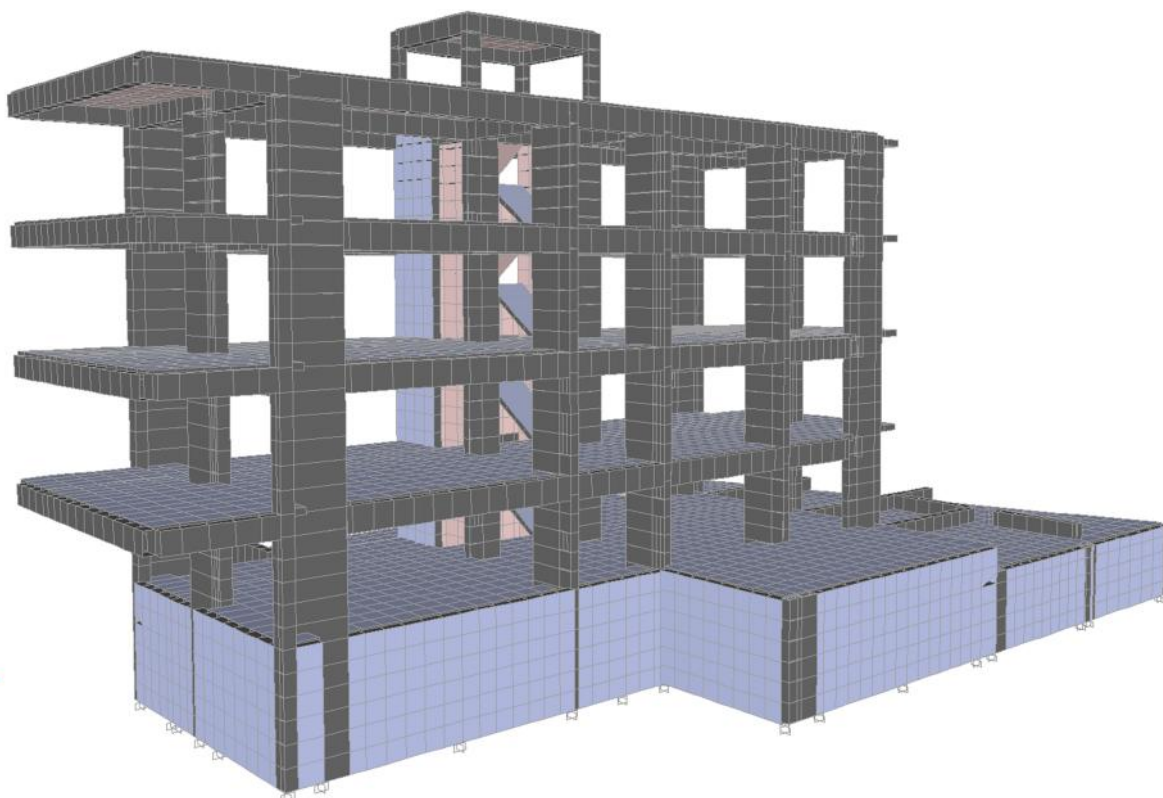


Τ.Ε.Ι ΠΕΙΡΑΙΑ ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΚΙΜΩΝ ΕΡΓΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

**«ΣΤΑΤΙΚΗ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕ
ΠΟΛΥΒΑΘΜΙΑΙΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ»**



Σπουδαστής: Κατσαντώνης Νικόλαος

Επιβλέπων: Δρ. Κ. Ρεπαπής, Καθηγητής Τ.Ε.Ι Πειραιά

Συνεπιβλέπων: Δρ. Χρ. Δήμου, Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π



Αθήνα, Μαΐος 2012

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα πτυχιακή εργασία έχει ως αντικείμενο μελέτης την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός Κτηρίου με φέροντα στοιχεία από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα (ΩΣ) με τη χρήση της Στατικής Υπερωθητικής Ανάλυσης. Η κατασκευή προσομοιώνεται είτε ως φορέας στο χώρο με χρήση επιφανειακών στοιχείων είτε ως φορέας στο χώρο με χρήση τρισδιάστατων στοιχείων δοκού και κατάλληλη επιλογή περιορισμών των μετακινήσεων των βαθμών ελευθερίας (β.ε) των σχετικών κόμβων ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή των επιφανειακών στοιχείων. Τα εξαγόμενα αποτελέσματα των δύο προσομοιωμάτων συγκρίνονται μεταξύ τους, ώστε να αποτιμηθεί η συνεισφορά και επιρροή των επιφανειακών στοιχείων στη συμπεριφορά ενός τυπικού πολυώροφου Κτηρίου. Στη περίπτωση του χωρικού γραμμωτού φορέα εφαρμόζεται η παραδοχή της ομοιόμορφης κατανομής της μάζας των επιφανειακών στοιχείων στις δοκούς.

Ο υπό εξέταση φορέας, μελετήθηκε και κατασκευάστηκε μετά την αλλαγή των αντισεισμικών κανονισμών το 2004 και συγκεκριμένα το 2010.

Η μέθοδος που θα χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση και αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του Κτηρίου είναι η **Στατική Υπερωθητική Ανάλυση (ΣΥΑ)**, ή αλλιώς, « **Pushover Analysis** » σε συνδυασμό με τη « **Δυναμική Φασματική** » μέθοδο. Η ανάλυση γίνεται με τη βοήθεια του προγράμματος SAP2000 v.12. Επιπλέον, γίνεται χρήση του **Ευρωκώδικα 8** για την προσομοίωση του φορέα και την επιβολή των φορτίων σεισμού για να αποτιμηθούν οι συνέπειες στο επίπεδο επιτελεστικότητας του φορέα εξ-αιτίας της αλλαγής των κανονιστικών διατάξεων.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα εργασία αποτελείται από τα εξής μέρη:

ΜΕΡΟΣ Ι

- Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται παρουσίαση του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (Ε.Α.Κ.) μετά της αλλαγές του 2004. Στη συνέχεια, γίνεται αναφορά στην ανελαστική και ελαστική ανάλυση και τέλος, αναλυτική παρουσίαση της μεθοδολογίας προσομοίωσης του φορέα.

ΜΕΡΟΣ ΙΙ

- Το δεύτερο κεφάλαιο πραγματεύεται τη « Δυναμική Φασματική » μέθοδο και γίνεται αναφορά στο θεωρητικό υπόβαθρο της μεθόδου.

ΜΕΡΟΣ ΙΙΙ

- Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφεται αναλυτικά το θεωρητικό υπόβαθρο της υπερωθητικής ανάλυσης. Κατ' επέκταση, γίνεται

αναφορά στις παραδοχές του Ευρωκώδικα όσων αφορά την υπερωθητική ανάλυση.

ΜΕΡΟΣ IV

- Στο τέταρτο κεφάλαιο επεξηγείται ο τρόπος με τον οποίο εισήχθησαν τα δεδομένα στο πρόγραμμα ώστε να πραγματοποιηθεί η ανάλυση.
- Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται η αξιολόγηση των εξαγομένων αποτελεσμάτων.

ΜΕΡΟΣ V

- Στο έκτο και τελευταίο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα των αναλύσεων.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα αρχικά να ευχαριστήσω πολύ θερμά τον Δρ. Χρήστο Δήμου για τη πολύτιμη συμβολή του στην εκπόνηση της παρούσας εργασίας. Χωρίς τη συμπαράσταση και καθοδήγησή του, η εργασία αυτή δεν θα είχε πραγματοποιηθεί. Επιπλέον, θα ήθελα ευχαριστήσω τον καθηγητή κ.Ρεπαπή για τη χρήσιμη συμβολή του στην εκπόνηση της εργασίας.

Θα ήθελα εν κατακλείδι να ευχαριστήσω το μελετητικό γραφείο Μηχανικοί Μελετών και Εφαρμογών Α.Ε. για τη συμπαράσταση και βοήθεια του στην πραγματοποίηση της πτυχιακής εργασίας.

ΕΠΙΣΚΟΠΗΣΗ

ΜΕΡΟΣ Ι ΕΙΣΑΓΩΓΗ

- 1 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ, ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ, ΚΑΙ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ - ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ**

ΜΕΡΟΣ ΙΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

- 2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ**

ΜΕΡΟΣ ΙΙΙ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

- 3 ΣΤΑΤΙΚΗ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)**

ΜΕΡΟΣ ΙV ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

- 4 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ**
- 5 ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ**

ΜΕΡΟΣ V ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- 6 ΣΥΓΚΡΙΣΗ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ**

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Πρόλογος

Περίληψη

Ευχαριστίες

ΜΕΡΟΣ Ι ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ, ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ, ΚΑΙ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ - ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

1.1 Ε.Α.Κ. – μετά τις αλλαγές του 2003

1.2 Μέθοδοι Ανάλυσης

1.2.1 Ελαστική Μέθοδος Ανάλυσης

1.2.2 Ανελαστική Μέθοδος Ανάλυσης

1.3 Μοντέλο Προσομοίωσης

1.4 Εισαγωγή Δεδομένων στο “SAP2000”

1.4.1 Μοντέλο Με επιφανειακά στοιχεία

1.4.2 Μοντέλο Χωρίς επιφανειακά στοιχεία

ΜΕΡΟΣ ΙΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

2.1 Θεωρητικό Υπόβαθρο

2.1.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

2.1.2 Ιδιομορφική Απόκριση

2.1.3 Ιδιομορφική Επαλληλία

2.1.4 Χωρική Επαλληλία

ΜΕΡΟΣ ΙΙΙ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ – PUSHOVER ANALYSIS

3 ΣΤΑΤΙΚΗ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

3.1 Εισαγωγή

3.2 Θεωρητικό Υπόβαθρο

3.2.1 Πλαστικές Αρθρώσεις

3.2.2 Στάθμες Επιτελεστικότητας – Στόχος Σεισμικής Ικανότητας

3.2.2.1 Στάθμες Επιτελεστικότητας βάση EC-8

3.2.2.2 Καθορισμός Σταθμών επιτελεστικότητας

3.2.2.2.1 Καμπύλη Αντίστασης (Capacity Curve)

3.2.2.2.2 Καμπύλη $F - \delta$ Δομικού Στοιχείου ή Διατομής

3.2.2.2.3 Ορισμός Γωνίας “ θ ”

3.2.2.2.4 Στάθμες Επιτελεστικότητας Κατασκευής

3.2.3 Έλεγχος Στοχευμένης Ικανότητας

3.2.3.1 Εύρεση Στοχευμένης Μετακίνησης (Target Displacement)

3.2.3.2 Εύρεση Σημείου Επιτελεστικότητας (Performance Point)

3.2.4 Φαινόμενο $P - \Delta$

3.2.5 Επιρροή Στρέψης

3.2.5.1 Τυχηματική Εκκεντρότητα

3.2.6 Αξιολόγηση της “ Pushover Analysis ”

ΜΕΡΟΣ IV ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

4 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

4.1 Δυναμική Φασματική Μέθοδος

4.1.1 Ιδιομορφική Ανάλυση – Εισαγωγή Δεδομένων

4.1.1.1 Φάσματα Σχεδιασμού

4.1.1.2 Φορτία

4.2 Υπερωθητική Ανάλυση

4.2.1 Κριτήρια Αστοχίας – Πλαστικές Αρθρώσεις

4.2.2 Επιβολή Εντάσεων – Φορτίων

4.2.3 Επιπλέον Δεδομένα

5 ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

5.1 Δυναμική Φασματική Μέθοδος

5.1.1 Μοντέλο Με Επιφανειακά Στοιχεία

5.1.1.1 Παραμορφωμένος Φορέας

5.1.1.2 Ιδιομορφική Ανάλυση

5.1.1.3 Σεισμός κατά τις τρεις διευθύνσεις

5.1.1.4 Σχετικές Μετακινήσεις Ορόφων

5.1.1.5 Συνδυασμοί Σεισμικών Φορτίων

5.1.1.6 Σχετικές Μετακινήσεις Ορόφων

5.1.2 Μοντέλο Χωρίς Επιφανειακά Στοιχεία

- 5.1.2.1 Παραμορφωμένος Φορέας
- 5.1.2.2 Ιδιομορφική Ανάλυση
- 5.1.2.3 Σεισμός κατά τις τρεις διευθύνσεις
- 5.1.2.4 Σχετικές Μετακινήσεις Ορόφων
- 5.1.2.5 Συνδυασμοί Σεισμικών Φορτίων
- 5.1.2.6 Σχετικές Μετακινήσεις Ορόφων

5.2 Υπερωθητική Ανάλυση

5.2.1 Ανάλυση Με Επιφανειακά Στοιχεία

Διεύθυνση X

- 5.2.1.1 Παραμορφωμένος Φορέας
- 5.2.1.2 Εξαγόμενα Πλατικών Αρθρώσεων
- 5.2.1.3 Καμπύλη Pushover – Σημεία
Επιτελεστικότητας

Διεύθυνση Y

- 5.2.1.4 Παραμορφωμένος Φορέας
- 5.2.1.5 Εξαγόμενα Πλατικών Αρθρώσεων
- 5.2.1.6 Καμπύλη Pushover – Σημεία
Επιτελεστικότητας

5.2.2 Ανάλυση Χωρίς Επιφανειακά Στοιχεία

Διεύθυνση X

- 5.2.2.1 Παραμορφωμένος Φορέας
- 5.2.2.2 Εξαγόμενα Πλατικών Αρθρώσεων
- 5.2.2.3 Καμπύλη Pushover – Σημεία
Επιτελεστικότητας

Διεύθυνση Υ

5.2.2.4 Παραμορφωμένος Φορέας

5.2.2.5 Εξαγόμενα Πλατικών Αρθρώσεων

5.2.2.6 Καμπύλη Pushover – Σημεία
Επιτελεστικότητας

6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

6.1 Κτήριο με Επιφανειακά Στοιχεία έναντι χωρίς

6.1.1 Δυναμική Φασματική Μέθοδος

6.1.2 Ιδιομορφική Ανάλυση

6.1.3 Σύγκριση Αποτελεσμάτων Φασματικής
Ανάλυσης

6.1.4 Μετατοπίσεις

6.2.1 Υπερωθητική Ανάλυση

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ΜΕΡΟΣ Ι

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Κανονισμοί, Μέθοδοι Ανάλυσης, και Μεθοδολογία - Δεδομένα Προσομοίωσης

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται περιληπτικά οι μεταβολές του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ) το 2004. Τέλος, γίνεται παρουσίαση της ανελαστικής και ελαστικής ανάλυσης αλλά και η αναλυτική περιγραφή της διαδικασίας προσομοίωσης του πολυβάθμιου συστήματος που επιλέχθηκε για τους σκοπούς της εργασίας αυτής.

1.1 Ε.Α.Κ. – μετά τις αλλαγές του 2003

Το 2004 ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.) αναθεωρήθηκε. Οι αλλαγές αυτές προέκυψαν κυρίως από τη μελέτη των βλαβών στα Κτήρια που προκλήθηκαν σε κατασκευές νεότερες του 1995 κατά το σεισμό των Αθηνών του 1999 καθώς και από την περαιτέρω στατιστική ανάλυση των σεισμοτεκτονικών δεδομένων που είχε ως αποτέλεσμα την αλλαγή στον σεισμικό χάρτη της χώρας. Η νεότερη κατασκευή που εξετάζεται μελετήθηκε μετά τις αλλαγές αυτές και κρίθηκε σκόπιμο να γίνει αναφορά στα σημεία εκείνα που επιρρεάζουν την προσομοίωση του φορέα.

Σύμφωνα με το νέο Φ.Ε.Κ προστίθονται επιπλέον σημεία που αφορούν τα τοιχώματα. Συγκεκριμένα:

Στην παράγραφο Σ.Β.1.4 των σχολίων του παραρτήματος Β προστίθεται το (1):

Παράγραφος (1)

Η τελική απαίτηση της παραγράφου (1) για κατακόρυφα στοιχεία που χαρακτηρίζονται σαν τοιχώματα, είναι να σχεδιάζονται ικανοτικά έτσι ώστε, σε μετελαστική απόκριση υπό σεισμική φόρτιση, να αναπτύσουν μόνον μία πλαστική άρθρωση στην βάση. Η δυνατότητα να σχεδιαστεί ένα κατακόρυφο στοιχείο όπως προαναφέρεται, προϋποθέτει ότι, υπό την οριζόντια σεισμική φόρτιση, το στοιχείο «δρα κατά κύριο λόγο σαν καμπτικές πρόβολος με πλήρη ή και μερική πάκτωση στην βάση όπου και συγκεντρώνεται η κύρια καμπτική καταπόνηση». Η δυνατότητα αυτή πρέπει να ελέγχεται κατό περίπτωση με βάση το σχετικό διάγραμμα ροπών (βλέπε Σημείωση (α)). Ενδεικτική περιβάλλουσα σχεδιασμού ροπών κάμψης δείχνεται στο σχήμα που ακολουθεί. Σημειώνεται ότι η περιβάλλουσα αυτή είναι απλοποιημένη, με την έννοια ότι δεν δείχνει τις συγκεντρωμένες ροπές (σκαλοπάτια) που αναλαμβάνονται από δοκούς ορόφων με τις οποίες το τοίχωμα συνδέεται μονολιθικά μέσα στο επίπεδο του.

Είναι ακόμη φανερό ότι για να λειτουργήσει το στοιχείο «κατά κύριο λόγο σαν καμπτικός πρόβολος», πρέπει να διαθέτει «μεγάλη δυσκαμψία σε σύγκριση προς τα οριζόντια στοιχεία (δοκούς) με τα οποία συνδέεται σε πλαισιακή λειτουργία». Από άποψη αντοχής υποτίθεται ότι το τοίχωμα διαθέτει τέτοιες διαστάσεις διατομής ώστε να είναι φανερό (κατά κανόνα χωρίς έλεγχο) ότι μπορεί να αναλάβει σε κάθε όροφο τις τοπικές ροπές υπεραντοχής των δοκών με τις οποίες συνδέεται πλαισιακά. Αυτό το τελευταίο όμως δεν ισχύει, τουλάχιστον χωρίς ιδιαίτερο έλεγχο, σε στοιχεία μικρού μήκους (π.χ. 25 χ 100) όταν συνδέονται ακόμα και με συνήθεις πλακοδοκούς (π.χ. 25/70).

Οι προαναφερθείσες προϋποθέσεις συνοψίζονται από άποψη αποτελέσματος στην τελική απαίτηση για ένα τοίχωμα, που είναι η εξασφάλιση μίας μόνον πλαστικής άρθρωσης στην βάση, σε συνδυασμό με την διάθεση επαρκούς δυσκαμψίας και αντοχής, ώστε να εξασφαλίζεται κατανομή της διατμητικής παραμόρφωσης του κτιρίου κατά το ύψος χωρίς ασυνέχειες (βλέπε Σημειώσεις

(β), (γ)). Η κατανομή αυτή είναι απαραίτητη για την αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου και την απαλλαγή από τον σχετικό έλεγχο σύμφωνα με το άρθρο 4.1.4.2 β.

Για τα συνήθη ύψη ορόφων και δοκών οικοδομικών έργων, μπορεί να θεωρηθεί, χωρίς την διενέργεια των προαναφερόμενων ελέγχων, ότι η παραπάνω απαίτηση ικανοποιείται, **όταν το κατακόρυφο στοιχείο έχει μήκος ≥ 1.50 m σε κτίρια που έχουν ή προβλέπεται να αποκτήσουν μέχρι και 4 υπέργειους ορόφους, και ≥ 2.00 m σε κτίρια με περισσότερους από 4 ορόφους.** Τέτοια στοιχεία μπορούν να θεωρηθούν τοιχώματα εν γένει και ειδικότερα υπό την έννοια του άρθρου 4.1.4.2 β του παρόντος καθώς και του άρθρου 18.4.4.2 του ΕΚΩΣ, χωρίς ιδιαίτερους ελέγχους. Λεπτομέρειες που αφορούν ειδικές περιπτώσεις αναφέρονται στις σημειώσεις (β) και (γ).

Σημείωση (α)

Διάγραμμα καμπτικών ροπών τοιχώματος

Δεν είναι απαραίτητο το διάγραμμα ροπών, υπό στατική οριζόντια φόρτιση, ενός «κατά κύριο λόγο καμπτικού προβόλου» να παραμένει ομόσημο σε ολόκληρο το ύψος. Σε μικτά συστήματα, ακόμα και αν η δυσκαμψία των δοκών είναι πολύ μικρή σε σχέση με εκείνη του τοιχώματος, αλλαγή του πρόσημου των ροπών στο τοίχωμα και μείωση της ροπής στην βάση, προκύπτουν από την στηρικτική δράση των πλαισίων στο πάνω μέρος των τοιχωμάτων, μέσω των διαφραγμάτων των ορόφων. Το ύψος της θέσης αλλαγής πρόσημου των ροπών δεν είναι αποτελεσματικό κριτήριο για τον χαρακτηρισμό του στοιχείου ως τοιχώματος, κατά την έννοια της Β 1.4. Ο χαρακτηρισμός αυτός συναρτάται προς συνθήκες κυρίως μετελαστικής συμπεριφοράς που αναφέρονται παρακάτω. Όταν συνυπάρχει και στρωφική αντίδραση δοκών, που βρίσκονται σε πλαισιακή λειτουργία με το τοίχωμα, εμφανίζεται «πριονωτό» διάγραμμα ροπών και η καμπτική ροπή στην βάση του τοιχώματος ελαττώνεται περαιτέρω. Ο συνδυασμός αυτός μπορεί να οδηγήσει σε αλλαγή πρόσημου ροπών στο τοίχωμα μέσα σε ένα ή και περισσότερους ορόφους. Όταν οι ροπές με αντίθετα πρόσημα ενδιάμεσων ορόφων είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με την μέγιστη ροπή στην βάση (π.χ. μεγαλύτερες του 50% της ροπής της βάσης), τότε η διαδικασία

ικανοτικού σχεδιασμού του τοιχώματος, που δίνεται στις παραγράφους (2) έως (5) του παρόντος άρθρου Β 1.4, δεν διασφαλίζει από μόνη της αποφυγή ανάπτυξης και ενδιάμεσων πλαστικών αρθρώσεων. Στις θέσεις αυτές θα πρέπει επιπλέον να ελέγχεται ικανοτικά το τοίχωμα σε σχέση με την υπεραντοχή των δοκών, κατά την διαδικασία που προβλέπεται για τα υποστυλώματα από το άρθρο 4.1.4.1. Αυτό το ενδεχόμενο δεν εμφανίζεται σε κατακόρυφα στοιχεία των οποίων η δυσκαμψία και η αντοχή σε κάμψη είναι σημαντικά μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες των δοκών με τις οποίες συνδέονται πλαισιακά. Δηλαδή σε τοιχώματα σύμφωνα με όσα αναφέρονται στην (iv), δεν απαιτείται ο παραπάνω επιπλέον έλεγχος.

Σημείωση (β)

Κατακόρυφα στοιχεία που δεν συνδέονται πλαισιακά με δοκούς.

Τέτοια στοιχεία είναι εν γένει δυνατό να υπολογιστούν ικανοτικά ώστε να έχουν μία μόνον πλαστική άρθρωση στην βάση. Όταν όμως τα στοιχεία έχουν μικρή διατομή (π.χ. 25 χ 100) δεν διαθέτουν εν γένει επαρκή δυσκαμψία και αντοχή για να εξασφαλίσουντηνπερίπου ομοιόμορφη κατανομή της διατμητικής παραμόρφωσηςτου κτιρίου σε όλους τους ορόφους (βλ. (iii) παραπάνω). Επομένως τέτοια στοιχεία δεν μπορούν να θεωρηθούν τοιχώματα. Όταν ο λοιπός φέρων οργανισμός του κτιρίου ικανοποιεί την βασική απαίτηση της παραγράφου 4.1.7.1 α (2), για «ουσιαστική πλαισιακή λειτουργία στο μέγιστο ποσοστό των υποστυλωμάτων», στοιχεία όπως τα προαναφερόμενα έχουν ελάχιστη δυσκαμψία και συνεπώς ελάχιστη συμβολή στην ανάληψη τεμνουσών δυνάμεων στην βάση. Κατά συνέπεια, τέτοια κατακόρυφα στοιχεία - ακόμα και αν θεωρούνταν τοιχώματα - δεν θα μπορούσαν να αξιοποιηθούν αποτελεσματικά για την εκπλήρωση της απαίτησης $n_v > 0.60$, που θέτει το άρθρο 4.1.4.2 β, παρά μόνον αν προβλεφθούν με επαρκώς ισχυρή διατομή, π.χ. σύμφωνα με την (iv) παραπάνω.

Σημείωση (γ)

Τοιχώματα με λόγο πλευρών $l/b > 4$

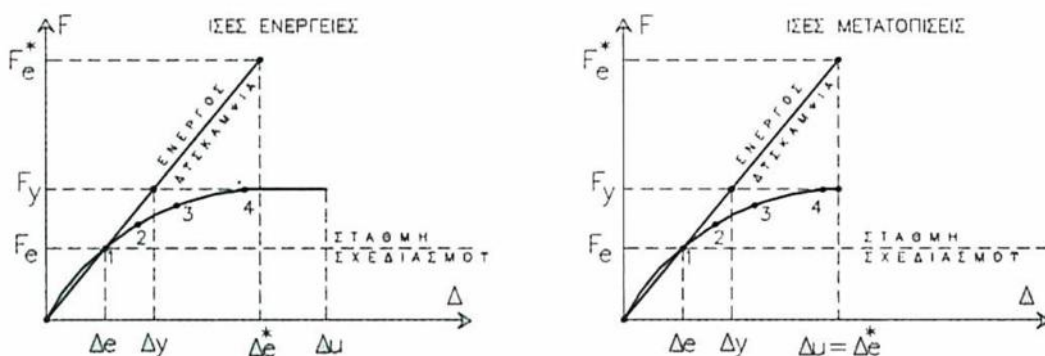
Η συνθήκη για τον λόγο πλευρών $l/b > 4$, προέρχεται από την επιμήκη μορφή των στοιχείων που παραδοσιακά ονομάζουμε τοιχώματα, και σχετίζεται με την δυνατότητα περιορισμού της περίσφιξης της πλαστικής άρθρωσης μόνον στα

άκρα της διατομής. Δεν έχει όμως καμία άμεση συσχέτιση με την δυνατότητα ή μη εξασφάλισης ανάπτυξης μόνον μίας πλαστικής άρθρωσης, η οποία αποτελεί τον τελικό στόχο, θα ήταν επομένως παράλογο, στοιχείο με διατομή 35x150 να θεωρείται τοίχωμα και να παύσει να θεωρείται τοίχωμα αν γίνει 40x150, καθώς η αύξηση του πάχους προφανώς δεν το αποστερεί από τις προαναφερθείσες ιδιότητες. Γι' αυτόν τον λόγο, ο ορισμός του τοιχώματος της παραγράφου (1), του παρόντος άρθρου χρησιμοποιεί την έκφραση «που έχουν εν γένει επιμήκη διατομή...». Αυτό σημαίνει ότι, όταν πληρούνται οι λοιπές συνθήκες, ο περιορισμός του λόγου των πλευρών μπορεί να αγνοηθεί, ως προς την εφαρμογή του ελέγχου επάρκειας τοιχωμάτων του άρθρου 4.1.4.2 β.

1.2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

1.2.1 Ελαστική Μέθοδος Ανάλυσης

Η « ισοδύναμη » γραμμική ανάλυση στοχεύει στη γραμμικοποίηση του προβλήματος υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής. Για τον υπολογισμό των πραγματικών μετακινήσεων του συστήματος, οι μετακινήσεις που προκύπτουν από τον γραμμικό υπολογισμό με τη σεισμική δράση σχεδιασμού πολλαπλασιάζονται επί τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς.



Σχ. 1.2.1 Ισοδύναμη γραμμική ανάλυση

Βασικές παραδοχές της μεθόδου είναι οι εξής¹ :

- Η κατασκευή θεωρείται ως ένα ιδεατό, απεριόριστα ελαστικό σύστημα, με δυσκαμψίες σταδίου H για ωπλισμένο σκυρόδεμα.
- Η μέγιστη ελαστική απόκριση του παραπάνω συστήματος υπολογίζεται με βάση το φάσμα σχεδιασμού για $q = 1$.
- Η δύναμη σχεδιασμού της κατασκευής F_e που αντιστοιχεί περίπου στη φάση εμφάνισης της πρώτης πλαστικής άρθρωσης, λαμβάνεται ίση με: $F_e = F_e^* / q$.
- Η μέγιστη μετελαστική μετατόπιση της πραγματικής κατασκευής θεωρείται ίση με τη μέγιστη μετατόπιση του απεριόριστα ελαστικού συστήματος.

Βάση του Ε.Α.Κ. προβλέπεται η εφαρμογή της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου και της δυναμικής φασματικής μεθόδου για την εύρεση της σεισμικής απόκρισης ενός φορέα.

Σε ειδικές περιπτώσεις, και συμπληρωματικά προς τις προαναφερθείσες μεθόδους, επιτρέπεται η χρήση της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας.

1.2.2 Ανελαστική Μέθοδος Ανάλυσης²

Η ανελαστική μέθοδος ανάλυσης, εναντιθέση με την ελαστική μέθοδο, προσεγγίζει με μικρότερο επίπεδο αβεβαιότητας την πραγματική συμπεριφορά ενός συστήματος σε σεισμική διέγερση για το λόγο ότι κατά το σχεδιασμό του το δόμημα μελετάται ώστε να συμπεριφερθεί ανελαστικά. Η Ανελαστική Στατική Μέθοδος (ΑΣΑ) παρέχει πολύτιμες πληροφορίες που δεν μας παρέχουν οι ελαστικές μέθοδοι, ήτοι :

¹ Ε.Α.Κ. 2003 Κεφ. 3.

² Α.Ι Κάππος, Ανάλυση κτηρίου πριν και μετά την επέμβαση, Σεμινάριο: Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ), Αθήνα, Δεκέμβριος, 2009.

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

Η ανελαστική μέθοδος, πρέπει να σημειωθεί ότι είναι εκ φύσεως **προσεγγιστική**. Αυτό διότι βασίζεται σε **στατική φόρτιση** και ως αποτέλεσμα, δεν μπορεί να προσομοιώσει επαρκώς τα **δυναμικά** φαινόμενα. Συγκεκριμένα,

- *Οι υπολογιζόμενες παραμορφώσεις μπορεί να είναι πολύ ανακριβείς όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική. Σημειώνεται ότι η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών είναι ιδιαίτερα αισθητή σε υψηλά κτήρια ή σε κτήρια με μη – κανονική κάτοψη.*

- Χρήση πολλών κατανομών δυνάμεων, συμπεριλαμβανομένων των ιδιομορφικών, περιορίζει, αλλά δεν εξαλείφει την ανακρίβεια.
- Αδυναμία να αναγνωρίσει μηχανισμούς αστοχίας που δημιουργούνται μετά τον αρχικό.
- Δυσχερής εφαρμογή σε χωρικούς φορείς με προβλήματα κανονικότητας προβλήματα όπως:
 - Κατάλληλος ορισμός της εκκεντρότητας των φορτίων (με συνεκτίμηση της δυναμικής επιρροής).
 - Κατάλληλο λογισμικό
- Εφαρμογή σεισμικής δράσης στην ανελαστική στατική ανάλυση → κατανομή («προφίλ») οριζόντιων φορτίων στο φορέα.
- Επιπλέον, σύμφωνα με τον EC8 και FEMA 356 : πρέπει να εφαρμόζονται τουλάχιστον δύο διαφορετικές κατανομές:
 - Ομοιόμορφη κατανομή, όπου τα πλευρικά φορτία είναι ανάλογα προς τη μάζα του φορέα. Στη περίπτωση αυτή εμφανίζεται σταθερή επιτάχυνση καθ' ύψος.
 - Ιδιομορφική κατανομή, όπου τα πλευρικά φορτία είναι συμβατά με τα δυναμικά φορτία που προέκυψαν από την ελαστική ιδιομορφική ανάλυση.

Στις ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης συμπεριλαμβάνεται επίσης η **μη - γραμμική ανάλυση χρονοιστορίας**, η οποία και αποτελεί την πλέον ακριβή μέθοδο ανάλυσης της συμπεριφοράς μίας κατασκευής υπό δυναμική καταπόνηση **καθώς λαμβάνει υπόψη τη μη-γραμμική συμπεριφορά του φορέα κατά την δυναμική του καταπόνηση σε**

σεισμό διαμέσω επιβολής καταγραφών σεισμών (χρονοϊστορίες) στη θεμελίωση του. Βασικά μειονεκτήματα της μεθόδου είναι α) το μεγάλο υπολογιστικό κόστος β) η απαίτηση γνώσης της μετά-ελαστικής και πλαστικής συμπεριφοράς των υλικών που απαρτίζουν το φορέα γ) η ανάγκη επιλογής αντιπροσωπευτικού δείγματος χρονοϊστοριών δ) η απαίτηση σε ορισμένες περιπτώσεις της λήψης κατά την ανάλυση των επιδράσεων της αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής.

Η εργασία αυτή θα εστιάσει στην αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς με τη μέθοδο της **Στατικής Υπερωθητικής Ανάλυσης (ΣΥΑ)**. Στη συνέχεια της παρούσας πτυχιακής θα παρουσιαστεί λεπτομερώς η μέθοδος αυτή.

1.3 ΜΟΝΤΕΛΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

Γενικά

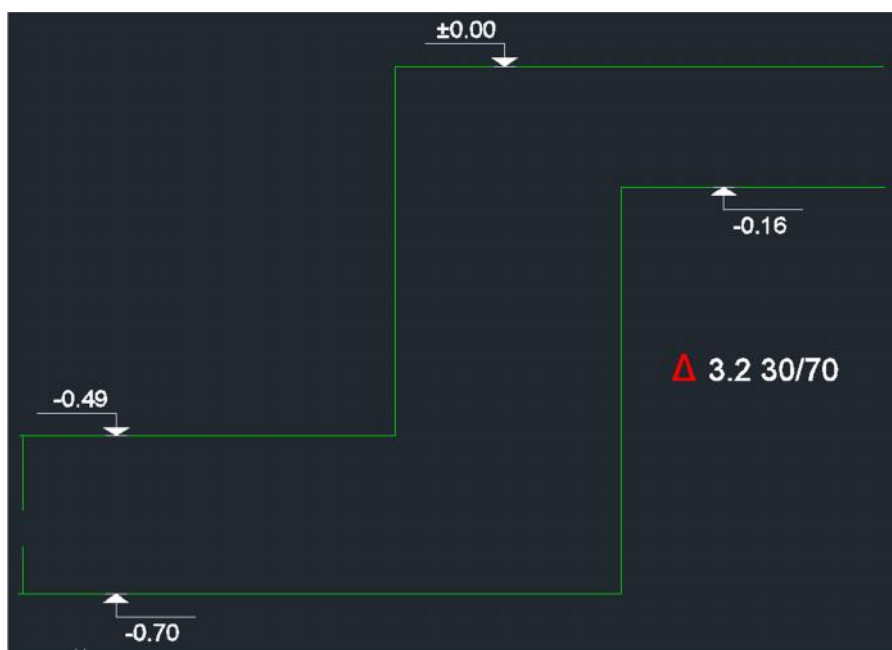
Το υπό εξέταση πολώροφο Κτήριο σχεδιάστηκε και κατασκευάστηκε το έτος 2010, μετά δηλαδή από τις νέες αλλαγές στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ.) το 2003.

Η κατασκευή αποτελείται από συνολικά έξι στάθμες: Υπόγειο, ισόγειο, τρεις τυπικοί όροφοι και το επίπεδο του δώματος. Το υπόγειο έχει εμβαδόν ίσο με 381,25 m² και ύψος ορόφου ίσο με 2,80 m. Το δε ισόγειο έχει εμβαδόν κάτοψης ίσο με 157,58 m² και ύψος ορόφου 2,60 m. Οι τρεις όροφοι έχουν όμοια, κάτοψη εμβαδού 157,58 m², ενώ το ύψος του τυπικού ορόφου ανέρχεται στα 2,80 m. Το δώμα είναι βατό με εμβαδόν κάτοψης ίσο με αυτό των υπολοίπων ορόφων. Η απόληξη του κλιμακοστασίου έχει εμβαδόν 15,20 m και ύψος ίσο με 2,40 m.

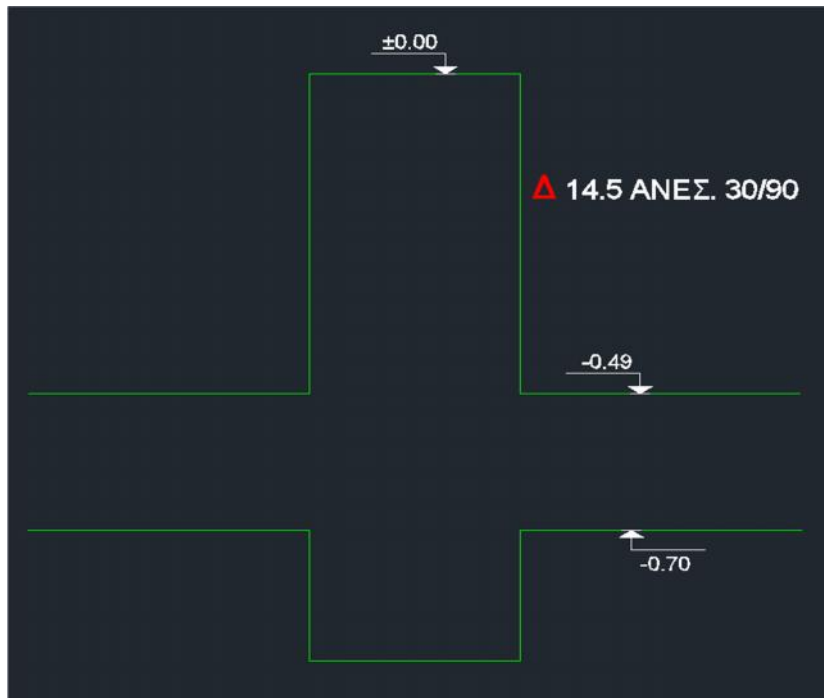
Υπόγειο

Η στάθμη του υπογείου διαθέτει 22 υποστυλώματα , φρεάτιο σκάλας και ανελκυστήρα. Τα περιμετρικά τοιχεία του υπογείου έχουν πάχους 0,25 m. Η οροφή του Υπογείου μορφώνεται με τη βοήθεια 25 δοκών με διατομές Δ25Χ60 και Δ30Χ70. Σημειώνεται ότι γίνεται χρήση ανεστραμμένων δοκών Δ30Χ90. Στα σημεία όπου χρησιμοποιούνται οι δοκοί αυτές, εμφανίζεται ανισοσταθμία μεταξύ των πλακών της τάξης των 0,49 m.

Λεπτομέρειες των ανισοσταθμιών εμφανίζονται στα Σχ. 1.4.1 και 1.4.2.

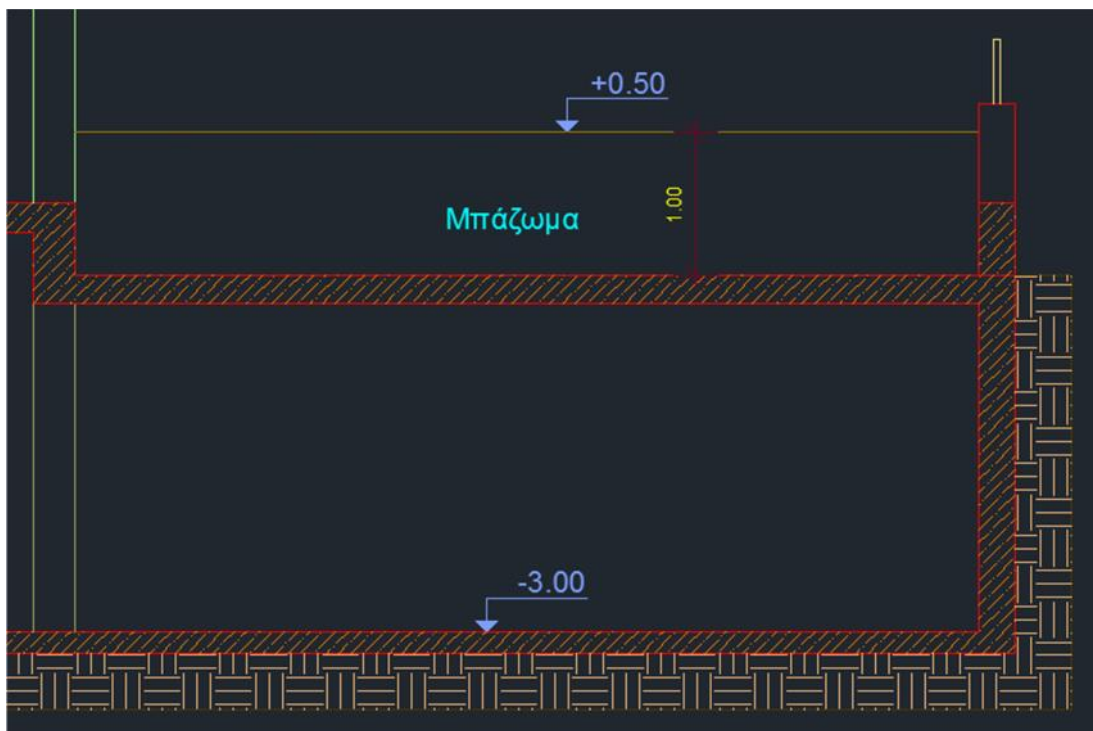


Σχ. 1.3.1 Τομή όπου φαίνεται η ανισοσταθμία στην οροφή του υπογείου.



Σχ. 1.3.2 Δεύτερη τομή όπου φαίνεται η ανισοσταθμία στο υπόγειο.

Επιπλέον, η οροφή του υπογείου στο βόρειο τμήμα της, φορτίζεται από επίχωση πάχους 1.00 m. Στο Σχ.1.4.3 παρουσιάζεται η επίχωση.



Σχ. 1.3.3 Τομή υπογείου όπου φαίνεται το μπάζωμα ύψους 1.00 m.

Ισόγειο

Το ισόγειο αποτελείται συνολικά από έντεκα υποστυλώματα, έντεκα πλάκες, και το φρεάτιο της σκάλας και του ανελκυστήρα. Οι πλάκες έχουν πάχος που κυμαίνεται από 0.16 m ως 0.18 m. Συνολικά χρησιμοποιούνται 22 δοκάρια εκ των οποίων, η σύνηθες διατομή έχει διαστάσεις Δ25Χ60, ενώ χρησιμοποιούνται επίσης δοκάρια διατομής Δ30Χ60.

Τυπικός Όροφος - Στάθμη Α', Β', και Γ' Ορόφου

Ο τυπικός όροφος αποτελείται από έντεκα υποστυλώματα, έντεκα πλάκες, δύο εξώστες, και το φρεάτιο του ικριώματος και του ανελκυστήρα. Οι πλάκες έχουν πάχος που κυμαίνεται από 0.16 m ως 0.18 m. Οι εξώστες έχουν εμβαδόν 21,62 m² και 13,20 m² αντίστοιχα, ενώ το πάχος των πλακών των εξωστών είναι ίσο με 0,18 m και 0,20 m αντίστοιχα. Η οροφή της τυπικής στάθμης μορφώνεται με τη βοήθεια δοκών ορθογωνικής διατομής με διαστάσεις όμοιες με τις προαναφερθείσες.

Κλιμακοστάσιο - Ανελκυστήρας

Στο δόμημα μορφώνεται φρεάτιο ανελκυστήρα σχήματος " C " με διαστάσεις 2,05 m x 1,90 m. Το φρεάτιο της κλίμακας έχει διαστάσεις 2,45 m x 3,50 m και για τη στήριξη της κλίμακας, έχει φυτευτεί τοίχιο ύψους 1,50 m στην από κάτω δοκό.

1.4 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΣΤΟ “ SAP2000 ”

1.4.1 Μοντέλο Με Επιφανειακά Στοιχεία

Ο φορέας προσομοιώνεται στο χώρο και επιτυγχάνεται μέσω ενός χωρικού προσομοιώματος. Κάθε κόμβος του προσομοιώματος παρουσιάζει έξι βαθμοί ελευθερίας.

Τα υποστυλώματα θεωρήθηκαν ότι πακτώνονται στο εδαφικό στρώμα προσεγγίζοντας κατά τον τρόπο αυτό την επιρροή της θεμελίωσης στην κατασκευή.

Για την προσομοίωση του συγκεκριμένου φορέα ακολουθήθηκε η εξής διαδικασία :

- Στο αρχικό παράθυρο του προγράμματος ορίστηκαν οι μονάδες μέτρησης και το πρότυπο (template) που χρησιμοποιείται καθ 'όλη τη διαδικασία προσομοίωσης. Ως μονάδες ορίστηκαν οι: KN, m, C , ενώ ως όμοιο πρότυπο της κατασκευής θεωρήθηκε το “ 3D Frame ”.
- Έπειτα, μέσω του παραθύρου “ 3D Frame ” ορίστηκαν οι διαστάσεις και τα ιδιαίτερα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του κανάβου. Ορίστηκαν το ύψος της κάθε στάθμης και οι κατόψεις κάθε ορόφου ξεχωριστά.
- Με την ολοκλήρωση της γεωμετρίας της κατασκευής ορίστηκαν τα υλικά που θα αποτελούσαν την κατασκευή. (Menu → Define → Materials → Add New Material).

Ορίστηκαν:

Σκυρόδεμα: Κατηγορίας C20/25 και C16/20 με τις εξής μηχανικές ιδιότητες: (Σχ.1.5.1 και 1.5.2)

Ειδικό βάρος γ : 25 KN/m²

Μέτρο ελαστικότητας E: 29 GPa (C20/25) , 27.5 GPa (C16/20)

Λόγο Poisson: 0.2

Θλιπτική αντοχή: 20 MPa και 16 MPa

Χάλυβας οπλισμού: Κατηγορίας B500c με μηχανικές ιδιότητες:

Ειδικό βάρος γ : 76.97 KN/m²

Μέτρο ελαστικότητας E: 210 GPa

Λόγο Poisson: 0.3

Όριο Διαρροής F_y : 500 MPa

Όριο Θραύσης: F_u : 575 MPa

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C 20/25

Material Type: Concrete

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 25

Mass per Unit Volume: 2.5493

Units

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 29000000

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.000E-05

Shear Modulus, G: 12083333

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 20000

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

Σχ. 1.4.1 Παράθυρο καθορισμού των μηχανικών ιδιοτήτων σκυροδέματος (C20/25)

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C 16/20 ■

Material Type: Concrete

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 25

Mass per Unit Volume: 2.5493

Units

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 27500000

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.000E-05

Shear Modulus, G: 11458333

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 16000

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

Σχ. 1.4.2 Παράθυρο καθορισμού των μηχανικών ιδιοτήτων σκυροδέματος (C16/20).

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: REBAR

Material Type: Rebar

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 76.9729

Mass per Unit Volume: 7.849

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2.100E+08

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.000E-06

Shear Modulus, G: 80769231

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 500000.

Minimum Tensile Stress, Fu: 575000.

Expected Yield Stress, Fye: 303369.35

Expected Tensile Stress, Fue: 455054.

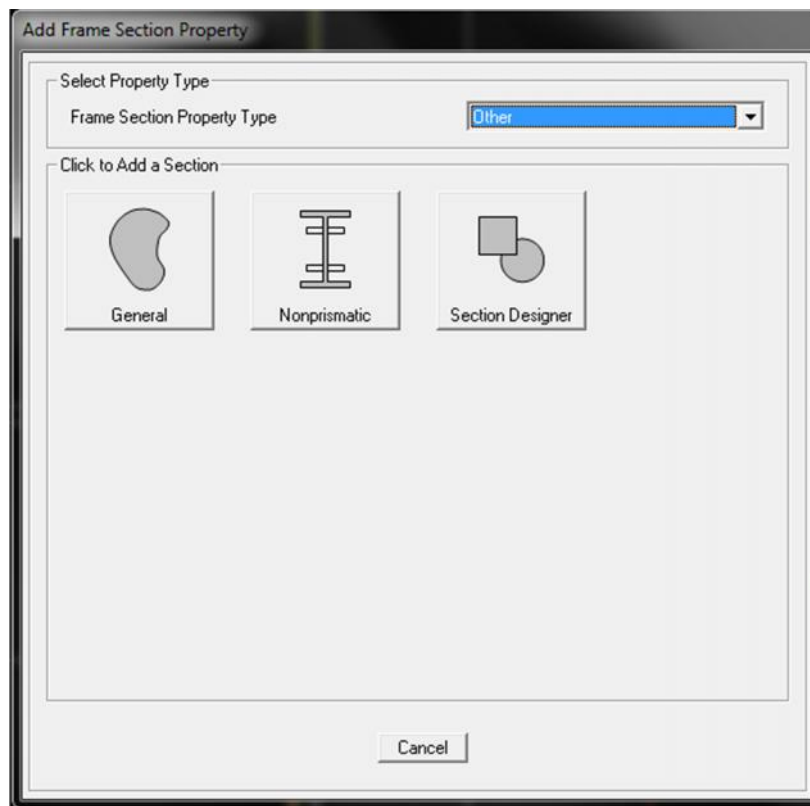
Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Σχ. 1.4.3 Παράθυρο καθορισμού των μηχανικών ιδιοτήτων του χάλυβα σπλισμού.

- Στη συνέχεια ορίστηκαν οι διατομές των υποστυλωμάτων, δοκαριών και πλακών. (Menu → Define → Section Properties → Frame Sections → Add new property). Στο νέο παράθυρο “ Add Frame Section Property ” επιλέγεται το είδος (type) της διατομής που επιθυμούμε. Για τους σκοπούς της συγκεκριμένης προσομοίωσης, επιλέχτηκε “

Type → Other ” και σχεδιάστηκαν όλες οι διατομές μέσω του “ Section Designer ”.



Σχ.1.4.4 Δημιουργία διατομής μέσω του “ Section Designer ”.

Υποστυλώματα

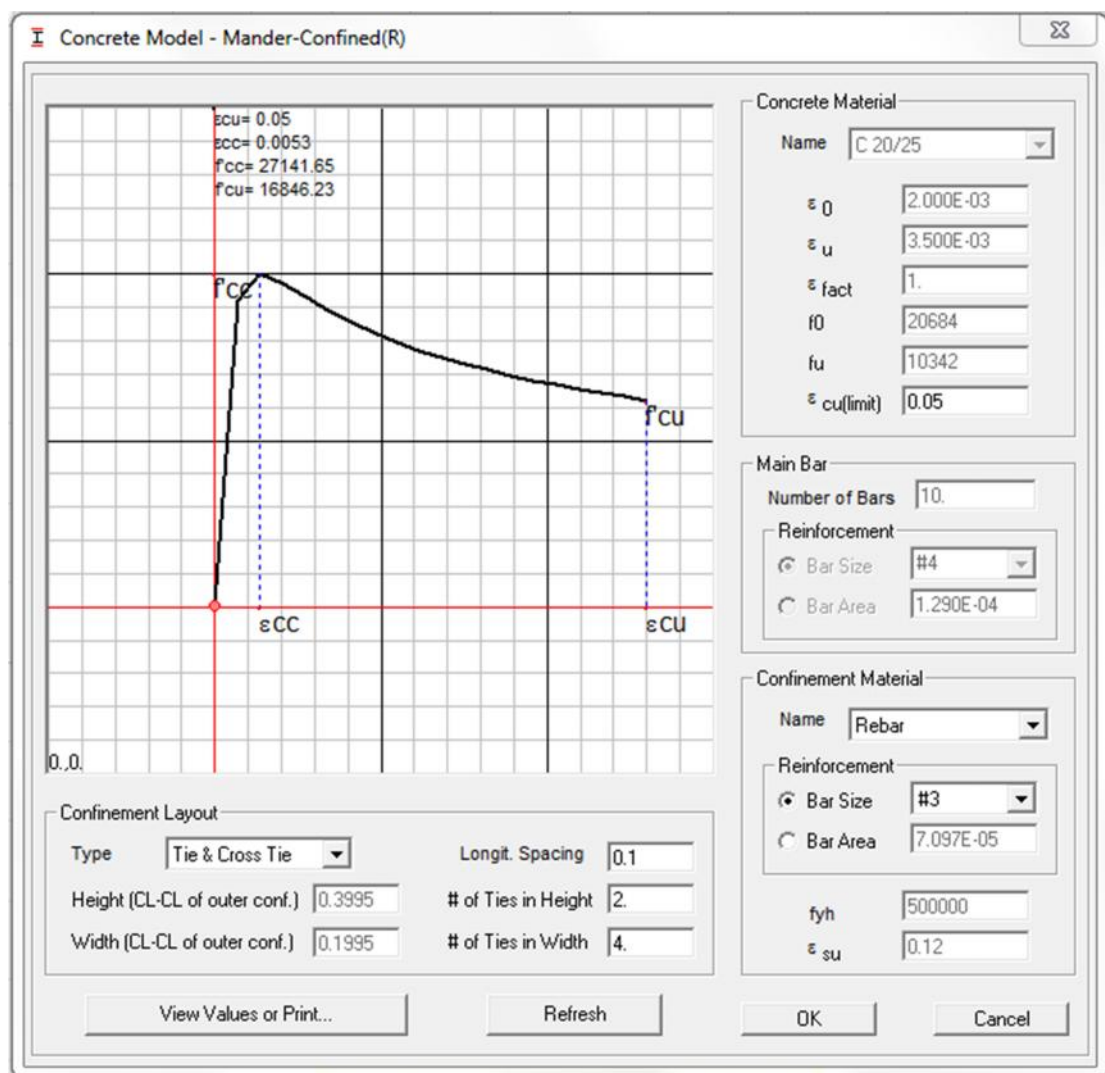
Περιγράφεται αναλυτικά η διαδικασία προσομοίωσης των υποστυλωμάτων και παράλληλα επεξηγούνται οι παραδοχές που θεωρήθηκαν κατά το σχεδιασμό αυτών.

- Στο αρχικό παράθυρο του “ Section Designer ” επιλέγονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά αλλά και οι μηχανικές ιδιότητες της διατομής (οι οποίες έχουν οριστεί σε νεότερη διαδικασία).
- Μετά την οριστικοποίηση της διατομής του υποστυλώματος, τοποθετείται ο οπλισμός βάσης των

ξυλοτύπων. (Shape Properties → Reinforcing → Yes). Οι μηχανικές ιδιότητες του χάλυβα οπλισμού έχουν οριστεί σε προαναφερθείσα διαδικασία.

Περίσφηση (Confinement) - Συνδετήρες

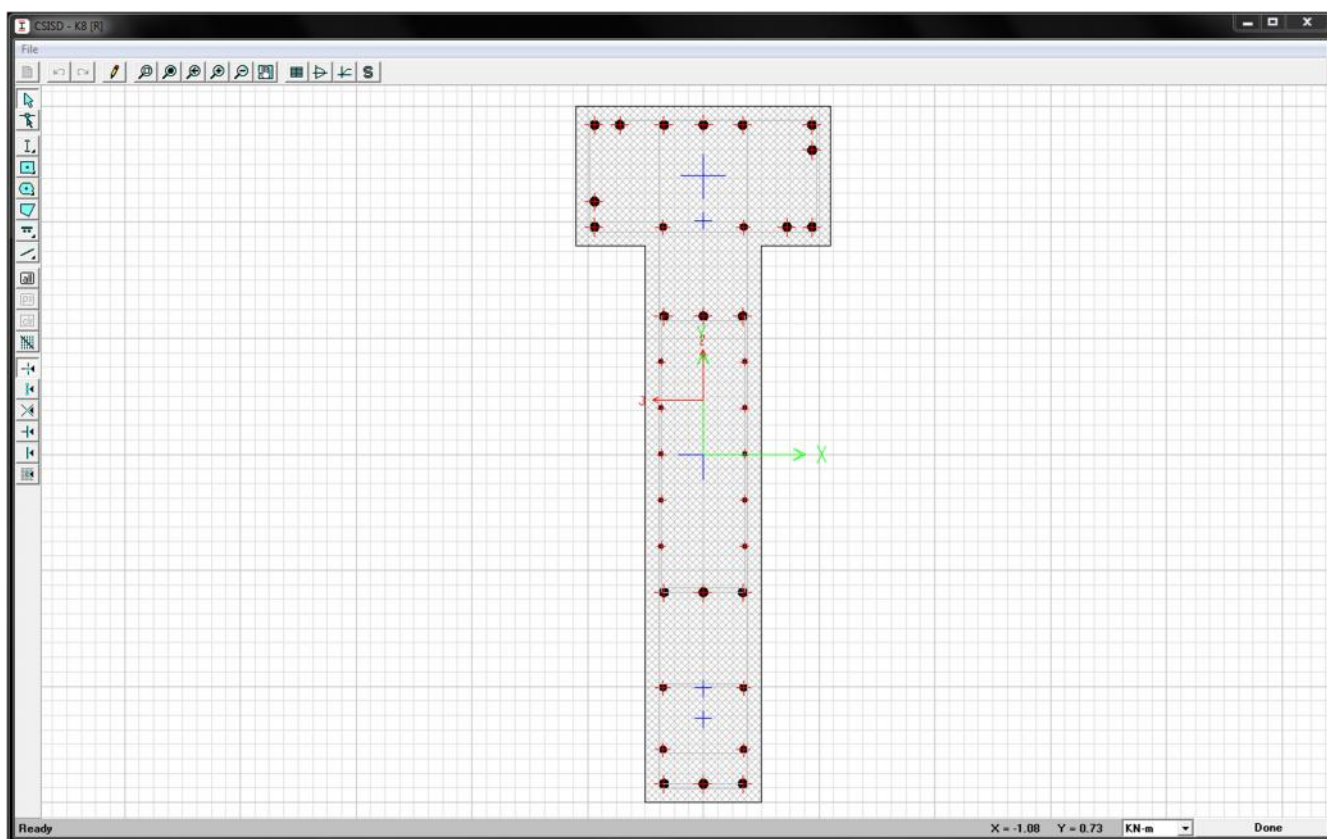
- Μέσω του “ Section Designer ” δίνεται η δυνατότητα ορισμού των συνδετήρων και τα μηχανικά – γεωμετρικά χαρακτηριστικά αυτών. Στο Σχ.1.4.5 παρουσιάζεται αναλυτικά η καρτέλα όπου γίνεται η επεξεργασία αυτή.



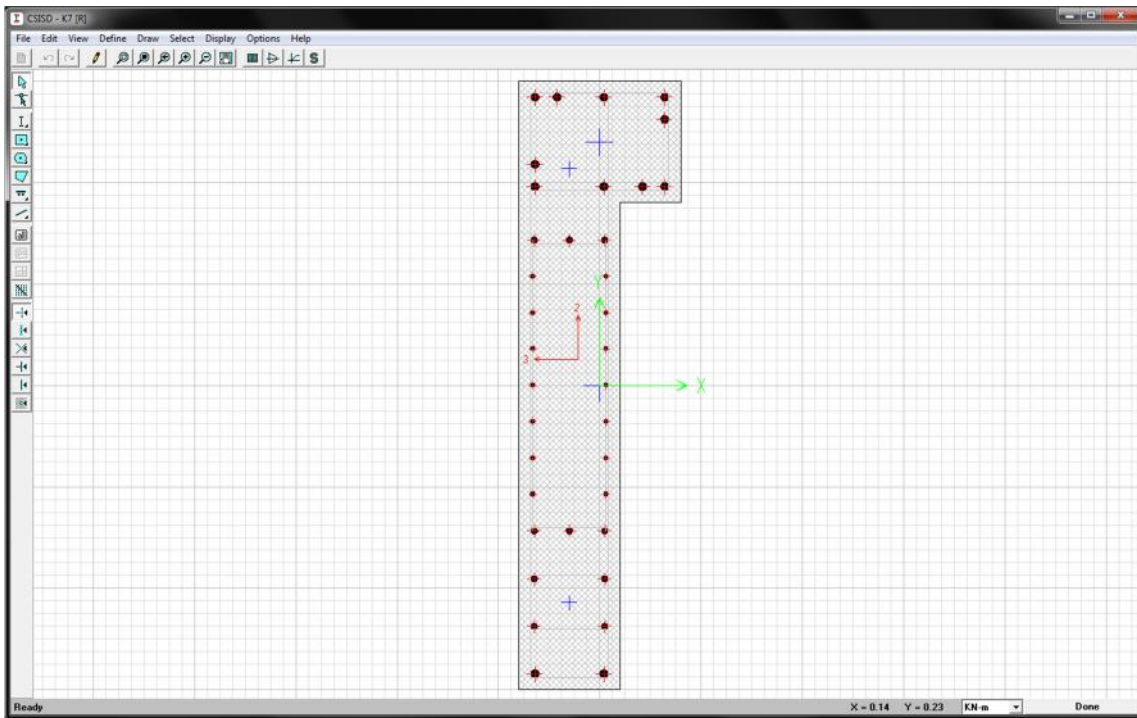
Σχ.1.4.5 Παράθυρο επεξεργασίας – ορισμός του διαμήκου και εγκάρσιου οπλισμού της διατομής, ορισμός του προσομοιώματος του Ωπλισμένου Σκυροδέματος με εφαρμογή της

περίσφησης του εγκάρσιου οπλισμού.

Υποστυλώματα με διατομή « Γ ή T» όπως της ακόλουθης (Σχ.1.4.6, Σχ.1.4.7) χωρίστηκαν σε τμήματα απλής γεωμετρίας (ορθογωνικά) και στη συνέχεια τοποθετήθηκαν ξεχωριστά στο μοντέλο. Η εξασφάλιση της μονολιθικής συμπεριφοράς του στοιχείου έγινε με τη βοήθεια αβαρών στοιχείων (ράβδων), ιδιαιτέρως στιβαρών που συνέδεαν τα κέντρα βάρη των επι μέρους υποστυλωμάτων.

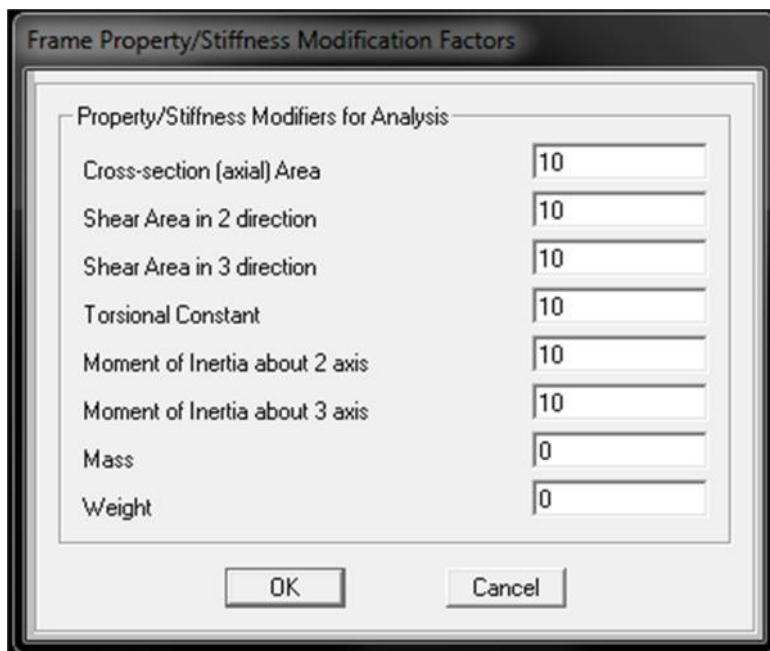


Σχ.1.4.6 Υποστύλωμα διατομής « ταφ ».



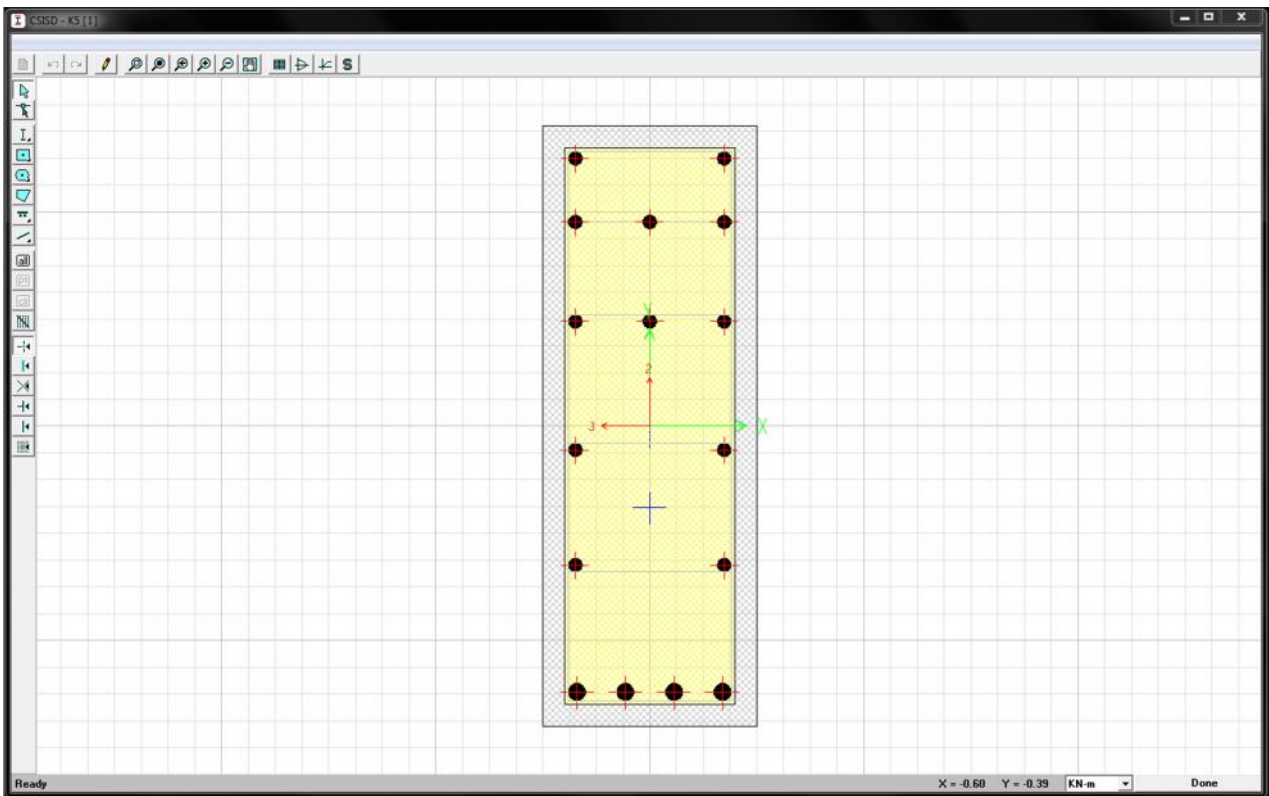
Σχ.1.4.7 Υποσύλωμα διατομής « Γ ».

Ως « απείρως » δύσκαμπτα, θεωρήθηκαν γραμμικά στοιχεία διατομής 3,00 x 3,00 m. Έπειτα, η δυσκαμψία ορίστηκε μέσω των “ **Property Modifiers** ” (Assign → Frame → Property Modifiers).



Σχ.1.4.8 Property Modifiers.

Στο Σχ.1.4.9 απεικονίζεται μια τυπική διατομή υποστυλώματος.

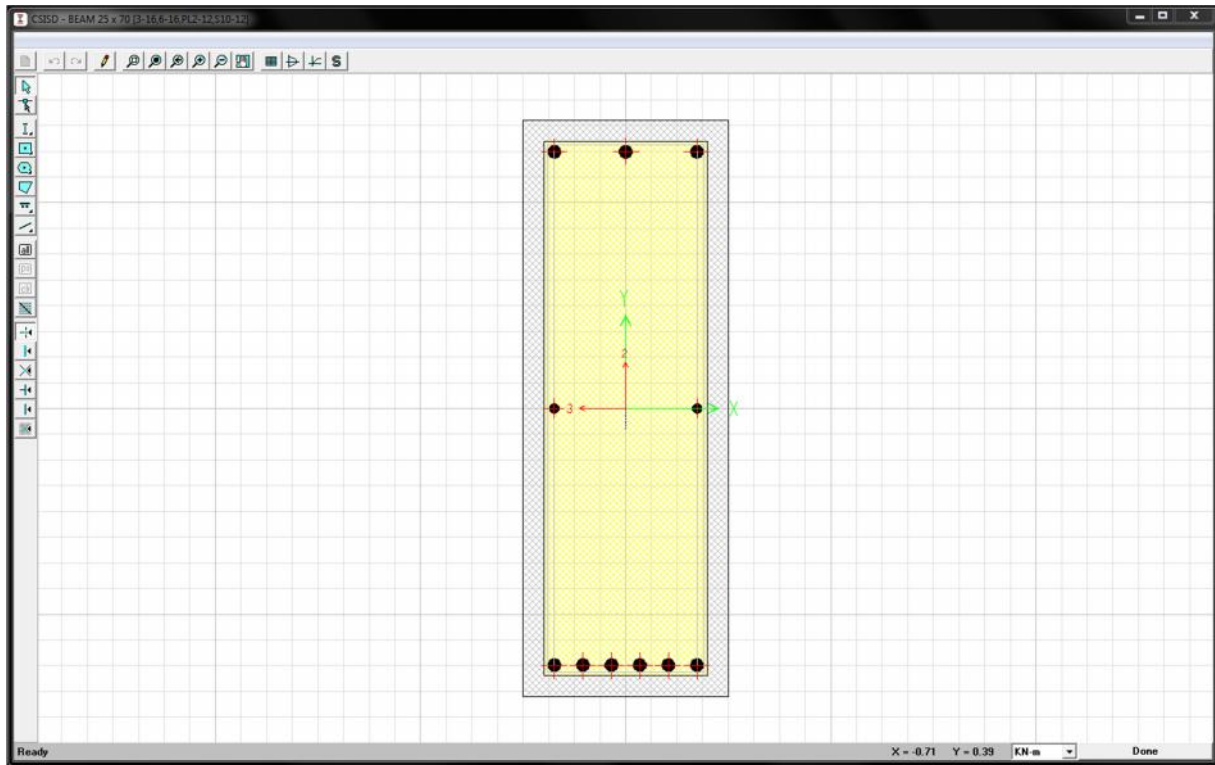


Σχ.1.5.9 Υποστύλωμα K5.

(Με την κίτρινη απόχρωση τονίζεται η περιοχή όπου δρά η περίσφιξη (confinement)).

Δοκοί

Η εικόνα ενός τυπικού δοκαριού του φορέα φαίνεται στο Σχ.1.4.10.



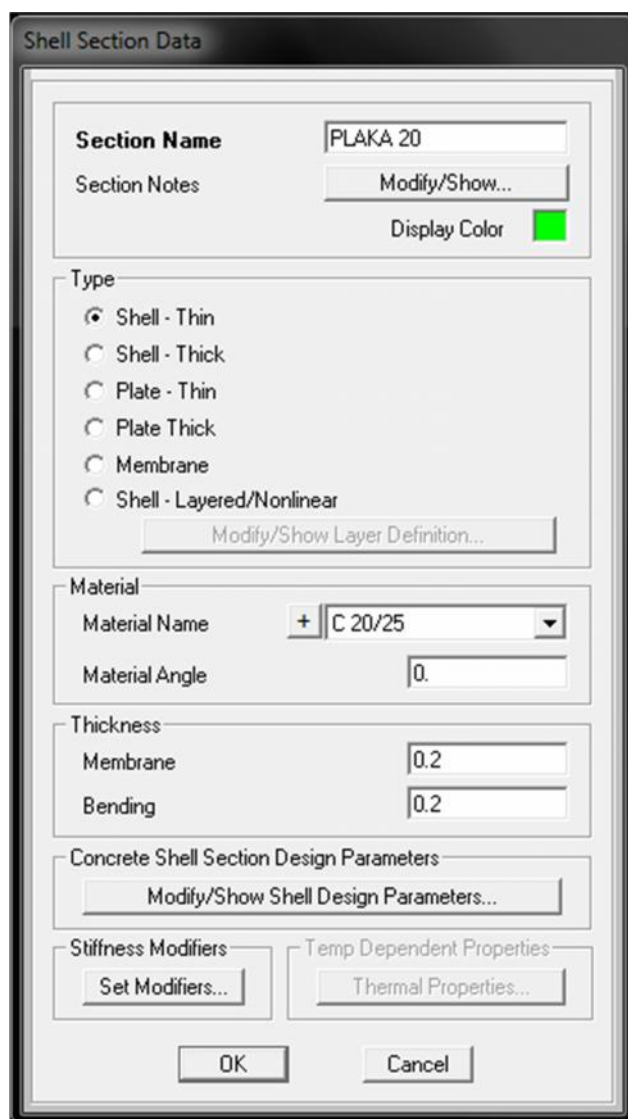
Σχ.1.4.10 Τυπκή διατομή δοκαριού.

Σημειώνεται ότι τα ανεστραμμένα δοκάρια του υπογείου στο σημείο όπου εμφανίζεται η ανισοσταθμία μεταξύ της πλάκας ισογείου και οροφής υπογείου προσομοιώθηκαν ως επιφανειακά στοιχεία και όχι ως γραμμικά. Ο λόγος έγκειται πρώτον στο ότι οι δοκοί αυτές λειτουργούν διατμητικά και κατά δεύτερον, για λόγους ευκολίας στην προσομοίωση.

Πλάκες

Οι πλάκες της κατασκευής προσομοιώθηκαν ως “ shell elements ”.

Μεσώ του Define → Section Properties → Area Sections → Add New Section δίνεται η δυνατότητα όρισης επιφανειακών στοιχείων. Το παράθυρο καθορισμού των δεδομένων των επιφανειακών στοιχείων απεικονίζεται στο Σχ.1.4.11



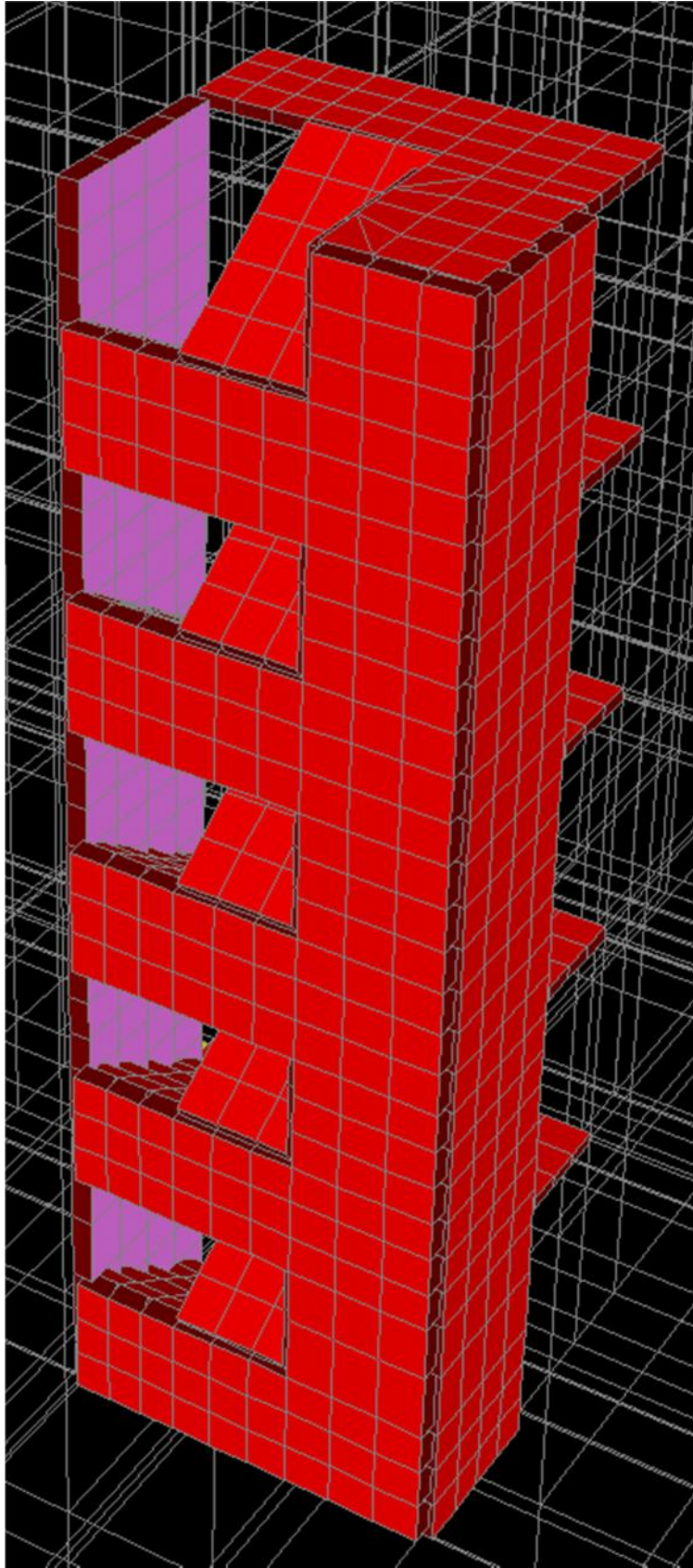
Σχ.1.4.11 Παράθυρο καθορισμού των δεδομένων των επιφανειακών στοιχείων.

Τοιχία

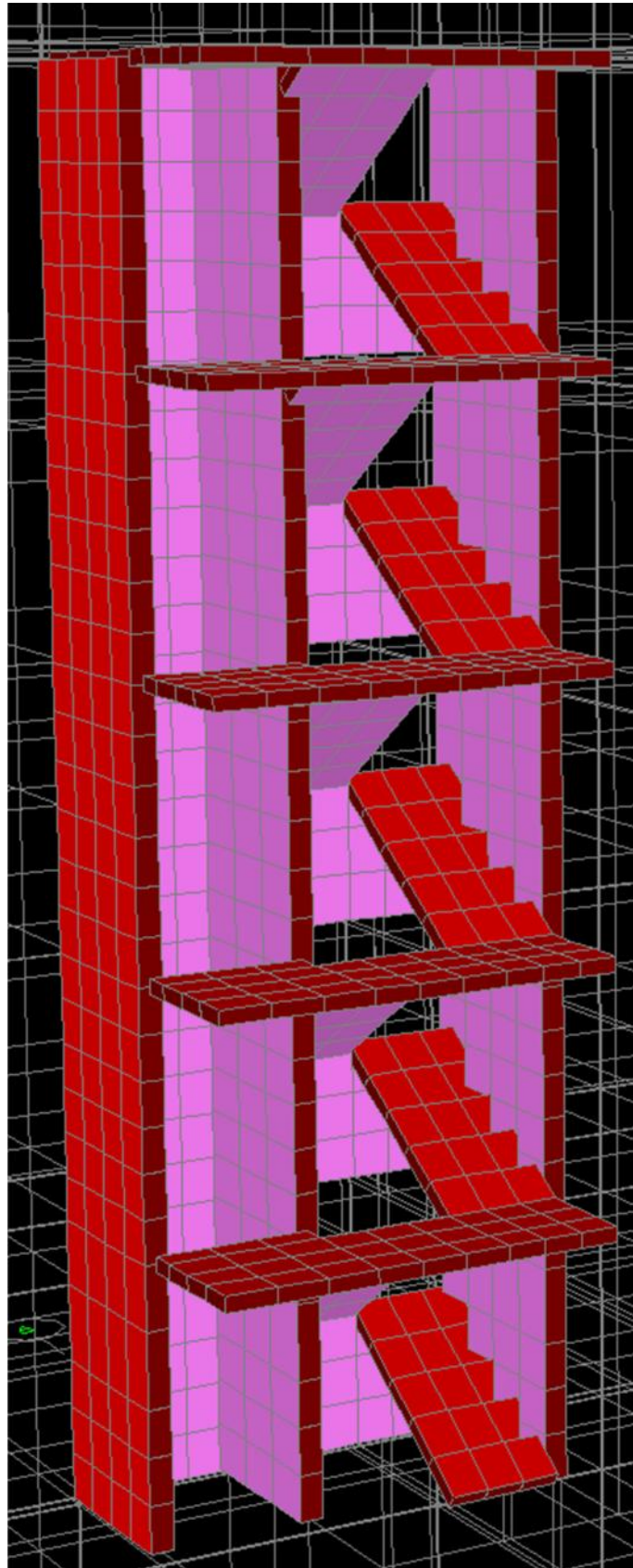
Όμοια, τα τοιχία της κατασκευής προσομοιώθηκαν ως “ shell elements ”.

Φρεάτιο Ανελκυστήρα - Σκάλας

Το φρεάτιο του ανελκυστήρα έχει σχήμα “ C ” και προσομοιώθηκε με επιφανειακά στοιχεία (τοιχία) όπως παρουσιάζεται στο Σχ. 1.4.12.



Σχ.1.4.12 Φρεάτιο ασανσέρ, σκάλα και πλατύσκαλο ορόφων μετά το "Area Meshing".



Σχ.1.4.13 Όψη φρεατίου ασανσέρ, σκάλας, πλατυσκάλων.

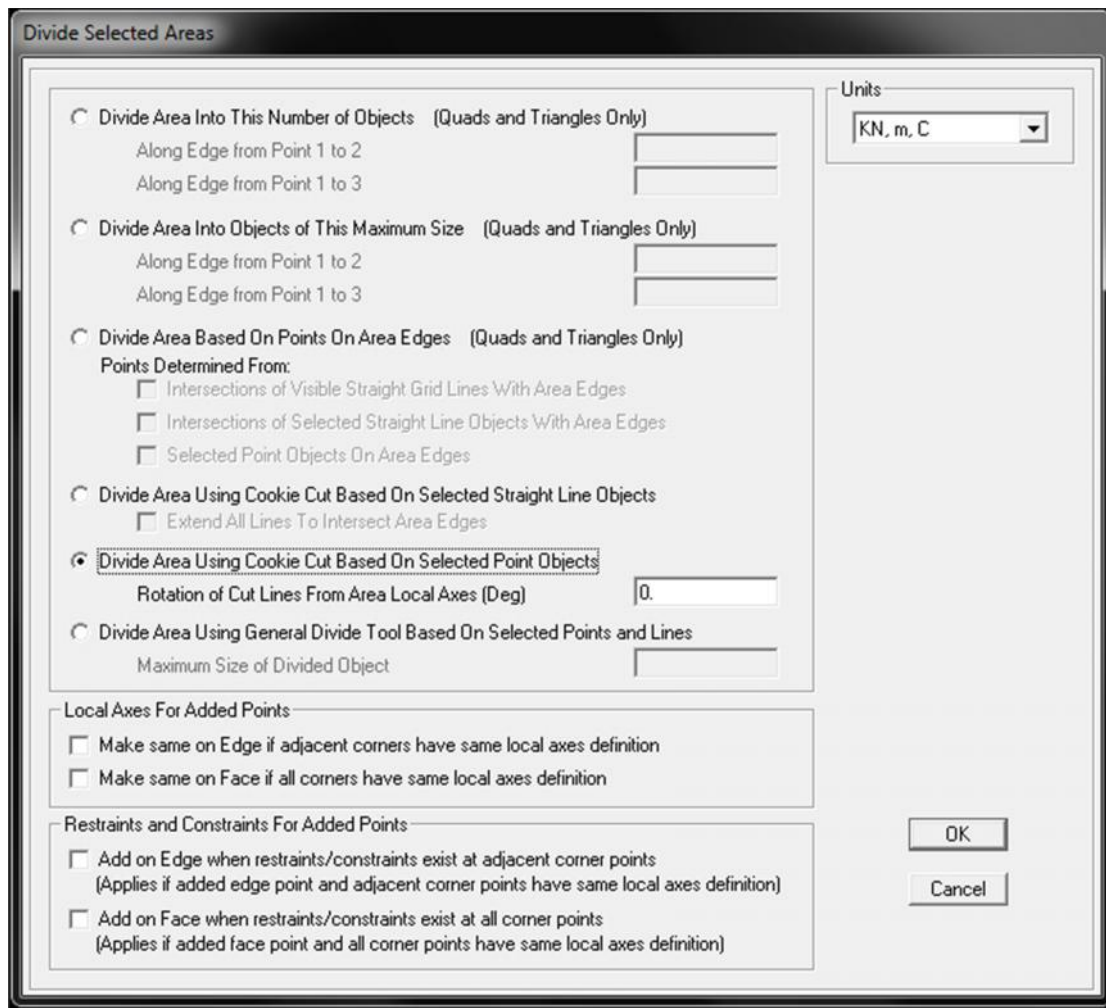
Area Meshing

Με την ολοκλήρωση των προαναφερθέντων διεργασιών ολοκληρώνεται ο καθορισμός των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων του φορέα.

Για την εξασφάλιση επαρκούς ακρίβειας των αποτελεσμάτων, απαιτείται η κατάτμηση των επιφανειακών στοιχείων, και κατ'επέκταση των γραμμικών στοιχείων (meshing) ώστε να προσεγγιστεί κατά ικανοποιητικό τρόπο η συμπεριφορά του συνεχούς μέσου. Η δυνατότητα αυτή παρέχεται από το πρόγραμμα μέσω των εντολών " Area Meshing " και " Divide Areas ".

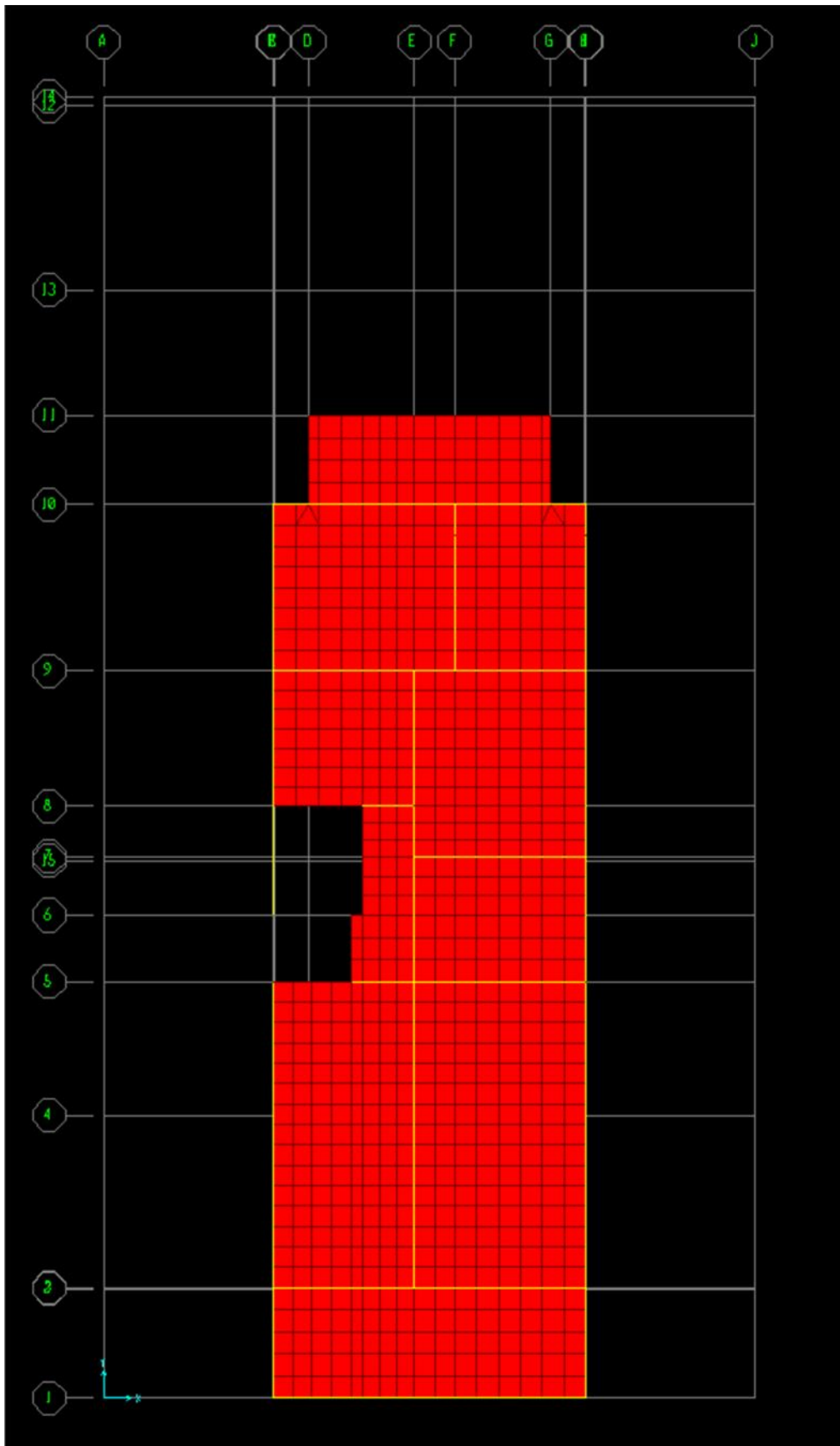
Τα στοιχεία πλακών και τοιχείων χωρίζονται σε στοιχεία με μέση διάσταση 0.50 x 0.50 m. Ανάλογα με τη κατάτμηση των πλακών, έτσι και τα δοκάρια της κατασκευής χωρίζονται ώστε να ταυτίζονται οι κόμβοι και να εξασφαλίζεται το συμβιβαστό των μετατοπίσεων. Τα υποστυλώματα χωρίστηκαν σε έξι ισουπή τμήματα ύψους περίπου 0.50 m.

Στο Σχ.1.4.14 απεικονίζεται η καρτέλα όπου γίνεται η κατάτμηση των στοιχείων. (Edit → Edit Areas → Divide Frames)



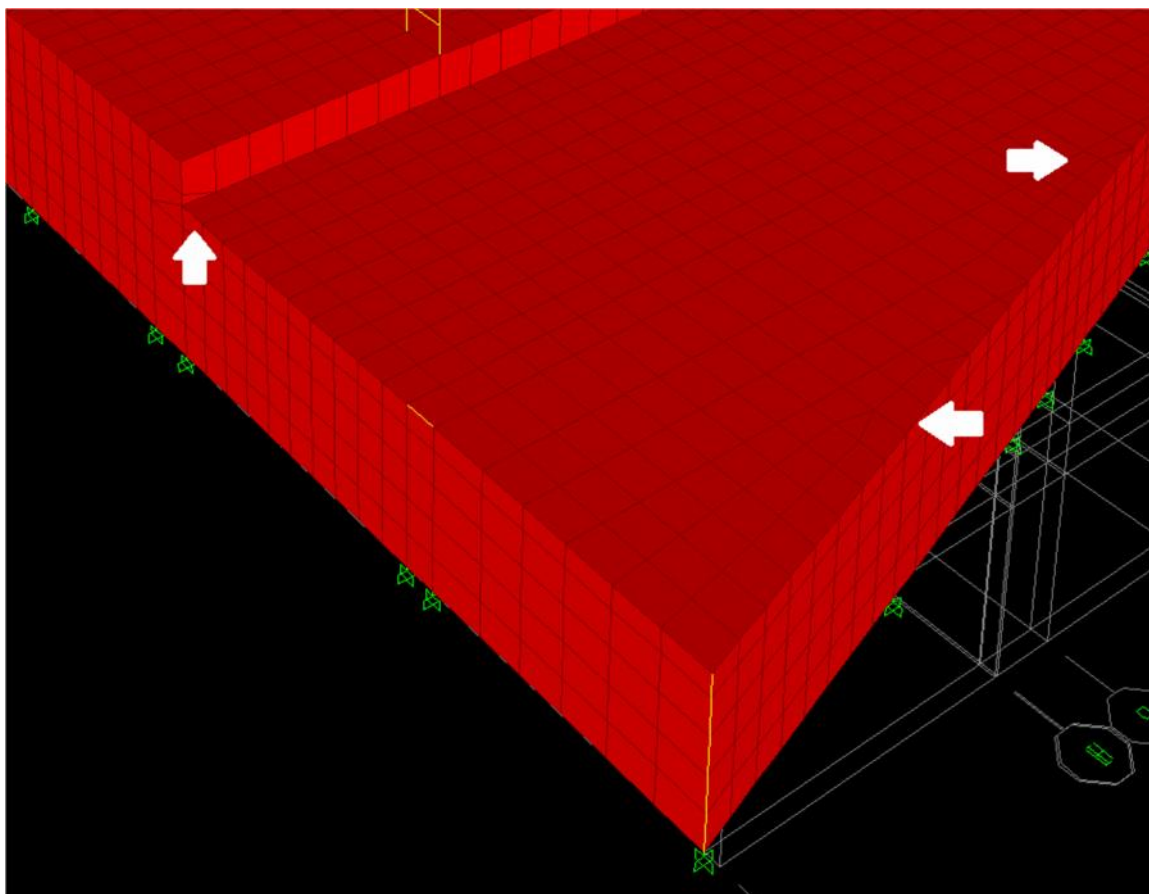
Σχ.1.4.14 Παράθυρο επεξεργασίας κατάτμησης των επιφανειακών στοιχείων.

Ακολουθεί εικόνα όπου απεικονίζεται ένας τυπικός όροφος μετά το τέλος της διαδικασίας κατάτμησης των πλακών σε πεπερασμένα στοιχεία.



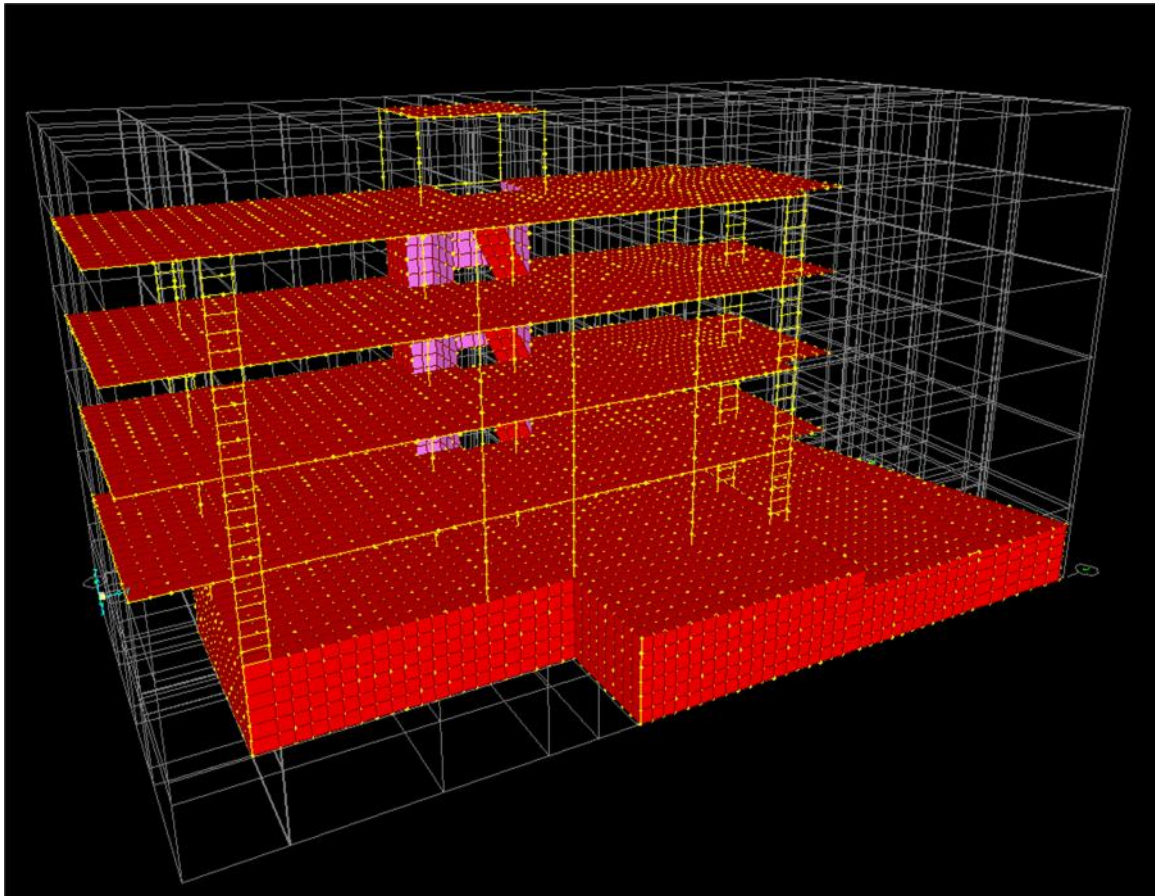
Σχ.1.4.15 Κάτοψη τυπικού ορόφου μετά το "Area Meshing".

