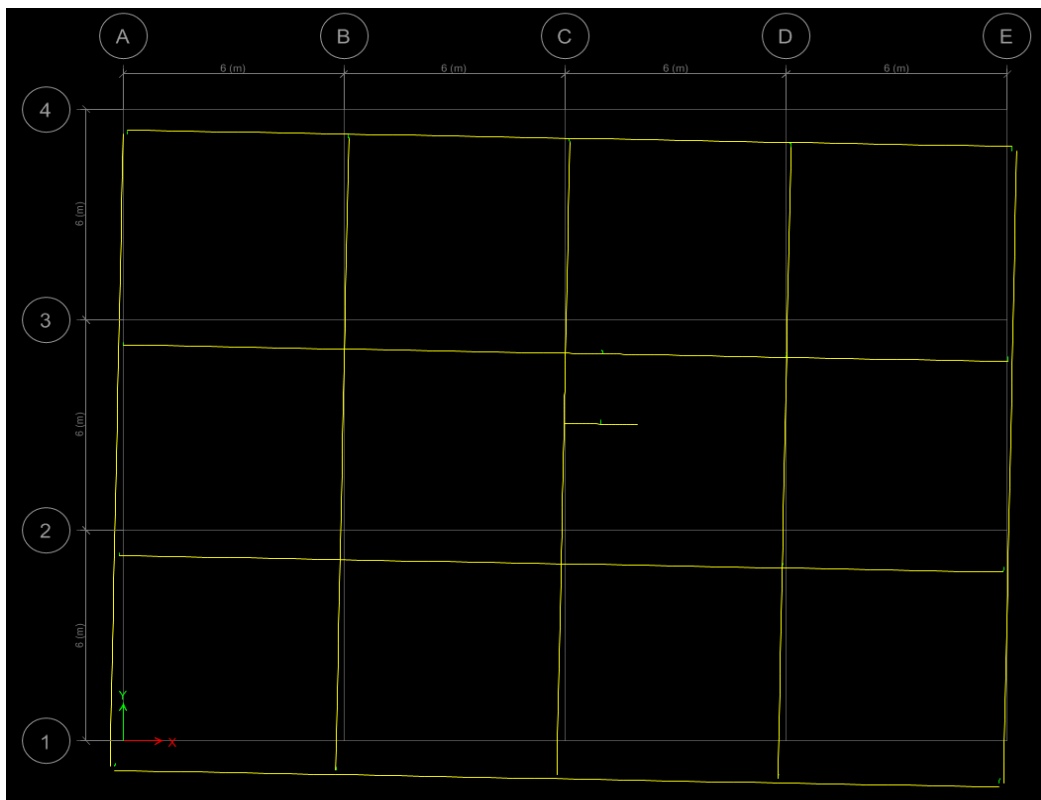
1^η ιδιομορφή: $T=0,922s$



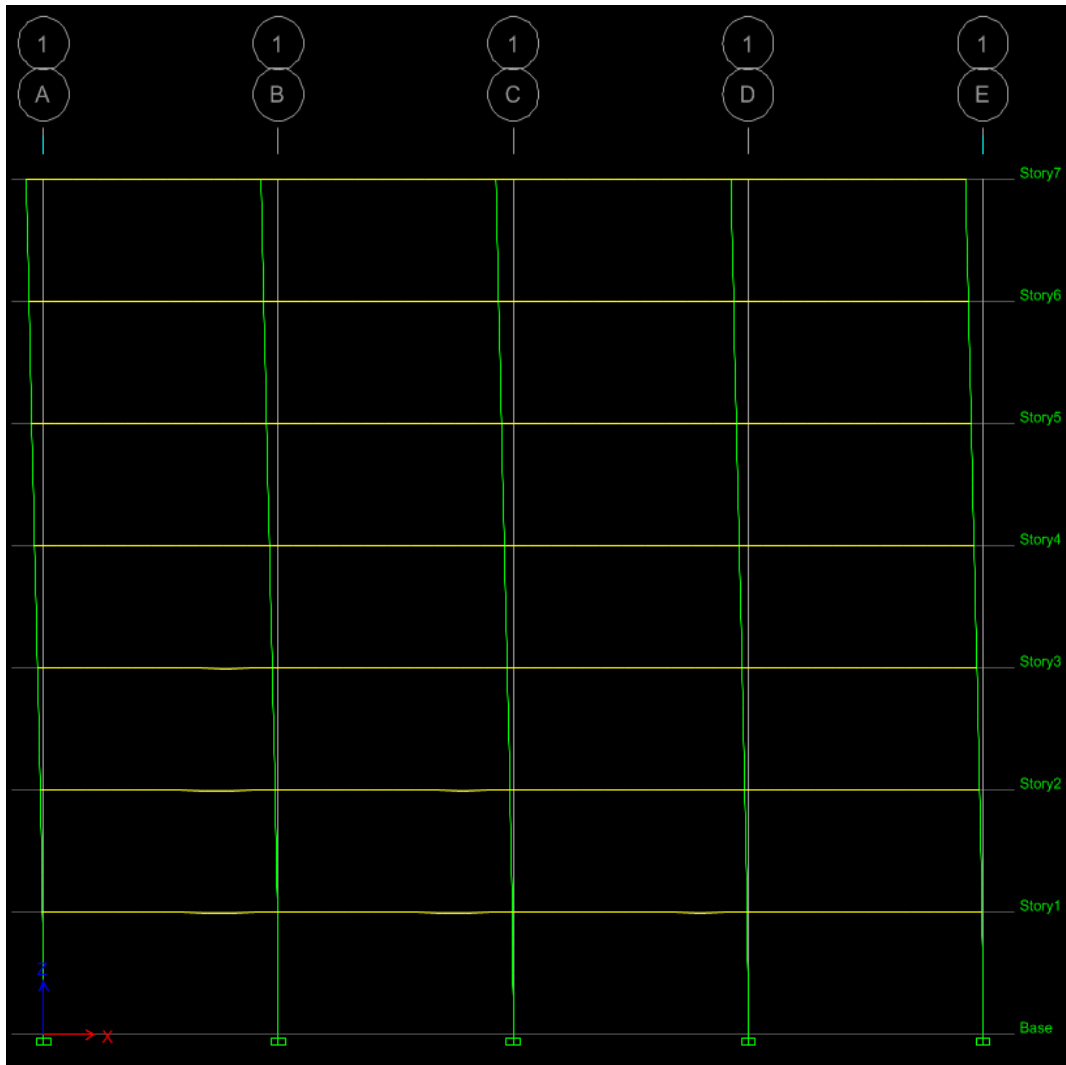
κατοψη 7^ο
οροφου



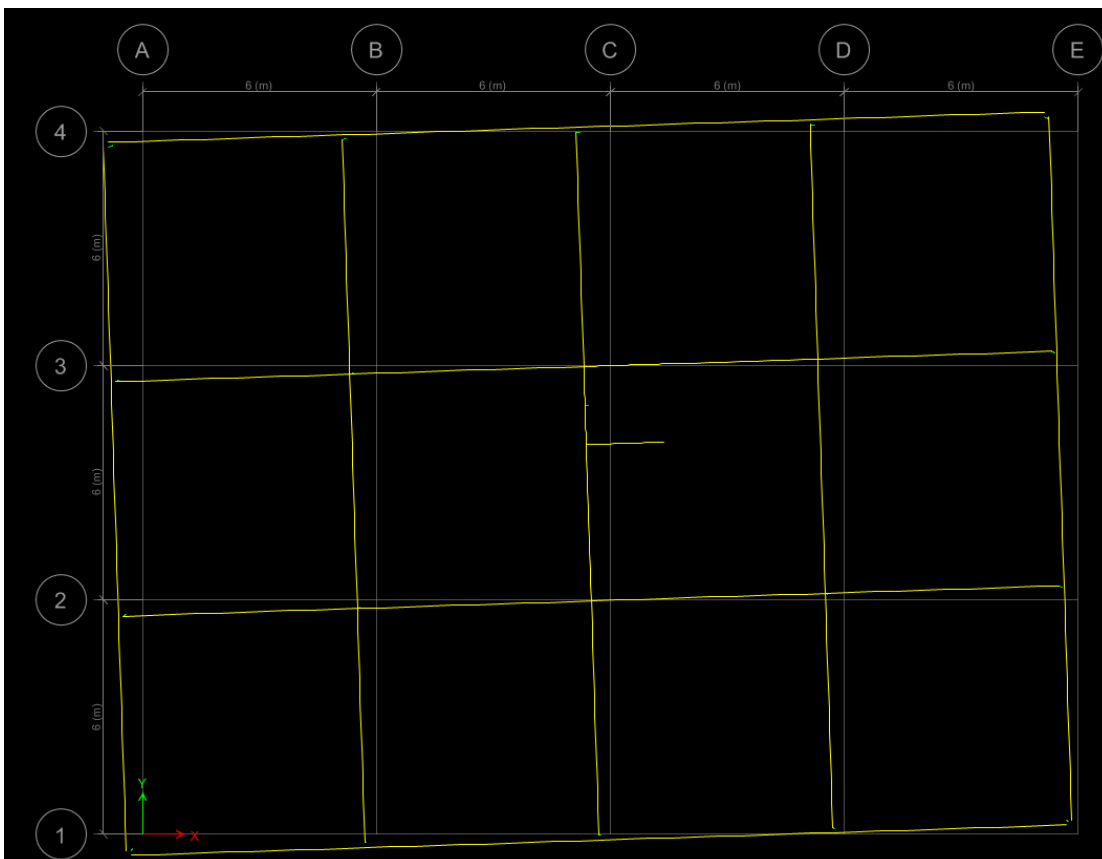
2^η ιδιομορφή: $T=0,907s$



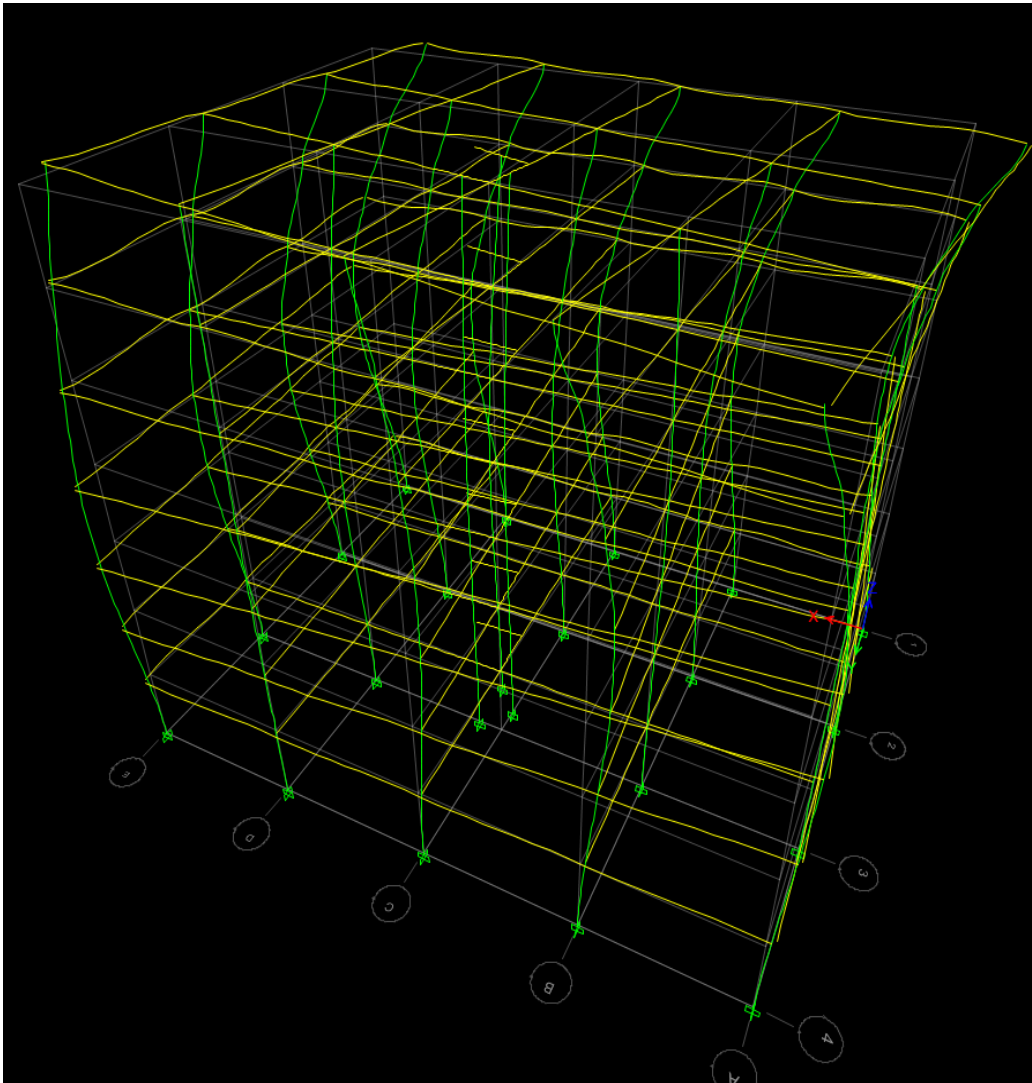
κατοψη 7^{οδ}
οροφου



3^η ιδιομορφή: $T=0,833s$



κατοψη 7^{ου}
οροφου



4^η ιδιομορφή: $T=0,326s$

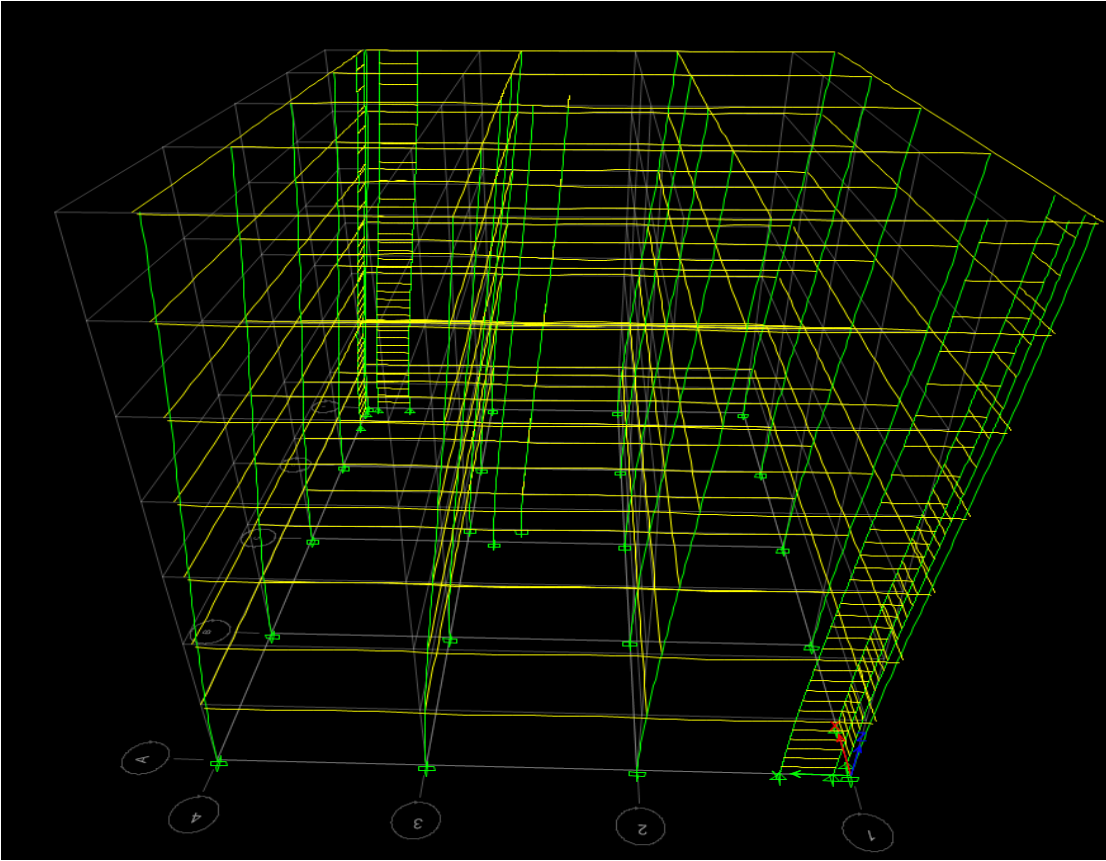


κατοψη 7^{ου}
οροφου

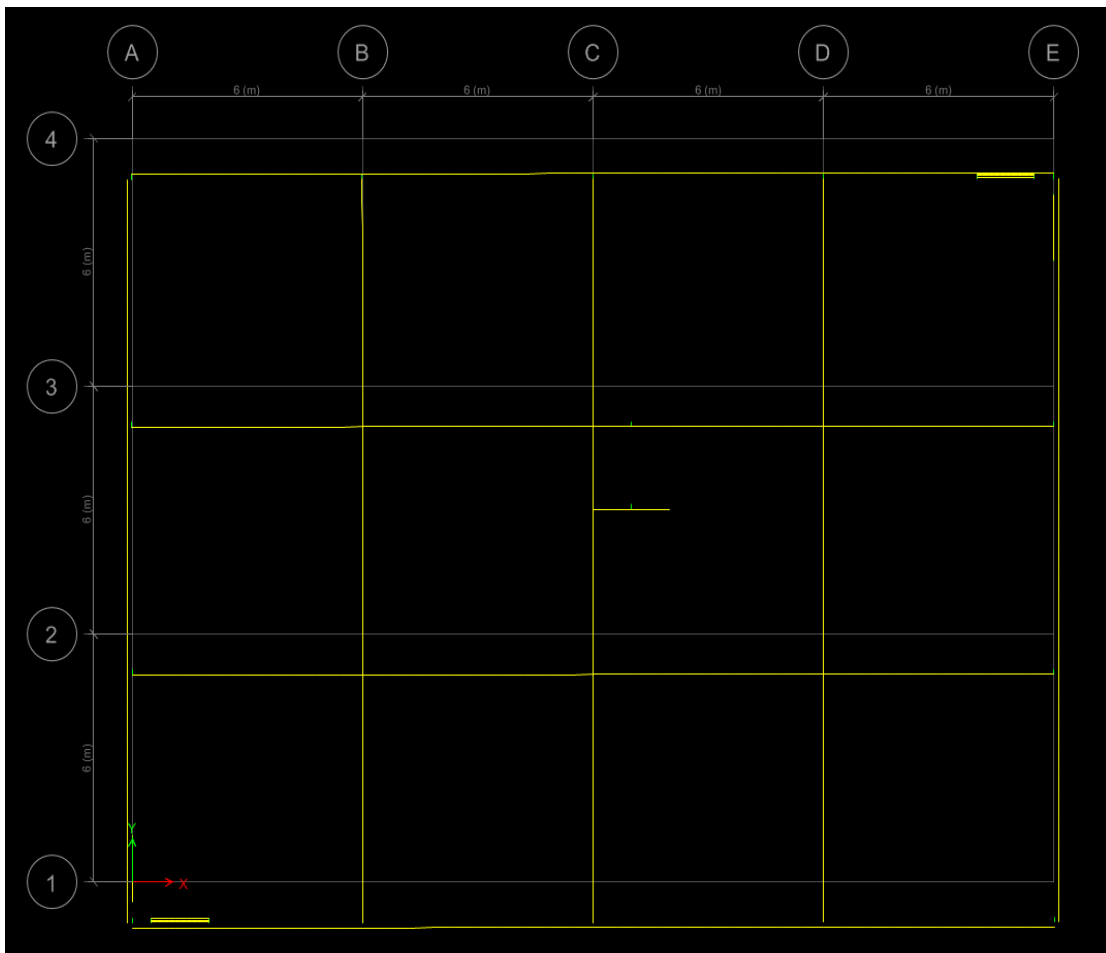
Ενισχυμένος φορέας

Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
	sec										
1	0,874	2,3E-06	0,7472	2E-06	0,7472	0,2723	0	0,0001	0,2723	0	0,0001
2	0,854	0,4073	2,6E-05	0,4073	0,7472	0,00000397	0,1602	0,3249	0,2723	0,1602	0,325
3	0,792	0,3253	3,6E-05	0,7325	0,7473	0,00002807	0,1274	0,4071	0,2724	0,2877	0,7321
4	0,313	0,0205	0	0,7531	0,7473	0	0,0546	0,1129	0,2724	0,3423	0,845
5	0,298	2,2E-06	0,1326	0,7531	0,8799	0,4059	9,3E-06	0	0,6782	0,3423	0,845
6	0,266	0,1217	6,9E-06	0,8748	0,8799	0	0,3272	0,0205	0,6782	0,6695	0,8655