Σε περιοχές όπου δεν ήταν δυνατόν οι κατάτμηση των στοιχείων σε ορθογωνική ή τετραγωνική διατομή, επιλέχθηκε η τριγωνική κατάτμηση των επιφανειακών στοιχείων (Σχ. 1.4.16).



Σχ. 1.4.16 Κατάτμηση επιφανειακών στοιχείων σε τριγωνικές διατομές (Στάθμη υπογείου).

Στο Σχ.1.4.17 παρουσιάζεται η κατασκευή μετά το “ Area Meshing ”. Απεικονίζονται παράλληλα και οι κόμβοι της κατασκευής (κίτρινο χρώμα).

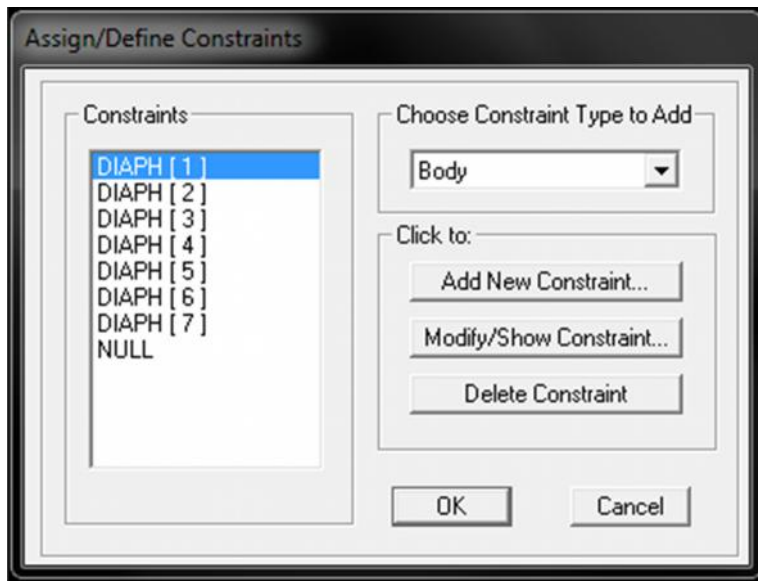


Σχ.1.4.16 Ο ολοκληρωμένος φορέας (χωρίς "extrude").

1.4.2 Μοντέλο Χωρίς Επιφανειακά Στοιχεία

Με την αφαίρεση των πλακών από την προσομοίωση, απαιτείται ο ορισμός διαφραγμάτων ανά στάθμη ώστε να προσομοιωθεί επαρκώς η επιρροή των πλακών οι οποίες προσομοιώνονται ως μαζικά φορτία στις δοκούς της κατασκευής και η επιρροή τους στη στιβαρότητα των γραμμικών στοιχείων λαμβάνεται υπόψη σύμφωνα με τις οδηγίες των κανονιστικών διατάξεων και τις συνήθεις πρακτικές προσομοίωσης μέσω πολλαπλασιαστικών συντελεστών των ροπών αδρανείας κατά την κύρια διεύθυνση τους και όπου αυτό χρειαστεί και της δρώσας επιφάνειας των.

(Assign → Joint → Constraints) ορίζουμε όσα διαφράγματα είναι και οι στάθμες της κατασκευής.

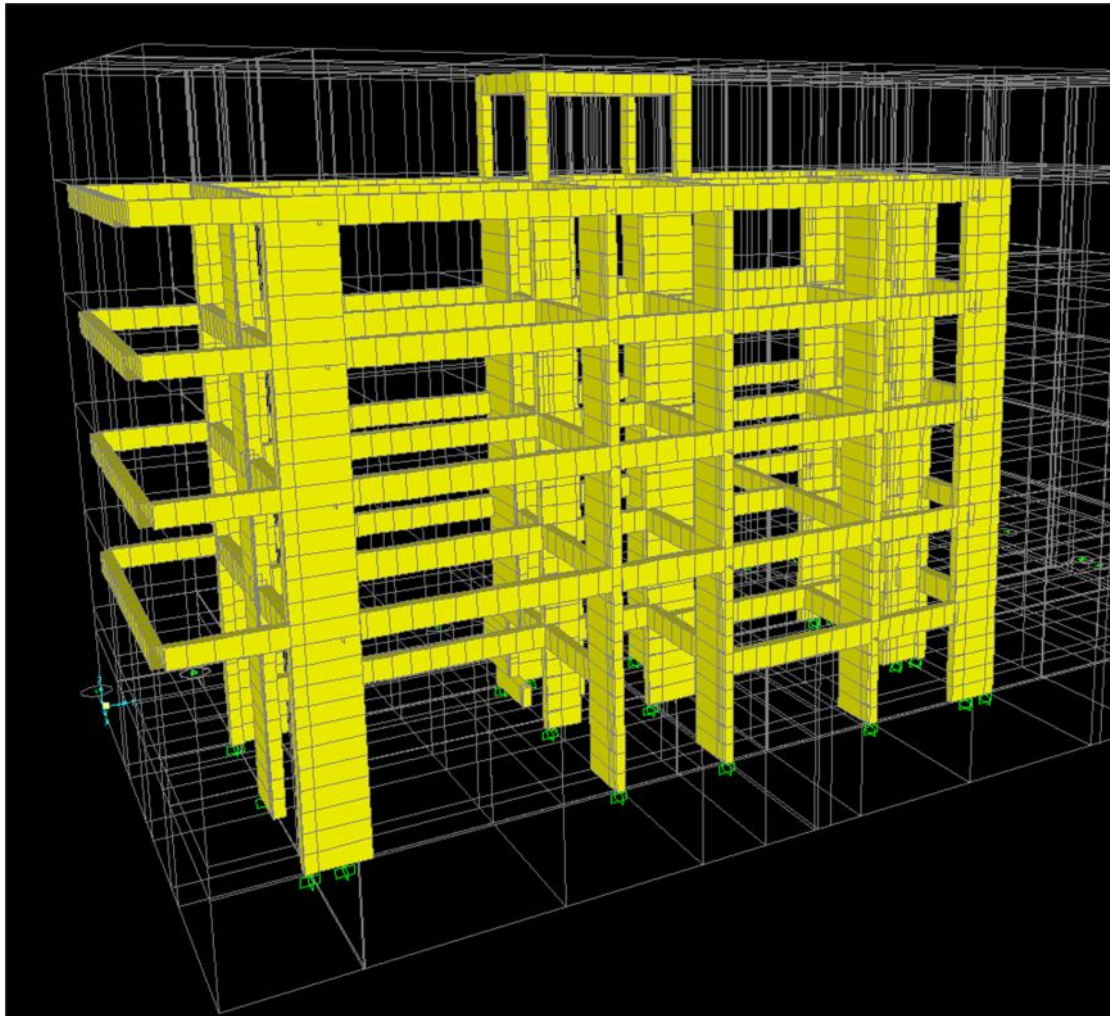


Σχ.1.4.17 Όρισμος στοιχείων διαφράγματος

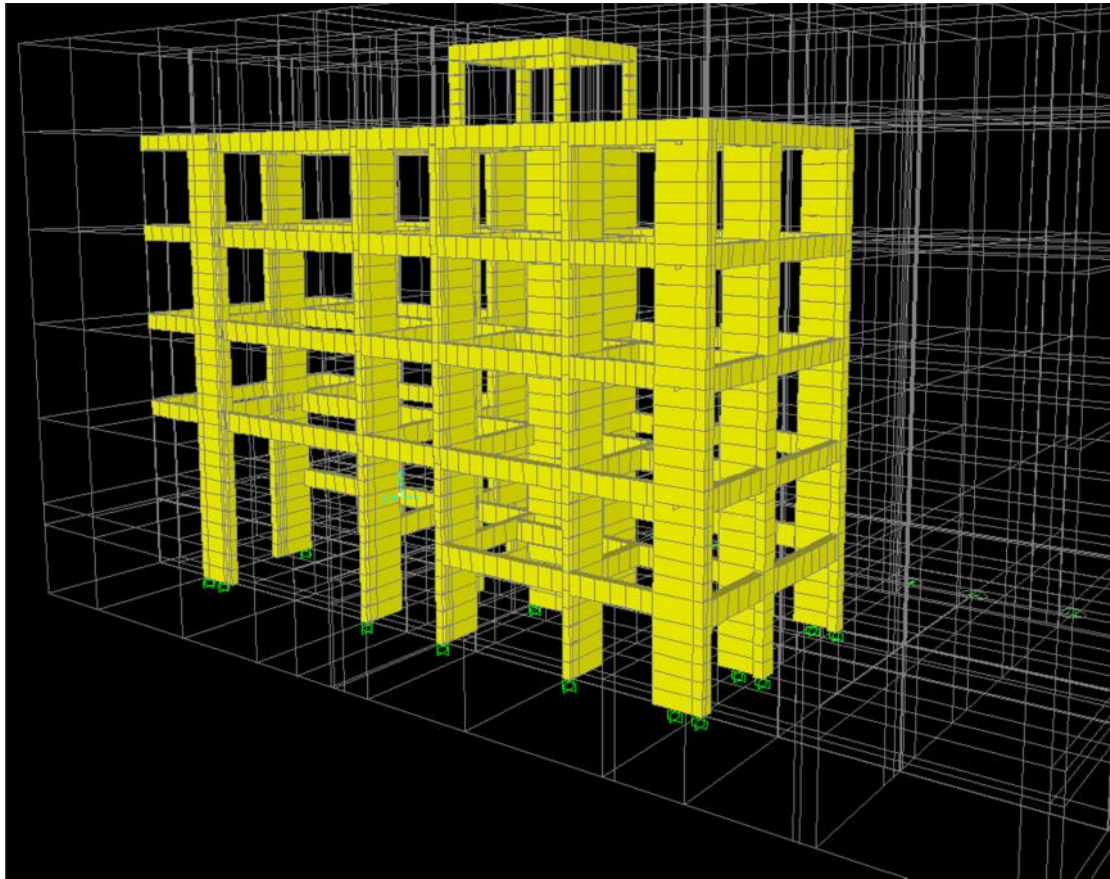
Σημειώνεται ότι στους κόμβους των εξωστών δεν ορίστηκαν δεσμεύσεις παρά μόνο στους κόμβους εσωτερικά των προβόλων.

Η σκάλα και το φρεάτιο του ανελκυστήρα επίσης αφαιρέθηκαν και αντικαταστάθηκαν από γραμμικούς φορείς ίδιων διαστάσεων. Οι κόμβοι των στοιχείων αυτών συνδέθηκαν με θεωρητικά απείρως δύσκαμπτα στοιχεία. Για λόγους απλούστευσης, τα τοιχώματα του υπογείου αφαιρέθηκαν.

Στο σχήμα που ακολουθεί, απεικονίζεται ο νέος φορέας αποτελούμενος από γραμμικά και μόνον στοιχεία.



Σχ.1.4.18 Ο φορέας χωρίς τα τοιχώματα υπογείου και χωρίς επιφανειακά στοιχεία.



Σχ.1.4.19 Βορεινή όψη κατασκευής.

Φορτία³

Η μεταβίβαση των φορτίων στα δοκάρια έγινε με τον καταμερισμό των πλακών σε επιφάνειες φόρτισης. Ο επιμερισμός αυτός έγινε βάση του Ε.Κ.Ω.Σ2000 και συγκεκριμένα:

- Σε περίπτωση όπου σε γωνία δοκαριού συναντώνται πλευρές ομοειδούς στήριξης, η γωνία μερισμού είναι ίση με 45° .
- Ενώ σε περίπτωση όπου συναντώνται πλευρά με πλήρη πακτωμένη στήριξη και πλευρά έλευθερη σε στρέψη, η γωνία μερισμού είναι ίση με 60° προς την πλευρά της πάκτωσης.

³ Ε.Κ.Ω.Σ (Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος)

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Δυναμική Φασματική Μέθοδος

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται η Δυναμική Φασματική Μέθοδος (ΔΦΜ). Ειδικότερα, περιγράφονται τα βήματα της μεθόδου και η μεθοδολογία που ακολουθείται για τον υπολογισμό των δεδομένων που αφορούν την ανάλυση.

2.1 Θεωρητικό Υπόβαθρο

Η δυναμική Δ.Φ.Μ χρησιμοποιείται για την εκτίμηση των πιθανών ακραίων τιμών των μεγεθών απόκρισης ενός φορέα υποβαλλόμενου σε δυναμική φόρτιση.

Η μέθοδος περιλαμβάνει:

- Ιδιομορφική ανάλυση κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.
- Ιδιομορφική απόκριση κατά την οποία με τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση) που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης (με καθορισμένο πρόσημο).

- Ιδιομορφική επαλληλία κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο).
- Χωρική επαλληλία κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο).

2.1.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

Κατά την ιδιομορφική ανάλυση ακολουθούνται τα εξής βήματα:

Βήμα 1^ο

Διατυπώνονται στο καθολικό σύστημα αναφοράς οι εξισώσεις κίνησης του φορέα.

Η εξίσωση κίνησης χωρίς απόσβεση είναι:

$$[m] \cdot \{\ddot{u}\} + [k] \cdot \{u\} = [m] \cdot \{r\} \cdot \ddot{x}_g \quad (2.1)$$

Όπου: $[m]$ = το μητρώο μάζας

$[k]$ = μητρώο ακαμψίας

$\{u\}$ = το διάνυσμα μετακινήσεων ως προς το εκλεγμένο (καθολικό) σύστημα αναφοράς

$\{r\}$ = το στατικό διάνυσμα επιρροής για σεισμό κατά x και y αντίστοιχα

$$\ddot{X}_g = \text{εδαφική επιτάχυνση}$$

Βήμα 2ο

Εν συνεχεία, μορφώνεται το μητρώο μάζας της κατασκευής. Το μητρώο μάζας δίνεται από τη σχέση:

$$m = \begin{pmatrix} m_1 & & & & \\ & m_2 & & & \\ & & m_3 & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & m_n \end{pmatrix}$$

Η μάζα του συστήματος προσδιορίζεται από το συνδυασμό δράσεων με σεισμό:

$$1.0 \cdot G + \xi \cdot Q \quad (2.2)$$

Με : ψ = ο συντελεστής μακροχρόνιας συνύπαρξης που εξαρτάται από το είδος της κατασκευής και τη χρήση της. Για κατοικίες λαμβάνεται ίσος με 0.3.

Βήμα 3ο

Υπολογίζεται το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής. Το μητρώο αυτό υπολογίζεται με επαλληλία της ακαμψίας των επιμέρους πλαισίων ως προς το επιλεγμένο καθολικό σύστημα αναφοράς.

Βήμα 4^ο

Τελευταίο βήμα της ιδιομορφικής ανάλυσης είναι η εύρεση των ιδιοτιμών του φορέα.

Για τον υπολογισμό των ιδιοσυχνοτήτων, μορφώνεται το ομογενές σύστημα:

$$([K] - \check{S}^2 \cdot [m]) \cdot \{w\} = \{0\} \quad (2.3)$$

2.1.2 Ιδιομορφική Απόκριση

Η ιδιομορφική απόκριση περιλαμβάνει:

Βήμα 1^ο

Στο πρώτο βήμα προσδιορίζεται η γενικευμένη μάζα κάθε ιδιομορφής βάση της σχέσης.

$$M_i = \{w_i\}^T \cdot [m] \cdot \{r\} \quad (2.4)$$

Βήμα 2^ο

Οι συντελεστές συμμετοχής κάθε ιδιομορφής δίδονται ως:

$$L_i = \{w_i\}^T \cdot [m] \cdot \{r\} \quad (2.5)$$

Με $\{ r \}$ το διάνυσμα στατικής επιρροής. Το διάνυσμα αυτό εξαρτάται από τη διεύθυνση της φόρτισης.

Βήμα 3ο

Στο βήμα αυτό υπολογίζεται η δρώσα μάζα μίας ιδιομορφής η οποία εκφράζει τη συμμετοχή της κάθε κανονικής μορφής στη συνολική μάζα του ταλαντούμενου φορέα. Το άθροισμα των δρωσών μαζών όλων των κανονικών μορφών πρέπει να ισούται με τη μεταφορική μάζα του φορέα για τις περιπτώσεις όπου ο σεισμός δρα κατά τους μεταφορικούς μόνο βαθμούς ελευθερίας. Οι δρώσες μάζες M_{eff} για κάθε ιδιομορφή « I » υπολογίζονται από τη σχέση:

$$M_{eff}^i = L_i^2 / M_i \quad (2.6)$$

Βήμα 4ο

Έπειτα υπολογίζονται οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού όπου για κάθε ιδιοσυχνότητα υπολογίζεται η φασματική επιτάχυνση από το φάσμα σχεδιασμού του Ε.Α.Κ. ή Ευρωκώδικα αντίστοιχα.

Βήμα 5ο

Σημειώνεται ότι σε κάθε διεύθυνση λαμβάνονται υπόψιν τόσες ιδιομορφές ώστε το συνολικό άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών $\sum M_i$ γίνει τουλάχιστον ίση με το 90 % της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος.

2.1.3 Ιδιομορφική Επαλληλία¹

Οι πιθανές ακραίες τιμές exA τυχόντος μεγέθους απόκρισης A δίνονται από τη σχέση :

$$exA = \pm \sqrt{\sum_i \sum_j (v_{ij} \cdot A_i \cdot A_j)} \quad (\text{CQC - κανόνας}) \quad (2.7)$$

Όπου :

i, j , δύο ιδιομορφές

A ($i = 1, 2, \dots$) οι ιδιομορφικές τιμές του μεγέθους A και :

$$v_{ij} = \frac{8 \cdot r^2 \cdot (1+r) \cdot r^2}{10 \cdot (1-r^2)^2 + 4 \cdot r^2 \cdot r \cdot (1+r)^2}$$

ο συντελεστής συσχέτισης των δύο ιδιομορφών.

Για ασυσχέτιστες ιδιομορφές, δηλαδή όταν :

$$1/r = T_i / T_j \geq 1 + 0.1\zeta$$

Όπου ζ το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης των ιδιομορφών.

Λαμβάνεται $\varepsilon_{ij} = 0$ και αν όλες οι ιδιομορφές είναι ασυσχέτιστες έχουμε :

$$exA = \pm \sqrt{\sum_i A_i^2} \quad (\text{SRSS - κανόνας}) \quad (2.8)$$

¹ Πηγή : Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.), Κεφ. 3

2.1.4 Χωρική Επαλληλία²

Για ταυτόχρονη δράση των δύο συνιστωσών του σεισμού, οι πιθανές ακραίες τιμές exA τυχόντος μεγέθους απόκρισης A δίνονται από τη σχέση :

$$exA = \pm \sqrt{(exA_x)^2 + (exA_y)^2} \quad (2.9)$$

Όπου exA_x , exA_y οι πιθανές ακραίες τιμές του υπόψιν μεγέθους για ανεξάρτητη σεισμική δράση κατά τις διευθύνσεις x,y αντίστοιχα.

² Πηγή : Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.), Κεφ. 3

ΜΕΡΟΣ ΙΙΙ

ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

“PUSHOVER ANALYSIS”

Στατική Υπερωθητική Ανάλυση

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται αναλυτική περιγραφή του θεωρητικού υπόβαθρου της Στατικής Υπερωθητικής Ανάλυσης (ΣΥΑ). Περιγράφεται επιπλέον, η μεθοδολογία που ακολουθείται για τον υπολογισμό των αναγκαίων παραμέτρων που απαρτίζουν την μέθοδο αυτή.

3.1 Εισαγωγή

Ο χαρακτηρισμός « στατική » αφήνει να εννοηθεί ότι έχουν προταθεί, σε ερευνητικό επίπεδο, και άλλες μεθόδους υπερωθητικής ανάλυσης. Μεταξύ άλλων, είναι η « ιδιομορφική »⁶ και η « φασματική »⁷. Η περαιτέρω επεξήγηση των μεθόδων αυτών ξεφεύγει από τους σκοπούς της εργασίας αυτής.

⁶Anil K. Chopra & Rakesh K. Goel. (2002). *A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. John Wiley & Sons, Ltd. Earthquake engineering & structural dynamics (Volume 31 pg. 561-582).*

⁷Αναστασιάδης, Κ.Κ., 2001. *Φασματική υπερωθητική ανάλυση για εκτίμηση σεισμικής επίδοσης κτιρίων, 2ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, Θεσ/νίκη.*

Σκοπός της ΣΥΑ είναι ο προσδιορισμός της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών που σχεδιάζονται για χαμηλά επίπεδα επιτελεστικότητας⁸ με χρήση απλούστερων διαδικασιών από εκείνες που θα απαιτούσε μια δυναμική μη-γραμμική ανάλυση. Η στατική υπερωθητική ανάλυση λαμβάνει υπόψιν τις ανακατανομές των εσωτερικών δυνάμεων βάση των προκαλούμενων βλαβών, δηλαδή όταν η κατασκευή λειτουργεί στην ανελαστική περιοχή.

Η ΣΥΑ μας δίνει σαφέστερη εικόνα για τα εξής :⁹

- *Τις σεισμικές απαιτήσεις όσον αφορά την ένταση σε δυνητικώς ψαθυρά δομικά στοιχεία όπως λόγω χάρη, την απαίτηση τέμνουσας δύναμης σε υψίκορμες δοκούς.*
- *Τις σεισμικές απαιτήσεις όσον αφορά το μέγεθος των ανελαστικών παραμορφώσεων σε συγκεκριμένα δομικά στοιχεία που σχεδιάζονται έτσι ώστε να απορροφούν ενέργεια μέσω υστερικής συμπεριφοράς.*
- *Την επιρροή της σταδιακής αποδόμησης της δυσκαμψίας και αντοχής συγκεκριμένων δομικών στοιχείων επί της υπόλοιπης κατασκευής.*
- *Τα τμήματα της κατασκευής στα οποία οι απαιτήσεις ανελαστικής παραμόρφωσης είναι πολύ μεγάλες και τα οποία ως εκ τούτου οφείλουν να τύχουν ιδιαίτερης προσοχής (για παράδειγμα, εντοπισμός «μαλακών / ασθενών» ορόφων).*
- *Το μέγεθος των σχετικών μετατοπίσεων και στροφών των ορόφων προκειμένου αυτές είτε να περιοριστούν προς αποφυγή βλαβών, είτε να ληφθούν υπόψη μέσω θεώρησης γεωμετρικών φαινομένων $P - \Delta$.¹⁰*

⁸Βλ. παράγραφο 3.2.2 Στάθμες Επιτελεστικότητας- Στόχος Σεισμικής Ικανότητας, και 3.2.2.1 Στάθμες Επιτελεστικότητας βάση EC8.

⁹Ι.Ε. Αβραμίδης, (2003). Ανάλυση κατασκευών – Γενική εισήγηση. Εργαστήριο εφαρμοσμένης στατικής τμήμα πολιτικών μηχανικών ΑΠΘ.

¹⁰Βλ. παράγραφο 3.2.4 Φαινόμενο $P-\Delta$.

- Και τέλος, την εκτίμηση της επιρροής « μη-φερόντων » δομικών στοιχείων (π.χ. τοιχοποιίας).

3.2 Θεωρητικό Υπόβαθρο

Η ΣΥΑ είναι μια στατική μη-γραμμική μέθοδος ανάλυσης μίας κατασκευής η οποία υπόκειται σε μόνιμα κατακόρυφα φορτία (λόγω βαρύτητας) και σε μονοτονικά αυξανόμενα οριζόντια φορτία, που ουσιαστικά αναπαριστούν τις αδρανειακές δυνάμεις που εμφανίζονται στα επίπεδα των ορόφων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η ανάλυση αυτή συσχετίζει, επιπλέον, την ανελαστική απόκριση ολόκληρης της κατασκευής με αυτή ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Αυτό βέβαια δηλώνει ότι η απόκριση του φορέα εξαρτάται από μονάχα μία ιδιομορφή ταλάντωσης, της οποίας η μορφή παραμένει σταθερή καθ' όλη τη διάρκεια του φαινομένου.

Η αύξηση των οριζοντίων φορτίων διενεργείται μέχρι να σημειωθεί αστοχία του φορέα. Η σύνηθης μορφή αστοχίας είναι η αστοχία σε κάμψη μιας κρίσιμης διατομής (ο ικανοτικός σχεδιασμός που επιβάλλουν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί εξασφαλίζει ότι η καμπτική αστοχία προηγείται πάντα της διατμητικής) ή η μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό, τοπικά ή συνολικά.¹¹

Μέσω της ΣΥΑ γίνεται :

- Εκτίμηση της σειράς και τελικής αλληλουχίας των πλαστικών αρθρώσεων¹² τη στιγμή της δημιουργίας τους.
- Εκτίμηση της ανακατανομής των δυνάμεων έπειτα από την εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων.

¹¹Makarios, TriantafyllosK. 2005. *Optimum definition of equivalent non-linear SDF system in pushover procedure of multistory r/c frames*. Engineering Structures 27, 814–825.

¹²Βλ. παράγραφο2.2.1ΠλαστικέςΑρθρώσεις.

- Εκτίμηση της καμπύλης τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής (καμπύλης *pushover* ή καμπύλη αντίστασης ή *capacity curve*)¹³ της κατασκευής και της παραμόρφωσης.
- Εύρεση των απαιτήσεων των πλαστικών αρθρώσεων μέχρι την επίτευξη της στοχευμένης μετακίνησης (*target displacement*).¹⁴

Στα ακόλουθα, περιγράφεται περιληπτικά η υπολογιστική διαδικασία της “*pushover*” ανάλυσης.

- Αφού έχει προσομοιωθεί ο φορέας, αρχικά, ορίζονται οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων και έπειτα τοποθετούνται σε κάθε μέλος της κατασκευής.
- Προσομοιώνεται ο φορέας με μονοβάθμιο σύστημα¹⁵.
- Στη συνέχεια, ασκούνται τα μόνιμα και κινητά φορτία στη κατασκευή.
- Έπειτα ορίζεται κόμβος ελέγχου (*control node*). Ως κόμβος ελέγχου για συνήθη κτήρια ορίζεται το κέντρο βάρους της ανώτερης στάθμης.
- Με τον ορισμό του κόμβου, ορίζεται μια μετατόπιση στόχος (*targetdisplacement*) και στη συνέχεια σκούνται τα μονοτονικά αυξανόμενα αξονικά φορτία έως ότου σημειωθεί η μετακίνηση στόχος. Σε κάθε διαρροή η κατασκευή υφίσταται μείωση της ακαμψίας της που μεταφράζεται στη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς και τα υποστυλώματα.
- Με βάση την απόκριση του συστήματος δίνεται η δυνατότητα καθορισμού μίας χαρακτηριστικής καμπύλης όπου στον οριζόντιο άξονα ορίζονται οι μετακινήσεις της οροφής του φορέα, ενώ στον κατακόρυφο, τοποθετείται η τέμνουσα βάσης. Η καμπύλη αυτή είναι η καμπύλη *Pushover*.

¹³Βλ. παράγραφο3.2.2.21 ΚαμπύληΑντίστασης (*Capacity Curve*).

¹⁴Βλ. παράγραφο3.2.3.1 Εύρεση Στοχευμένης Μετακίνησης (*Target Displacement*).

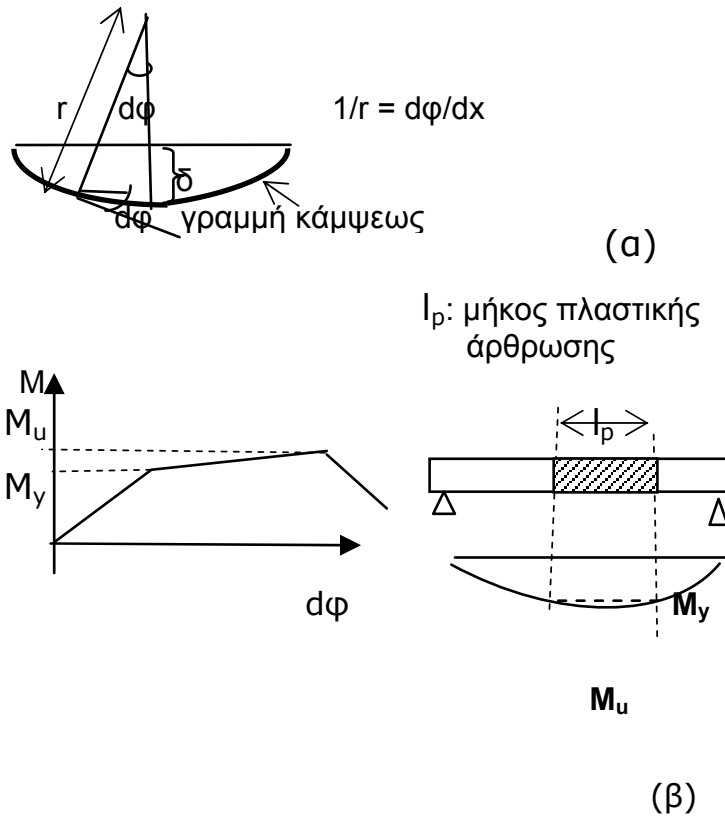
¹⁵Βλ. παράγραφο3.2.3.1 Εύρεση Στοχευμένης Μετακίνησης (*Target Displacement*).

- Οι εξαγόμενες παραμορφώσεις έπειτα, συγκρίνονται με αυτές που αντιστοιχούν στις διάφορες οριακές καταστάσεις.

3.2.1 Πλαστικές Αρθρώσεις

Στην περίπτωση όπου η ροπή σε μία διατομή υπερβαίνει τη ροπή διαρροής της διατομής παρατηρείται από το σημείο εκείνο και στη συνέχεια μία ταχύτερη αύξηση της στρωφικής παραμόρφωσης για συγκεκριμένη αύξηση της επιβαλλόμενης ροπής. Η περιοχή όπου παρουσιάζεται αυτή η μείωση της δυσκαψίας ορίζεται ως πλαστική άρθρωση. Οι πλαστικές αρθρώσεις αποτελούν και τους μηχανισμούς με τους οποίους είναι δυνατή η απόσβεση της εισερχόμενης στο δόμημα ενέργειας κατά τη διάρκεια ενός σεισμού ή άλλης δυναμικής καταπόνησης και κύριο χαρακτηριστικό τους είναι η πλαστική περιστροφή (παραμόρφωση) μίας διατομής. Οι θέσεις διαρροής αναμένονται στις κρίσιμες διατομές όπου και το διάγραμμα της καμπτικής ροπή εμφανίζει μία ακρότατη τιμή (μέγιστη ή ελάχιστη τιμή) και διακρίνονται σε «πιθανές» και «ενδεχόμενες».

Η έννοια της πλαστικής άρθρωσης παρουσιάζεται αναλυτικότερα στο σχήμα (Σχ.3.2.1).



Σχ.3.2.1 Έννοια πλαστικής άρθρωσης¹⁶

Στο Σχ. 3.2.1 (α), σε μια θέση του φορέα η γωνία στροφής $d\varphi$ κατά μήκος του κεντροβαρικού άξονά του είναι ανάλογη της καμπυλότητας ($1 / r$) της εγκάρσιας διατομής του φορέα στη θέση αυτή.

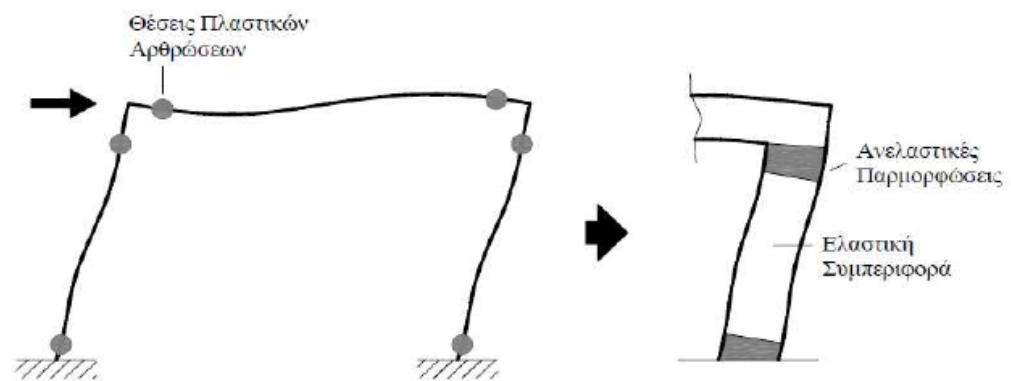
Όταν στις κρίσιμες διατομές του φορέα η καμπτική ροπή υπερβεί τη ροπή διαρροής M_y , η καμπυλότητα ($1/r$), η γωνία $d\varphi$ αυξάνεται συνεχώς για αμελητέα αύξηση του φορτίου. Η παραμορφωσιακή κατάσταση στη θέση αυτή αντιστοιχεί σ' αυτήν αρθρωτής στήριξης και δηλώνεται ως **πλαστική άρθρωση**.

Η περιοχή του φορέα στην οποία η δρώσα ροπή υπερβαίνει, όπως φαίνεται στο Σχ. (3.2.1) (β), τη ροπή διαρροής M_y αποτελεί το **μήκος της**

¹⁶http://mycourses.ntua.gr/course_description/index.php?cidReq=CIVIL1084

πλαστικής άρθρωσης. Είναι η περιοχή στην οποία όλες οι εγκάρσιες διατομές συμπεριφέρονται ως αρθρώσεις.

Η περιοχή αυτή δηλώνεται επίσης και ως **κρίσιμο μήκος** του φορέα. Με άλλα λόγια, **κρίσιμες περιοχές** ενός στοιχείου ονομάζονται τα τμήματα του στοιχείου εντός των οποίων αναμένεται ότι θα αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις κατά το σεισμό.



Σχ. 3.2.2 Πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων.

(Πηγή :Μιχαήλ Χρίστος, *Ανελαστική Στατική και Δυναμική Ανάλυση Υφιστάμενης Κατασκευής με Βάση τον Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα,2011*)

3.2.2 Στάθμες Επιτελεστικότητας – Στόχος Σεισμικής Ικανότητας

Η **στάθμη επιτελεστικότητας** ορίζει πρακτικά **το αποδεκτό επίπεδο βλαβών**. Οι στόχοι επομένως της σεισμικής ικανότητας μίας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μίας στάθμης επιτελεστικότητας και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάληψης. **Δηλαδή, κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ 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 κατακορύφων φορτίων. Ο συνολικός στόχος για όλη την κατασκευή προκύπτει από συνδυασμό των στόχων για το φέροντα και το μη- φέροντα οργανισμό.

3.2.2.1 Στάθμες Επιτελεστικότητας βάση EC-8¹⁷

- **Ως πρώτη στάθμη** επιτελεστικότητας χρησιμοποιείται η **Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (Limit state of damage limitation) [LS of damage limitation]**.

Στη στάθμη αυτή, η κατασκευή έχει υποστεί μικρές μόνο ζημιές με τα φέροντα στοιχεία να διατηρούν τη δυσκαμψία και αντοχή τους. Τα μη-φέροντα στοιχεία μπορεί να εμφανίζουν σε διάσπαρτα σημεία ραγίσματα τα όποια όμως είναι οικονομικά στην επισκευή. Δεν απαιτούνται μέτρα επισκευής.

Σημειώνεται ότι η στάθμη αυτή δεν ταυτίζεται με τη πρώτη στάθμη επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ, ή άλλων προτύπων. Σε άλλα πρότυπα, ως πρώτη στάθμη ορίζεται – με μικρές διαφορές – η **Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Immediate occupancy)**. Στη στάθμη αυτή :

Όσον αφορά τον φέροντα οργανισμό, το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε καμμία λειτουργία να μη διακόπτεται κατά τη διάρκεια του σεισμού ή μετά από αυτόν, εκτός ενδεχομένως από

¹⁷Πηγή : Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3.

δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι επιτρέπονται μόνο μερικές αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα, οι οποίες δεν επηρεάζουν την ικανότητα της κατασκευής να φέρει τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία στον ίδιο βαθμό όπως και πριν το σεισμό. Επίσης, ο κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες είναι πρακτικά αμελητέος.

Όσον αφορά τα **μη-φέροντα στοιχεία**, επιτρέπονται μικρές μόνο βλάβες, οι οποίες δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες. Οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφαλείας (π.χ. κλιμακοστάσια, πόρτες, ανελκυστήρες, συστήματα πυρασφάλειας, γεννήτριες κλπ) πρέπει να παραμείνουν σε λειτουργία, εκτός εάν υπάρχει γενική διακοπή ηλεκτροδότησης στην περιοχή, η οποία τα επηρεάζει.

Η στάθμη αυτή απεικονίζεται με μπλέ χρώμα στο πρόγραμμα “SAP2000”.

- ***Η δεύτερη στάθμη*** επιτελεστικότητας αναφέρεται ως ***Οριακή κατάσταση σημαντιών βλαβών (Limit state of significant damage) [LS of significant damage]***.

Στη στάθμη αυτή, ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές ζημιές με τα φέρων στοιχεία να παρουσιάζουν μερική παραμένουσα αντοχή και δυσκαμψία. Τα κάθετα στοιχεία είναι ακόμη ικανά να φέρουν κατακόρυφα φορτία. Η πλειοψηφία των μη – φέροντων στοιχείων έχουν καταρρεύσει. Επιπλέον, η κατασκευή είναι κατά πάσα πιθανότητα αντισυμβαλλόμενη να επιδιορθωθεί.

Σε άλλα πρότυπα, η στάθμη αυτή ταυτίζεται με τη δεύτερη στάθμη επιτελεστικότητας ονόματι ***Προστασία Ζωής (LifeSafety)***.

Η στάθμη αυτή απεικονίζεται με γαλάζιο χρώμα στο πρόγραμμα “SAP2000”.

- **Η τρίτη στάθμη** επιτελεστικότητας αναφέρεται ως **Οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης (Limit state of near collapse) [LS of near collapse]**.

Το κτήριο στη στάθμη αυτή έχει υποστεί μεγάλες ζημιές με τα φέροντα στοιχεία να εμφανίζουν μικρή παραμένουσα αντοχή και δυσκαμψία. Τα κάθετα στοιχεία είναι ακόμη ικανά να φέρουν τα κατακόρυφα φορτία. Επιπλέον, ο φέρων οργανισμός έχει μειωμένη αντοχή έναντι οριζοντίων φορτίων και έχει μειωμένη δυσκαμψία κατά την οριζόντια διεύθυνση. Όσων αφορά τα μη – φέροντα στοιχεία, τα περισσότερα έχουν καταρρεύσει. Το κτίσμα είναι στα όρια της κατάρρευσης και δεν θα αντέξει άλλη σεισμική διέγερση, ακόμη και μικρής κλίμακας.

Σε άλλα πρότυπα, η στάθμη αυτή ταυτίζεται με την αντίστοιχη τρίτη στάθμη επιτελεστικότητας, *Οιονεί κατάρρευση (Structural stability, Collapse prevention)*.

Η στάθμη αυτή απεικονίζεται με πράσινο χρώμα. Η κατάρρευση της κατασκευής ορίζεται με κίτρινο χρώμα.

3.2.2.2 Καθορισμός Σταθμών Επιτελεστικότητας

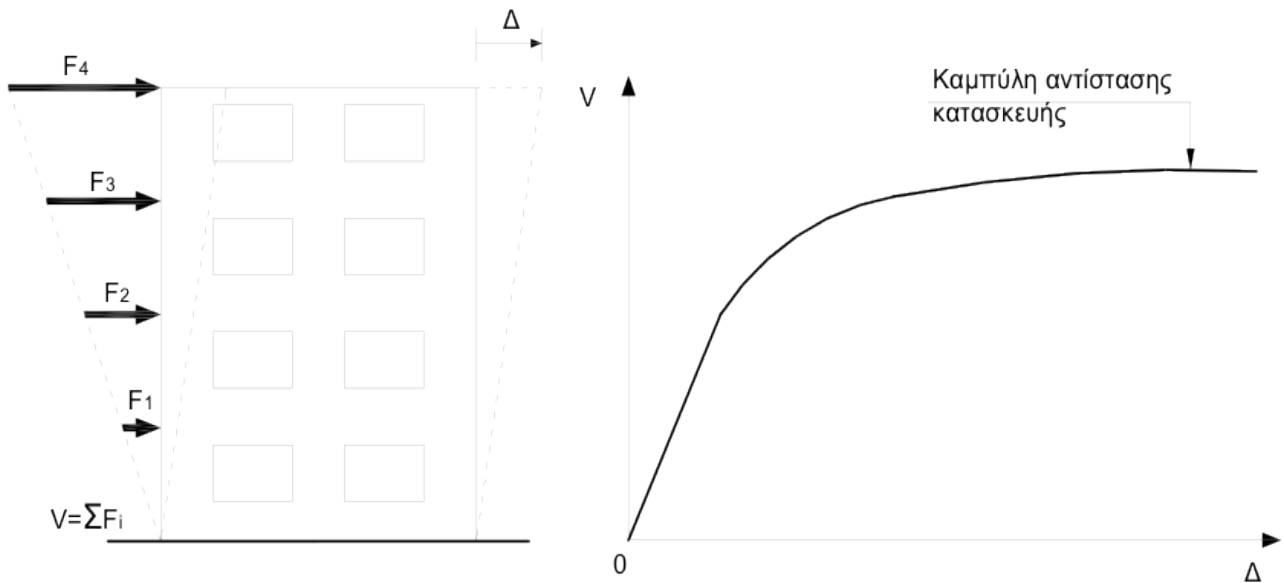
Ο καθορισμός των διαφόρων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στη **καμπύλη αντίστασης** του φορέα.

3.2.2.2.1 Καμπύλη Αντίστασης (Capacity Curve)

Η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της

μετατόπισης του κόμβου ελέγχου. Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους (Σχ. 3.2.2)

Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (step - by - step pushover analysis), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.



Σχ. 3.2.3 Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής.

(Πηγή: Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας)

3.2.2.2.2 Καμπύλη $F - \delta$ Δομικού Στοιχείου ή Διατομής

Το πρώτο βήμα της άνωθεν διαδικασίας είναι ο **καθορισμός των σχέσεων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής**, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη, “ F ”, με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις, “ δ ”.

Τα μεγέθη “ F ” μπορούν να είναι δυνάμεις ή ροπές και οι σχετικές μετακινήσεις παραμορφώσεις, καμπυλότητες, ή στροφές. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η καμπυλότητα, C (ή $1/r$), αντίστοιχα.

Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η διατμητική δύναμη, V και η διατμητική παραμόρφωση, γ , αντίστοιχα.

Επειδή στα στοιχεία από Ω.Σ. οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η γωνία στροφής χορδής, θ , στα άκρα του στοιχείου.¹⁸

3.2.2.2.3 Ορισμός Γωνίας “ θ ”

Η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρο υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλ. το σημείο μηδενισμού των ροπών (Σχ.3.2.3). Με άλλα λόγια, η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου μήκους ίσου με το διατμητικό μήκος L_V , δηλαδή,

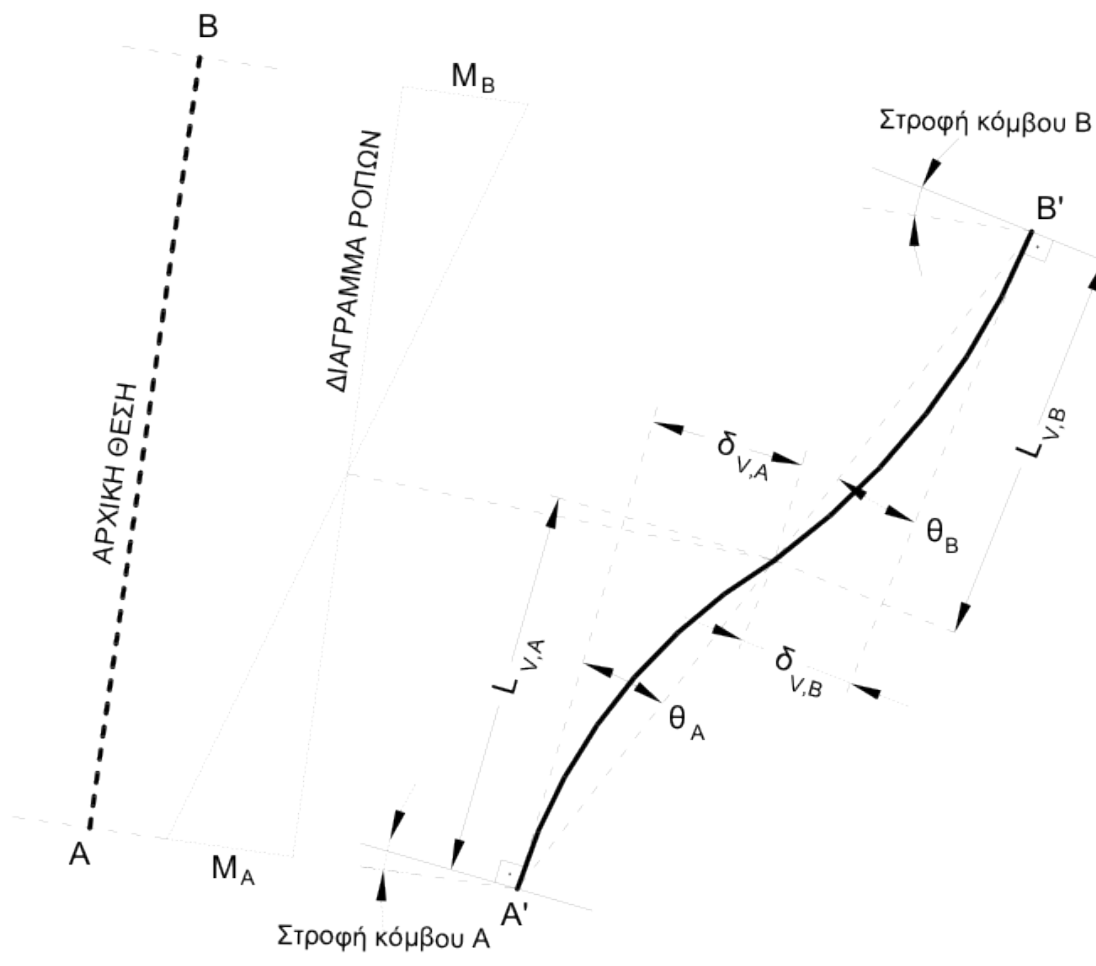
$$\theta = \delta V / L_V, \quad (3.2.1)$$

όπου: $L_V = M / V$, με:

“ M ” = ροπή στη βάση, ενώ “ V ” = τέμνουσα, και ως

“ δV ” = ορίζεται η μετατόπιση στη κορυφή του θεωρητικού προβόλου ως προς τη βάση αυτού. Η σχετική αυτή μετατόπιση δεν είναι γενικώς ίση με την απόλυτη μετατόπιση που περιλαμβάνει πέρα της σχετικής μετατόπισης που προκαλεί ένταση στην κατασκευή και την μετατόπιση της βάσης του φορέα δηλαδή την μετατόπιση σαν στερεό σώμα όλου του δομήματος λόγω του σεισμού.

¹⁸Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας.



Σχ. 3.2.4 Ορισμός γωνίας θ .
 (Πηγή : Ευρωκώδικας 8- Μέρος 3)

Υπολογισμός γωνίας “ θ ” βάση EC-8

Η οριακή γωνία της συνολικής ικανότητας στροφής της χορδής « θ_u » μελών

από σκυρόδεμα υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} (\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} (1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v})) \quad (3.2.2)$$

Όπου :

θ_u : η οριακή στροφή της χορδής

θ_y : η στροφή της χορδής στη διαρροή

ϕ_u : η οριακή καμπυλότητα στην ακραία διατομή

ϕ_y : η καμπυλότητα διαρροής στην ακραία διατομή

L_{pl} : το μήκος της πλαστικής άρθρωσης

γ_{el} : για τα κύρια σεισμικά στοιχεία ισούται με 1.5 ενώ για τα δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία, 1.0

L_v : Ο λόγος της ροπής προς της διάτμησης στην ακραία ίνα.¹⁹

Το μήκος της πλαστικής άρθρωσης L_{pl} υπολογίζεται από τον τύπο:

$$L_{pl} = 0.1L_v + 0.17h + 0.24 \frac{d_{bl} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (3.2.3)$$

Ενώ η στροφή της χορδής κατά τη διαρροή από τη σχέση:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0.0013 (1 + 1.5 \frac{h}{L_v}) + 0.13 \phi_y \frac{d_{bl} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (3.2.4)$$

Με:

¹⁹Για λόγους απλούστευσης η τιμή του L_v υπολογίστηκε ίσο με το μισό του μήκους της εξεταζόμενης διατομής.

α_z : το μήκος μετατόπισης του διαγράμματος των ροπών κάμψης
 f_y, f_c : η τάση διαρροής του χάλυβα και του σκυροδέματος ακτίστοιχα που δίνονται από τις σχέσεις: $f_y = 1.15f_y'$ και $f_c = f_c' + \delta$
 h : το ύψος της διατομής
 d_{bi} : η μέση διάμετρος του εφελκυσμένου οπλισμού.

Η διαθέσιμη γωνία πλαστικής στροφής θ_{um}^{pl} μίας κρίσιμης περιοχής δίνεται από τη σχέση:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y \quad (3.2.1)$$

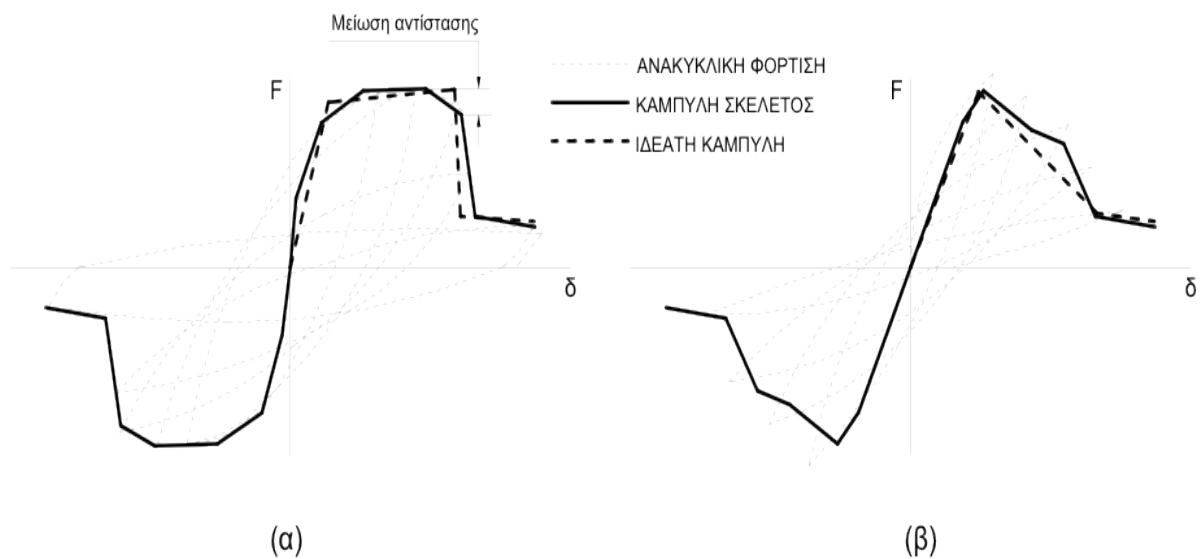
Για τις στάθμες επιτελεστικότητας ισχύουν τα εξής :

Στάθμες Επιτελεστικότητας	Plastic Deformation / SF
<i>Άμεση Χρήση μετά το σεισμό (Immediate Occupancy)</i>	0
<i>Ασφάλεια Ζωής (Life Safety)</i>	$0.75\theta_{um}^{pl}$
<i>Αποφυγή Κατάρρευσης (Collapse Prevention)</i>	θ_{um}^{pl}

Πιν. 3.2.1 Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας

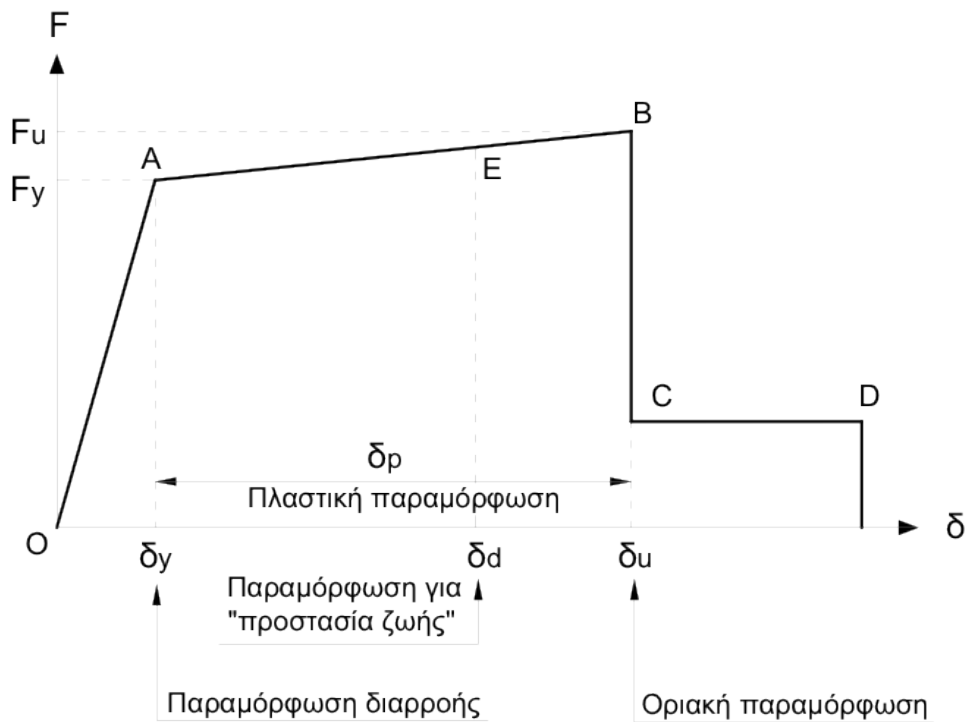
Η κατασκευή των διαγραμμάτων $F-\delta$ των στοιχείων έχει συνήθως ιδεατή μορφή, η οποία βασίζεται στην καμπύλη σκελετό της συμπεριφοράς σε ανακυκλική φόρτιση, όπως φαίνεται στο Σχ.3.2.5. Στο Σχ. 3.2.5 (α)

φαίνεται η ανελαστική συμπεριφορά ενός στοιχείου σε καμπτική καταπόνηση και στο Σχ. 3.2.5 (β) σε διατμητική καταπόνηση. Η γενική μορφή των διαγραμμάτων F - δ λαμβάνεται συνήθως όπως φαίνεται στο Σχ.3.2.6. Στους διάφορους κανονισμούς δίνονται οδηγίες υπολογισμού των χαρακτηριστικών σημείων. Γενικώς, οι κλάδοι αυτού του διαγράμματος ορίζονται ως εξής:



Σχ.3.2.5 Καμπύλες $F - \delta$ δομικών στοιχείων: (α) καμπτική συμπεριφορά, (β) διατμητική συμπεριφορά.

(Πηγή: Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας).



Σχ. 3.2.6 Ιδεατή καμπύλη $F - \delta$ δομικών στοιχείων.

(Πηγή: Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, *Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας*).

- **Τμήμα OA**

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας OA ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση.

Σημειώνεται ότι εάν η παραμόρφωση δίνεται σε όρους στροφής χορδής, η τιμή της $\delta_y = \theta y$ πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνο την καμπυλότητα διαρροής C_y ($1/r$)*αλλά και τη συμμετοχή των διατμητικών παραμορφώσεων και της πιθανής ολίσθησης οπλισμού στις αγκυρώσεις. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8 – Τμήμα 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της θ για συνήθεις διατομές από Ω.Σ., λαμβάνοντας υπόψη αυτά τα φαινόμενα.

- **Τμήμα AB**

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο B). Το σημείο B καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας, δu , που ορίζεται ως η παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της αντίστασης. Συνήθως, το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντίστασης (δηλαδή του μεγέθους F) κατά 20% σε σύγκριση με τη μέγιστη τιμή της [βλ. Σχ.3.2.6 (α)].

Πολλές φορές, η κλίση του κλάδου AB λαμβάνεται οριζόντια. Σε αυτή την περίπτωση, η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας. Η παραμόρφωση δu ορίζει και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, η οποία ορίζεται από το μετελαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, δηλαδή: $\delta p = \delta u - \delta y$.

- **Τμήμα CD**

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντίσταση του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας, δu , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D, θεωρούμε ότι το στοιχείο χάνει την ικανότητα να παραλαμβάνει και κατακόρυφα φορτία. Η τιμή της απομένουσας αντίστασης είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

3.2.2.2.4 Στάθμες Επιτελεστικότητας Κατασκευής

Οι στάθμες αυτές ορίζονται επάνω στη καμπύλη $F - \delta$ του δομικού στοιχείου με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις “ δd ”.

Ανάλογα με τους διαφόρους κανονισμούς, ορίζονται και τα σημεία της καμπύλης που αντιπροσωπεύουν τις στάθμες επιτελεστικότητας. Ο ορισμός των σημείων αυτών εξαρτάται²⁰:

- Από το είδος του στοιχείου. Αν δηλαδή το στοιχείο είναι υποστύλωμα ή δοκός,
- Από το τρόπο αστοχίας του στοιχείου. Αν δηλαδή η αστοχία είναι ψαθυρή ή πλάστιμη. Χαρακτηριστικά,

Σε περιπτώσεις **πλάστιμων στοιχείων**, όπου το στοιχείο διαρρέει αρχικά σε κάμψη και έπειτα σε διάτμηση, κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις. Για το λόγο αυτό, ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων.

Αντίθετα, σε περιπτώσεις **ψαθυρών στοιχείων**, όπου η διαρροή σε διάτμηση προηγείται αυτής της κάμψης, ο ορισμός των σταθμών γίνεται σε όρους δυνάμεων.

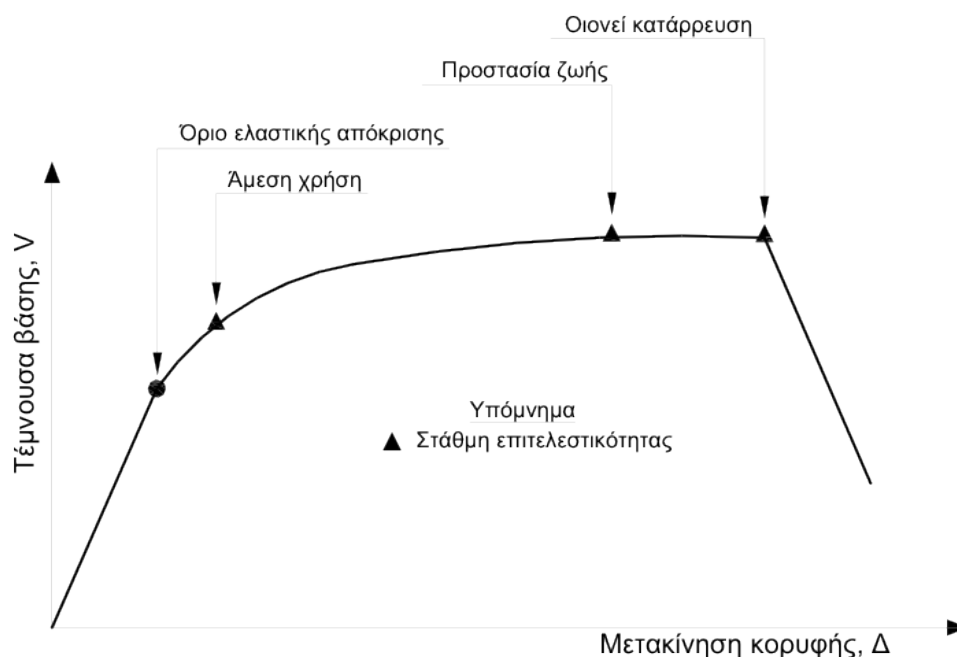
- Από την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύον ή δευτερεύον.

Ο διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύον ή δευτερεύον γίνεται με κριτήριο το κατά πόσον η συμμετοχή του στη παραλαβή των σεισμικών φορτίων είναι περισσότερο ή λιγότερο σημαντική. Σε γενικές γραμμές, ως **πρωτεύοντα** ορίζονται τα στοιχεία εκείνα που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια της κατασκευής. Τα δε υπόλοιπα στοιχεία ορίζονται **δευτερεύοντα**.²¹

²⁰Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, *Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας*.

²¹Για λόγους απλούστευσης, δεν κατηγοριοποιήθηκαν τα δομικά στοιχεία σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα.

Με τον σχεδιασμό των καμπυλών $F - \delta$ όλων των στοιχείων του φορέα και τον καθορισμό των σημείων επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη $F - \delta$, μας δίνεται η δυνατότητα σχεδιασμού της καμπύλης αντίστασης όλης της κατασκευής και των αντίστοιχων σταθμών επιτελεστικότητας. (Σχ. 3.2.7)

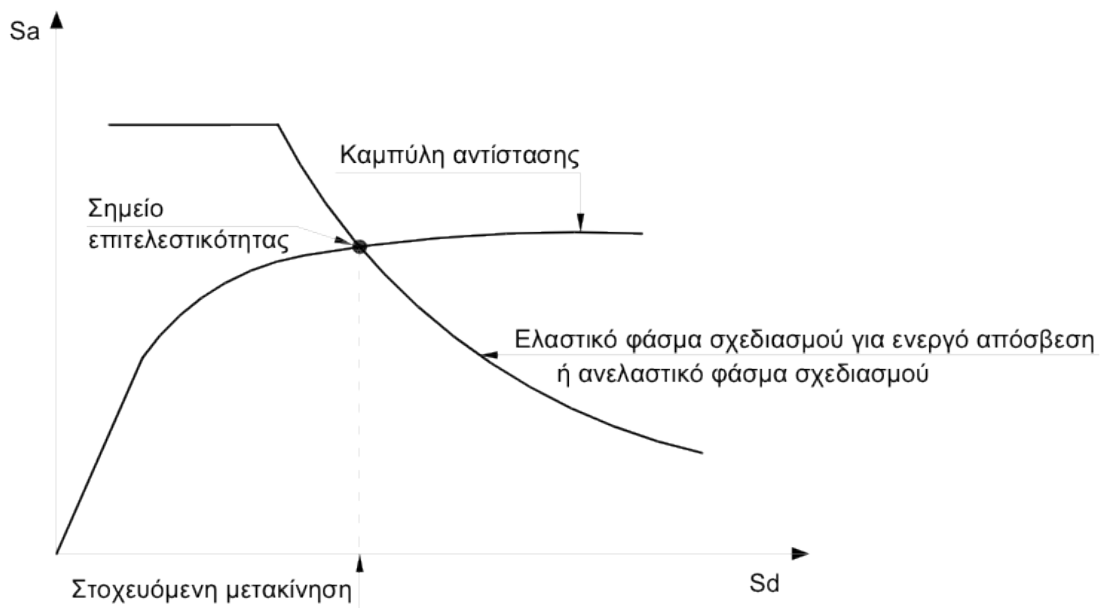


Σχ.3.2.7 Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας επί της καμπύλης αντίστασης.
(Πηγή: Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας).

3.2.3 Έλεγχος Στοχευμένης Ικανότητας

Επόμενο βήμα στην αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας ενός φορέα μέσω της ΣΥΑ αποτελεί ο έλεγχος στοχευμένης ικανότητας. Ο έλεγχος αυτός περιλαμβάνει την εύρεση της αναμενόμενης μετακίνησης της

κορυφής της κατασκευής (targetdisplacement)²² για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού και την εύρεση του σημείου επιτελεστικότητας (performancepoint)²³ της κατασκευής για τον ίδιο σεισμό. Το σημείο επιτελεστικότητας που αντιστοιχεί στην αντίστοιχη μετακίνηση οροφής σημειώνεται επάνω στη καμπύλη αντίστασης της κατασκευής (Σχ.3.2.8) και το σημείο αυτό συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση που φαίνεται στο πίνακα 3.2.1



Σχ.3.2.8 Προσδιορισμός της στοχευμένης μετακίνησης

(Πηγή: Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας).

Κατά το τρόπο αυτό, διαπιστώνεται αν έχει ξεπεραστεί κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας.

²² Βλ. παράγραφο 2.2.3.1 Εύρεση στοχευμένης μετακίνησης (targetdisplacement).

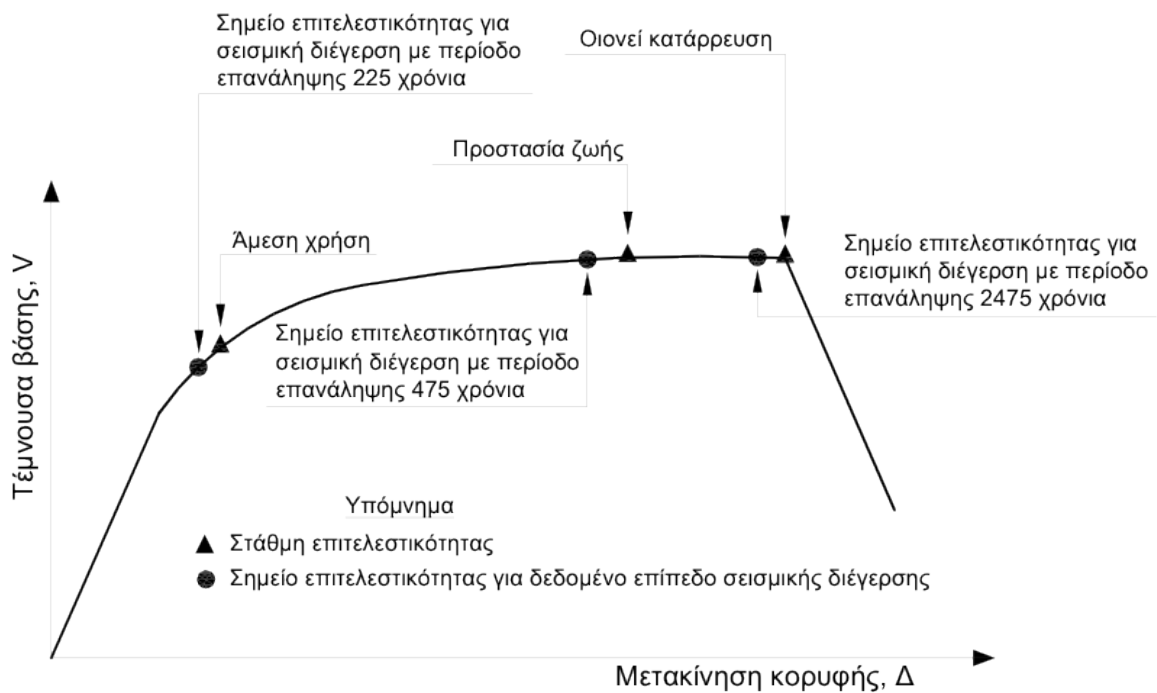
²³ Βλ. παράγραφο 2.2.3.2 Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας (performancepoint).

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

Πίνακας 3.2.1 : Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά EC-8 – Μέρος 3.

Η προαναφερθείσα διαδικασία επαναλαμβάνεται για τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες πραγματοποιείται έλεγχος.

Η διαδικασία παριστάνεται γραφικά στο Σχ.3.2.9



Σχ.3.2.9 Σύγκριση στοχευμένης μετακίνησης και αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας (Πηγή: Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας).

3.2.3.1 Εύρεση Στοχευμένης Μετακίνησης (TargetDisplacement)²⁴

Παρουσιάζεται η μεθοδολογία που ακολουθείται ώστε να υπολογιστεί η μετακίνηση στόχος σύμφωνα με τις μεθόδους ATC - 40, N2, και τη μέθοδο των συντελεστών.

Σημειώνεται ότι σε όλες τις μεθόδους, η μετακίνηση της κατασκευής υπολογίζεται από τη μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

²⁴Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας.

Ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εξαρτάται από την κατανομή των φορτίων καθ' ύψος που λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της καμπύλης αντίστασης. Για την κατανομή των φορτίων μπορεί να χρησιμοποιηθεί τριγωνική κατανομή, ομοιόμορφη κατανομή, κατανομή σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή ή περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών.

Γενικά, μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η κατανομή των φορτίων στους ορόφους γίνεται σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$F_i = V \frac{m_i \phi_i}{\sum_j m_j \phi_j} \quad (3.2.1)$$

όπου, $V = \sum i F_i$ είναι η τέμνουσα βάσης. Οι συντελεστές φιδηλώνουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους και συνήθως λαμβάνονται ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές της 1^{ης} ιδιομορφής. Σημειώνεται, όμως, ότι αντί της 1^{ης} ιδιομορφής θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και οποιαδήποτε άλλη κατανομή μετακινήσεων, αντιπροσωπευτική της αναμενόμενης παραμόρφωσης της κατασκευής. Συνήθως, οι τιμές των φικανονικοποιούνται έτσι ώστε η τιμή στην κορυφή να ισούται με μονάδα: $\phi_{top}=1$.

Εάν η κατανομή των φορτίων γίνεται σύμφωνα με την εξίσωση (3.2.1) και $\phi_{top}=1$, η αντιστοιχία μεταξύ του πολυβάθμιου συστήματος και του ισοδύναμου μονοβαθμίου για όλα τα μεγέθη (δυνάμεις, μετακινήσεις, ενέργεια, κλπ) γίνεται με τη σχέση:

$$Q = \Gamma \cdot Q^* \quad (3.2.2)$$

Όπου :

Q^* = μέγεθος στο ισοδύναμο μονβάθμιο σύστημα (π.χ. δύναμη F^* , μετακίνηση δ^*)

Q = αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα (π.χ. τέμνουσα βάσης V , μετακίνηση κορυφής Δ)

Γ = συντελεστής συμμετοχής²⁵

Ο αριθμητής της παραπάνω σχέσης ισούται με τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, δηλαδή,

$$m^* = \sum m_i \phi_i^2 \quad (3.2.4)$$

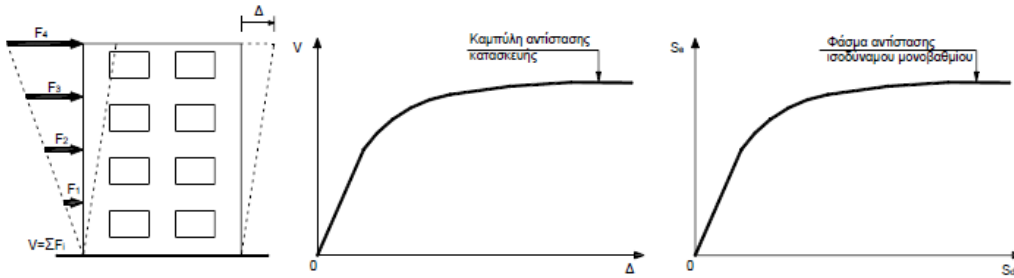
Καθώς οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασηματισμού [σχέση (3.2.2)], η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβαθμίου. Η ιδιοπερίοδος όμως του ισοδύναμου μονοβαθμίου δεν ισούται με την 1^η ιδιοπερίοδο του πολυβαθμίου, ακόμη και εάν οι συντελεστές ϕ_i ισορροπούνται με τις αντίστοιχες τιμές του 1^{ου} ιδιοδιανύσματος.

Η σχέση (3.2.2) χρησιμοποιείται για τη μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του κτηρίου σε φάσμα αντίστασης (capacity spectrum) του ισοδύναμου μονοβαθμίου σε σύστημα αξόνων Ψευδοεπιτάχυνσης-Μετακίνησης (ADRS Acceleration-Displacement Response Spectrum) μορφή (Σχ. 3.2.10). Η μετατροπή γίνεται βάσει των σχέσεων:

$$S_a = \frac{V}{a \cdot m_{ολ}} \quad (3.2.5)$$

²⁵(βλ. Μέρος 2^ο, σχέση (2.5)).

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma} \quad \text{ή} \quad S_d = \frac{\Delta}{\Gamma \cdot \phi_{top}} \quad , \text{εαν } \phi_{top} \neq 1 \quad (3.2.6)$$



Σχ. 3.2.10 Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής και του φάσματος αντίστασης του ισοδύναμου μονοβαθμίου σε ADRS μορφή.

(Πηγή: Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας).

V = τέμνουσα βάσης πολυβαθμίου

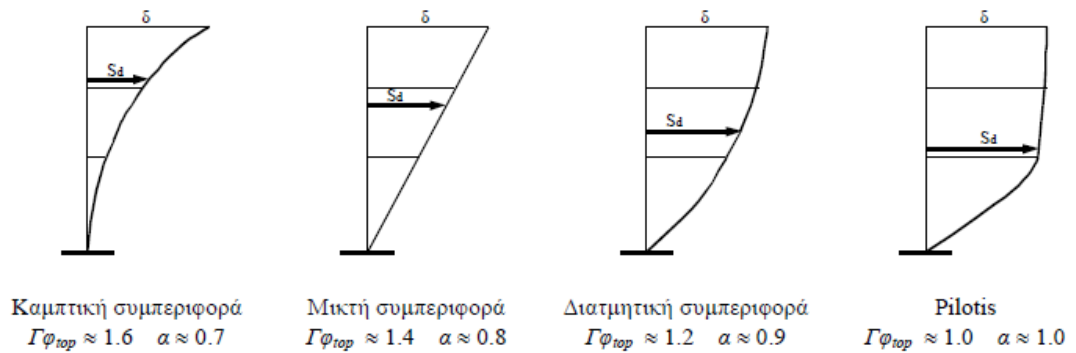
$m_{ολ}$ = συνολική μάζα πολυβαθμίου

α = ποσοστό συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης, που δίνεται ως:

$$\alpha = \frac{[\sum m_i \phi_i]^2}{m_{ολ} \cdot \sum m_i \phi_i^2} = \frac{\Gamma \cdot \sum m_i \phi_i}{m_{ολ}} = \Gamma \cdot \frac{m^*}{m_{ολ}} \quad (3.2.7)$$

Δ = μετακίνηση κορυφής

Ενδεικτικές τιμές των συντελεστών α για διάφορους τρόπους συμπεριφοράς κτηρίων παρουσιάζονται στο Σχ. 3.2.11



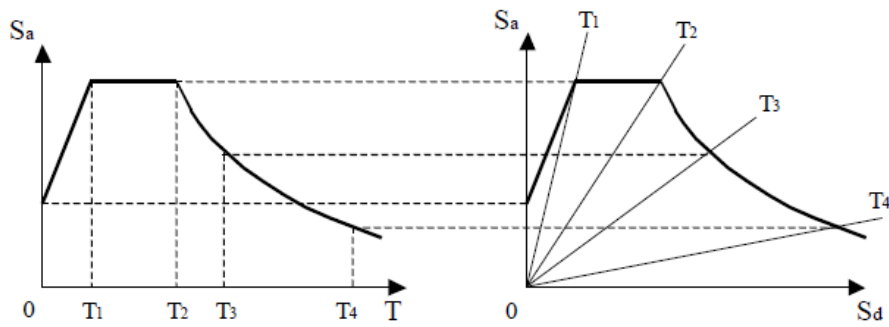
Σχ. 3.2.11 Τιμές συντελεστή α για χαρακτηριστικούς τρόπους συμπεριφοράς.

(Πηγή: Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας).

Μεθοδολογία ATC-40

Στον ATC-40 προτείνονται τρεις μεθοδολογίες υπολογισμού με παραπλήσια αποτελέσματα. Παρακάτω περιγράφεται αναλυτικά η πρώτη μεθοδολογία, η οποία και θεωρείται ως η περισσότερο ακριβής.

Βήμα 1: Μεταφορά του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για $\zeta=5\%$ στο πεδίο επιτάχυνση-μετακίνηση (μορφή ADRS). Η διαδικασία μετατροπής παρουσιάζεται στο Σχ. 3.2.12



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

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

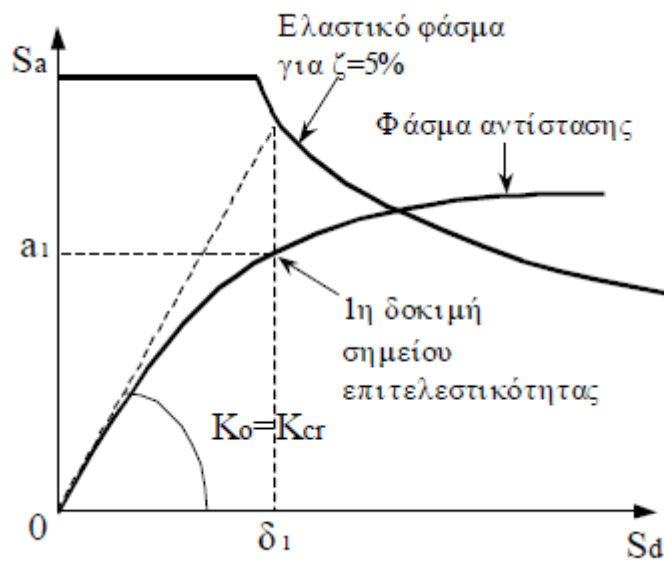
Ακτινικές γραμμές από το (0,0) έχουν σταθερή περίοδο

Σχ. 3.2.12 Μετατροπή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού σε ADRS μορφή.
(Πηγή: Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες
Επιτελεστικότητα).

Βήμα 2: Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης (capacitycurve) και του φάσματος αντίστασης (capacityspectrum). Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης γίνεται με υπολογισμό της τέμνουσας βάσης για διάφορες τιμές της μετακίνησης κορυφής θεωρώντας κατανομή των φορτίων καθ' ύψος συμβατή με την αναμενόμενη μορφή των μετακινήσεων, όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Στη συνέχεια, η καμπύλη αυτή μετατρέπεται σε φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος.

Βήμα 3: Εύρεση 1ου σημείου δοκιμών (Σχ. 3.2.12)²⁶

²⁶Στη διαδικασία αυτή, για λόγους απλοποίησης, τα μεγέθη (μετακίνηση, επιτάχυνση) που αφορούν στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα παρουσιάζονται χωρίς αστερίσκο.

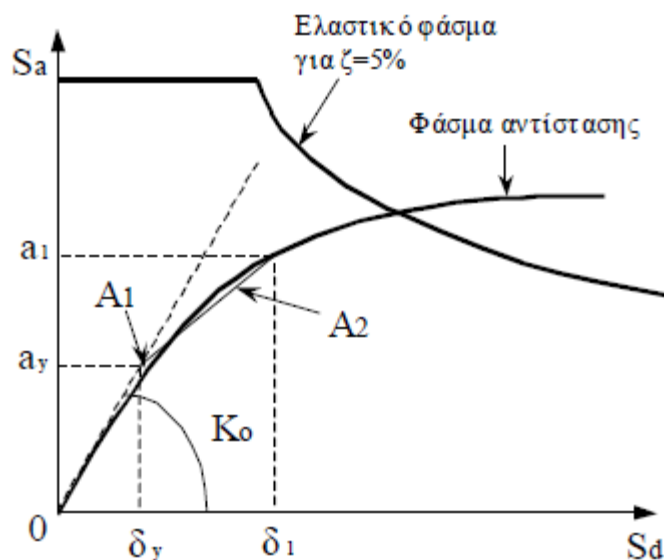


Σχ. 3.2.13 Εύρεση πρώτου σημείου δοκιμών.

(Πηγή: Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας).

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 αντίστασης 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.

Βήμα 4: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος αντίστασης (Σχ. 3.2.13)



Σχ. 3.2.14 Κατασκευή διγραμμικού φάσματος αντίστασης.

(Πηγή: Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας).

Από το 1ο σημείο δοκιμής φέρνουμε ευθεία, έτσι ώστε τα εμβαδά A1 και A2 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.

Βήμα 5: Υπολογισμός ενεργούς απόσβεσης

Η ενεργός απόσβεση δίδεται ως:

$$\zeta_{eff} = \zeta_{ελ} + \zeta_{υστ} \quad (3.2.8)$$

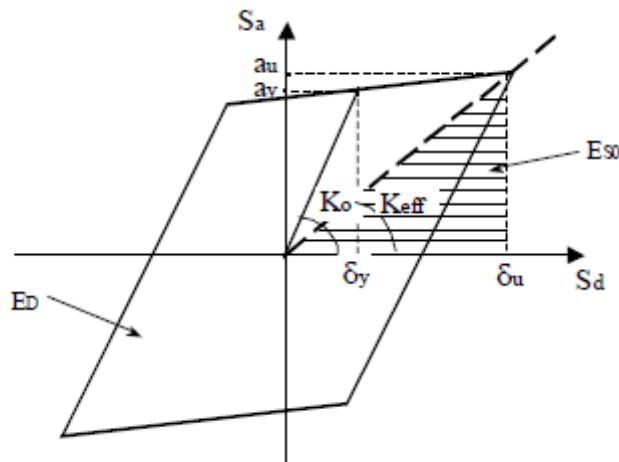
όπου: $\zeta_{ελ}$ = απόσβεση κατασκευής για ελαστική συμπεριφορά (= 0.05 για Ω.Σ.)

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

Για τον υπολογισμό της υστερητικής απόσβεσης προτείνεται η σχέση του Chopra (1995), η οποία βασίζεται στη σχέση των ενεργειών του ελαστοπλαστικού και του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος:

$$\zeta_{\text{υστ}} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{S0}} \rightarrow$$

$$\zeta_{\text{υστ}} = \frac{0.637 \cdot (a_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot a_u)}{a_u \cdot \delta_u} \quad (3.2.9)$$



Σχ. 3.2.15 Υπολογισμός υστερητικής απόσβεσης κατά Chopra.

(Πηγή: Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας).

Η σχέση του Chopra *υπερεκτιμά* την υστερητική απόσβεση για σεισμούς μεγάλης διάρκειας και κατασκευές χωρίς καλή πλάστιμη συμπεριφορά. Στον ATC-40 προτείνεται η χρήση ενός διορθωτικού συντελεστή κ , ανάλογα με την ποιότητα της κατασκευής σε συνδυασμό με την

αναμενόμενη σεισμική διέγερση²⁷. Οι τύποι συμπεριφοράς δίνονται στον πίνακα 3.2.1 και οι συντελεστές κ στον πίνακα 3.2.2.

Θέτοντας στη σχέση (3.2.9) $a_u=a_1$ και $\delta_u=\delta_1$ προκύπτει:

$$\xi_{eff} (\%) = 5 + \frac{63.7 \cdot k \cdot (a_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot a_1)}{a_1 \cdot \delta_1} \quad (3.2.10)$$

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 (βλ. Σχ. 3.2.13):

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

Πιν.3.2.1 Τύποι συμπεριφοράς κτηρίων

Τύπος συμπεριφοράς	$\zeta_{ιστ}$ (%)	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

Πιν.3.2.2 Τιμές διορθωτικού συντελεστή κ .

²⁷Γιάννης Ν. Ψυχάρης, 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας.

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

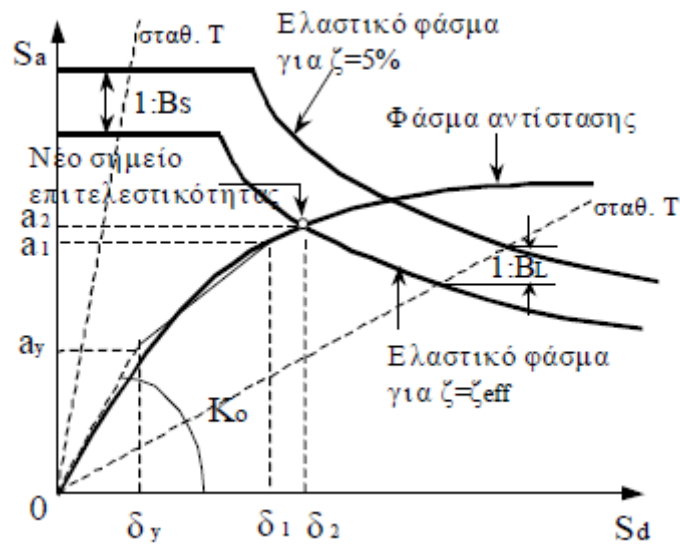
Πιν. 3.2.3 Ελάχιστες τιμές μειωτικών συντελεστών απόσβεσης.

$$SR_A = \frac{1}{B_s} = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln \zeta_{eff}}{2.12} \geq SR_{A,min} \quad (3.2.11)$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln \zeta_{eff}}{1.65} \geq SR_{V,min} \quad (3.2.12)$$

στα τμήματα που αντιστοιχούν σε σταθερή επιτάχυνση και σταθερή ταχύτητα, αντίστοιχα. Οι ελάχιστες τιμές των συντελεστών δίνονται στον πίνακα 3.2.3

Το σημείο τομής μεταξύ του φάσματος σχεδιασμού για $\zeta = \zeta_{eff}$ και του φάσματος αντίστασης 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.



Σχ. 3.2.16 Κατασκευή ελαστικού φάσματος απόκρισης για $\zeta=\zeta_{eff}$ και εύρεση νέου σημείου επιτελεστικότητας.

(Πηγή: Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας).

Βήμα 6: Έλεγχος σύγκλισης

Η μέθοδος βασίζεται σε μία επαναληπτική διαδικασία μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση ήτοι ως ότου η διαφορά μεταξύ της μετακίνησης και επιτάχυνσης δύο διαδοχικών προσεγγίσεων να είναι αρκούντως μικρή. Θεωρούμε ότι η σύγκλιση έχει επιτευχθεί εάν:

$$0.95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1.05 \cdot \delta_1 \quad (3.2.13)$$

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 της κορυφής, Δ , που αντιστοιχεί στη μετακίνηση δ^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, υπολογίζεται από τη σχέση (3.2.6), επιλύοντας ως προς Δ και θέτοντας $S_d = \delta^*$.

Μέθοδος N2

Η μέθοδος N2 προτάθηκε από τον Fajfar (1996, 1999) και βασίζεται σε εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν το συντελεστή συμπεριφοράς με την πλαστιμότητα. Έτσι, αντί να χρησιμοποιούνται ελαστικά φάσματα για την ισοδύναμη απόσβεση που αντιστοιχεί στην αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα, όπως γίνεται στη μεθοδολογία ATC-40, υπολογίζεται απ' ευθείας η ανελαστική επιτάχυνση. Η ανελαστική φασματική επιτάχυνση, S_a , συνδέεται με την αντίστοιχη ελαστική, S_{ae} , με τη σχέση:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (3.2.14)$$

όπου R_μ είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς (reduction factor) λόγω της ανελαστικής απόκρισης. Σημειώνεται ότι ο όρος R_μ αντιστοιχεί στο συντελεστή συμπεριφοράς χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η υπεραντοχή, δηλαδή στον όρο q_d κατά ΕΑΚ. Υπενθυμίζεται ότι στον Ε.Α.Κ. ο συντελεστής συμπεριφοράς ορίζεται ως: $q = q_0 \cdot q_d$, όπου q_0 είναι ο συντελεστής υπεραντοχής.

Αντίστοιχα, η ανελαστική φασματική μετακίνηση, S_d , συνδέεται με τη μετακίνηση διαρροής, S_{dy} , με τη σχέση:

$$S_d = \mu \cdot S_{dy} \quad (3.2.15)$$

Για ένα ελαστικό – τελείως πλαστικό σύστημα (δηλ. χωρίς κράτυνση), ισχύει $S_d=S_{ay}$, όπου S_{ay} =επιτάχυνση διαρροής. Επειδή $S_{ae}=\omega^2 \cdot S_{de}$ και $S_{ay}=\omega^2 \cdot S_{dy}$, όπου ω είναι η ιδιοπερίοδος του ελαστικού συστήματος, οι εξισώσεις (3.2.14) και (3.2.15) οδηγούν στην παρακάτω σχέση μεταξύ της ελαστικής και της ανελαστικής μετακίνησης:

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \quad (3.2.16)$$

Στη βιβλιογραφία υπάρχουν πολλοί εμπειρικοί τύποι που δίνουν τη σχέση μεταξύ της πλαστιμότητας, μ , και του συντελεστή συμπεριφοράς, R_μ . Στις εργασίες του Fajfar χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_0} + 1 \quad \text{για } T \leq T_0 \quad (3.2.17\alpha)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{για } T \geq T_0 \quad (3.2.17\beta)$$

όπου :

$$T_0 = 0.65 \cdot \mu^{0.3} \cdot T_c \leq T_c \quad (3.2.18)$$

Στην παραπάνω σχέση, T είναι η ιδιοπερίοδος του μονοβάθμιου ταλαντωτή και T_c η χαρακτηριστική περίοδος της εδαφικής κίνησης. Για φάσματα σχεδιασμού της μορφής του Ε.Α.Κ. ή του EC8, η περίοδος T_c ορίζεται συνήθως από το σημείο τομής του τμήματος που αντιστοιχεί σε σταθερή επιτάχυνση (οριζόντιο τμήμα) με αυτό που αντιστοιχεί σε σταθερή ταχύτητα (φθίνων κλάδος), δηλαδή $T_c=T_2$ κατά Ε.Α.Κ. και $T_c=T_c$ κατά EC8.

Η εξίσωση (3.2.17β) δηλώνει ότι για μεσαίες και μεγάλες περιόδους ισχύει η παραδοχή των ίσων μετακινήσεων, δηλαδή ότι η μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος είναι ίση με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού με την ίδια περίοδο. Για κατασκευές με μικρές περιόδους, η ισότητα αυτή δεν ισχύει, όπως δηλώνει η εξίσωση (3.2.17α). Η περίοδος T_0 , που καθορίζει το όριο μεταξύ των περιοχών ισχύος κάθε εξίσωσης, εξαρτάται από την πλαστιμότητα, όπως φαίνεται από τη σχέση (3.2.18). Η περίοδος T_0 δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερη από τη χαρακτηριστική περίοδο του φάσματος σχεδιασμού, T_c .

Η εξάρτηση της περιόδου T_0 από την πλαστιμότητα απαιτεί επαναληπτική διαδικασία για τον υπολογισμό του σημείου επιτελεστικότητας. Για να αρθεί η απροσδιοριστία αυτή, προτείνεται η απλοποίηση:

$$T_0 = T_c \quad (3.2.19)$$

η οποία είναι μία συντηρητική παραδοχή που δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα.

Η μέθοδος σε βήματα περιγράφεται ως εξής:

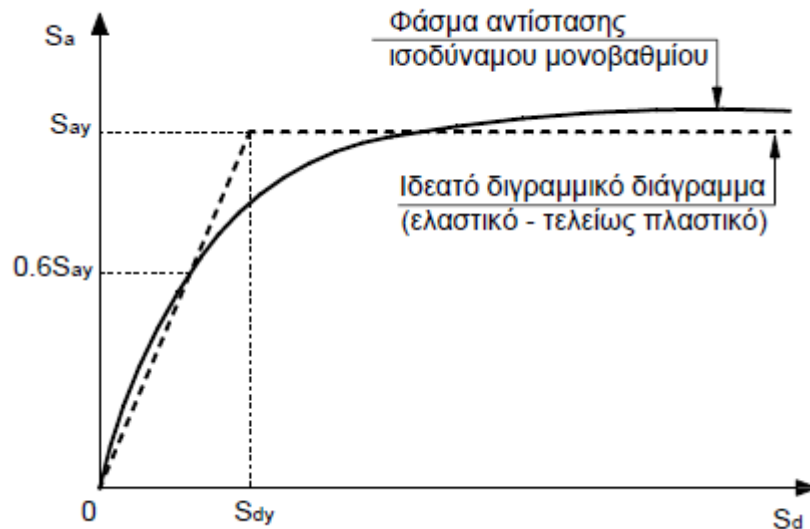
Βήμα 1: Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής και του αντίστοιχου φάσματος αντίστασης του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος σε μορφή ADRS.

Η διαδικασία είναι ίδια με τη μέθοδο ATC-40.

Βήμα 2: Κατασκευή του αντίστοιχου ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος.

Το διγραμμικό διάγραμμα αντίστασης κατασκευάζεται χωρίς κράτυνση, δηλαδή ο μετελαστικός κλάδος είναι οριζόντιος. Αυτό γίνεται γιατί έχει

αποδειχθεί ότι μία συνήθης (μικρή) κράτυνση δεν έχει σημαντική επίδραση στην τιμή της ανελαστικής μετακίνησης.



Σχ. 3.2.17 Κατασκευή ιδεατού διγραμμικού φάσματος αντίστασης.
(Πηγή: Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας).

Το διάγραμμα συνήθως κατασκευάζεται με κλίση ελαστικού κλάδου ίση με την τέμνουσα δυσκαμψία που αντιστοιχεί στο 60% της επιτάχυνσης διαρροής και έτσι ώστε τα εμβαδά που αποκόπτονται πάνω και κάτω από την αρχική καμπύλη να είναι ίσα. Από το διγραμμικό διάγραμμα αντίστασης καθορίζονται η επιτάχυνση διαρροής, S_{ay} και η μετακίνηση διαρροής, S_{dy} . Έτσι, για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα η δύναμη διαρροής είναι $F_y^* = m^* S_{ay}$ και η μετακίνηση διαρροής $\delta_y^* = S_{dy}$.

Η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος δίδεται ως:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{S_{dy}}{S_{ay}}} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \delta_y^*}{F_y^*}} \quad (3.2.20)$$

Βήμα 3: Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Για την περίοδο T^* , υπολογίζονται η ελαστική επιτάχυνση, S_{ae} και η ελαστική μετακίνηση, S_{de} , από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Ο απαιτούμενος συντελεστής συμπεριφοράς ισούται με: $R_\mu = S_{ae}/S_{ay}$.