7	0,184	0,0034	0	0,8782	0,8799	5,571E-07	0,0077	0,0413	0,6782	0,6771	0,9069
8	0,158	1,1E-05	0,0505	0,8782	0,9304	0,1146	1,2E-05	0	0,7929	0,6771	0,9069
9	0,133	0,0538	6E-06	0,932	0,9304	0,00002144	0,1243	0,002	0,7929	0,8014	0,9089
10	0,118	0,0007	2,9E-06	0,9327	0,9304	0,00001187	0,0021	0,0338	0,7929	0,8035	0,9427
11	0,101	2,9E-06	0,0312	0,9327	0,9616	0,0934	7,4E-06	4E-06	0,8863	0,8035	0,9427
12	0,087	0,0037	9E-07	0,9364	0,9616	0,0000029	0,0111	0,0149	0,8863	0,8145	0,9576
13	0,082	0,0276	1,5E-06	0,964	0,9616	0,000004684	0,0793	0,0043	0,8863	0,8939	0,962
14	0,071	1,2E-06	0,0155	0,964	0,977	0,0447	2,9E-06	1E-06	0,9311	0,8939	0,962
15	0,061	0,0027	1,7E-05	0,9667	0,9771	0,00004774	0,0075	0,0175	0,9311	0,9014	0,9795

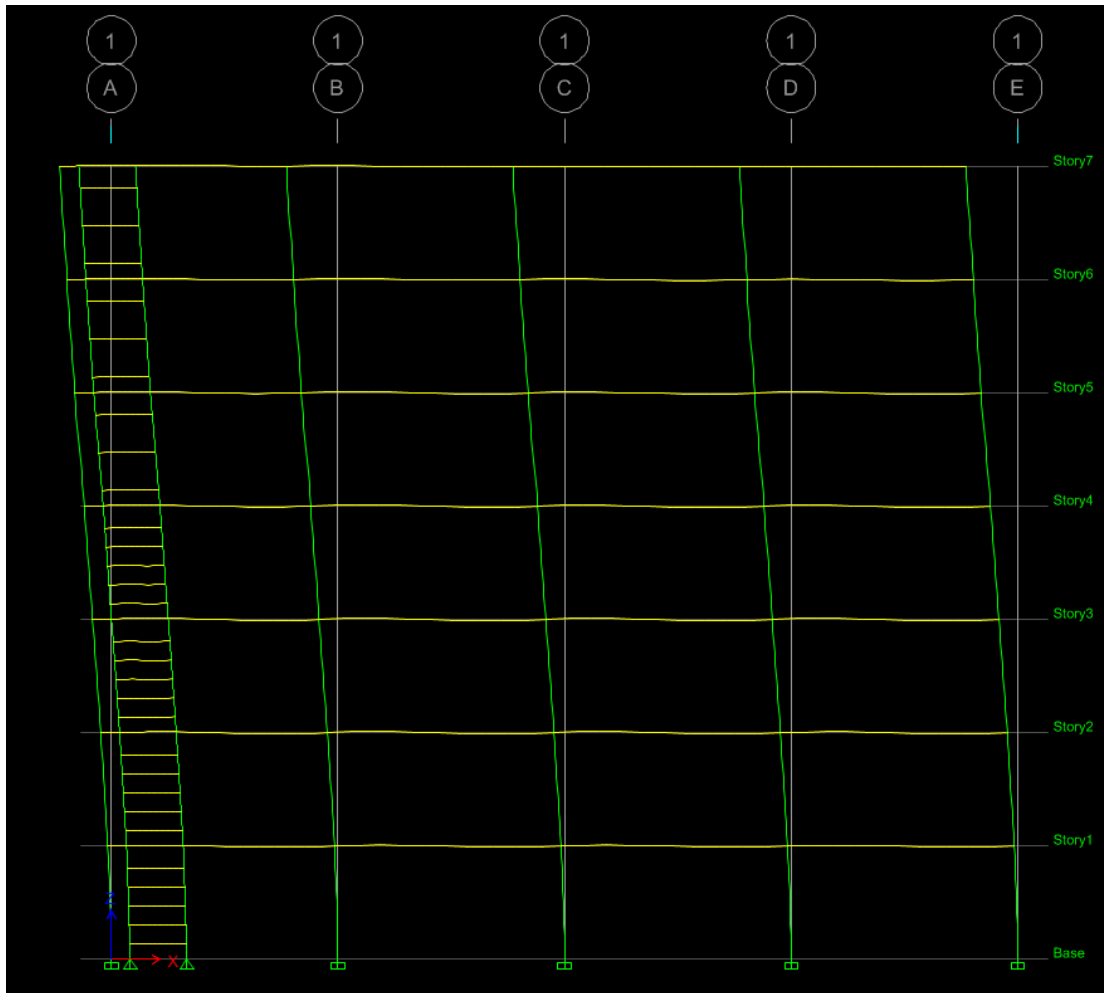
Παρακάτω παραθέτουμε τα σχήματα ορισμένων ενδεικτικών ιδιομορφών, στα οποία φαίνεται η παραμορφωμένη γεωμετρία του φορέα καθώς επίσης και η τιμή της ιδιοπεριόδου της αντίστοιχης ιδιομορφής, όπως αυτά προκύπτουν για την ανάλυση που αναφέρθηκε παραπάνω από το πρόγραμμα στατικής επίλυσης.



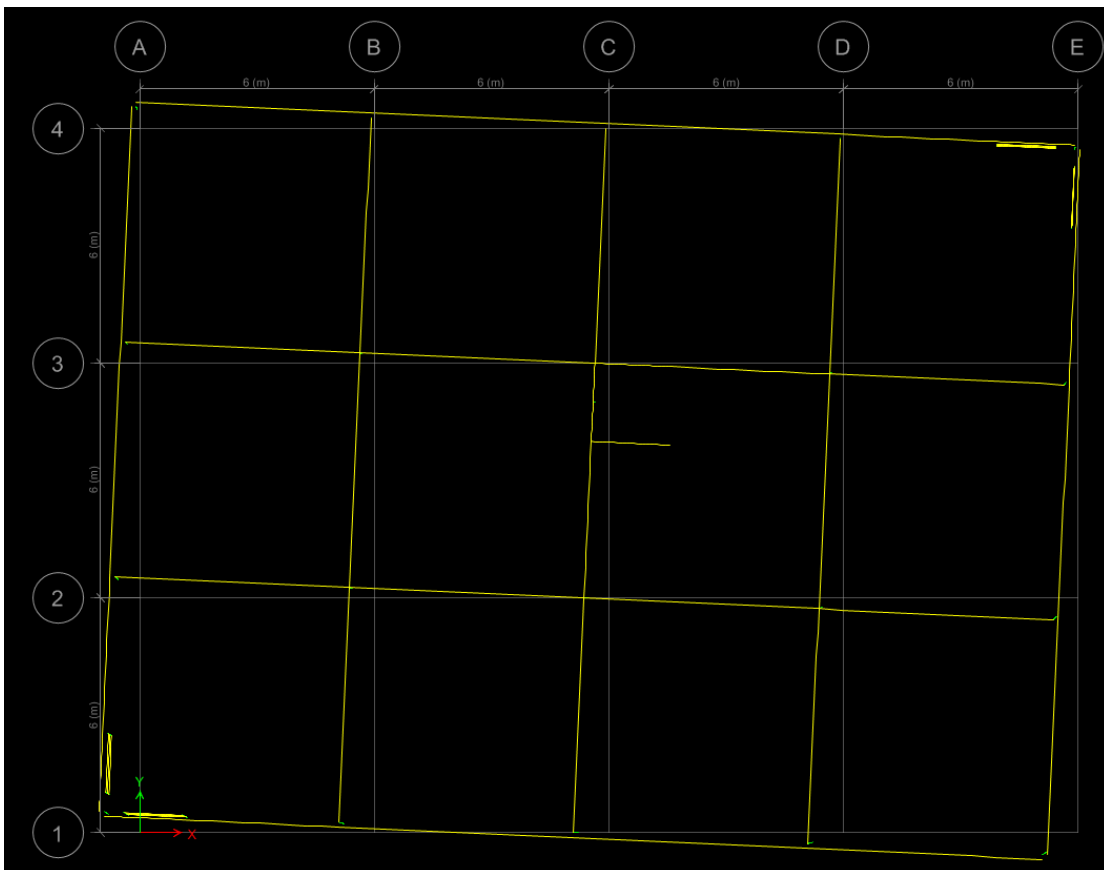
1^η Ιδιομορφή: $T=0,874s$



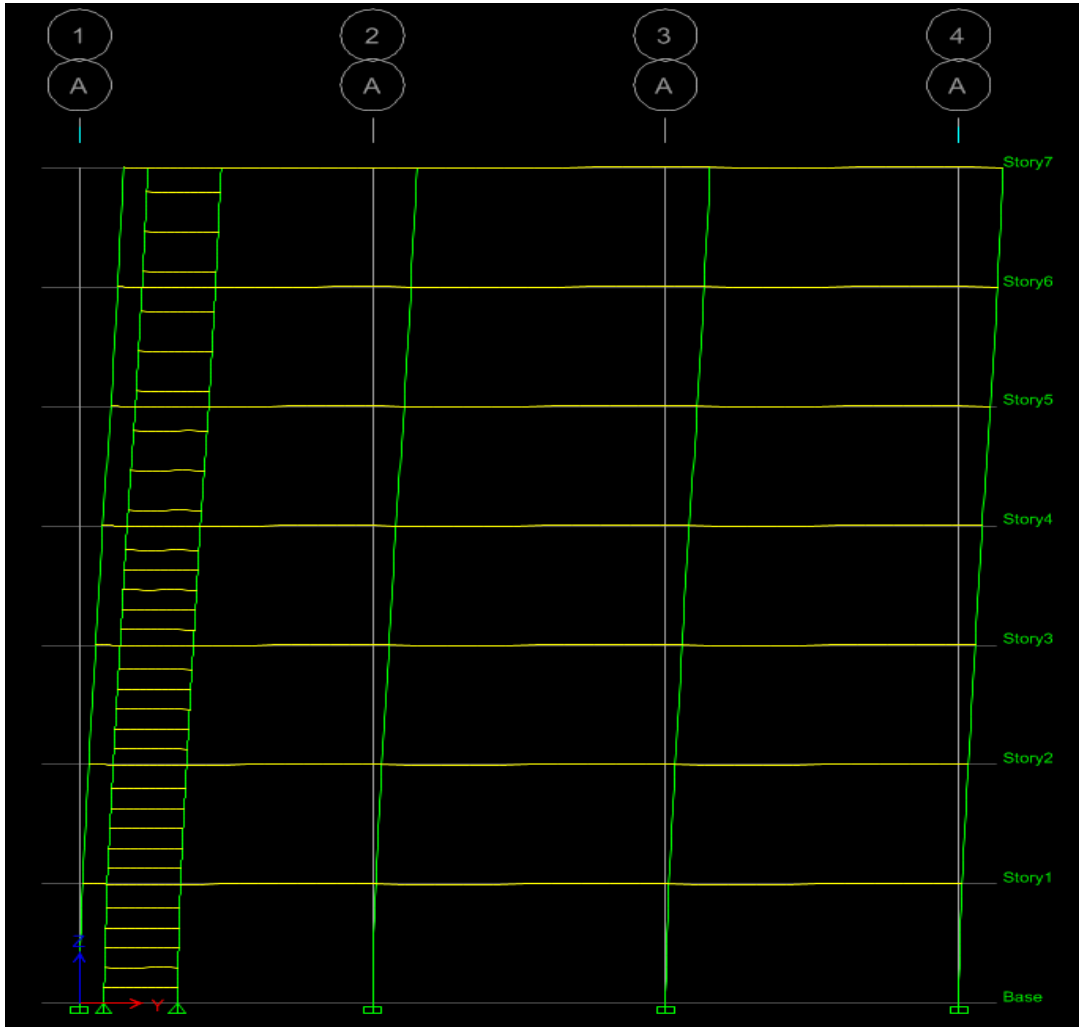
κατοψη 7^{ου} οροφου



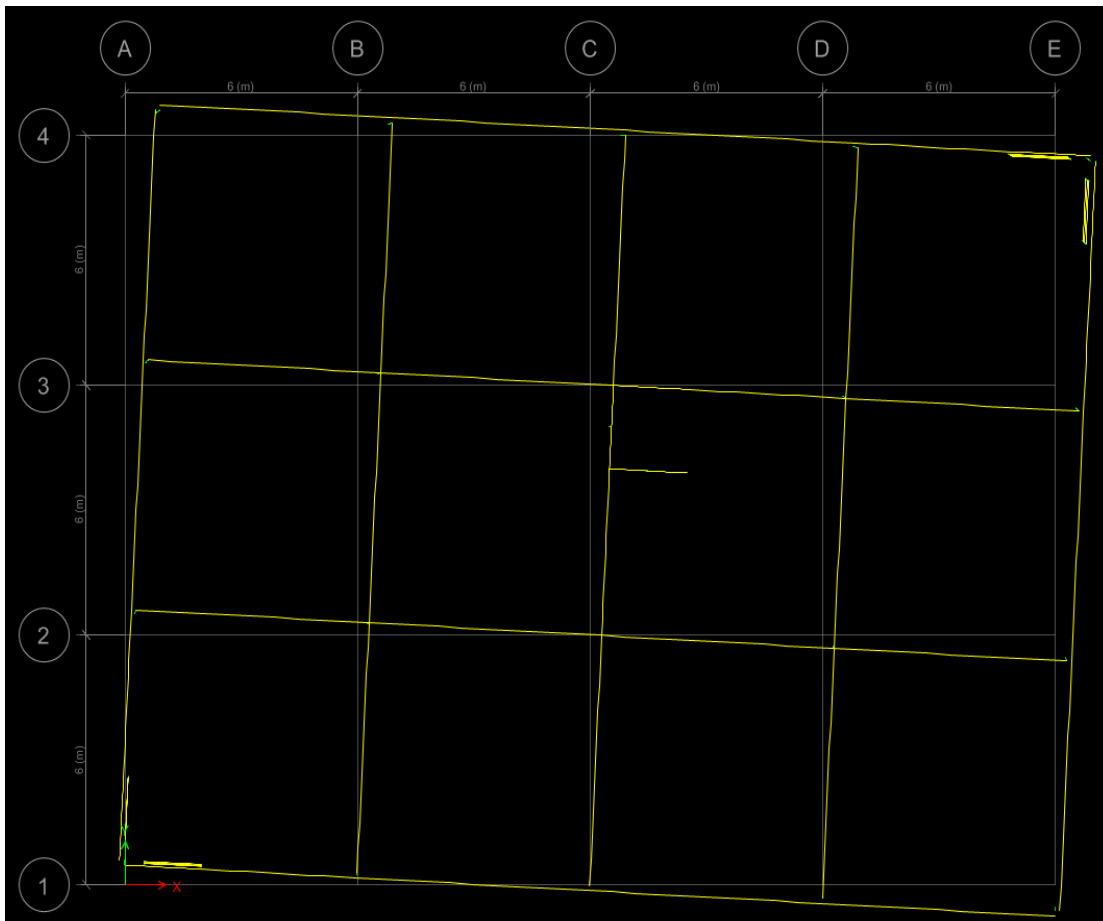
2^η Ιδιομορφή: $T=0,854s$



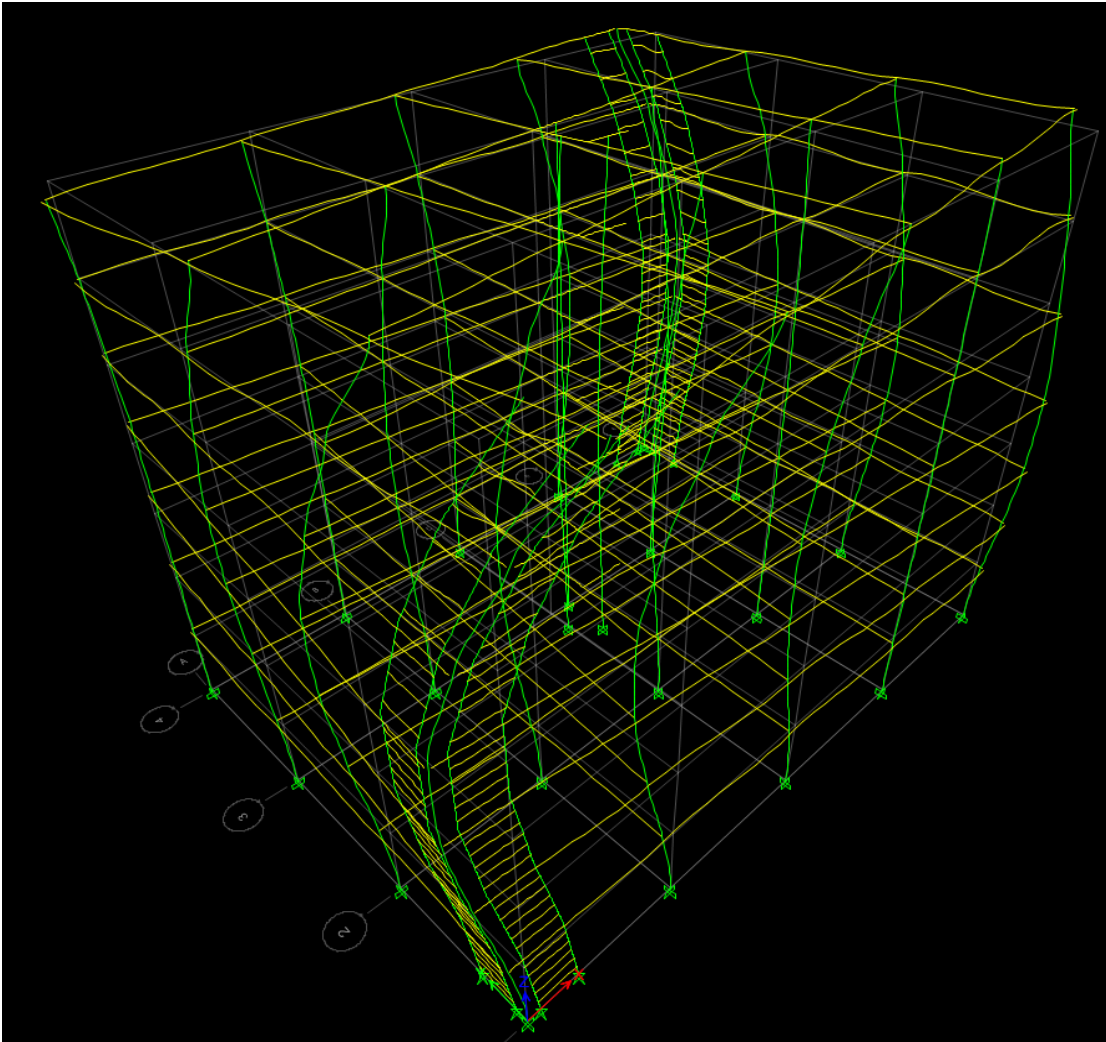
κατοψη 7^{ου} οροφου