Διακρίνουμε δύο περιπτώσεις:

(α) Εάν $T^* \geq T_0$, η ανελαστική μετακίνηση ισούται με την ελαστική και επομένως:

$$\delta^* = S_d = S_{de} \quad (3.2.21)$$

Η χαρακτηριστική περίοδος, T_0 , υπολογίζεται από την (3.2.18) ή την απλοποιημένη (3.2.19). Σε αυτή την περίπτωση, $\mu = R_\mu$.

(β) Εάν $T^* < T_0$, η πλαστιμότητα, μ , υπολογίζεται από το συντελεστή συμπεριφοράς, R_μ , από τη σχέση (3.2.17α), η οποία δίνει:

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_0}{T^*} + 1 \quad (3.2.22)$$

Εάν για τον υπολογισμό της T_0 χρησιμοποιηθεί η σχέση (3.2.18), απαιτείται επαναληπτική διαδικασία, ενώ εάν ο υπολογισμός γίνει σύμφωνα με την απλοποιημένη σχέση (3.2.19), ο υπολογισμός του μ είναι άμεσος, χωρίς να απαιτούνται επαναλήψεις. Μετά τον υπολογισμό της πλαστιμότητας, η ανελαστική μετακίνηση προκύπτει από τη σχέση:

$$\delta^* = S_d = \mu \cdot S_{dy} \quad (3.2.23)$$

Και στις δύο περιπτώσεις, η ανελαστική μετακίνηση αντιστοιχεί στο σημείο τομής του διγραμμικού φάσματος αντίστασης με το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα μ . Σημειώνεται ότι με την παραπάνω διαδικασία υπολογίζεται η μετακίνηση χωρίς να χρειάζεται να κατασκευαστεί το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού.

Βήμα 4: Στοχευόμενη μετακίνηση κατασκευής

Όπως και στη μέθοδο ATC-40, η μετακίνηση της κορυφής, Δ , που αντιστοιχεί στη μετακίνηση δ^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τη σχέση (3.2.6), με αντικατάσταση της S_d με τη δ^* .

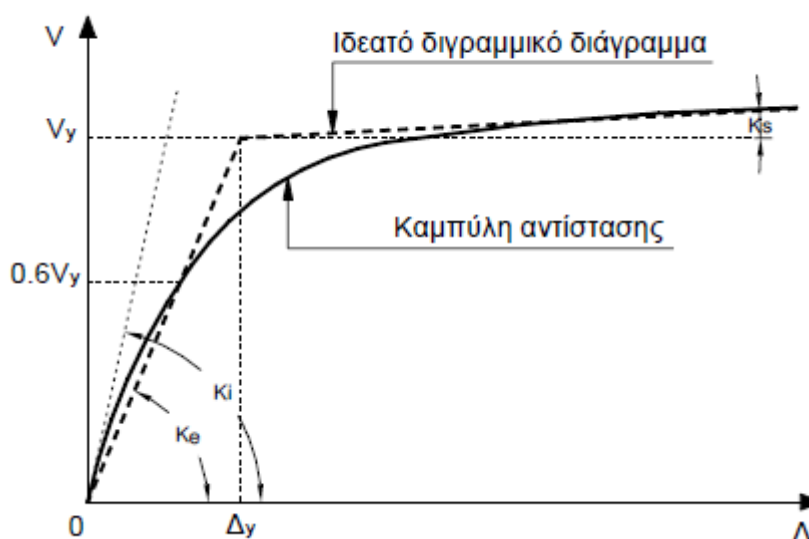
Σε σύγκριση με την 1^η μέθοδο κατά ATC-40, η μέθοδος αυτή παρουσιάζει το συγκριτικό πλεονέκτημα του μικρότερου υπολογιστικού φόρτου ειδικά με την εφαρμογή της απλοποιητικής σχέσης (3.2.19). Αντίστοιχα η χρήση της συγκεκριμένης σχέσης έχει ως αποτέλεσμα την υποεκτίμηση του συντελεστή R_μ που συνεπάγεται μία υποεκτίμηση της πραγματικής αντοχής της κατασκευής.

Μέθοδος των συντελεστών

Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής με τη μέθοδο των συντελεστών περιγράφεται στη FEMA 356 και τον ATC-40. Και αυτή η μέθοδος βασίζεται στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα, το οποίο όμως χρησιμοποιείται χωρίς να αναφέρεται ρητά.

Βήμα 1: Κατασκευή ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος για την καμπύλη αντίστασης

Για την εφαρμογή της μεθόδου απαιτείται κατ' αρχήν η μετατροπή της καμπύλης αντίστασης σε διγραμμικό διάγραμμα. Σε αντίθεση με τη μέθοδο N2, η κλίση του μετελαστικού κλάδου δεν λαμβάνεται μηδενική, αλλά έχει τιμή K_s . Ο τρόπος κατασκευής του διγραμμικού διαγράμματος είναι παρόμοιος με αυτόν της μεθόδου N2 με μικρή διαφοροποίηση. Στον ATC-40 προτείνεται η εξής διαδικασία (βλ. Σχ. 3.2.18):



Σχ. 3.2.18 Κατασκευή ιδεατής διγραμμικής απεικόνισης της καμπύλης αντίστασης. (Πηγή: Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας).

- Κατασκευάζεται ο μετελαστικός κλάδος, ορίζοντας τη δυσκαμψία, K_s , κατά την κρίση του μηχανικού, και θεωρώντας ότι η αντίστοιχη ευθεία διέρχεται από το σημείο που η καμπύλη αντίστασης έχει γίνει περίπου οριζόντια.
- Ορίζεται η ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία, K_e , από την ευθεία που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο πάνω στην καμπύλη αντίστασης που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής, V_y . Επειδή αυτή η τιμή δεν είναι γνωστή εκ των προτέρων, απαιτούνται κάποιες δοκιμές.

- Ορίζεται η τέμνουσα διαρροής, V_y , από το σημείο τομής των ευθειών με κλίση K_e και K_s , που αντιστοιχούν στον ελαστικό και τον μετελαστικό κλάδο αντίστοιχα.

Βήμα 2: Υπολογισμός της ενεργούς θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, T_e .

Από δυναμική ανάλυση υπολογίζεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής στη διεύθυνση που εξετάζεται, λαμβάνοντας υπόψη την ελαστική δυσκαμψία, K_i (βλ. Σχ. 3.2.18).

Για να υπολογίσουμε την ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, που αντιστοιχεί σε δυσκαμψία K_e , χρησιμοποιούμε τη σχέση:

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

(3.2.24)

Βήμα 3: Υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης, Δ_t .

Η στοχευόμενη μετακίνηση της κορυφής που αντιστοιχεί σε δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού (targetdisplacement) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\Delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (3.2.25)$$

Οι τιμές των παραμέτρων ορίζονται παρακάτω σύμφωνα με FEMA 356.

C_0 = Συντελεστής που συνδέει τη μετακίνηση της κορυφής, Δ , με τη φασματική μετακίνηση, S_d . Ισχύει: $\Delta = \Gamma \cdot S_d \cdot \varphi_{top}$, όπου Γ ο συντελεστής συμμετοχής σύμφωνα με τη σχέση (3.2.3). Άρα, $C_0 = \Gamma \cdot \varphi_{top}$. Εάν $\varphi_{top} = 1$, τότε $C_0 = \Gamma$. Για τον υπολογισμό του συντελεστή συμμετοχής μπορούν να χρησιμοποιούνται οι τιμές φίπου αντιστοιχούν στην 1η ιδιομορφή ή οι τιμές που αντιστοιχούν στην παραμόρφωση του κτηρίου όταν συμβαίνει η στοχευόμενη μετακίνηση. Εναλλακτικά, η τιμή του συντελεστή C_0 μπορεί να λαμβάνεται απ' ευθείας από τον Πίνακα 3.2.4.

C_1 = Συντελεστής που συνδέει τη μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού, σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

$$C_1 = 1.0, \text{ για } T_e \geq T_s \quad (3.2.26\alpha)$$

$$C_1 = \frac{1.0 + (R - 1) \cdot T_s / T_e}{R}, \text{ για } T_e < T_s \quad (3.2.26\beta)$$

Επίσης ισχύει: $C_1 \leq 1.5$ για $T_e \leq 1.0$ sec και $C_1 \geq 1.0$.

Στις παραπάνω σχέσεις:

T_s = η περίοδος που ορίζεται από το σημείο τομής του τμήματος του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε σταθερή επιτάχυνση (οριζόντιο τμήμα) με αυτό που αντιστοιχεί σε σταθερή ταχύτητα (φθίνων κλάδος), δηλαδή $T_s = T_2$ κατά ΕΑΚ και $T_s = T_c$ κατά EC8.

R = ο συντελεστής συμπεριφοράς που εκφράζει το λόγο της ελαστικής απαίτησης προς τη δύναμη διαρροής, ο οποίος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$R = \frac{S_a / g}{V_y / W} \cdot C_m \quad (3.2.27)$$

όπου:

S_a = φασματική επιτάχυνση σύμφωνα με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για την ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, T_e .

V_y = τέμνουσα διαρροής σύμφωνα με τη διγραμμική απεικόνιση της καμπύλης αντίστασης (Σχ. 3.2.18).

W = συνολικό βάρος της κατασκευής

C_m = συντελεστής που δηλώνει την ενεργό μάζα σύμφωνα με τον πίνακα 3.2.5. Εναλλακτικά, ο συντελεστής C_m μπορεί να λαμβάνεται ίσος με το λόγο της 1^{ης} ιδιομορφικής μάζας προς τη συνολική μάζα.

C_2 = Διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του τη μορφή των βρόχων υστέρησης της ανελαστικής συμπεριφοράς. Οι τιμές του C_2 για διάφορους τύπους συστημάτων και διάφορες στάθμες επιτελεσματικότητας δίνονται στον Πίνακα 3.2.6 . Εναλλακτικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τιμή $C_2=1.0$.

C_3 = Διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του την αύξηση των μετακινήσεων λόγω επιρροής $P-\Delta$, που ορίζεται ως εξής:

Αριθμός ορόφων	Διατμητικά κτήρια		Λοιπά κτήρια
	Τριγωνική κατανομή φορτίων	Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων	Οποιαδήποτε κατανομή φορτίων
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Πιν. 3.2.4 Τιμές του συντελεστή C_0 .

Αριθμός ορόφων	Πλαισιακά κτήρια από Ω.Σ.	Τοιχωματικά κτήρια από Ω.Σ.	Κτήρια από Ω.Σ. τύπου ανεστρ. εκκρεμούς	Πλαίσια παραλαβής ροπών από χάλυβα	Πλαίσια από χάλυβα με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	Πλαίσια από χάλυβα με έκκεντρους συνδέσμους	Άλλος τύπος
1 - 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3+	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

(*) $C_m = 1.0$ για $T_e > 1.0$ sec.

Πιν.3.2.5 Τιμές του συντελεστή C_m (*).

Στάθμη επιτελεσματικότητας	$T_e \leq 0.1$ sec		$T_e \geq T_S$	
	Τύπος κτηρίου 1	Τύπος κτηρίου 2	Τύπος κτηρίου 1	Τύπος κτηρίου 2
Άμεση χρήση	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Οιονει κατάρρευση	1.5	1.0	1.2	1.0

Πιν. 3.2.6 Τιμές του συντελεστή C_2 .

Στις επόμενες παραγράφους παρουσιάζονται αναλυτικά οι τύποι Κτηρίων του Πιν.3.2.6

Τύπος 1: Κατασκευές στις οποίες περισσότερο από το 30 % της τέμνουσας σε κάθε όροφο αναλαμβάνεται από οποιονδήποτε συνδυασμό των εξής στοιχείων: Τυπικά πλαίσια παραλαβής ροπών, πλαίσια με μεταλλικούς συνδέσμους, πλαίσια με ημιάκαμπτες συνδέσεις, πλαίσια με μεταλλικούς συνδέσμους που παραλαμβάνουν μόνο εφελκυστικές δυνάμεις, άοπλη τοιχοποιία.

Τύπος 2 : Οι κατασκευές που δεν ανήκουν στην κατηγορία 1.

Σημειώνεται ότι για τις ενδιαμέσες τιμές γίνεται γραμμική παρεμβολή.

$C_3 = 1.0$, για θετική κλίση του μεταλαστικού κλάδου ($K_5 > 0$).

$$C_3 = 1.0 + \frac{|a| \cdot (R - 1)^{3/2}}{T_e}, \text{ για αρνητική κλίση του μεταλαστικού}$$

κλάδου ($K_5 < 0$).

Όπου:

$$a = K_s / K_e \quad (\text{βλ. Σχ.3.2.18})$$

Η τιμή του συντελεστή C_3 δεν χρειάζεται να υπερβαίνει την τιμή:

$$C_3 \leq 1.0 + \frac{(\theta - 1)}{T_e}$$

όπου θ = συντελεστής σχετικής μεταθετότητας, ίσος με τη μέγιστη τιμή των αντίστοιχων συντελεστών των ορόφων, θ_i , οι οποίοι ορίζονται από τη σχέση:

$$\theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i} \quad (3.2.28)$$

όπου:

P_i = το κατακόρυφο φορτίο του ιορόφου

V_i = η συνολική τέμνουσα δύναμη του ιορόφου στην εξεταζόμενη διεύθυνση για το σεισμικό συνδυασμό, σύμφωνα με την κλασική ανάλυση

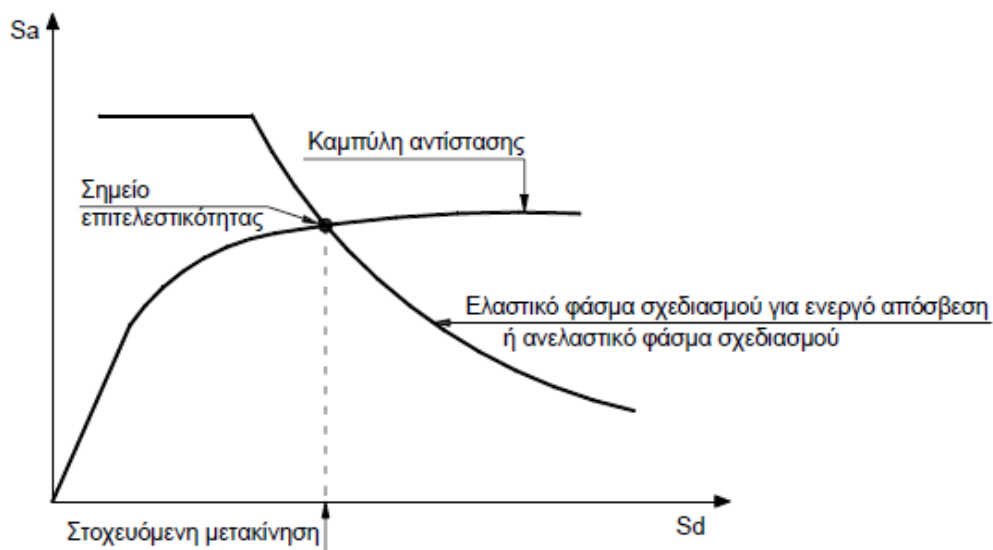
h_i = ύψος του ισορόφου

δ_i = σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου στην εξεταζόμενη διεύθυνση, μετρούμενη στο κέντρο δυσκαμψίας (centerofrigidity).

Σημείωση

Η μέθοδος N2 πρακτικά ταυτίζεται με τη μέθοδο των συντελεστών, εάν $C_2 = 1.0$ και $C_3 = 1.0$, αφού ισχύει $C_0 = \Gamma$ (για $\varphi_{top} = 1.0$) και $C_1 = \mu/R_{\mu}$.

3.2.3.2 Εύρεση Σημείου Επιτελεστικότητας (PerformancePoint)



Σχ. 3.2.19 Προσδιορισμός στοχευμένης μετακίνησης.

(Πηγή: Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας).

Από το Σχ. 3.2.19 προκύπτει ότι, το σημείο επιτελεστικότητας βρίσκεται στο σημείο της τομής της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής και του φάσματος σχεδιασμού.

Το σημείο επιτελεστικότητας συμβολίζει την εκτιμώμενη απόκριση της κατασκευής για σεισμό που αναμένεται ότι θα προκαλέσει την στοχευμένη μετατόπιση.

3.2.4 Φαινόμενο $P - \Delta$ ²⁸

Είναι ροπή η οποία αποσταθεροποιεί το φορέα και ισούται με τη δύναμη της βαρύτητας επί την οριζόντια μετατόπιση που εμφανίζει μια κατασκευή ως αποτέλεσμα της πλευρικής μετατόπισης.

Στις αναλύσεις κτηρίων, η πλευρική αυτή μετακίνηση της μάζας ενός ορόφου σε μια παραμορφωμένη θέση προκαλεί φαινόμενα δευτέρας τάξης²⁹ και συγκεκριμένα, ροπές ανατροπής. Η συμπεριφορά δευτέρας τάξης ορίζεται ως το φαινόμενο $P - \Delta$, καθώς οι επιπρόσθετες ροπές είναι ίσες με το άθροισμα των βαρών των ορόφων " P " επί τις πλευρικές μετατοπίσεις " δ ".

3.2.5 Επιρροή Στρέψης³⁰

Κατά τη σεισμική επιπόνηση των **ασύμμετρων κτιρίων** εμφανίζονται

²⁸Edward L. Wilson, *Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*, 2002, 3rd Edition.

²⁹**Φαινόμενο δευτέρας τάξης:** Ένα αποτέλεσμα έχει μια αιτία. Συνήθως, ένα αποτέλεσμα μπορεί να γίνει η αιτία ενός άλλου αποτελέσματος και κατά το τρόπο αυτό, υπάρχει η δυνατότητα δημιουργίας μίας αλυσίδας αιτιών και αποτελεσμάτων που έχουν προέλθει από την αρχική αιτία. Έτσι, Αιτία¹ δίνει Αποτέλεσμα¹, το Αποτέλεσμα¹ γίνεται Αιτία², το οποίο με τη σειρά του δίνει Αποτέλεσμα² (φαινόμενο δευτέρας τάξης) κ.ο.κ.

³⁰Πηγές : Ευρωκώδικας 8, Μανούκας Γ., Αθανατοπούλου Ασημ., Αβραμίδης Ιωάννης, 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας 5-7 Νοεμβρίου 2008, Στατική Υπερωθητική Ανάλυση σε Χωρικά Συστήματα- Κανονιστικές Διατάξεις και Προβλήματα Εφαρμογής.

στρεπτικά φαινόμενα που επηρεάζουν καθοριστικά τη σεισμική τους απόκριση. Στον EC-8 υπάρχουν δύο διατάξεις που έχουν στόχο τη συνεκτίμηση των φαινομένων αυτών κατά την εφαρμογή της ΣΥΑ.

Η πρώτη αφορά στη θέση εφαρμογής των οριζόντιων δυνάμεων. Συγκεκριμένα, καθορίζεται ότι το **οριζόντιο φορτίο κάθε ορόφου θα πρέπει να εφαρμόζεται εκατέρωθεν του κέντρου βάρους του σε αποστάσεις ίσες με την τυχηματική εκκεντρότητα**³¹. Με τον τρόπο αυτό λαμβάνονται υπόψη στροφές που προκαλούνται από στρεπτική διέγερση της βάσης και από αποκλίσεις της πραγματικής κατανομής μάζας, δυσκαμψίας και αντοχής, σε σχέση με την κατανομή που έγινε δεκτή στο υπολογιστικό προσομοίωμα. Η διάταξη αυτή οδηγεί σε διόγκωση των υπολογισμών, καθώς απαιτούνται συνολικά 2 (κατανομές φορτίου) x 2 (διευθύνσεις σεισμικής διέγερσης) x 2 (θέσεις εφαρμογής των φορτίων) x 2 (κατευθύνσεις των φορτίων) = 24 = 16 στατικές υπερωθητικές αναλύσεις. Έτσι, αίρεται σε μεγάλο βαθμό το βασικό πλεονέκτημα της ΣΥΑ έναντι της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης, δηλαδή ο περιορισμός του υπολογιστικού όγκου.

Η δεύτερη σχετική με τη στρέψη διάταξη του EC-8 επιβάλλει τον πολλαπλασιασμό των μετακινήσεων στη δύσκαμπτη πλευρά εύστρεπτων κτιρίων με αυξητικό συντελεστή που προκύπτει από ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου. **Ως εύστρεπτα κτίρια νοούνται εκείνα που η πρώτη ή δεύτερη ιδιομορφή τους έχει δεσπόζοντα στρεπτικό χαρακτήρα.** Πρόκειται για καθαρά εμπειρική προσέγγιση που βασίζεται σε αποτελέσματα μελετών, που έδειξαν ότι σε τέτοια κτίρια η ΣΥΑ μπορεί να υποεκτιμήσει σημαντικά τις μετακινήσεις στη δύσκαμπτη πλευρά. Η διάταξη αυτή, αφενός δεν είναι θεωρητικά τεκμηριωμένη και αφετέρου δεν είναι σαφής στη διατύπωσή της, σχετικά με τον υπολογισμό του αυξητικού συντελεστή.

Σημειώνεται, τέλος, ότι τόσο στη ΣΥΑ, όσο και στην Ελαστική Στατική

³¹Βλ. παράγραφο 2.2.5.1 *Τυχηματική Εκκεντρότητα*.

Μέθοδο του EC-8, δεν υπάρχει η έννοια των ισοδύναμων στατικών εκκεντροτήτων του ΕΑΚ με τις οποίες λαμβάνονται κατάλληλα υπόψη οι στρεπτικές ταλαντώσεις των ασύμμετρων κτιρίων που προκαλούνται από μεταφορική διέγερση της βάσης τους (λόγω δομικών εκκεντροτήτων).

3.2.5.1 Τυχηματική Εκκεντρότητα³²

Όστε να λάβουμε υπόψιν όλες τις αβεβαιότητες που σχετίζονται με τη τοποθεσία των μαζών και τις χωρικές διαφοροποιήσεις της σεισμικής κίνησης, το κέντρο μάζας κάθε ορόφου “*i*” θα πρέπει να θεωρηθεί ότι έχει εκτοπιστεί από τη κανονική της θέση σε κάθε διεύθυνση κατά τη **τυχηματική εκκεντρότητα** :

όπου :

$$e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i$$

e_{ai} : είναι η τυχηματική εκκεντρότητα της μάζας του ορόφου “*i*” από τη κανονική της θέση, η οποία εφαρμόζεται σε κάθε διεύθυνση.

L_i : είναι η διάσταση του ορόφου κάθετη στη διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης.

3.2.6 Αξιολόγηση της “Στατικής Υπερωθητικής Ανάλυσης”

Η στατική μη-γραμμική ανάλυση σε αντίθεση με τις ελαστικές αναλύσεις προσεγγίζει περισσότερο τη πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής καθώς λαμβάνει υπόψιν την μετα-ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Παρ’ότι όμως παρουσιάζει αυτό το πλεονέκτημα, σε γενικό

³²Πηγή: Ευρωκώδικας 8.

επίπεδο δεν είναι απόλυτα ικανοποιητική. Το γεγονός οφείλεται σε παραμέτρους που αναλύονται στη συνέχεια.

Αρχικά, η ανάλυση αυτή βασίζεται στην απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Έτσι, η ακρίβεια της μεθόδου σε φορείς όπου η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική δεν είναι ικανοποιητική. Το πρόβλημα αυτό εμφανίζεται και σε πολυώροφα επίπεδα συστήματα, αλλά είναι εντονότερο στα χωρικά, που έχουν ούτως ή άλλως περισσότερες ιδιομορφές και παρουσιάζουν πιο σύνθετη συμπεριφορά σε σχέση με τα επίπεδα.³³

Ο έλεγχος των κριτηρίων αποδοχής στην Ανελαστική Στατική Μέθοδο του EC-8 γίνεται για ταυτόχρονη δράση των δύο οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού σχεδιασμού. Το κτήριο αναλύεται ξεχωριστά σε δύο διευθύνσεις και εφαρμόζεται ο κανόνας της απλής τετραγωνικής επαλληλίας, τόσο για τα εντασιακά μεγέθη, όσο και για τις μετακινήσεις. Εναλλακτικά, μπορεί να εφαρμοστεί ο εμπειρικός κανόνας των ποσοστιαίων συνδυασμών. Ωστόσο, είναι γνωστό ότι στην ανελαστική περιοχή συμπεριφοράς δεν ισχύει η αρχή της επαλληλίας. Έτσι, είναι εξαιρετικά αμφίβολο αν και κατά πόσο οι παραπάνω προσεγγίσεις δίνουν ρεαλιστικά αποτελέσματα.³⁴

Επιπλέον, κριτική έχει δεχθεί η επιλογή της μετακίνησης της οριφής της κατασκευής ως παραμέτρου ελέγχου και συνολικής απόκρισης της κατασκευής. Το «έργο» που ορίζεται από το εμβαδόν της καμπύλης τέμνουσας τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής δεν έχει φυσική σημασία και ήδη έχει προταθεί η χρήση μιας ισοδύναμης μετακίνησης, «εργικά» ανταποκρινόμενης (Hernandez – Montes, Kwon, Aschheim, 2004).

³³ Chopra and Goel, 2001; Fajfar, 2000; Krawinkler and Seneviratna, 1998

³⁴ Chopra and Goel, 2001; Fajfar, 2000; Krawinkler and Seneviratna, 1998

Τέλος, οι Lawson, Vance&Krawinkler (2001) τονίζουν ότι η ΣΥΑ δεν έχει θεωρητικό υπόβαθρο, οπότε στην καλύτερη περίπτωση παρέχει προσεγγιστικά αποτελέσματα. Αυτό που μπορεί να προσφέρει στο μελετητή είναι να παράσχει μια προσεγγιστική εκτίμηση των απαιτούμενων παραμορφώσεων κρίσιμων δομικών στοιχείων της κατασκευής, να αποκαλύψει πιθανές αδυναμίες του φορέα, όπως οι ασυνέχειες στη δυσκαμψία και η υπερφόρτιση ψαθιρών στοιχείων, να ανιχνεύσει περιοχές του φορέα οι οποίες παρουσιάζουν μεγάλες απαιτήσεις σε παραμορφώσεις και να αξιολογήσει την ευστάθεια του δομικού συστήματος στο σύνολό του.

ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Κ'

ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

4

Εισαγωγή Δεδομένων

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται ο τρόπος εισαγωγής των δεδομένα για τη πραγματοποίηση της δυναμικής φασματικής και υπερωθητικής ανάλυσης, οι μηχανικές ιδιότητες των μελών του φορέα στο πρόγραμμα καθώς επίσης, επεξηγούνται οι τεχνικές που εφαρμόστηκαν ώστε να επιτευχθεί η όσων το δυνατόν ρεαλιστικότερη προσομοίωση αυτού.

Στο πέμπτο κεφάλαιο, γίνεται η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων.

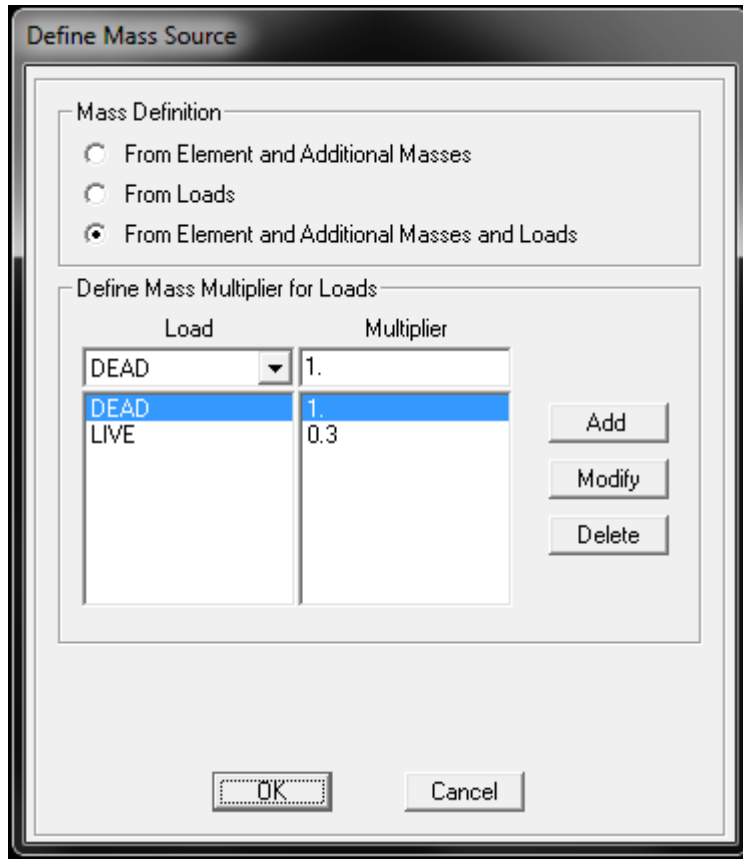
4.1 Δυναμική Φασματική Μέθοδος

4.1.1 Ιδιομορφική Ανάλυση – Εισαγωγή Δεδομένων

Όπως έχει προαναφερθεί στο δεύτερο μέρος της παρούσας εργασίας, η δυναμική φασματική ανάλυση περιλαμβάνει την ιδιομορφική ανάλυση στόχος της οποίας είναι η εύρεση δυναμικών χαρακτηριστικών (ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι) της κατασκευής.

Η συνολική ενεργή μάζα του φορέα, η οποία ορίστηκε ως ακολούθως :

Από τη γραμμή εντολών, (Define→MassSource) ορίζεται η επιθυμητή μάζα.



Σχ.4.1.1 Ορισμός ενεργής μάζας.

Όπως απεικονίζεται στο Σχ.4.1.1 , η μάζα ορίζεται από συνδυασμό φορτίων “ $G + 0.3 Q$ ”.

Έπειτα, ορίστηκαν τα φάσματα σχεδιασμού σύμφωνα με Ε.Α.Κ και EC-8 κατά την οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση.



Σημειώνεται ότι στον Ευρωκώδικα 8 η κατηγοριοποίηση των εδαφικών στρωμάτων δεν ταυτίζεται εξ ‘ ολοκλήρου με αυτή του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού. Συγκεκριμένα, το εξεταζόμενο κτίσμα έχει μελετηθεί για εδαφική στρώση κατηγορίας Β και επιτρεπόμενη τάση ίση με 150.00 (KN / m²). Ο δε

Ευρωκώδικας αντιστοιχεί τη κατηγορία αυτή εδάφους με τις κατηγορίες B και C.³⁵

Σύγκριση κατηγοριών εδάφους ΕΑΚ2000 & Ευρωκώδικας 8

Κανονισμός	V _{s,30} (m/sec)										
	0	100	200	300	400	500	600	700	800		
ΕΑΚ2000	Δ*		Γ*		Β*			Α*			
Ευρωκώδικας 8	S1		D		C			B			A

* εκτίμηση ορίων ταχύτητας διάδοσης διατμητικών κυμάτων V_s

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	ΕΑΚ 2000	Περιγραφή εδαφικού προφίλ		Παράμετροι		
			V _{s,30} (m/sec)	N _{SPT}			
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτενόμενης έκτασης και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν αποσάθρωση Στρώσεις πυκνοί κοκκώδους υλικού με μικρή λιθοαρμική προσμίξη, πάχους μικρότερου των 70μ. Στρώσεις πολύ σκληρής προσμειωμένης αργίλου μικρότερου των 70μ.			Περιγραφή εδαφικού προφίλ	V _{s,30} (m/sec)	N _{SPT}	
B	Εντόνως αποσάθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Στρώσεις σκληρής προσμειωμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.			A	Βράχος με έως 5m ασθενέστερο επιφανειακό υλικό	>800	-
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Λιθοαρμικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.			B	Πολύ πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή πολύ σκληρή άργιλος, δεκάδων m με αύξηση μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360-800	>50
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστικότητας (I _p > 50) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.			C	Πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος, αρκετών δεκάδων ή εκατοντάδων m	180-360	15-50
X	Χαλαρά λεπτόκοκκα ομοιογενή εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων) Εδάφη που βρίσκονται οπίσθε σε εμμερή τεκτονικά ρήγματα. (βλ. παρ. 5.1[3]) Απότομες κλίσεις καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά λιθοαρμικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεριφοράς ή απώλειας αντοχής. Πυκνότερες υλικές αποκαταστάσεις (μαζικά) ομοιογενή εδάφη			D	Χαλαρή έως μετρίου χαλαρή άμμος ή αμμοχάλικο ή μαλακή έως μετρίου σκληρή άργιλος	<180	<15
				E	Επιφανειακό στρώμα C ή D πάχους 5 έως 20m & υπόστρωμα με v _s >800m/s		
				S1	≥10m μαλακή άργιλος/ύλης με δείκτη πλαστικότητας PI>40 & υψηλή περιεκτικότητα νερού	<100	
				S2	Ευαίσθητη άργιλος, εδάφη ρευστοποιήσιμα ή εκτός A-E ή S1		13

Σχ.4.1.1β Σύγκριση Κατηγοριών Εδαφών ΕΑΚ2000 & Ευρωκώδικας 8.

Συνεπώς, να καλυφθούν πλήρως οι απαιτήσεις του Ε.Α.Κ. και των EC, η σεισμική συμπεριφορά του δομήματος θα αξιολογηθεί για δύο φάσματα σχεδιασμού κατά EC-8, ένα φάσμα για κατηγορία εδάφους B και ένα για κατηγορία C.

Εν συνεχεία παρουσιάζεται αναλυτικότερα η μεθοδολογία δημιουργίας και εισαγωγής των φασμάτων στο πρόγραμμα.

³⁵Σέξτος Αναστάσιος (2011), «Η μετάβαση από τον ΕΑΚ2000 στον Ευρωκώδικα 8», Ημερίδα «Σχεδιασμός Κτηρίων Σκυροδέματος με βάση τους Ευρωκώδικες 2 & 8», Αργίτιο 2 Απριλίου 2011.

4.1.1.1 Φάσματα Σχεδιασμού

Φάσμα κατά Ε.Α.Κ

Οριζόντια Κατεύθυνση

Οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν περιγράφονται κάτωθεν :

- Σεισμική επιτάχυνση : $A = 0.16 g$ για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ι (Δήμος Γλυφάδας)
Σημείωση: Ο συντελεστής « g » λήφθηκε ίσος με $10 (m / sec^2)$
- Συντελεστής συμπεριφοράς : $q = 3.50$ (Κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα με πλαίσιακό σύστημα λειτουργίας)
- Συντελεστής σπουδαιότητας : $\gamma = 1$
- Διορθωτικός συντελεστής : $n = 1$
- Απόσβεση « ζ » ίση με 5%
- Συντελεστής θεμελίωσης : $\theta = 1$
- Χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι του φάσματος $T_1 = 0.15 s$, $T_2 = 0.60 s$ (κατηγορία εδαφικής στρώσης Β)
- Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης $\beta_0 = 2.50$

Κατακόρυφη Κατεύθυνση

Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας περιέχει τις εξής μεταβολές :

- αντί της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης « A » χρησιμοποιείται η αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα $A_v = 0.70 A$
- αντί του συντελεστή συμπεριφοράς « q » χρησιμοποιείται ο συντελεστής $q_v = 0.50 q \geq 1.00$ και ≤ 1.50 . Καθώς $q = 3.50$, προκύπτει ότι $q_v = 0.50 * 3.50 = 1.75$ και σύμφωνα με τους άνω περιορισμούς ο συντελεστής συμπεριφοράς q_v λαμβάνεται ίσος με $q_v = 1.50$.

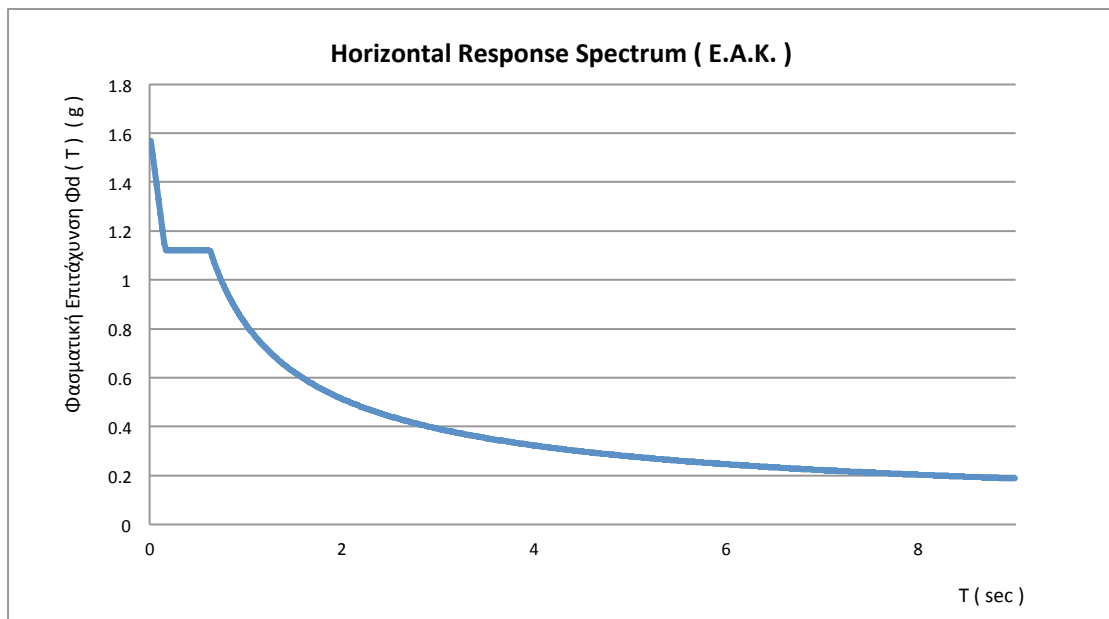
- η τιμή του συντελεστή θεμελιώσης λαμβάνεται πάντοτε ίση με τη μονάδα.

Με χρήση των παρακάτω εξισώσεων κατασκευάστηκαν τα φάσματα σχεδιασμού.

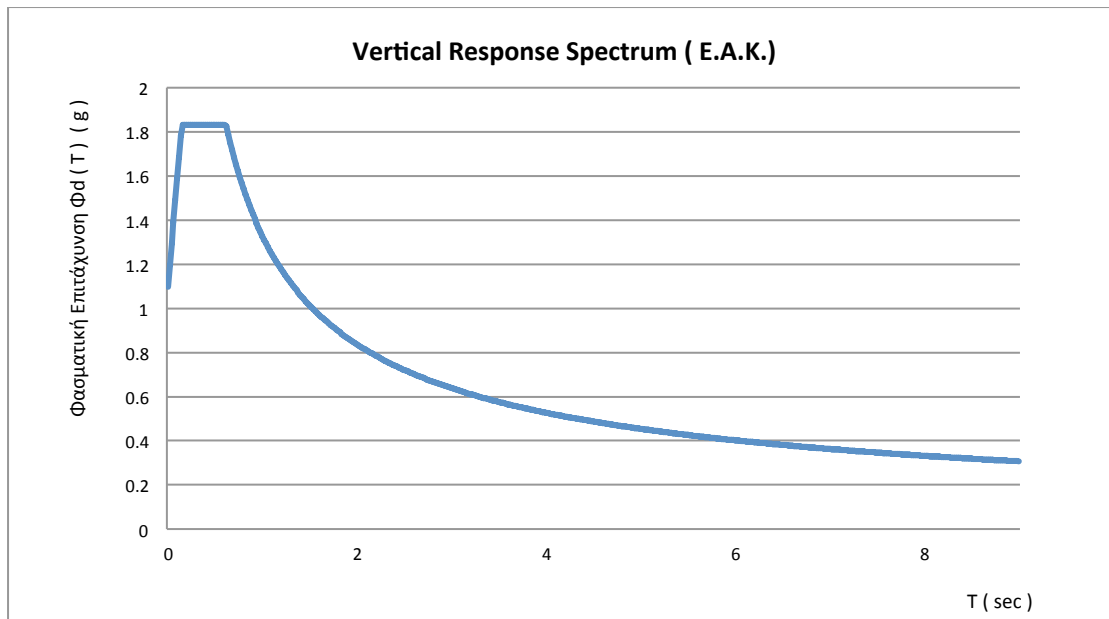
$$0 \leq T < T_1: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots (4.1.\alpha)$$

$$T_1 \leq T < T_2: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \dots\dots\dots (4.1.\beta)$$

$$T_2 < T: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (4.1.\gamma)$$



Σχ.4.1.2 Φάσμα σχεδιασμού οριζόντιας συνιστώσας κατά Ε.Α.Κ.



Σχ.4.1.3 Φάσμα σχεδιασμού κατακόρυφης συνιστώσας κατά E.A.K.

Φάσμα κατά EC-8 (για εδαφική στρώση κατηγορίας B)

Οριζόντια Κατεύθυνση

Οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν ήταν οι εξής :

- Σεισμική επιτάχυνση : $A = 0.16 \text{ g}$ για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I (Δήμος Γλυφάδας)
- Συντελεστής συμπεριφοράς : $q = 3.45$ (Το Δόμημα θεωρήθηκε ως πολυόροφο με παιδιακή λειτουργία, κανονικό καθ' ύψος αλλά όχι σε κάτοψη και μέσης πλαστιμότητας)³⁶.
- Συντελεστής εδάφους : $S = 1.20$ ³⁷
- Χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι του φάσματος $T_B = 0.15 \text{ s}$, $T_C = 0.50 \text{ s}$, και $T_D = 2.00 \text{ s}$

³⁶ Πηγή: Σέξτος Αναστάσιος (2011), «Η μετάβαση από τον EAK2000 στον Ευρωκώδικα 8», Ημερίδα «Σχεδιασμός Κτηρίων Σκυροδέματος με βάση τους Ευρωκώδικες 2 & 8», Αργίτιο 2 Απριλίου 2011.

³⁷ Πηγή: Ευρωκώδικας 8.

Σημειώνεται ότι στον EC8 το φάσμα σχεδιασμού δεν χρησιμοποιεί διορθωτικούς συντελεστές μεταβολής της φασματικής επιτάχυνσης εξαιτίας ισοδύναμης ιξώδους απόσβεσης ζ διάφορης του 5% της κρίσιμης απόσβεσης του συστήματος. Η διόρθωση αυτή γίνεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς ο οποίος λαμβάνει υπόψη τον τρόπο μόρφωσης του φορέα και το υλικό κατασκευής.

Δομικό σύστημα	κανονικό καθ' ύψος και σε κάτοψη			κανονικό καθ' ύψος, όχι σε κάτοψη			κανονικό σε κάτοψη, όχι καθ' ύψος			μη - κανονικό σε κάτοψη και καθ' ύψος		
	ΕΑΚ	ΕΚ8		ΕΑΚ	ΕΚ8		ΕΑΚ	ΕΚ8		ΕΑΚ	ΕΚ8	
		ΚΠΜ	ΚΠΥ		ΚΠΜ	ΚΠΥ		ΚΠΜ	ΚΠΥ		ΚΠΜ	ΚΠΥ
Στρεπτικά ευαίσθητο ⁽²⁾	3.5 ⁽³⁾	2.0	3.0	3.5 ⁽³⁾	2.0	3.0	3.5 ⁽³⁾	1.6	2.4	3.5 ⁽³⁾	1.6	2.4
Ανεστραμμένο εκκρεμές ⁽⁴⁾	2.0	1.5	2.0	2.0	1.5	2.0	2.0	1.5	1.6	2.0	1.5	1.6
Τοιχωματικό ⁽⁵⁾ με >2 ασύζευκτα τοιχώματα/διεύθυνση ⁽⁶⁾	3.0	3.0	4.4	3.0	3.0	4.2	3.0	2.4	3.5	3.0	2.4	3.35
Τοιχωματικό ⁽⁵⁾ με 2 ασύζευκτα τοιχώματα/διεύθυνση ⁽⁶⁾	3.0	3.0	4.0	3.0	3.0	4.0	3.0	2.4	3.2	3.0	2.4	3.2
Μικτό τοιχωματικό ⁽⁷⁾ , τοιχωματικό συζευγμένων τοιχωμάτων ⁽⁸⁾ , ή πολύοροφο πλαίσιακό ⁽⁹⁾ ή μικτό πλαίσιακό ⁽¹⁰⁾ με ένα άνοιγμα ⁽⁶⁾	3.5	3.6	5.4	3.5	3.3	4.95	3.5	2.9	4.3	3.5	2.65	3.95
Πολύοροφο πλαίσιακό ή μικτό πλαίσιακό ⁽⁶⁾	3.5	3.9	5.85	3.5	3.45	5.2	3.5	3.1	4.7	3.5	2.75	4.15
Μονόοροφο πλαίσιακό ή μικτό πλαίσιακό ⁽⁶⁾	3.5	3.3	4.95	3.5	3.15	4.7	3.5	2.65	3.95	3.5	2.5	3.8

Σχ.4.1.3 Τιμές δείκτη q ως συνάρτηση του δομικού συστήματος.

Με χρήση των παρακάτω εξισώσεων κατασκευάστηκαν τα φάσματα σχεδιασμού³⁸.

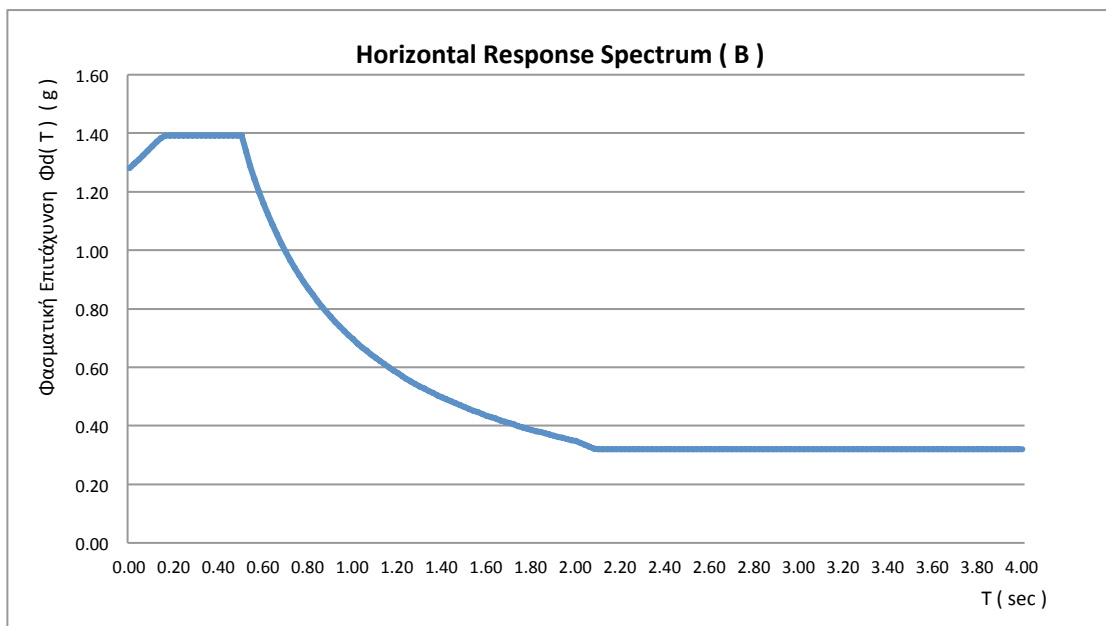
$$\text{Για } 0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \dots\dots\dots (4.1.δ)$$

$$\text{Για } T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \dots\dots\dots (4.1.ε)$$

³⁸ Πηγή: Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ), Κεφ.2.

$$\text{Για } T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \dots\dots\dots (4.1.ζ)$$

$$\text{Για } T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \dots\dots\dots (4.1.η)$$

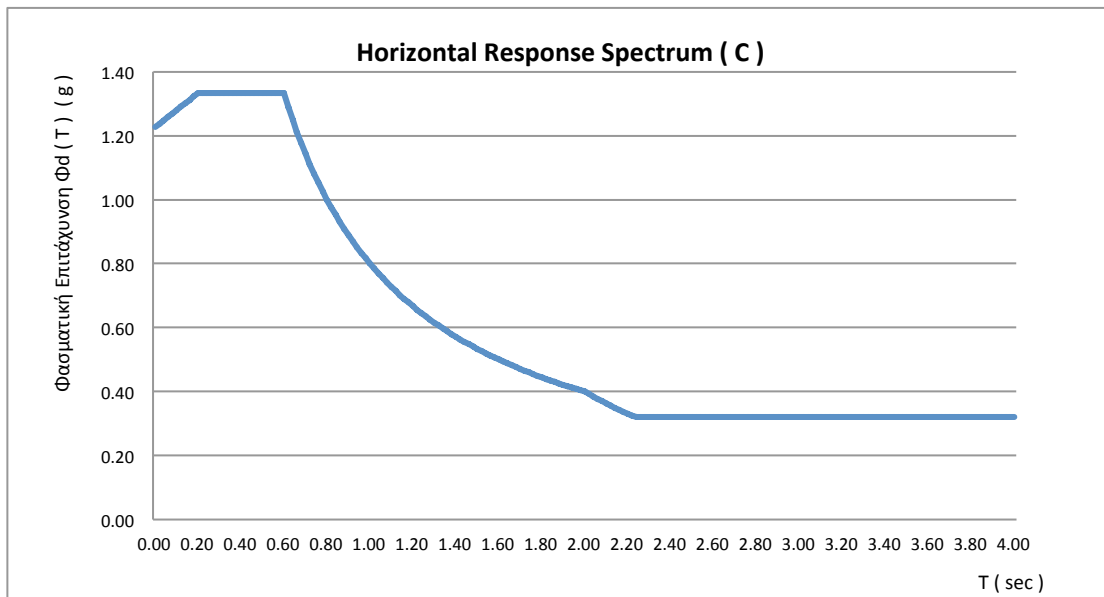


Σχ.4.1.4 Φάσμα σχεδιασμού οριζόντιας συνιστώσας κατά EC-8 για έδαφος κατηγορίας B.

Φάσμα κατά EC-8 (για εδαφική στρώση κατηγορίας C)

- Κατά παρόμοιο κατασκευάζεται και το φάσμα σχεδιασμού για έδαφος κατηγορίας C. Αλλαγές γίνονται μονάχα στις χαρακτηριστικές περιόδους

« T_B , και T_C » και στον συντελεστή εδάφους « S » όπου : $T_B = 0.20 s$, $T_C = 0.60 s$, και $S = 1.15$.



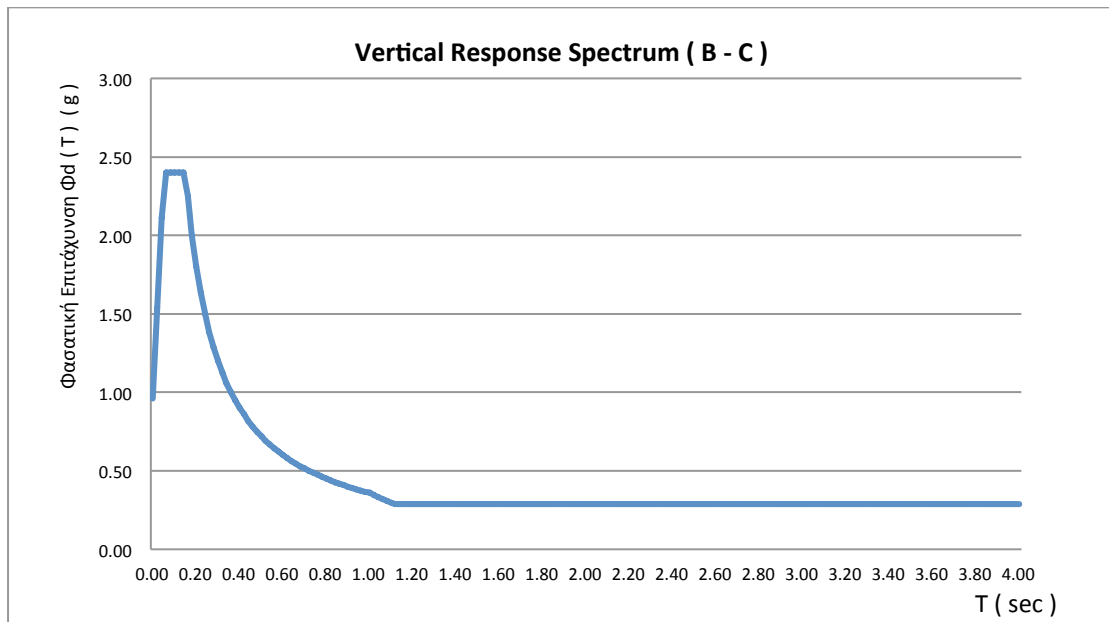
Σχ.4.1.5 Φάσμα σχεδιασμού οριζόντιας συνιστώσας κατά EC-8 για έδαφος κατηγορίας C.

Κατακόρυφη Διεύθυνση

Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας περιέχει τις εξής μεταβολές :

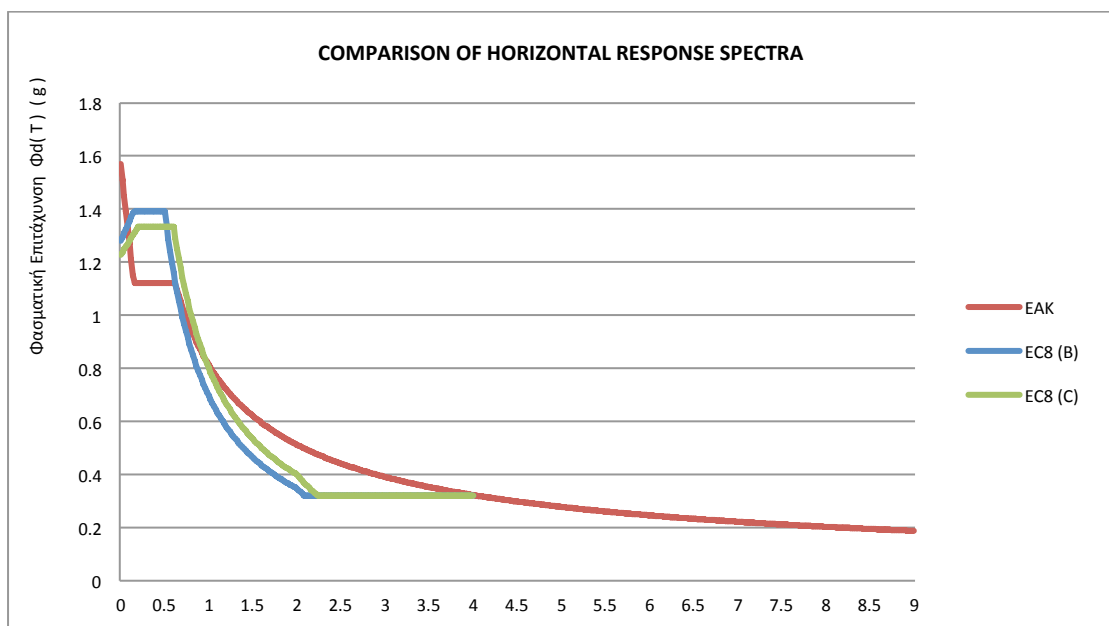
- αντί της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης « A » χρησιμοποιείται η αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα $A_{vg} = 0.90 A$ ³⁹
- αντί του συντελεστή συμπεριφοράς « q » χρησιμοποιείται ο συντελεστής $q = 1.50$
- η δε τιμή του συντελεστή εδάφους « S » λαμβάνεται πάντοτε ίση με τη μονάδα.

³⁹ Πηγή: Ευρωκώδικας 8.

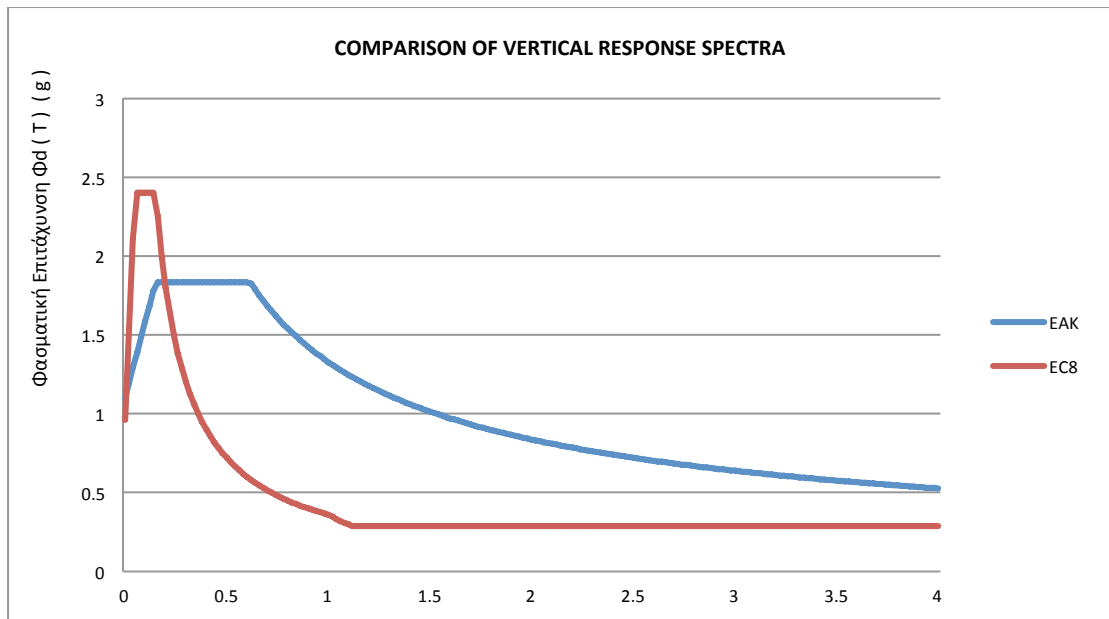


Σχ.4.1.6 Φάσμα σχεδιασμού κατακόρυφης συνιστώσας κατά EC8 για έδαφος κατηγορίας B και C.

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη φασματική επιτάχυνση κατά EAK είναι μικρότερη αυτής που προκύπτει από τον EC8 τόσο στην οριζόντια όσο και στην κατακόρυφη διεύθυνση. Αυτό οφείλεται στον ελάχιστα μικρότερο συντελεστή συμπεριφοράς αλλά και στην εισαγωγή του συντελεστή S.



Σχ.4.1.7(α) Σύγκριση των φασμάτων σχεδιασμού κατά την οριζόντια κατεύθυνση.

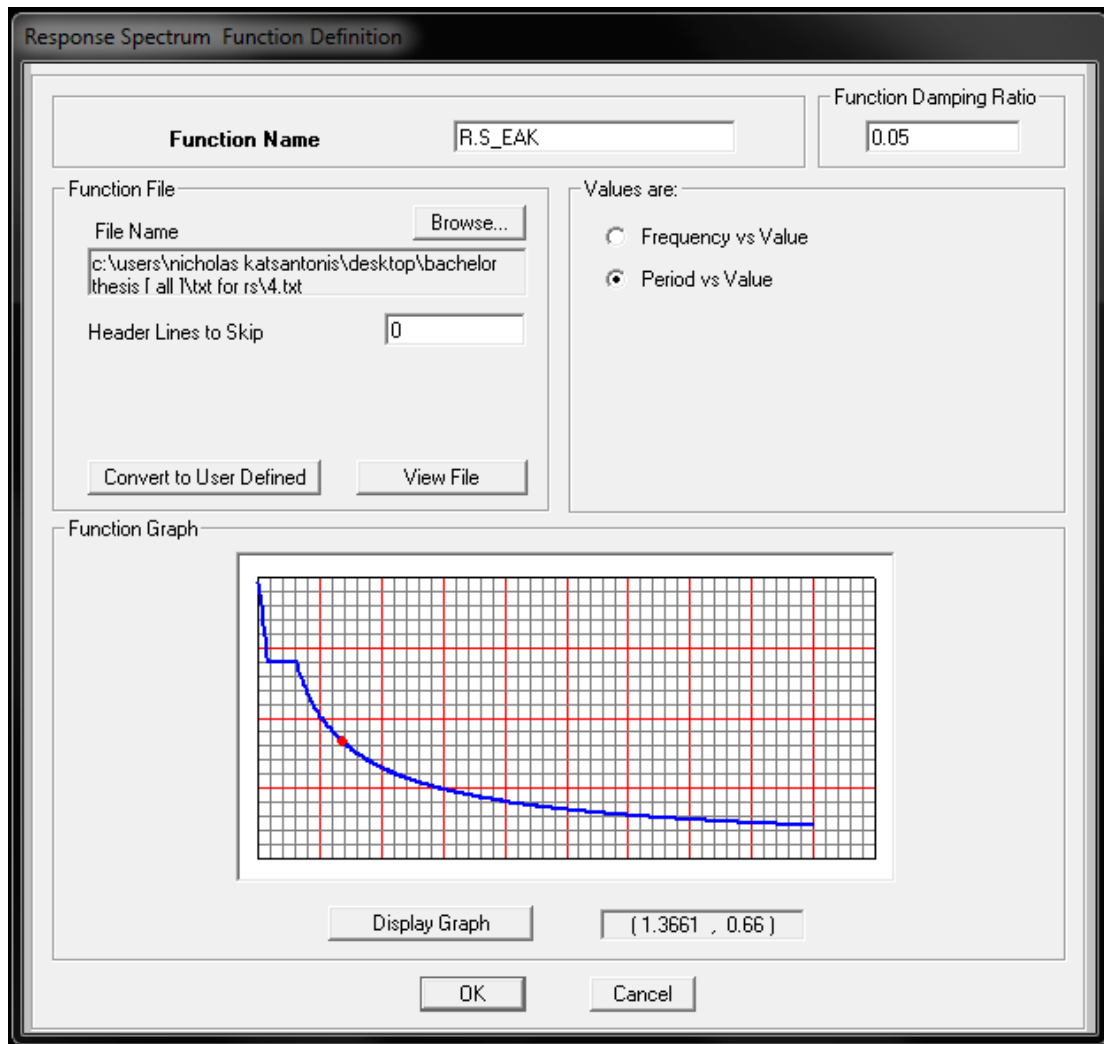


Σχ.4.1.7(β) Σύγκριση των φασμάτων σχεδιασμού κατά την κατακόρυφη κατεύθυνση.

Εισαγωγή φασμάτων στο SAP2000

Με τη δημιουργία των φασμάτων στο “ excel ” επόμενο βήμα είναι η εισαγωγή αυτών στο SAP2000. Μέσω του (Define→Functions→ResponseSpectrum→FunctionfromFile→AddNewFunction) μας δίνεται η δυνατότητα εισαγωγής των δημιουργηθέντων φασμάτων.

Στο Σχ.4.1.8 απεικονίζεται το φάσμα σχεδιασμού βάση E.A.K. της οριζόντιας συνιστώσας μέσω του SAP2000 όπως προέκυψε μετά την εισαγωγή του φάσματος μέσω απλού αρχείου .txt.



Σχ.4.1.8 Προσομοίωση φάσματος E.A.K. στο SAP2000.

Με ίδια διαδικασία εισάγονται και τα υπολοιπόμενα φάσματα σχεδιασμού.

4.1.1.2 Φορτία

Η διενέργεια της φασματικής ανάλυσης προϋποθέτει επίσης τη προσομοίωση των φορτίων που ασκούνται στη κατασκευή.

Μόνιμα Φορτία

Ως μόνιμα φορτία της κατασκευής θεωρήθηκαν τα ακόλουθα:

- Ειδικό Βάρος Σκυροδέματος: 25.00 (KN/m³)
- Δρομικές Οπτοπλινθοδομές: 2.10 (KN/m²)
- Μπατικές Οπτοπλινθοδομές: 3.60 (KN/m²)
- Επιστρώσεις Δαπέδων (γενικά): 2.00 (KN/m²)
- Επιστρώσεις Εξωστών: 2.00 (KN/m²)
- Επιστρώσεις Κλιμάκων, Πλατυσκάλων: 2.00 (KN/m²)
- Επιστρώσεις Δώματος: 2.50 (KN/m²)
- Γραμμικό Φορτίο Εξωστών: 5.00 (KN/m)
- Ειδικό Βάρος Γαιών: 20.00 (KN/m³)

Σημειώνεται ότι στην οροφή του υπογείου υπάρχει επίχωση ύψους 1.00 m η οποία λειτουργεί ως μόνιμο φορτίο. Για την επίχωση αυτή λαμβάνεται ειδικό βάρος επιχώσεως ίσο με $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ από το οποίο προκύπτει κατανεμημένο φορτίο επιχώσεως ως $g_s = 20 \text{ KN/m}^2$.

Κινητά Φορτία

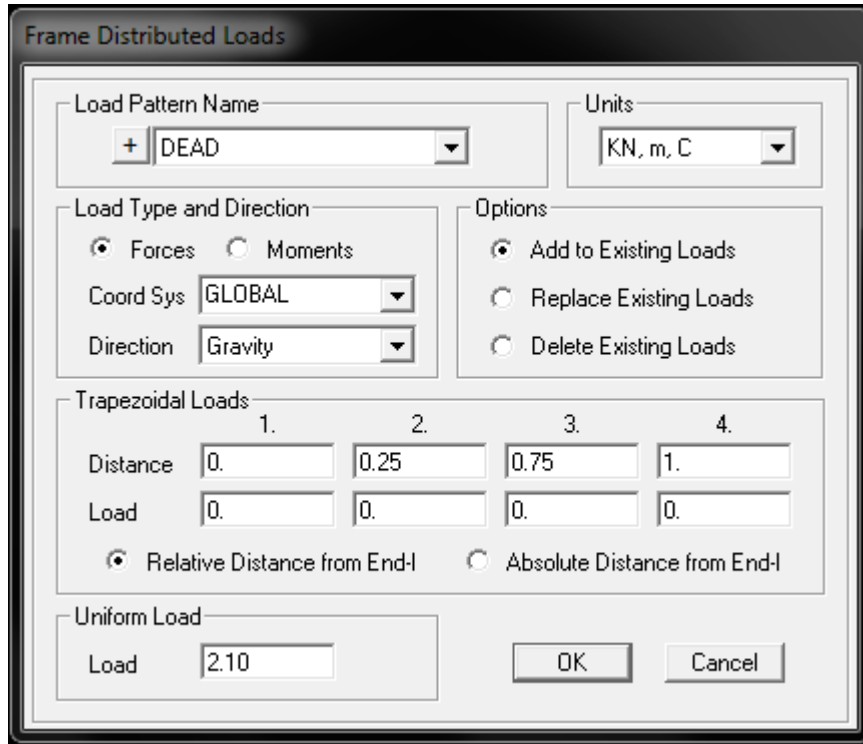
Τα δε κινητά φορτία που ακσούνται στη κατασκευή είναι:

- Ωφέλιμα Φορτία (γενικά): 2.00 (KN/m²)
- Ωφέλιμα Φορτία Ημιυπαιθρίων Χώρων: 5.00 (KN/m²)
- Ωφέλιμα Φορτία Κλιμάκων Πλατυσκάλων: 5.00 (KN/m²)
- Ωφέλιμα Φορτία Κλιμάκων, Διαδρόμων, Ραμπών: 5.00 (KN/m²)
- Ωφέλιμα Φορτία Δώματος: 2.00 (KN/m²)

Εισαγωγή Φορτίων στο SAP2000

Το μόνιμο φορτίο της δρομικής τοιχοποιίας στις δοκούς της κατασκευής ορίζεται ως ομοιόμορφο φορτίο σύμφωνα με την ακόλουθη διαδικασία:

Αρχικά επιλέγουμε τα δοκάρια τα οποία φέρουν το συγκεκριμένο φορτίο και έπειτα μέσω του (Assign→Frame Loads) ανοίγει η καρτέλα του σχήματος. (Σχ.4.1.9)



Σχ.4.1.9 Εισαγωγή μόνιμου φορτίου.

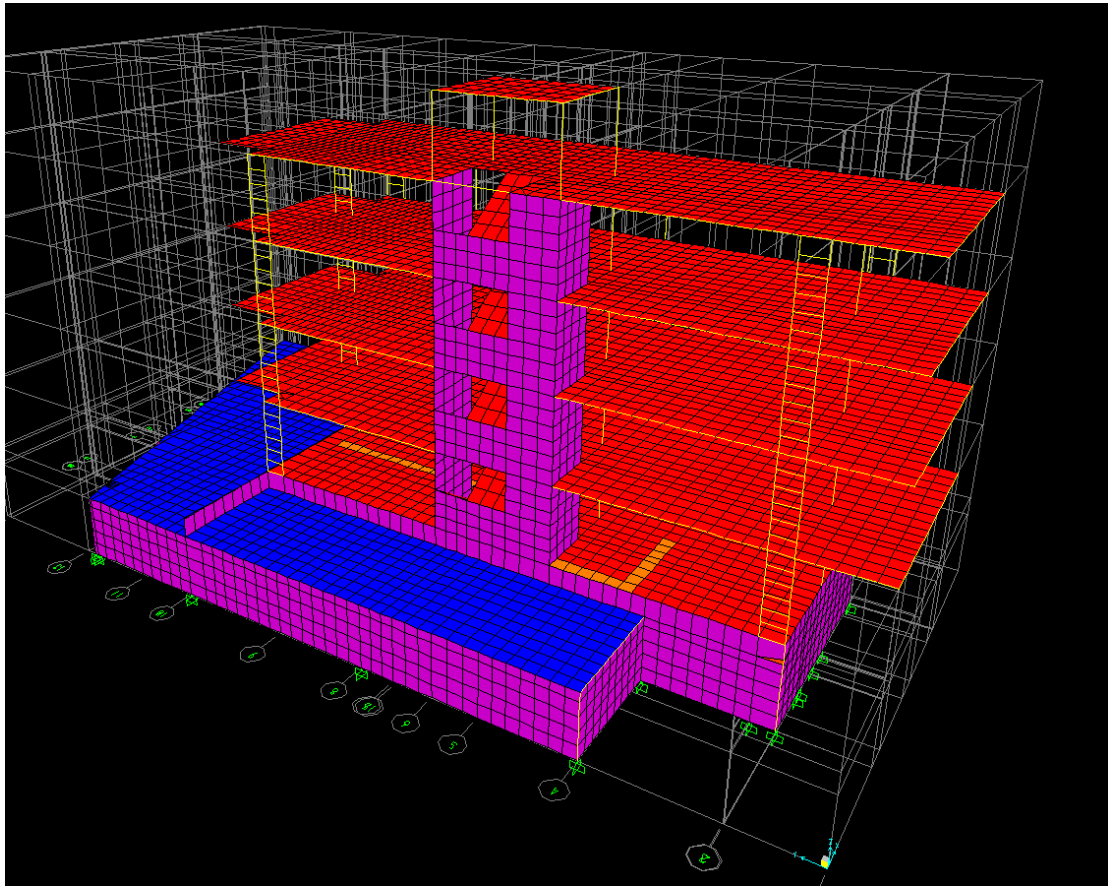
Στη συνέχεια επιλέγουμε το είδος της φόρτισης (μόνιμο, κινητό) και ορίζουμε τη τιμή της φόρτισης (uniform load). Όμοια εισάγονται και τα υπόλοιπα φορτία του φορέα.

Σημείωση: Στα κατακόρυφα επιφανειακά στοιχεία τα φορτία προσομοιώθηκαν ως “ surface pressure ”.

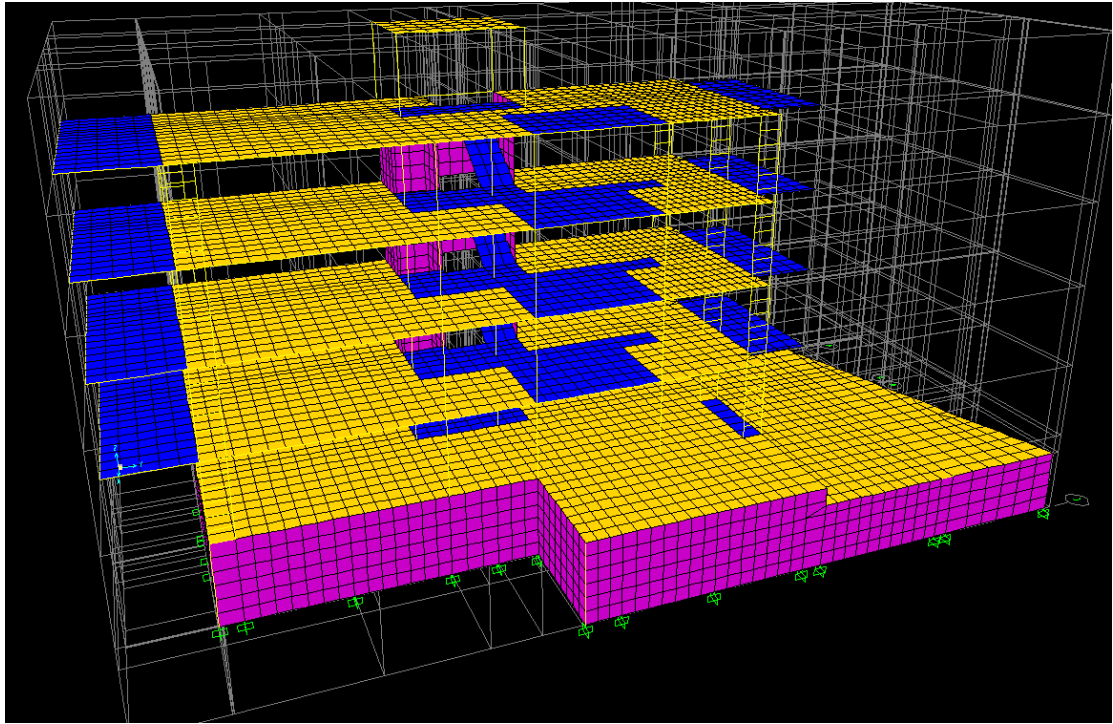
Στα σχήματα Σχ.4.1.10, Σχ.4.1.11, και Σχ.4.1.12 απεικονίζεται η κατανομή των φορτίων στα επιφανειακά στοιχεία και στα δοκάρια της κατασκευής.

Σημειώνεται ότι τα χρώματα προσδιορίζουν τις τιμές των φορτίων στο μοντέλο. Στα Σχ. 4.1.10 και 4.1.11 το μπλέ χρώμα προσδιορίζει τη

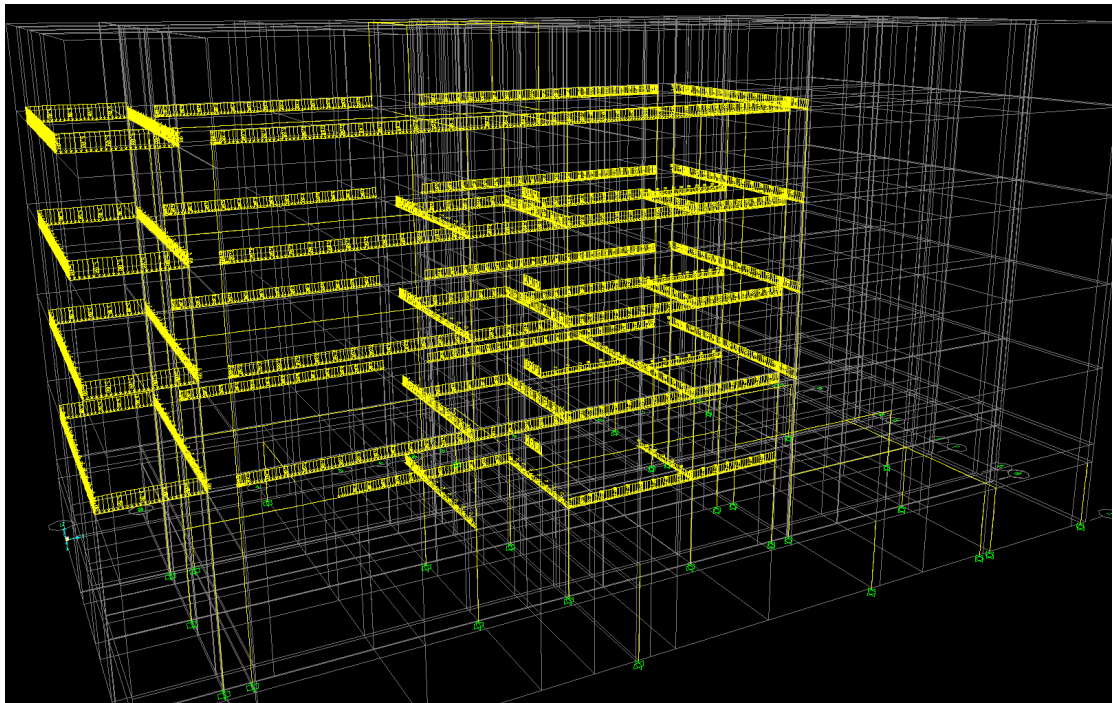
μέγιστη μόνιμη φόρτιση που δέχονται τα επιφανειακά στοιχεία κατά τη φορά της βαρύτητας.



Σχ.4.1.10 Κατακόρυφα μόνιμα φορτία στα επιφανειακά στοιχεία της κατασκευής.



Σχ. 4.1.11 Κατανομή ωφέλιμων φορτίων στα επιφανειακά στοιχεία της πλάκας.



Σχ.4.1.12 Κατανεμημένα μόνιμα φορτία δοκών.

Κατασκευή χωρίς Επιφανειακά Στοιχεία

Κατανεμημένα Φορτία

Η μεταβίβαση των φορτίων στα δοκάρια έγινε με τον καταμερισμό των πλακών σε επιφάνειες φόρτισης. Ο επιμερισμός αυτός έγινε βάση του Ε.Κ.Ω.Σ2000 και συγκεκριμένα :

- Σε περίπτωση όπου σε γωνία δοκαριού συναντώνται πλευρές ομοιειδούς στήριξης, η γωνία μερισμού είναι ίση με 45° .
- Σε περίπτωση όπου συναντώνται πλευρά με πλήρη πακτωμένη στήριξη και πλευρά έλευθερη σε στρέψη, η γωνία μερισμού είναι ίση με 60° προς τη πλευρά της πάκτωσης.

Επισυνάπτεται τμήμα το αρχείου " excel " όπου πραγματοποιήθηκε ο υπολογισμός των γραμμικών φορτίων που αναλαμβάνει κάθε δοκός. Ενδεικτικά παρατίθενται μερικά στοιχεία για τους δοκούς του ισογείου.

Beam	Height	Width	Length	Area ₁	Area ₂	Area _{tot}	Slab - h ₁	Slab - h ₂
Text	m	m	m	m ²	m ²	m ²	m	m
Δ 3.2 [C]	0.6	0.3	3.95	3.7	8	11.7	0.18	0.2
Δ 3.3	0.6	0.3	2.7	2	5.2	7.2	0.18	0.2
Δ 4.1	0.6	0.25	4.5	5.8	3.65	9.45	0.18	0.16
Δ 4.3	0.6	0.25	1.9	3.35	3.8	7.15	0.18	0.16

Πίνακας 4.1.1 Διαδικασία υπολογισμού γραμμικών φορτίων που αναθέτονται στις δοκούς του ισογείου.

Συγκεκριμένα, στον άνωθεν πίνακα αναγράφονται τα γεωμετρικά στοιχεία των εξεταζόμενων δοκών, το εμβαδόν επιρροής τους αλλά και το ύψος των πλακών με τις οποίες οι δοκοί συνορρεύουν.

Slab - G	Slab - Q	Cantilever - Q	Staircase - Q	Exterior Walls	Interior Walls	Beam S.W	Επίστρωση - G
KN/m	KN/m	KN-m	KN/m	KN/m	KN/m	KN/m	KN/m
14.34	1.87	10.13		8.64		4.50	5.92
12.96	1.48	9.63		8.64		4.50	5.33
9.04	4.20					3.75	4.20
15.93	13.53			8.64		3.75	7.53

Πίνακας 4.1.2 Διαδικασία υπολογισμού γραμμικών φορτίων που αναθέτονται στις δοκούς του ισογείου.

Επιγραμματικά παρουσιάζεται η διαδικασία για τις δοκούς Δ3.2, Δ3.3, Δ4.1, και Δ4.3 του ισογείου

Στο πίνακα 4.1.3 υπολογίζονται τα μόνιμα και ωφέλιμα φορτία που αναθέτονται στις εξεταζόμενες δοκούς.

Αναλυτικά:

Slab - G: Στη στήλη αυτή υπολογίζονται τα μόνιμα φορτία που ασκεί το ίδιο βάρος της πλάκας και ισούνται με:

$$(\gamma_{\Sigma/\Delta} * h_1 * E_1 / I) + (\gamma_{\Sigma/\Delta} * h_2 * E_2 / I)$$

Slab - Q: Στη στήλη αυτή υπολογίζεται το φορτίο που ασκεί στη δοκό το ωφέλιμο φορτίο της πλάκας το οποίο ισούται με:

$$(\omega\phi. \text{φορτίο}_1 * E_1 / I) + \omega\phi. \text{φορτίο}_2 * h_2 * E_2 / I)$$

Cantilever - Q: Το φορτίο που ασκεί ο εξώστης στις δοκούς. Ισούται με:

$$(\omega\phi. \text{φορτίο}_1 * E_1 / I) + \omega\phi. \text{φορτίο}_2 * h_2 * E_2 / I)$$

Staircase - Q: Το φορτίο που ασκεί η πλάκα της σκάλας, πλατύσκαλο στη δοκό.

$$(\omega\phi. \text{φορτίο}_1 * E_1 / I) + \omega\phi. \text{φορτίο}_2 * h_2 * E_2 / I)$$

ExteriorWalls: Το φορτίο το οποίο ασκεί η μπατική τοιχοποιία στα δοκάρια.

$$\text{ειδ. βάρος μπατικής τοιχ.} * (\text{ύψος ορ.} - \text{ύψος δοκο})$$

InteriorWalls: Το φορτίο το οποίο ασκεί η δρομική τοιχοποιία στα δοκάρια.

$$\text{ειδ. βάρος δρομικής τοιχ.} * (\text{ύψος ορ.} - \text{ύψος δοκού})$$

BeamsS.W: Το φορτίο που ασκεί το ίδιο βάρος της δοκού και ισούται με:

$$\gamma_{\Sigma/\Delta} * \text{Εμβ. Διατομής}$$

Επίστρωση: Το φορτίο που ασκεί η επίστρωση στις δοκούς.

$$(\text{ειδ. βάρος επίστρ.} * E_{\text{tot}} / I)$$

Τελικά, αθροίζοντας όλα τα ασκούμενα μόνιμα φορτία και όλα τα κινητά, εξάγουμε τα φορτία τα οποία θα ασκηθούν στο μοντέλο.

Beam	G	Q
Text	KN/m	KN/m
Δ 3.2 [C]	33.4	12
Δ 3.3	31.44	11.11
Δ 4.1	16.99	4.2
Δ 4.3	35.85	13.53

Πίνακας. 4.1.3 Τα φορτία που θα ασκηθούν στις συγκεκριμένες δοκούς.

Η προαναφερθείσα διαδικασία επαναλαμβάνεται για όλες τις στάθμες και δοκούς του μοντέλου.

Παραδοχές (Φορτία)	
Σ/Δ	25.00
Γαίες	20.00
Μπατικές	3.60
Δρομικές	2.10
Επιστρώσεις (γενικά)	2.00
Επιστρώσεις (εξώστες)	2.00
Επιστρώσεις (κλίμακες-πλατύσκαλα)	2.00
Επιστρώσεις Δώματος	2.50
Γραμμικά Φορτία Εξωστών	5.00
Ωφέλιμα Φορτία (γενικά)	2.00
Ωφέλιμα Ημιπαιθρίων	5.00
Ωφέλιμα κλίμακας - πλατυσκάλων	5.00
Ωφέλιμα διαδρόμων -εξωστών	5.00
Ωφέλιμα Δώματος	2.00

Πίνακας 4.1.4 Φορτία

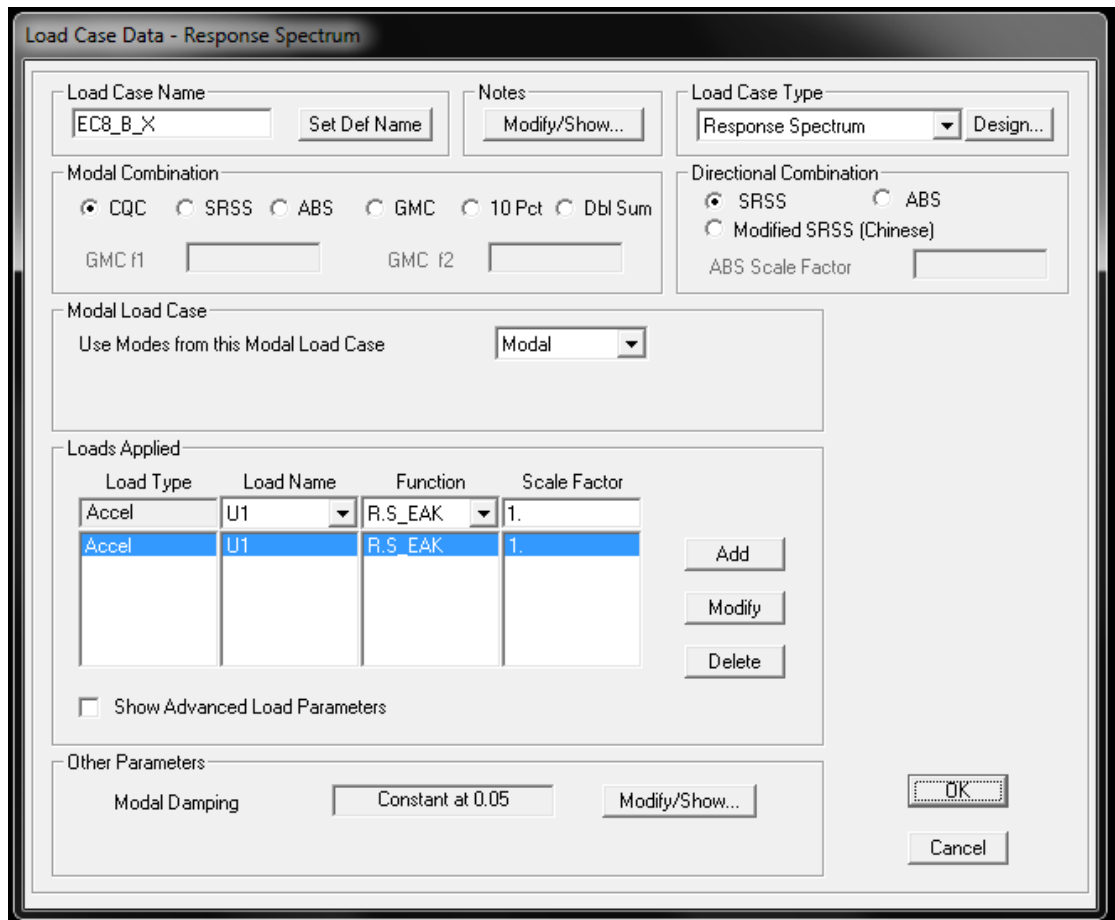
Συνδυασμοί Σεισμικών Φορτίων

Οι συνδυασμοί των σεισμικών φορτίων ορίζονται με βάση τη σχέση:

$$G + 0.3 Q \pm E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z \quad (4.1.1.2.1)$$

όπου:

« E_x , E_y , και E_z » τα διανύσματα των σεισμικών φορτίων κατά τις τρεις διευθύνσεις και το « E », η συνισταμένη σεισμική φόρτιση. (Σχ. 4.1.13)



Σχ.4.1.13 Ορισμός σεισμικής φόρτισης κατά τον άξονα X.

Για να εξασφαλιστεί ότι ο δυσμενέστερος συνδυασμός θα εισαχθεί, ορίζουμε όλους τους δυνατούς συνδυασμούς προσήμων. Συνολικά, οι συνδυασμοί ανέρχονται στους 24 και είναι οι ακόλουθοι:

Κύρια διεύθυνση σεισμού κατά X:

$$RS_EC8_B_1: G + 0.3Q + F_x + 0.3F_y + 0.3F_z$$

$$RS_EC8_B_2: G + 0.3Q + F_x - 0.3F_y + 0.3F_z$$

$$RS_EC8_B_3: G + 0.3Q + F_x - 0.3F_y - 0.3F_z$$

$$RS_EC8_B_4: G + 0.3Q + F_x + 0.3F_y - 0.3F_z$$

$$RS_EC8_B_5: G + 0.3Q - F_x + 0.3F_y + 0.3F_z$$

$$RS_EC8_B_6: G + 0.3Q - F_x - 0.3F_y + 0.3F_z$$

$$RS_EC8_B_7: G + 0.3Q - F_x + 0.3F_y - 0.3F_z$$

$$RS_EC8_B_8: G + 0.3Q - F_x - 0.3F_y - 0.3F_z$$

Κύρια διεύθυνση σεισμού κατά Υ:

$$RS_EC8_B_9: G + 0.3Q + F_Y + 0.3F_X + 0.3F_Z$$

$$RS_EC8_B_10: G + 0.3Q + F_Y - 0.3F_X + 0.3F_Z$$

$$RS_EC8_B_11: G + 0.3Q + F_Y - 0.3F_X - 0.3F_Z$$

$$RS_EC8_B_12: G + 0.3Q + F_Y + 0.3F_X - 0.3F_Z$$

$$RS_EC8_B_13: G + 0.3Q - F_Y + 0.3F_X + 0.3F_Z$$

$$RS_EC8_B_14: G + 0.3Q - F_Y - 0.3F_X + 0.3F_Z$$

$$RS_EC8_B_15: G + 0.3Q - F_Y + 0.3F_X - 0.3F_Z$$

$$RS_EC8_B_16: G + 0.3Q - F_Y - 0.3F_X - 0.3F_Z$$

Κύρια διεύθυνση σεισμού κατά Ζ:

$$RS_EC8_B_17: G + 0.3Q + F_Z + 0.3F_X + 0.3F_Y$$

$$RS_EC8_B_18: G + 0.3Q + F_Z - 0.3F_X + 0.3F_Y$$

$$RS_EC8_B_19: G + 0.3Q + F_Z - 0.3F_X - 0.3F_Y$$

$$RS_EC8_B_20: G + 0.3Q + F_Z + 0.3F_X - 0.3F_Y$$

$$RS_EC8_B_21: G + 0.3Q - F_Z + 0.3F_X + 0.3F_Y$$

$$RS_EC8_B_22: G + 0.3Q - F_Z - 0.3F_X + 0.3F_Y$$

$$RS_EC8_B_23: G + 0.3Q - F_Z + 0.3F_X - 0.3F_Y$$

$$RS_EC8_B_24: G + 0.3Q - F_Z - 0.3F_X - 0.3F_Y$$

Στο Σχ.4.1.14 παρουσιάζεται ο τρόπος ορισμού του πρώτου συνδυασμού φόρτισης.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
LOADS_EARTH	Linear Static	1.
LOADS_EARTH	Linear Static	1.
EC8_B_X	Response Spectrum	1.
EC8_B_Y	Response Spectrum	0.3
EC8_B_Z	Response Spectrum	0.3

Σχ. 4.1.14 Ορισμός πρώτου συνδυασμού φόρτισης.

4.2 Υπερωθητική Ανάλυση

4.2.1 Κριτήρια Αστοχίας – Πλαστικές Αρθρώσεις

Για να πραγματοποιηθεί η υπερωθητική ανάλυση ορίζονται τα κριτήρια αστοχίας των υλικών και τα χαρακτηριστικά πλαστικοποίησης των κόμβων (plastic hinge properties).

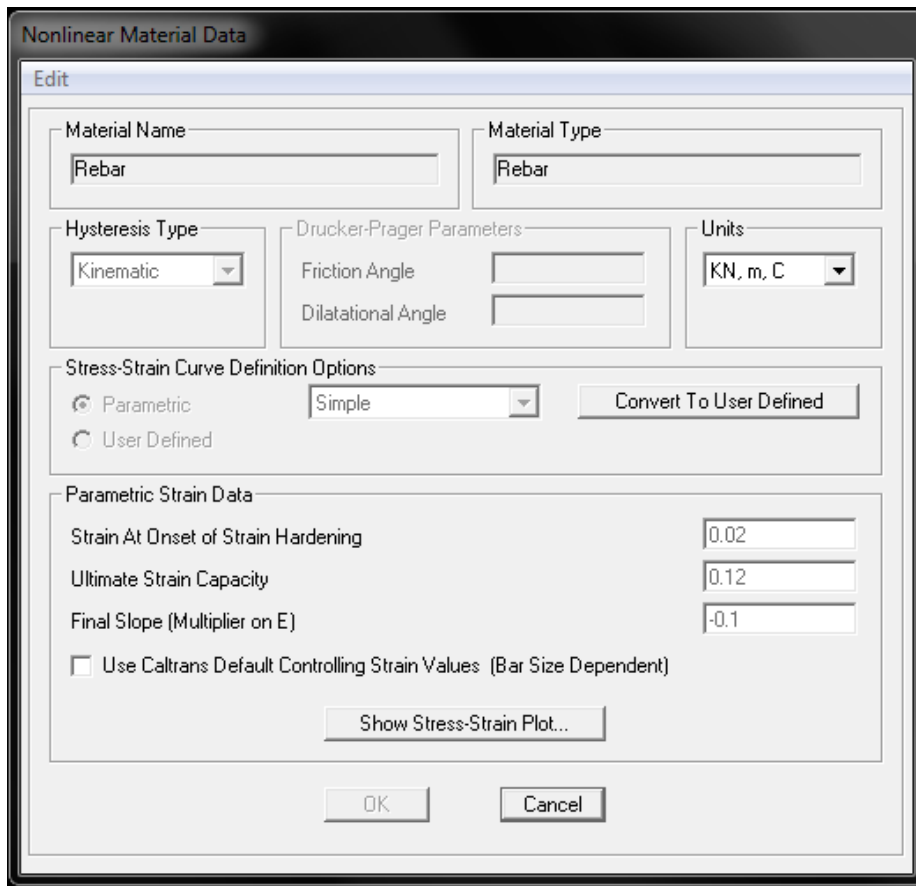
Για το σκυρόδεμα και το χάλυβα πλισμού ορίστηκαν (Define → Materials → Show Advances Properties → Nonlinear Material Data) τα ακόλουθα:

The image shows a software dialog box titled "Nonlinear Material Data". It has an "Edit" tab and contains the following fields and options:

- Material Name:** C 20/25
- Material Type:** Concrete
- Hysteresis Type:** Takeda (dropdown menu)
- Drucker-Prager Parameters:** Friction Angle: 0, Dilatational Angle: 0
- Units:** KN, m, C (dropdown menu)
- Stress-Strain Curve Definition Options:** Parametric (selected), Mander (dropdown menu), Convert To User Defined (button)
- Parametric Strain Data:** Strain At Unconfined Compressive Strength, f'_c : 2.000E-03; Ultimate Unconfined Strain Capacity: 3.500E-03; Final Compression Slope (Multiplier on E): -0.1

Buttons: Show Stress-Strain Plot..., OK, Cancel

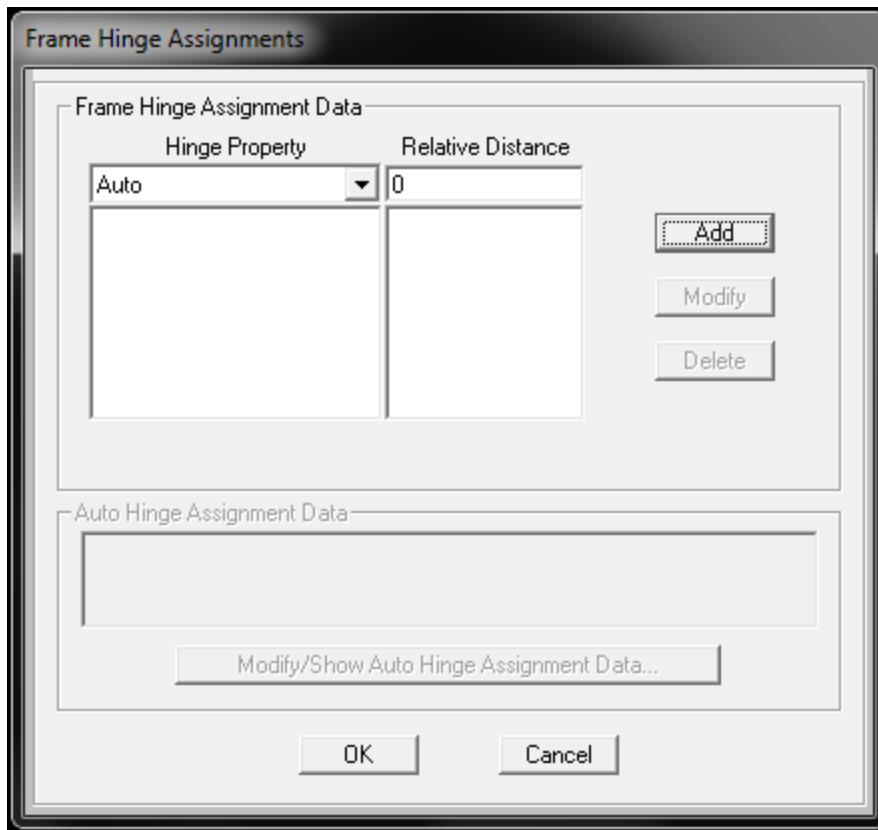
Σχ.4.2.1 Μη – Γραμμικές παραμέτρους για το σκυρόδεμα.