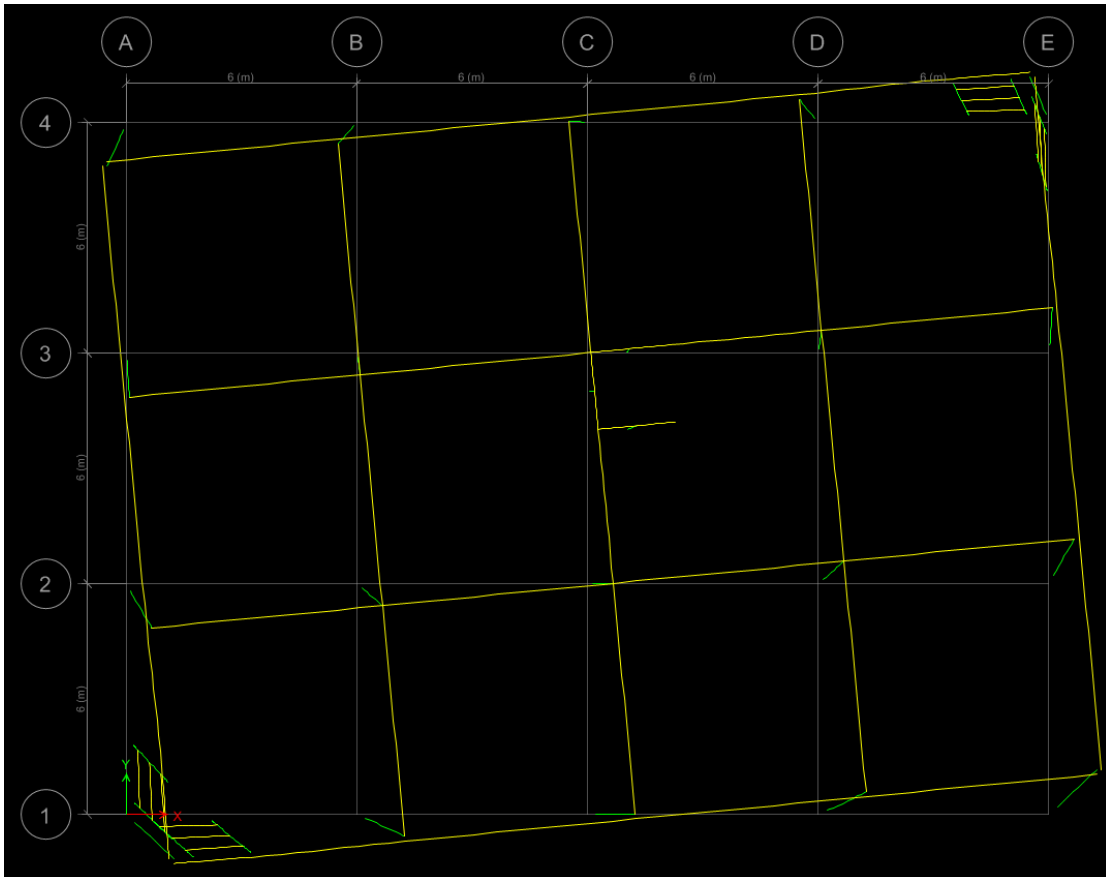
3^η Ιδιομορφή: $T=0,792s$



κατοψη 7^{ου} οροφου



4^η Ιδιομορφή: $T=0,313s$

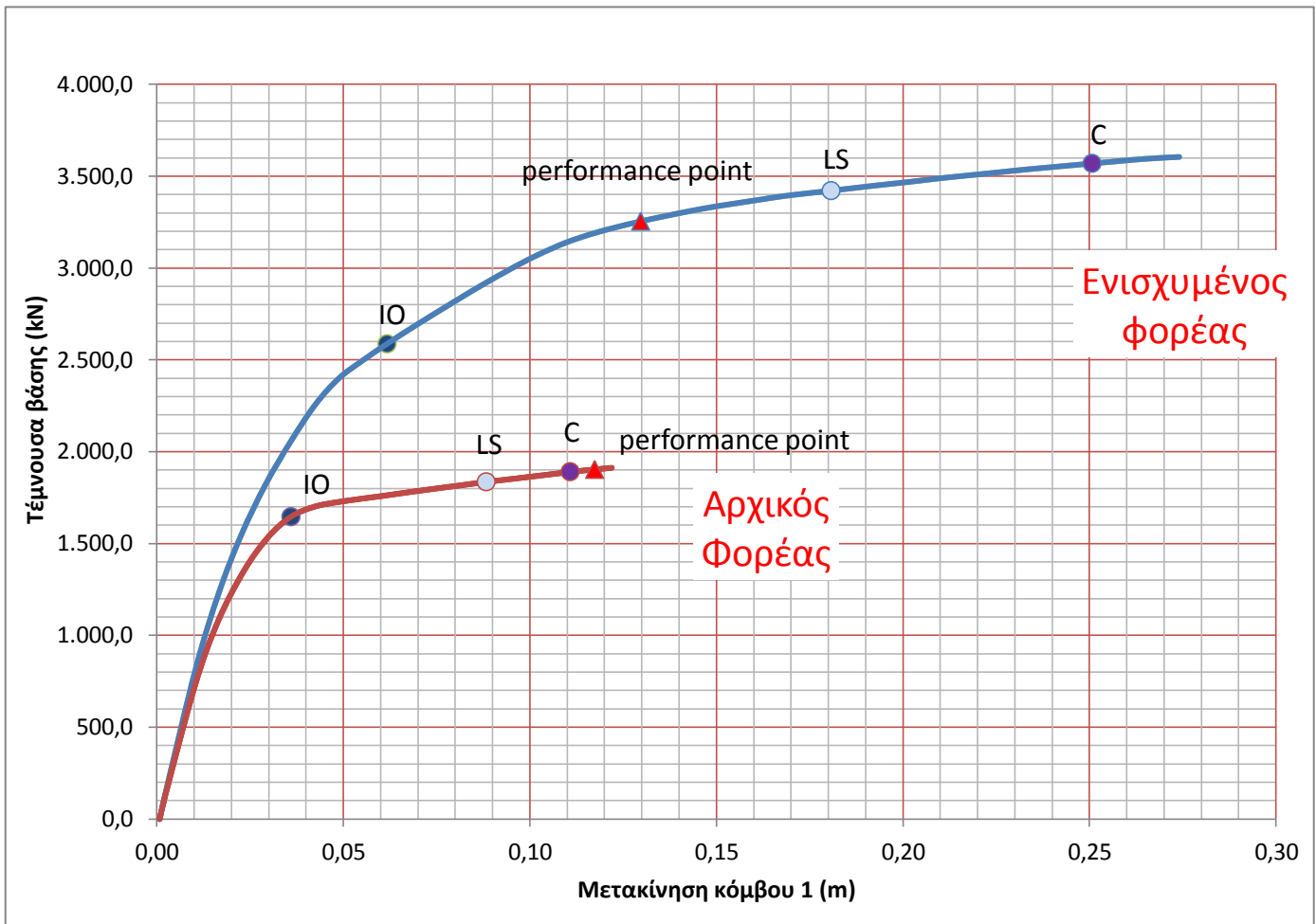


κατοψη 7^{ου} οροφου

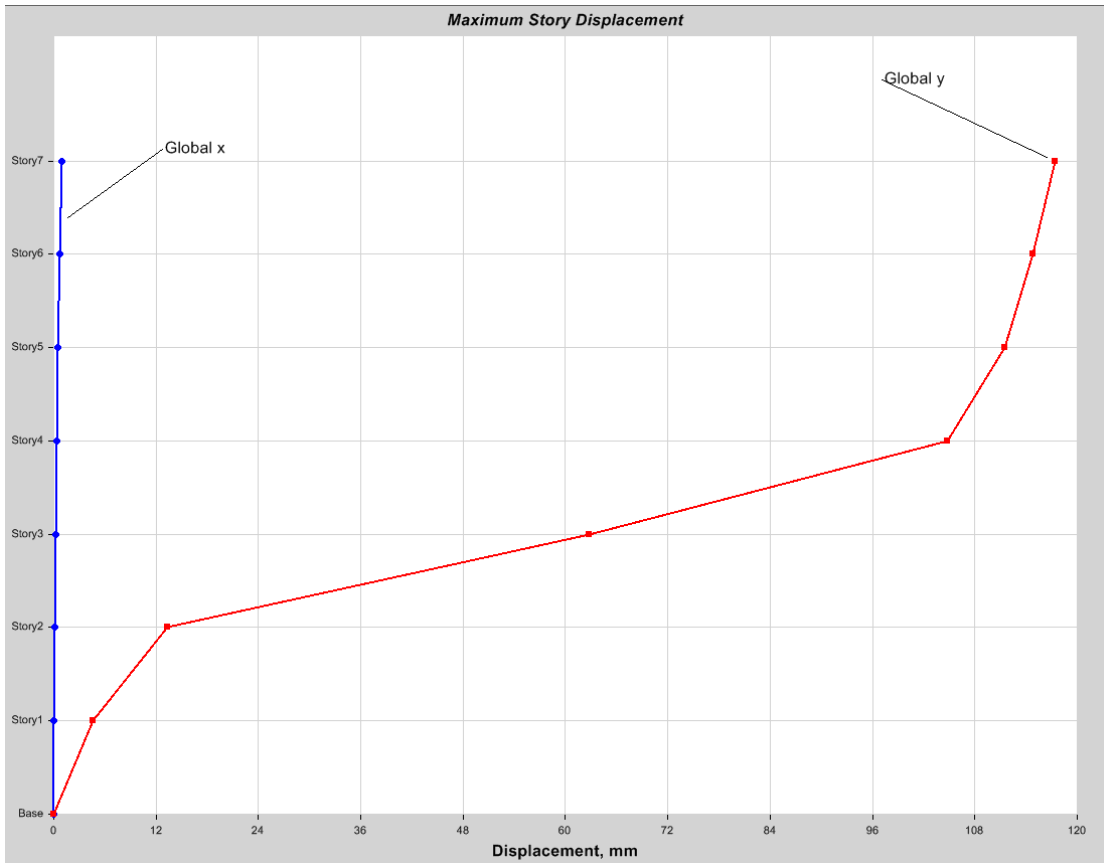
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