Σχ.4.2.2 Μη – Γραμμικές παραμέτρους για χάλυβα οπλισμού

Κατά όμοιο τρόπο ορίστηκαν οι ιδιότητες πλαστικοποίησης κάθε διατομής (Define→Section Properties→Hinge Properties). Σημειώνεται ότι σύμφωνα με τον ATC-40, για τις δοκούς κρίσιμη θεωρείται η αστοχία από ροπή κατά τον τοπικό άξονα 3 (M3), ενώ για τα υποστυλώματα κρίσιμη θεωρείται η αστοχία από αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης “ P ” και ροπών κατά τους τοπικούς άξονες 2 και 3 (P – M2 – M3).

Αρχικά επιλέγεται το στοιχείο στο οποίο θέλουμε να ορίσουμε τη πλαστική άρθρωση. Έπειτα, από το μενού : Assign→Frame→Hinges έχουμε τη καρτέλα όπου ορίζουμε το είδος της άρθρωσης.



Σχ.4.2.3 Ορισμός πλαστικής άρθρωσης

Στην αρχή επιλέχθηκε ο αυτόματος ορισμός των ιδιοτήτων των αρθρώσεων ώστε το ίδιο το πρόγραμμα να ορίσει για κάθε διατομή τις αντίστοιχες μηχανικές ιδιότητες των αρθρώσεων. Εν συνεχεία, τροποποιήθηκαν τα σημεία επιτελεσματικότητας και τα όρια αυτών αυτά ώστε να συγκλίνουν περισσότερο με τη πραγματική απόκριση και συμπεριφορά της κατασκευής.

The dialog box 'Auto Hinge Assignment Data' is shown with the following settings:

- Auto Hinge Type:** From Tables In FEMA 356
- Select a FEMA356 Table:** Table 6-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
- Component Type:** Primary, Secondary
- Degree of Freedom:** M2, M3
- V Value From:** Case/Combo (LOADS_EARTH), User Value (V2)
- Transverse Reinforcing:** Transverse Reinforcing is Conforming
- Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced:** From Current Design, User Value
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Drops Load After Point E, Is Extrapolated After Point E

Buttons: OK, Cancel

Σχ.4.2.4 Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων για τα δοκάρια.

The dialog box 'Auto Hinge Assignment Data' is shown with the following settings:

- Auto Hinge Type:** From Tables In FEMA 356
- Select a FEMA356 Table:** Table 6-8 (Concrete Columns - Flexure) Item i
- Component Type:** Primary, Secondary
- Degree of Freedom:** M2, P-M2, M3, P-M3, M2-M3, P-M2-M3
- P and V Values From:** Case/Combo (LOADS_EARTH), User Value (V2, V3)
- Transverse Reinforcing:** Transverse Reinforcing is Conforming
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Drops Load After Point E, Is Extrapolated After Point E

Buttons: OK, Cancel

Σχ.4.2.5 Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων για τα υποστυλώματα.

Οι τιμές που εισήχθησαν στις αρθρώσεις υπολογίστηκαν βάση του ευρωκώδικα 8 και η διαδικασία που ακολουθήθηκε περιγράφεται σχηματικά στο φύλλο excel που επισυνάπτεται (Πίνακας 4.2.1)⁴⁰.

Ενδεικτικά παρατίθεται ένα τμήμα του αρχείου όπου υπολογίζονται τα στοιχεία των δοκών.

Frame	Assignment	$\phi\gamma$	$\phi\mu$
Text	Text	(degrees)	(degrees)
3	BEAM ANES. 30 x 90 [5-14,6-14,4-12]	0.0042747	0.1597342
9	BEAM ANES. 30 x 90 [5-14,6-14,4-12]	0.0042747	0.1597342
12	BEAM 25 x 60 [8-16,5-16,4TM,S10-10]	0.00590721	0.2313225
19	BEAM 30 x 60 [6-14,4-14]	0.00552791	0.2299484
30	BEAM 25 x 50 [3-14,4-14]	0.00727929	0.2861198

Πιν. 4.2.1 Διαδικασία εύρεσης σημείων επιτελεστικότητας για τις δοκούς.

$\alpha\nu$	Lv	dbl	h	fym	(fyk)	fcu	(fck)
unitless	(m)	(m)	(m)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)
0	1.55	0.014	0.9	575	500	28	20
0	1.55	0.014	0.9	575	500	28	20
0	0.725	0.016	0.6	575	500	28	20
0	1.55	0.014	0.6	575	500	28	20
0	1.525	0.014	0.5	575	500	28	20

Πιν. 4.2.2 Διαδικασία εύρεσης σημείων επιτελεστικότητας για τις δοκούς.

$\gamma\epsilon\lambda$	Lpl	My	Mu
unitless	(m)	(KNm)	(KNm)
1.5	0.673114	374.486	488.474
1.5	0.673114	374.486	488.474
1.5	0.591773	242.455	304.271
1.5	0.622114	160.665	188.113
1.5	0.602614	121.707	152.06

⁴⁰Βλ. Κεφάλαιο 3.2.2.2.3 Ορισμός Γωνίας θ .

Πιν. 4.2.3 Διαδικασία εύρεσης σημείων επιτελεστικότητας για τις δοκούς.

Θ_y (degrees)	Θ_{um} (degrees)	Θ_{plum} (degrees)
0.0054863	0.0582713	0.052785
0.0054863	0.0582713	0.052785
0.0056765	0.0564202	0.0507437
0.0060042	0.0784007	0.0723965
0.0070793	0.0946085	0.0875292

Πιν. 4.2.3 Διαδικασία εύρεσης σημείων επιτελεστικότητας για τις δοκούς.

Frame	A	B	C	D	E
Text	Moment/SF	Moment/SF	Moment/SF	Moment/SF	Moment/SF
3	0	374.486	488.474	122.1185	122.1185
9	0	374.486	488.474	122.1185	122.1185
12	0	242.455	304.271	76.06775	76.06775
19	0	160.665	188.113	47.02825	47.02825
30	0	121.707	152.06	38.015	38.015

Πιν. 4.2.3 Διαδικασία εύρεσης σημείων επιτελεστικότητας για τις δοκούς.

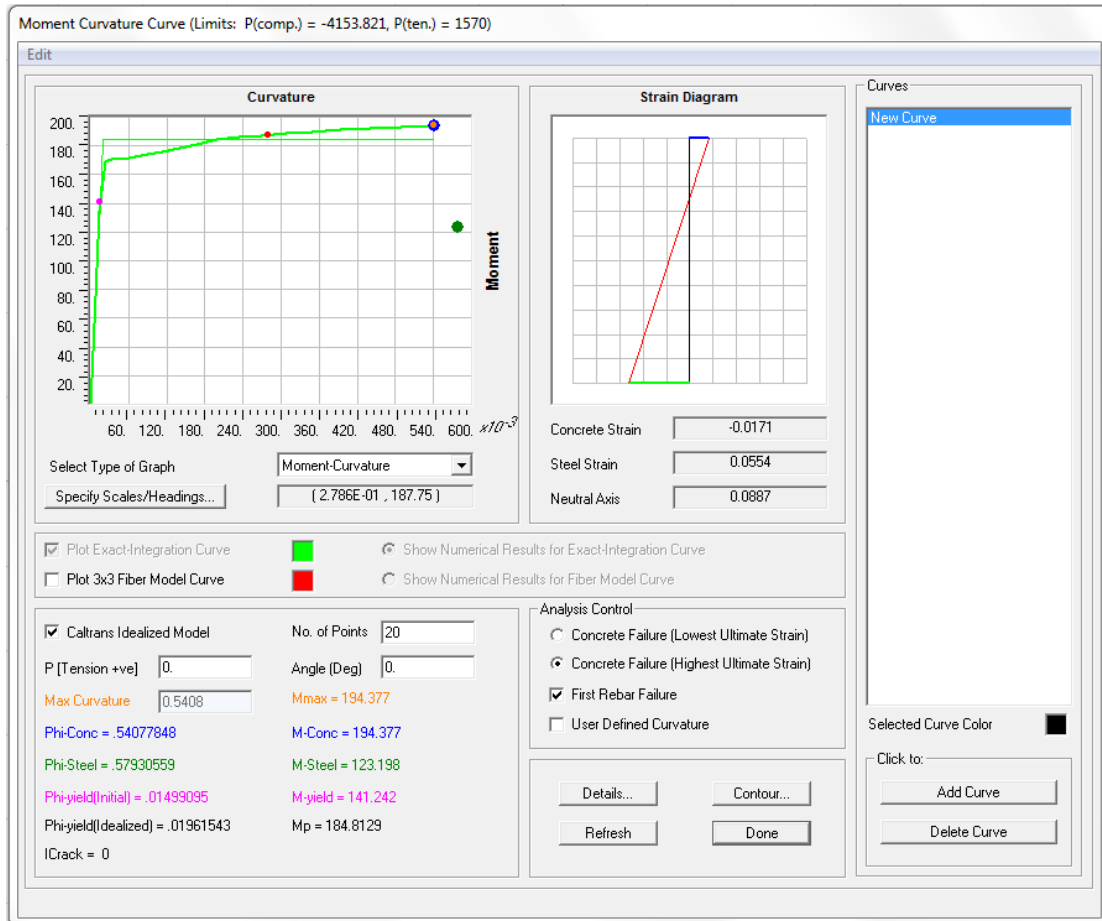
Frame	A	B	C	D	E
Text	Rotation/SF	Rotation/SF	Rotation/SF	Rotation/SF	Rotation/SF
3	0	0	0.05278501	0.05278501	0.158355032
9	0	0	0.05278501	0.05278501	0.158355032
12	0	0	0.05074365	0.05074365	0.15223095
19	0	0	0.0723965	0.0723965	0.217189513
30	0	0	0.08752919	0.08752919	0.262587581

Πιν. 4.2.3 Διαδικασία εύρεσης σημείων επιτελεστικότητας για τις δοκούς.

Assignment	I.O	L.S	C.P
Text			
BEAM ANES. 30 x 90 [5-14,6-14,4-12]	0	0.03958876	0.05278501
BEAM ANES. 30 x 90 [5-14,6-14,4-12]	0	0.03958876	0.05278501
BEAM 25 x 60 [8-16,5-16,4TM,S10-10]	0	0.03805774	0.05074365
BEAM 30 x 60 [6-14,4-14]	0	0.05429738	0.0723965
BEAM 25 x 50 [3-14,4-14]	0	0.0656469	0.08752919

Πιν. 4.2.3 Τα σημεία επιτελεστικότητας για τις εξεταζόμενες δοκούς.

Από το διάγραμμα Ρομών – Καμπυλοτήτων κάθε στοιχείου (Σχ. 4.2.6) (SectionDesigner) υπολογίζονται οι τιμές των γωνιών φ_y και φ_u , καθώς επίσης οι τιμές των ρομών M_y και M_u .



Σχ.4.2.6 Διάγραμμα Ρομών – Καμπυλοτήτων διατομής (υποστύλωμα).

Frame Hinge Property Data for 3H2 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-122.1185	-0.1584
D-	-122.1185	-0.0528
C-	-488.474	-0.0528
B-	-374.486	0
A	0	0
B	374.486	0
C	488.474	0.0528
D	122.1185	0.0528
E	122.1185	0.1584

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment

Moment SF Positive Negative

Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Rotation SF Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy

Positive Negative

Life Safety

Positive Negative

Collapse Prevention

Positive Negative

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Σχ.4.2.7 Ορισμός σημείων επιτελεστικότητας.

Παρόμοια διαδικασία ακολουθείται και για τα υποστυλώματα.

Frame Hinge Property Data for 2214H1 - Interacting P-M2-M3

Hinge Specification Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Scale Factor for Rotation (SF)

SF is Yield Rotation per FEMA 356 Eqn. 5-2 (Steel Objects Only)

User SF

Load Carrying Capacity Beyond Point E

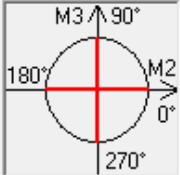
Drops To Zero Is Extrapolated

Symmetry Condition

Moment Rotation Dependence is Circular

Moment Rotation Dependence is Doubly Symmetric about M2 and M3

Moment Rotation Dependence has No Symmetry



Requirements for Specified Symmetry Condition

- Specify curves at angles of 0°, 90°, 180° and 270°.
- If desired, specify additional intermediate curves where: $0^\circ < \text{curve angle} < 360^\circ$.

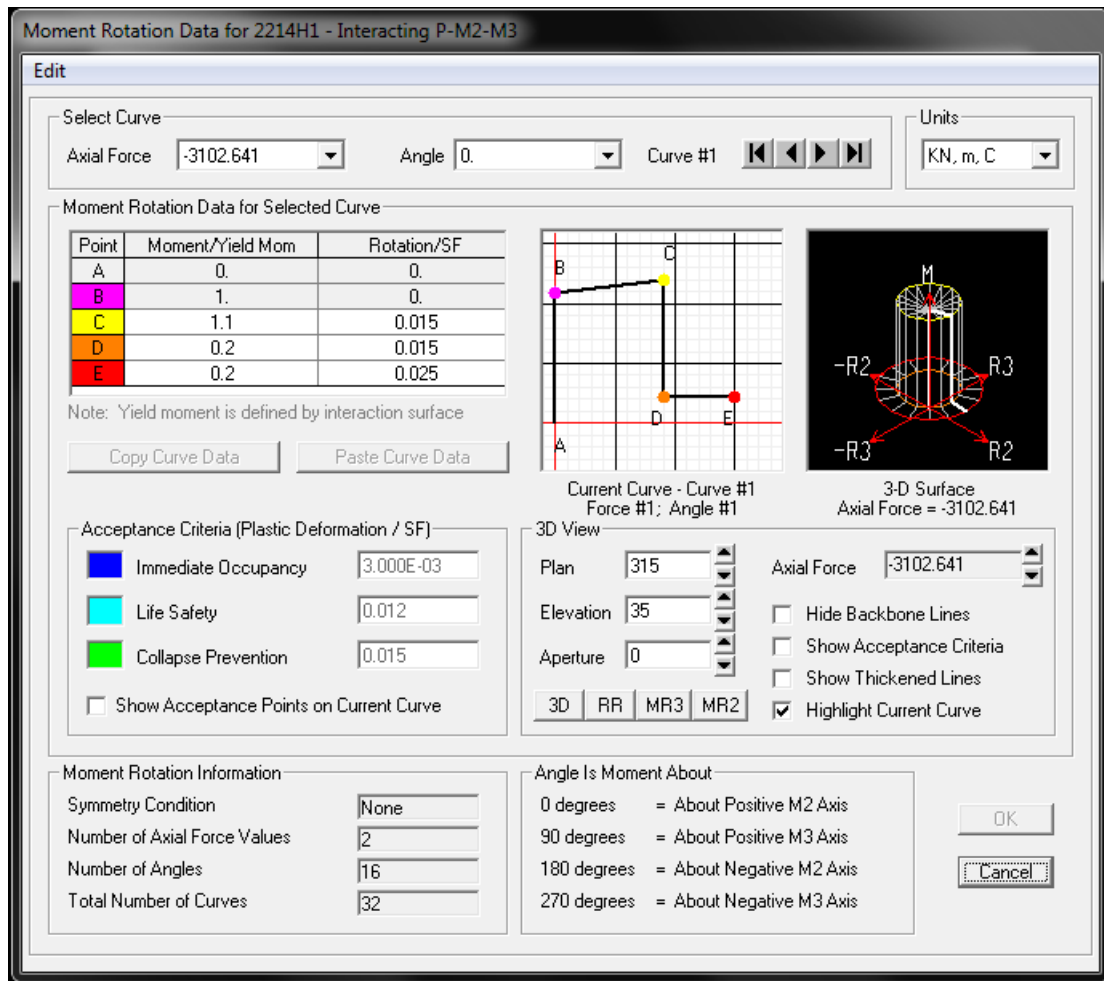
Axial Forces for Moment Rotation Curves

Number of Axial Forces

Curve Angles for Moment Rotation Curves

Number of Angles

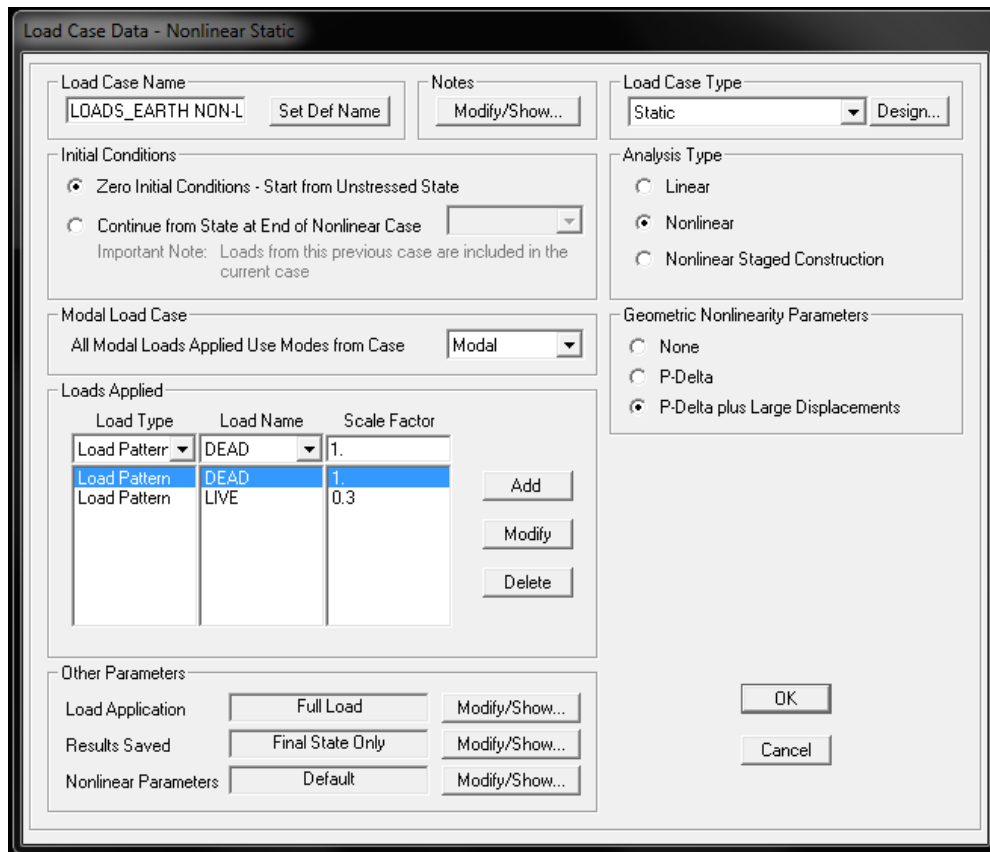
Σχ.4.2.8 Ορισμός σημείων επιτελεστικότητας για τα υποστυλώματα.



Σχ.4.2.9 Ορισμός σημείων επιτελεστικότητας των υποστυλωμάτων.

4.2.2 Επιβολή Εντάσεων - Φορτίων

Οι εντάσεις στο φορέα επιβάλλονται σε δύο στάδια. Αρχικά, επιβάλλονται τα μόνιμα και κινητά φορτία για το συνδυασμό $G + 0.3Q$ με μη-γραμμική ανάλυση (Define→Load Cases). Οι αρχικές συνθήκες θεωρούνται μηδενικές. Η διαδικασία για τον καθορισμό του συνδυασμού φόρτισης παρουσιάζεται στο Σχ.4.2.10.



Σχ.4.2.10 Στοιχεία αρχικής φόρτισης.

Έπειτα, ορίζεται σταδιακά αυξανόμενη οριζόντια σεισμική διέγερση, μια κατά τη διεύθυνση X, και μια κατά τη διεύθυνση Y που στα πλαίσια της μελέτης μεταφράζεται σε στοχευμένη μετακίνηση (targetdisplacement) **0.15 m** στο κόμβο 126 της οροφής της κατασκευής.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSH_X Notes:

Load Case Type: Static

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case: LOADS_EAR1

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

Analysis Type

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: Modal

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	1.
Accel	UX	1.
Accel	UY	0.3

Geometric Nonlinearity Parameters

None

P-Delta

P-Delta plus Large Displacements

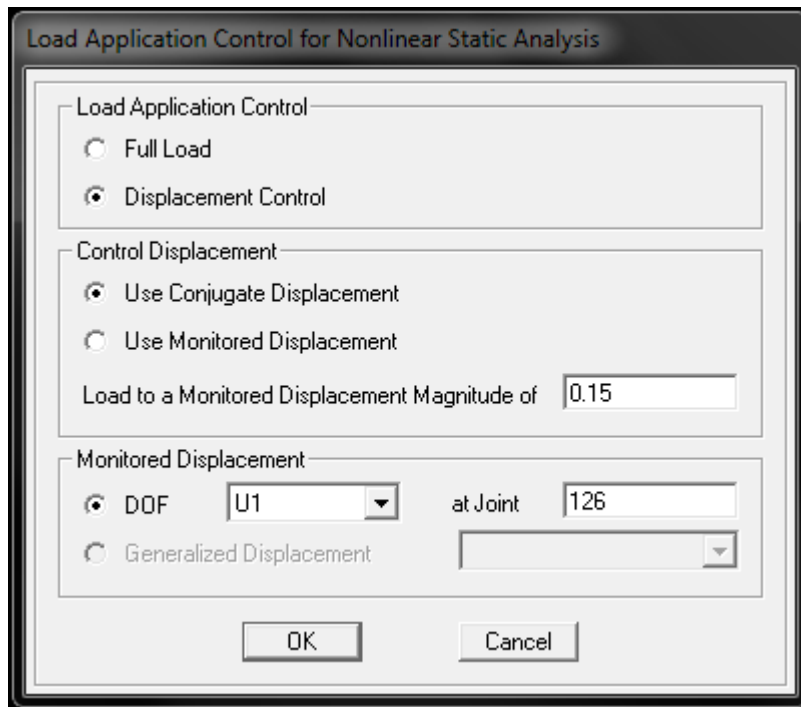
Other Parameters

Load Application: Displ Control

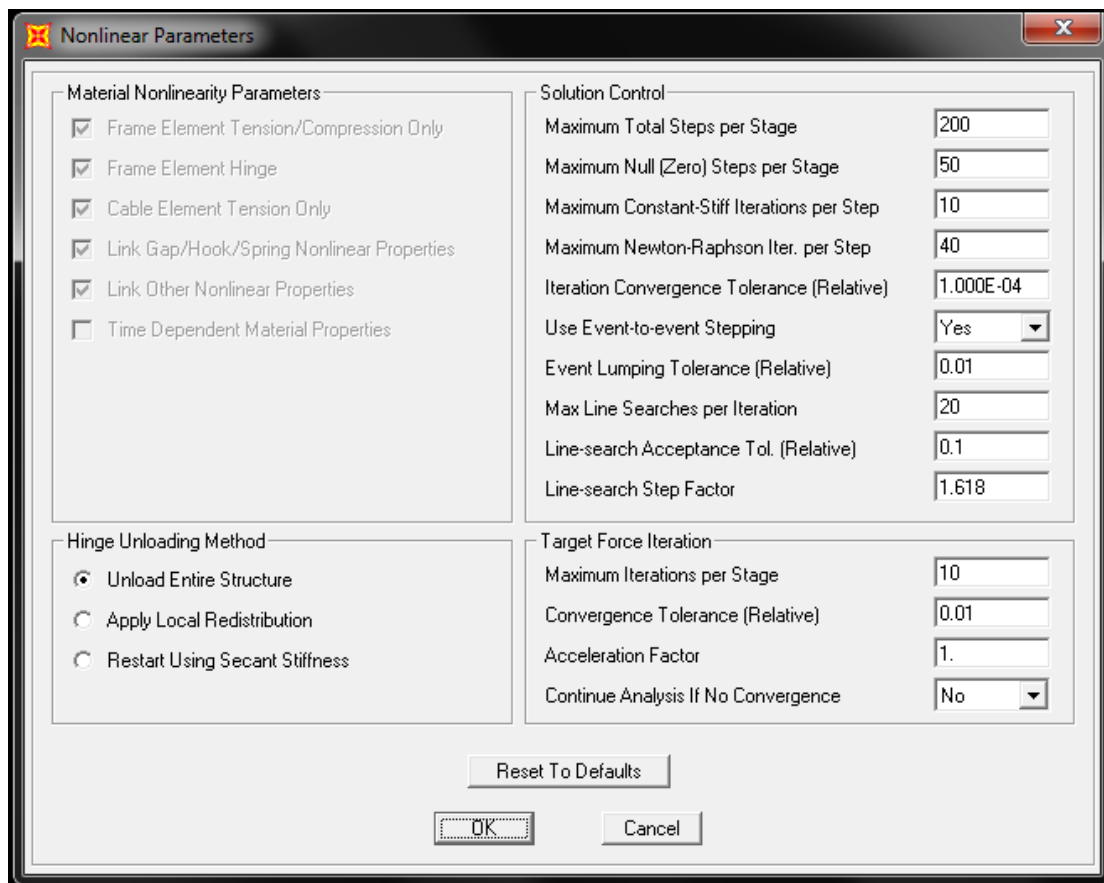
Results Saved: Multiple States

Nonlinear Parameters: Default

Σχ. 4.2.11 Δεύτερη φάση φόρτισης. Ορισμός οριζόντιας σεισμικής διέγερσης κατά τη διεύθυνση X.



Σχ.4.2.12 Όρισμός στοχευμένης μετακίνησης



Σχ.4.2.13 Επεξεργασία μη - γραμμικών παραμέτρων για ανάλυση

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions:

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case

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

Analysis Type:

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Geometric Nonlinearity Parameters:

None

P-Delta

P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UY	1.
Accel	UY	1.
Accel	UX	0.3

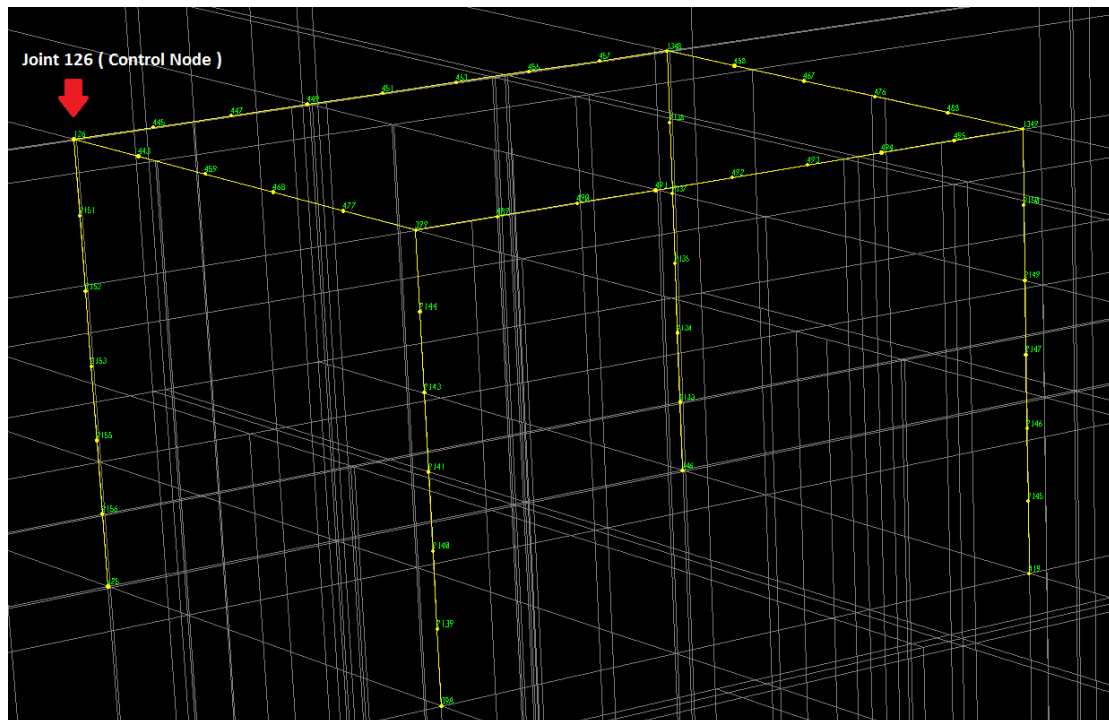
Other Parameters:

Load Application:

Results Saved:

Nonlinear Parameters:

Σχ.4.2.14 Δεύτερη φάση φόρτισης. Ορισμός οριζόντιας σεισμικής διέγερσης κατά τη διεύθυνση Y.



Σχ.4.2.15 Απεικόνιση του κομβου ελέγχου 126 (Δώμα).

4.2.3 Επιπλέον Δεδομένα

Σημειώνεται επιπλέον, ότι τα φαινόμενα P – Δ λήφθηκαν υπόψιν (Βλ. Σχ. 4.2.11 και 4.2.14) ενώ η τυχαματική εκκεντρότητα της θέσης της μάζας δεν είναι δυνατόν να ληφθεί άμεσα υπόψη με το “SAP2000”. Η δυνατότητα αυτή δύναται να επιτευχθεί με την μη καθολική κατανομή των φορτίων. Στα πλαίσια της πτυχιακής η τυχαματική εκκεντρότητα θεωρήθηκε ίση με το μηδέν σε κάθε περίπτωση.

Ορίστηκαν περιοχές δυσκαμψίας (rigid body offsets) (Assign→Frame→End Length Offsets) με στόχο να προσομοιωθεί το πραγματική μήκος κάμψης που εμφανίζουν οι δοκοί. Το “rigidzonefactor” (συντελεστής δυσκαμψίας) ορίστηκε στα 0.5 ώστε να είναι όσο το δυνατόν πιο πιστή στη πραγματικότητα η κατανομή των τάσεων στα στοιχεία. Ο συντελεστής αυτός κυμαίνεται από μηδέν ως και μονάδα και καθορίζει το ποσοστό της λεγόμενης στερεάς ζώνης η οποία απομειώνει το μήκος κάμψης

της δοκού. Σε συγκεκριμένες προϋποθέσεις ο συντελεστής αυτός ορίστηκε ίσος με τη μονάδα (ήτοι απομείωση του μήκους κάμψης κατά το μήκος της στερεάς ζώνης).

Αξιολόγηση Αποτελεσμάτων

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

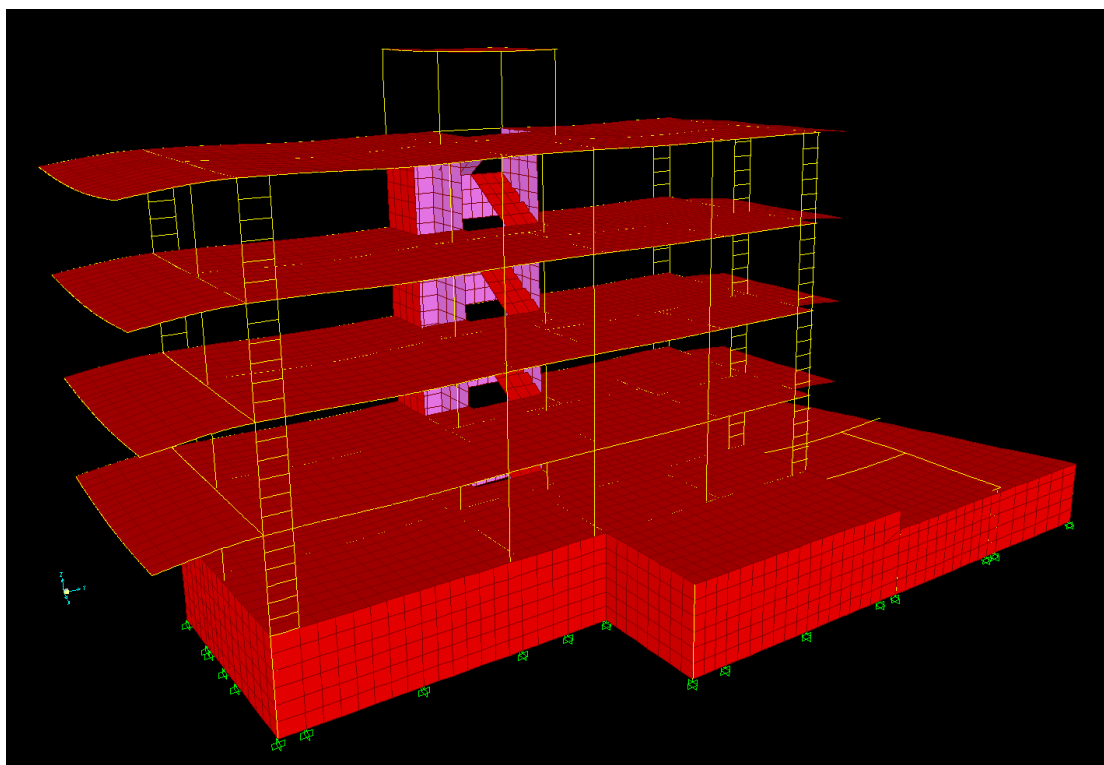
Παρατίθενται τα εξαγόμενα αποτελέσματα των αναλύσεων, ενώ γίνεται και η αξιολόγηση αυτών. Ειδικότερα παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις και εντάσεις του φορέα, οι πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργήθηκαν, και τέλος, η καμπύλη αντίστασης και το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής για συγκεκριμένη σεισμική καταπόνηση.

5.1 Δυναμική Φασματική Μέθοδος

5.1.1 Μοντέλο Με Επιφανειακά Στοιχεία

5.1.1.1 Παραμορφωμένος Φορέας

Στο Σχ. 5.1.1 απεικονίζεται ο παραμορφωμένος φορέας



Σχ. 5.1.1 Παραμορφωμένος φορέας έπειτα της δυναμικής φασματικής ανάλυσης (κατά ΕΑΚ).

5.1.1.2 Ιδιομορφική Ανάλυση

Σε κάθε διεύθυνση λαμβάνονται υπόψιν τόσες ιδιομορφές ώστε το συνολικό άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών γίνει τουλάχιστον ίση με το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος.

Στη περίπτωση του συγκεκριμένου φορέα λήφθηκαν 400 ιδιομορφές, εκ των οποίων για τις δέκα πρώτες παρουσιάζονται στο πίνακα 5.1.1 οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιοσυχνότητές τους.

Στο πίνακα 5.1.2 παρουσιάζονται οι λόγοι ιδιομορφικής συμμετοχής των μαζών.

Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
Modal	Mode	1	0.453902	2.2031	13.843	191.62
Modal	Mode	2	0.423455	2.3615	14.838	220.16
Modal	Mode	3	0.353886	2.8258	17.755	315.23
Modal	Mode	4	0.166776	5.9961	37.674	1419.4
Modal	Mode	5	0.161176	6.2044	38.983	1519.7
Modal	Mode	6	0.16027	6.2395	39.204	1536.9
Modal	Mode	7	0.158968	6.2906	39.525	1562.2
Modal	Mode	8	0.15784	6.3355	39.807	1584.6
Modal	Mode	9	0.149352	6.6956	42.07	1769.9
Modal	Mode	10	0.131741	7.5906	47.693	2274.7

Πιν. 5.1.1 Ιδιομορφές ταλάντωσης.

Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Modal	1	0.453902	0.02811	0.17228	0.00009086	0.02811	0.17228	0.00009086
Modal	2	0.423455	0.44288	0.01355	0.00011	0.47099	0.18583	0.0002
Modal	3	0.353886	0.00024	0.25906	0.00009273	0.47123	0.44489	0.00029
Modal	4	0.166776	0.00008954	0.00634	0.00991	0.47132	0.45123	0.0102
Modal	5	0.161176	0.00012	0.00319	0.00251	0.47144	0.45442	0.01271
Modal	6	0.16027	0.00014	0.00093	0.00066	0.47158	0.45535	0.01337
Modal	7	0.158968	0.00008766	0.00074	0.02033	0.47167	0.45609	0.0337
Modal	8	0.15784	0.0188	0.00028	0.00008265	0.49047	0.45638	0.03371
Modal	9	0.149352	0.00065	0.01546	0.00018	0.49112	0.47184	0.03389
Modal	10	0.131741	0.00287	0.019	0.0033	0.49399	0.49083	0.03719

Πιν. 5.1.2 Λόγοι ιδιομορφικής συμμετοχής μαζών.

Η μάζα του φορέα προέκυψε ίση με 18694.73 (KN), ήτοι: 1869.47 (tn).

Η μάζα του φορέα ορίζεται ως το άθροισμα των αντιδράσεων των κόμβων της βάσης του προσομοιώματος όταν σε αυτό ασκούνται μόνον τα μόνιμα φορτία. (Display→Joint Reactions).

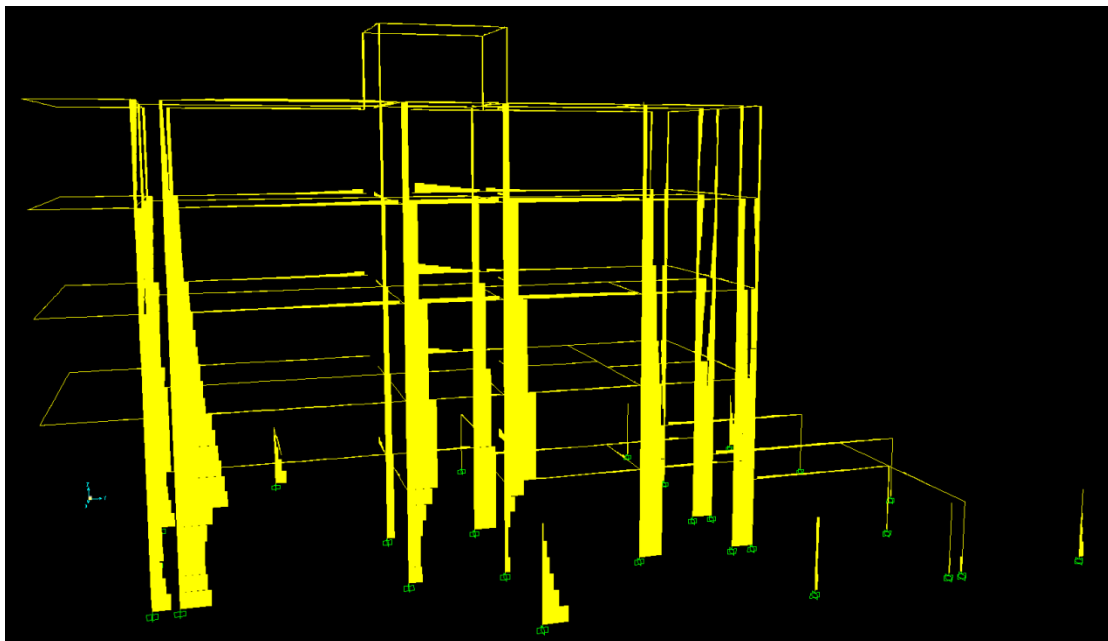
5.1.1.3 Σεισμός κατά τις τρεις διευθύνσεις

Παρουσιάζονται τα διαγράμματα αξονικών, τεμνουσών και ροπών ώστε να δοθεί ολοκληρωμένη εικόνα της απόκρισης της κατασκευής σε κάθε φόρτιση. Αναλυτικά:

Τα διαγράμματα αξονικών, τεμνουσών και ροπών έχουν μεταξύ τους την ίδια κλίμακα ώστε να διακρίνονται οι διαφορές.

Ε.Α.Κ.

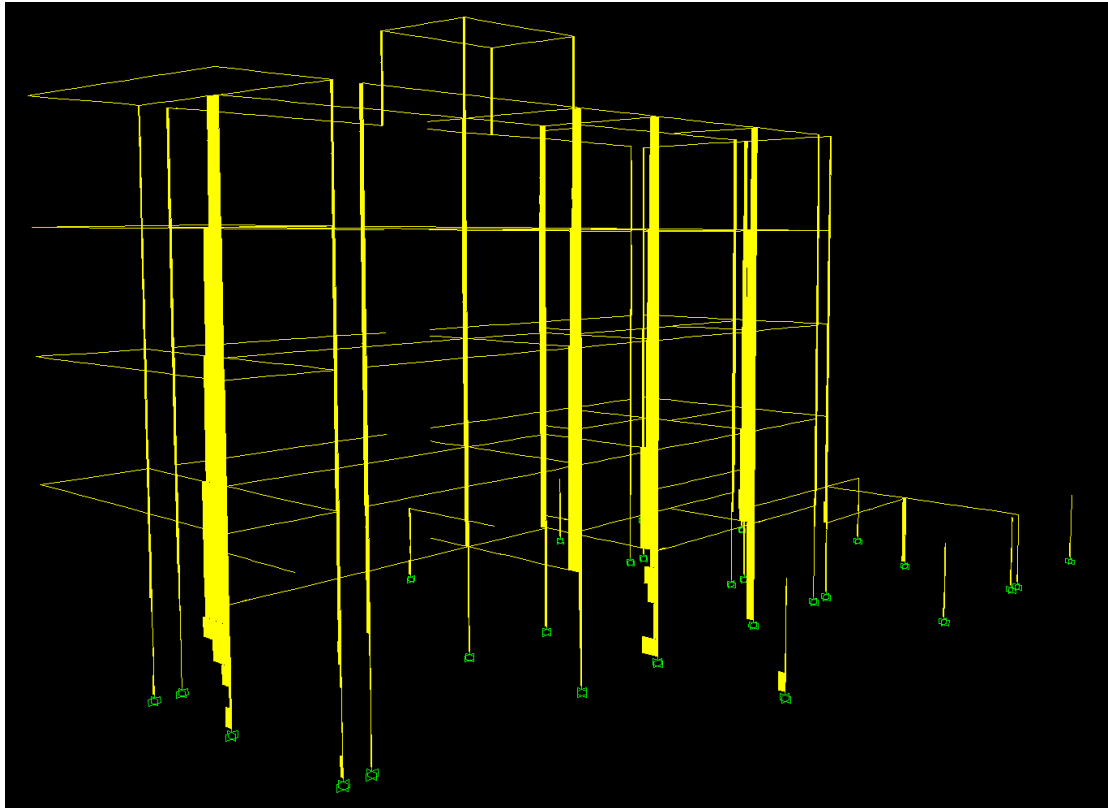
Διεύθυνση X



Σχ. 5.1.2 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.

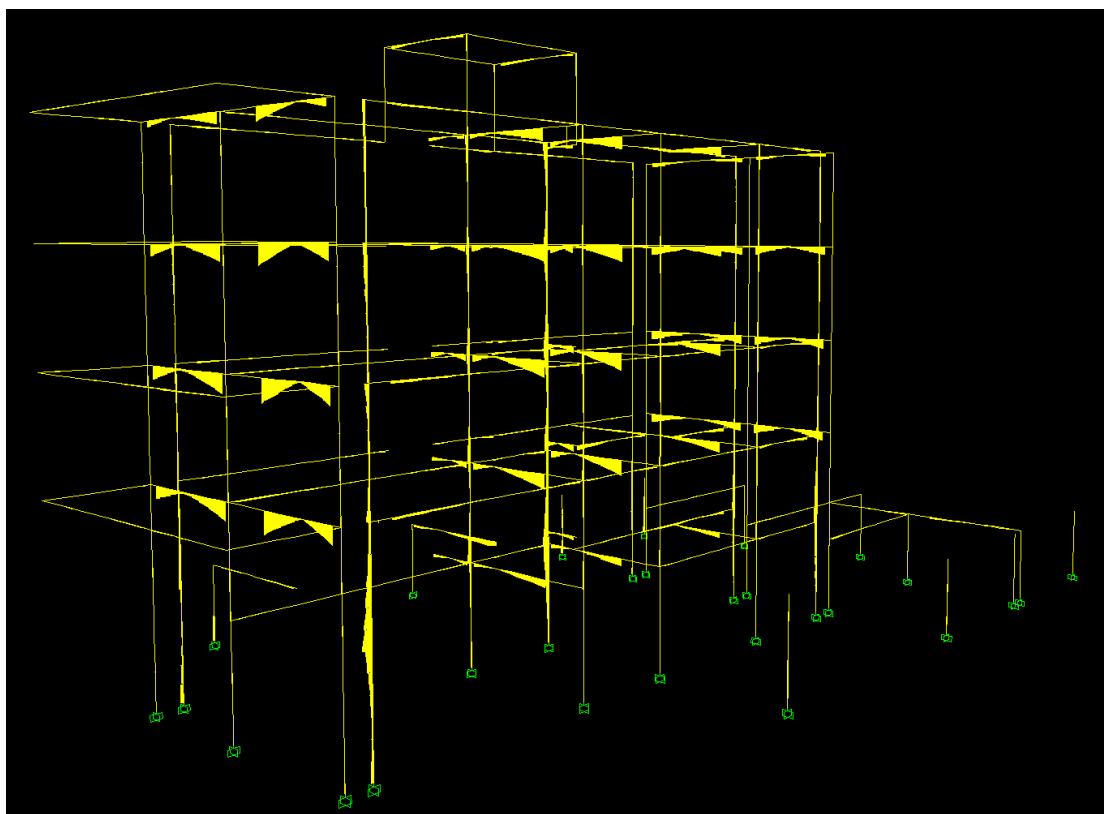
Παρατηρείται έντονη καταπόνηση στους στύλους K25, K21 και K15. Συγκεκριμένα στο ύψος της οροφής του υπογείου και του ισογείου παρατηρείται η εντονότερη καταπόνηση, ενώ σταδιακά εξασθενεί στις

υψηλότερες στάθμες. Πιο ομοιόμορφη καταπόνηση δέχονται τα υποστυλώματα K8,K9,K11.



Σχ. 5.1.3 Διάγραμμα τεμνουσών.

Από το διάγραμμα τεμνουσών προκύπτει ότι σε 4 υποστυλώματα συγκεντρώνεται η καταπόνηση ενώ η υπόλοιπη κατασκευή είναι σε κατάσταση ηρεμίας.

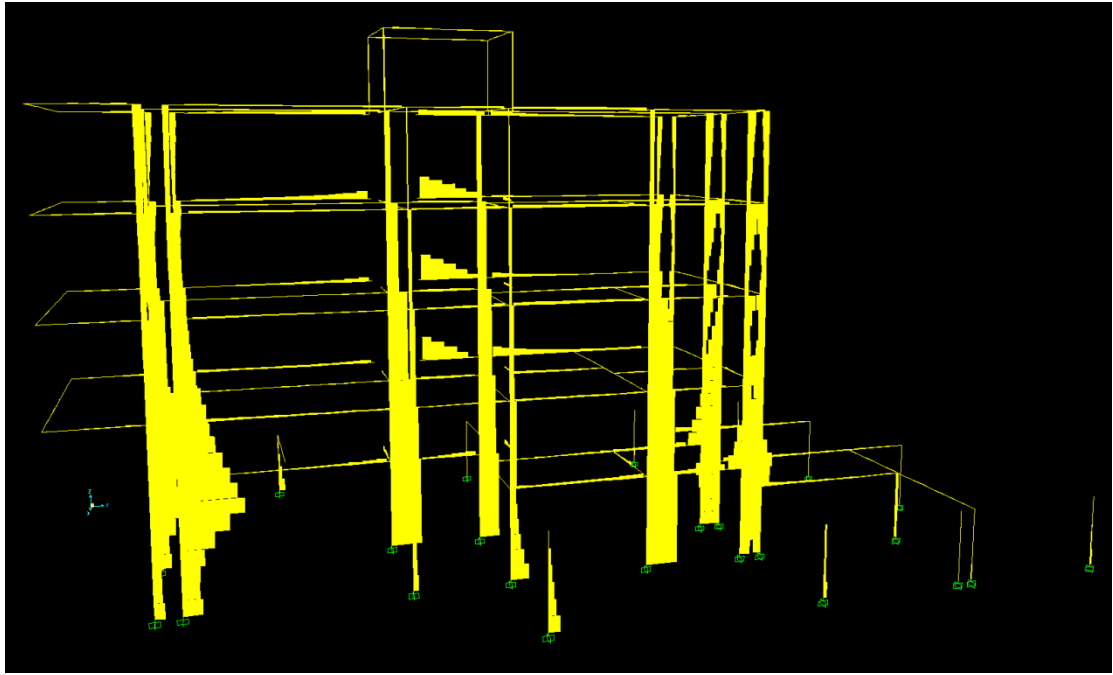


Σχ. 5.1.4 Διάγραμμα ροπών

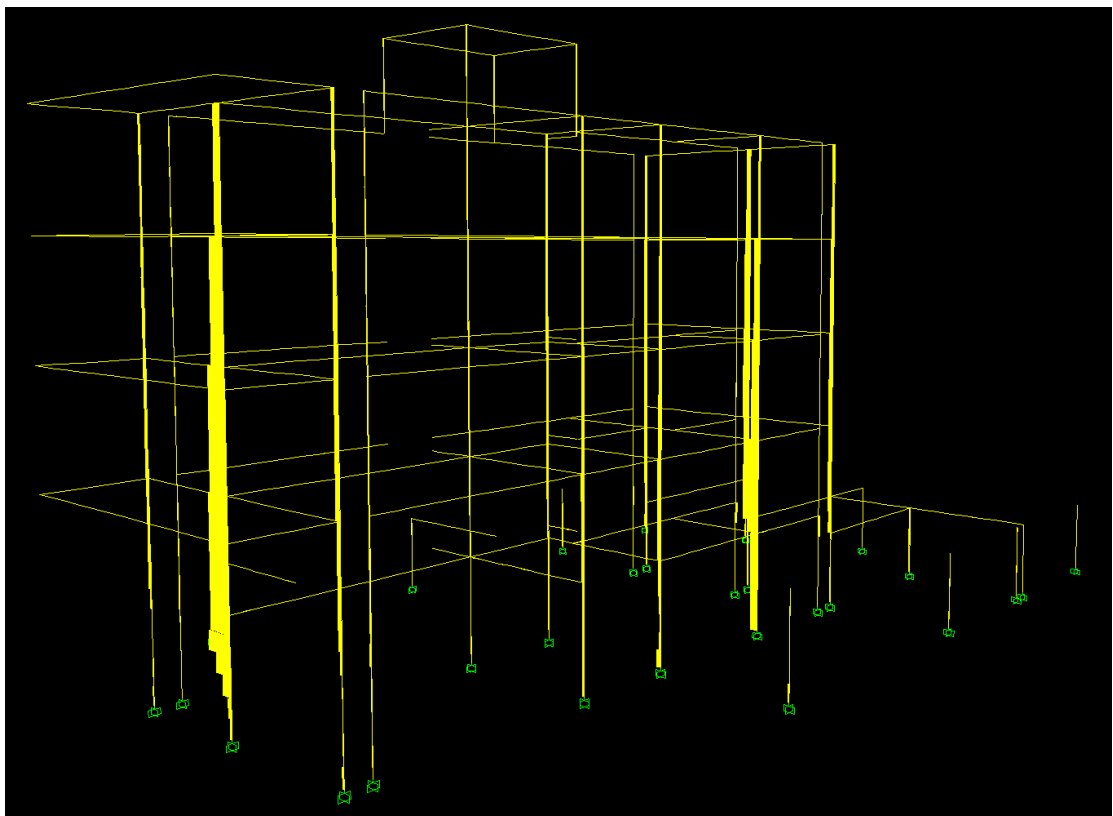
Σύμφωνα με το διάγραμμα τα φέροντα στοιχεία του υπογείου δέχονται μικρές καταπονήσεις ενώ εντονότερες καταπονήσεις παρατηρούνται στις δοκούς των ανωτέρων ορόφων. Συγκεκριμένα, οι δοκοί των εξωστών εμφανίζουν την εντονότερη καταπόνηση,

Διεύθυνση Y

Συγκρίνοντας τα διαγράμματα αξονικών για τις διευθύνσεις X και Y, διακρίνεται ότι κατά τη διεύθυνση Y η κατασκευή παρουσιάζει εντονότερη αξονική καταπόνηση λόγω σεισμού και ιδιαίτερα οι δοκοί του κλιμακοστασίου. Αυτό σημαίνει ότι το ίδιο σεισμικό κύμα θα προκαλέσει εντονότερη αξονική καταπόνηση αν αυτό πλήξει το κτήριο κατά τη διεύθυνση Y έναντι της διεύθυνσης X. Τα υποστυλώματα K25, και K24 παρουσιάζουν εντονότερες εντάσεις στο ύψος της οροφής του υπογείου από τις αντίστοιχες κατά την διεύθυνση X.

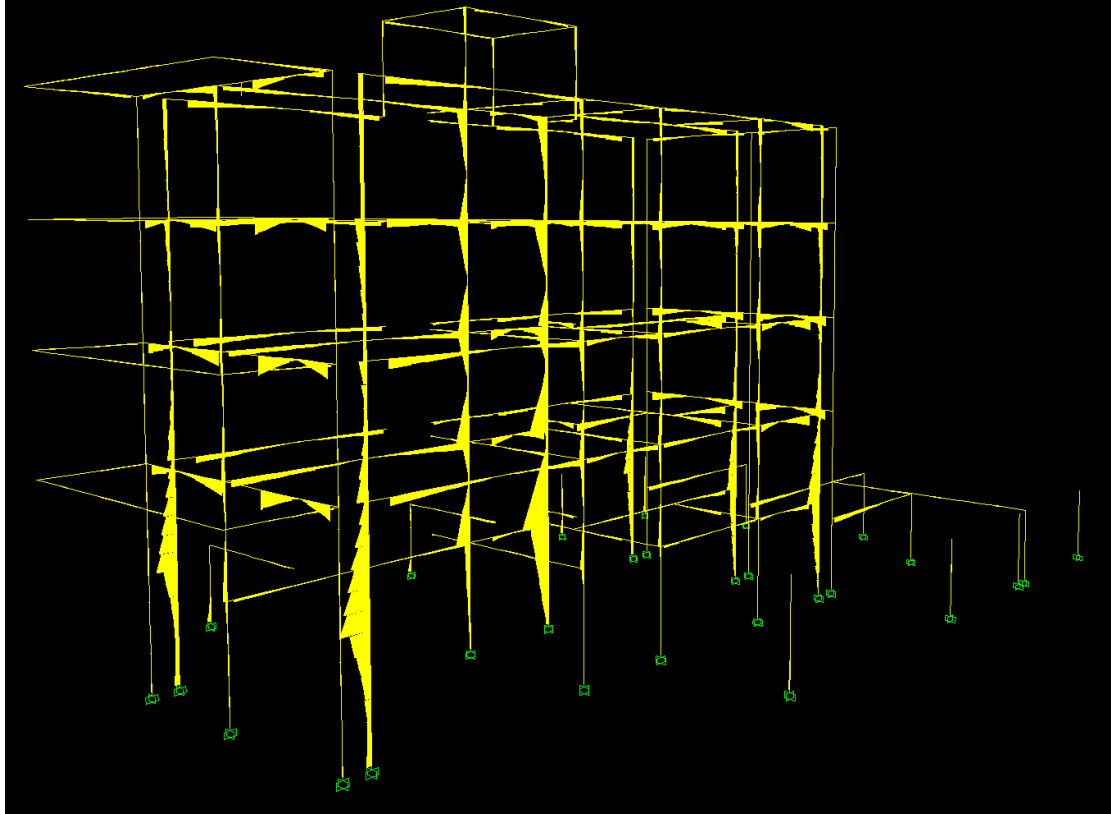


Σχ. 5.1.5 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ. 5.1.6 Διάγραμμα τεμνουσών.

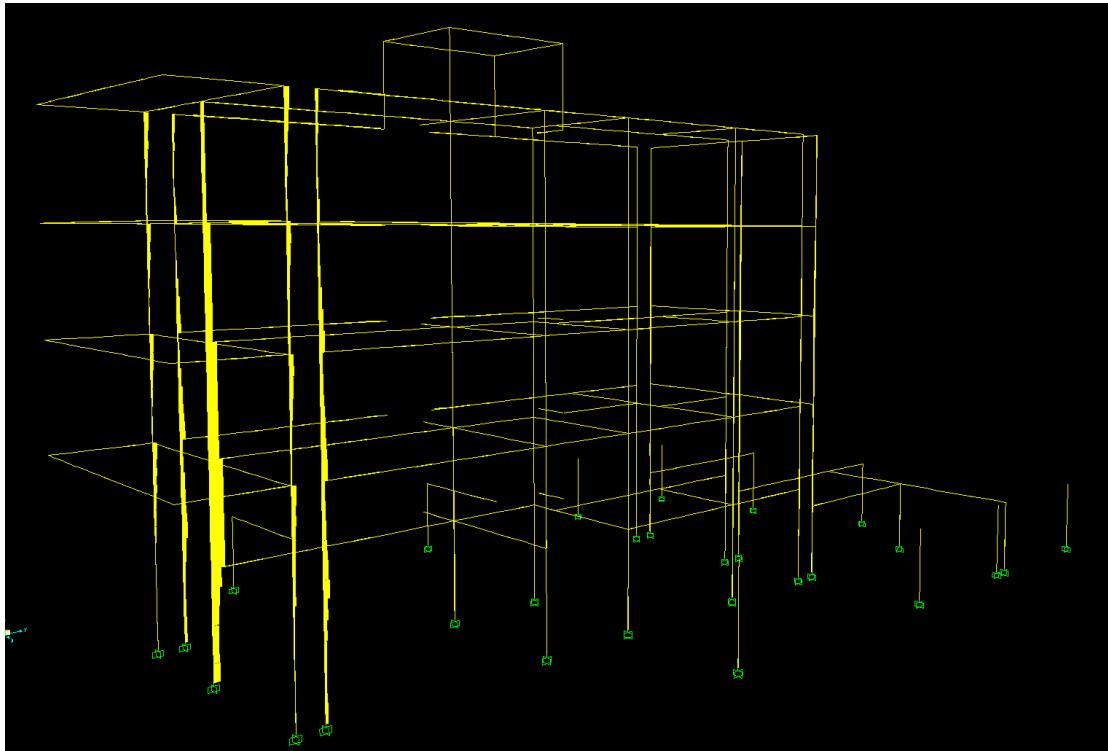
Παρατηρούνται ελάχιστες εντάσεις στα υποστυλώματα, ενώ οι εντάσεις στις δοκούς είναι ελάχιστες έως μηδενικές.



Σχ. 5.1.7 Διάγραμμα ροπών

Σε σύγκριση με τη διεύθυνση X, κατά αυτή την διεύθυνση τα υποστυλώματα αναλαμβάνουν περισσότερες εντάσεις ενώ, οι δοκοί δέχονται ελαφρώς μικρότερες.

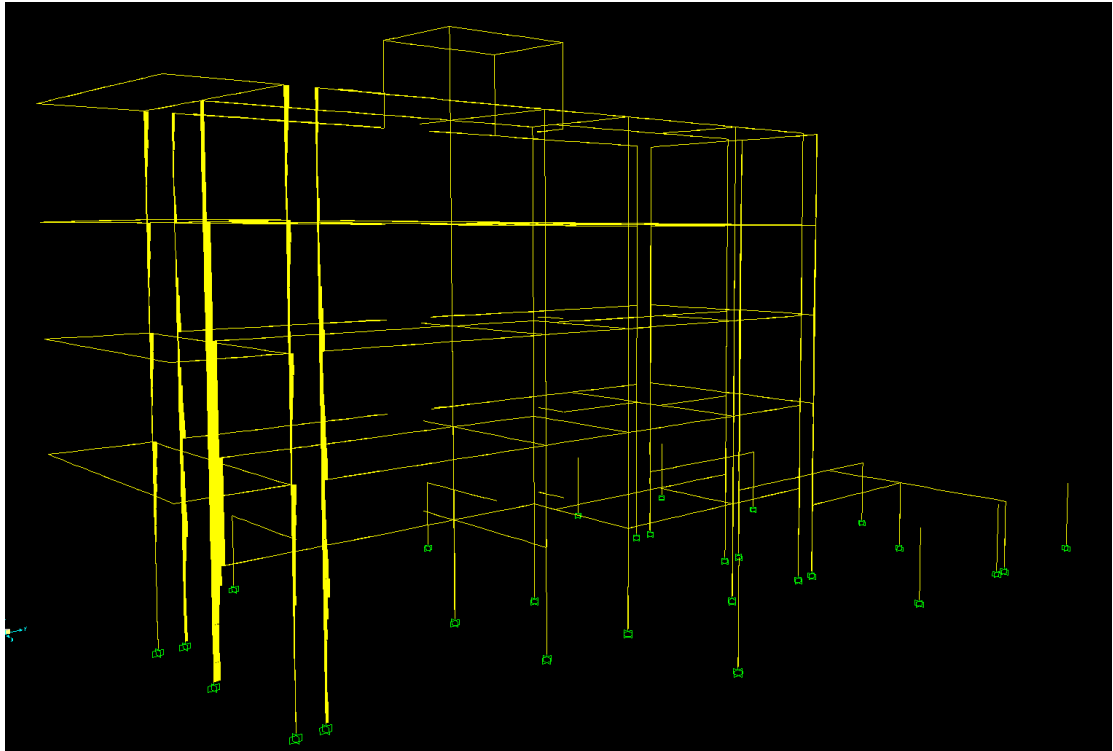
Διεύθυνση Z



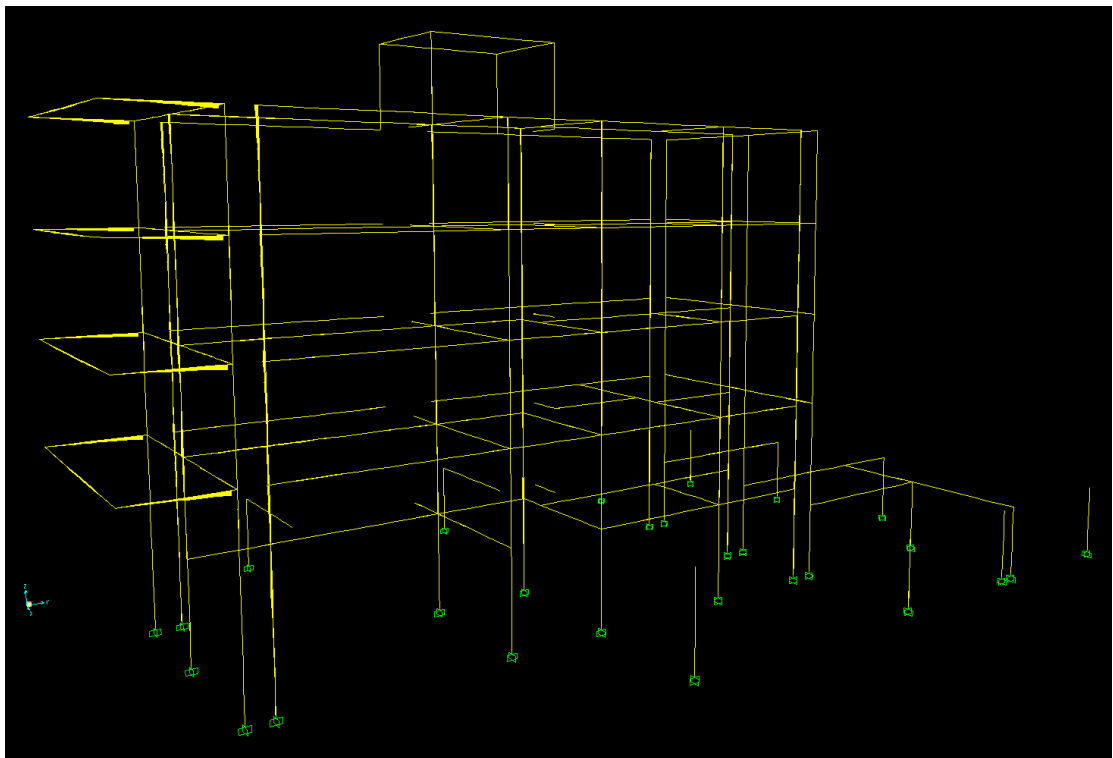
Σχ. 5.1.8 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.

Από τη σύγκριση των εντάσεων που δέχεται ο φορέας κατά τις άλλες δύο διευθύνσεις συμπεραίνεται ότι για σεισμό κατά τη διεύθυνση αυτή, οι αξονικές εντάσεις που παραλαμβάνει ο φορέας είναι εμφανώς μειωμένες. Το μεγαλύτερο μέρος των εντάσεων αναλαμβάνουν τα υποστυλώματα K23, K24 και K25 πλησίον των εξωστώ όπως και ήταν αναμενόμενο.

Όμοια συμπεράσματα εξάγονται για τις ασκούμενες τέμνουσες δυνάμεις και ροπές. Για σεισμό στη διεύθυνση Z τόσο οι τέμνουσες αλλά όσο οι ροπές είναι μικρότερες των αντίστοιχων εντάσεων για σεισμό στις διευθύνσεις X και Y. Στο διάγραμμα των ροπών, οι πρόβολοι αναλαμβάνουν τις μεγαλύτερες εντάσεις.



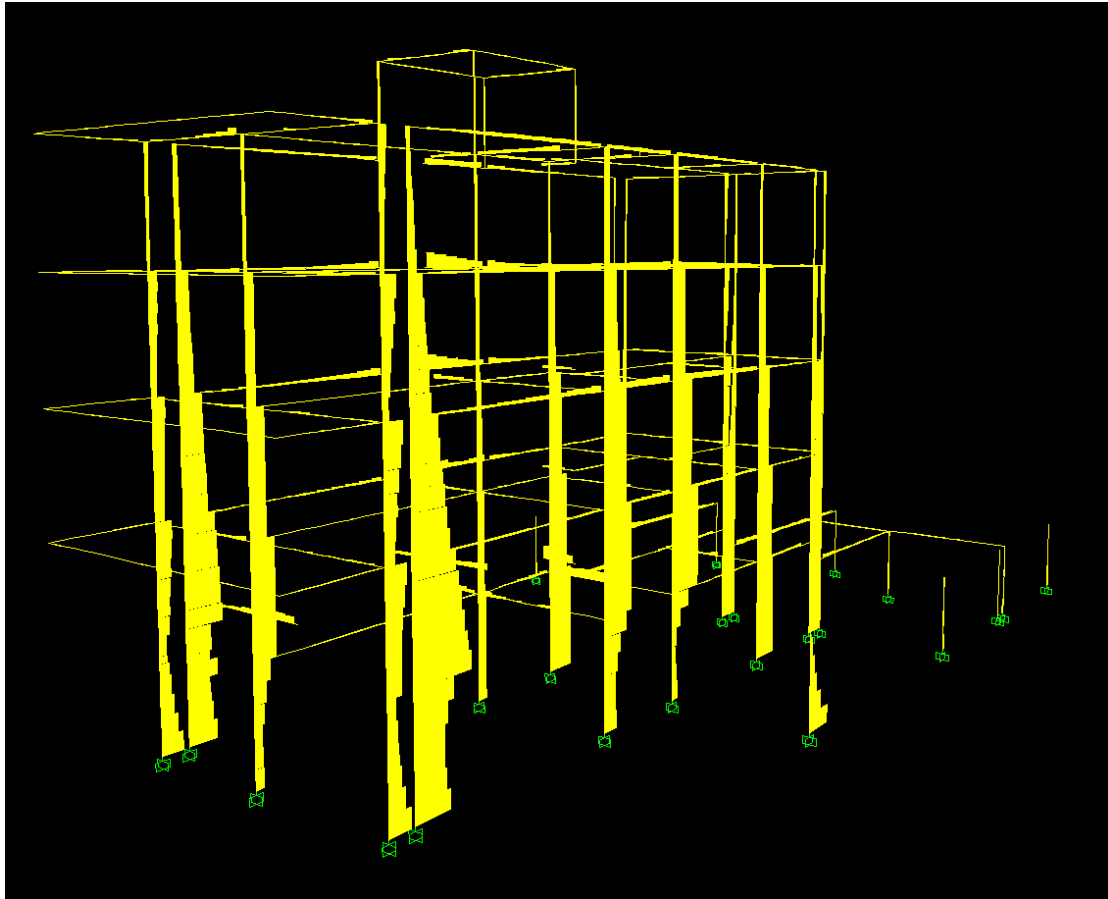
Σχ. 5.1.9 Διάγραμμα τεμνουσών.



Σχ. 5.1.10 Διάγραμμα ροπών

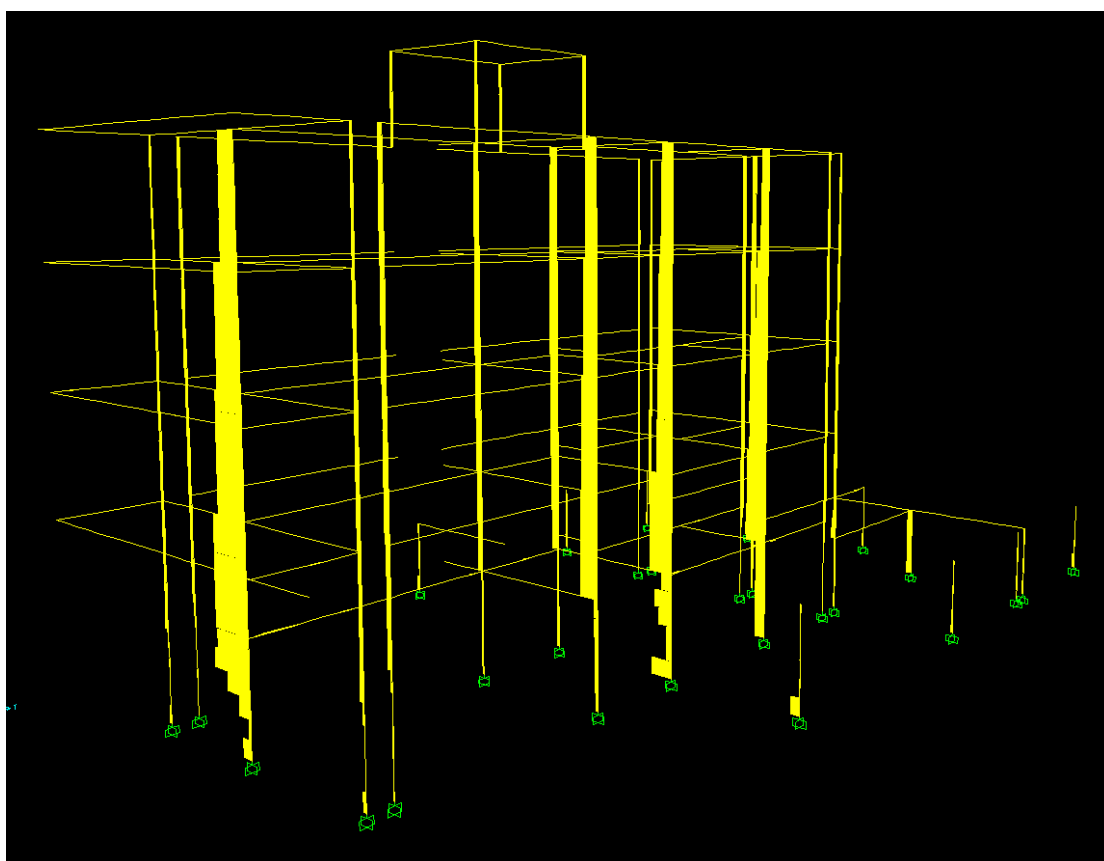
EC8 (Εδαφική Στρώση Β)

Διεύθυνση Χ



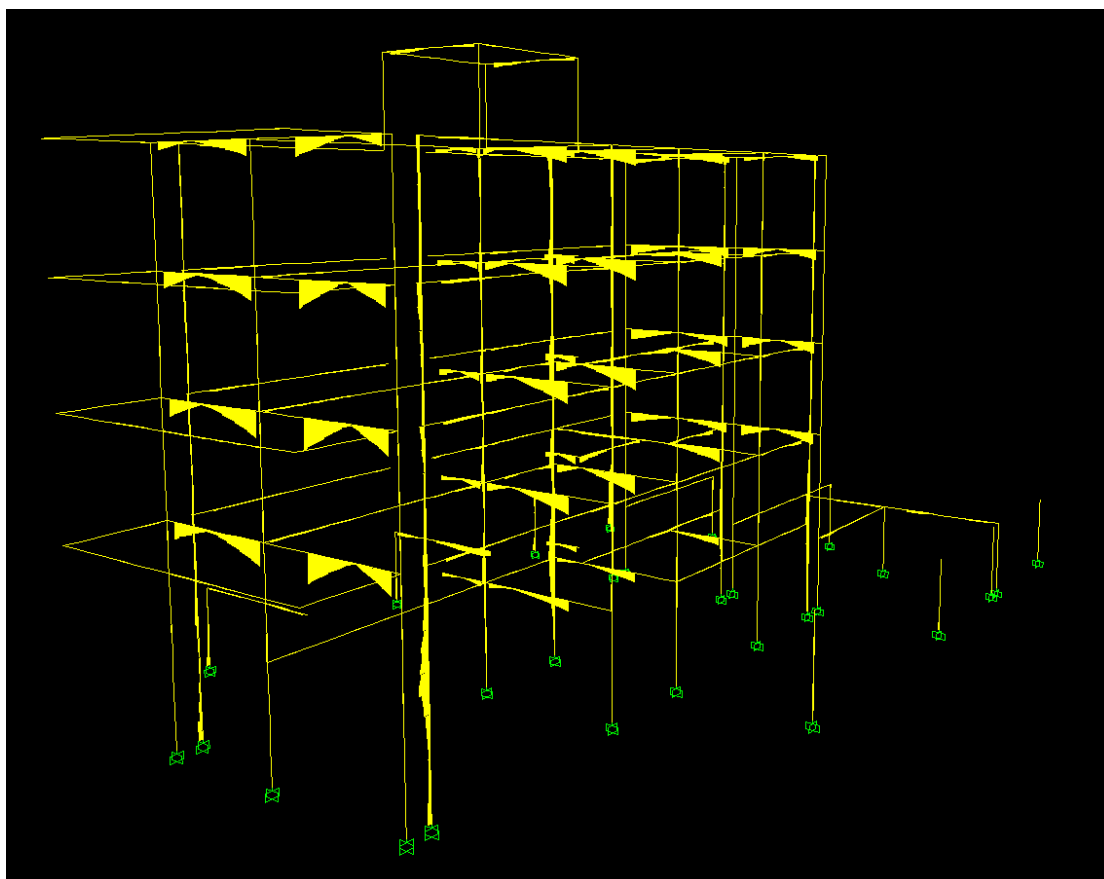
Σχ. 5.1.11 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.

Η φόρτιση με βάση τα φάσματα του Ευρωκώδικα για τύπο εδάφους Β, εξάγουν όμοιες αντιδράσεις με αυτές που παρουσιάστηκαν κατά Ε.Α.Κ. Δεν παρατηρούνται ποιοτικές διαφορές (κάτι το αναμενόμενο) και οι όποιες ποσοτικές διαφορές οφείλονται στο διαφορετικό ποσοστό μεγένθυσης των εντάσεων όπως αυτές προκύπτουν από τα επιμέρους φάσματα. Μεγαλύτερες εντάσεις εμφανίζονται στα υποστυλώματα τις πρόσοψης του Κτηρίου, K23, K24, και K25 στο ύψος της οροφής του υπογείου.



Σχ. 5.1.12 Διάγραμμα τεμνουσών.

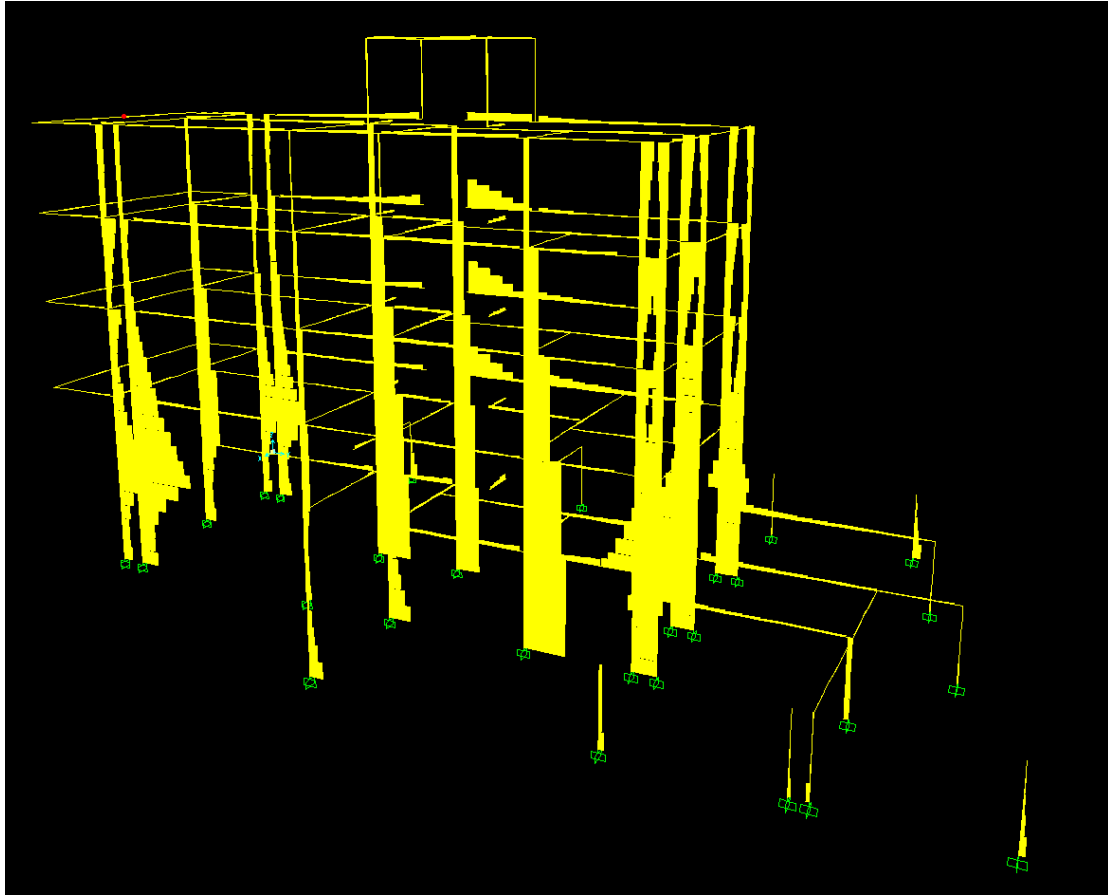
Όμοια, παρατηρείται κατά τη διεύθυνση Y μείωση των εντάσεων που αναλαμβάνουν τα φέροντα στοιχεία του Κτηρίου. Σε σύγκριση με το φάσμα κατά Ε.Α.Κ οι διαφορές είναι μικρές.



Σχ. 5.1.13 Διάγραμμα ροπών

Κατά τη διεύθυνση Y, το μεγαλύτερο μέρος των εντάσεων αναλαμβάνουν οι δοκοί, με τις μεγαλύτερες ροπές να σημειώνονται στις δοκούς των προβόλων.

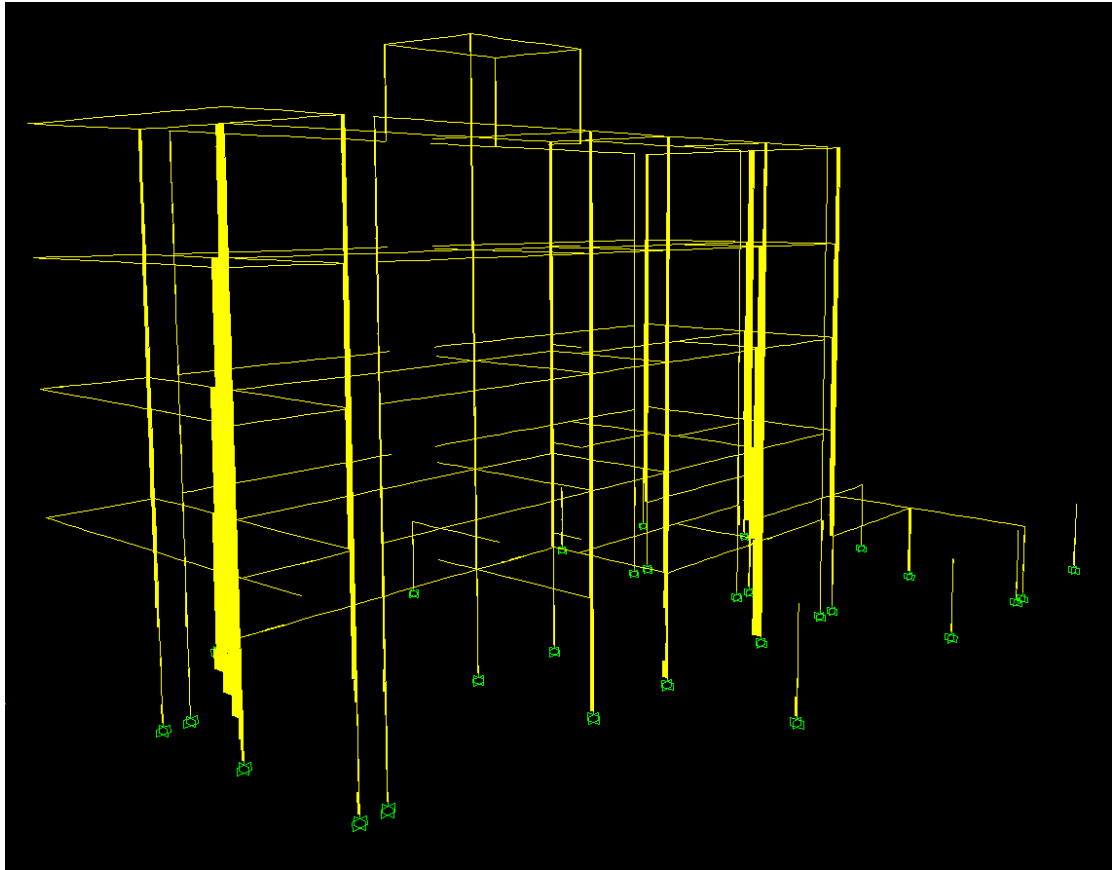
Διεύθυνση Y



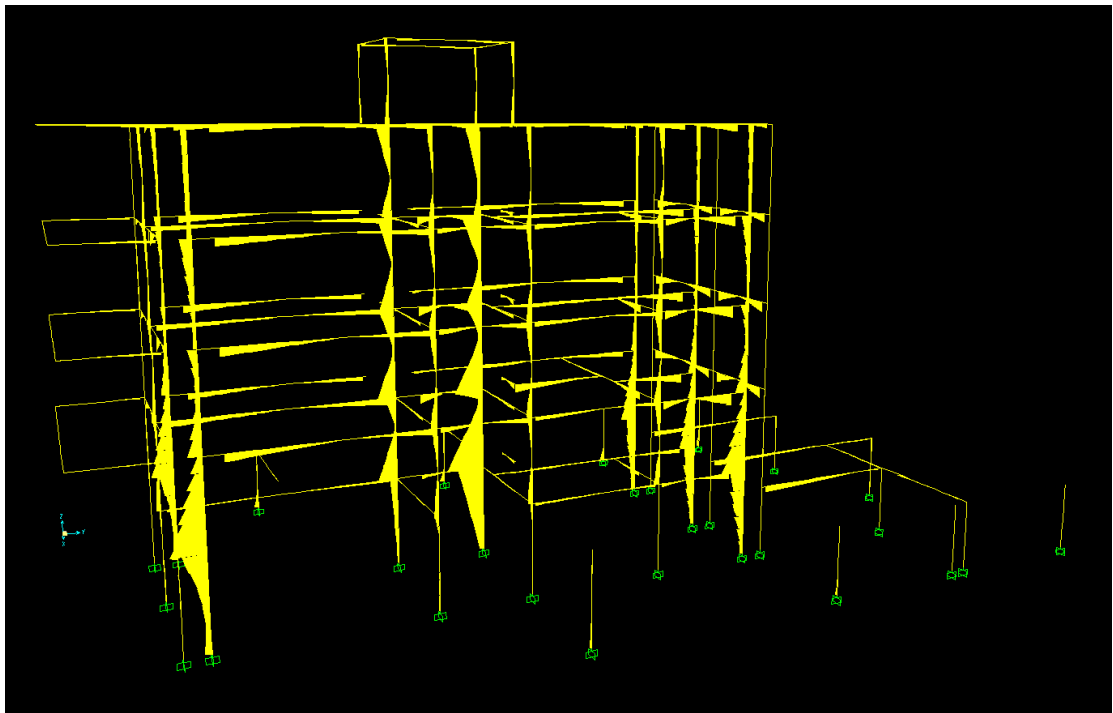
Σχ. 5.1.14 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.

Η εικόνα του φορέα για φόρτιση κατά τη Y διεύθυνση δείχνει ότι το μεγαλύτερο μέρος των εντάσεων τις αναλαμβάνουν τα υποστυώματα. Συγκεκριμένα, τα υποστυλώματα της πρόσοψης και της βορεινής όψης (K7, K8 και K9). Επίσης, σημαντικό αξονικό φορτίο δέχεται το υποστυλώμα K11 στη βάση του.

Οι δοκοί του φορέα δεν αναλαμβάνουν μεγάλες εντάσεις σε σύγκριση με τα κατακόρυφα στοιχεία, με τις σημαντικότερες να αναλαμβάνουν οι δοκοί Δ12.4, και Δ12.7 στη περιοχή του κλιμακοστασίου.



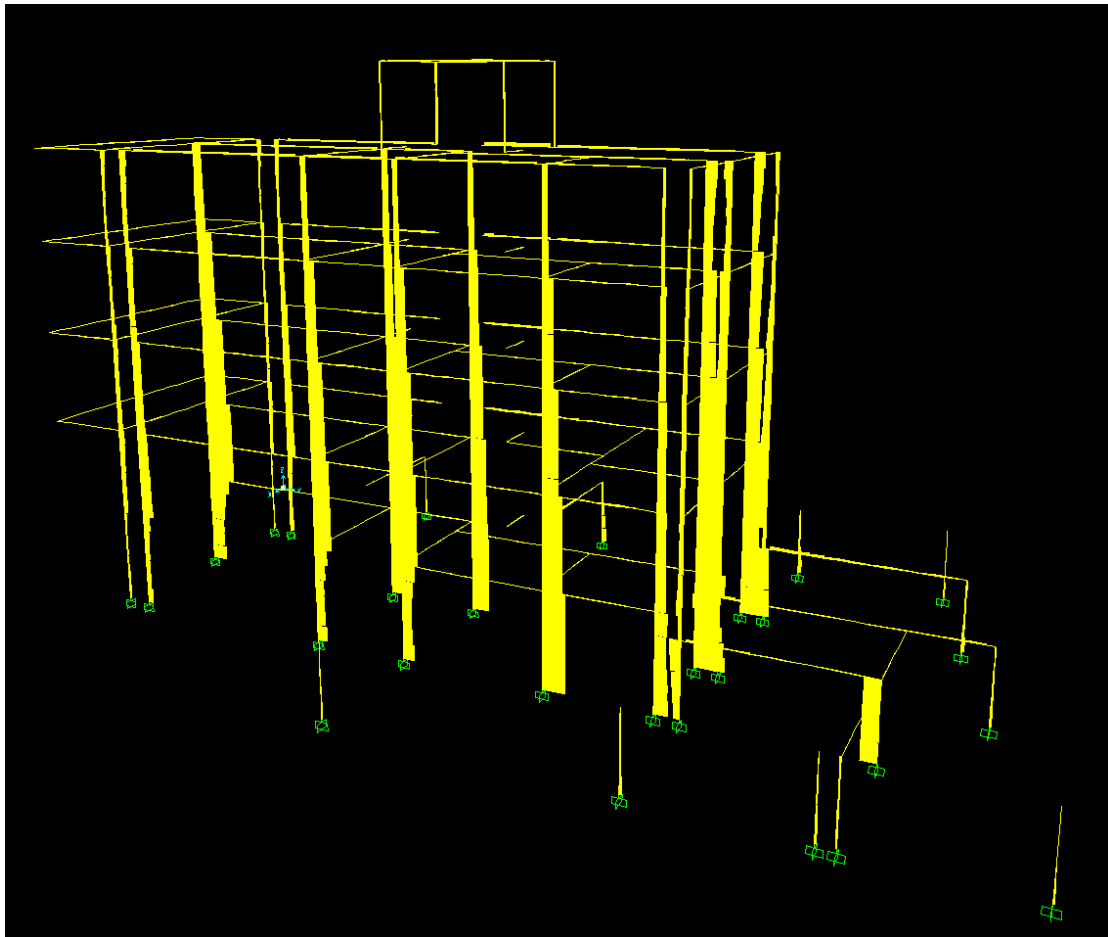
Σχ. 5.1.15 Διάγραμμα τεμνουσών.



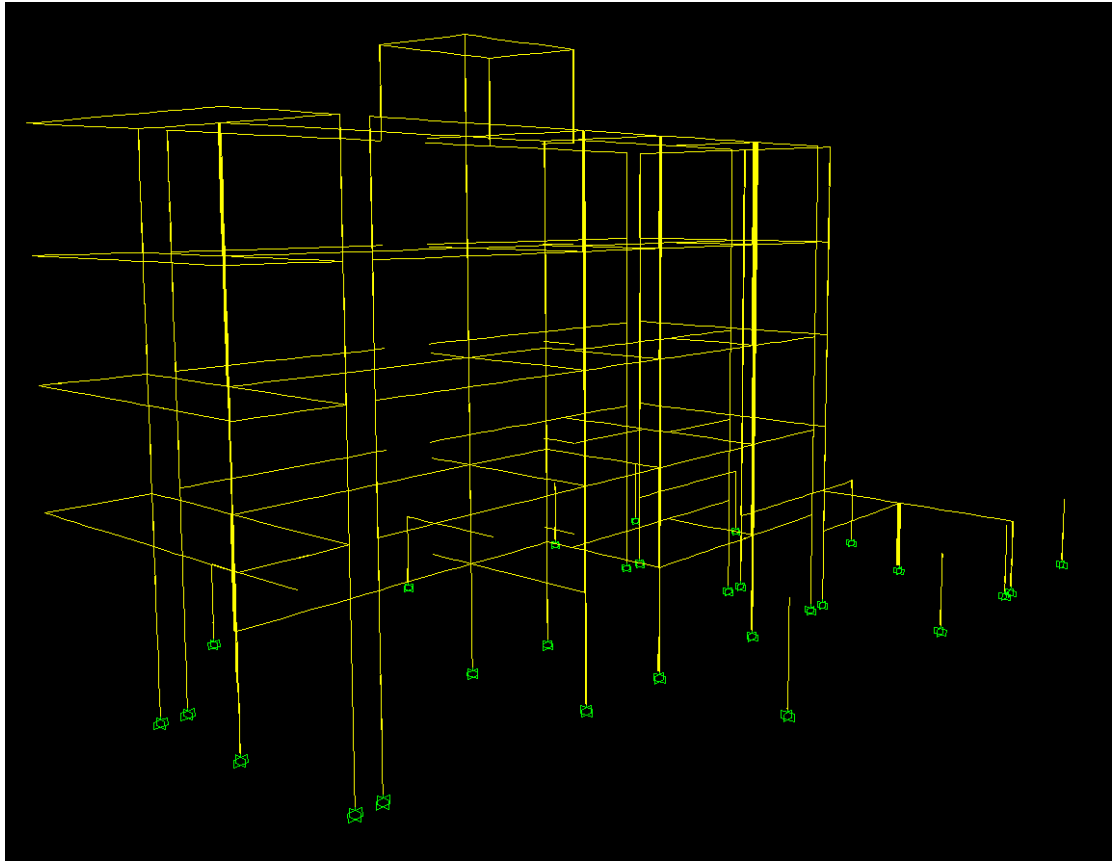
Σχ. 5.1.16 Διάγραμμα ροπών

Για σεισμό κατά Y, οι μεγαλύτερες εντάσεις παρουσιάζονται στα υποστυλώματα με τις εντονότερες να σημειώνονται στο ύψους της οροφής του υπογείου. Σε σύγκριση με τη διεύθυνση X, παρατηρείται σημαντική διαφορά στην κατανομή των εντάσεων. Σημειώνεται ότι κατά τη X διεύθυνση τα υποστυλώματα φορτίζονται ελάχιστα, ενώ κατά τη διεύθυνση Y, τα υποστυλώματα αναλαμβάνουν μεγαλύτερα φορτία.

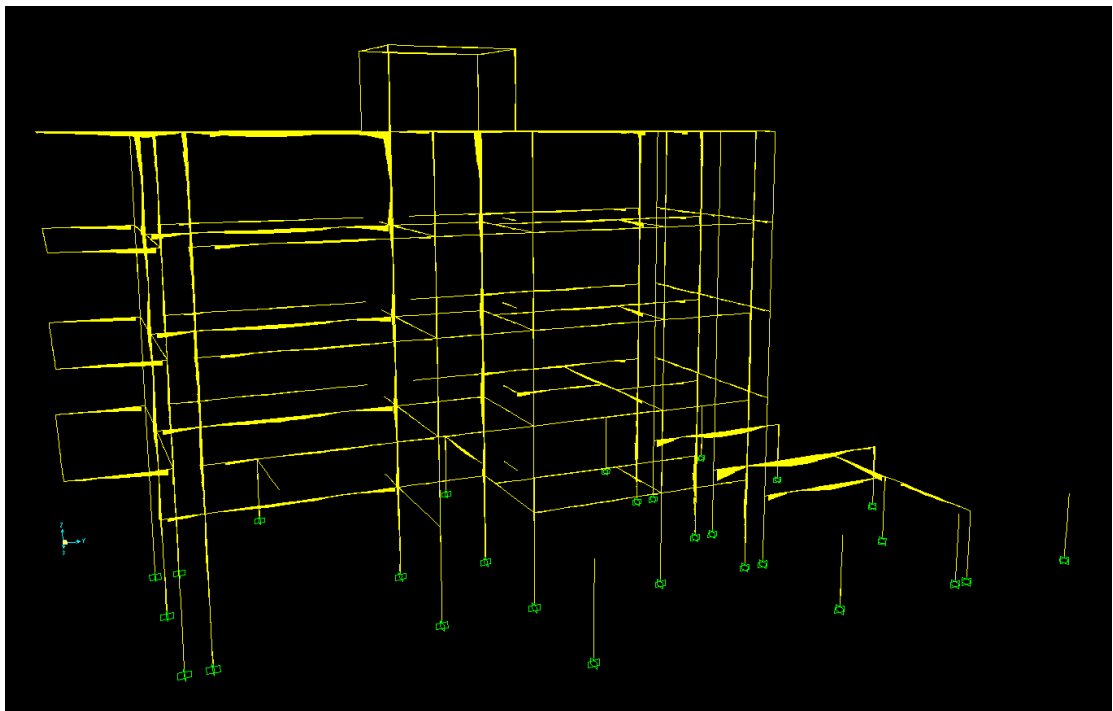
Διεύθυνση Z



Σχ. 5.1.17 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ. 5.1.18 Διάγραμμα τεμνουσών.



Σχ. 5.1.19 Διάγραμμα ροπών

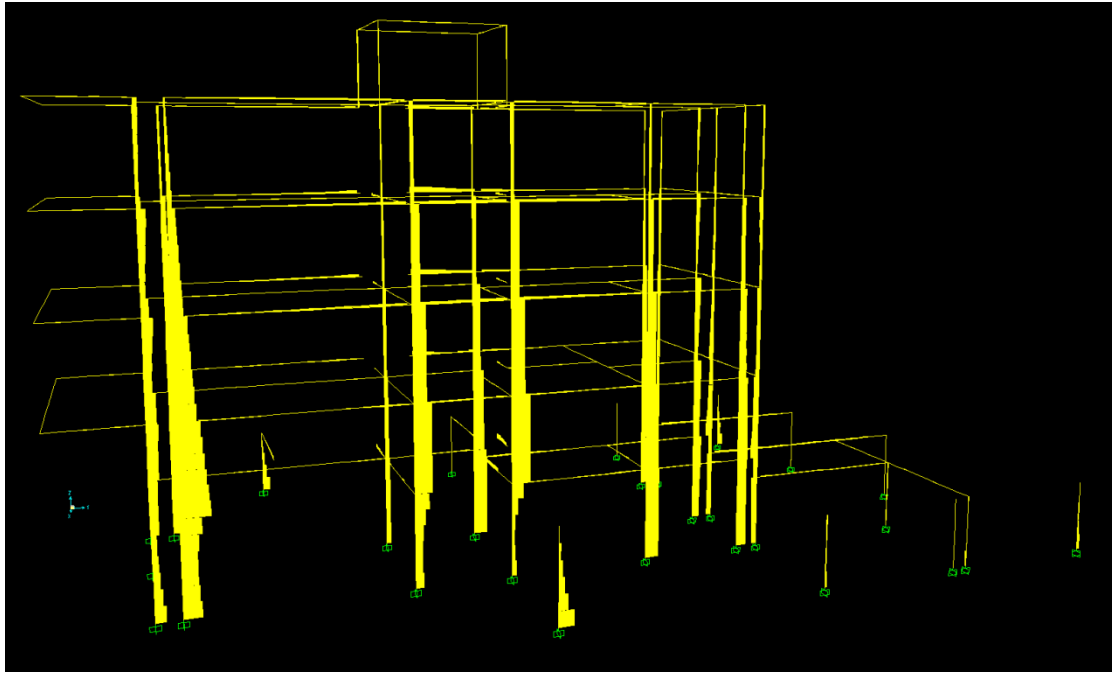
Τα διαγράμματα των Σχ.5.117, 5.1.19, και 5.1.20 δείχνουν ότι σε σύγκριση με τις άλλες διεθύνσεις, οι εντάσεις που αναλαμβάνει η κατασκευή υπο μορφή τεμνουσών και ροπών είναι εμφανώς μειωμένες έναντι αυτών που σημειώνονται στις άλλες διεθύνσεις. Όσον αφορά τις αξονικές καταπονήσεις, η εικόνα είναι παρόμοια με αυτή των άλλων επιφορτίσεων.

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η σεισμική καταπόνηση κατά Z προκαλεί κυρίως μεταβολή της αξονικής δύναμης των υποστηλωμάτων με μικρές σχετικά μεταβολές των τεμνουσών δυνάμεων και καμπτικών ροπών αντίστοιχα. Η συμπεριφορά αυτή οφείλεται κατά μέρος στο γεγονός τη μη ύπαρξης φυτευτών υποστηλωμάτων τα οποία θα προκαλούσαν μέσω έμμεσης φόρτισης έντονες καμπτικές και διατμητικές καταπονήσεις στις δοκούς έδρασης των.

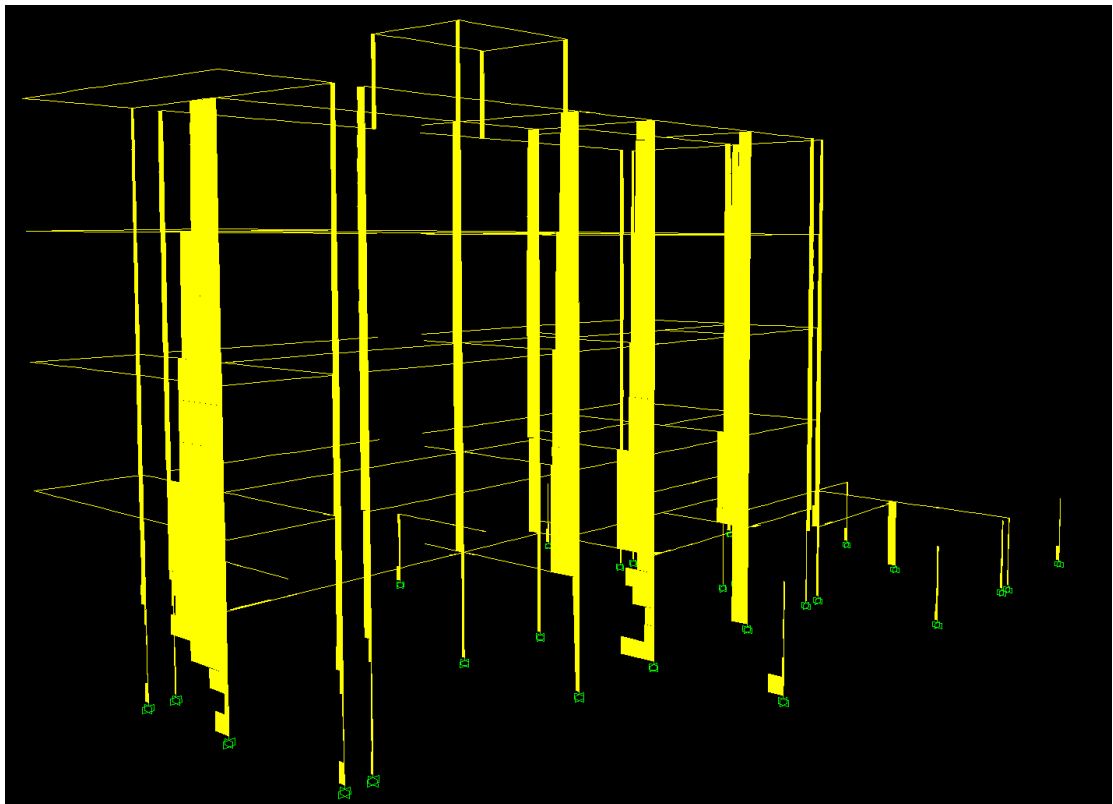
EC8 (Εδαφική Στρώση C)

Οι διαφορές μεταξύ των διαφορετικών εδαφικών στρωμάτων B, και C, σε επίπεδο διαγραμμάτων και φορτίσεων είναι μικρές και οφείλονται στην διαφορετική τιμή της φασματικής επιτάχυνσης του πλατώ του φάσματος.

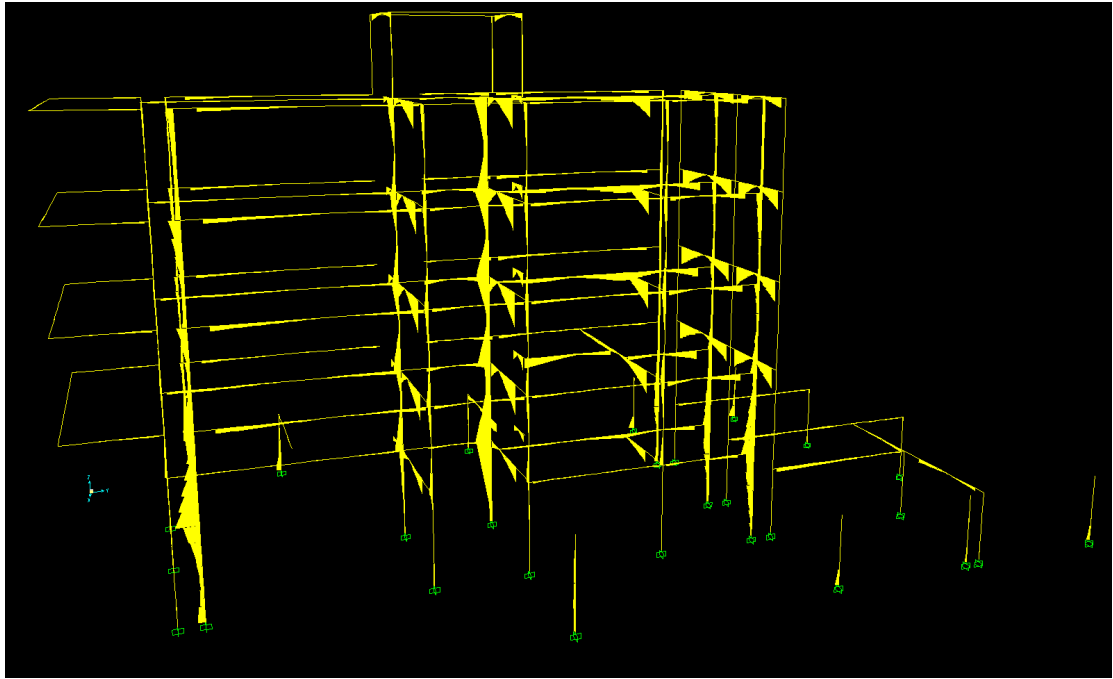
Διεύθυνση X



Σχ. 5.1.20 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.

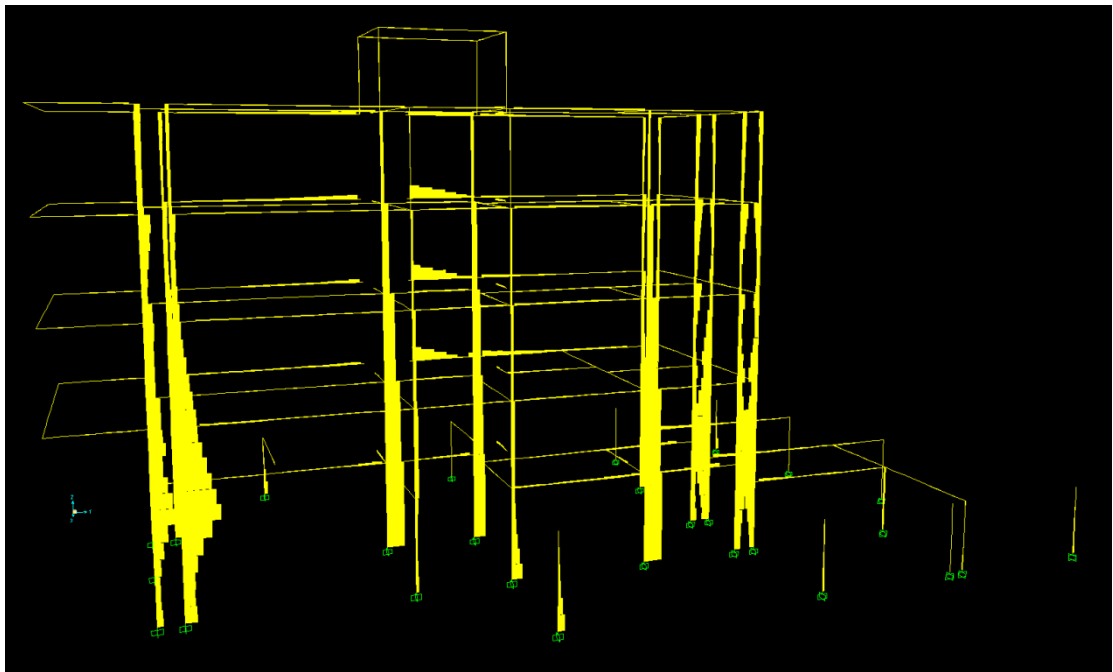


Σχ. 5.1.21 Διάγραμμα τεμνουσών.

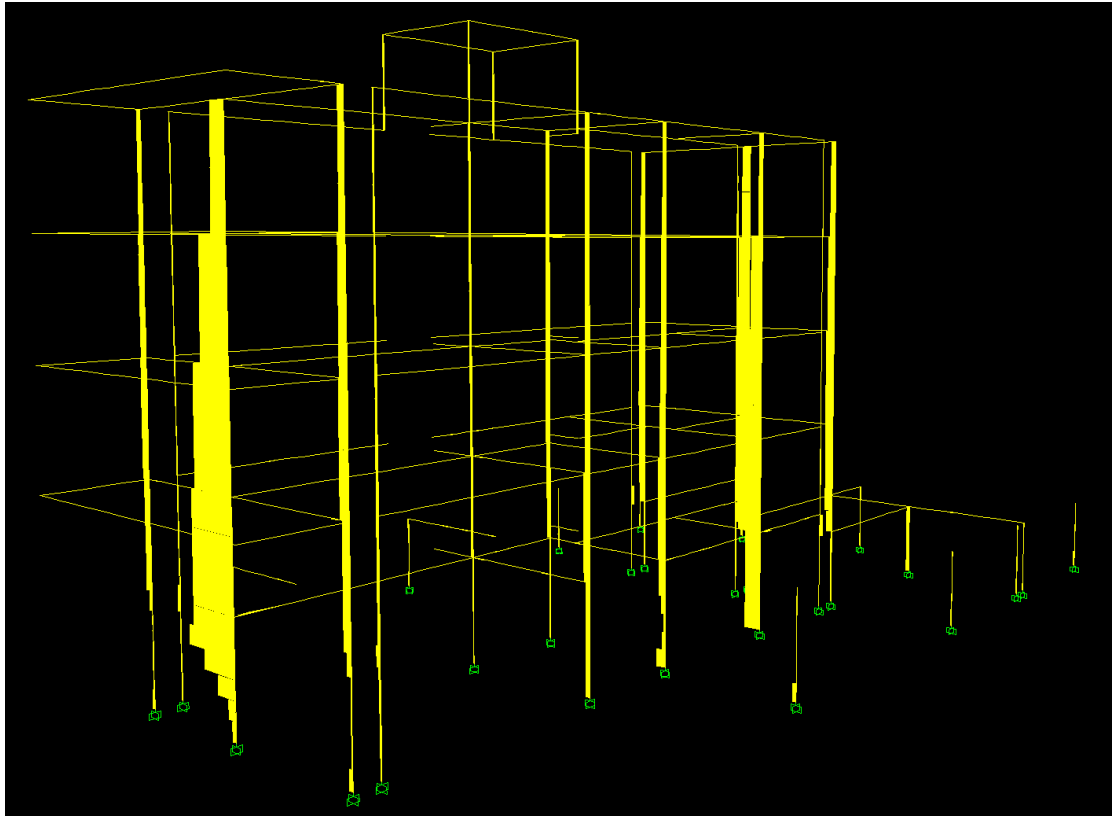


Σχ. 5.1.22 Διάγραμμα ροπών

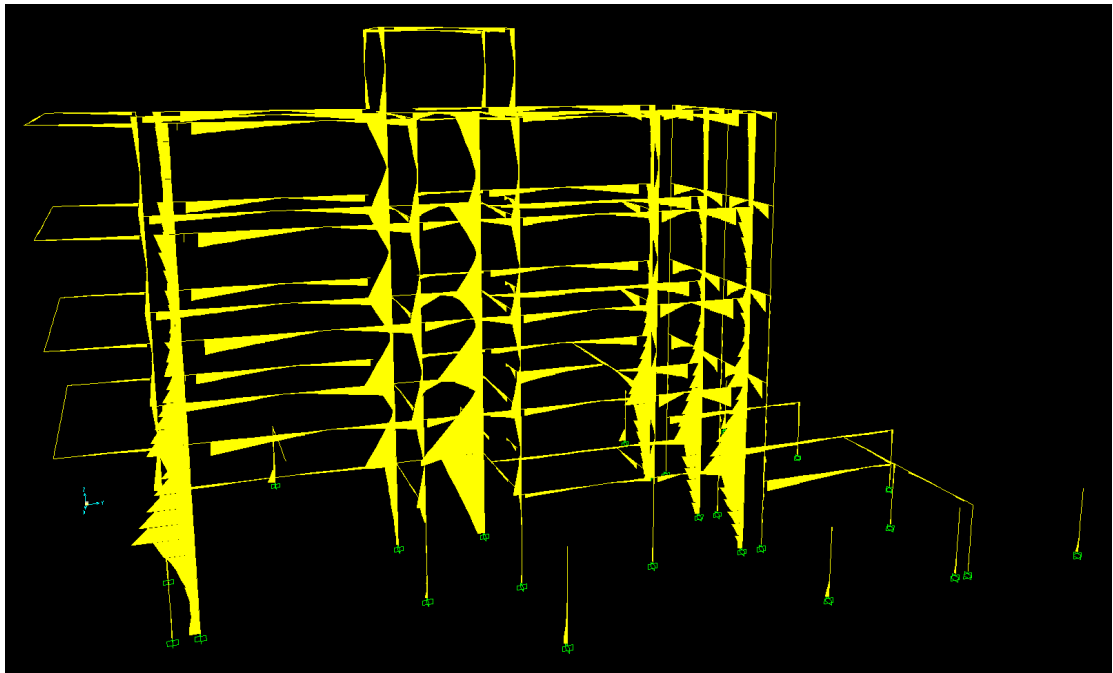
Διεύθυνση Y



Σχ. 5.1.23 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.

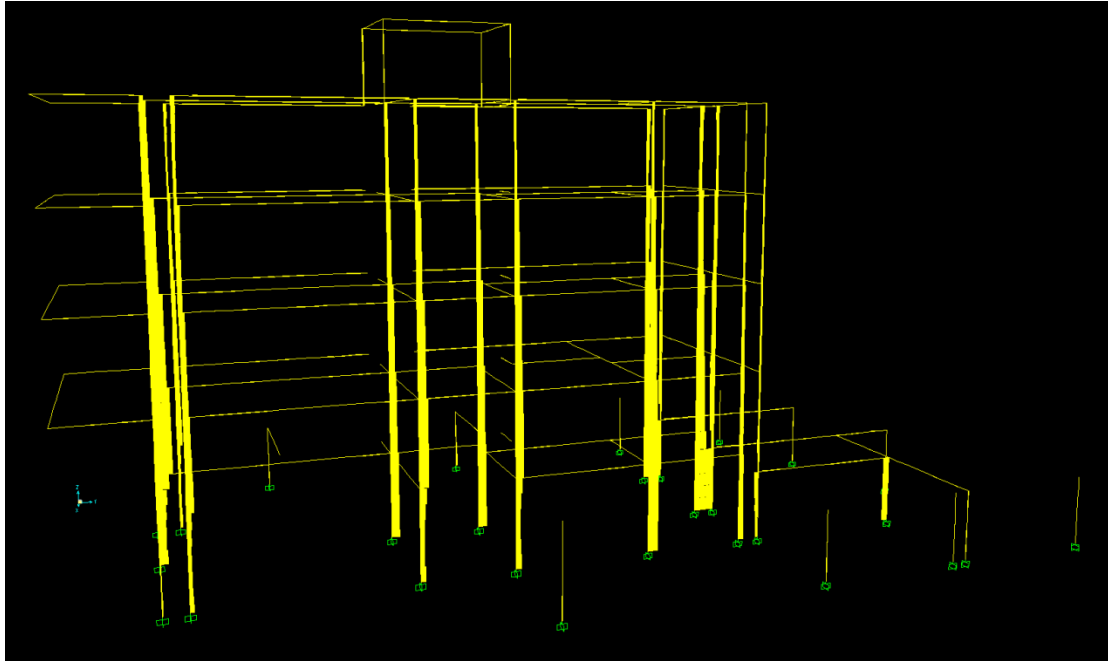


Σχ. 5.1.24 Διάγραμμα τεμνουσών.

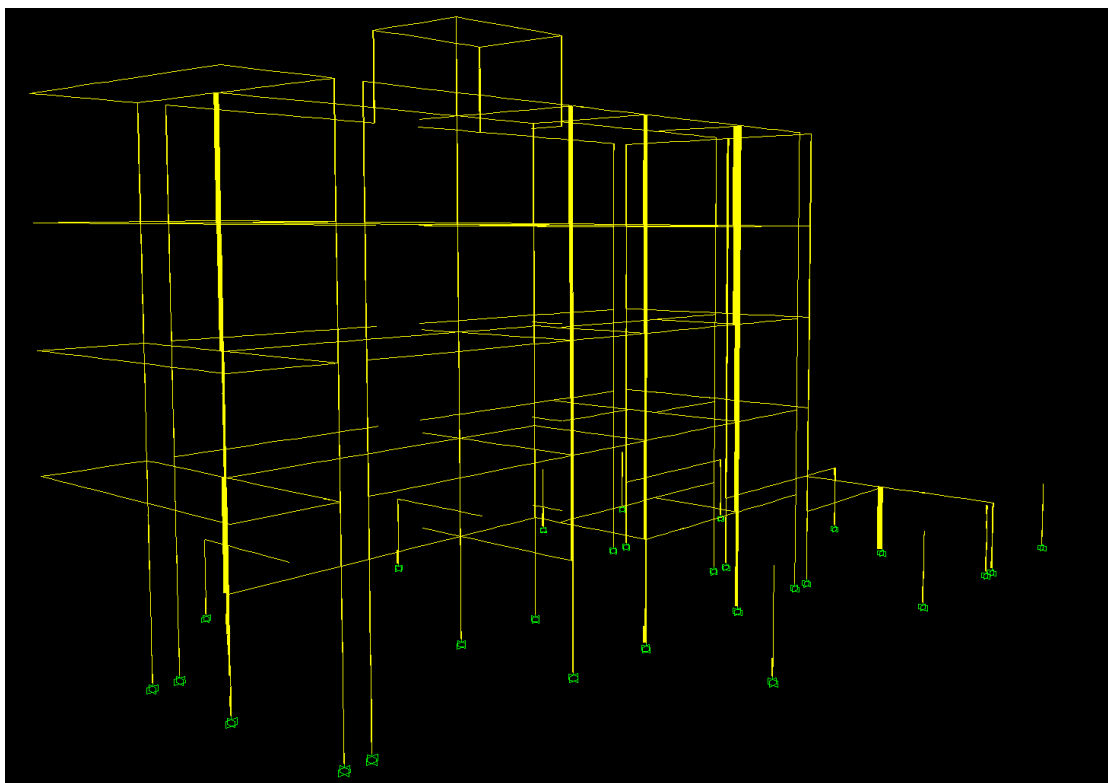


Σχ. 5.1.25 Διάγραμμα ροπών

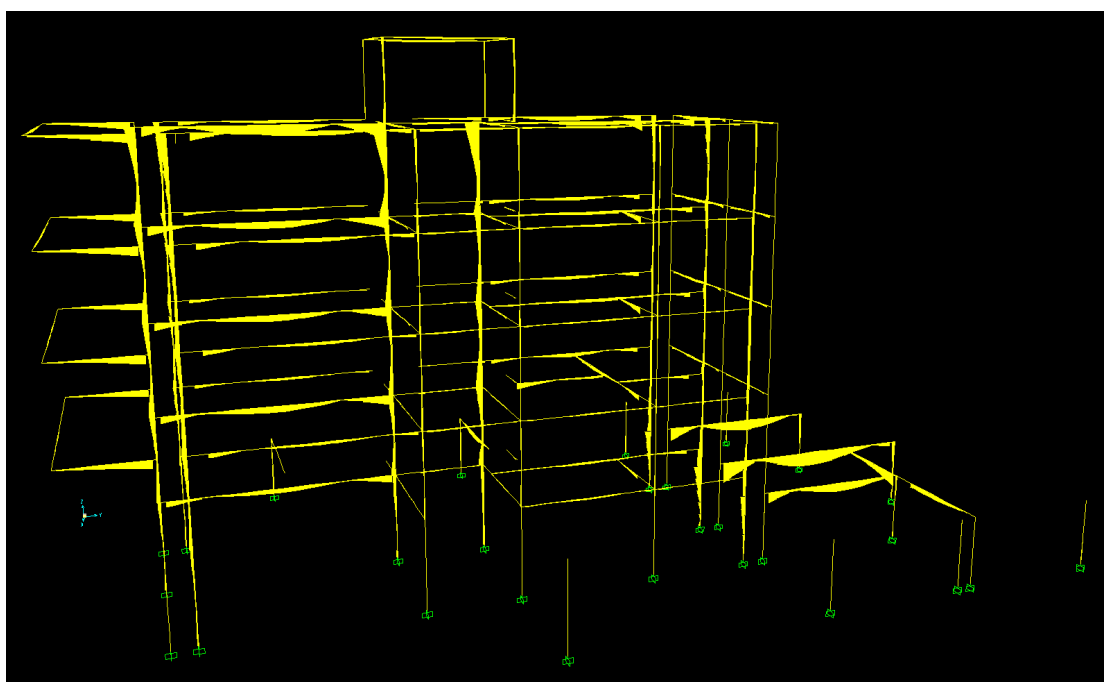
Διεύθυνση Z



Σχ. 5.1.26 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ. 5.1.27 Διάγραμμα τεμνουσών.



Σχ. 5.1.28 Διάγραμμα ροπών

Σύγκριση Διαγραμμάτων

Η σύγκριση των δεξαγομένων διαγραμμάτων κατά Ε.Α.Κ και Ευρωκώδικα έδειξε ότι κατά τις διευθύνσεις X και Y δεν έδειξαν αξιοσημείωτες διαφορές πέραν αυτών που προκύπτουν από το μέγεθος της μέγιστης φασματικής επιτάχυνσης.

Εντούτις, σημαντικές διαφορές παρατηρούνται για σεισμό κατά τη κατακόρυφη διεύθυνση. Όσον αφορά τις αξονικές δυνάμεις, η ανάλυση κατά Ε.Α.Κ δείχνει ότι η κατασκευή δεν αναλαμβάνει έντονα φορτία και βρίσκεται σε κατάσταση σχετικής ηρεμίας με τις μεγαλύτερες εντάσεις να αναλαμβάνουν τα υποστυλώματα τις πρόσοψης. Αντίθετα, κατά την ανάλυση με τον Ευρωκώδικα, τα υποστυλώματα της κατασκευής βιώνουν μεγαλύτερη φόρτιση. Οι εντάσεις είναι σαφώς εντονότερες, ενώ η σημαντικότερη διαφορά εμφανίζεται στο υποστύλωμα K97 του

υπογείου, όπου κατά τη μία περίπτωση (E.A.K) δεν φορτίζεται σχεδόν καθόλου, ενώ στη δεύτερη, αναλαμβάνει μεγάλα αξονικά φορτία.

Οι διαφορές που παρατηρήθηκαν για τις τέμνουσες δυνάμεις είναι μικρές με την μόνη διαφορά να παρουσιάζεται στο υποστύλωμα K9. Η ανάλυση με τον Ευρωκώδικα δείχνει ότι αναλαμβάνει ελφάρως μεγαλύτερα φορτία.

Τέλος, σημαντικές διαφορές σημειώνονται και στα διαγράμματα ροπών. Παρατηρείται ότι βάση του Ευρωκώδικα, η κατασκευή αναλαμβάνει μεγαλύτερες εντάσεις με τις σημαντικότερες να αναλαμβάνουν οι ανεστραμμένοι δοκοί του υπογείου και οι δοκοί των προβόλων. Σε γενικές γραμμές, κατά E.A.K, οι δοκοί του φορέα βρίσκονται σε κατάσταση σχετικής ηρεμίας, σε αντίθεση με την ανάλυση κατά τον Ευρωκώδικα.

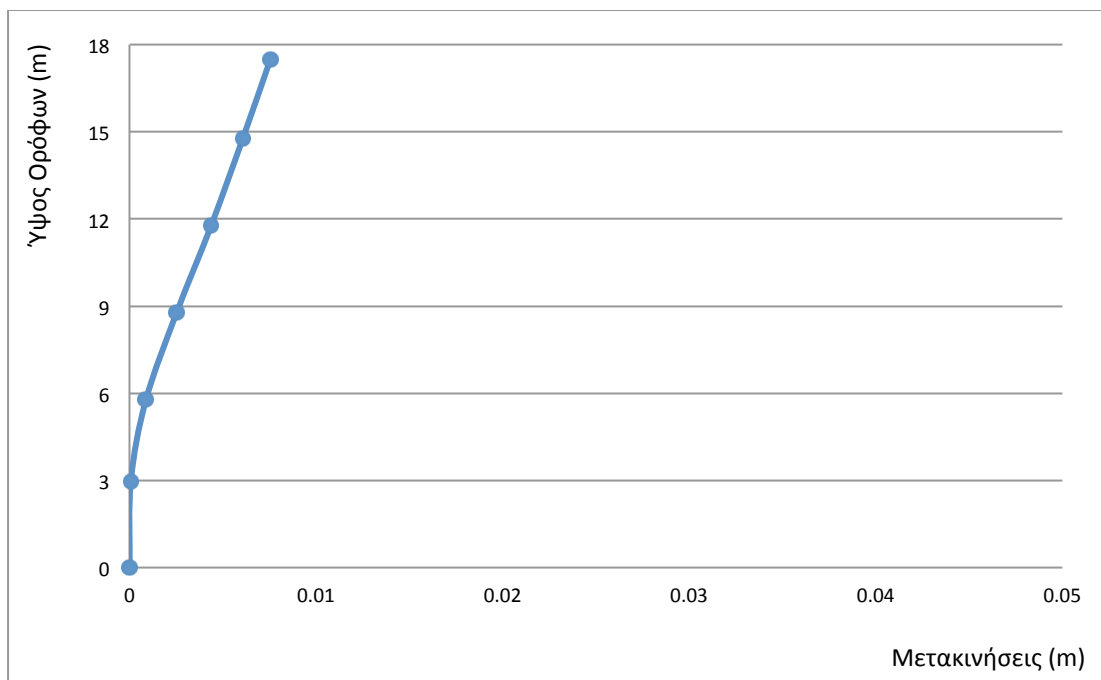
5.1.1.4 Σχετικές Μετακινήσεις Ορόφων

Για τον υπολογισμό των σχετικών μετακινήσεων ανά όροφο, λήφθηκε ο μέσος όρος των επικόμβιων μετατοπίσεων των υποστυλωμάτων κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις και τα εξαγόμενα στοιχεία τοποθετήθηκαν επί διαγραμμάτων. Οι σχετικές μετακινήσεις ανά στάθμη ορίζονται ως οι διαφορές των μετακινήσεων αυτών.

Σημειώνεται ότι οι σχετικές μετακινήσεις αποτελούν το κύριο δείκτη αξιολόγησης της απόκρισης της κατασκευής καθώς οι μετακινήσεις αυτές είναι η αιτία δημιουργίας των τάσεων στο φορέα.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά τα εξαγόμενα αποτελέσματα.

Ε.Α.Κ.



Σχ.5.1.29 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον X άξονα ανά όροφο για σεισμό στη X διεύθυνση.

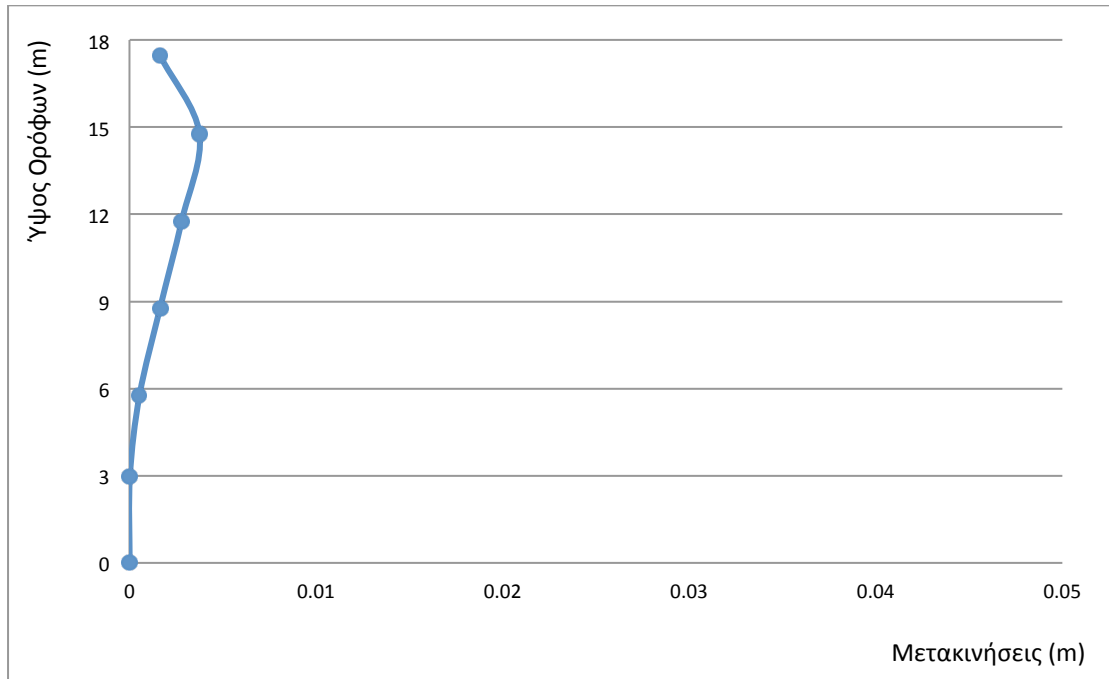


Σχ.5.1.30 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον Y άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Y διεύθυνση.

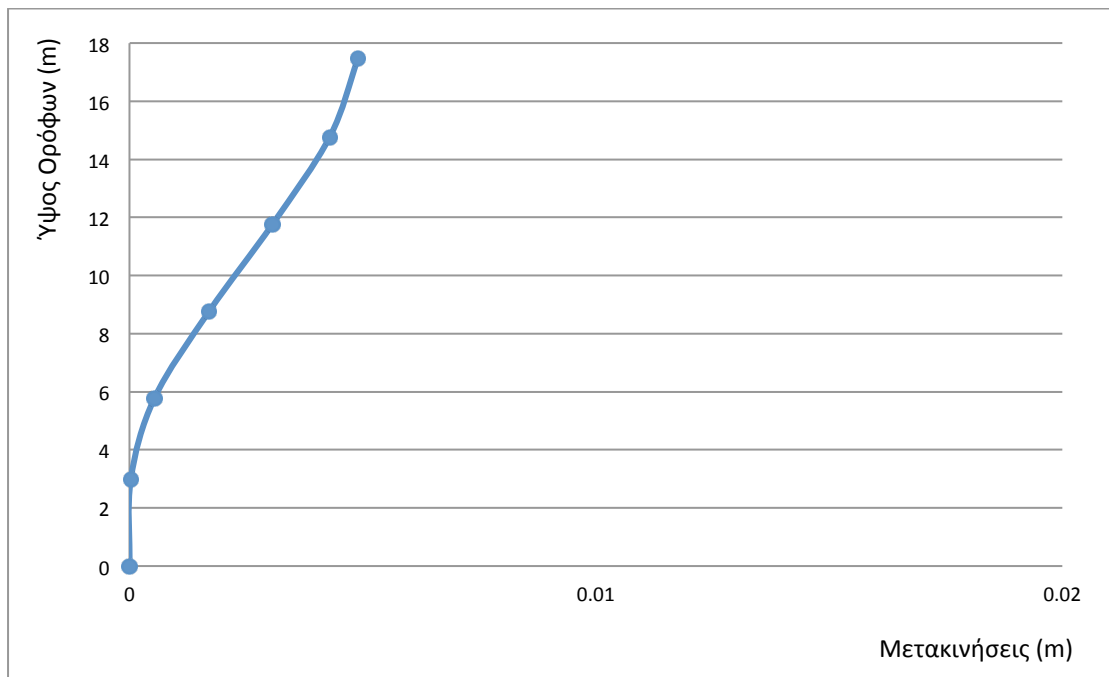
Οι τιμές των μετακινήσεων δίδονται στον πίνακα:

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
7.34E-05	1.26E-05	0.000884	0.000122	0.002527	0.000385	0.004381	0.000687	0.006077	0.000951	0.007544	0.000752

Πίν. 5.1.3 Μετακινήσεις κατά X, Y για σεισμό κατά τη X διεύθυνση.



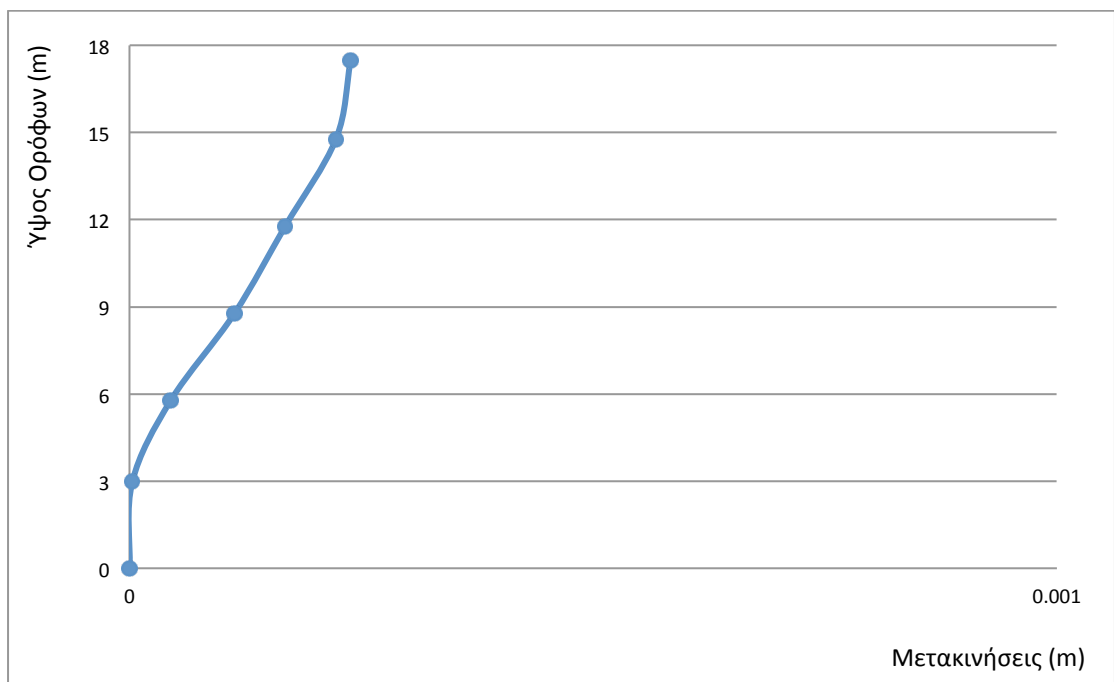
Σχ.5.1.31 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον X άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Y διεύθυνση.



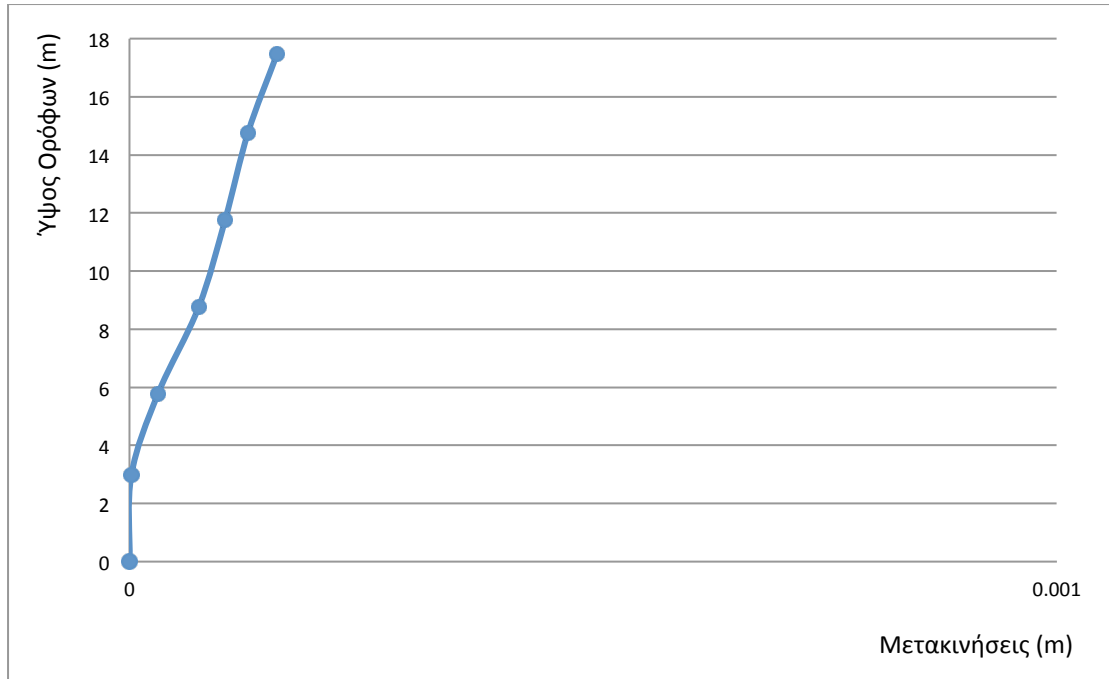
Σχ.5.1.32 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον Y άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Y διεύθυνση.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
2.38E-05	2.81E-05	0.00054	0.000534	0.001641	0.00171	0.002801	0.00307	0.003749	0.004295	0.001627	0.004901

Πίν. 5.1.4 Μετακινήσεις κατά X, Y για σεισμό κατά τη Y διεύθυνση.



Σχ.5.1.33 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον X άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Z διεύθυνση.



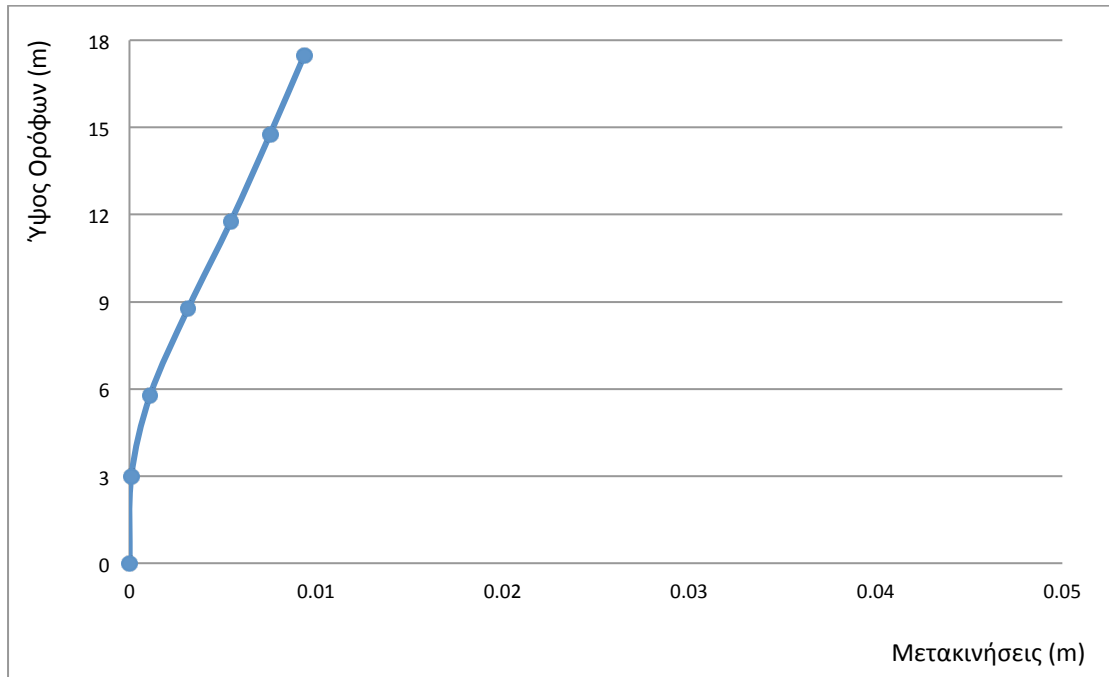
Σχ.5.1.34 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον Y άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Z διεύθυνση.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
3.06E-06	2.01E-06	4.44E-05	3.07E-05	0.000113	7.48E-05	0.000168	0.000103	0.000223	0.000128	0.000239	0.000159

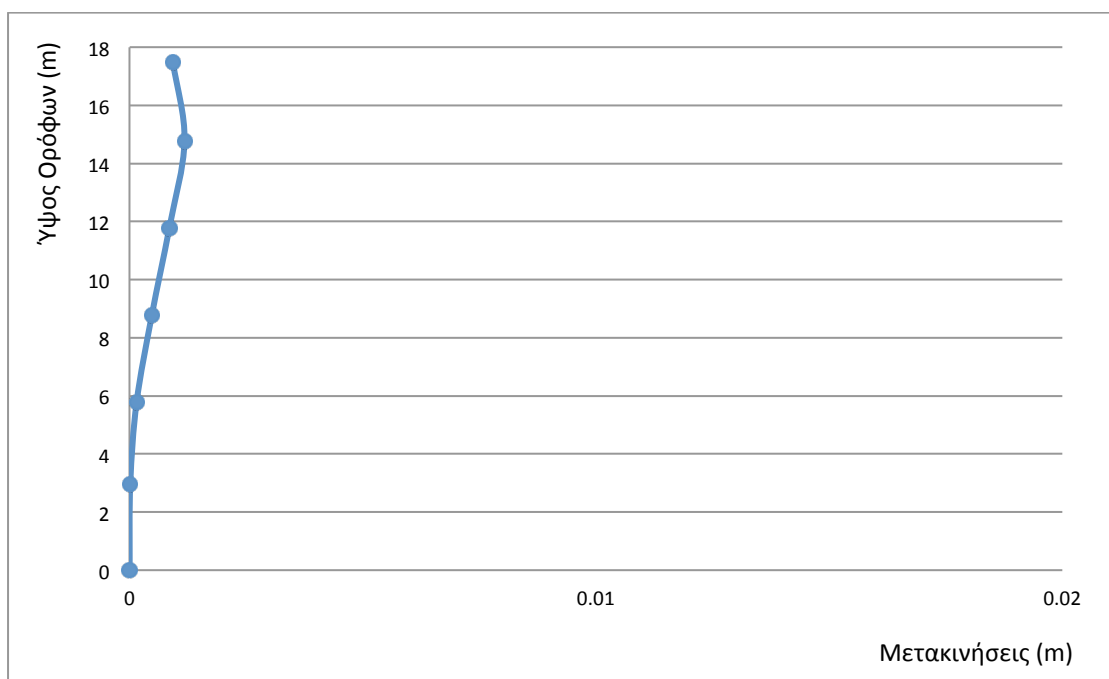
Πίν. 5.1.4 Μετακινήσεις κατά X, Y για σεισμό κατά τη Z διεύθυνση.

Παρατηρείται σύζευξη μεταξύ των διευθύνσεων X και Y η οποία οφείλεται στην ασυμμετρία του φορέα. Πλέον αυτού παρατηρείται ότι κατά τη διεύθυνση Y η εκτιμώμενη μέγιστη ελαστική μετακίνηση είναι μικρότερη της αντίστοιχης μετακίνησης κατά τη διεύθυνση X. Κατά τη διεύθυνση Z, οι μετακινήσεις των ορόφων είναι εμφανώς μικρότερες σε σύγκριση με αυτές που παρατηρούνται στις άλλες διευθύνσεις.

EC8 (Εδαφική Στρώση Β)



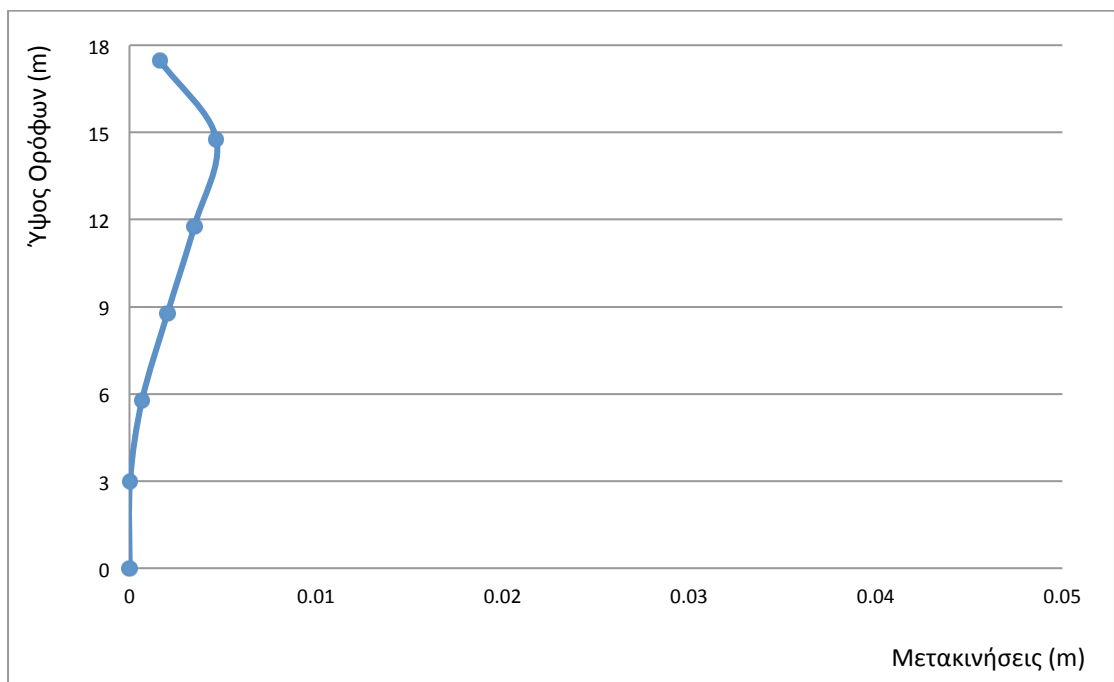
Σχ.5.1.34 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον X άξονα ανά όροφο για σεισμό στη X διεύθυνση.



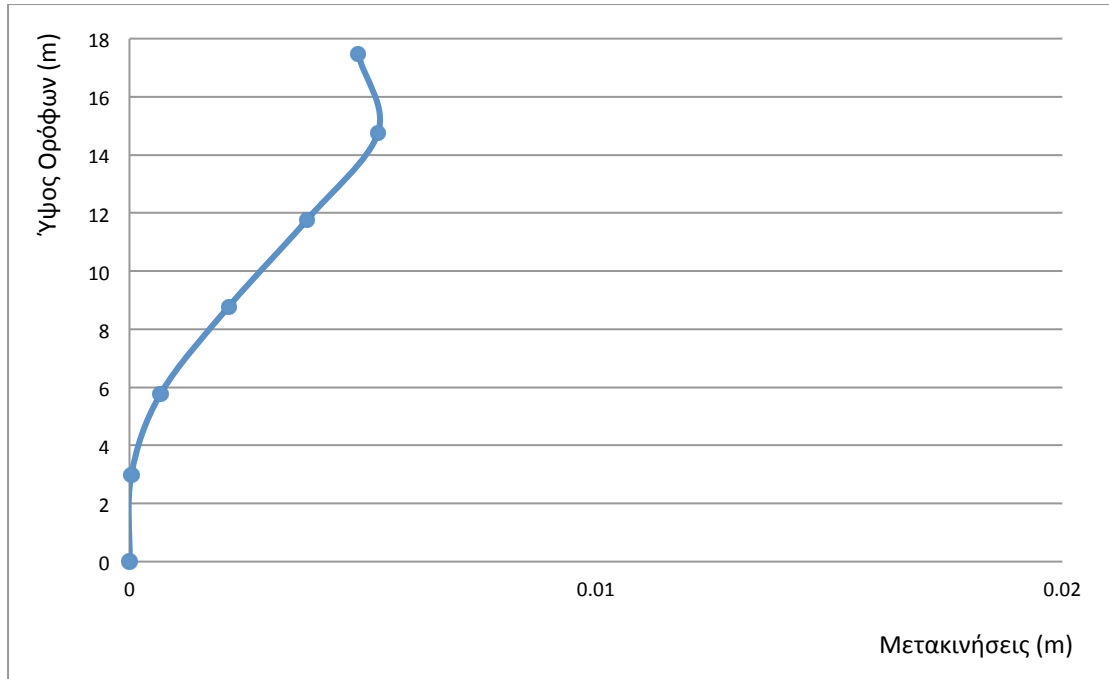
Σχ.5.1.54 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον Y άξονα ανά όροφο για σεισμό στη X διεύθυνση.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
9.69E-05	1.74E-05	0.001106	0.000152	0.003147	0.000479	0.00544	0.000853	0.007542	0.00118	0.009363	0.000934

Πίν. 5.1.5 Μετακινήσεις κατά X, Y για σεισμό κατά τη X διεύθυνση.



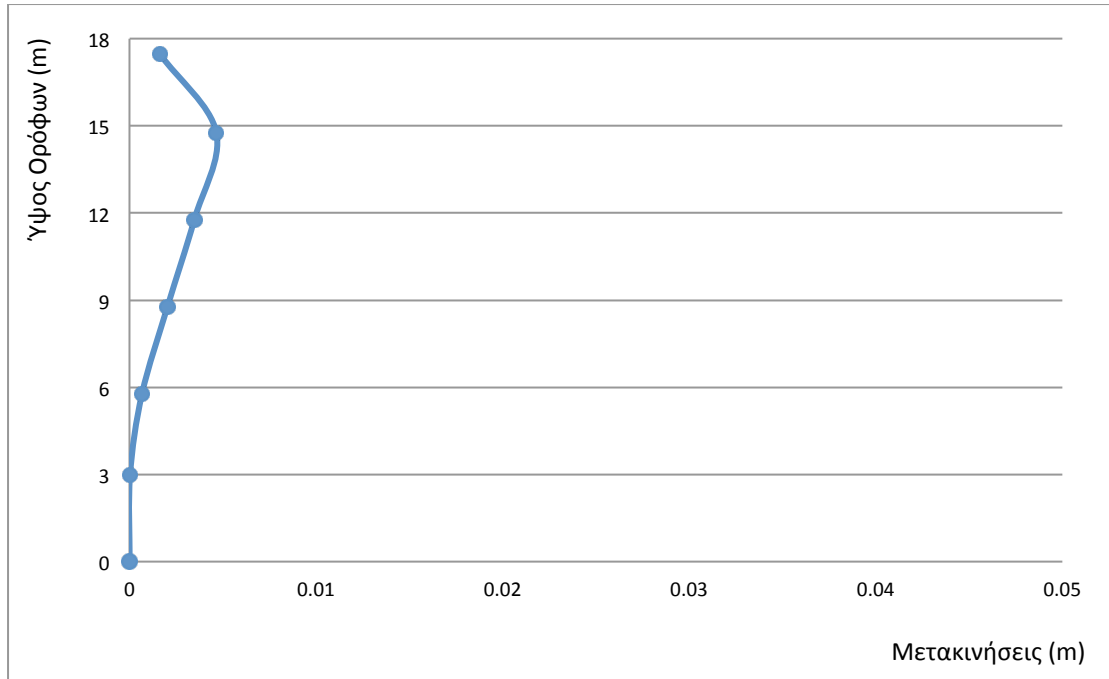
Σχ.5.1.55 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον X άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Y διεύθυνση.



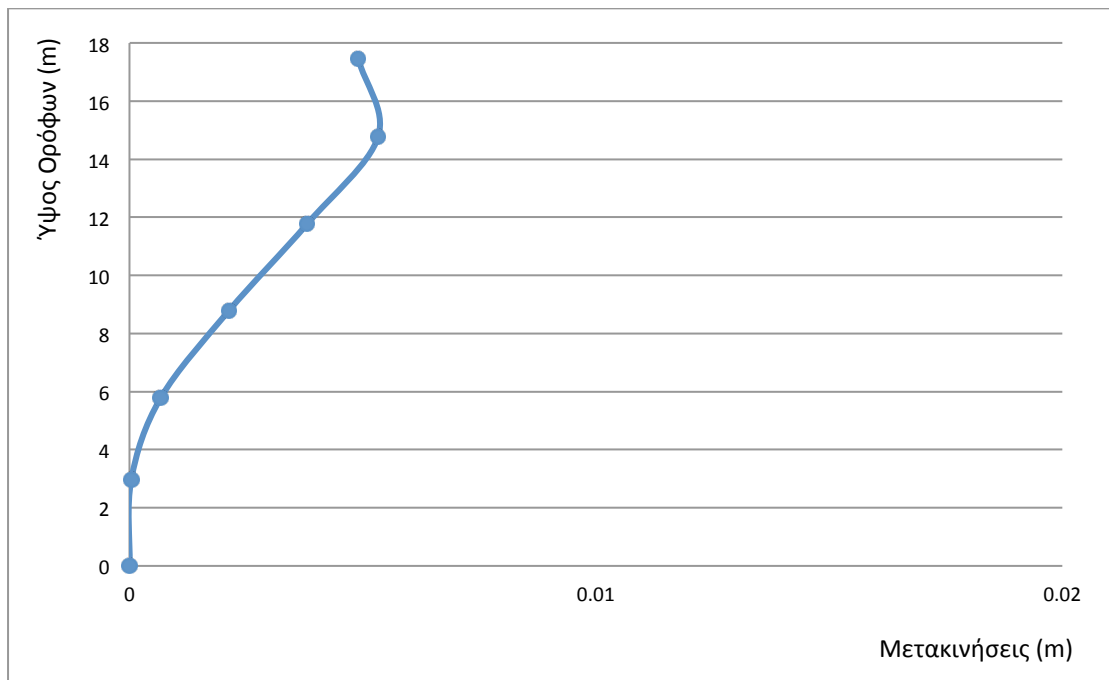
Σχ.5.1.56 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον Y άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Y διεύθυνση.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
3.1E-05	3.96E-05	0.000671	0.000666	0.002037	0.002126	0.003476	0.003811	0.004653	0.005331	0.001627	0.004901

Πίν. 5.1.6 Μετακινήσεις κατά X, Y για σεισμό κατά τη Y διεύθυνση.



Σχ.5.1.57 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον X άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Z διεύθυνση.

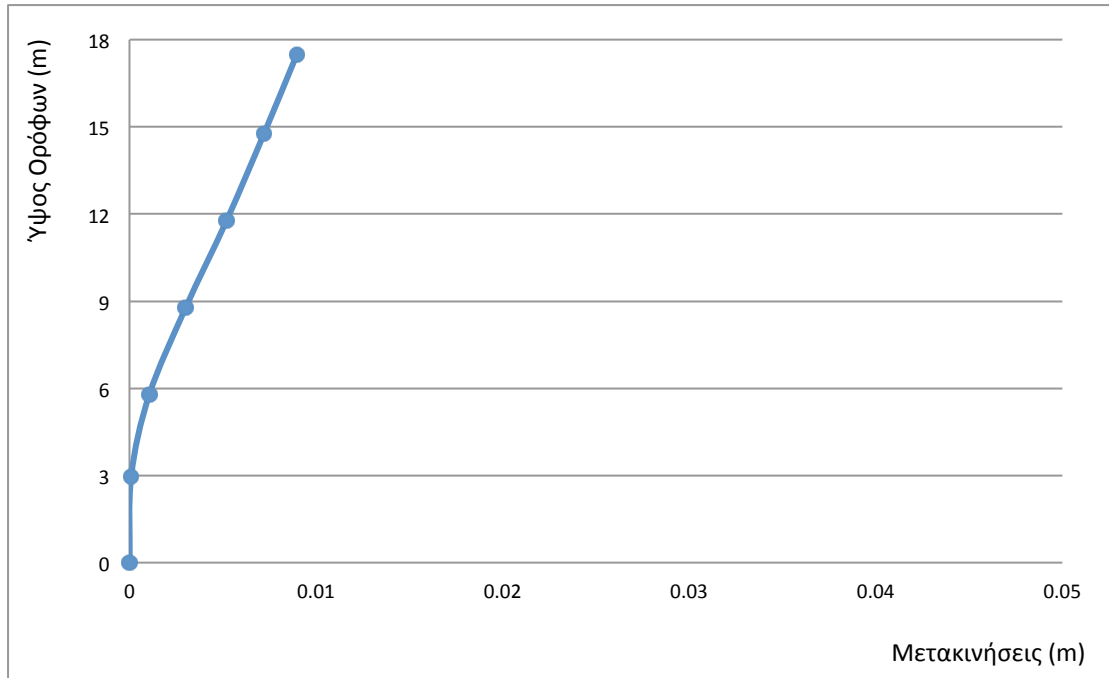


Σχ.5.1.58 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον Y άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Z διεύθυνση.

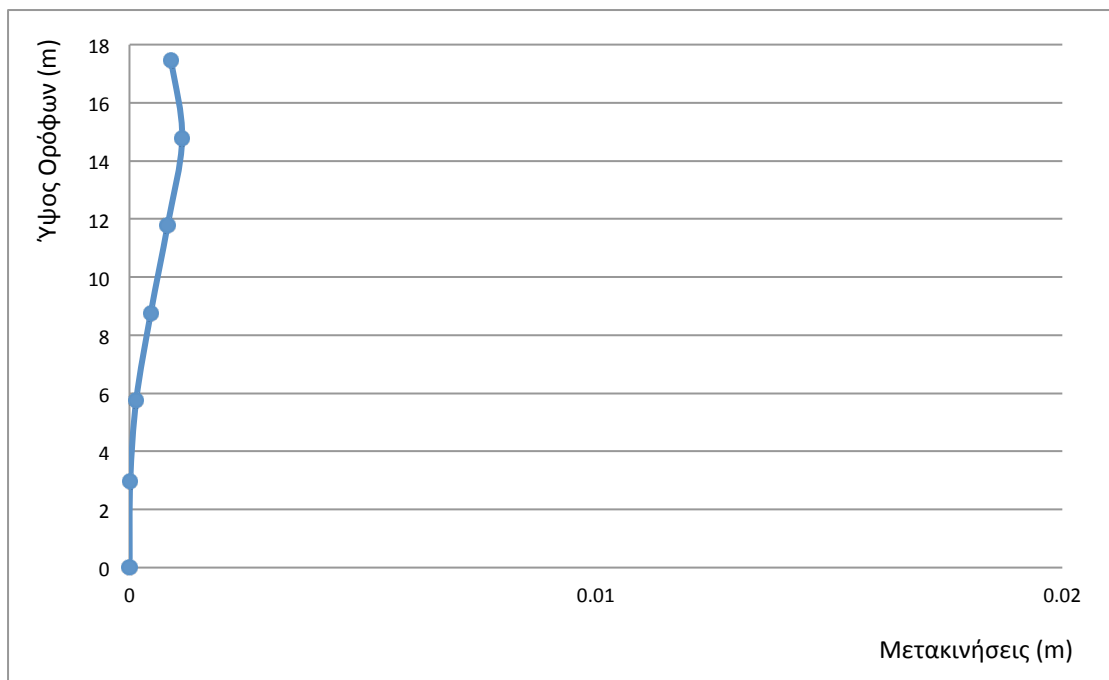
Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
3.1E-05	3.96E-05	0.000671	0.000666	0.002037	0.002126	0.003476	0.003811	0.004653	0.005331	0.001627	0.004901

Πίν. 5.1.7 Μετακινήσεις κατά X, Y για σεισμό κατά τη Z διεύθυνση.

EC8 (Εδαφική Στρώση C)



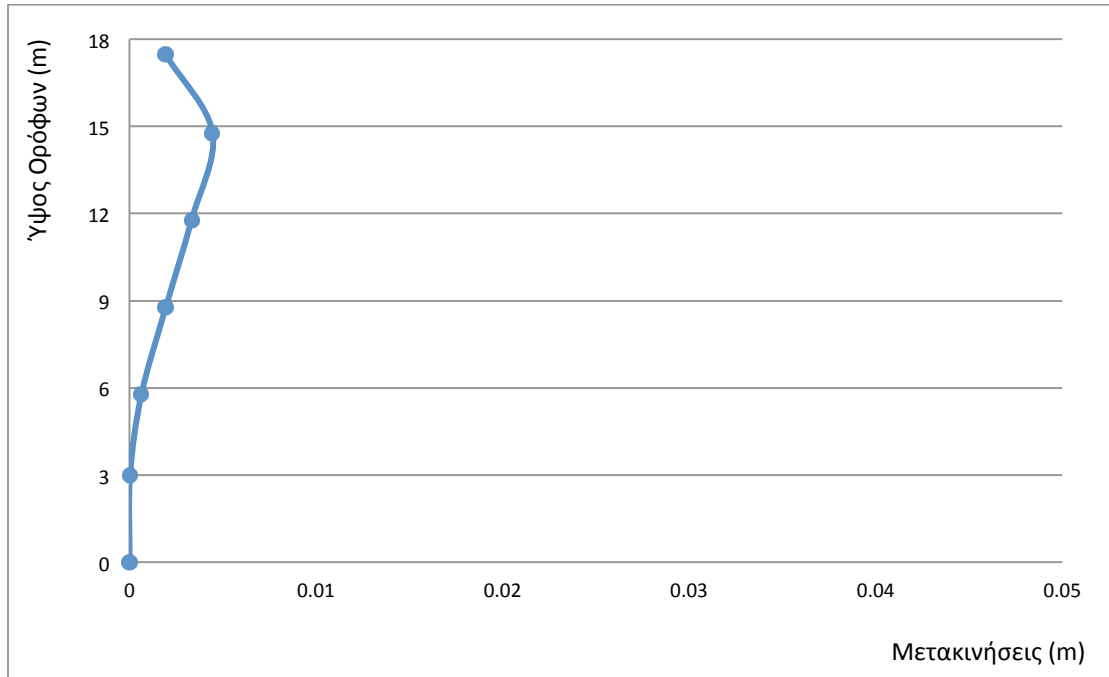
Σχ.5.1.59 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον X άξονα ανά όροφο για σεισμό στη X διεύθυνση.



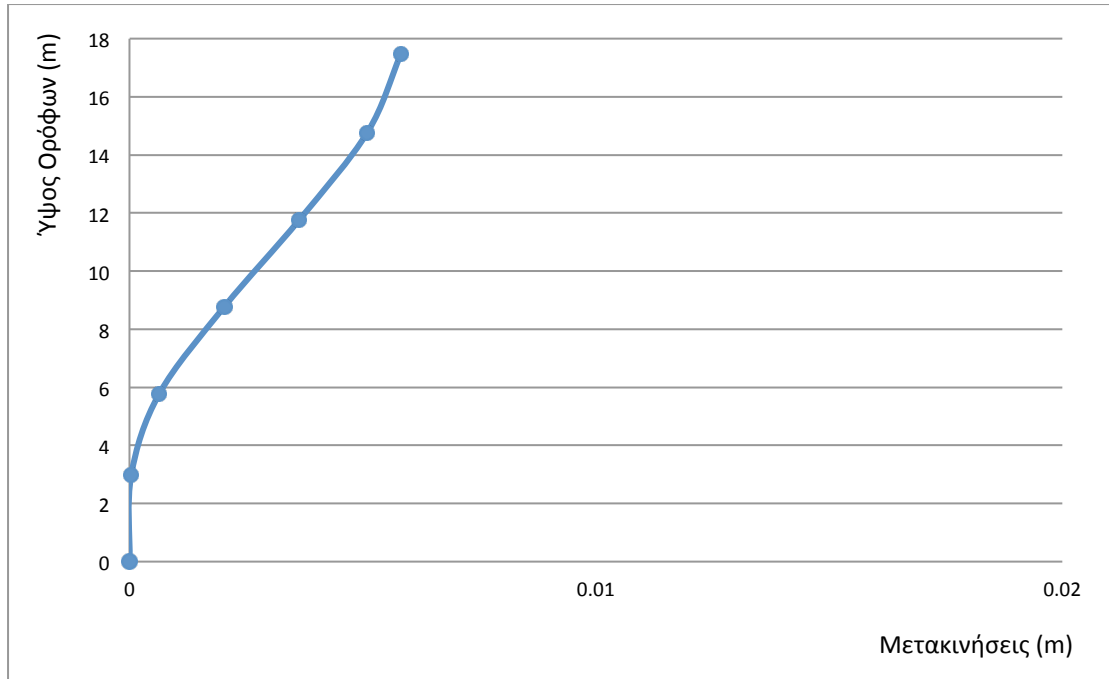
Σχ.5.1.60 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον Y άξονα ανά όροφο για σεισμό στη X διεύθυνση.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
9.27E-05	1.67E-05	0.001058	0.000146	0.00301	0.000458	0.005205	0.000816	0.007217	0.001129	0.008959	0.000893

Πίν. 5.1.8 Μετακινήσεις κατά X, Y για σεισμό κατά τη X διεύθυνση.



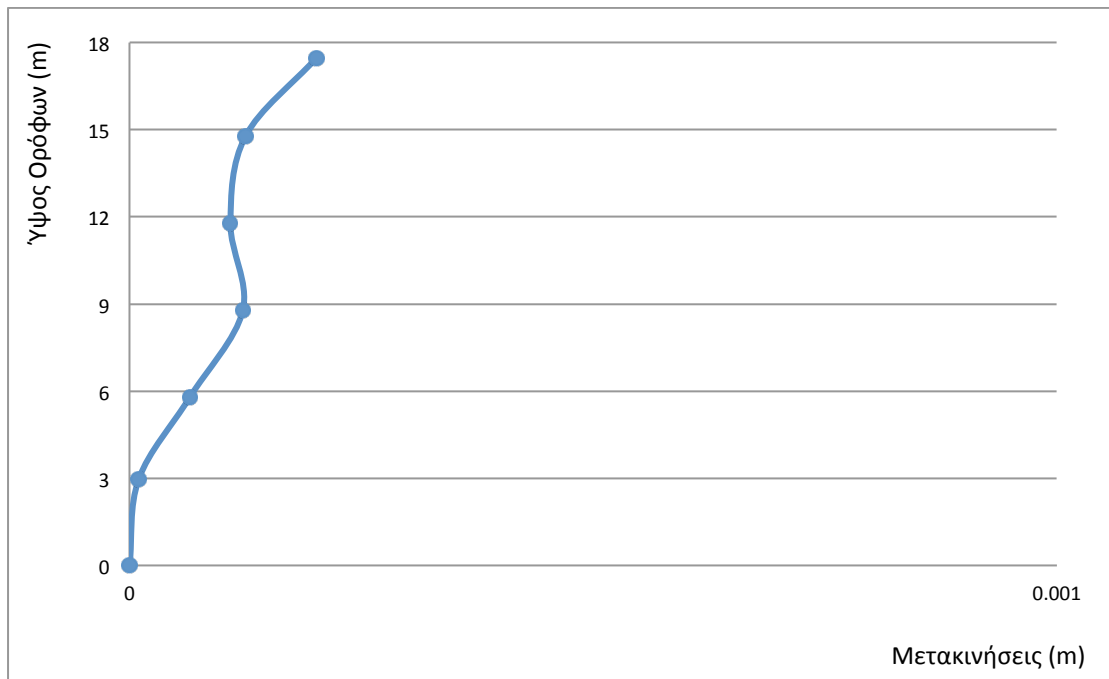
Σχ.5.1.61 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον X άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Y διεύθυνση.



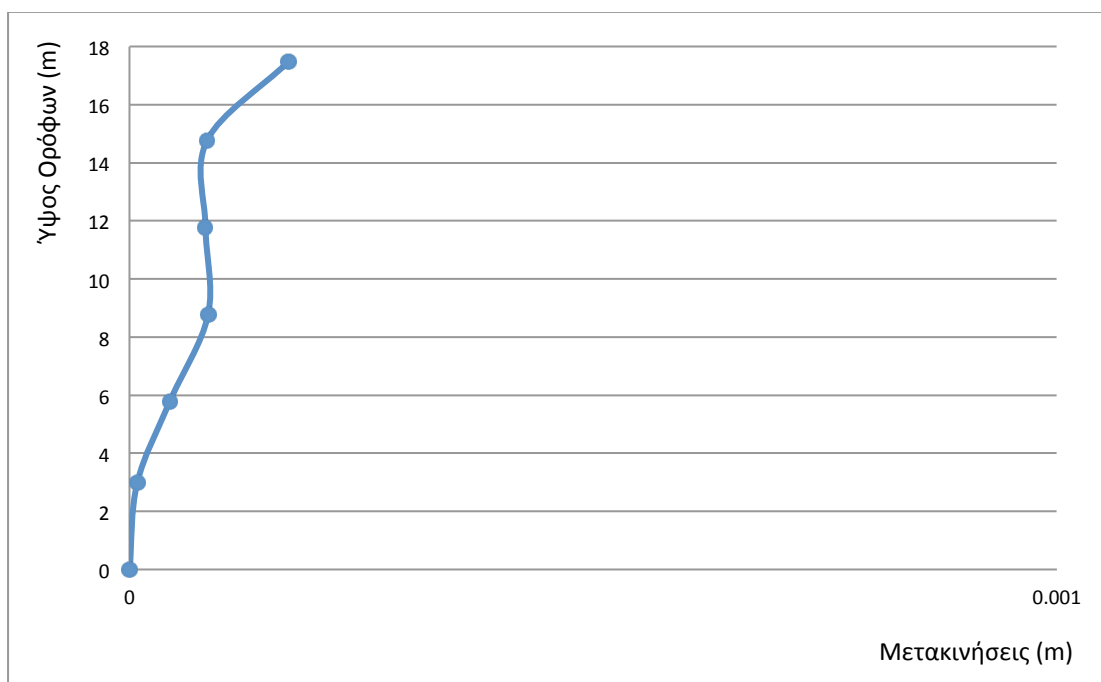
Σχ.5.1.62 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον Y άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Y διεύθυνση.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
2.96E-05	3.78E-05	0.000642	0.000638	0.001949	0.002034	0.003326	0.003646	0.004452	0.005101	0.001937	0.00582

Πίν. 5.1.9 Μετακινήσεις κατά X, Y για σεισμό κατά τη Y διεύθυνση.



Σχ.5.1.63 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον X άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Z διεύθυνση.



Σχ.5.1.64 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον Y άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Z διεύθυνση.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
1.01E-05	8.29E-06	6.47E-05	4.34E-05	0.000122	8.48E-05	0.000109	0.000082	0.000125	8.38E-05	0.000202	0.000171

Πίν. 5.1.10 Μετακινήσεις κατά X, Y για σεισμό κατά τη Y διεύθυνση.

Αξιολόγηση

Παρατηρείται ότι οι μετατοπίσεις για σεισμό στη X διεύθυνση είναι μεγαλύτερες από αυτές που παρατηρούνται για σεισμό κατά τη Y διεύθυνση, ενώ οι μετατοπίσεις του φορέα για σεισμική φόρτιση βάση του φάσματος του Ευρωκώδικα ήταν αυξημένες σε σχέση με αντίστοιχες κατά Ε.Α.Κ. Το γεγονός αυτό οφείλεται οφείλεται στην

διαφορετική τιμή της φασματικής επιτάχυνσης του πλατώ του φάσματος με αποτέλεσμα να αυξάνονται οι εντάσεις στον φορέα. Τέλος, οι μετατοπίσεις του φορέα για σεισμό κατά τον κατακόρυφο άξονα ήταν οι μικρότερες. Μεταξύ των αναλύσεων βάση του Ευρωκώδικα, δεν παρατηρήθηκαν ποιοτικές διαφορές.

5.1.1.5 Συνδυασμοί Σεισμικών Φορτίων

Από τους 24 πιθανούς συνδυασμούς παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τους τρεις συνδυασμούς:

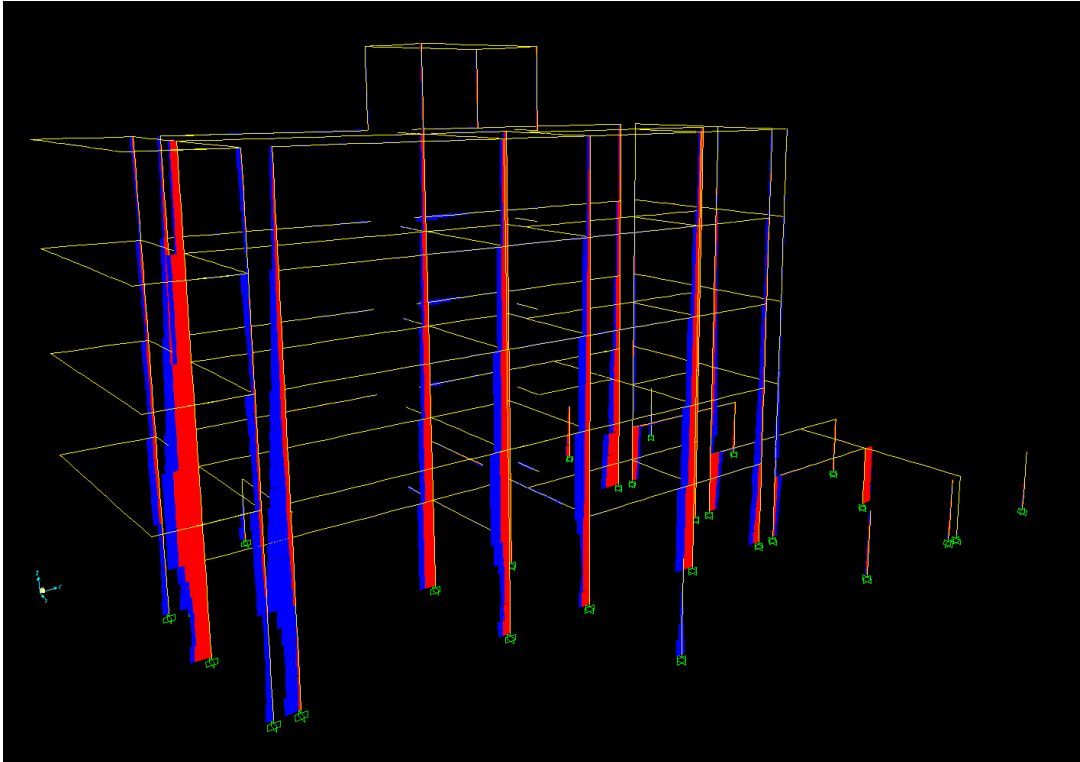
RS EC8 B 1: $G + 0.3Q + F_x + 0.3F_y + 0.3F_z$ (1^{ος}) Σεισμός κατά X

RS EC8 B 9: $G + 0.3Q + F_y + 0.3F_x + 0.3F_z$ (2^{ος}) Σεισμός κατά Y

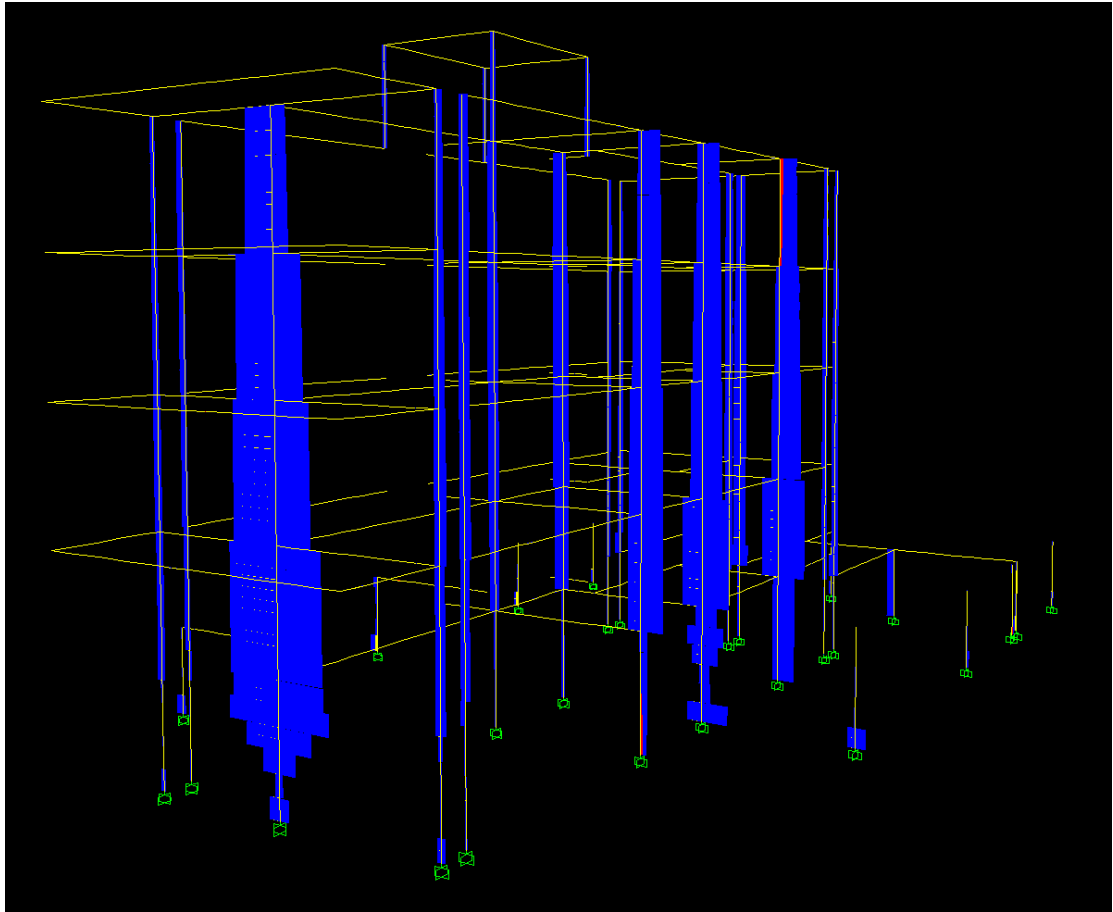
RS EC8 B 17: $G + 0.3Q + F_z + 0.3F_x + 0.3F_y$ (3^{ος}) Σεισμός κατά Z

Στα επόμενα ακολουθούν τα διαγράμματα αξονικών, τεμνουσών και ροπών του φορέα. Σημειώνεται ότι κάθε διάγραμμα παρουσιάζει τις εντάσεις του συστήματος με συνδυασμό τριών αποχρώσεων (μπλέ, κόκκινο, και κίτρινο). Με μπλέ απεικονίζονται οι μέγιστες τιμές, με κόκκινο οι ελάχιστες, ενώ το κίτρινο χρώμα αφορά τις δοκούς και απεικονίζει τις ροπές που εφελκύνουν την κάτω ίνα.

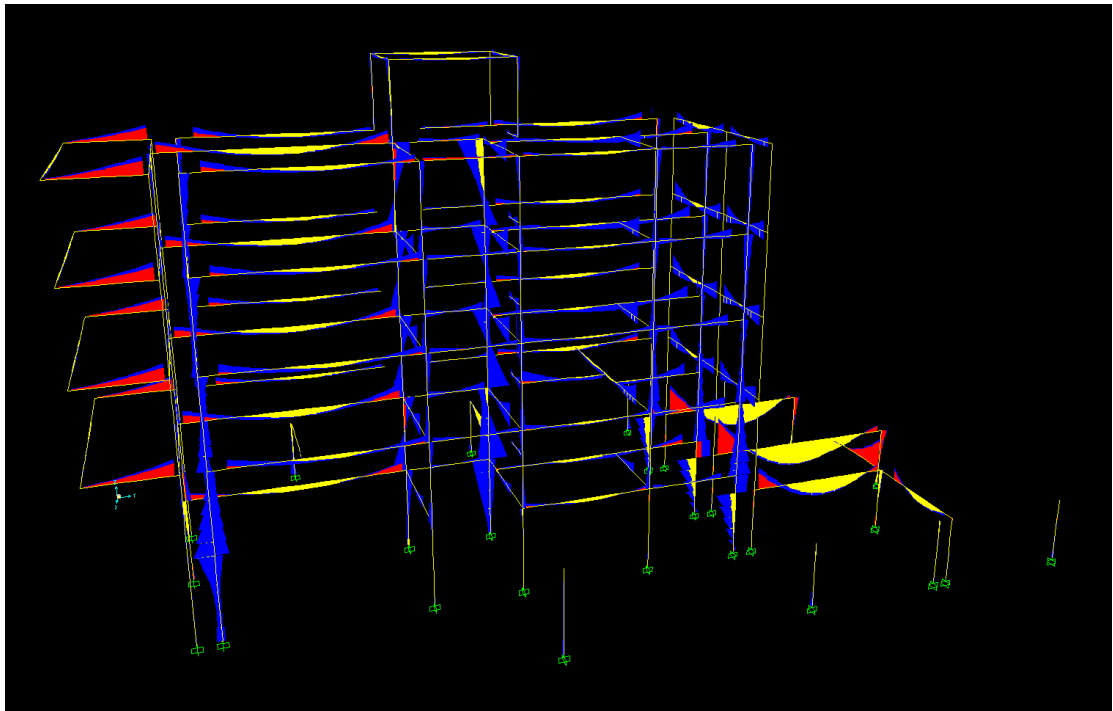
1^{ος} Συνδυασμός κατά Ε.Α.Κ



Σχ.5.1.65 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων για τον 1^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

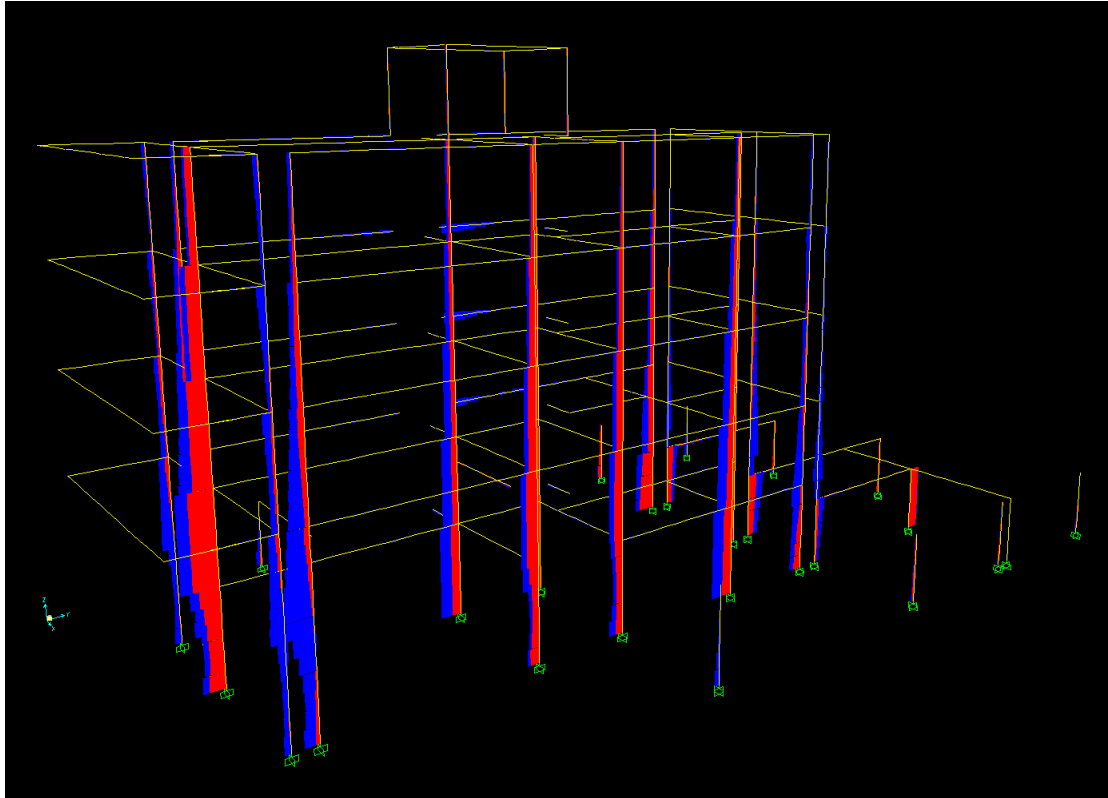


Σχ.5.1.66 Διάγραμμα τεμνουσών για τον 1^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

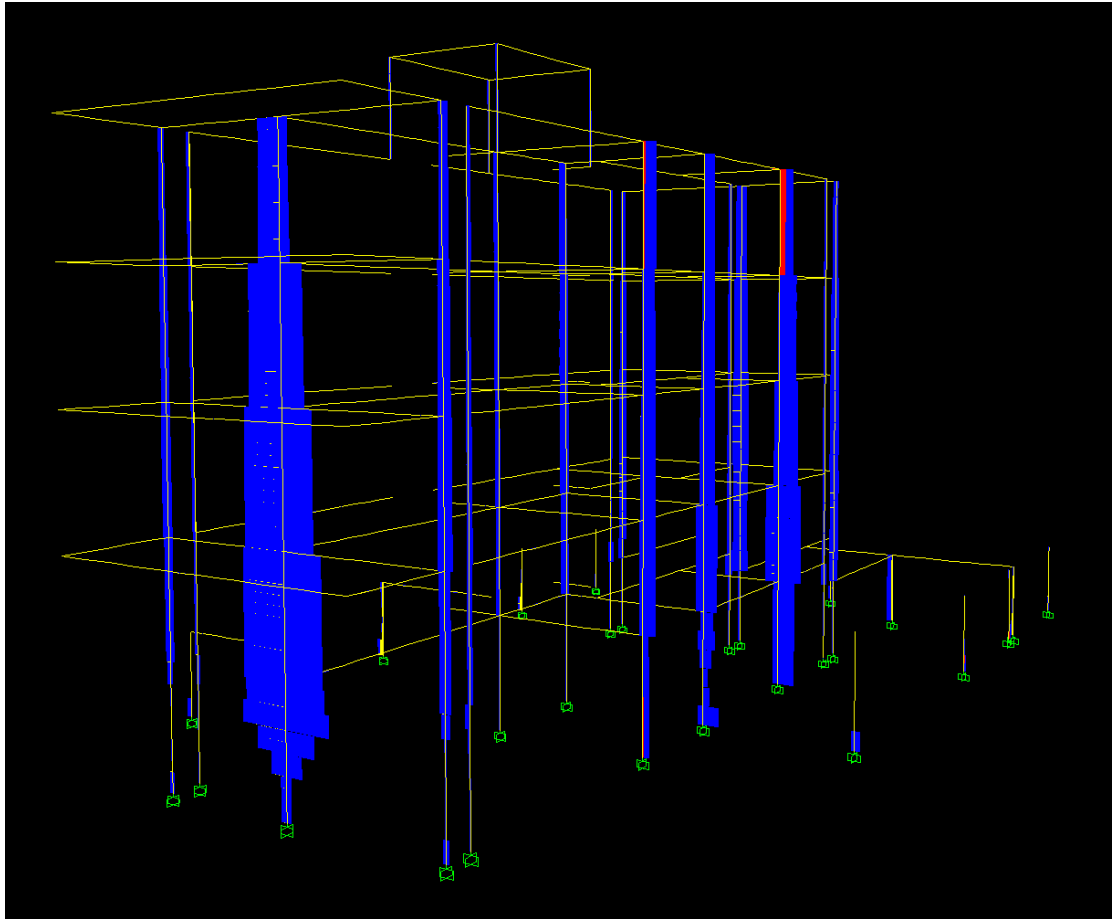


Σχ.5.1.67 Διάγραμμα ροπών για τον 1^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

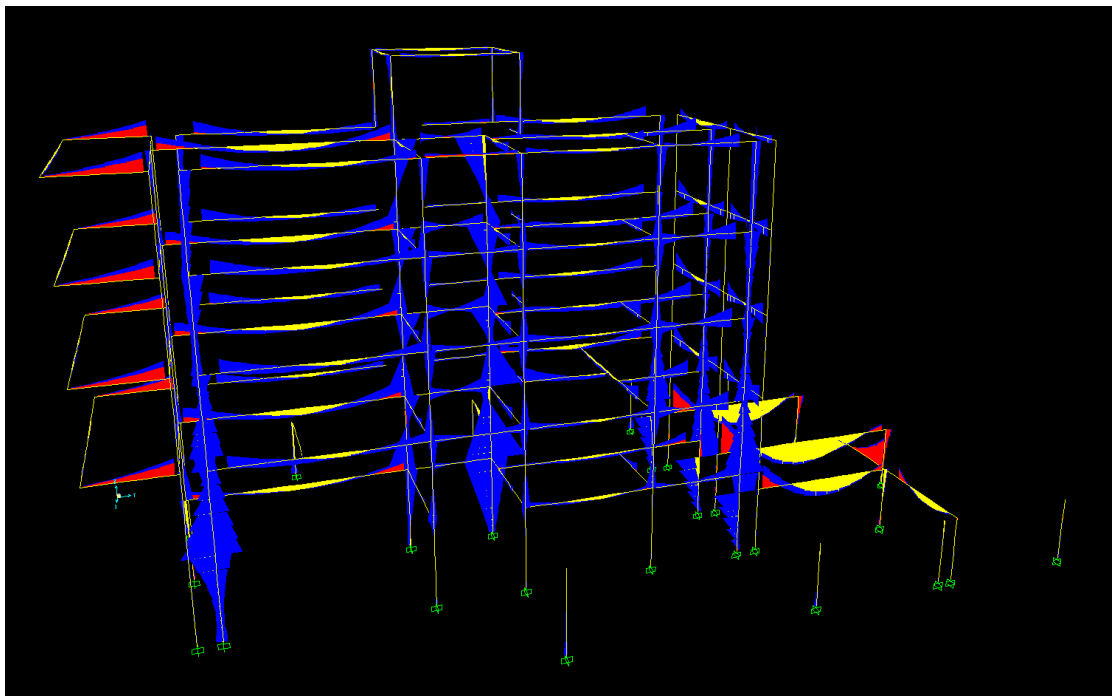
2^{ος} Συνδυασμός



Σχ.5.1.68 Διάγραμμα αξονικών για τον 2^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

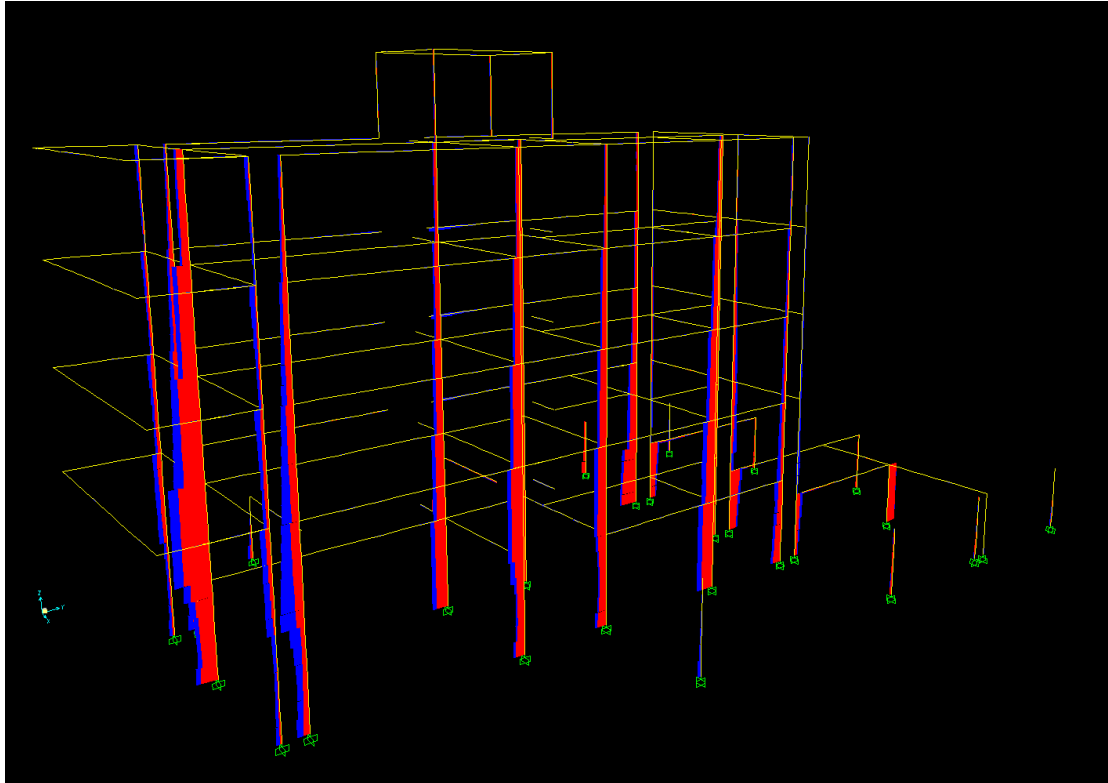


Σχ.5.1.69 Διάγραμμα τεμνουσών για τον 2^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

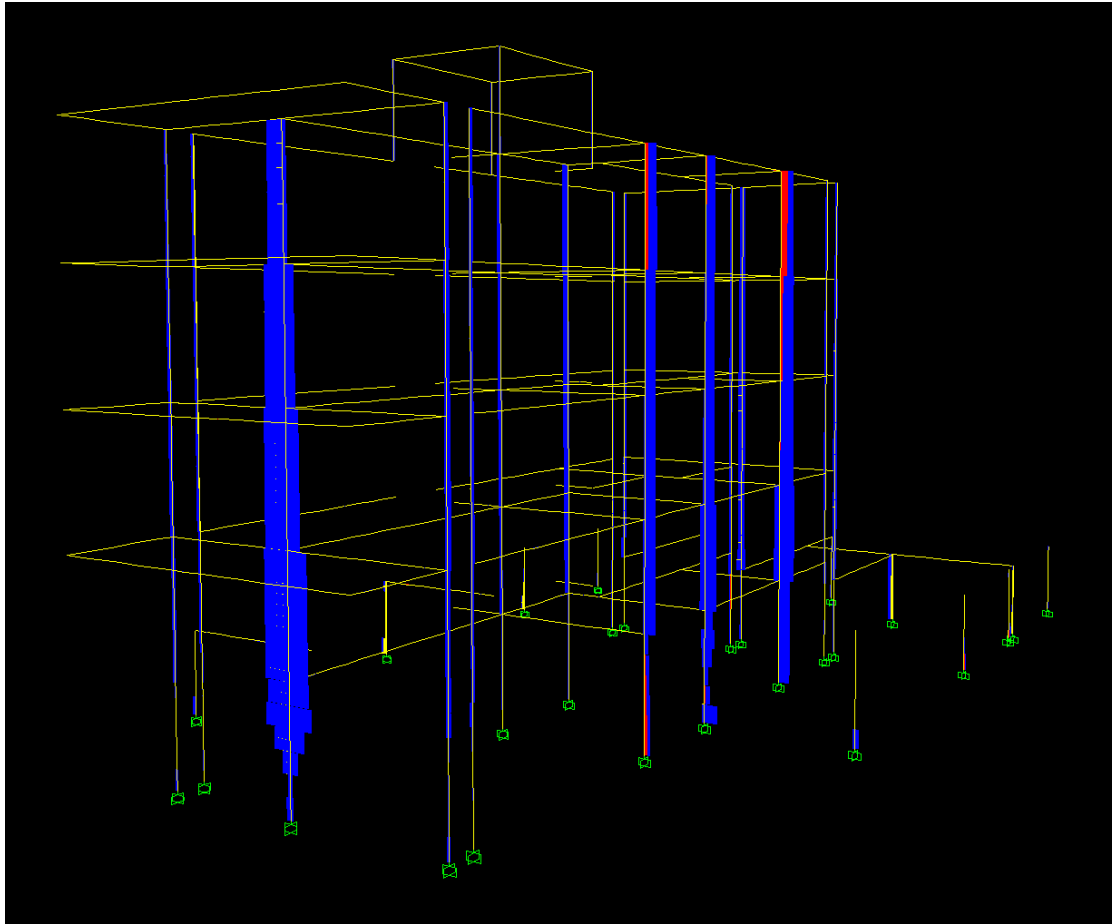


Σχ.5.1.70 Διάγραμμα ροπών για τον 2^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

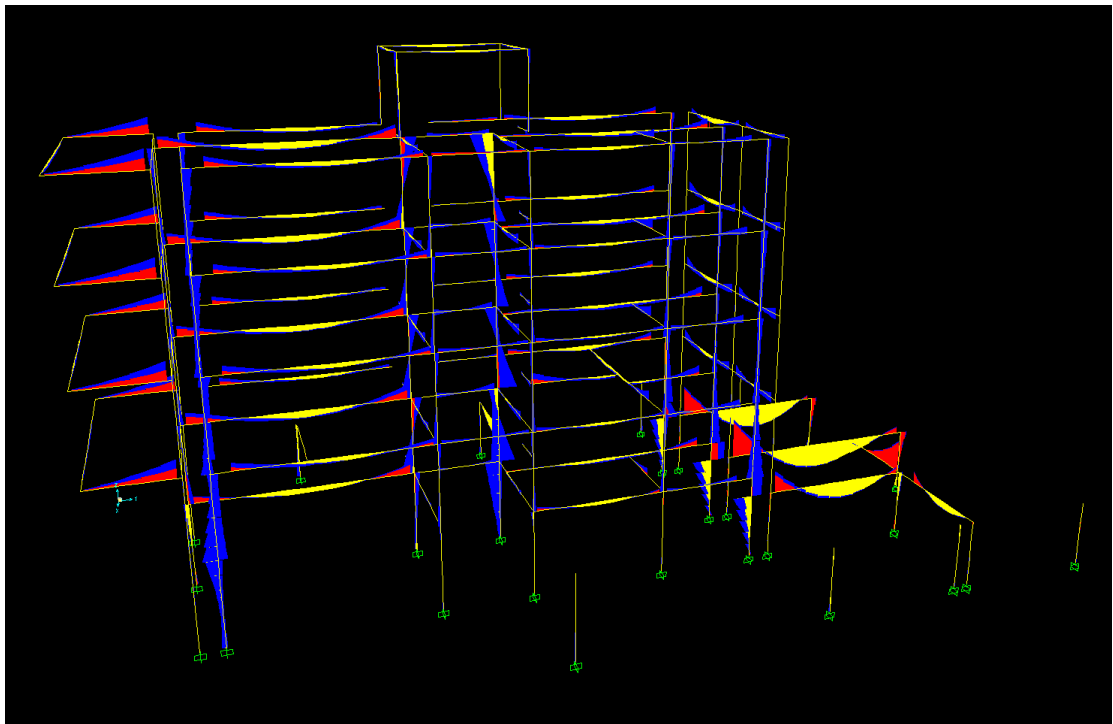
3^{ος} Συνδυασμός



Σχ.5.1.71 Διάγραμμα αξονικών για τον 3^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.