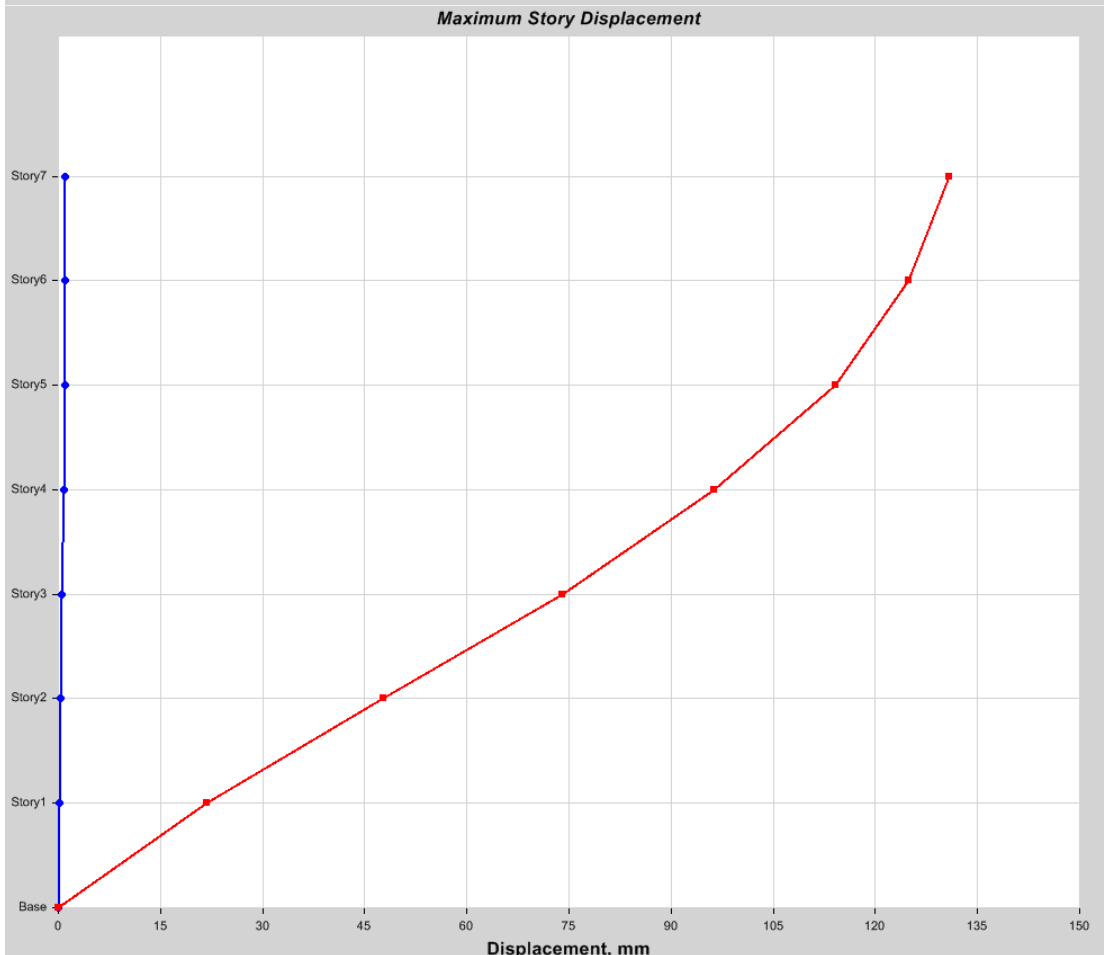
Φόρτιση: Ομοιόμορφη κατά y (μικρή διεύθυνση)



Σύγκριση των μετακινήσεων στο performance point :