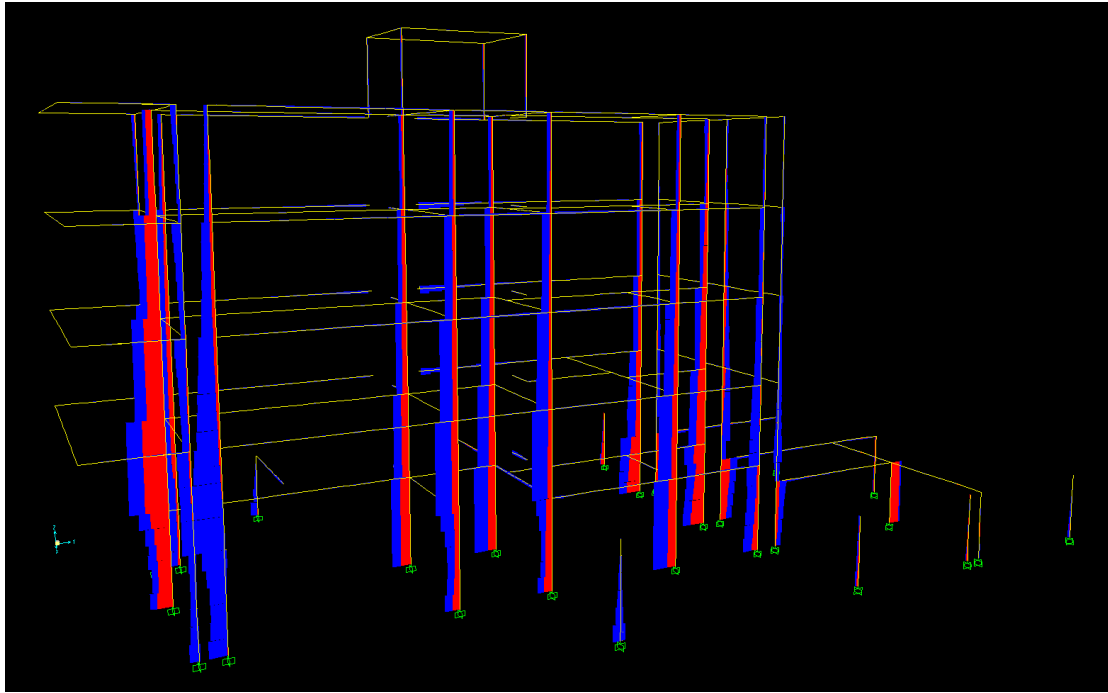
Σχ.5.1.72 Διάγραμμα τεμνουσών για τον 3^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.



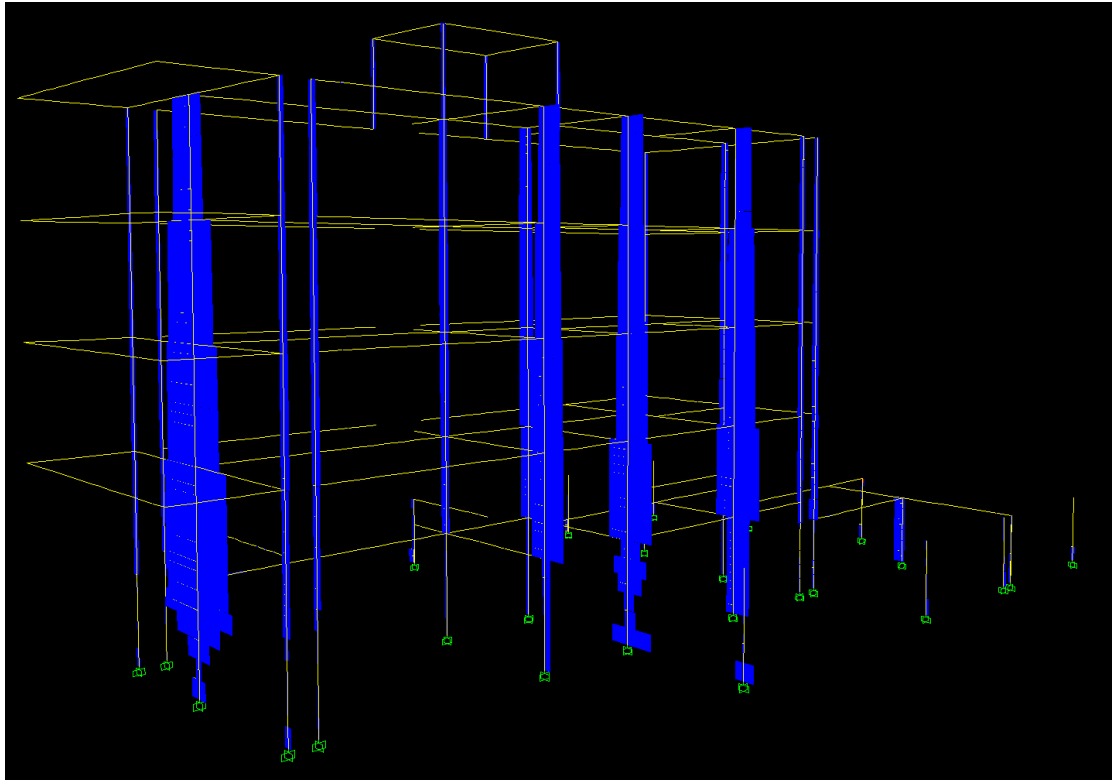
Σχ.5.1.73 Διάγραμμα ροπών για τον 3^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

EC8 (Εδαφική Στρώση Β)

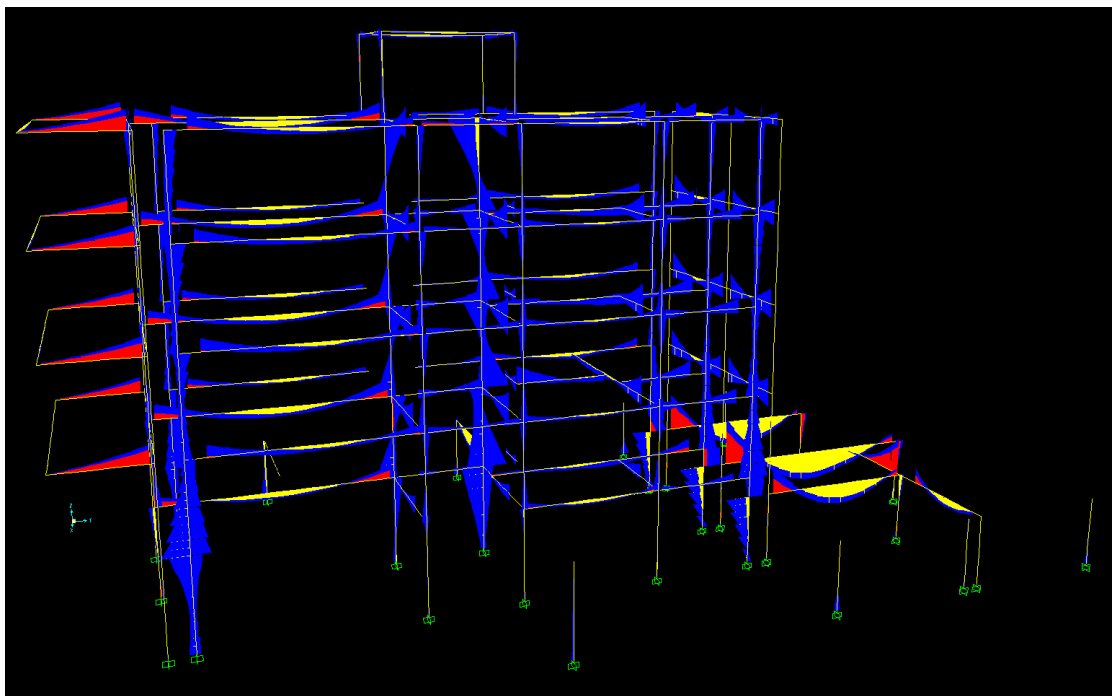
1^{ος} Συνδυασμός



Σχ.5.1.74 Διάγραμμα αξονικών για τον 1^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

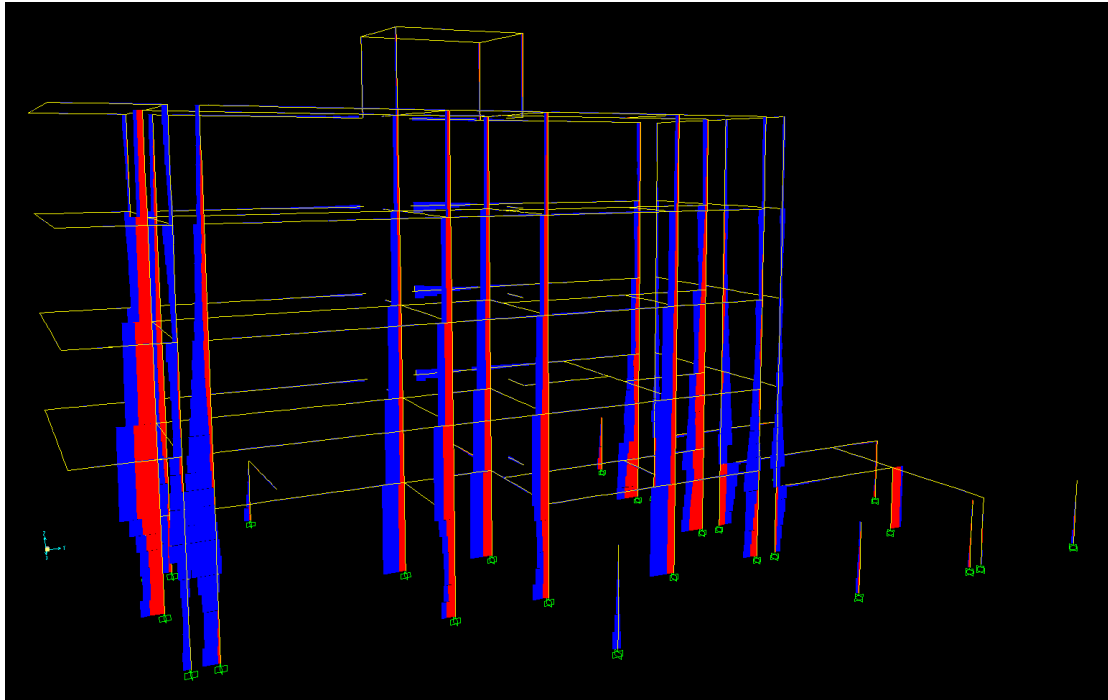


Σχ.5.1.75 Διάγραμμα τεμνουσών για τον 1^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

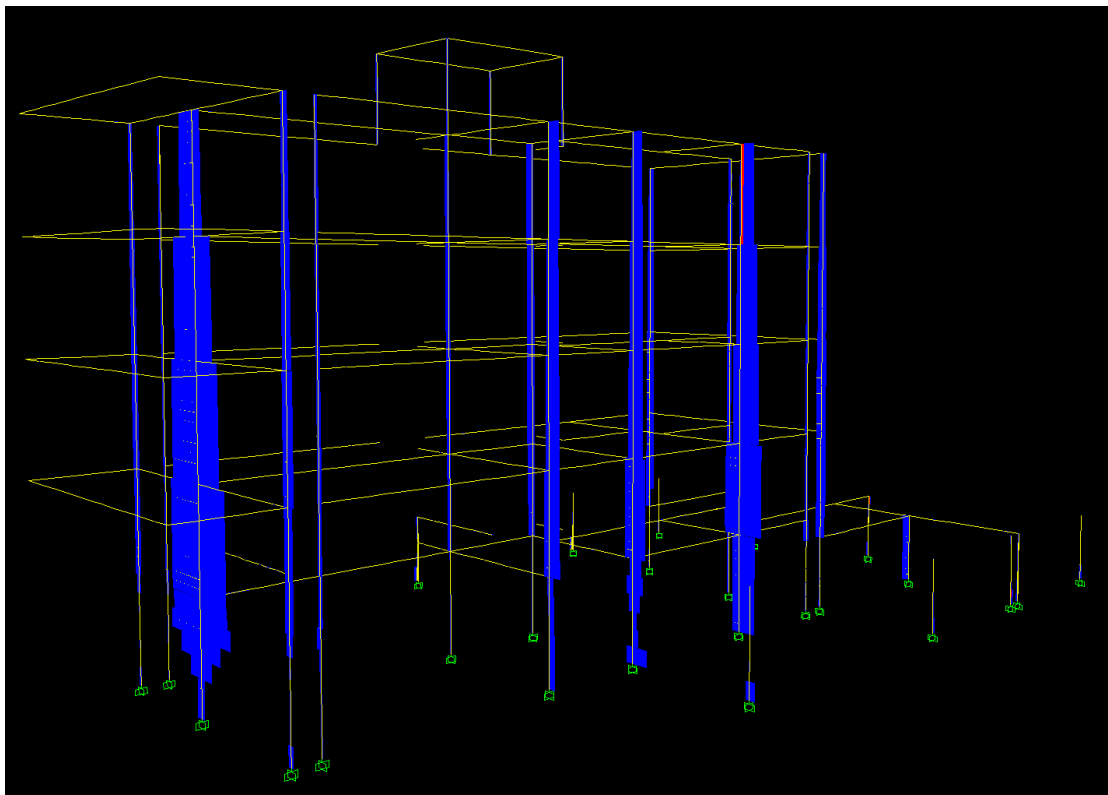


Σχ.5.1.76 Διάγραμμα ροπών για τον 1^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

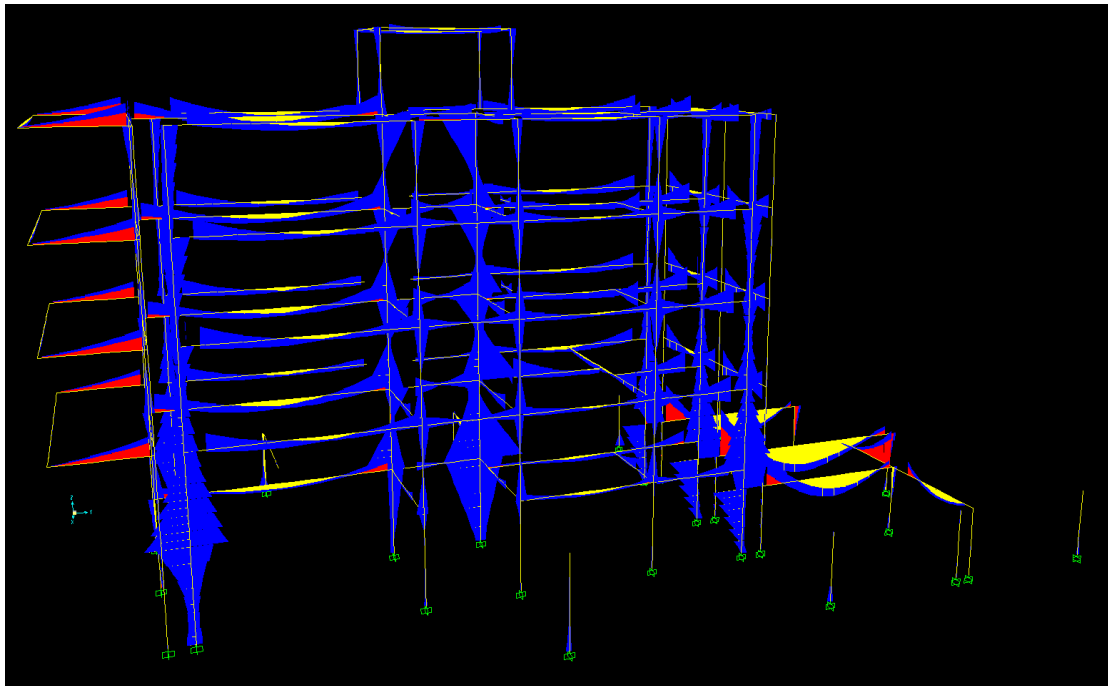
2^{ος} Συνδυασμός



Σχ.5.1.77 Διάγραμμα αξονικών για τον 2^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

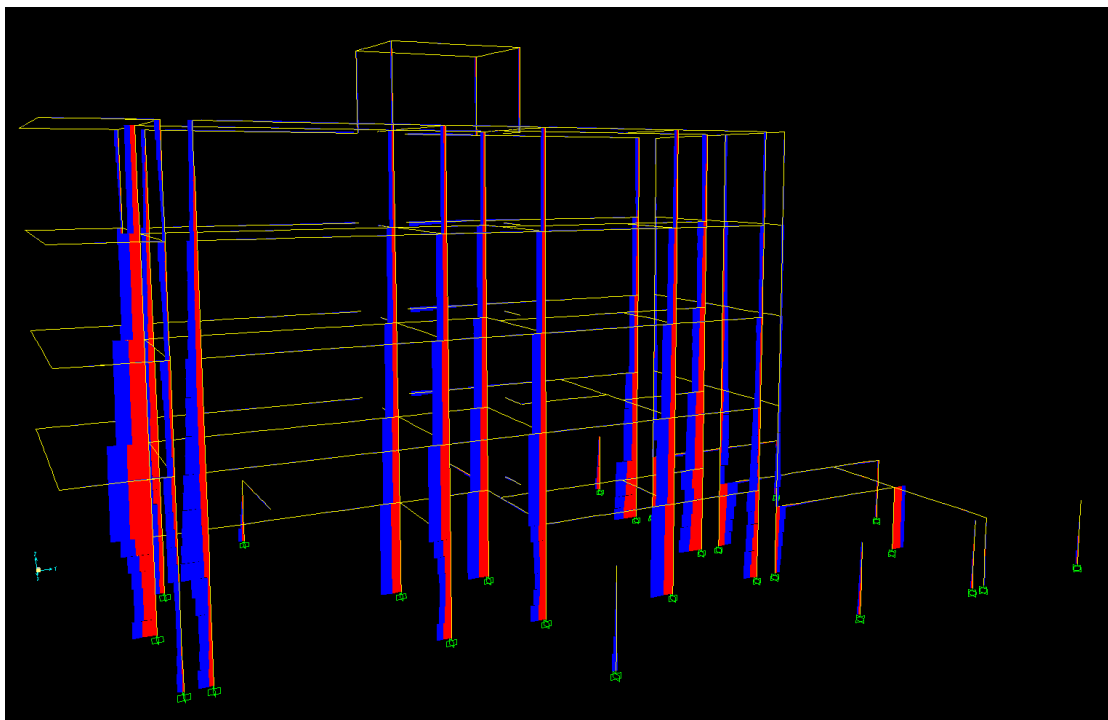


Σχ.5.1.78 Διάγραμμα τεμνουσών για τον 2^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

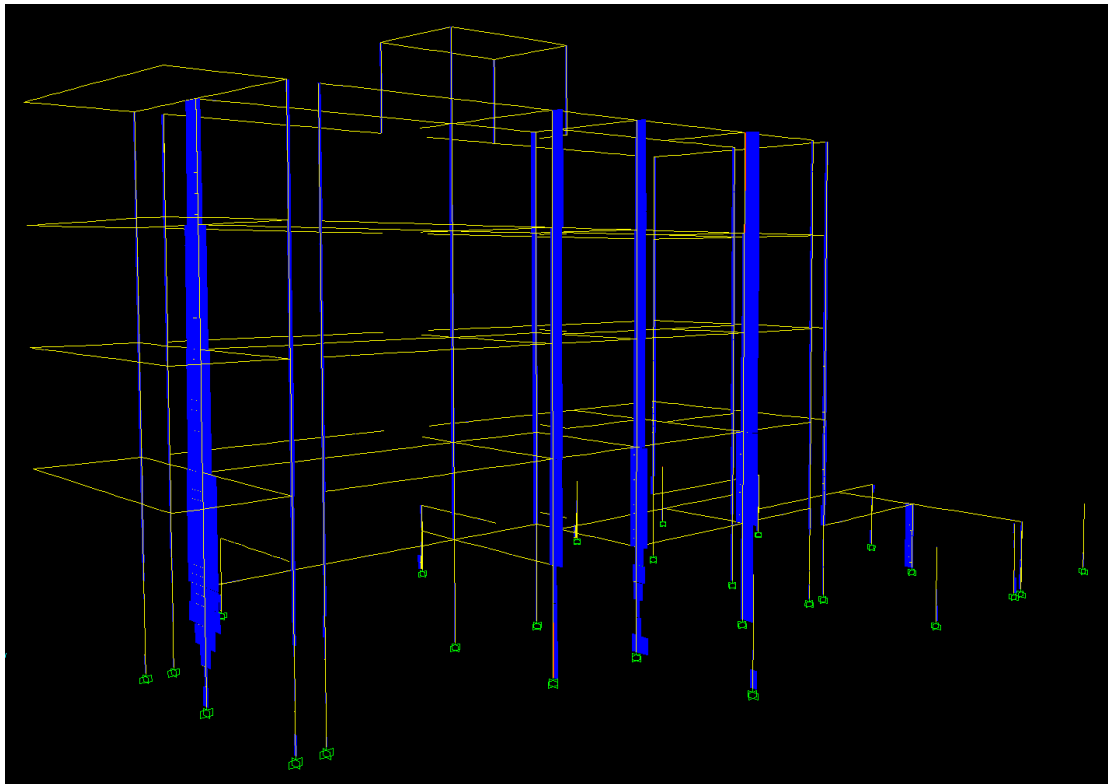


Σχ.5.1.79 Διάγραμμα ροπών για τον 2^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

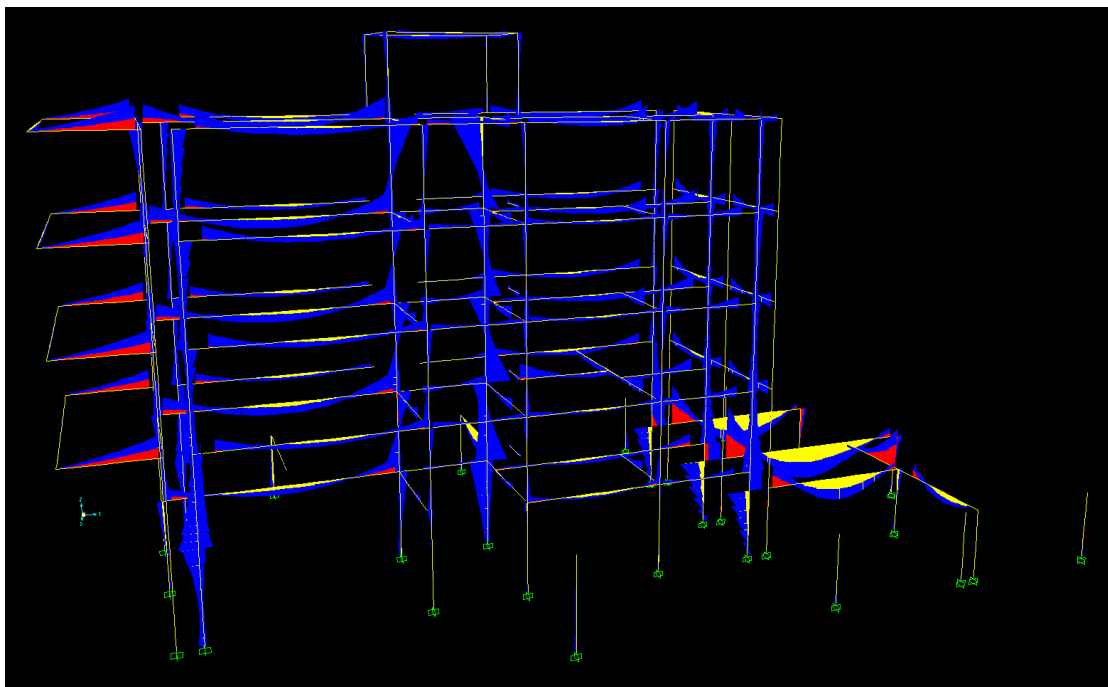
3^{ος} Συνδυασμός



Σχ.5.1.80 Διάγραμμα αξονικών για τον 3^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.



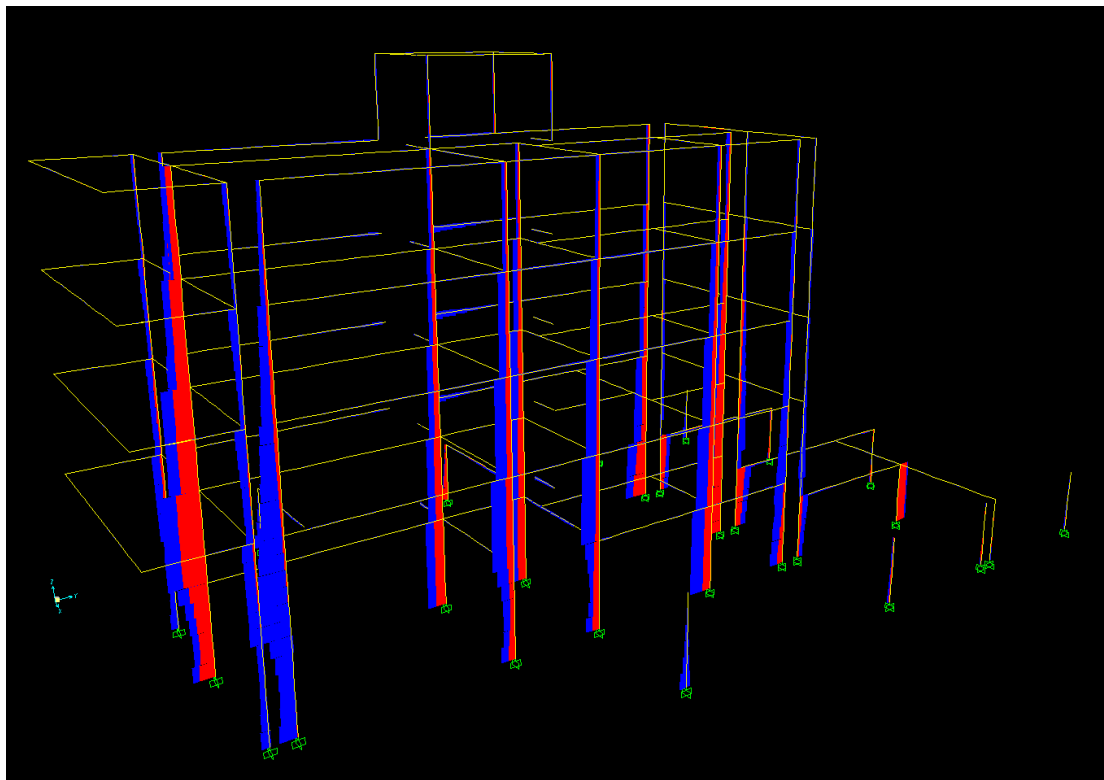
Σχ.5.1.81 Διάγραμμα τεμνουσών για τον 3^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.



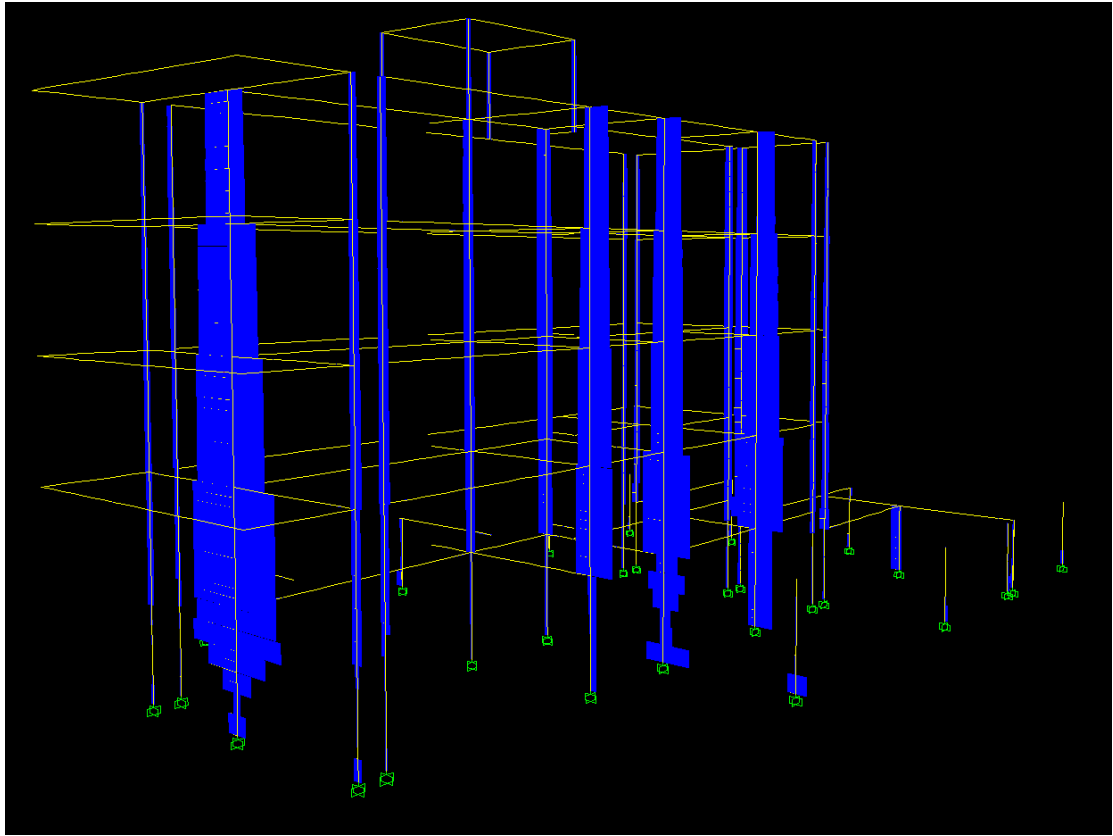
Σχ.5.1.82 Διάγραμμα ροπών για τον 3^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

EC8 (Εδαφική Στρώση C)

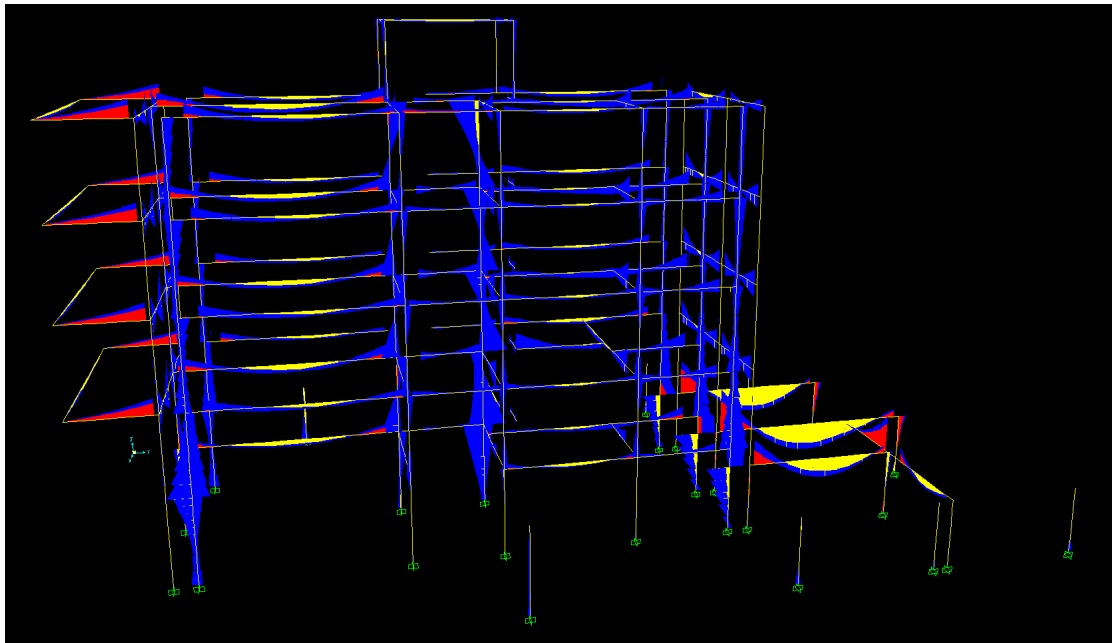
1^{ος} Συνδυασμός



Σχ.5.1.83 Διάγραμμα αξονικών για τον 1^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

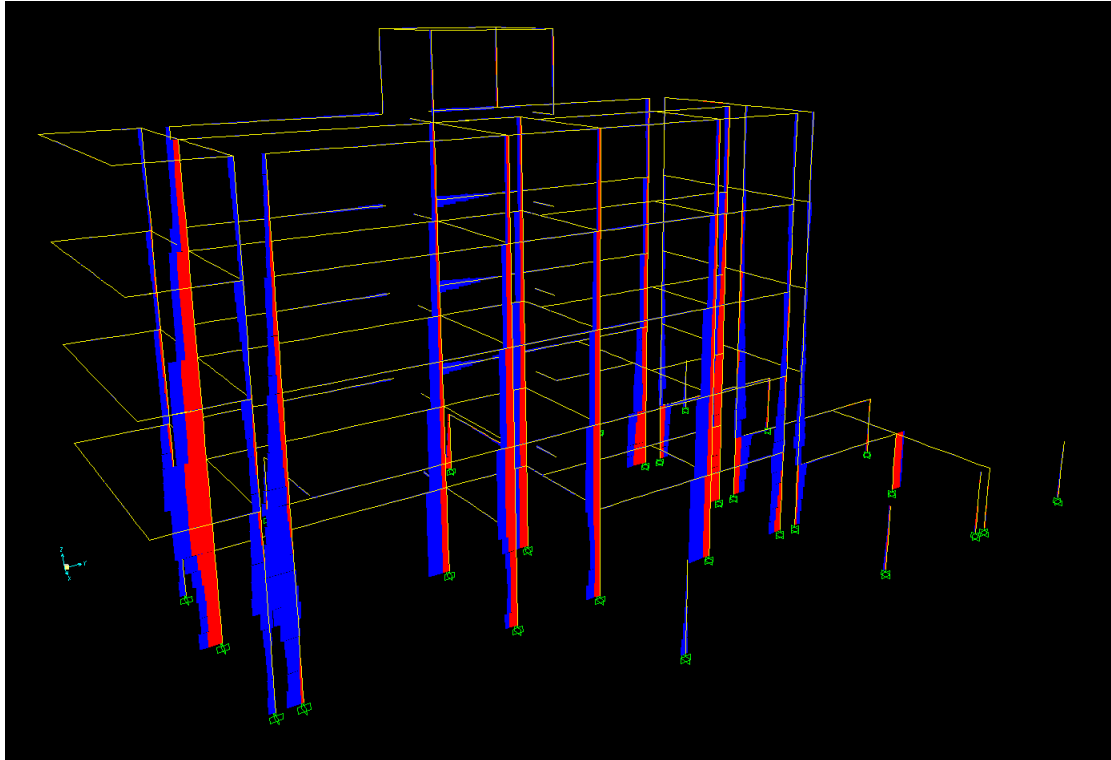


Σχ.5.1.84 Διάγραμμα τεμνουσών για τον 1^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

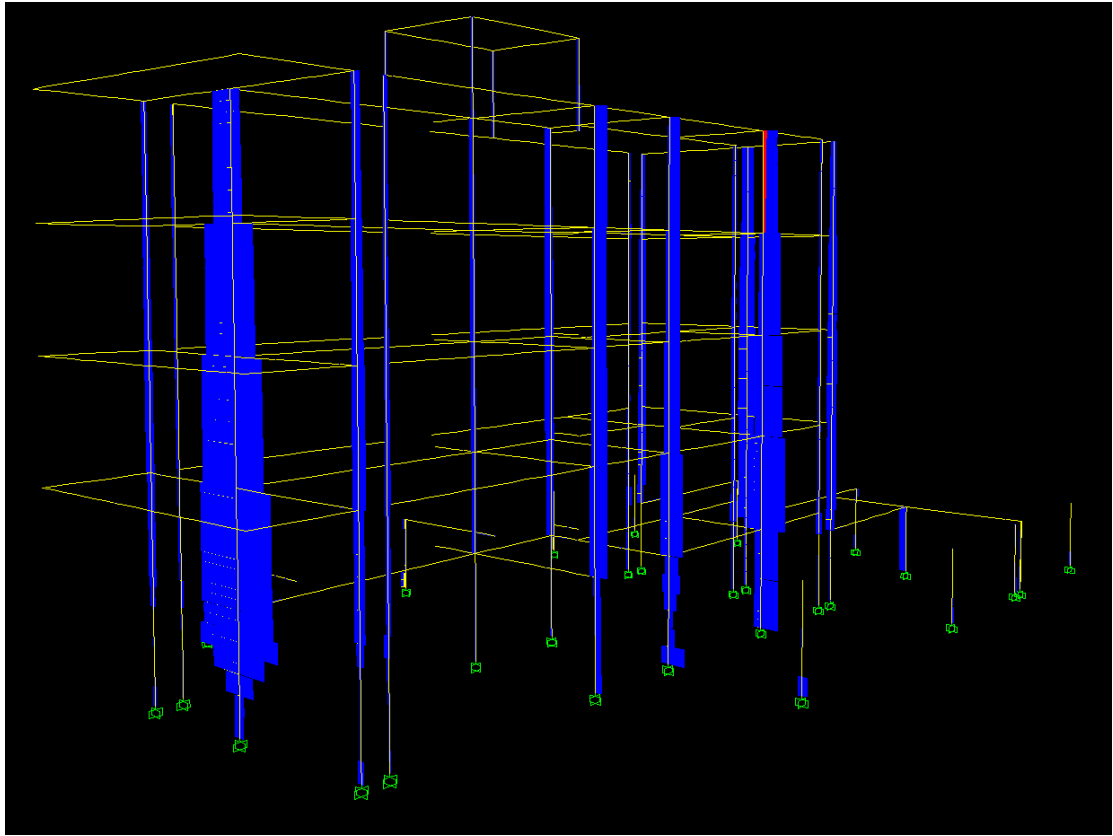


Σχ.5.1.85 Διάγραμμα ροπών για τον 1^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

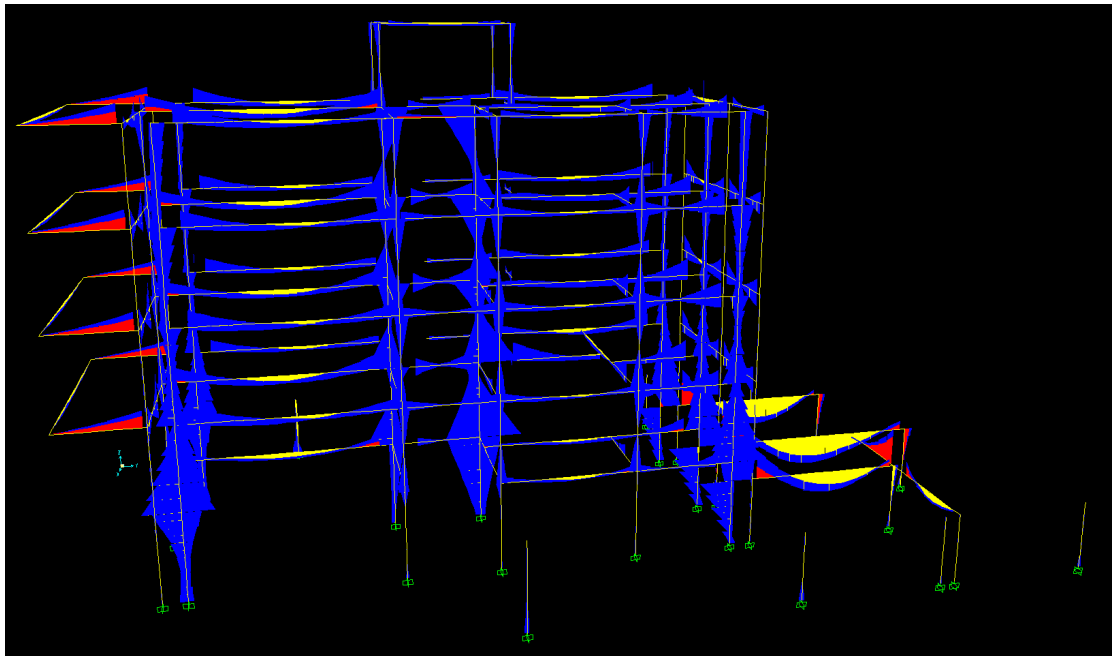
2^{ος} Συνδυασμός



Σχ.5.1.86 Διάγραμμα αξονικών για τον 2^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

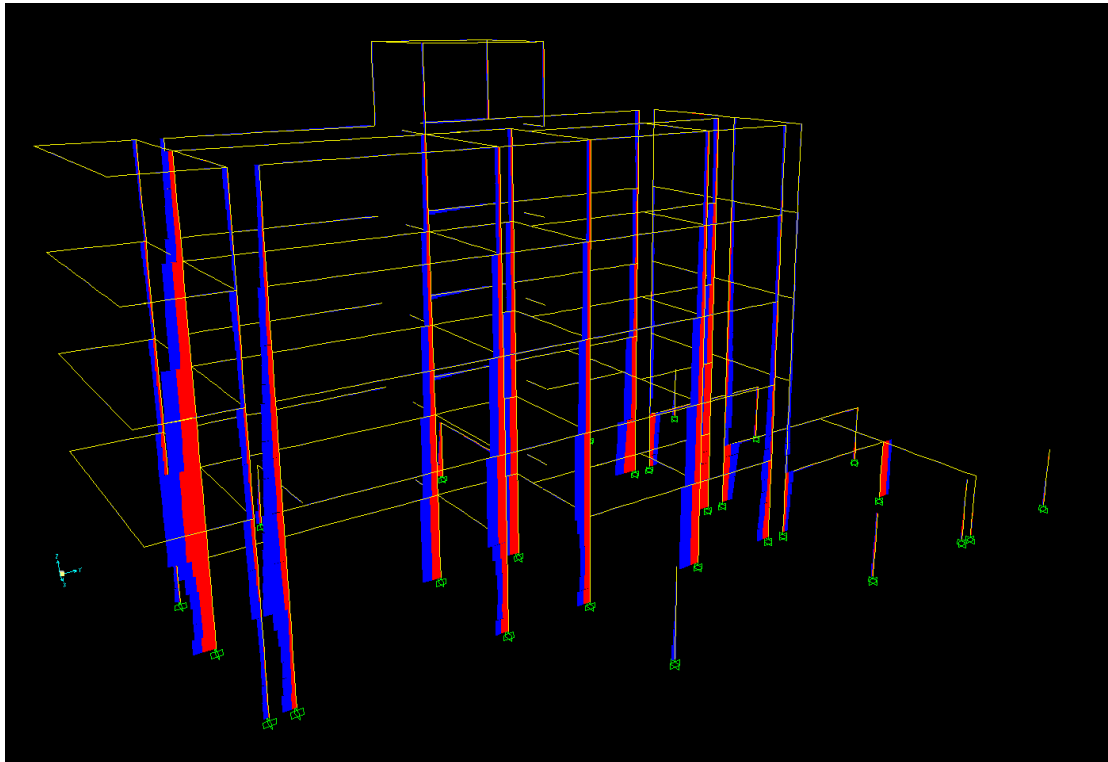


Σχ.5.1.87 Διάγραμμα τεμνουσών για τον 2^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

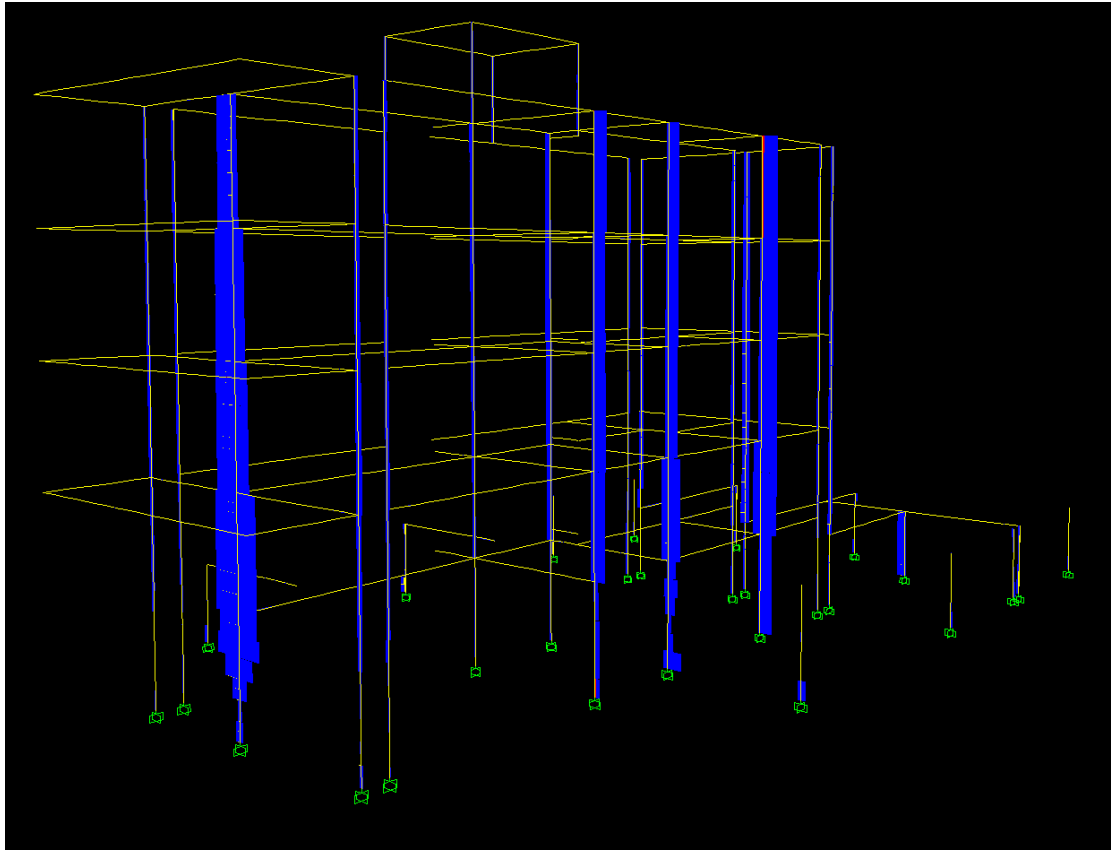


Σχ.5.1.88 Διάγραμμα ροπών για τον 2^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

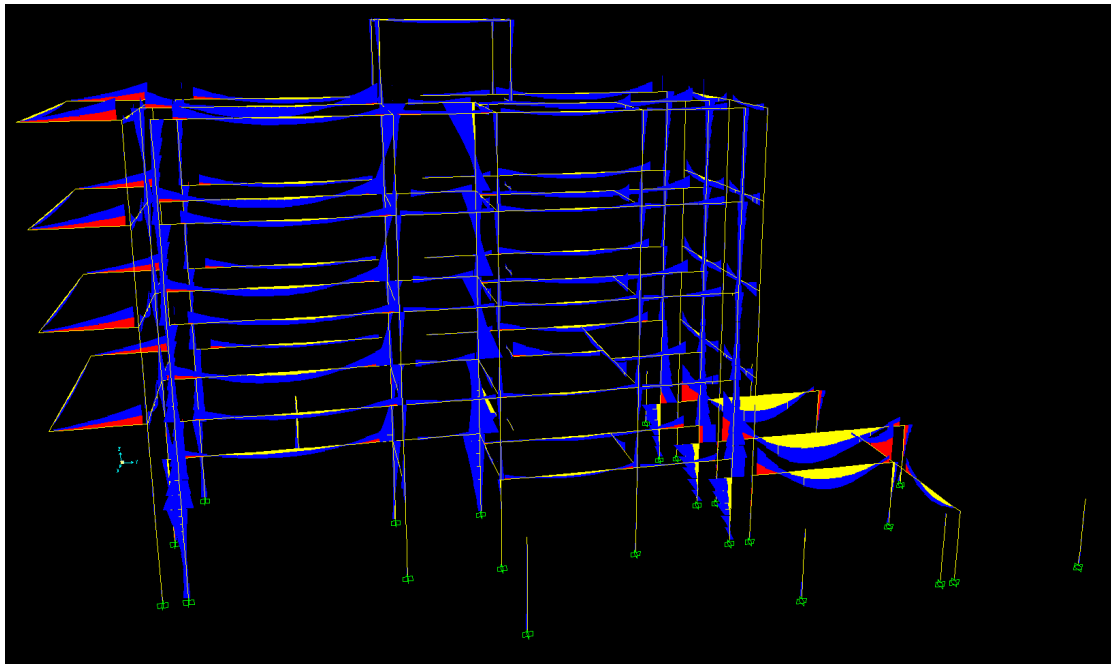
3^{ος} Συνδυασμός



Σχ.5.1.89 Διάγραμμα αξονικών για τον 3^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.



Σχ.5.1.90 Διάγραμμα τεμνουσών για τον 3^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.



Σχ.5.1.91 Διάγραμμα ροπών για τον 3^ο συνδυασμό σεισμικής φόρτισης.

Αξιολόγηση

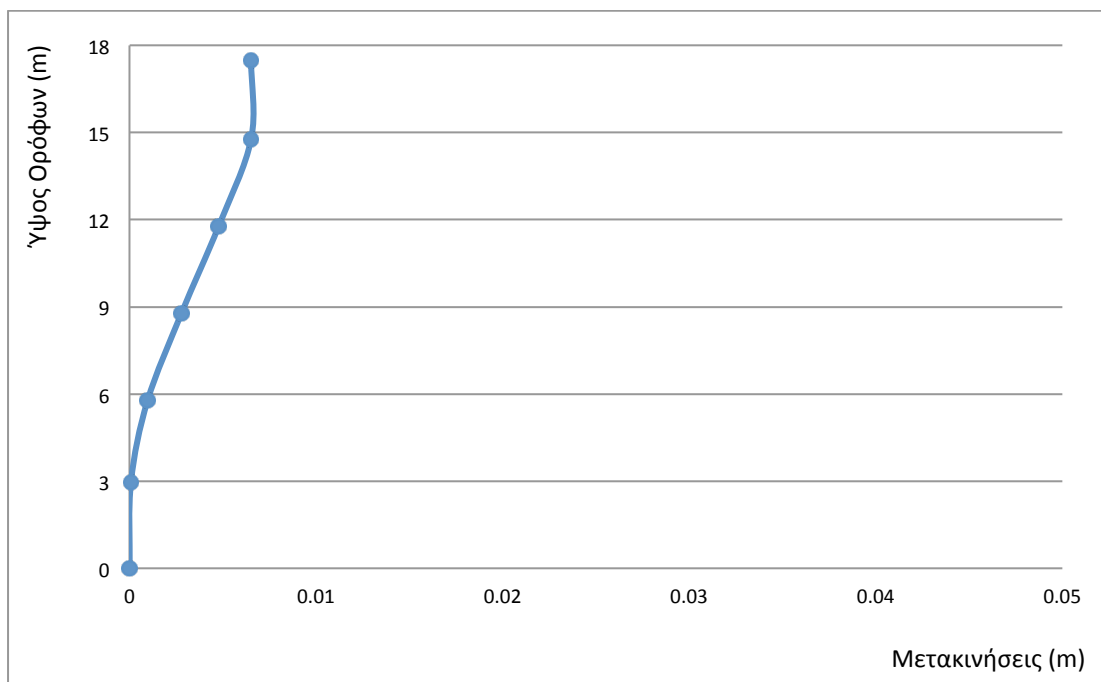
Από τη σύγκριση των διαγραμμάτων των **αξονικών δυνάμεων**, παρατηρήθηκε ότι ο φορέας δεν εμφανίζει σημαντικές ποιοτικές διαφοροποιήσεις ανά συνδυασμό. Διαφορές παρατηρούνται στο υποστύλωμα K24 της πρόσοψης όπου κατά τον 2^ο συνδυασμό αναλαμβάνει ελαφρώς μεγαλύτερες εντάσεις.

Η εικόνα αλλάζει στη περίπτωση των **τεμνουσών δυνάμεων**, όπου οι μεγαλύτερες εντάσεις εμφανίζονται κατά τον 1^ο συνδυασμό σειμικής φόρτισης και συγκεκριμένα, τις μεγαλύτερες αναλαμβάνει το υποστύλωμα K24 στο ύψος της οροφης του υπογείου και του ισόγειου. Οι δοκοί και στις δύο περιπτώσεις αναλαμβάνουν μικρές εντάσεις.

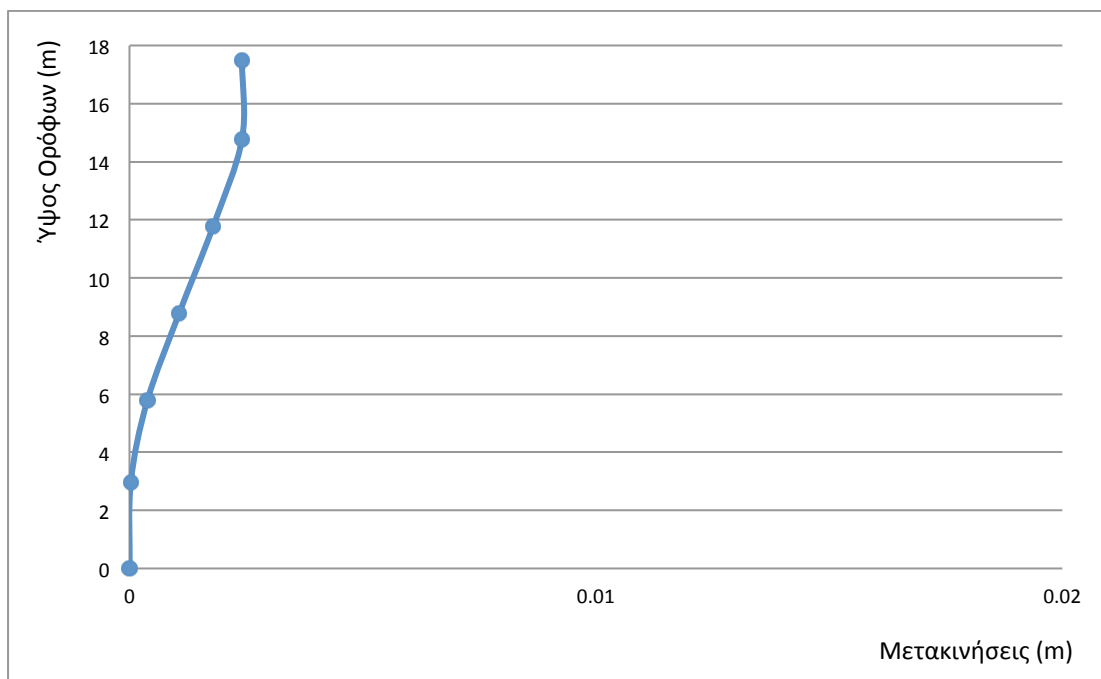
Οι μεγαλύτερες διαφορές εμφανίζονται στα διαγράμματα **ροπών**. Οι μεγαλύτερες εντάσεις εμφανίζονται κατά τον 2^ο συνδυασμό (σεισμός κατά Υ). Μεγάλες ροπές ασκούνται στις ανεστραμμένες δοκούς του υπογείου ενώ τα υποστυλώματα K14, K20, K7, K8, και K9 στο υπόγειο και στο ισόγειο εμφανίζουν τις μεγαλύτερες αντιδράσεις.

5.1.1.6 Σχετικές Μετακινήσεις Ορόφων

Ε.Α.Κ.



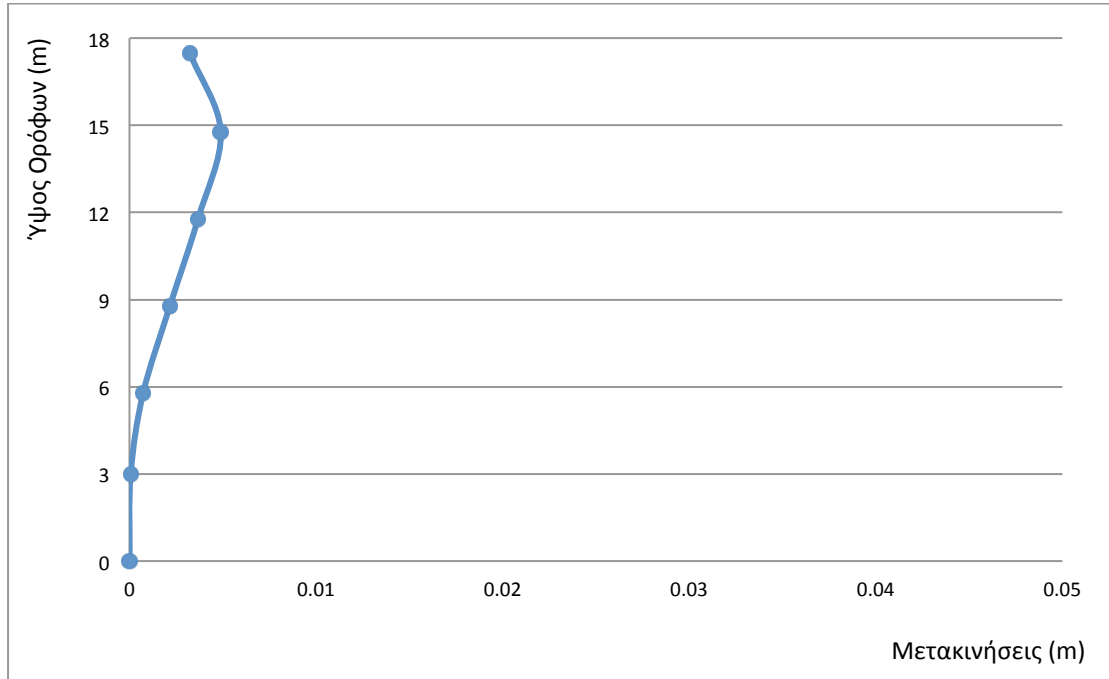
Σχ.5.1.92 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Χ για 1^ο συνδυασμό.



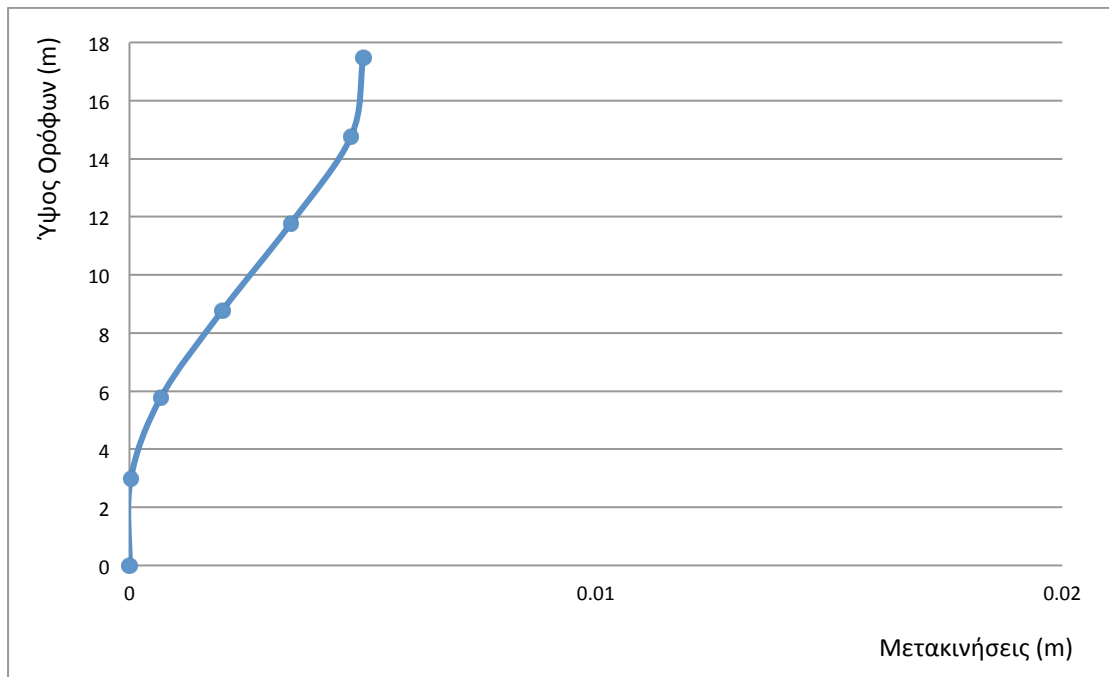
Σχ.5.1.93 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Υ για 1^ο συνδυασμό.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
8.16E-05	2.97E-05	0.000971	0.000383	0.002784	0.001063	0.004779	0.001793	0.006521	0.002413	0.006521	0.002413

Πίν. 5.1.11 Μετακινήσεις κατά X, Y για 1^ο συνδυασμό.



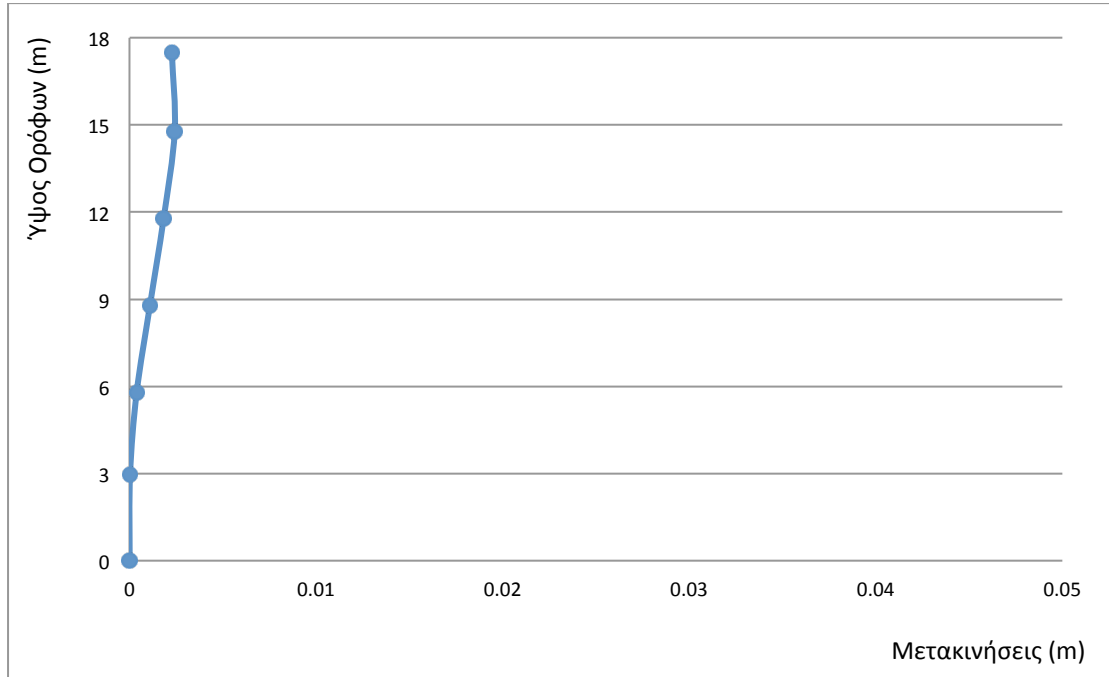
Σχ.5.1.94 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά X για 2^ο συνδυασμό.



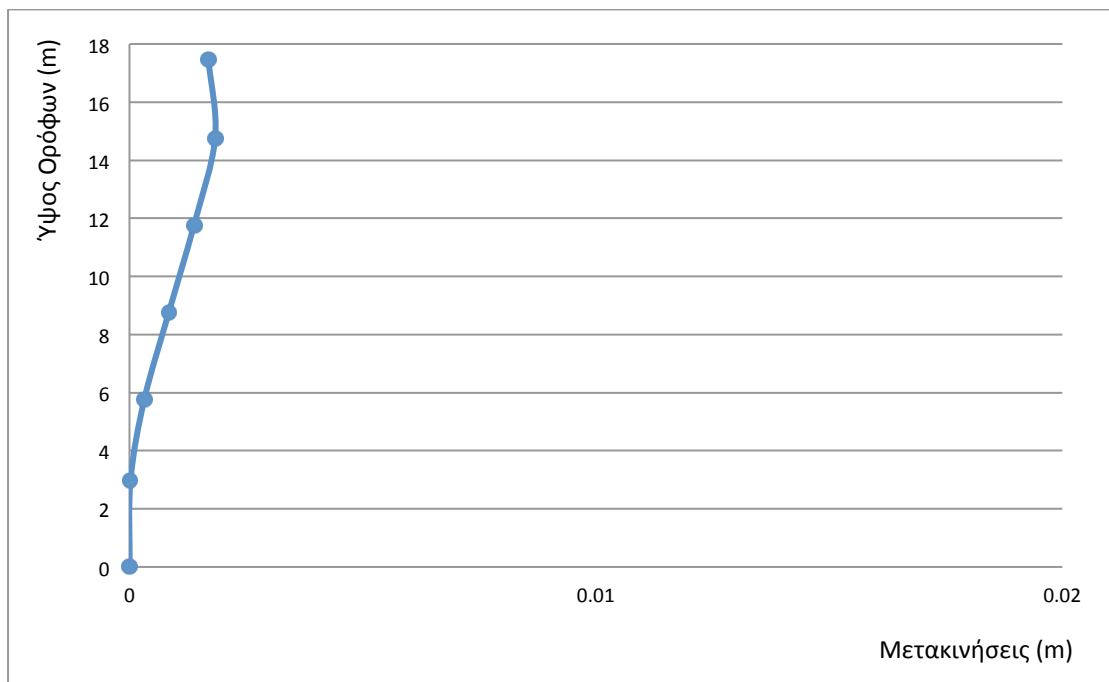
Σχ.5.1.95 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Y για 2^ο συνδυασμό.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
6.19E-05	2.72E-05	0.00073	0.000671	0.002164	0.001991	0.003673	0.003461	0.004892	0.004754	0.003244	0.005012

Πίν. 5.1.12 Μετακινήσεις κατά X, Y για 2^ο συνδυασμό.



Σχ.5.1.96 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά X για 3^ο συνδυασμό.

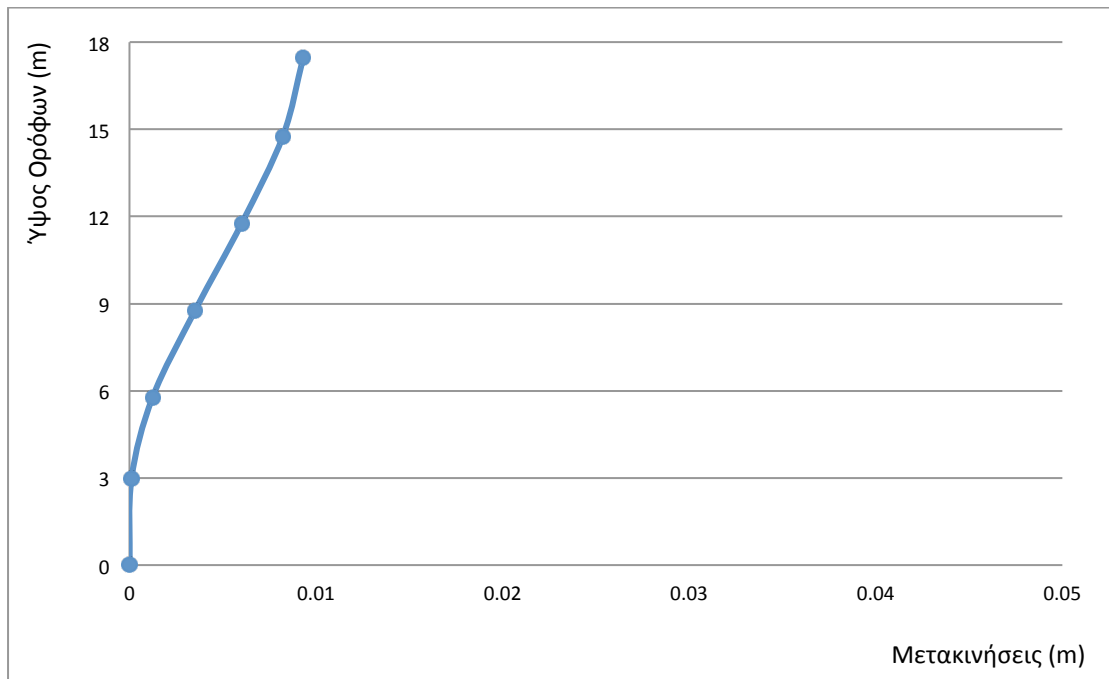


Σχ.5.1.97 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Y για 3^ο συνδυασμό.

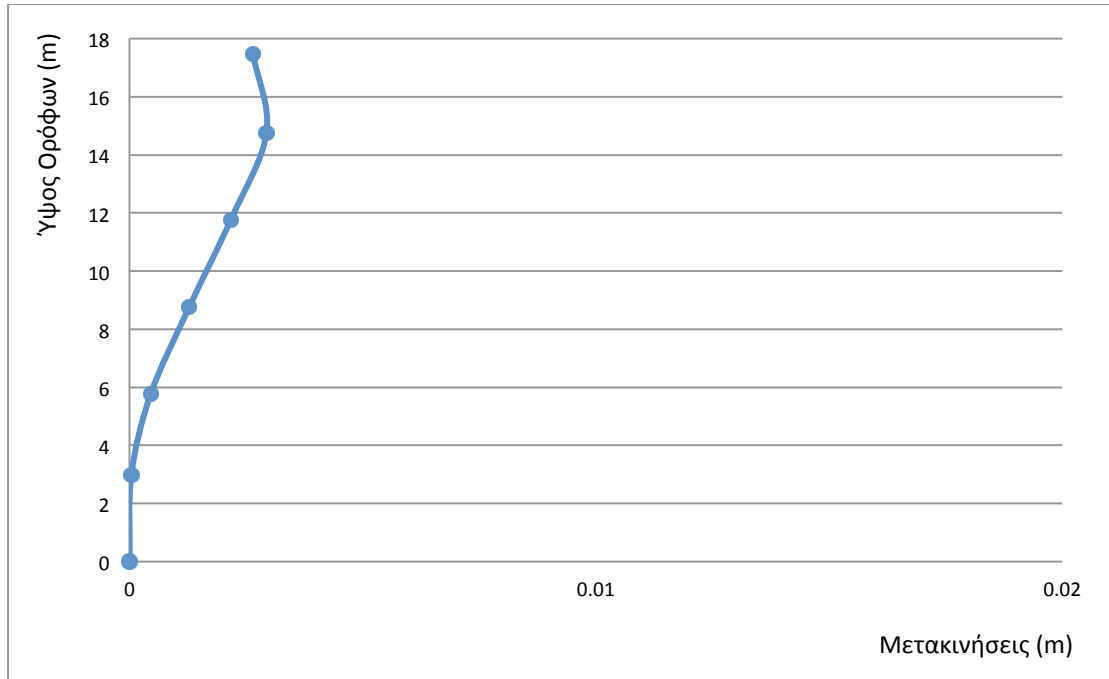
Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
3.24E-05	2.22E-05	0.000383	0.000319	0.001095	0.000846	0.00183	0.001384	0.002423	0.001837	0.002273	0.001693

Πίν. 5.1.13 Μετακινήσεις κατά Χ, Υ για 3^ο συνδυασμό.

EC8 (Εδαφική Στρώση Β)



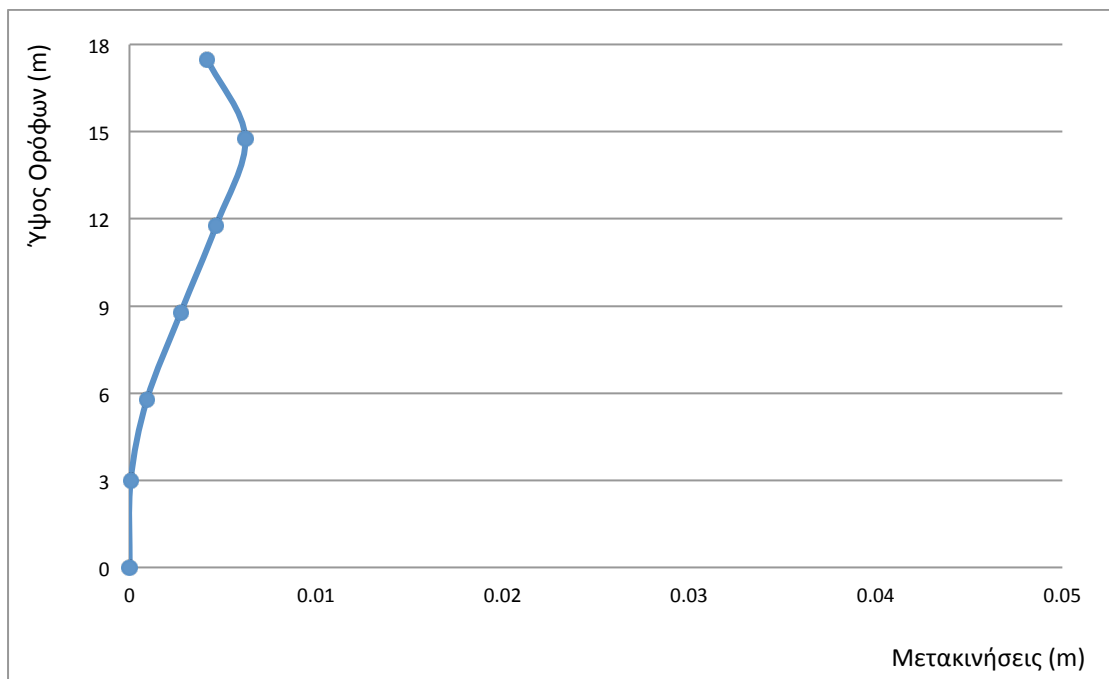
Σχ.5.1.98 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Χ για 1^ο συνδυασμό.



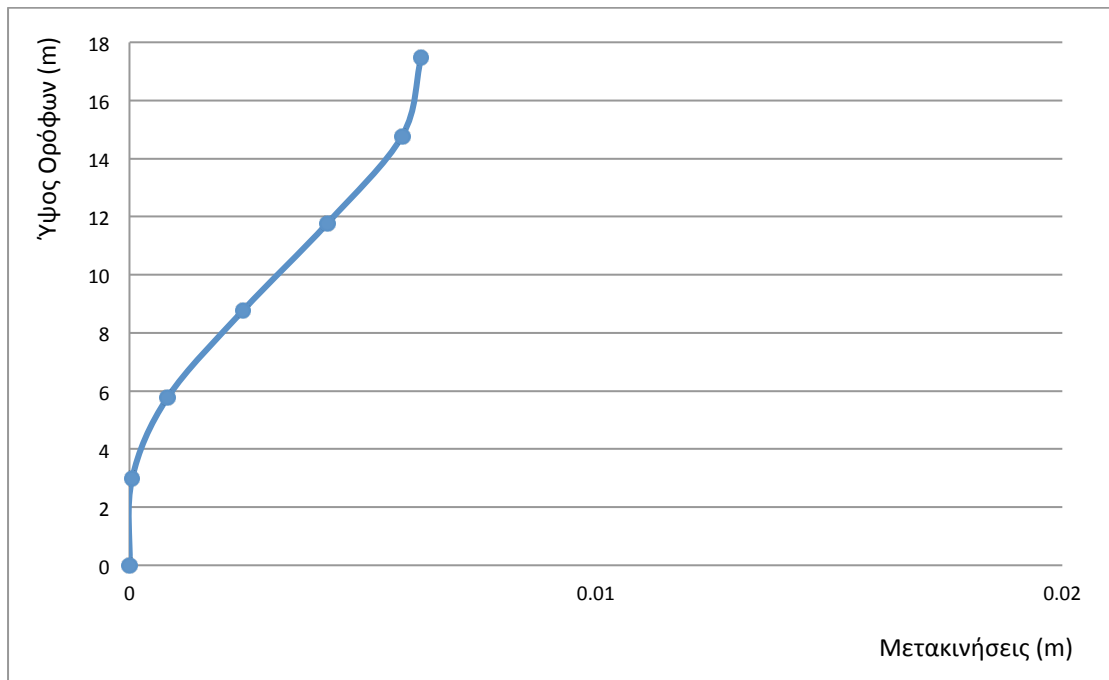
Σχ.5.1.99 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Y για 1^ο συνδυασμό.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000109	3.99E-05	0.001238	0.000457	0.003525	0.001285	0.006023	0.002175	0.008229	0.00294	0.009315	0.002648

Πίν. 5.1.14 Μετακινήσεις κατά X, Y για 1^ο συνδυασμό.



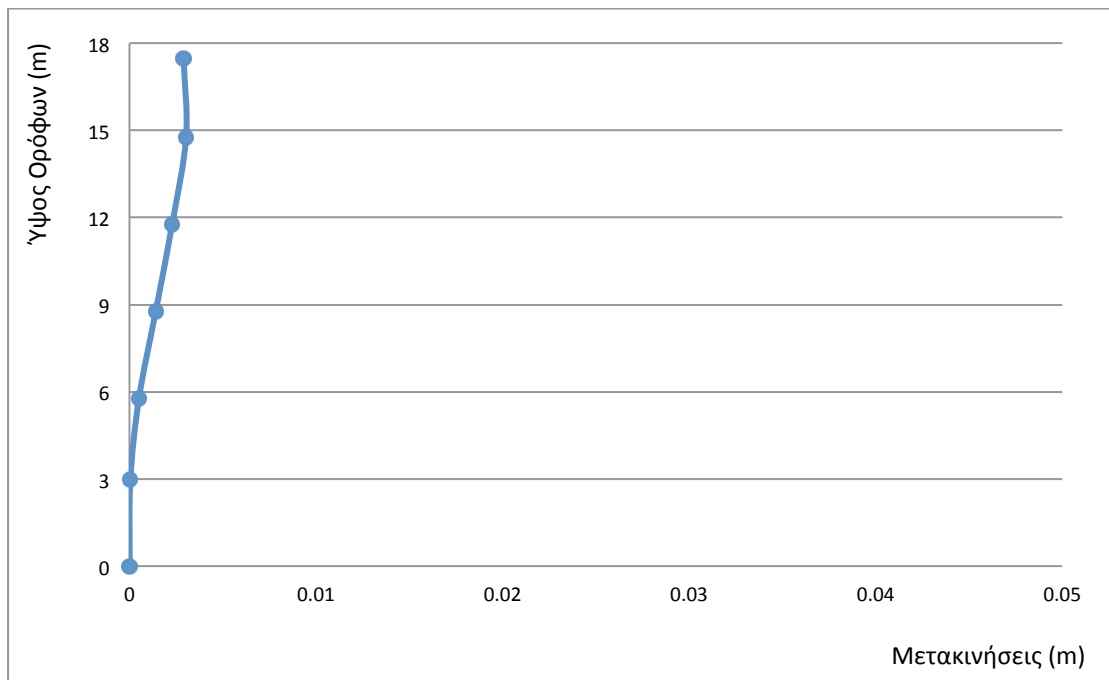
Σχ.5.1.100 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά X για 2^ο συνδυασμό.



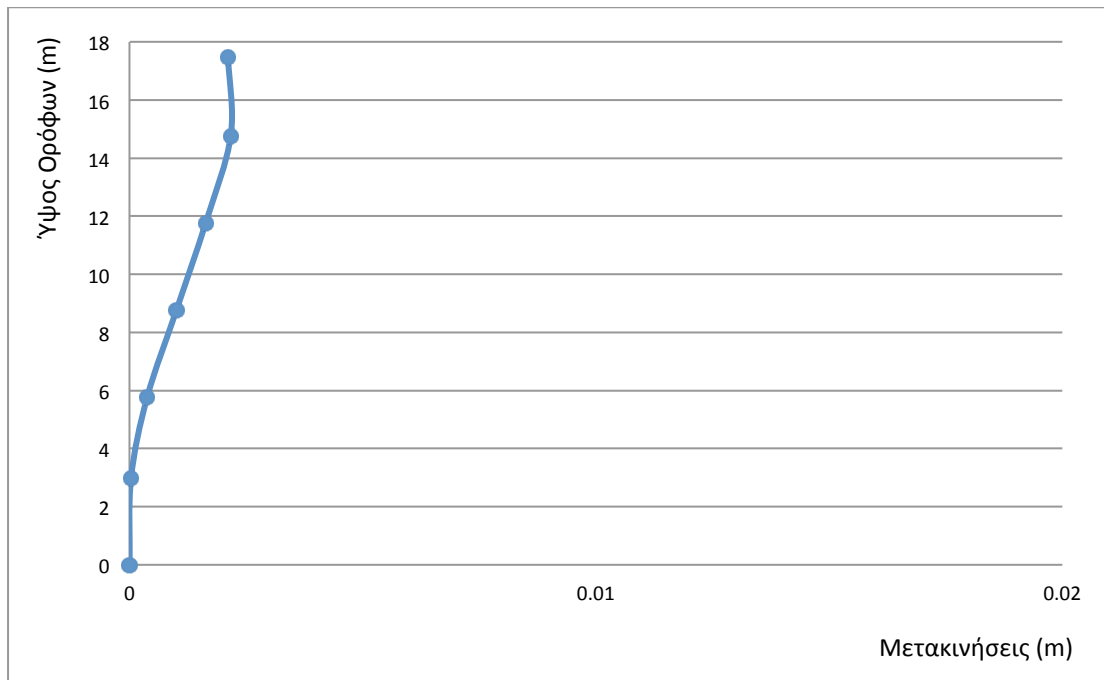
Σχ.5.1.101 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Y για 2^ο συνδυασμό.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
6.32E-05	5.53E-05	0.000934	0.000817	0.002748	0.002438	0.004648	0.004245	0.006206	0.005845	0.004178	0.006252

Πίν. 5.1.15 Μετακινήσεις κατά X, Y για 2^ο συνδυασμό.



Σχ.5.1.102 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά X για 3^ο συνδυασμό.

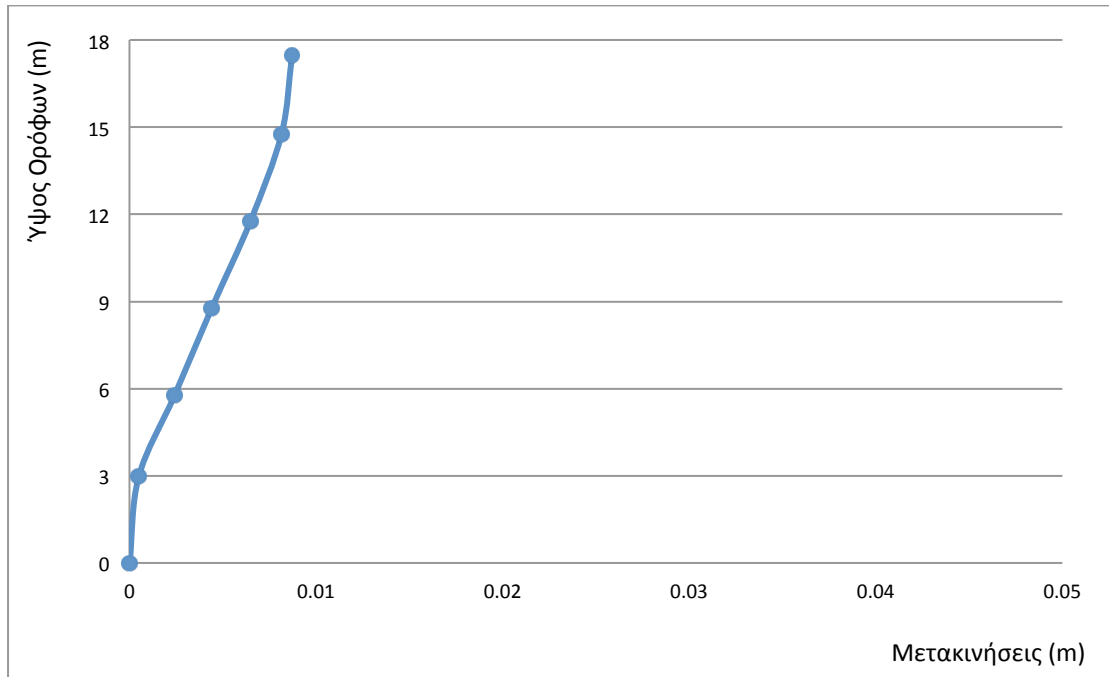


Σχ.5.1.103 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Y για 3^ο συνδυασμό.

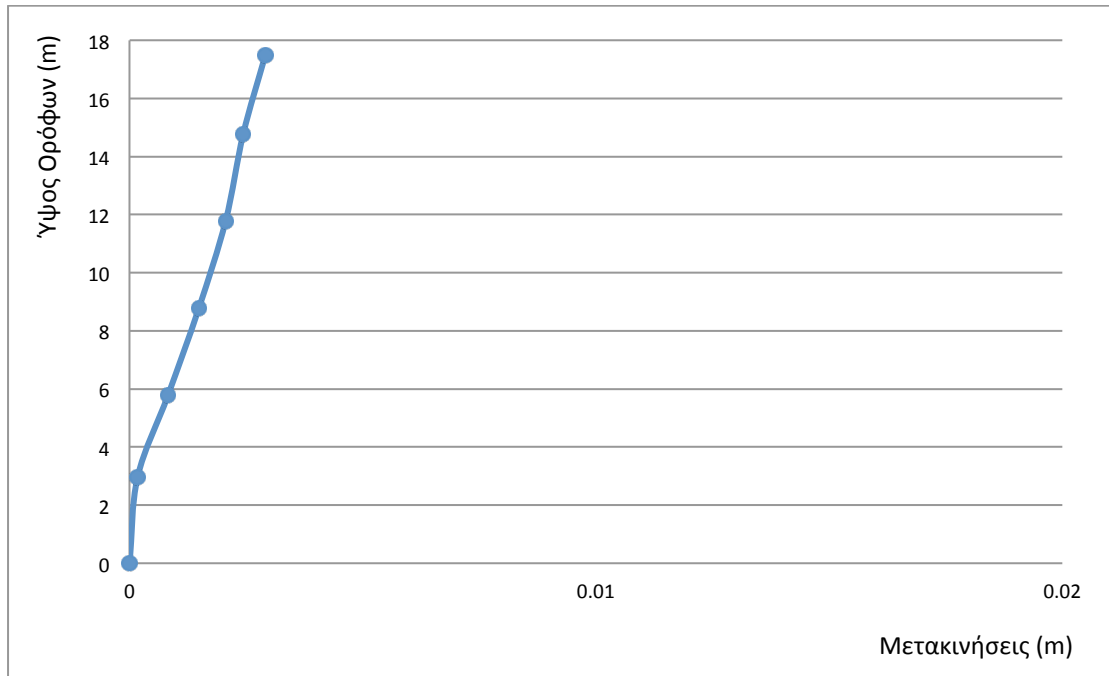
Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
4.86E-05	3.34E-05	0.000509	0.000381	0.001408	0.001009	0.002291	0.001635	0.003036	0.002172	0.002902	0.002114

Πίν. 5.1.16 Μετακινήσεις κατά X, Y για 3^ο συνδυασμό.