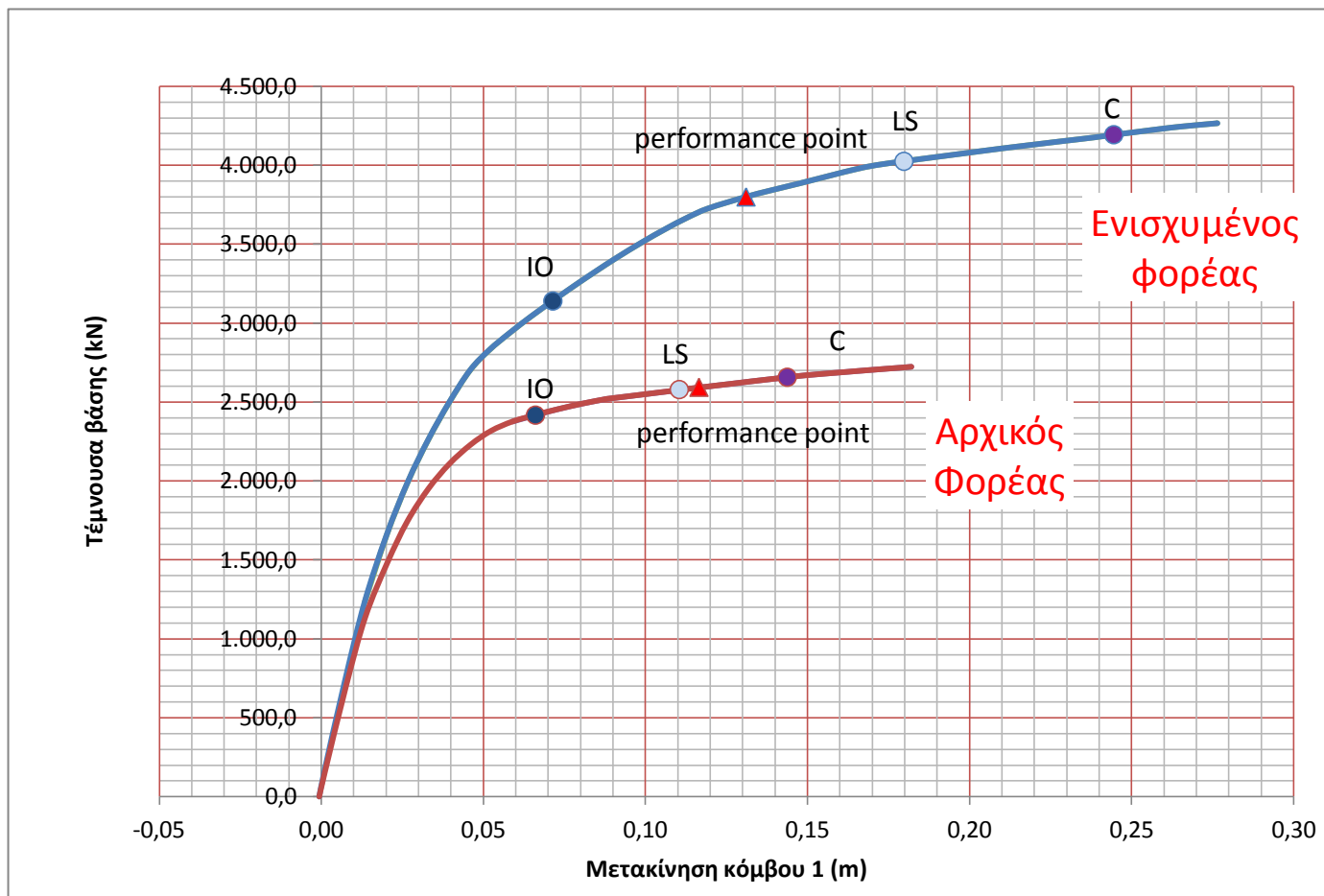


Μη ενισχυμένος

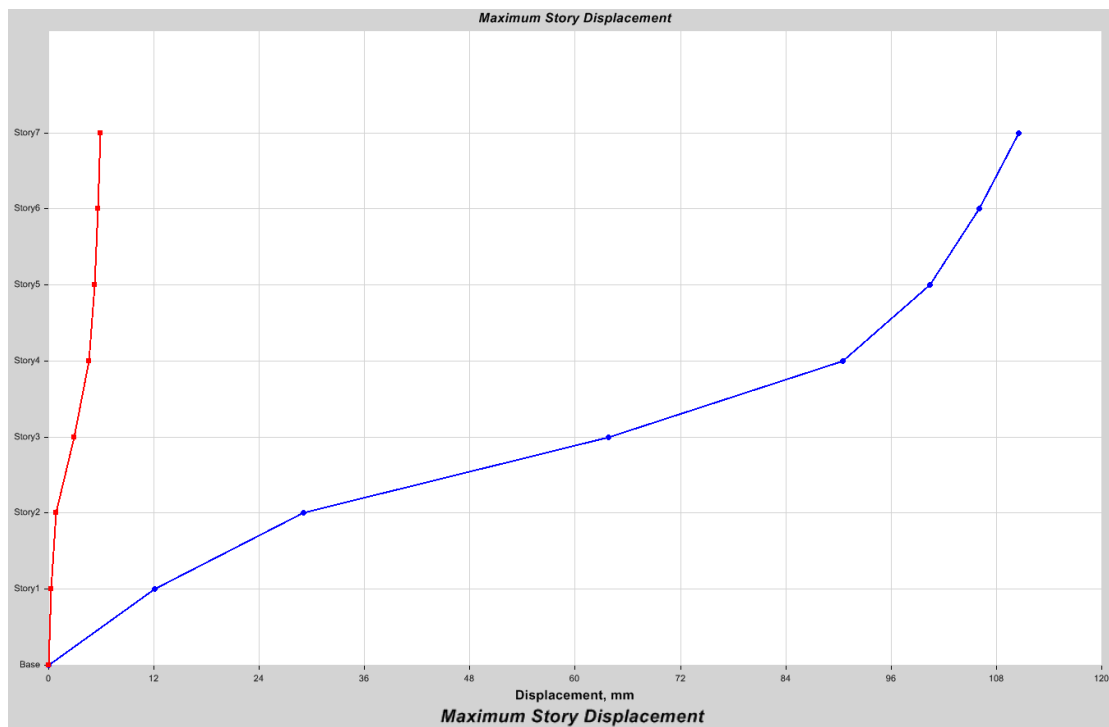


Ενισχυμένος

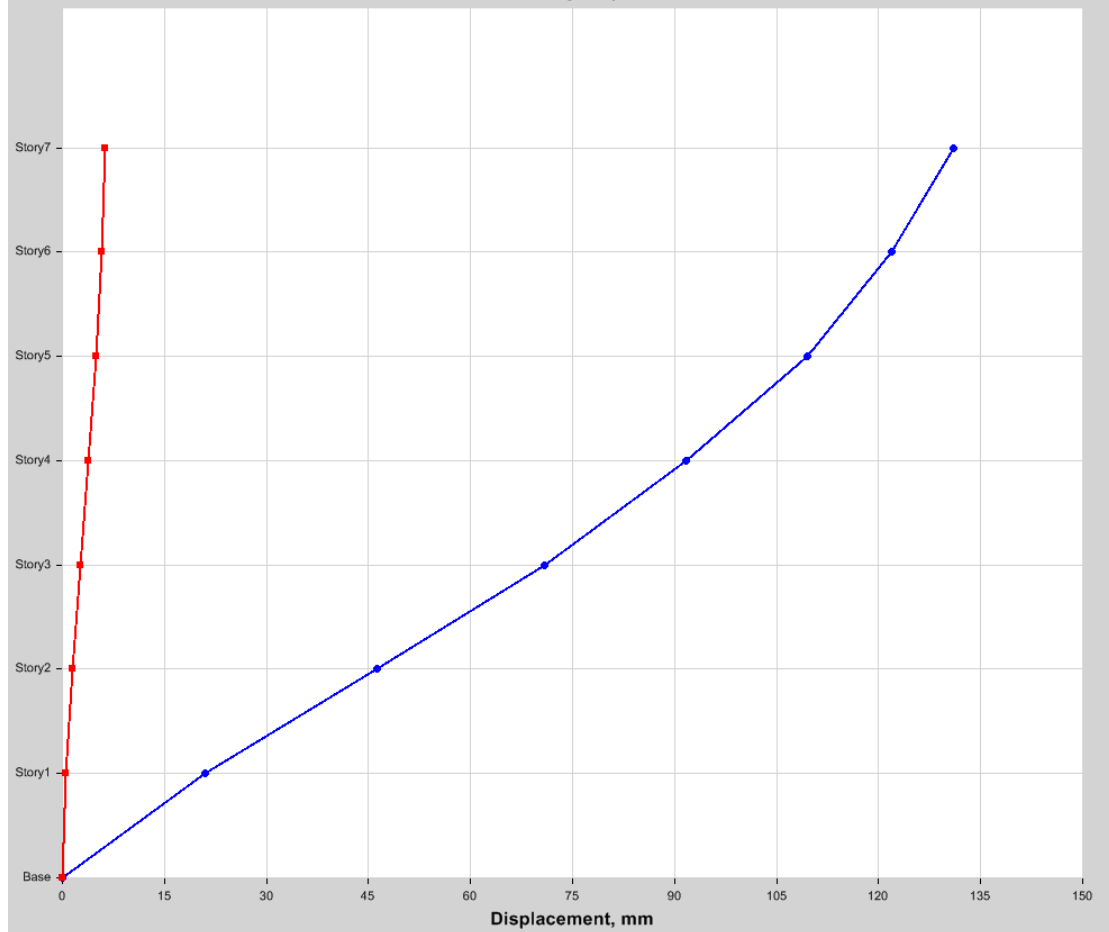
Φόρτιση: Ομοιόμορφη κατά x (μεγάλη διεύθυνση)



Σύγκριση των μετακινήσεων στο performance point :



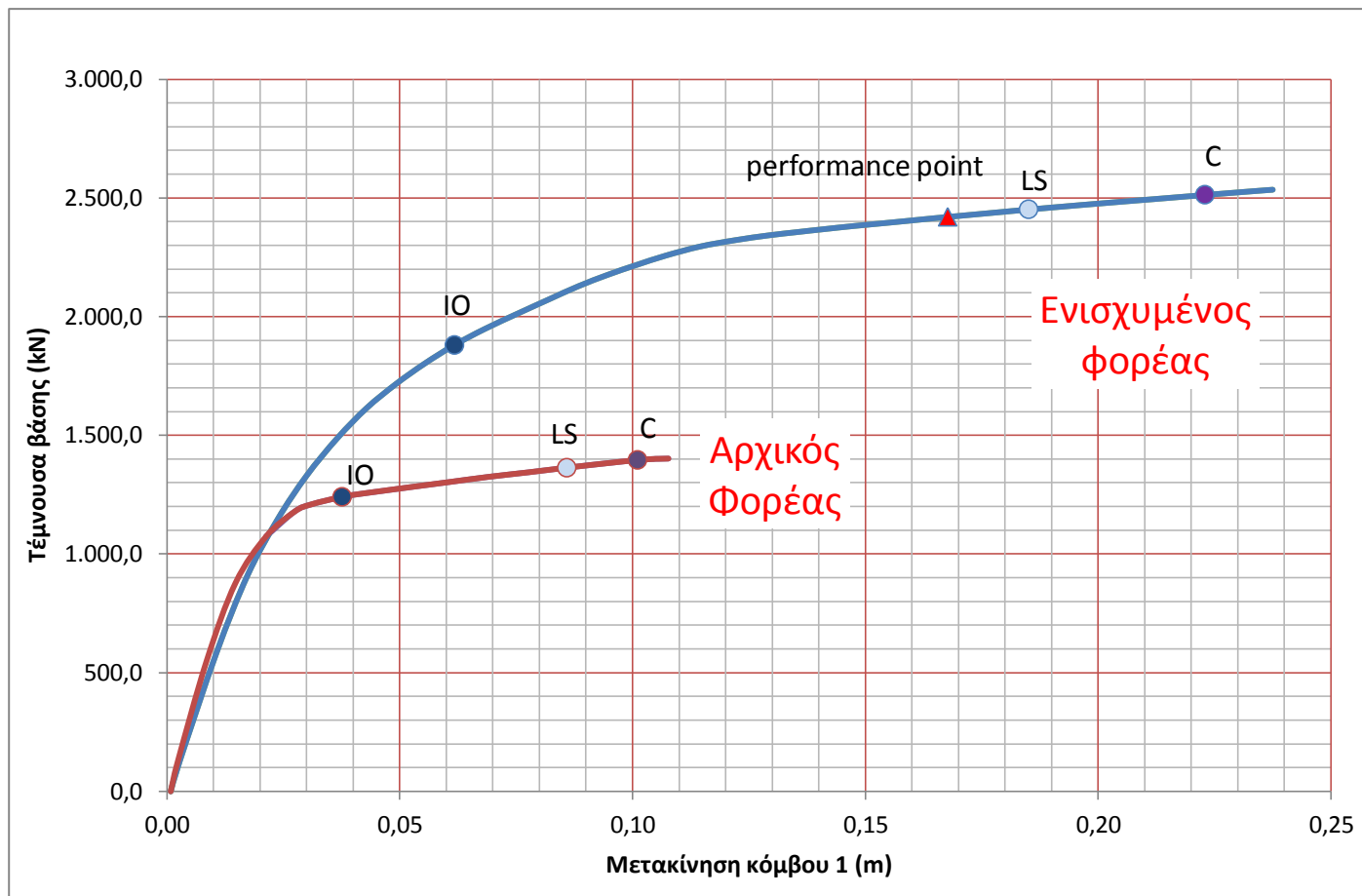
Μη
ενισχυμένος