EC8 (Εδαφική Στρώση C)



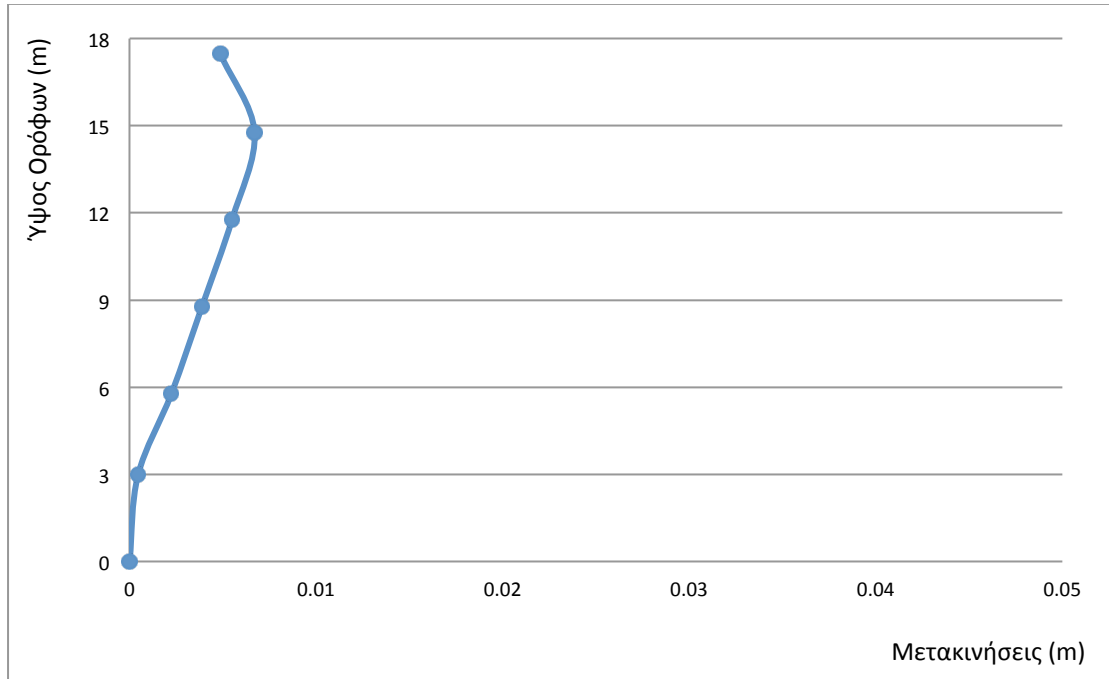
Σχ.5.1.104 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά X για 1^ο συνδυασμό.



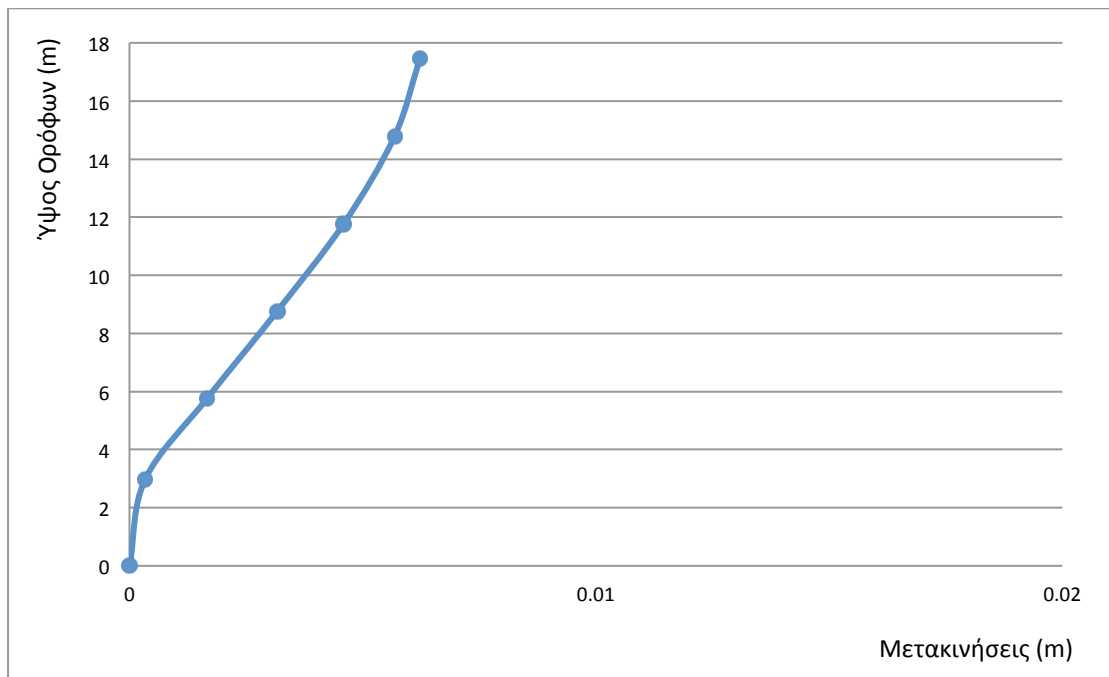
Σχ.5.1.105 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Y για 1^ο συνδυασμό.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000498	0.000175	0.002422	0.000824	0.00441	0.001486	0.00649	0.002061	0.008154	0.002439	0.008714	0.00291

Πίν. 5.1.17 Μετακινήσεις κατά X, Y για 1^ο συνδυασμό.



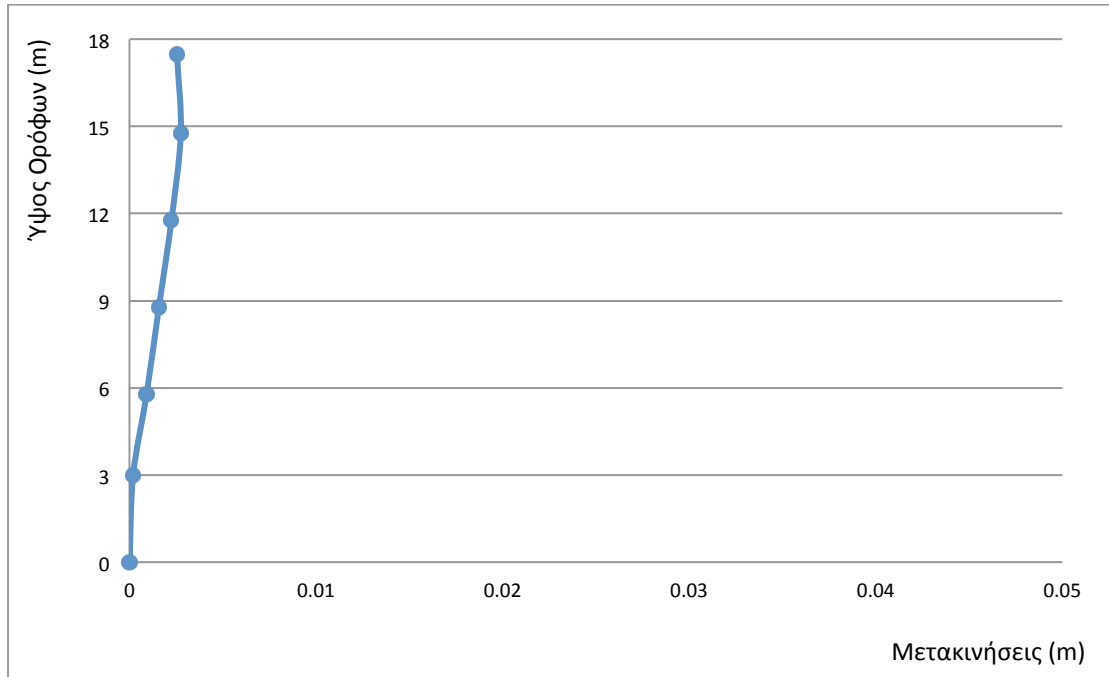
Σχ.5.1.106 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά X για 2^ο συνδυασμό.



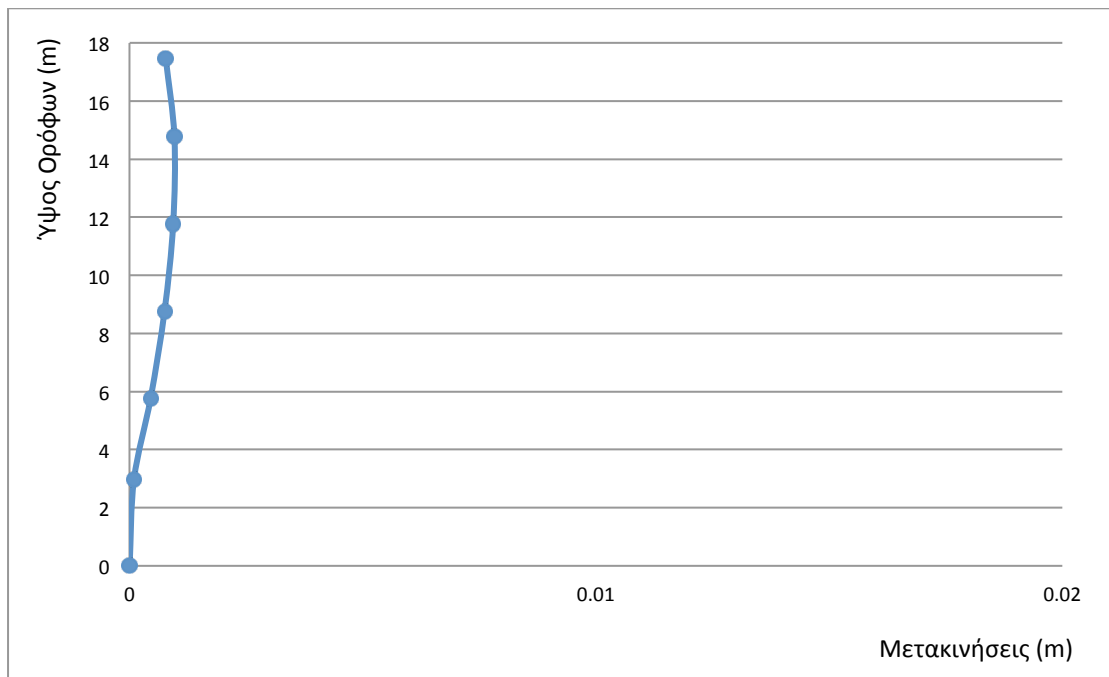
Σχ.5.1.107 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Y για 2^ο συνδυασμό.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000458	0.000335	0.002249	0.00167	0.003886	0.003172	0.0055	0.004593	0.006701	0.005681	0.004867	0.00623

Πίν. 5.1.18 Μετακινήσεις κατά X, Y για 2^ο συνδυασμό.



Σχ.5.1.108 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά X για 3^ο συνδυασμό.



Σχ.5.1.109 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Y για 3^ο συνδυασμό.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000193	9.66E-05	0.000916	0.000454	0.001578	0.000752	0.002251	0.000937	0.00275	0.000963	0.002546	0.000777

Πίν. 5.1.9 Μετακινήσεις κατά X, Y για 3^ο συνδυασμό.

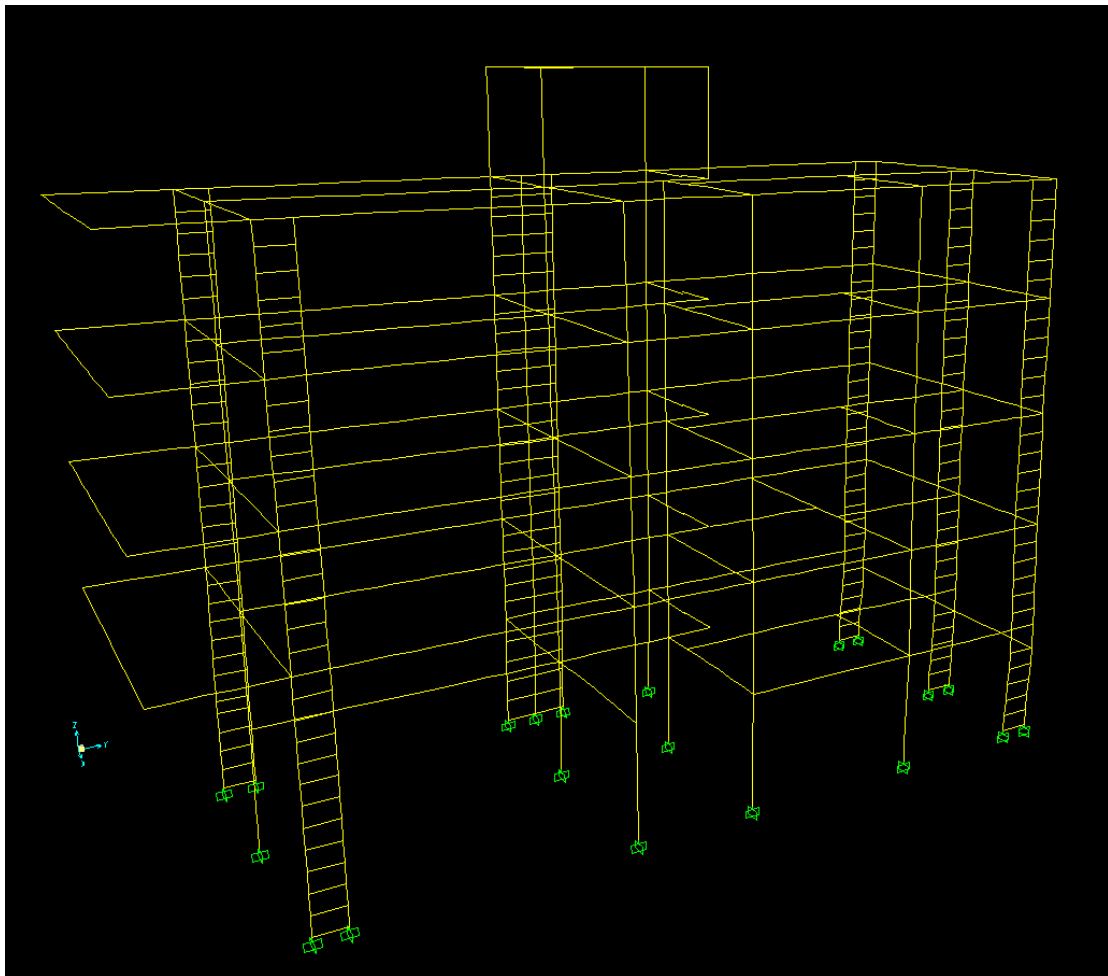
Αξιολόγηση

Η μετατοπίσεις που παρουσιάστηκαν για σεισμική καταπόνηση κατά τον άξονα X (1^{ος} συνδυασμός) ήταν αυξημένες σε σχέση με τις υπόλοιπες, ενώ συγκρίνοντας τα αποτελέσματα για σεισμική καταπόνηση βάση ΕΑΚ και Ευρωκώδικα, οι μετακινήσεις ανά όροφο ήταν εντονότερες για ανάλυση βάση του Ευρωκώδικα και οφείλεται στην διαφορετική τιμή της φασματικής επιτάχυνσης του πλατώ του φάσματος.

5.1.2 Μοντέλο Χωρίς Επιφανειακά Στοιχεία

5.1.2.1 Παραμορφωμένος Φορέας

Στο Σχ. 5.1. απεικονίζεται ο παραμορφωμένος φορέας



Σχ. 5.1.110 Ο παραμορφωμένος φορέας σύμφωνα με την 1^η ιδιομορφή.

5.1.2.2 Ιδιομορφική Ανάλυση

Στη περίπτωση του συγκεκριμένου φορέα απαιτήθηκαν 15 ιδιομορφές ώστε το άθροισμα των δρωσών μαζών προς όλες τις κατευθύνσεις να φτάσει τουλάχιστον το 90%. Στον πίνακα 5.1.3 παρουσιάζονται οι πρώτες 15 ιδιομορφές.

Modal Periods And Frequencies					
OutputCase	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
Modal	1	0.406617	2.4593	15.452	238.78
Modal	2	0.336844	2.9687	18.653	347.94
Modal	3	0.289165	3.4582	21.729	472.14
Modal	4	0.256491	3.8988	24.497	600.09
Modal	5	0.190564	5.2476	32.972	1087.1
Modal	6	0.188466	5.306	33.339	1111.5
Modal	7	0.185461	5.392	33.879	1147.8
Modal	8	0.184977	5.4061	33.967	1153.8
Modal	9	0.184867	5.4093	33.988	1155.2
Modal	10	0.184512	5.4197	34.053	1159.6
Modal	11	0.184268	5.4269	34.098	1162.7
Modal	12	0.162545	6.1522	38.655	1494.2
Modal	13	0.161402	6.1957	38.929	1515.5
Modal	14	0.161216	6.2029	38.974	1519
Modal	15	0.15797	6.3303	39.774	1582

Πιν. 5.1.3 Ιδιομορφές ταλάντωσης.

Σύμφωνα με τον Πιν. 5.1.3 η ιδιοπερίοδος της κατασκευής ανέρχεται στα $T = 0.406 \text{ sec.}$, χρόνος ο οποίος είναι μικρότερος των 0.45 sec. που ήταν ο χρόνος του φορέα με τα επιφανειακά στοιχεία. Επομένως, ο φορέας χωρίς τα επιφανειακά στοιχεία είναι λιγότερο πλάστιμος από τον αντίστοιχο φορέα με τα επιφανειακά στοιχεία κάτι που οφείλεται εν μέρει στον τρόπο κατανομής των μαζών στον φορέα όσο και στη θεώρηση των διαφραγμάτων σε κάθε όροφο.

Modal Participating Mass Ratios						
Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
0.406617	0.2053	0.00542	0.000006044	0.2053	0.00542	0.000006044
0.336844	0.04008	0.20986	0.00013	0.24537	0.21528	0.00013
0.289165	0.0049	0.38124	0.00271	0.25027	0.59652	0.00285
0.256491	0.43565	0.00027	0.00004654	0.68592	0.59679	0.00289
0.190564	0.01426	0.0042	0.00215	0.70018	0.60099	0.00504
0.188466	0.00255	0.01045	0.01713	0.70273	0.61144	0.02217
0.185461	0.00186	0.00082	0.00126	0.7046	0.61226	0.02343
0.184977	0.00019	0.00288	0.00049	0.70479	0.61513	0.02391
0.184867	0.00003982	0.00416	0.01748	0.70483	0.6193	0.0414
0.184512	0.00021	0.00373	0.00929	0.70503	0.62302	0.05069
0.184268	0.00013	0.00000163	0.00001948	0.70517	0.62302	0.05071
0.162545	0.000002391	0.01837	0.00004428	0.70517	0.6414	0.05075
0.161402	0.000004446	0.00156	1.39E-08	0.70517	0.64296	0.05075
0.161216	2.131E-07	0.00007007	2.734E-07	0.70517	0.64303	0.05075

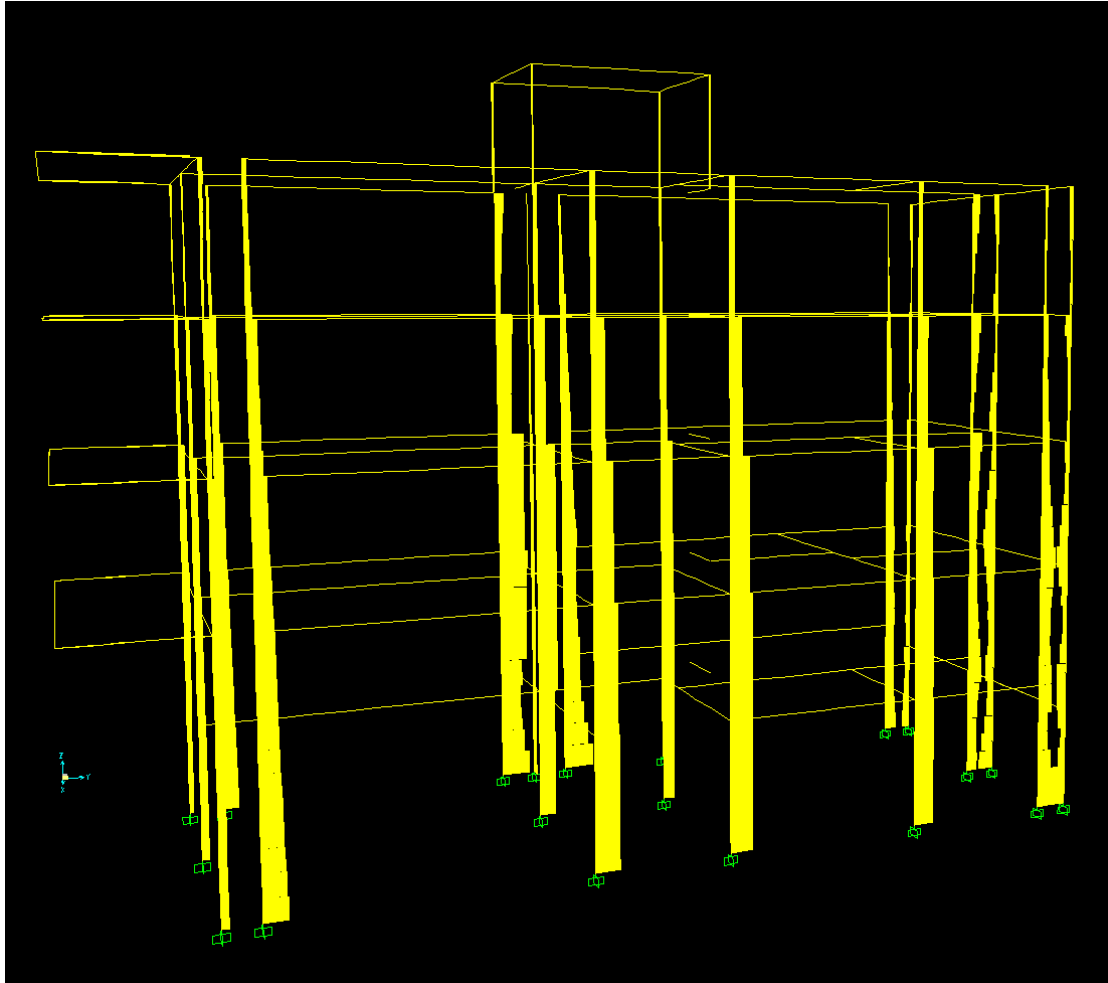
Πιν. 5.1.4 Λόγοι ιδιομορφικής συμμετοχής μαζών.

*Η μάζα του συστήματος υπολογίστηκε ίση με **14679.36 KN**, ήτοι **1467.94 (tn)**, γεγονός που καθιστά το μοντέλο **401.54 (tn)** ελαφρύτερο από αυτό με επιφανειακά στοιχεία. Για λόγους σύγκρισης, υπολογίστηκε και η μάζα του Κτηρίου με επιφανειακά στοιχεία αλλά χωρίς το τμήμα του υπογείου που αφαιρέθηκε κατά τη διαδικασία προσομοίωσης του τρισδιάστατου ραβδωτού φορέα και βρέθηκε ίση με **11909.27 (KN)**, ή **1190.93 (tn)**.*

5.1.2.3 Σεισμός κατά τις τρεις διευθύνσεις

Ε.Α.Κ.

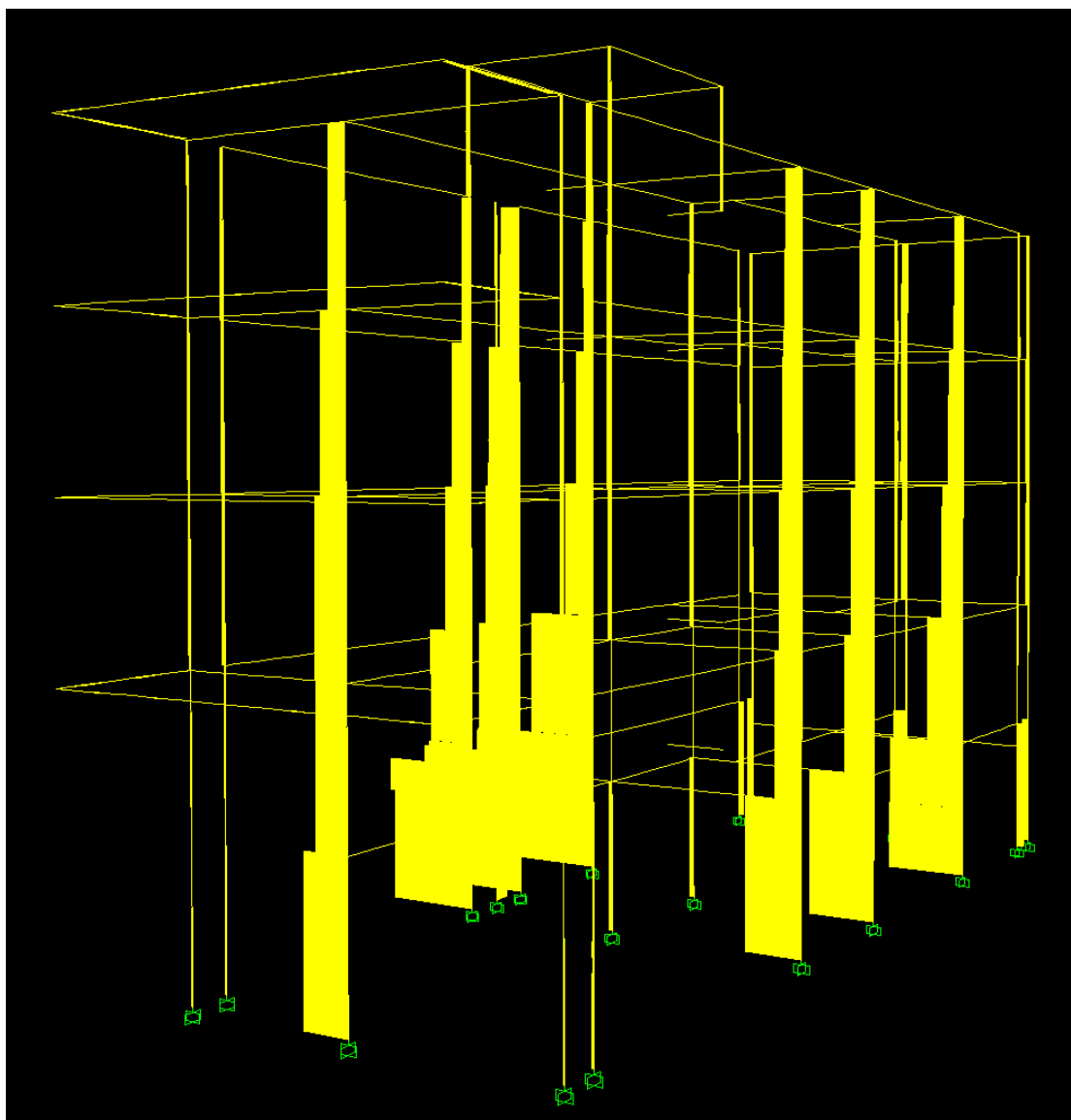
Διεύθυνση X



Σχ. 5.1.111 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.

Για σεισμό κατά την διεύθυνση X παρατηρείται ότι όλοι οι δοκοί συμμετέχουν στην παραλαβή των φορτίων ενώ οι δοκοί παραμένουν σε κατάσταση ηρεμίας. Σε σύγκριση με τον αρχικό φορέα, παρατηρείται μια σαφώς πιο ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων ανά στάθμες καθώς στον αρχικό φορέα, τα υποστυλώματα παρουσίαζαν εντονότερες αξονικές εντάσεις στο ύψους του υπογείου. Επιπλέον οι δοκοί του κλιμακοστασίου

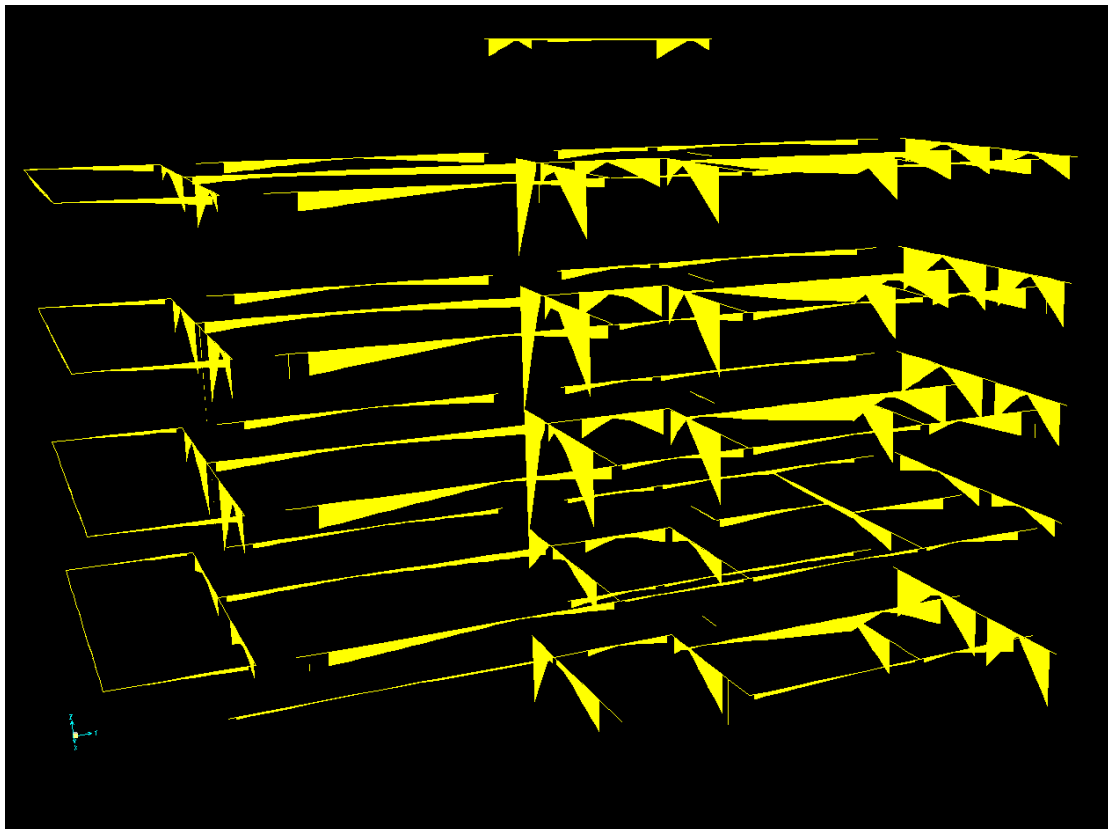
συμμετέχουν ελάχιστα στην παραλαβή του αξονικού φορτίου, γεγονός που δεν παρατηρείται στον αρχικό φορέα.



Σχ. 5.1.121 Διάγραμμα τεμνουσών.

Για σεισμό κατά Y, παρατηρούνται σημαντικές διαφορές σε σύγκριση με τον αντίστοιχο σεισμό κατά X. Οι δοκοί και στη περίπτωση αυτή, δεν συμμετέχουν ιδιαίτερα στην παραλαβή των φορτίων, ενώ τα υποστυλώματα αναλαμβάνουν μεγαλύτερες εντάσεις απ'ότι για σεισμό κατά X. Μεγάλες εντάσεις αναλαμβάνουν τα υποστυλώματα του κλιμακοστασίου στη βάση τους, όπως επίσης τα υποστυλώματα K11,

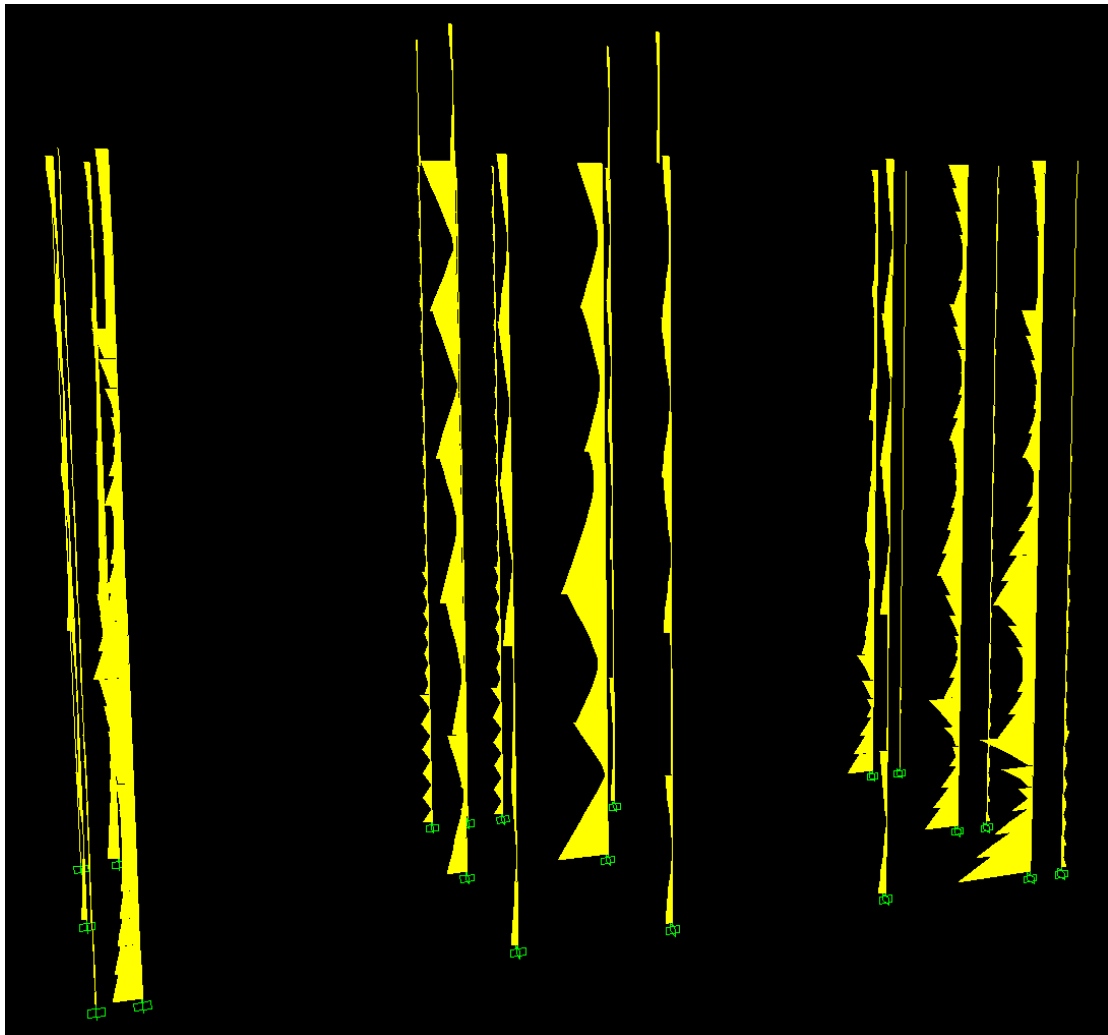
K15, και K21. Σε σύγκριση με τον φορέα όπου χρησιμοποιήθηκαν επιφανειακά στοιχεία η εικόνα είναι εμφανώς διαφορετική και οφείλεται στο ότι τα υποστυλώματα που αναλαμβάνουν τις μεγαλύτερες εντάσεις (κλιμακοστάσιο) προσομοιώθηκαν ως τοιχεία (επιφανειακά στοιχεία) και έτσι οι εντάσεις μοιράστηκαν στα φέροντα στοιχεία του οργανισμού αποτελεσματικότερα.



Σχ. 5.1.122 Διάγραμμα ροπών των δοκών.

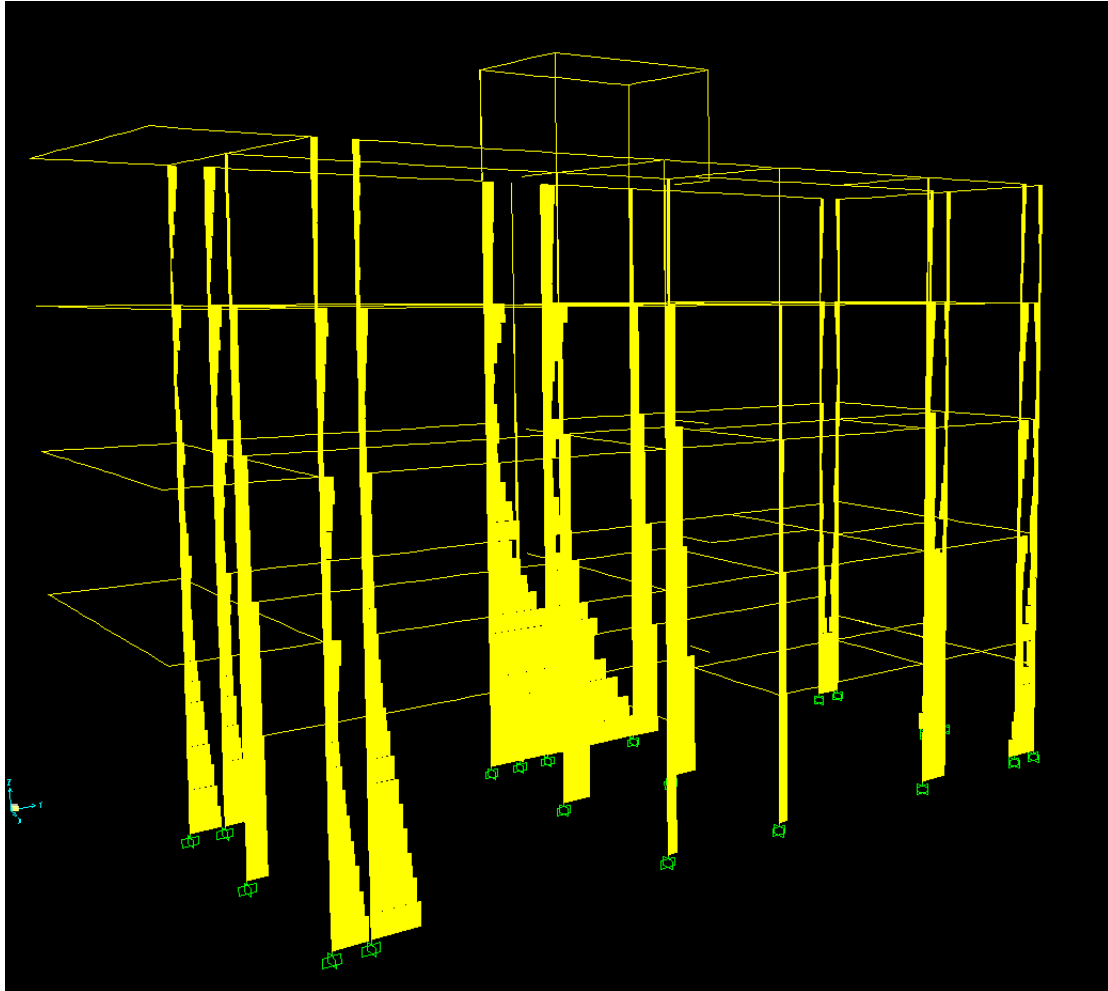
Συγκρίνοντας τις κατανομές των φορτίων για σεισμό κατά τη διεύθυνση Z στους δύο φορείς, παρατηρείται ότι στον μικτό φορέα οι ολικές εντάσεις στην κατασκευή είναι εμφανώς μικρότερες με τις δοκούς να αναλαμβάνουν τα περισσότερα φορτία. Ο δε ραβδωτός φορέας, παρουσιάζει έντονες καταπονήσεις και στις δοκούς αλλά και στα υποστυλώματα. Σημειώνεται ότι στον μικτό φορέα τα υποστυλώματα βρίσκονται σε κατάσταση σχετικής ηρεμίας, ενώ στη περίπτωση του φορέα χωρίς επιφανειακά στοιχεία, τα υποστυλώματα αναλαμβάνουν

σημαντικές καταπονήσεις με τις μεγαλύτερες να σημειώνονται στη περιοχή του κλιμακοστασίου, όπου στον αρχικό φορέα τα υποστυλώματα αυτά προσομοιώθηκαν ως επιφανειακά στοιχεία. Τέλος, οι δοκοί του δεύτερου προσομοιώματος, δέχονται μεγαλύτερες εντάσεις και συμμετέχουν όλα τα οριζόντια στοιχεία στην παραλαβή των φορτίων, σε αντίθεση με τον άλλο φορέα όπου μερικοί μόνο δοκοί συμμετέχουν στην παραλαβή των ροπών.

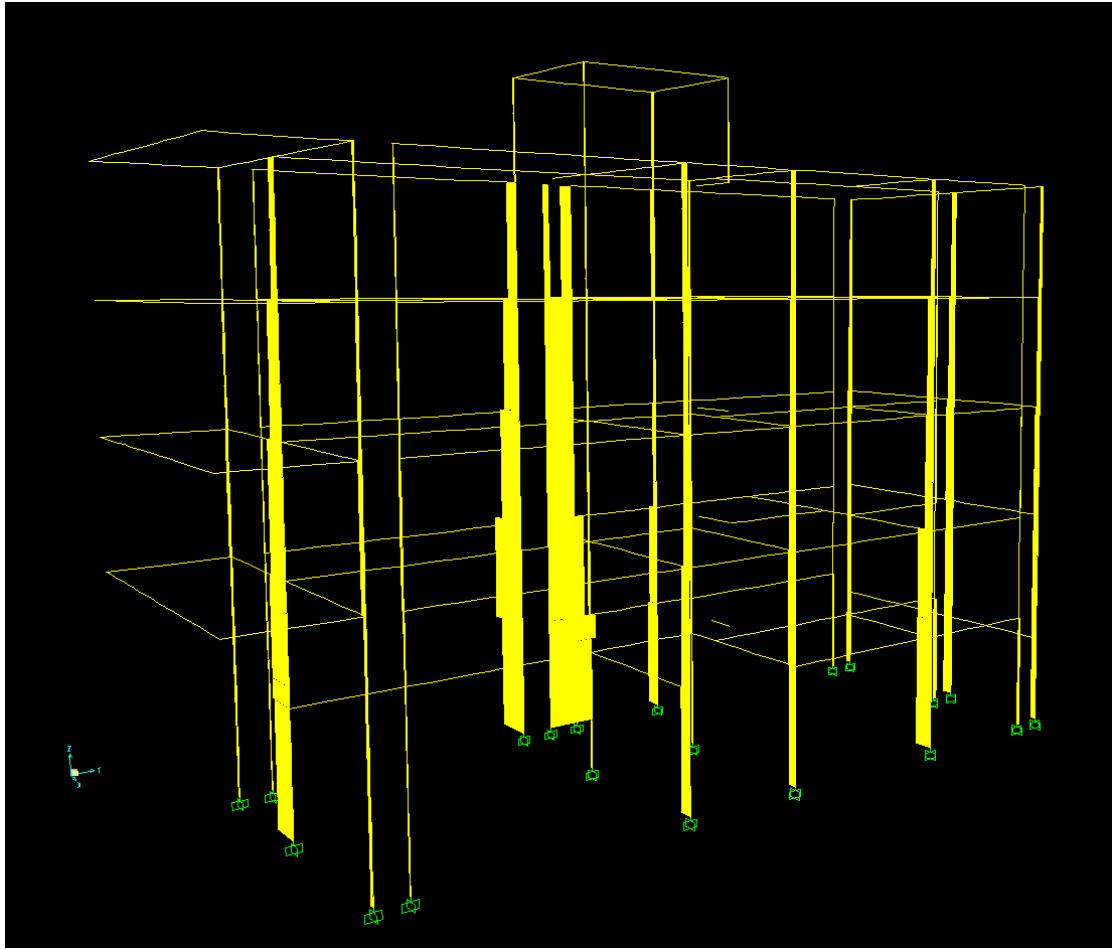


Σχ. 5.1.123 Διάγραμμα ροπών υποστυλωμάτων.

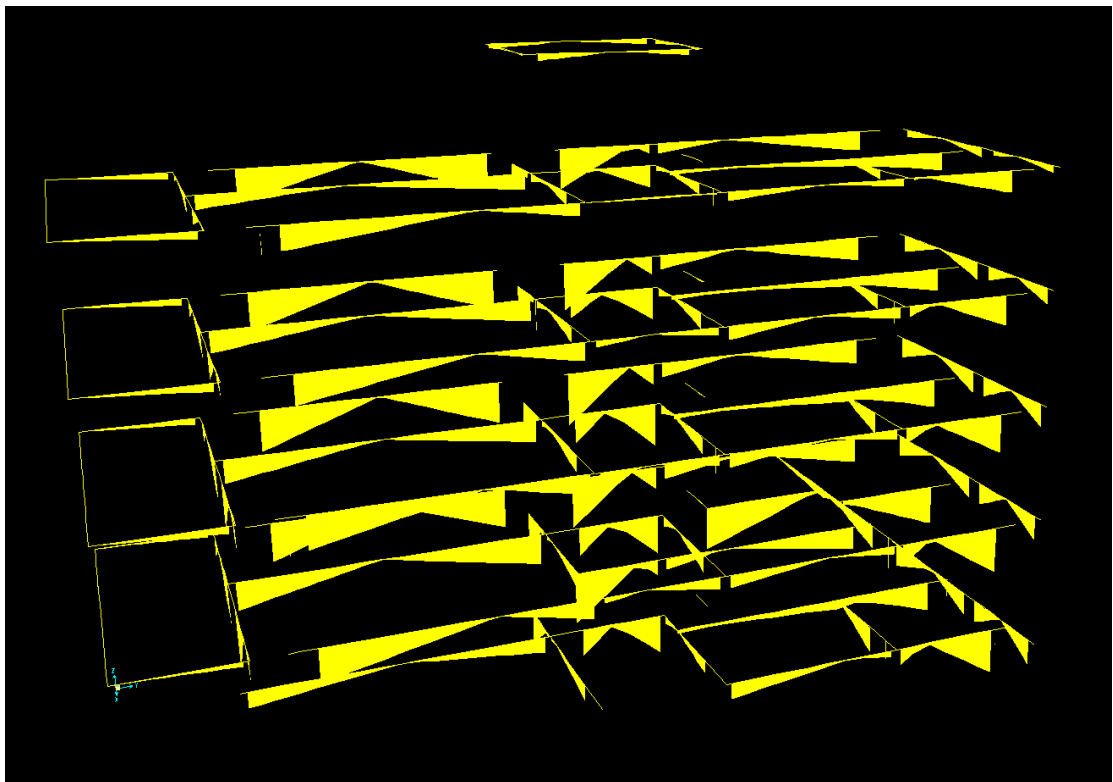
Διεύθυνση Y



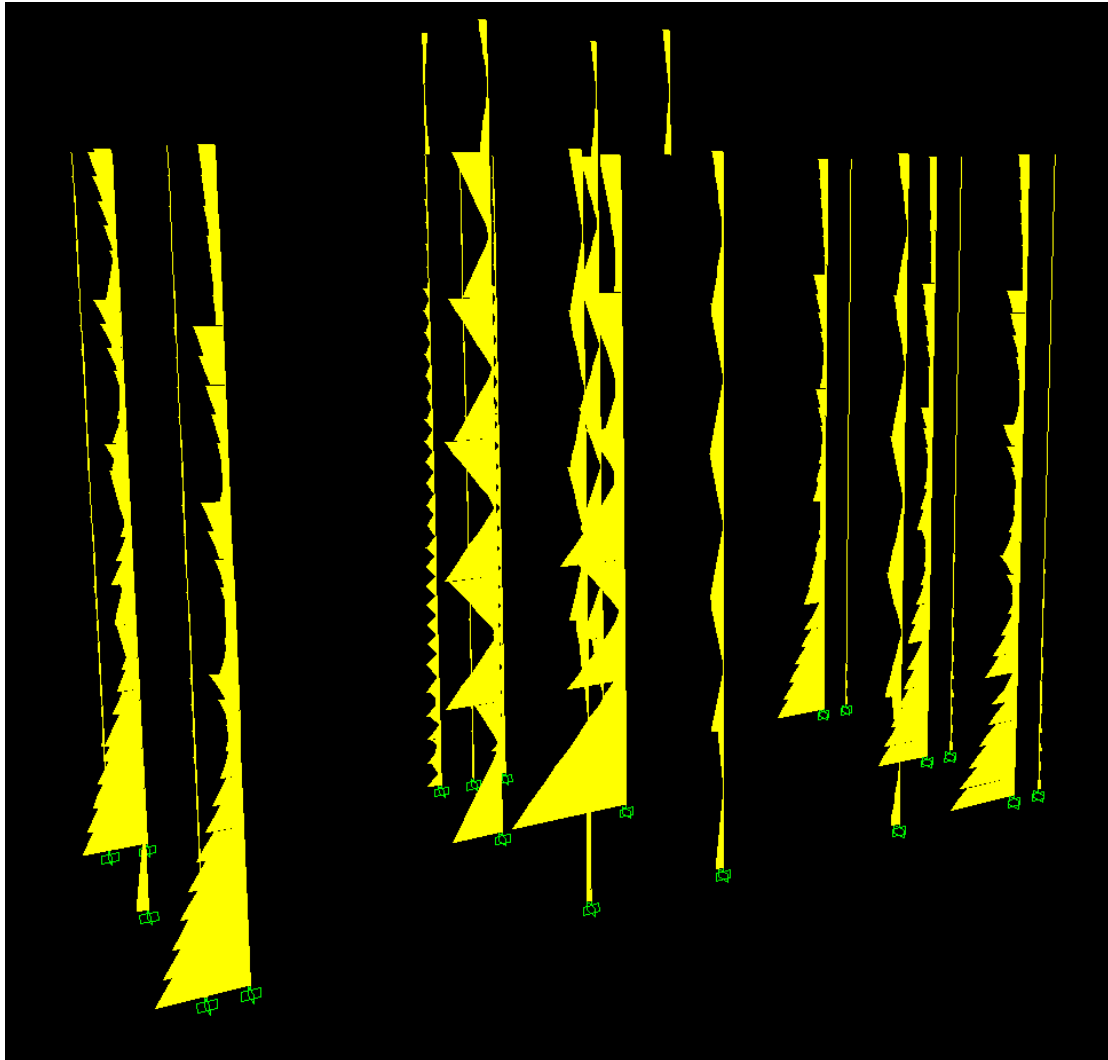
Σχ. 5.1.124 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ. 5.1.125 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.



Σχ. 5.1.126 Διάγραμμα ροπών.



Σχ. 5.1.127 Διάγραμμα ροπών στα υποστυλώματα.

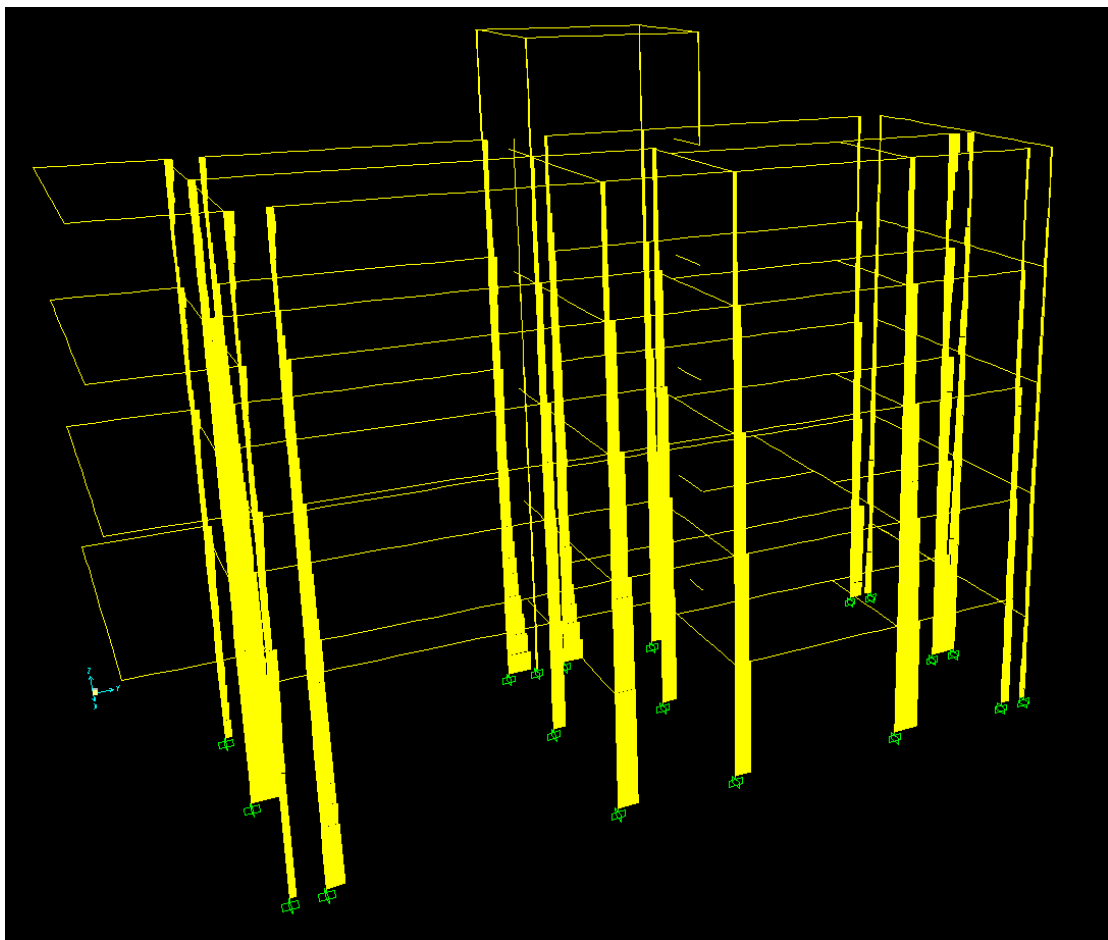
Η σύγκριση των διαγραμμάτων των δύο φορέων για σεισμό κατά τη Υ διεύθυνση έδειξε τα εξής:

Όσον αφορά τις **αξονικές καταπονήσεις**, ο φορέας όπου δεν χρησιμοποιήθηκαν επιφανειακά στοιχεία δέχεται εντονότερα αξονικά φορτία στα υποστυλώματα στη περιοχή του κλιμακωστασίου, γεγονός που οφείλεται στο ότι τα συγκεκριμένα στοιχεία προσομοιώθηκαν ως επιφανειακά στο αρχικό μοντέλο.

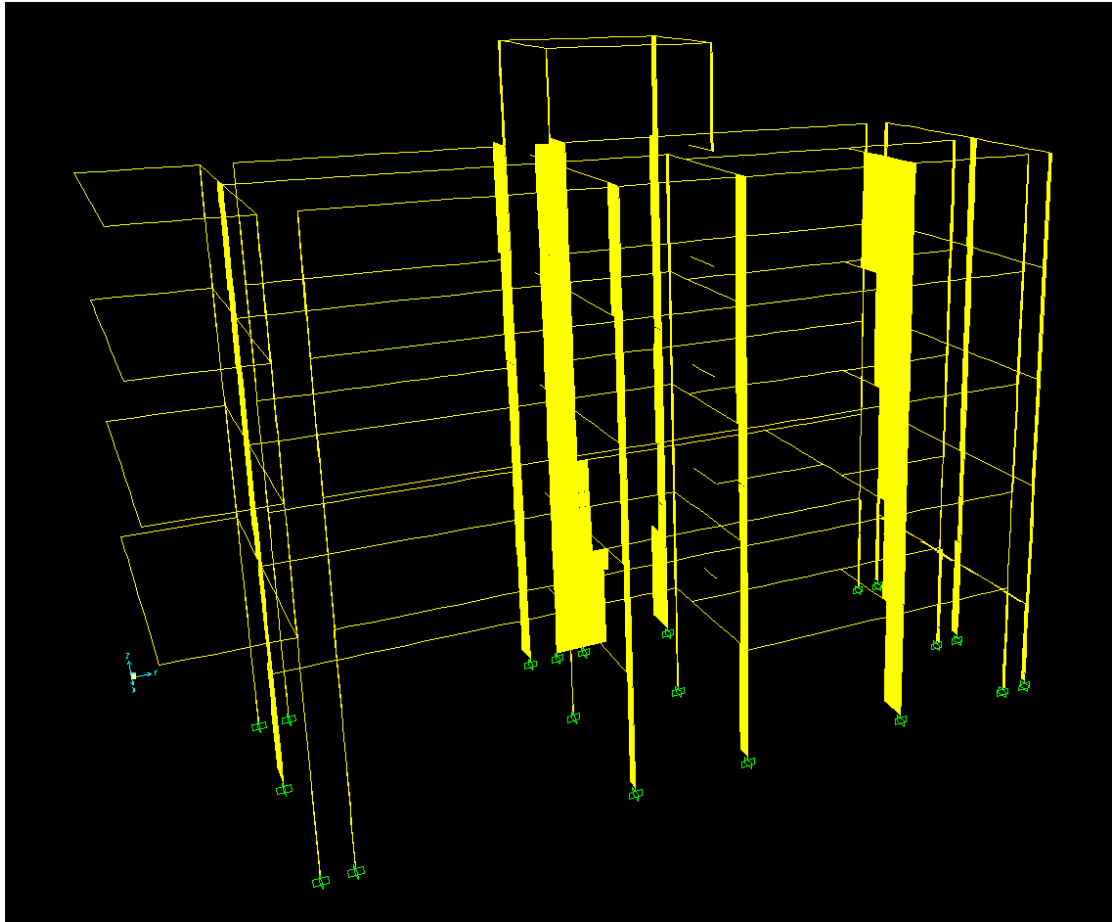
Για τις **τέμνουσες δυνάμεις**, ο αρχικός φορέας δέχεται μικρές εντάσεις ενώ μόνον 4 υποστυλώματα δέχονται κάποιες εντάσεις. Ο δεύτερος φορέας δέχεται μεγαλύτερες εντάσεις στα υποστυλώματα αυτά και παράλληλα, τα υποστυλώματα του κλιμακοστασίου αναλαμβάνουν στη βάση τους επίσης μεγάλες εντάσεις.

Το διάγραμμα των **ροπών**, έδειξε ότι ο φορέας με τα επιφανειακά στοιχεία αποκρίνεται καλύτερα για σεισμό κατά τη διεύθυνση Υ καθ'ότι οι εντάσεις και στα υποστυλώματα αλλά και στις δοκούς είναι σαφέστατα μειωμένες σε σύγκριση με τις εντάσεις που δέχεται ο ραβδωτός φορέας.

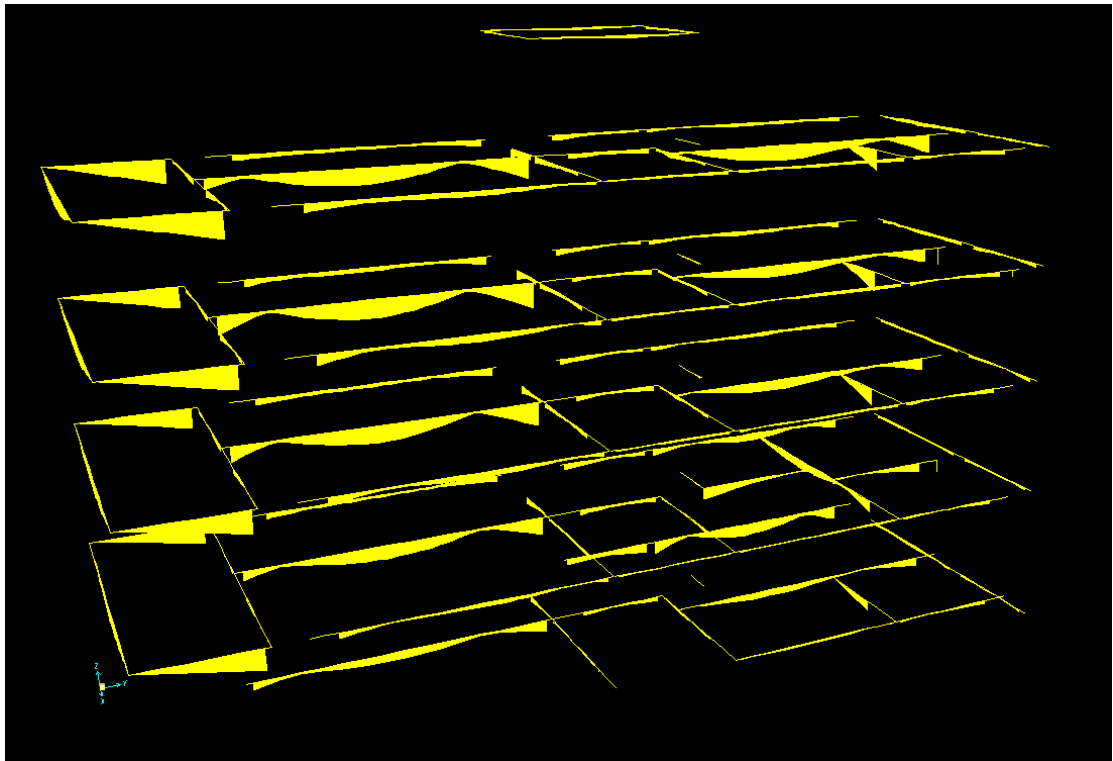
Διεύθυνση Z



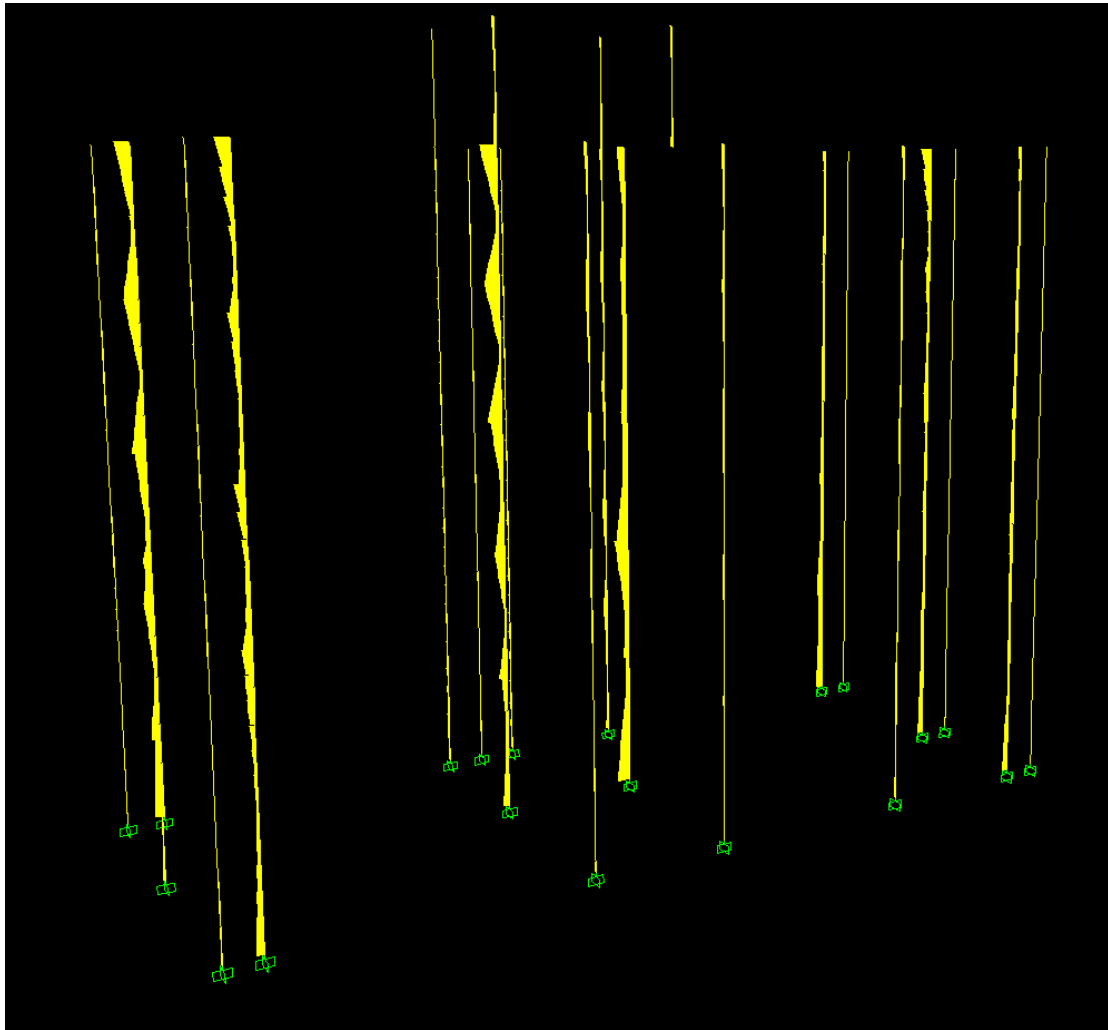
Σχ. 5.1.128 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ. 5.1.129 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.



Σχ. 5.1.130 Διάγραμμα ροπών στις δοκούς.



Σχ. 5.1.131 Διάγραμμα ροπών στα υποστυλώματα.

Για σεισμό κατά τη Z διεύθυνση οι διαφοροποιήσεις μεταξύ των δύο κατασκευών είναι σημαντικές.

Αρχικά, σημαντικές διαφορές εμφανίζονται στα διαγράμματα **αξονικών δυνάμεων** όπου, ενώ ο μικτός φορέας είναι σε κατάσταση ηρεμίας, ο ραβδωτός φορέας δέχεται αξονικές καταπονήσεις σε όλα τα υποστυλώματα.

Στα διαγράμματα των **τεμνουσών** δυνάμεων οι διαφορές είναι επίσης σημαντικές καθ'ότι ο μικτός φορέας βρίσκεται γενικά σε κατάσταση

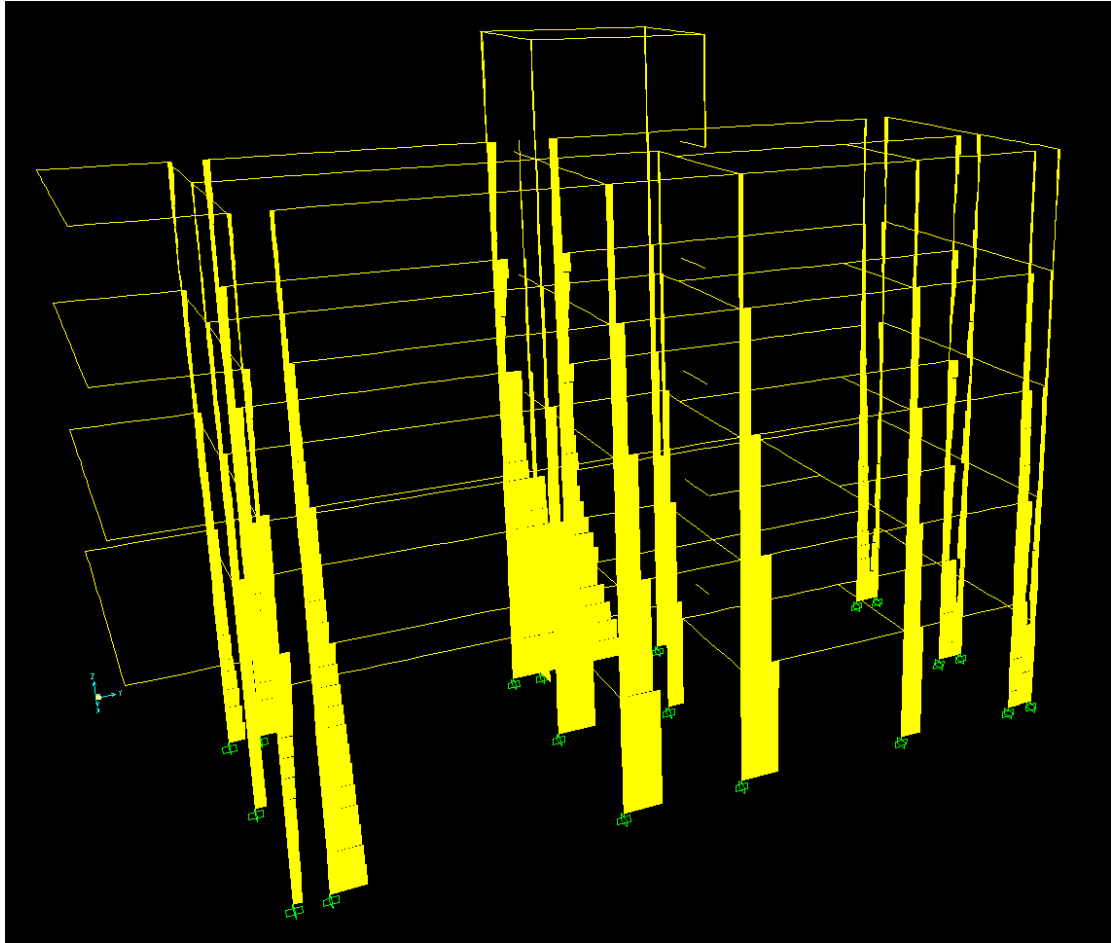
ηρεμίας σε αντίθεση με τον φορέα χωρίς επιφανειακά στοιχεία, τα υποστρώματα του οποίου δέχονται σημαντικές καταπονήσεις και ιδιαίτερα το υποστύλωμα K11 στο ύψους του τρίτου ορόφου.

Τέλος, μεγάλες διαφοροποιήσεις εμφανίζονται στα διαγράμματα **ροπών**, όπου το μεν Κτήριο με τα επιφανειακά στοιχεία δέχεται μικρές καταπονήσεις στις δοκούς των εξωστών, ενώ το δε Κτήριο χωρίς τα επιφανειακά να δέχεται έντονες ροπές στις δοκούς αλλά και στα υποστύλωματα.

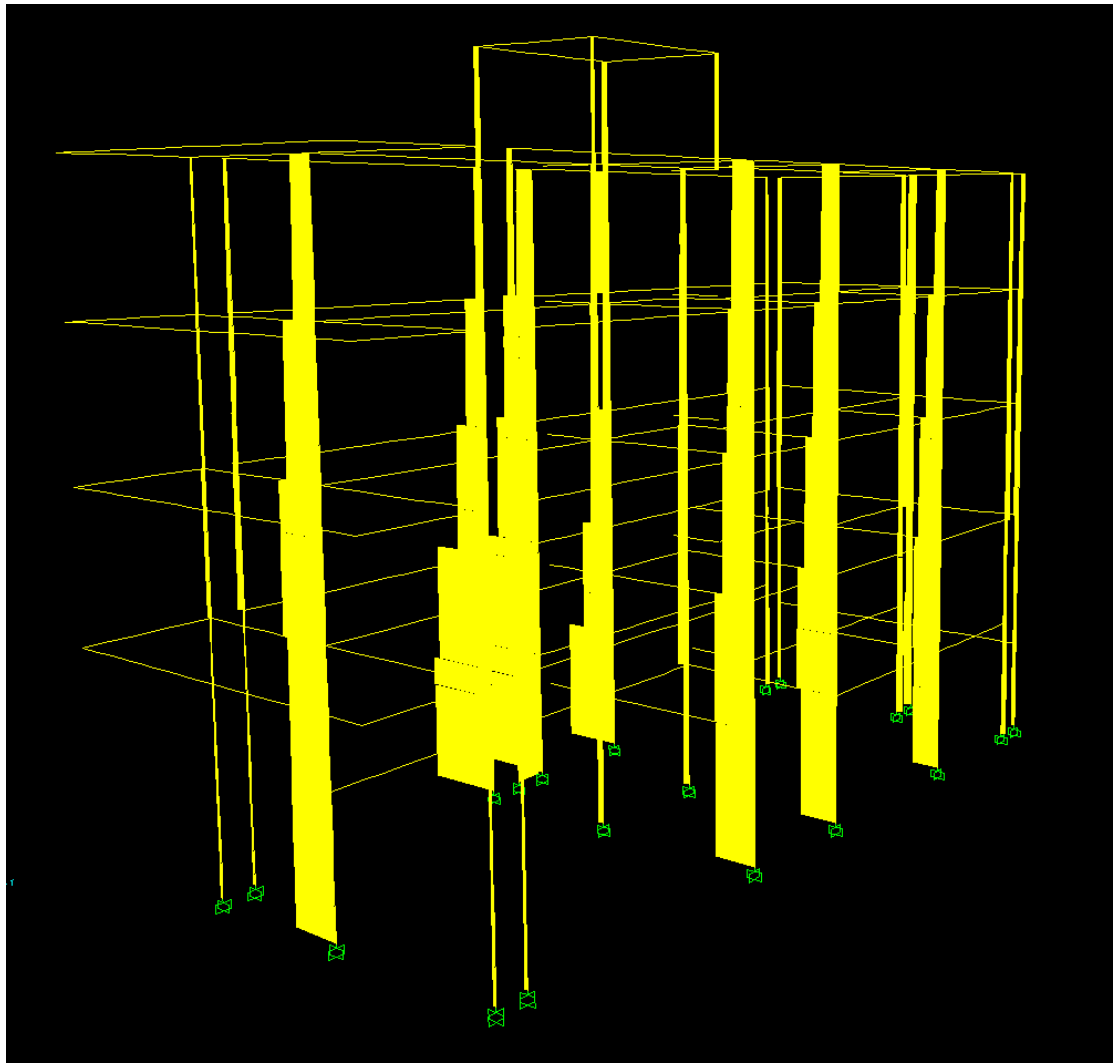
EC8 (Εδαφική Στρώση Β)

Ποιοτικά, δεν παρατηρούνται έντονες διαφορές μεταξύ της απόκρισης της κατασκευής για σεισμούς κατά Ε.Α.Κ και Ευρωκωδίκων, αλλά οι όποιες διαφοροποιήσεις είναι κυρίως ποσοτικές δεδομένου του διαφορετικού ποσοστού μεγένθυσης των εντάσεων όπως αυτές προκύπτουν από τα επιμέρους φάσματα.

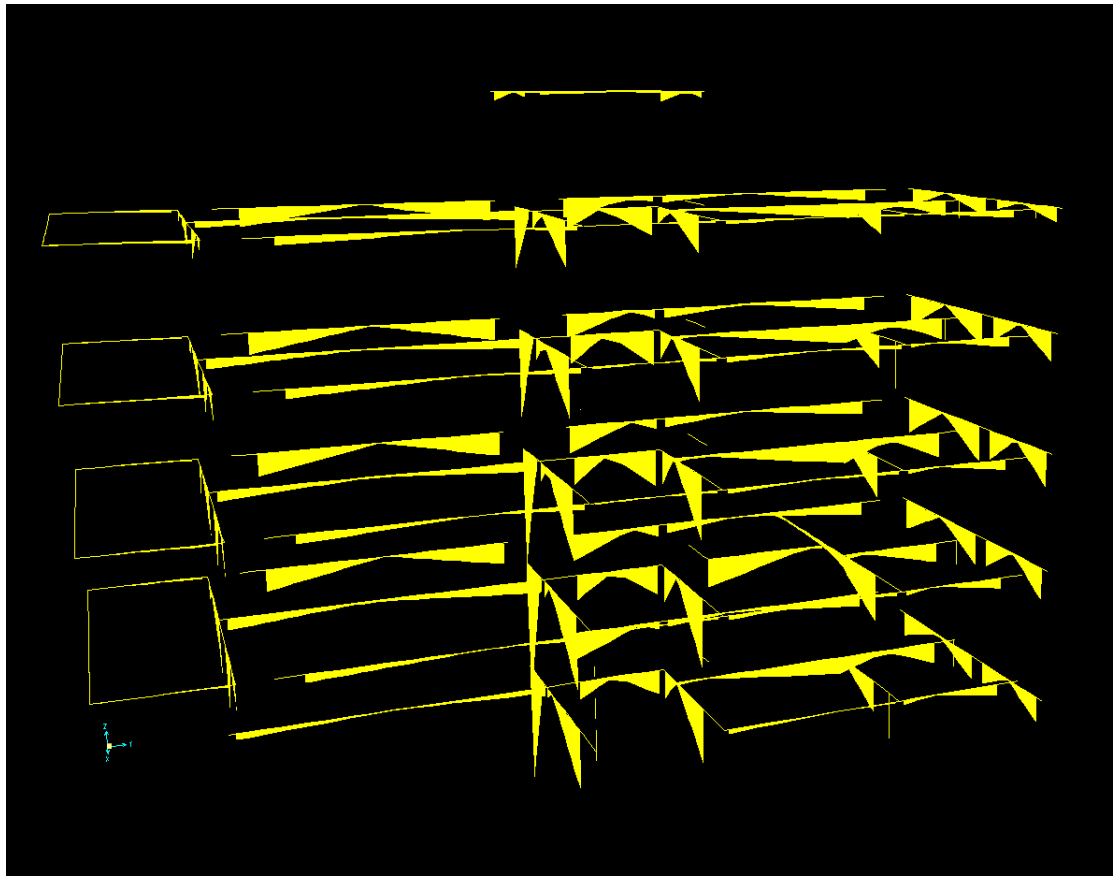
Διεύθυνση X



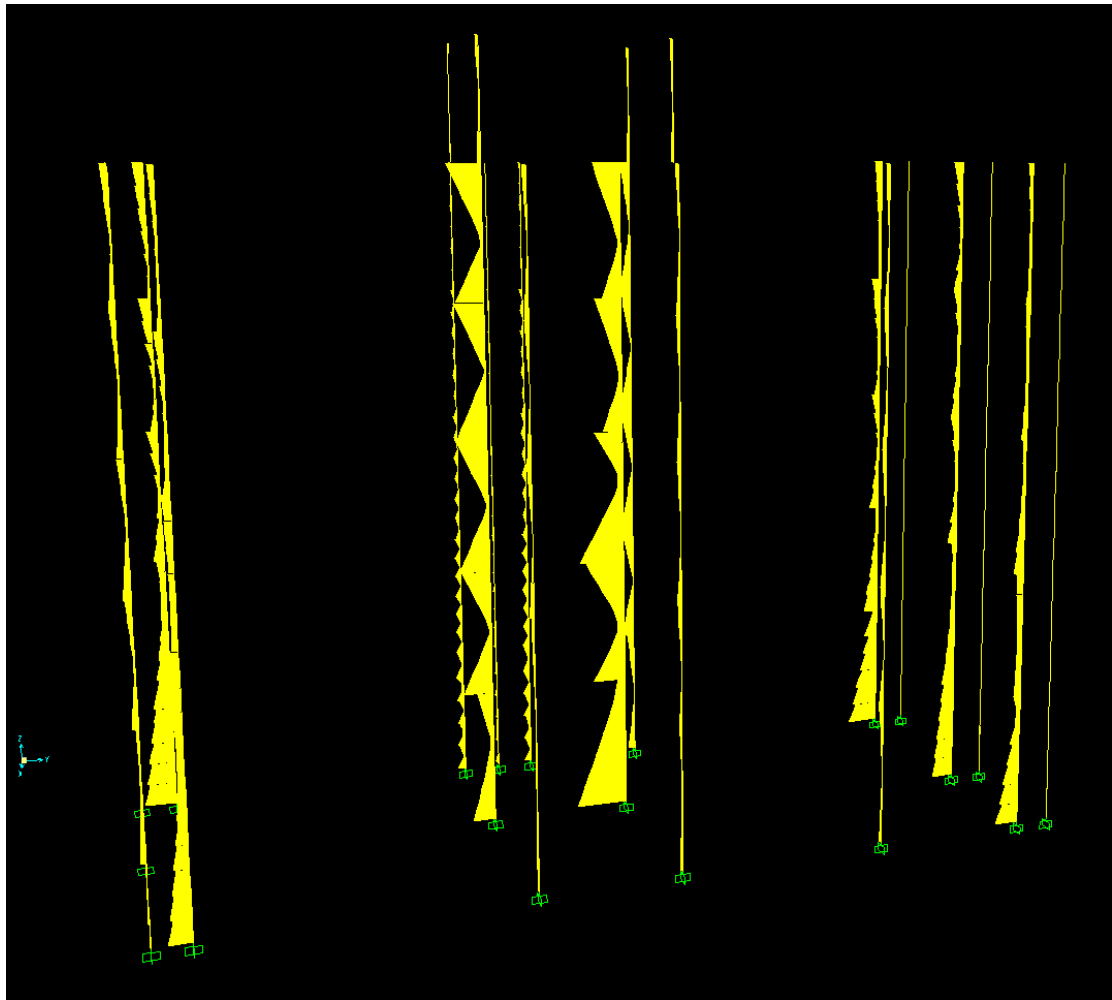
Σχ. 5.1.132 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ. 5.1.133 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.

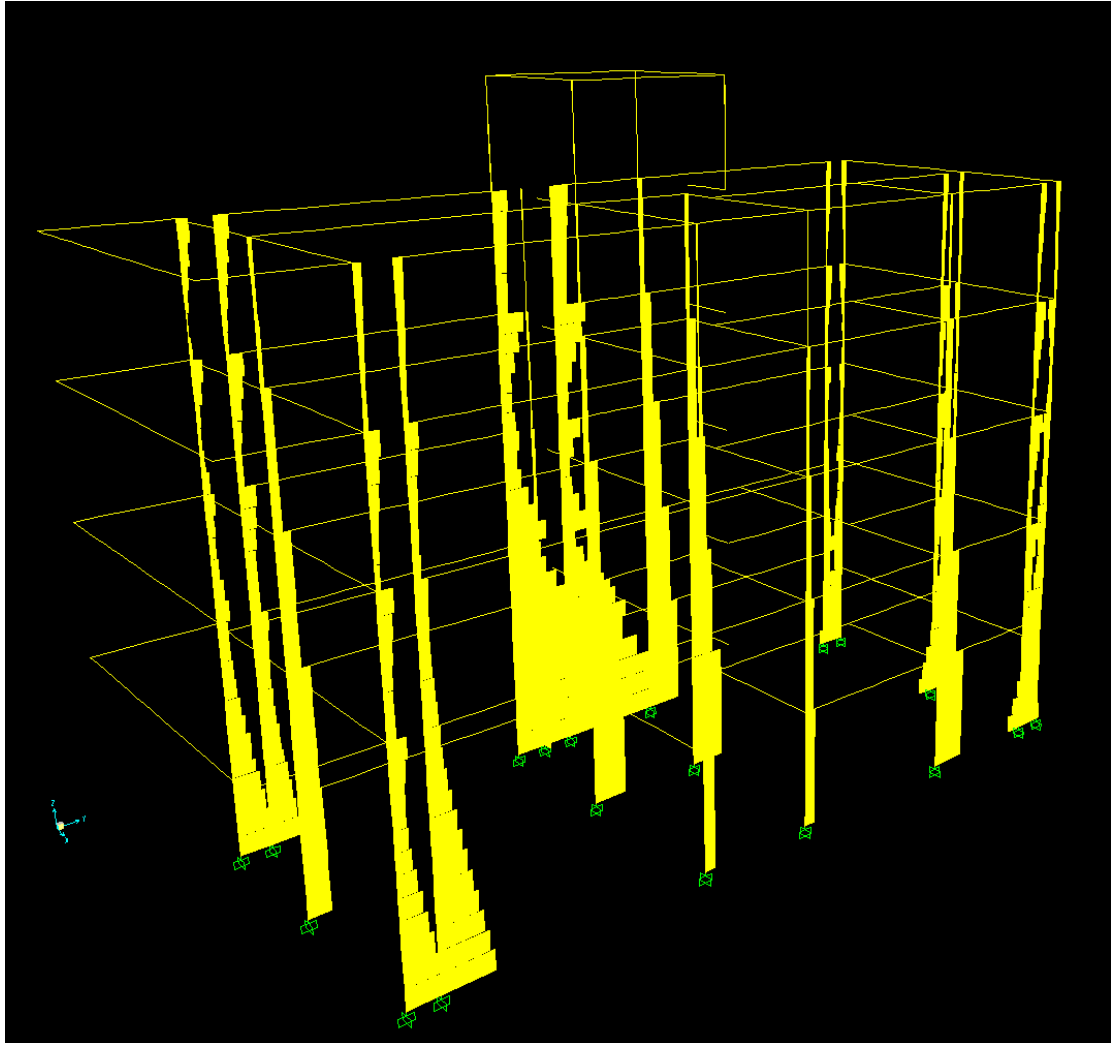


Σχ. 5.1.134 Διάγραμμα ροπών στις δοκούς

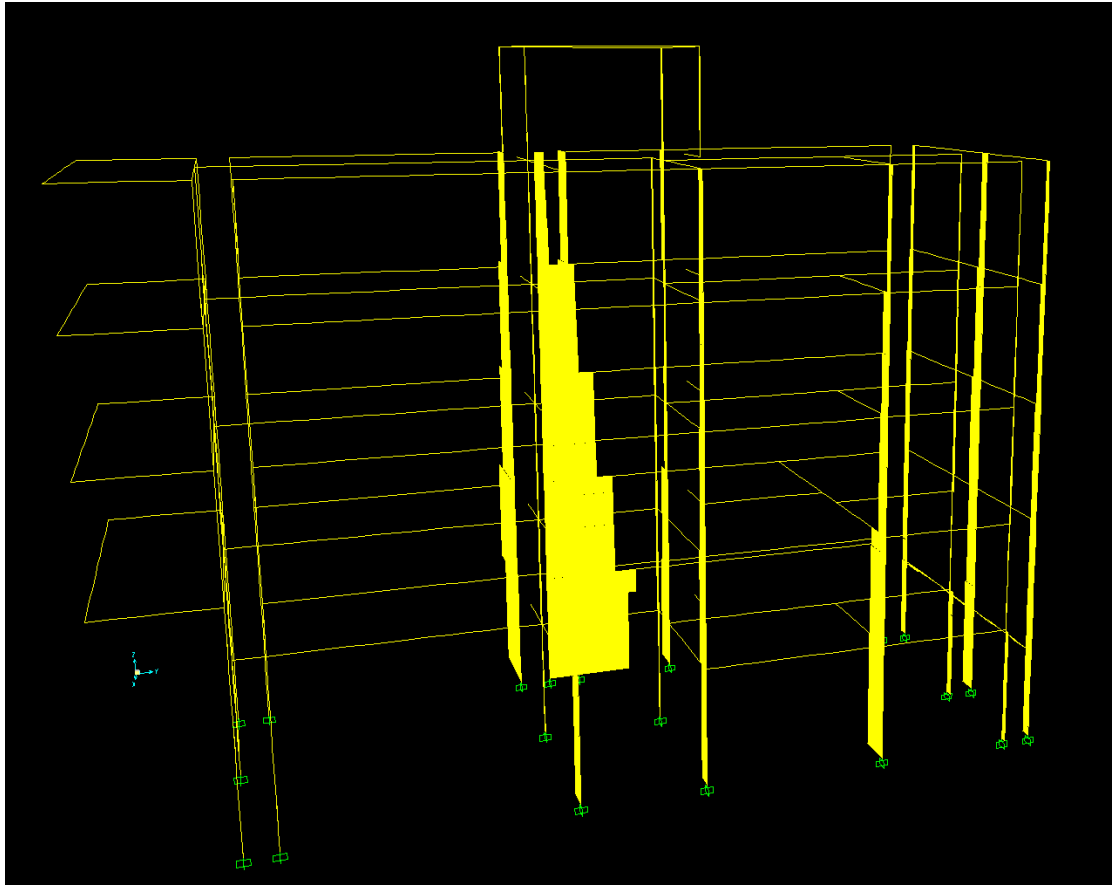


Σχ. 5.1.135 Διάγραμμα ροπών.

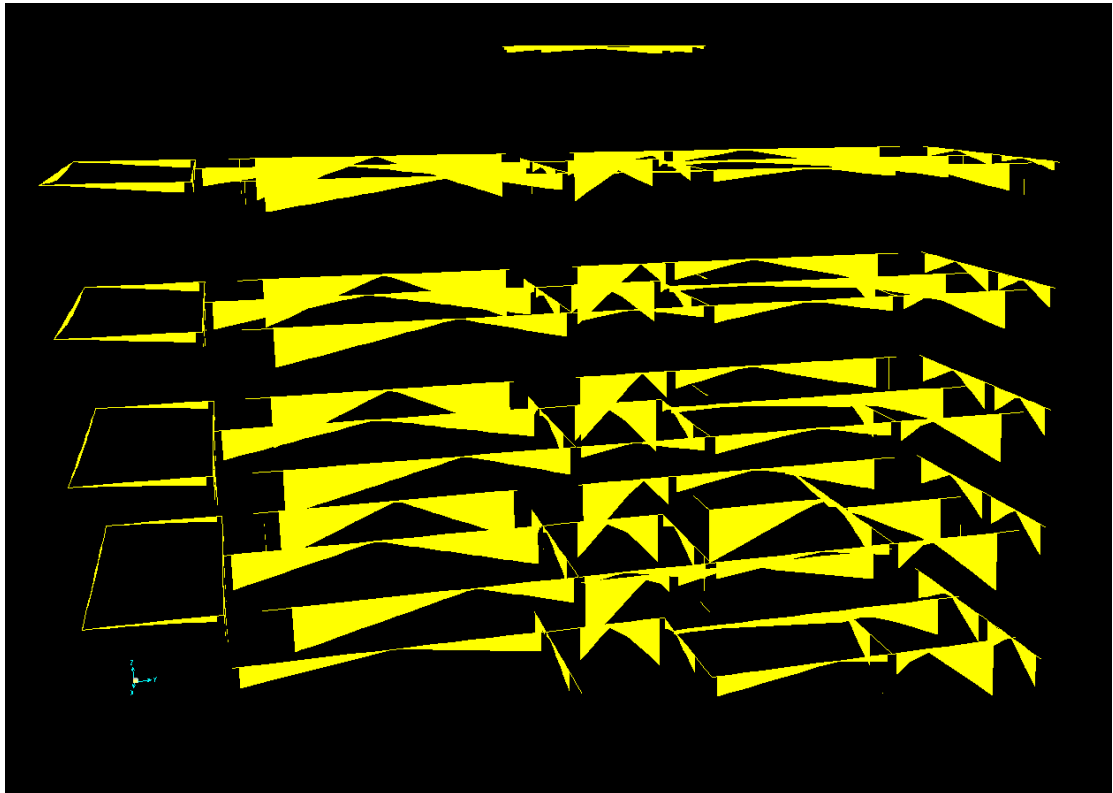
Διεύθυνση Y



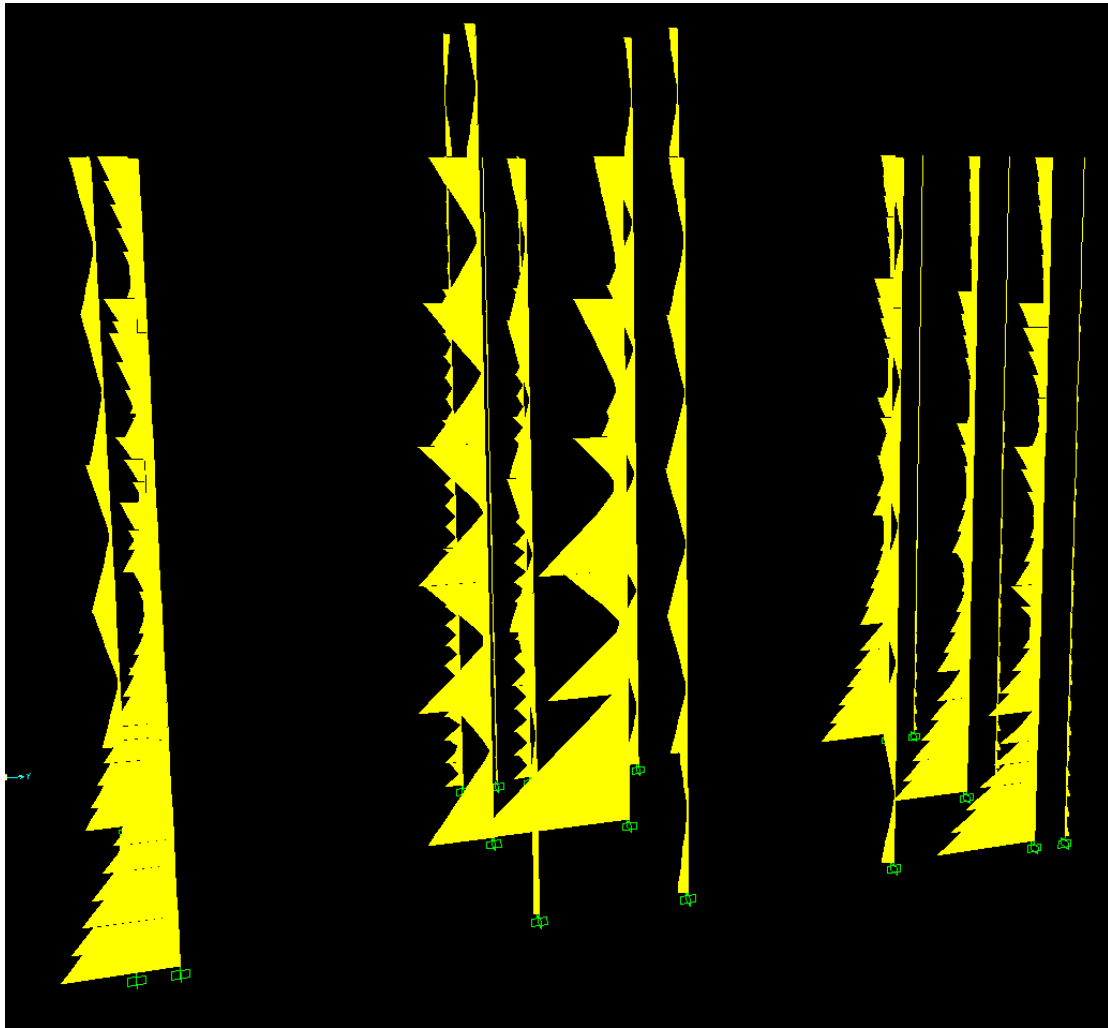
Σχ. 5.1.136 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ. 5.1.137 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.