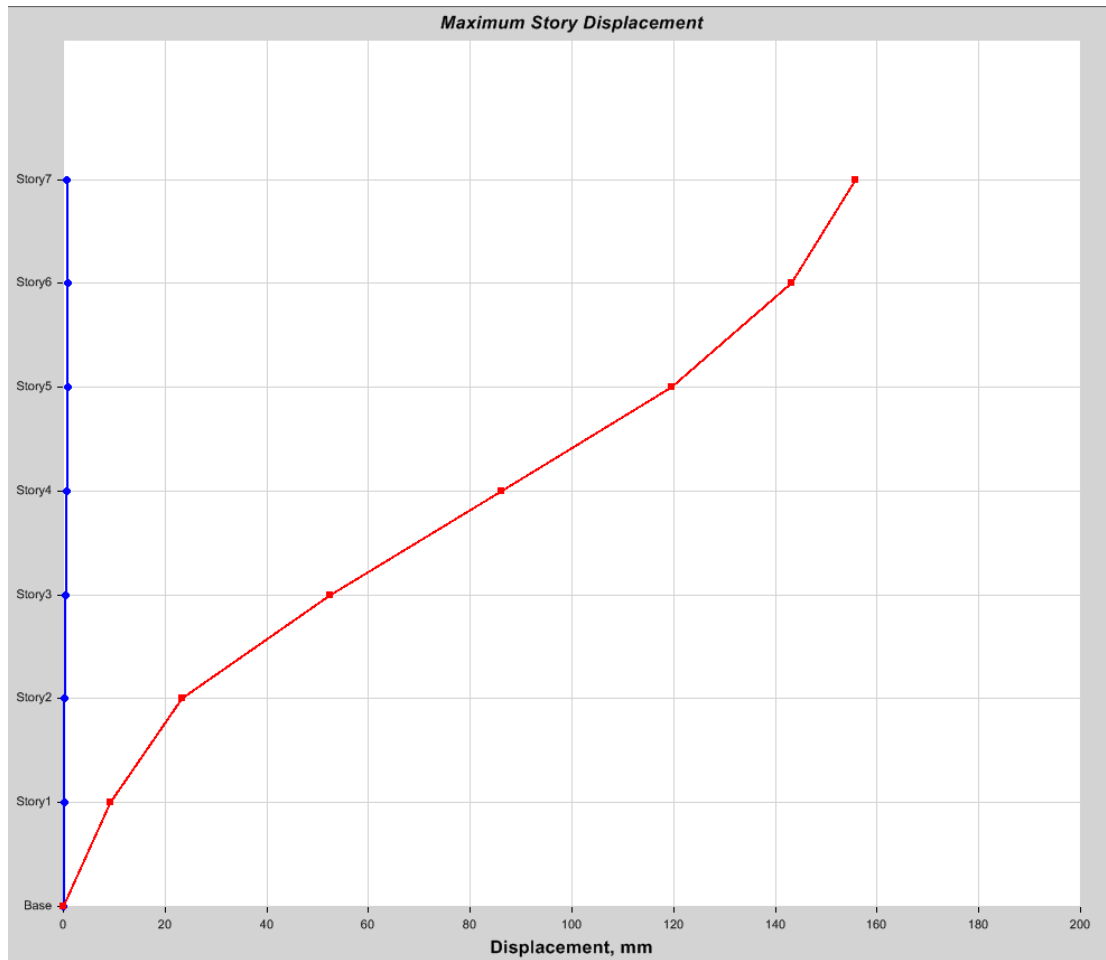
Ενισχυμένος

Φόρτιση: Ιδιομορφική κατά y (μικρή διεύθυνση)

- Ενισχυμένος φορέας: Σύμφωνα με την 1^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά y)
- Μη ενισχυμένος φορέας: Σύμφωνα με την 2^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά y και στροφική). Δεν υπάρχει performance point

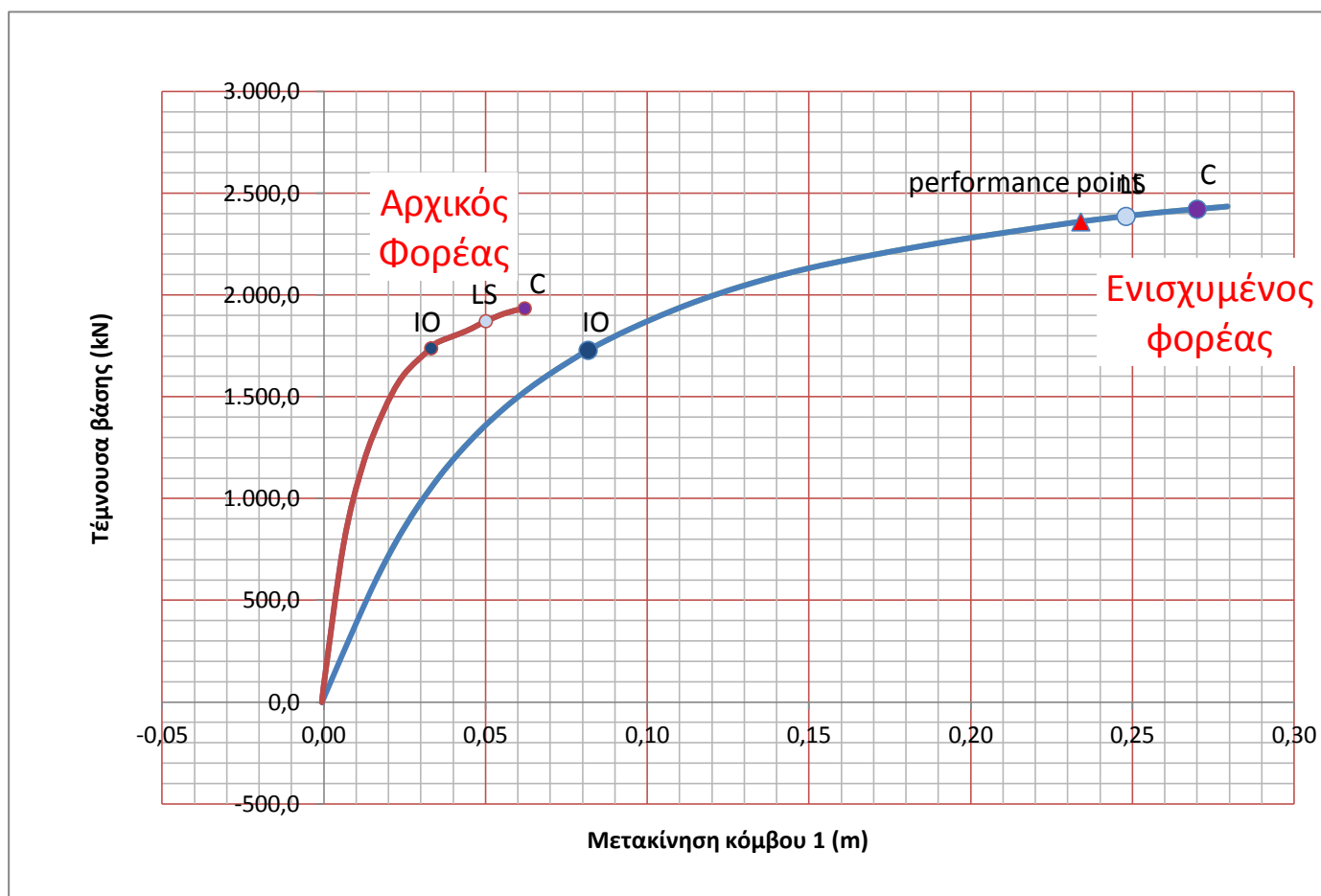


Μετακινήσεις ορόφων στο performance point :

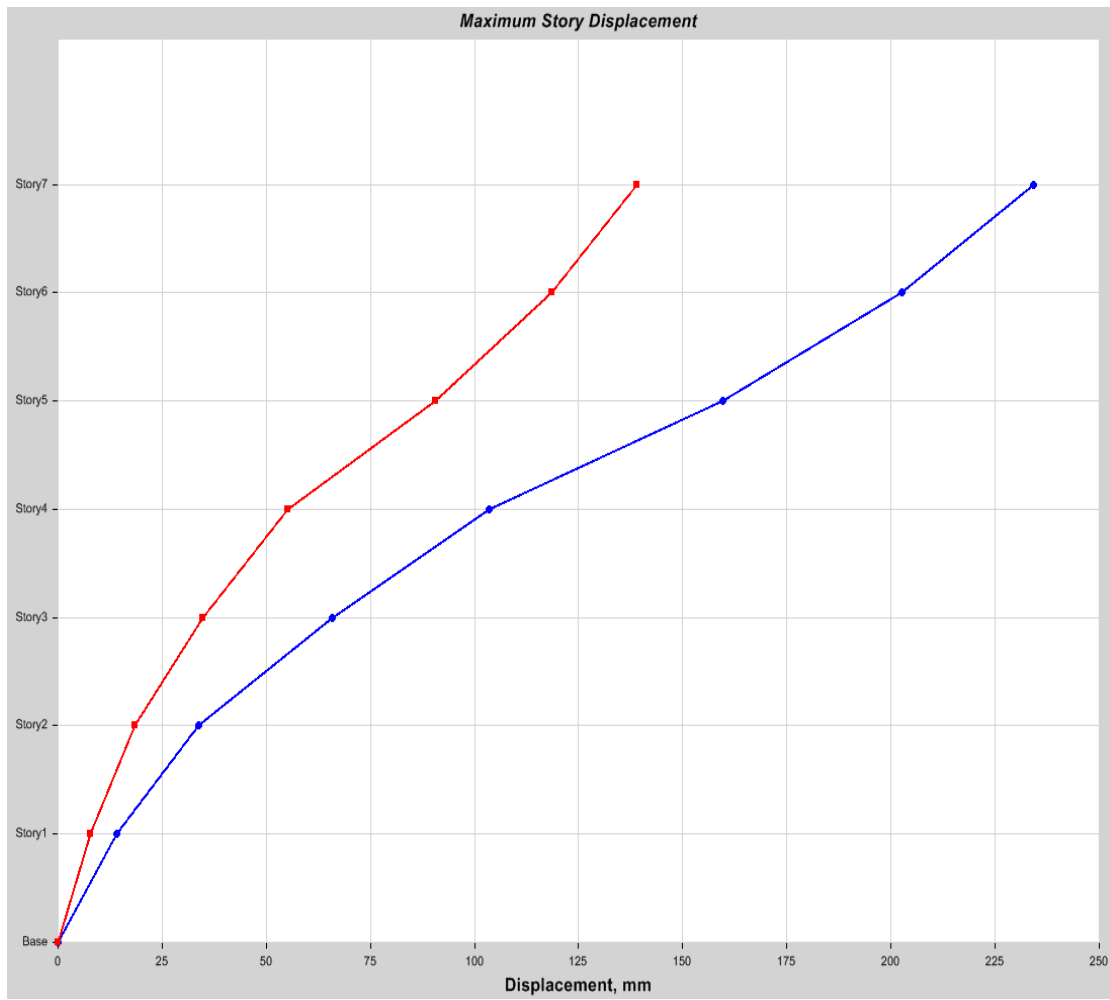


Φόρτιση: Ιδιομορφική κατά χ (μεγάλη διεύθυνση)

- Ενισχυμένος φορέας: Σύμφωνα με την 2^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά χ)
- Μη ενισχυμένος φορέας: Σύμφωνα με την 3^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά χ και στροφική). Δεν υπάρχει performance point



Μετακινήσεις ορόφων στο performance point :



ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ, Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων. Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2005
2. Βάγιας Ι, Σιδηρές Κατασκευές, Ανάλυση και Διαστασιολόγηση. Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2005
3. Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος, Ευρωκώδικας 1, Βασικές αρχές και δράσεις επί των κατασκευών . Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2005
4. Βάγιας Ι, Σύμμικτες Κατασκευές από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα, 3^η έκδοση. Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2010
5. Ι.Θ. Κατσιαδέλης, Δυναμική των Κατασκευών Τόμος Ι. Εκδόσεις Συμμετρία 2002
6. Ι.Θ. Κατσιαδέλης, Δυναμική των Κατασκευών Τόμος ΙΙ. Εκδόσεις Συμμετρία 2002
7. Κολιόπουλος Π, Μανώλης Γ, Δυναμική των Κατασκευών με Εφαρμογές στην Αντισεισμική Μηχανική. Εκδόσεις Γκιούρδας 2010
8. Αναστασιάδης Κ, Αντισεισμικές Κατασκευές Ι. Εκδόσεις Ζήτη 2001
9. Παπαδρακάκης Μ, Πλαστική Ανάλυση Ραβδωτών Φορέων Σύγχρονες Μέθοδοι. Εκδόσεις Ε.Μ.Π. 1996
10. Παπαδρακάκης Μ, Σύγχρονες Μέθοδοι Αναλύσεως Φορέων. Εκδόσεις Ε.Μ.Π. 2008
11. EN 1991-1-1:2002, Ευρωκώδικας 1– Δράσεις – Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια. Απρίλιος 2002
12. EN 1993-1-1:2005, Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα. Μάιος 2005
13. EN 1998-1 : 2004, Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια. Δεκέμβριος 2004
14. EN 1998-3 : 2005, Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων. Ιούνιος 2005
15. Ψυχάρης Ι, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας, Σημειώσεις για το μάθημα 9^ο εξαμήνου Αντισεισμική Τεχνολογία ΙΙ
16. Μεταπτυχιακή Εργασία Θεανώ Μ. Σταματάκη, Αποτίμηση Σεισμικής Ικανότητας Κτιρίου με τη Στατική Μη Γραμμική Ανάλυση. Ε.Μ.Π. 2010
17. Anil k. Chopra, Δυναμική των Κατασκευών Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική, Τρίτη Έκδοση. Εκδόσεις Γκιούρδας 2007
18. American Institute of Steel Construction, Steel Construction Manual. 13th Edition
19. Martha Schneider-Borger, STAHLBAU-PROFILE
20. American Technology Council (196), ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building.