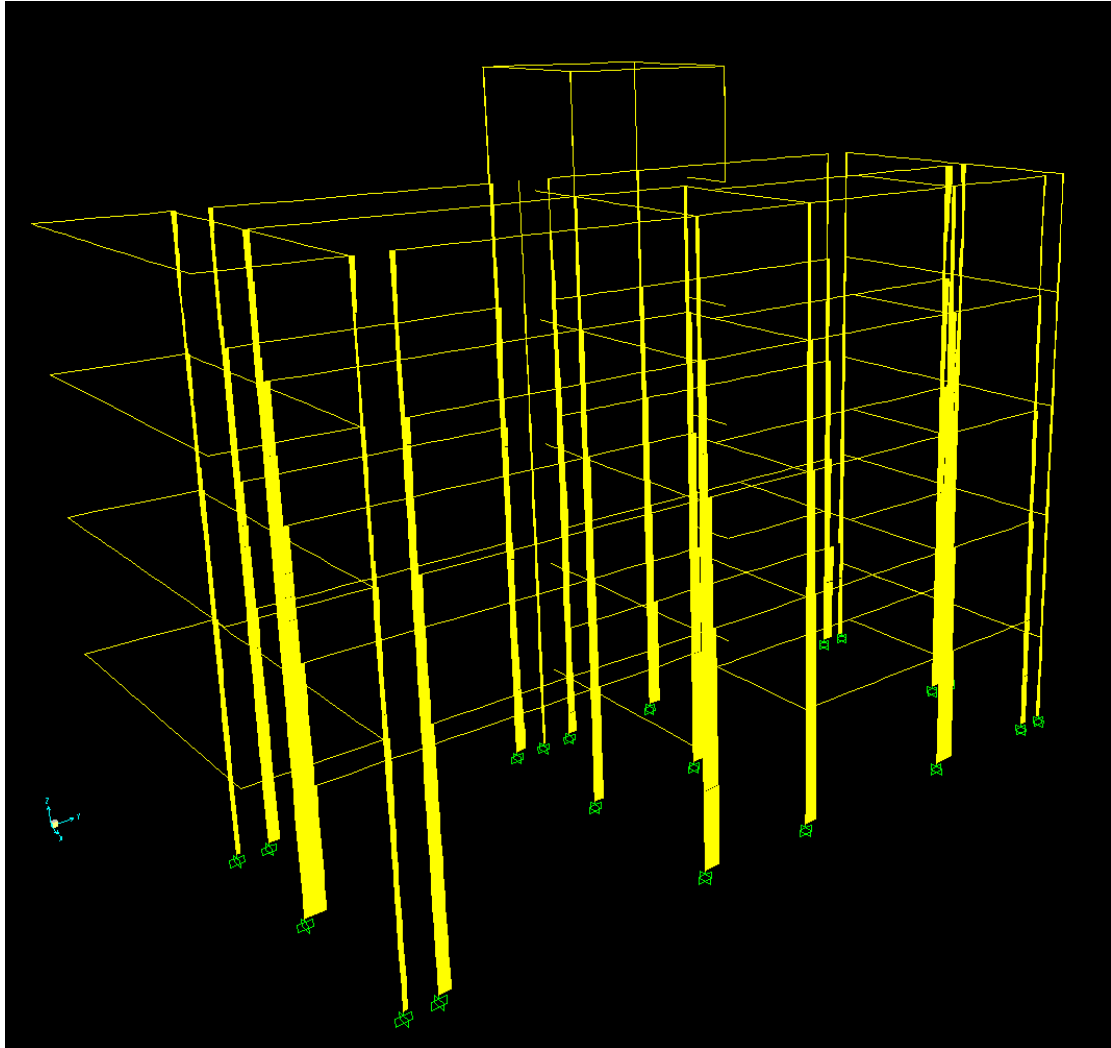


Σχ. 5.1.138 Διάγραμμα ροπών στις δοκούς.

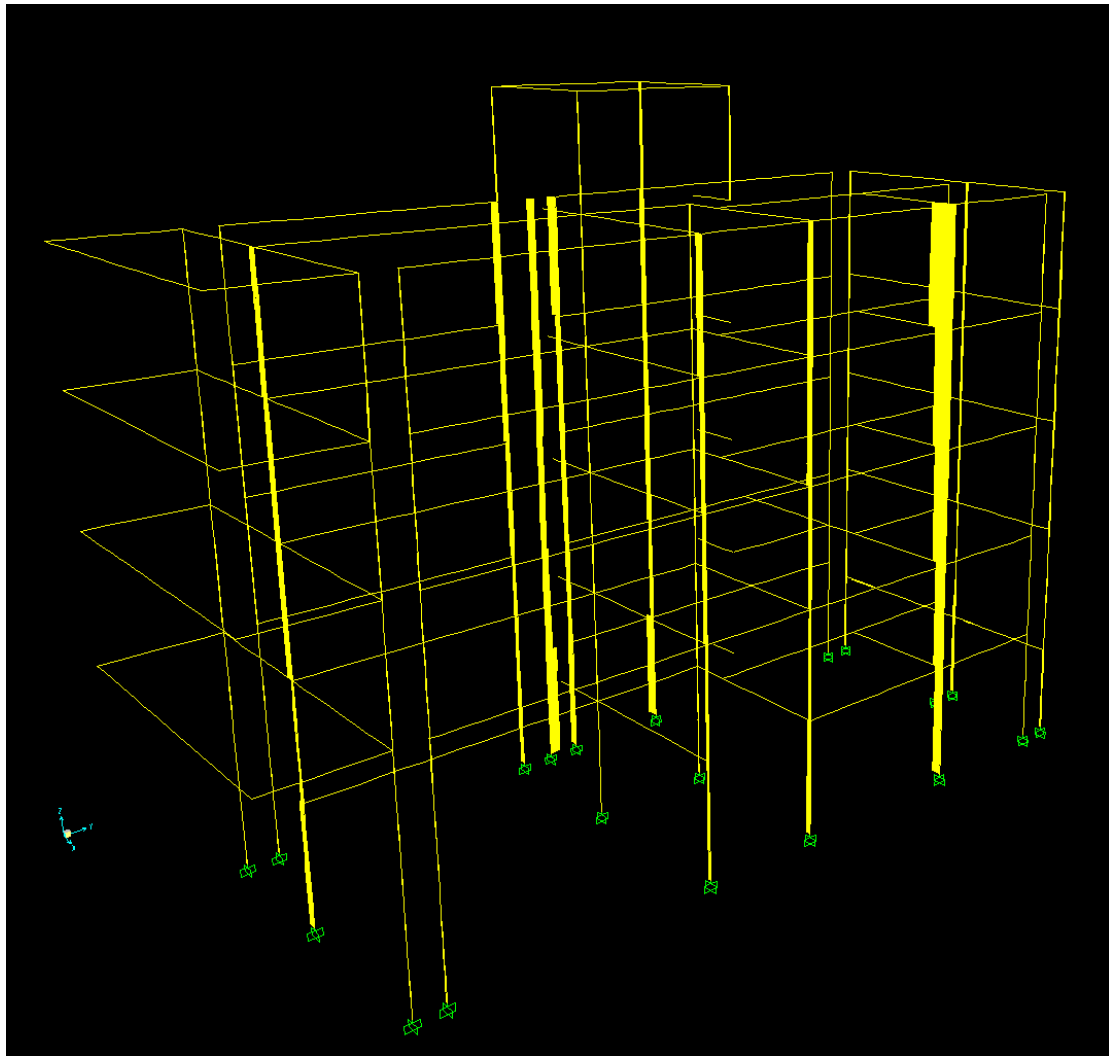


Σχ. 5.1.139 Διάγραμμα ροπών στα υποστυλώματα.

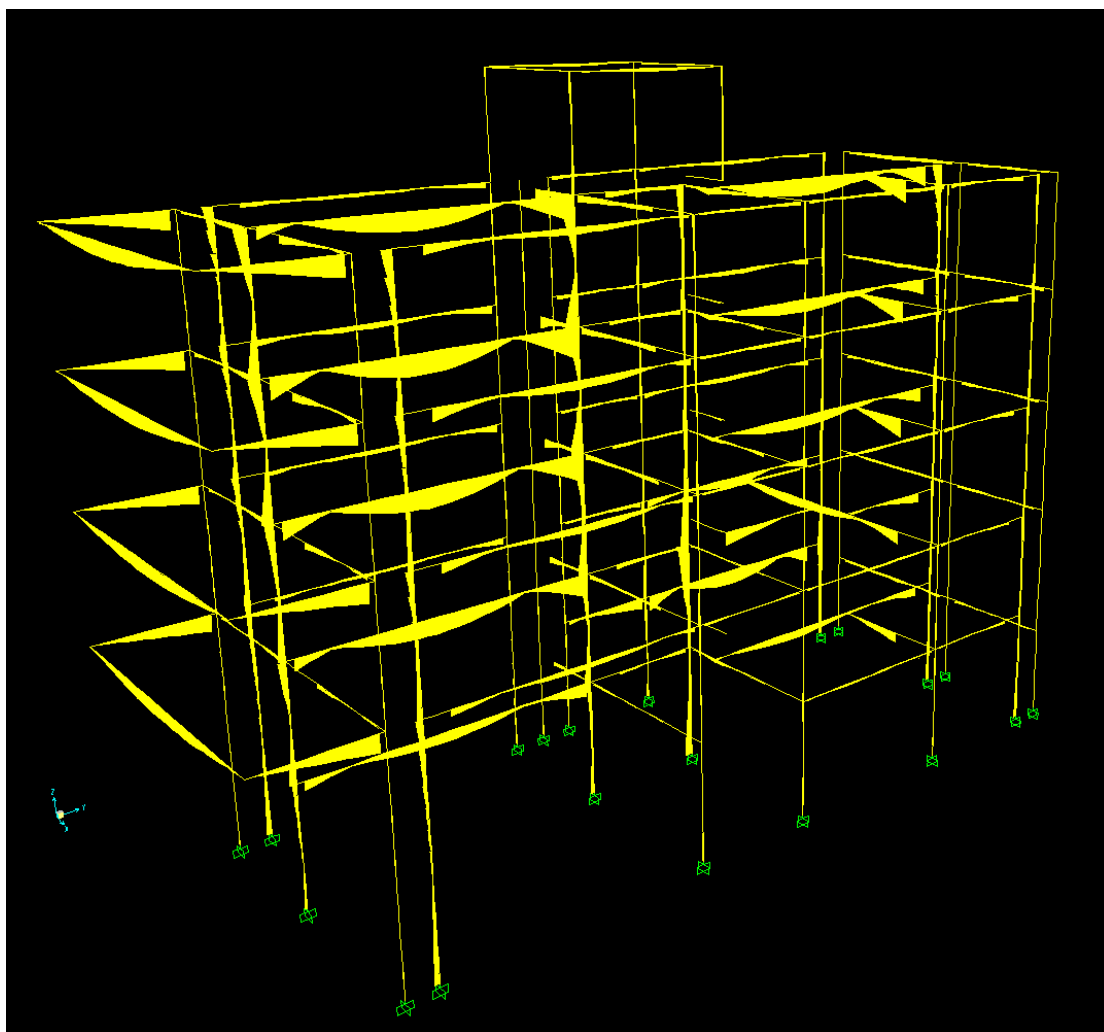
Διεύθυνση Z



Σχ. 5.1.111 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ. 5.1.140 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.

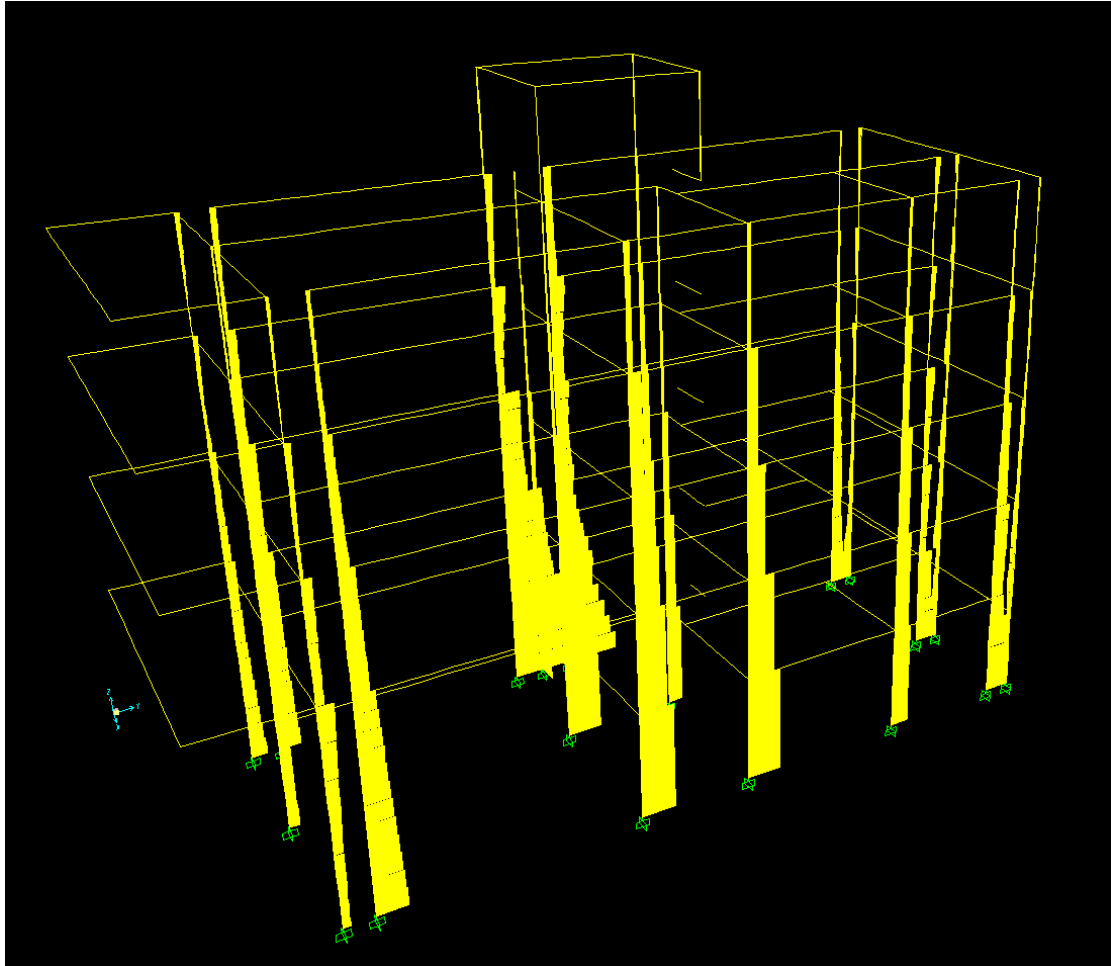


Σχ. 5.1.141 Διάγραμμα ροπών.

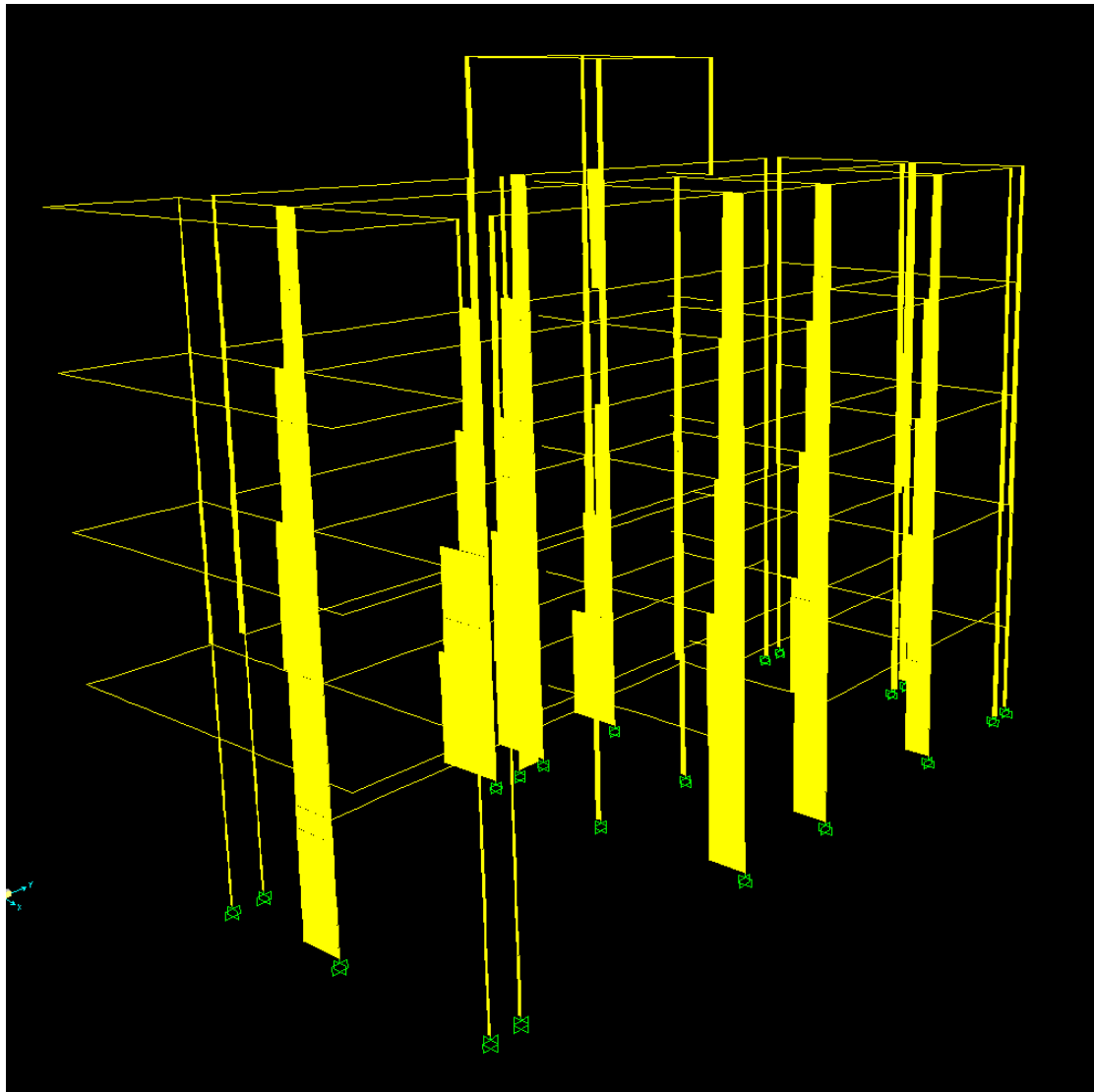
EC8 (Εδαφική Στρώση C)

Ποιοτικά, δεν παρατηρούνται έντονες διαφορές μεταξύ της απόκρισης της κατασκευής για σεισμούς κατά Ε.Α.Κ και Ευρωκωδίκων, αλλά οι όποιες διαφοροποιήσεις είναι κυρίως ποσοτικές δεδομένου του διαφορετικού ποσοστού μεγένθυσης των εντάσεων όπως αυτές προκύπτουν από τα επιμέρους φάσματα.

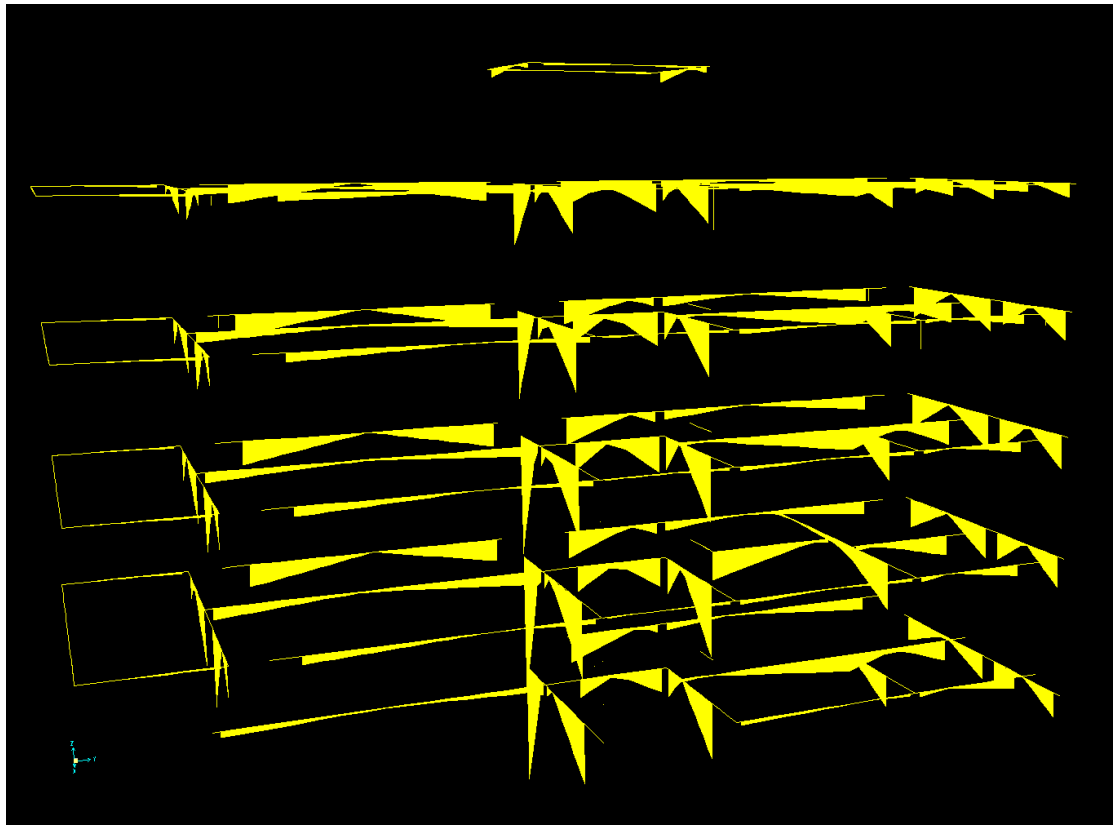
Διεύθυνση X



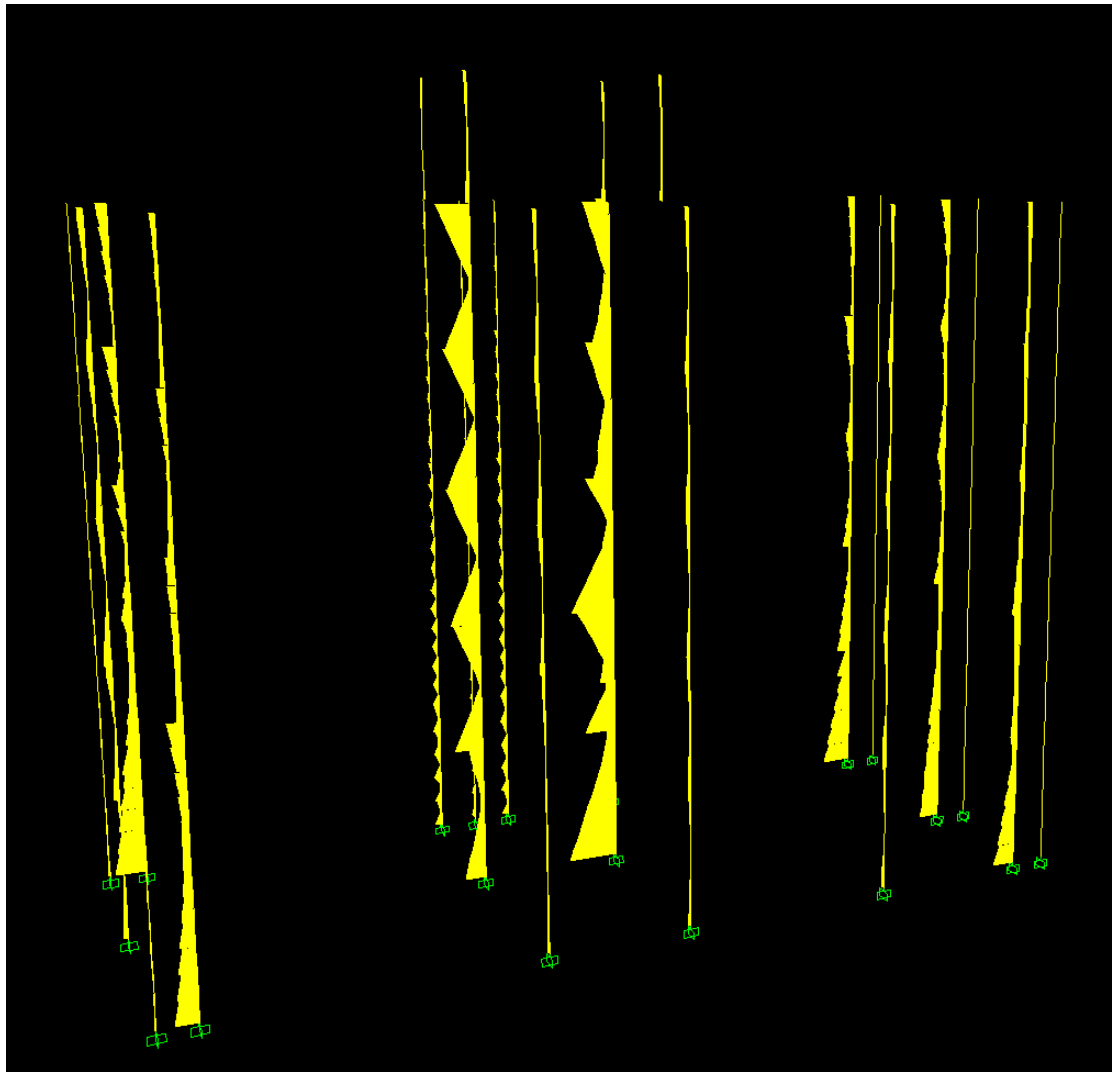
Σχ. 5.1.142 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ. 5.1.143 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.

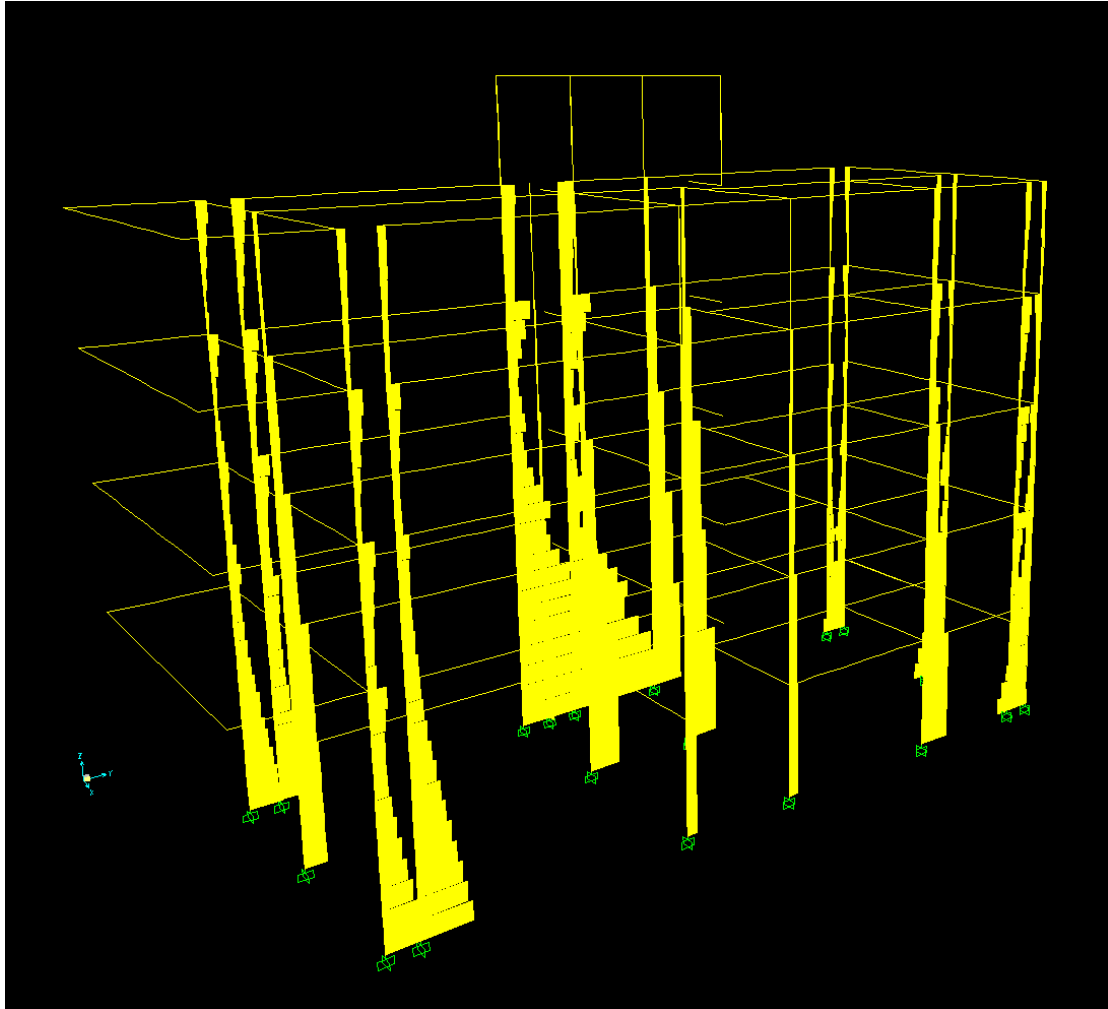


Σχ. 5.1.144 Διάγραμμα ροπών στις δοκούς.

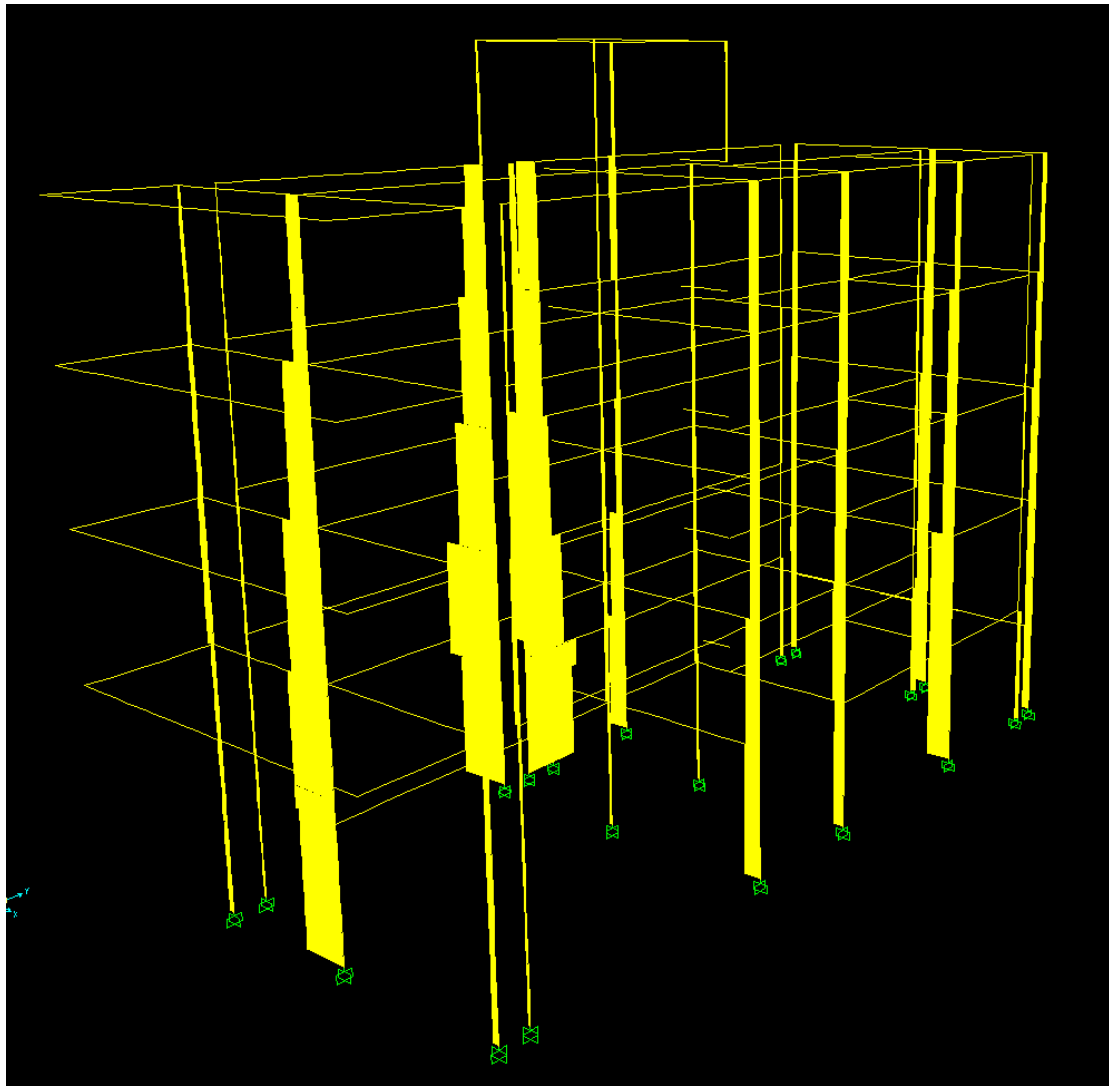


Σχ. 5.1.145 Διάγραμμα ροπών στα υποστυλώματα.

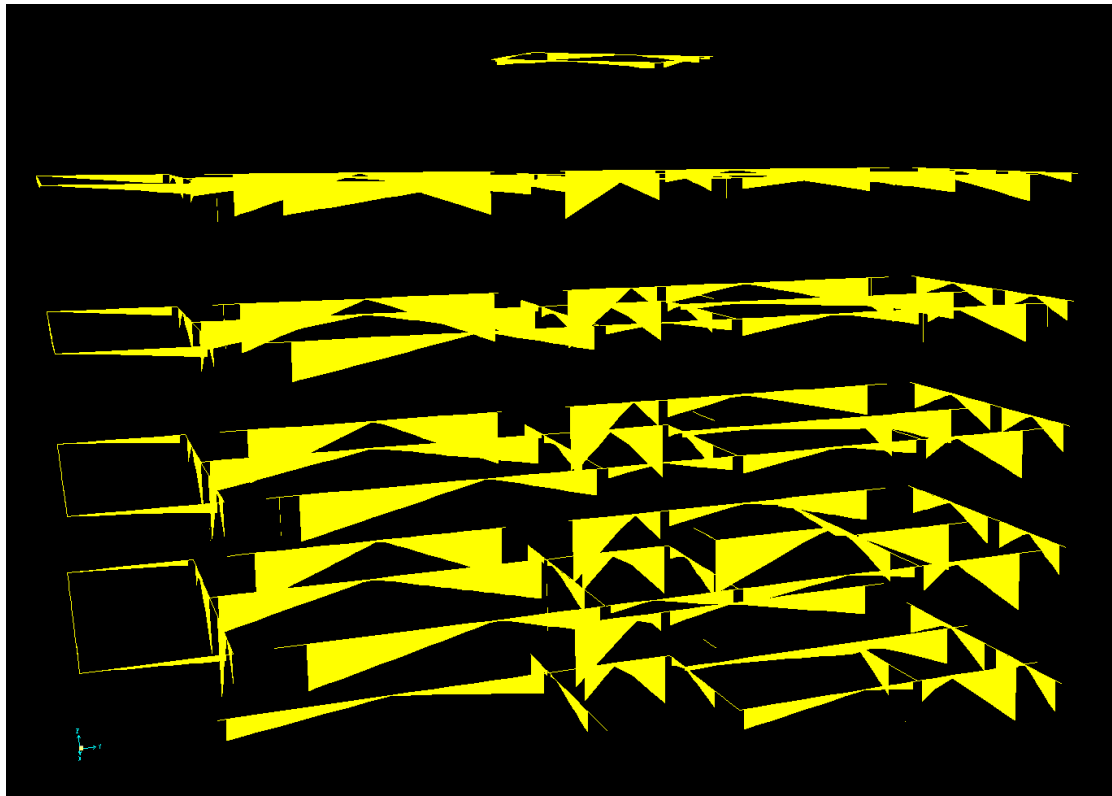
Διεύθυνση Y



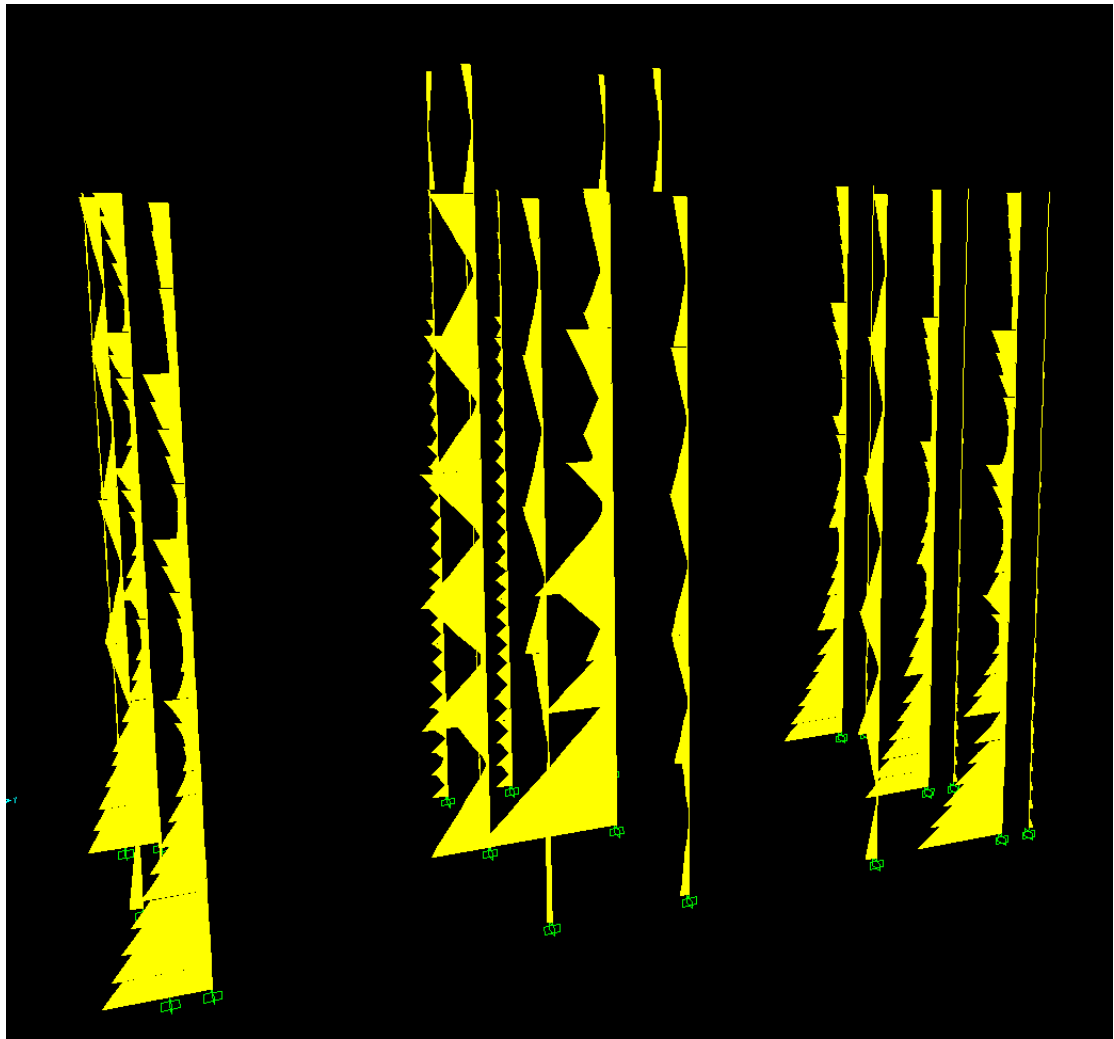
Σχ. 5.1.146 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ. 5.1.147 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.

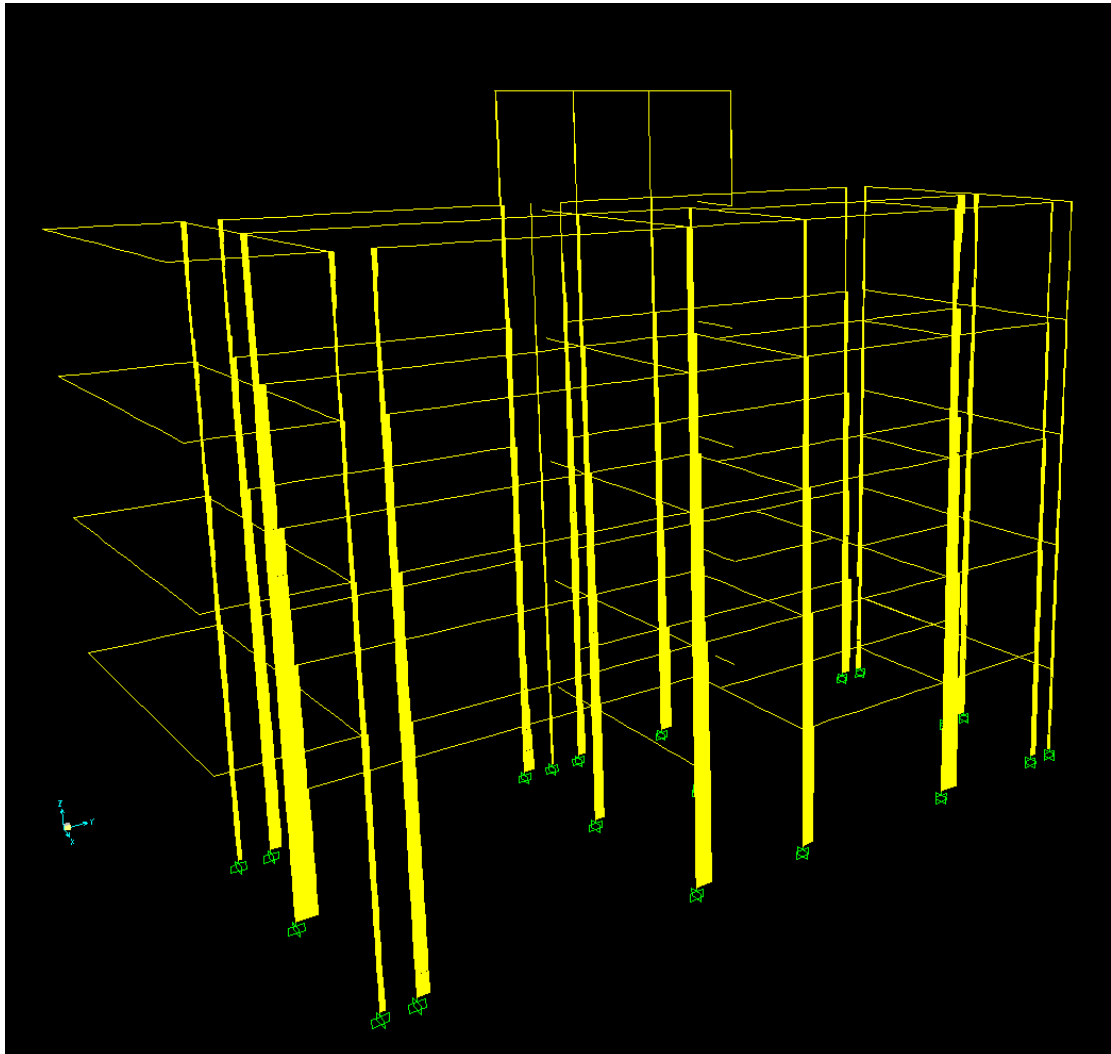


Σχ. 5.1.148 Διάγραμμα ροπών στις δοκούς.

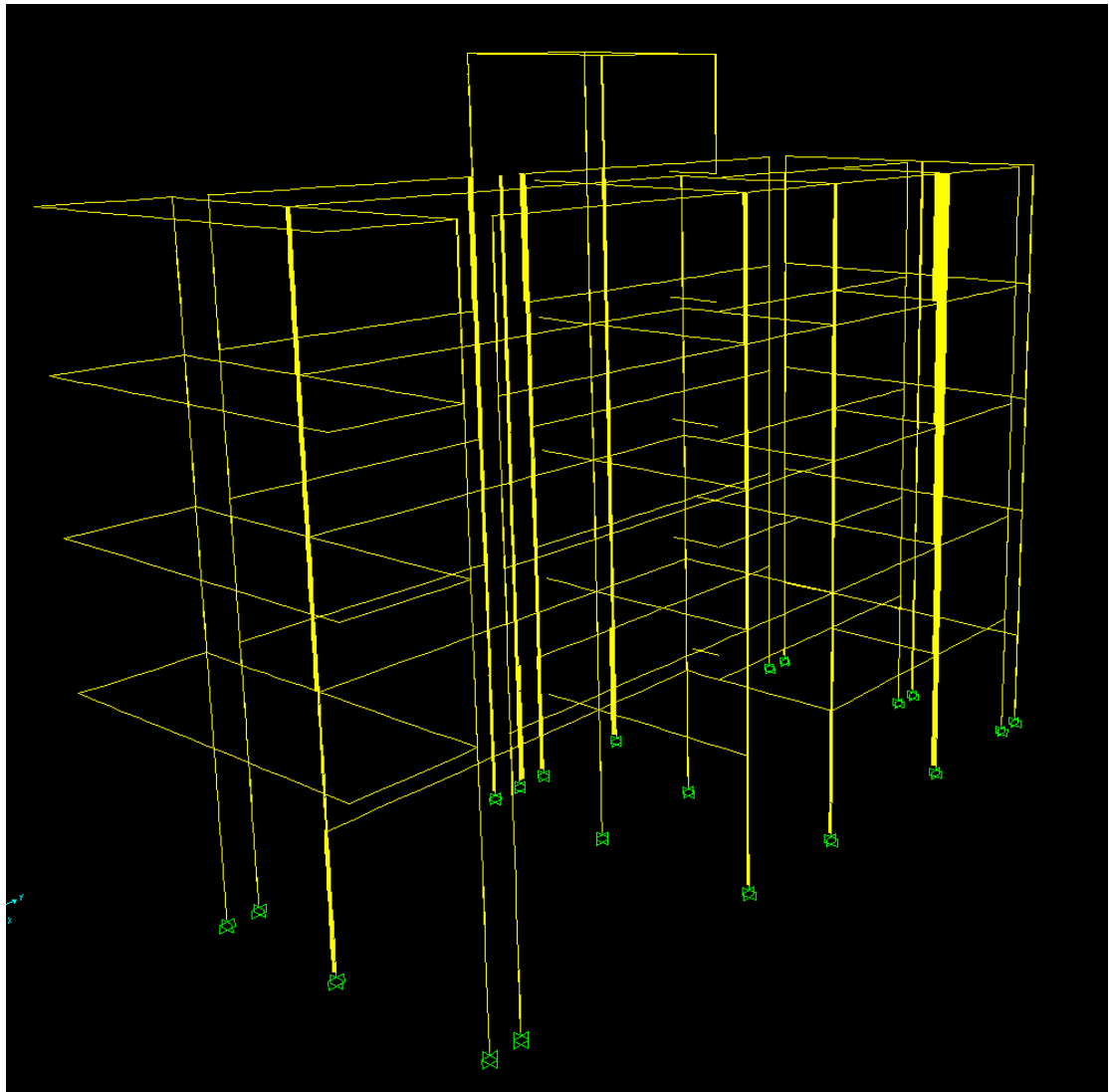


Σχ. 5.1.149 Διάγραμμα ροπών στα υποστυλώματα.

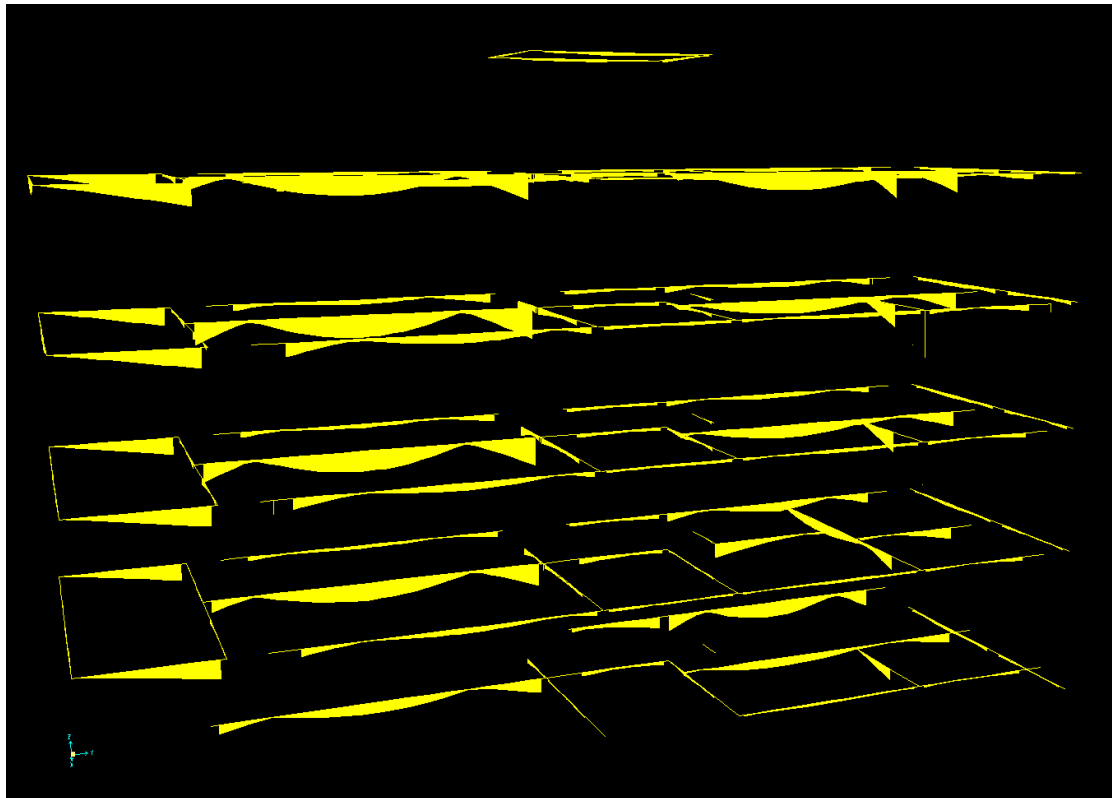
Διεύθυνση Z



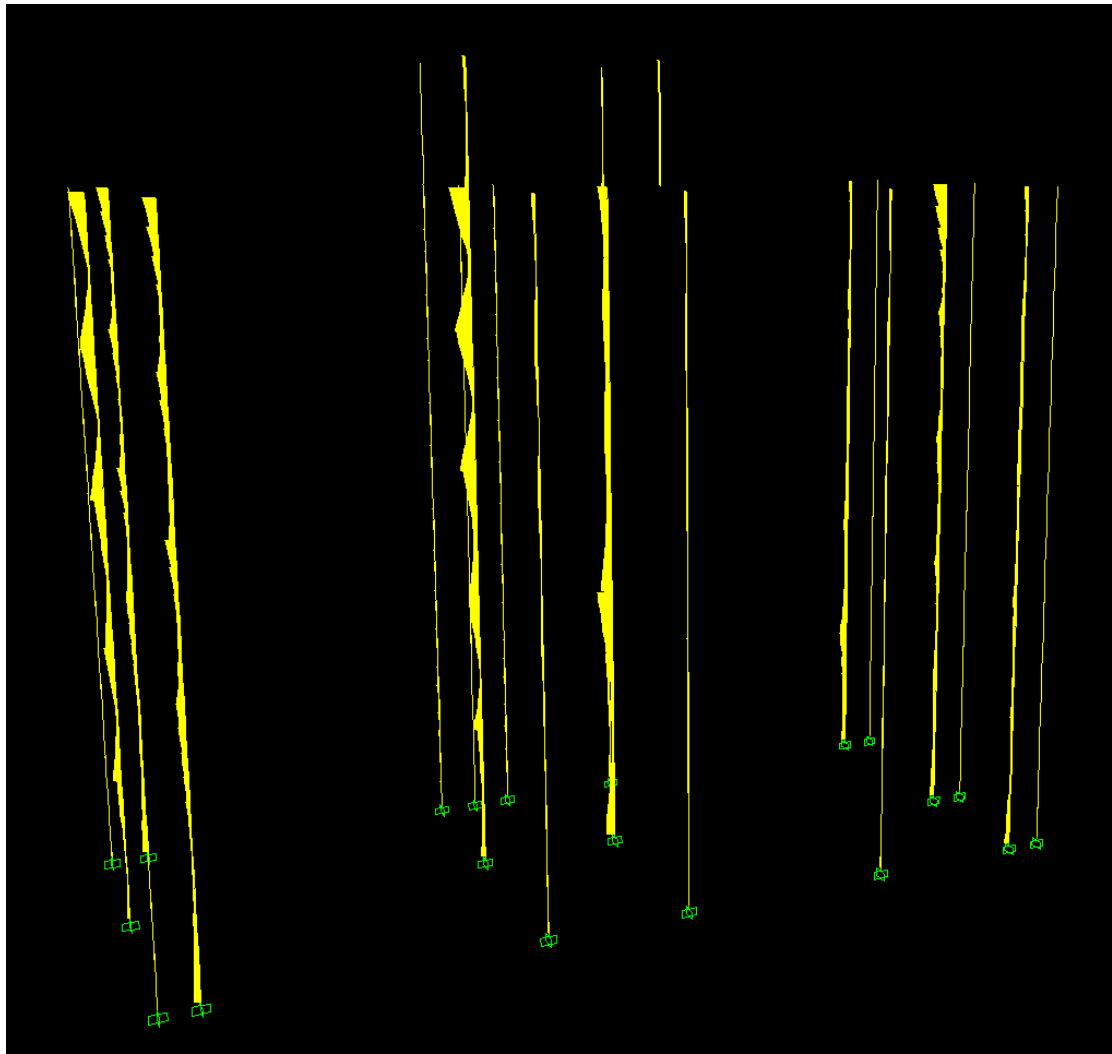
Σχ. 5.1.150 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ. 5.1.151 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.



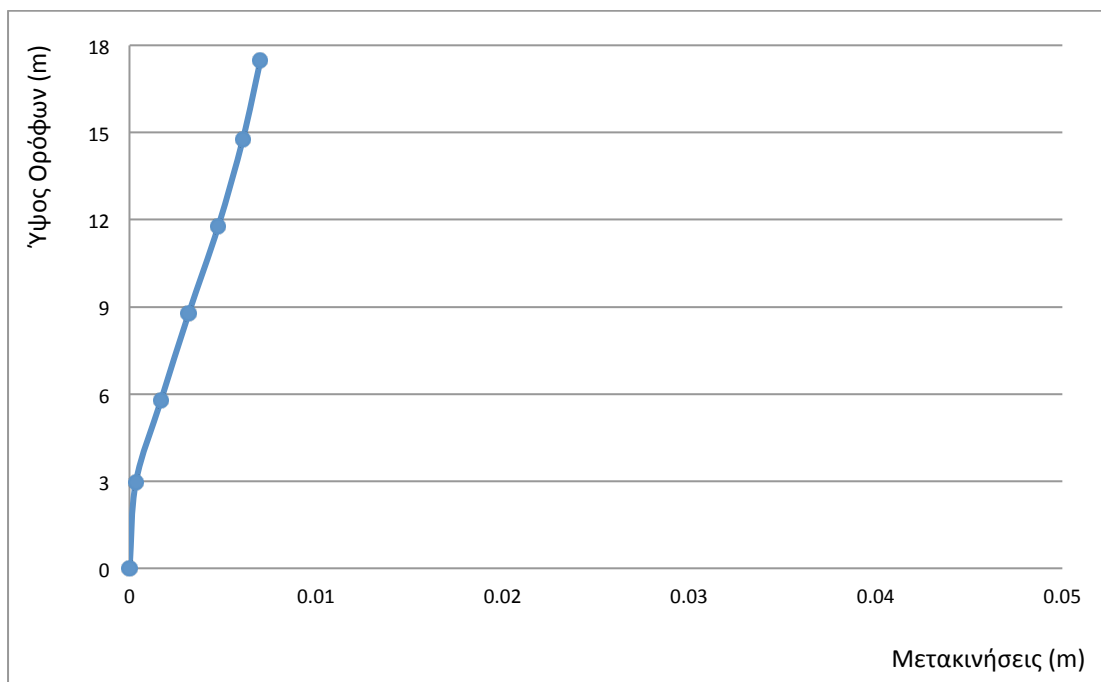
Σχ. 5.1.152 Διάγραμμα ροπών στις δοκούς.



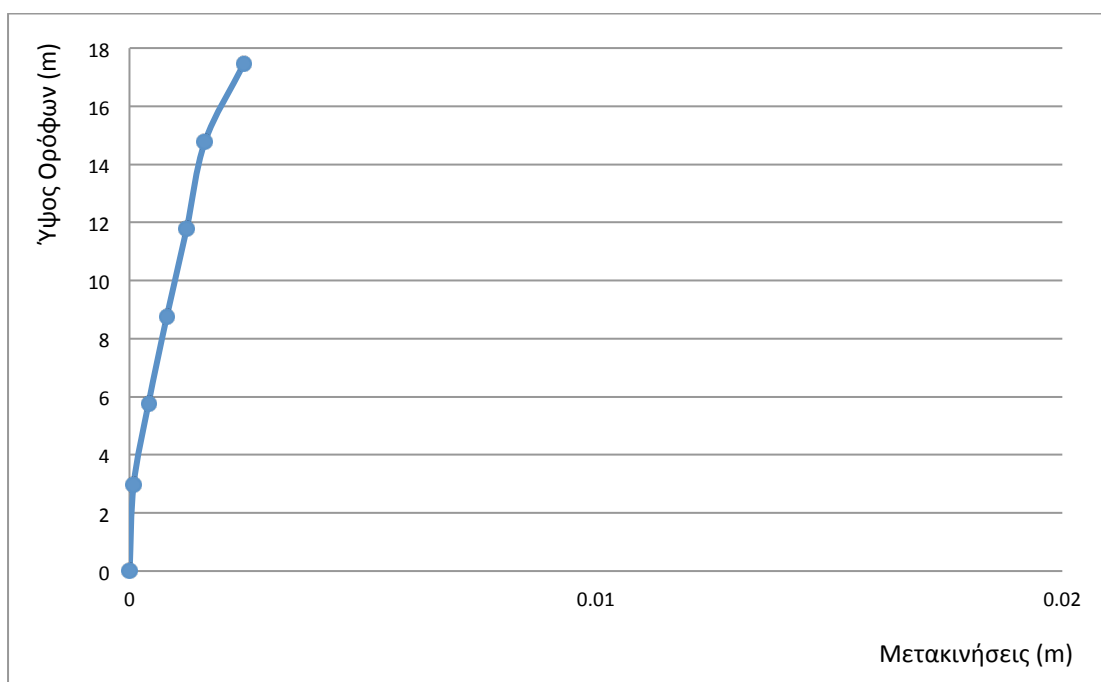
Σχ. 5.1.153 Διάγραμμα ροπών στα υποστυλώματα.

5.1.2.4 Σχετικές Μετακινήσεις Ορόφων

Ε.Α.Κ.



Σχ.5.1.154 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον X άξονα ανά όροφο για σεισμό στη X διεύθυνση.

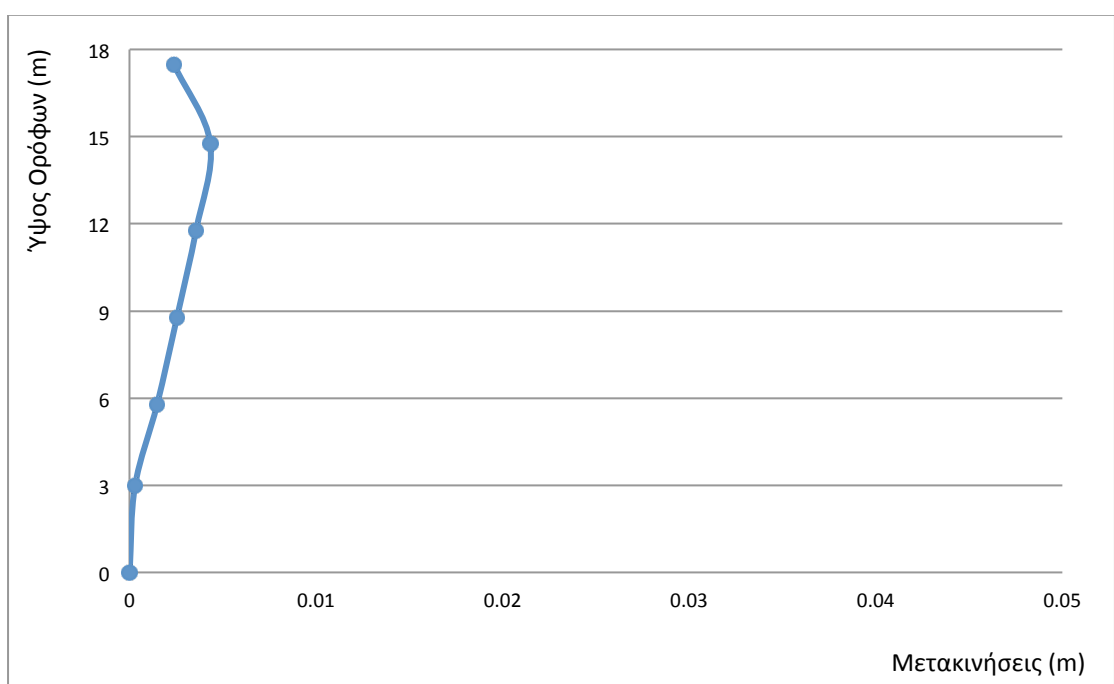


Σχ.5.1.155 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον Y άξονα ανά όροφο για σεισμό στη X διεύθυνση.

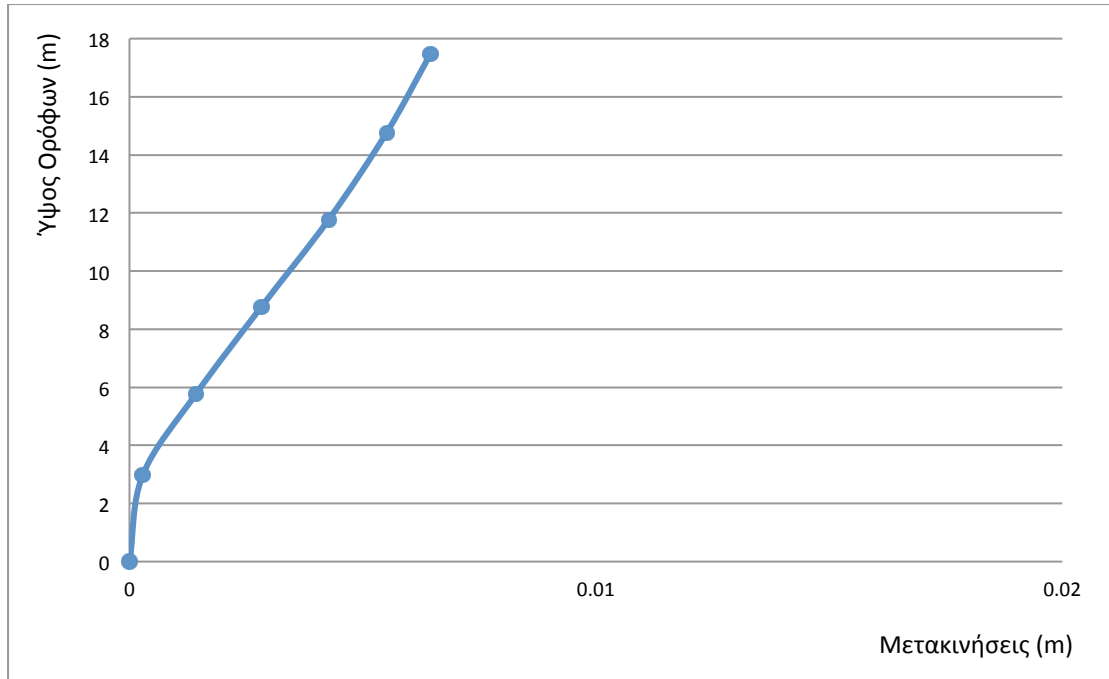
Οι τιμές των μετακινήσεων δίδονται στον πίνακα:

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000345	8.98E-05	0.001688	0.000409	0.003176	0.000802	0.004761	0.001225	0.00608	0.001616	0.007017	0.002457

Πίν. 5.1.3 Μετακινήσεις κατά X, Y για σεισμό κατά τη X διεύθυνση.



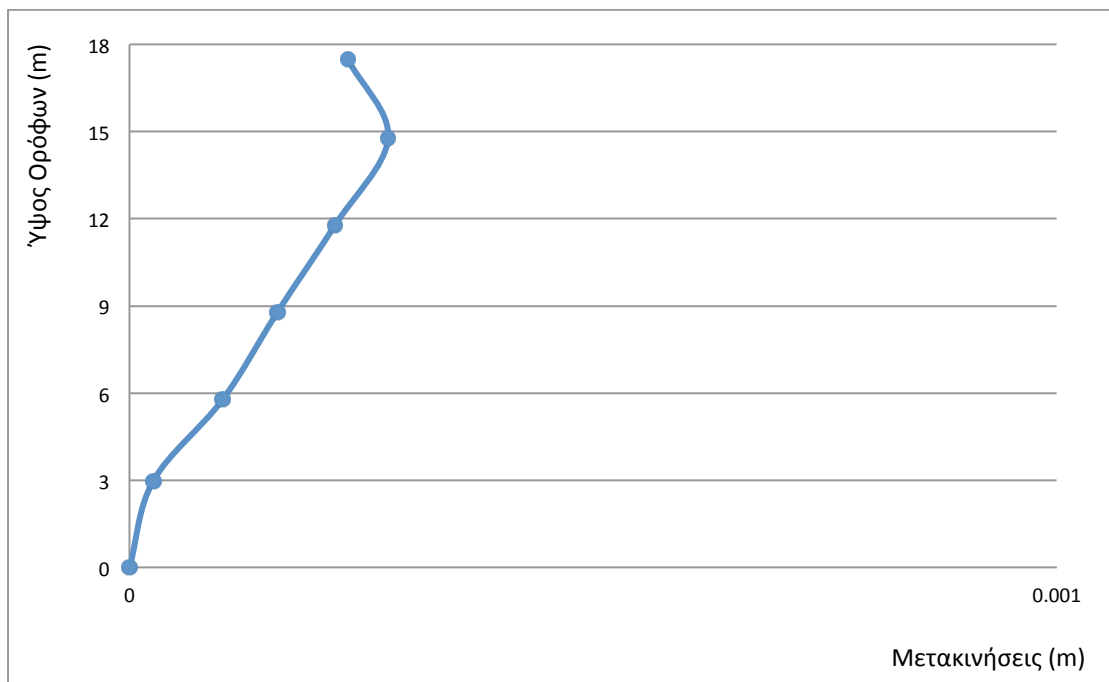
Σχ.5.1.156 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον X άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Y διεύθυνση.



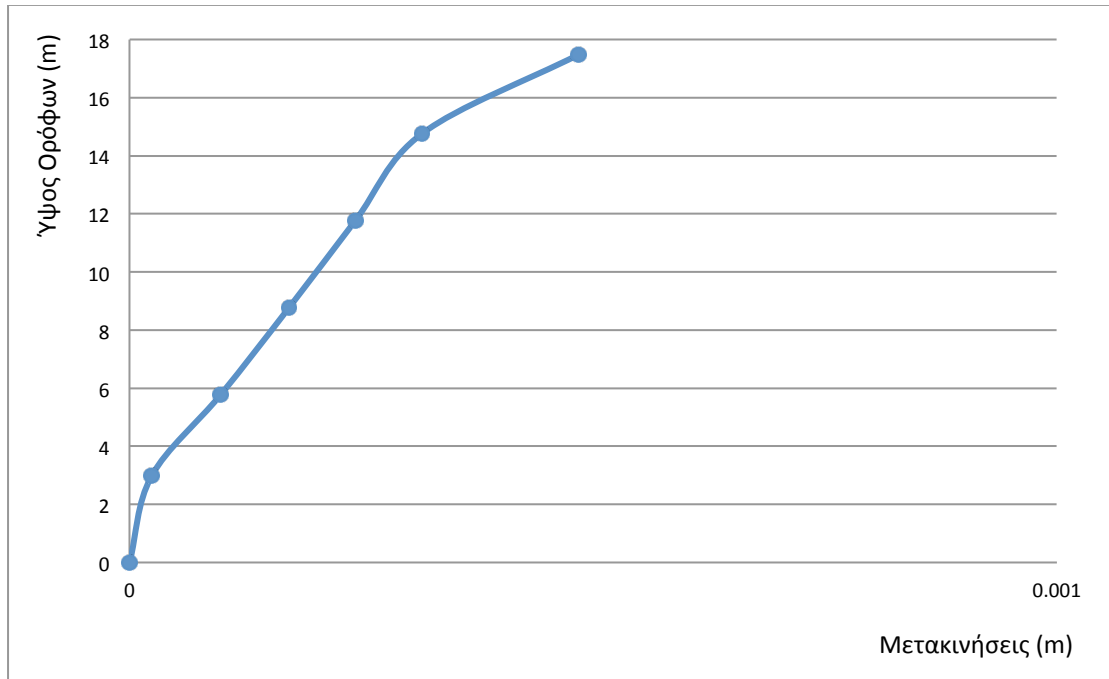
Σχ.5.1.157 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον Y άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Y διεύθυνση.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000295	0.000283	0.001479	0.001427	0.002545	0.00283	0.003571	0.004271	0.004332	0.005517	0.002389	0.006453

Πίν. 5.1.4 Μετακινήσεις κατά X, Y για σεισμό κατά τη Y διεύθυνση.



Σχ.5.1.158 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον X άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Z διεύθυνση.

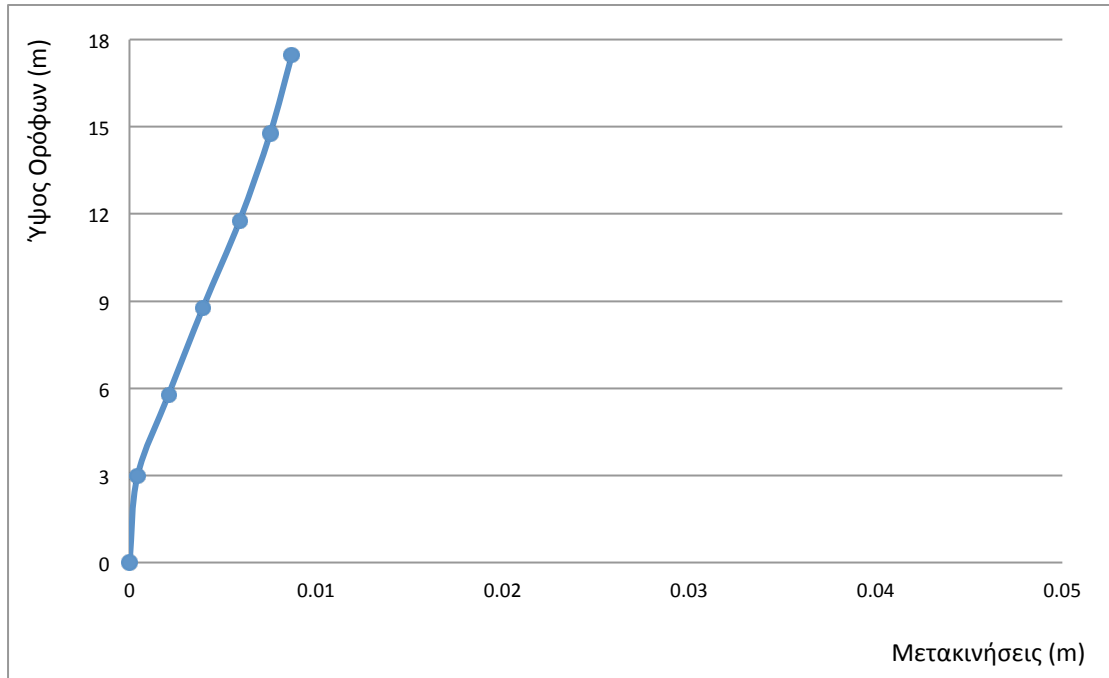


Σχ.5.1.159 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον Y άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Z διεύθυνση.

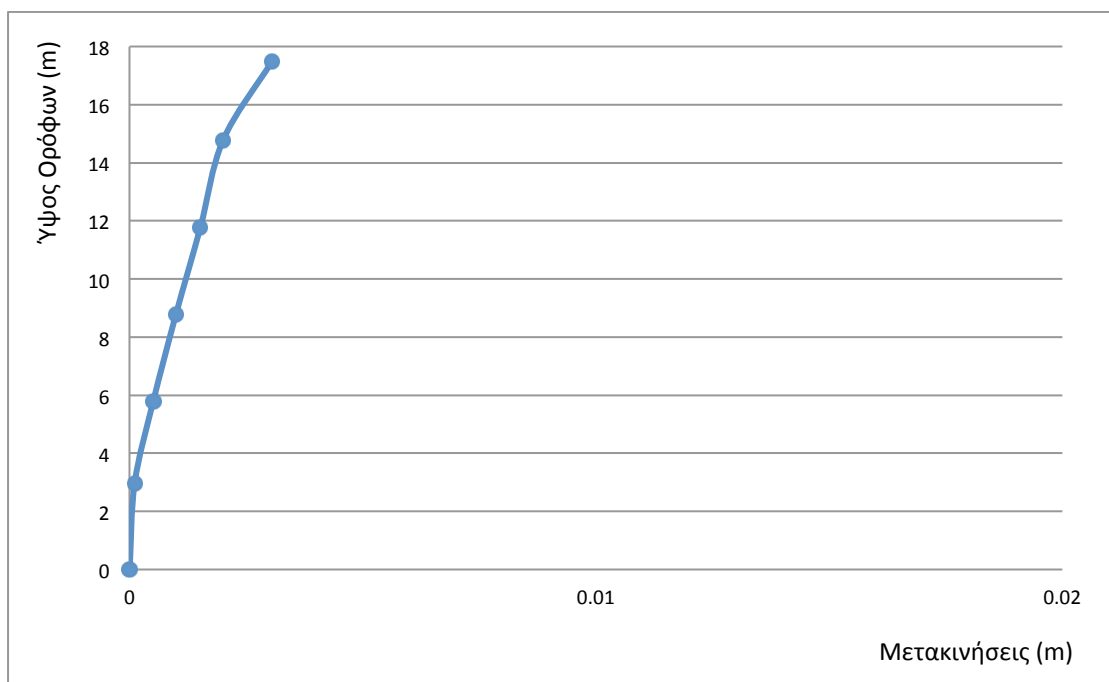
Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
2.56E-05	2.38E-05	0.000101	9.84E-05	0.000159	0.000172	0.000221	0.000244	0.000279	0.000316	0.000236	0.000484

Πίν. 5.1.4 Μετακινήσεις κατά X, Y για σεισμό κατά τη Z διεύθυνση.

EC8 (Εδαφική Στρώση Β)



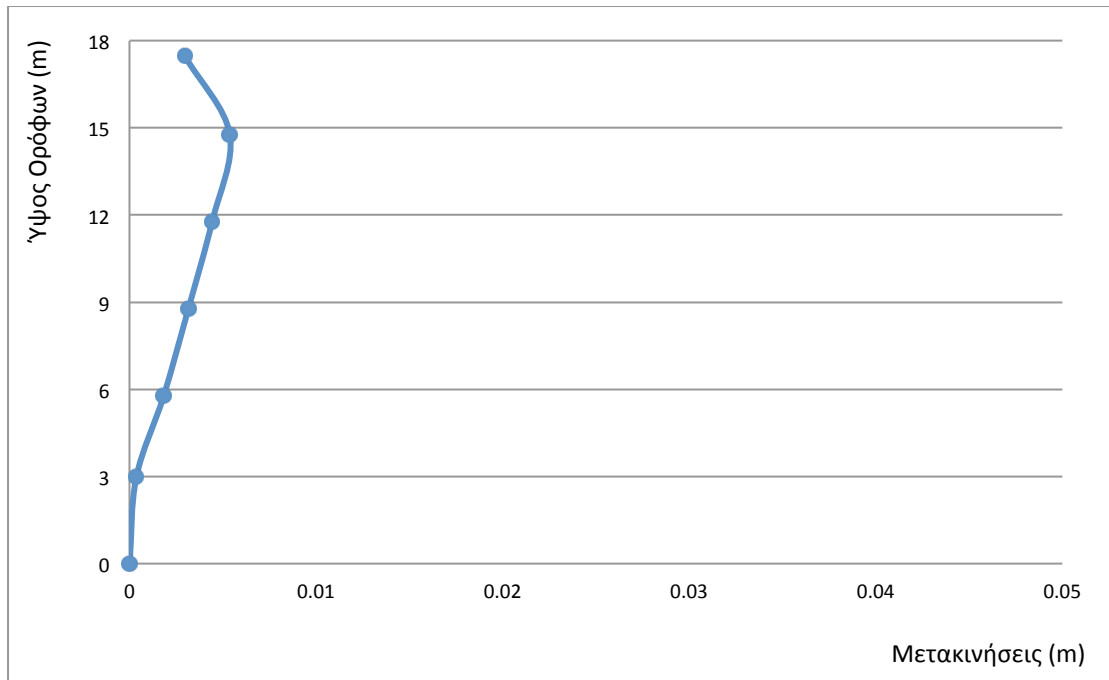
Σχ.5.1.160 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον X άξονα ανά όροφο για σεισμό στη X διεύθυνση.



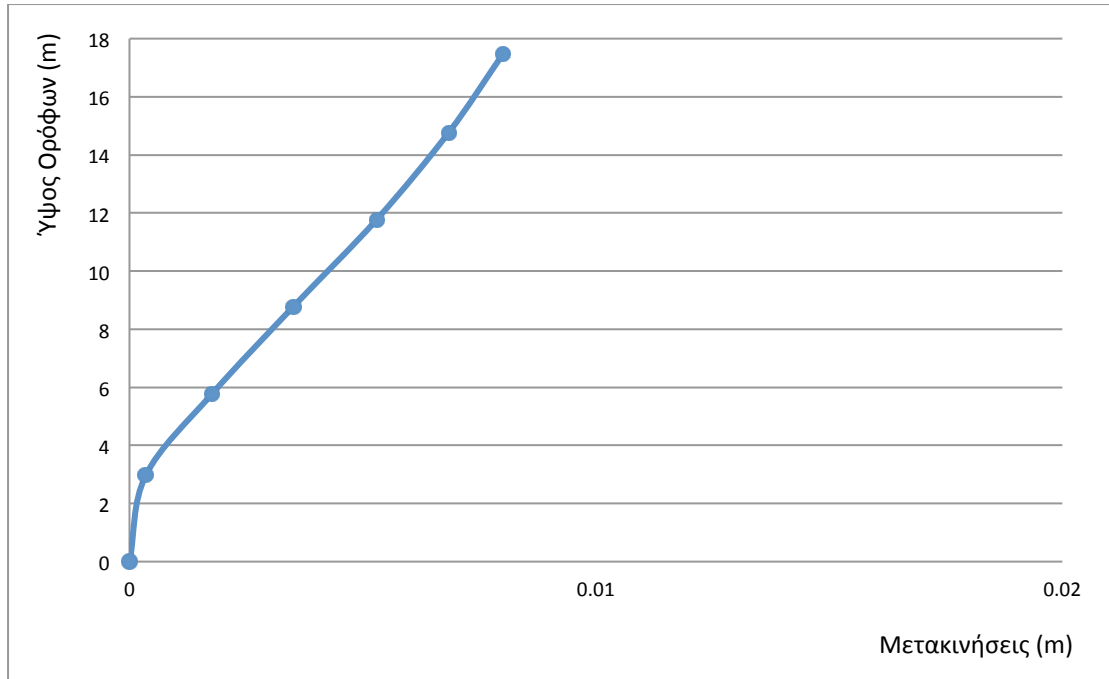
Σχ.5.1.161 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον Y άξονα ανά όροφο για σεισμό στη X διεύθυνση.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000427	0.000111	0.002093	0.000508	0.003941	0.000995	0.005909	0.00152	0.007546	0.002006	0.008707	0.003049

Πίν. 5.1.5 Μετακινήσεις κατά X, Y για σεισμό κατά τη X διεύθυνση.



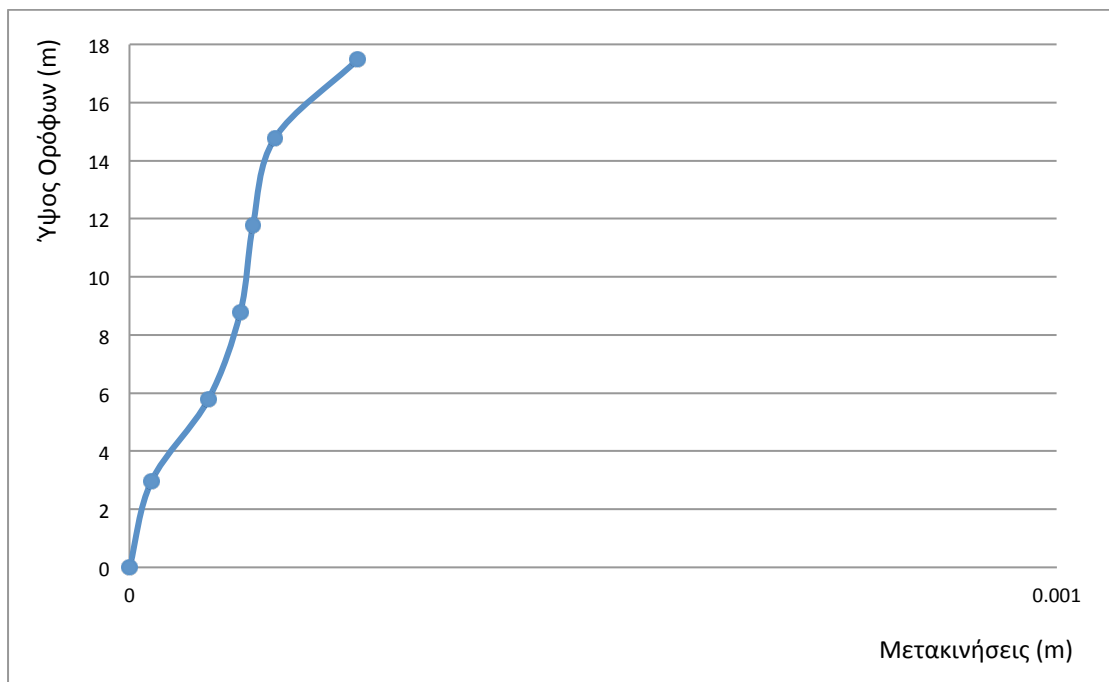
Σχ.5.1.162 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον X άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Y διεύθυνση.



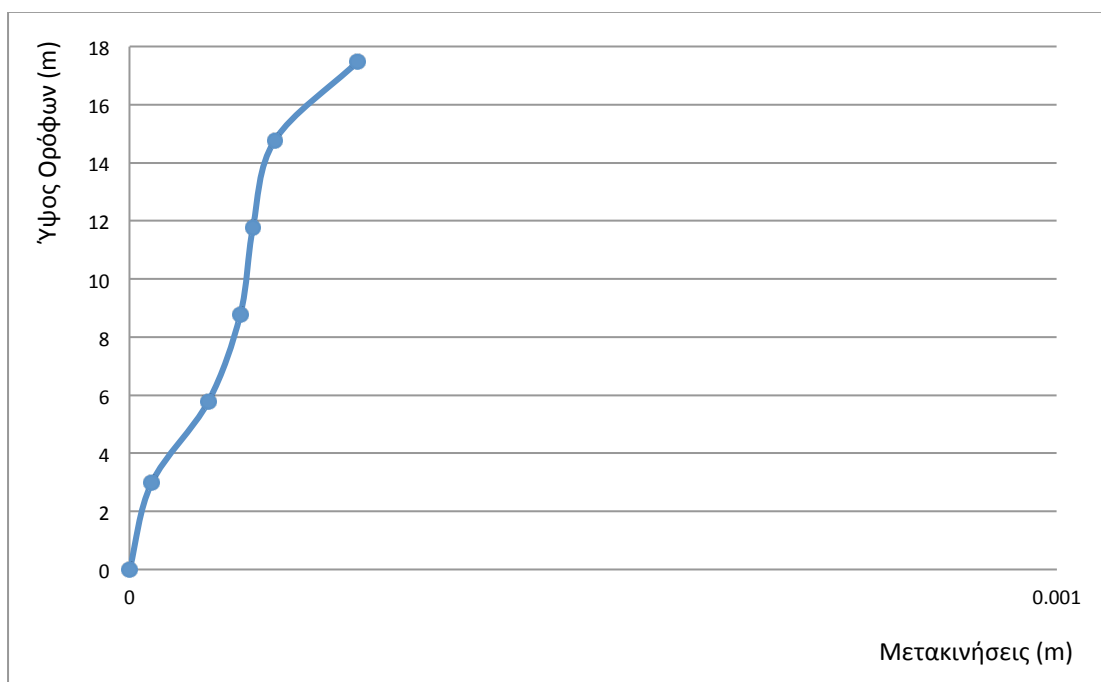
Σχ.5.1.163 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον Y άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Y διεύθυνση.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000366	0.000351	0.001836	0.00177	0.003159	0.003511	0.004432	0.005301	0.005376	0.006846	0.002963	0.008007

Πίν. 5.1.6 Μετακινήσεις κατά X, Y για σεισμό κατά τη Y διεύθυνση.



Σχ.5.1.164 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον X άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Z διεύθυνση.

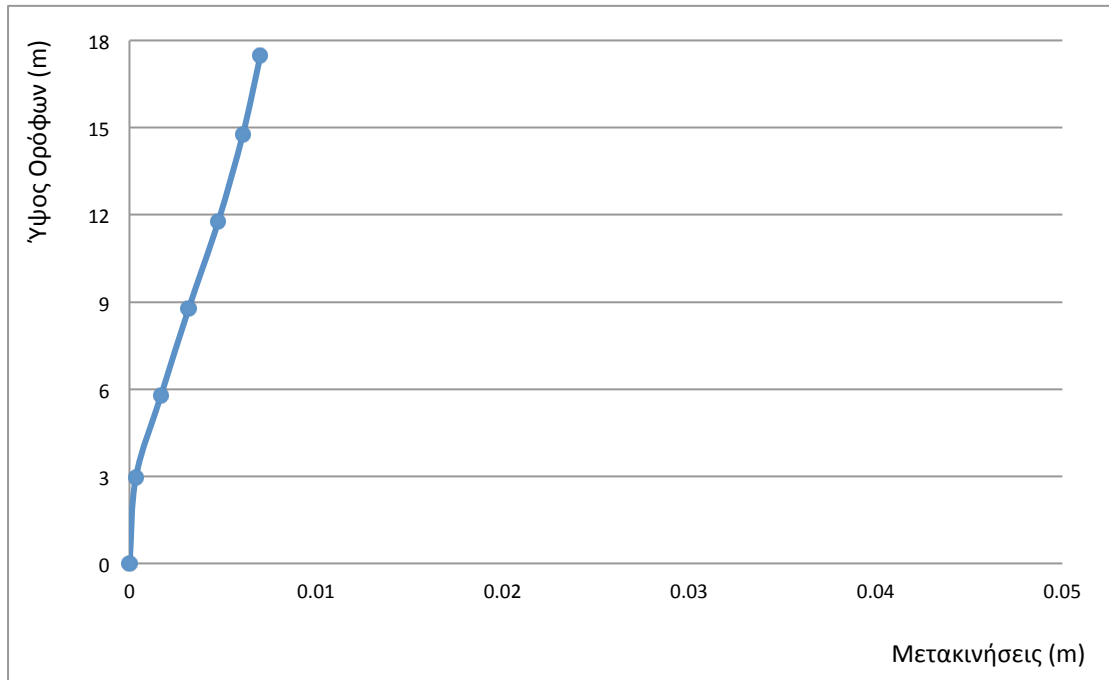


Σχ.5.1.165 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον Y άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Z διεύθυνση.

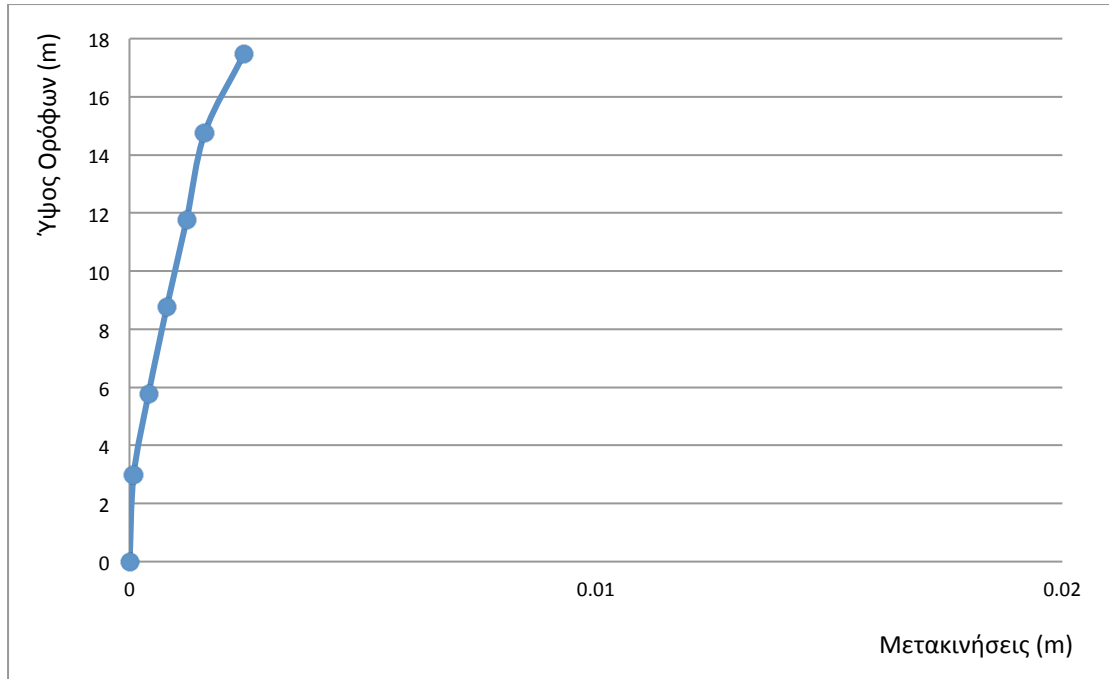
Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
3.06E-05	2.38E-05	9.05E-05	8.49E-05	0.000101	0.00012	0.000114	0.000133	0.000145	0.000157	0.000151	0.000246

Πίν. 5.1.7 Μετακινήσεις κατά X, Y για σεισμό κατά τη Z διεύθυνση.

EC8 (Εδαφική Στρώση C)



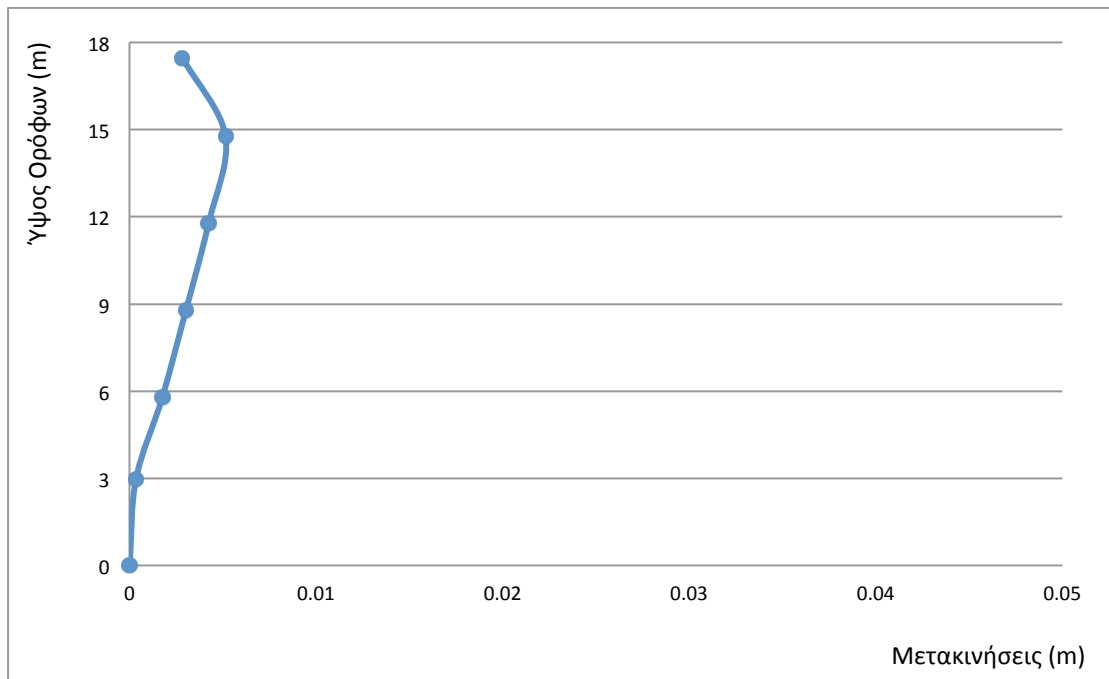
Σχ.5.1.166 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον X άξονα ανά όροφο για σεισμό στη X διεύθυνση.



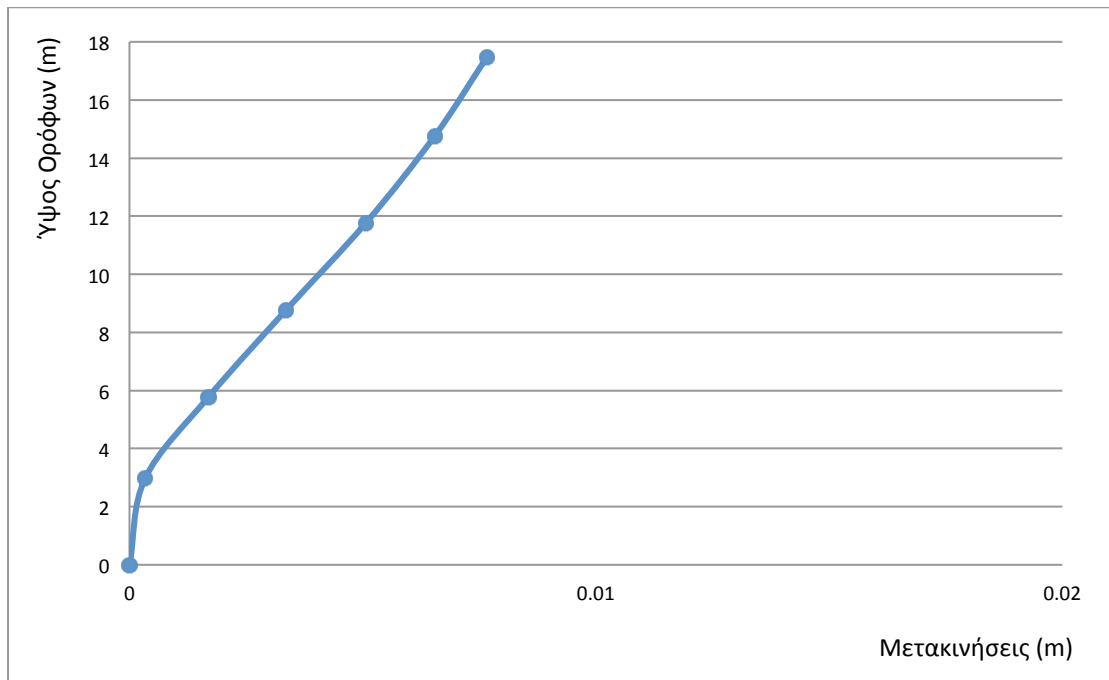
Σχ.5.1.167 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον Y άξονα ανά όροφο για σεισμό στη X διεύθυνση.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000345	8.98E-05	0.001688	0.000409	0.003176	0.000802	0.004761	0.001225	0.00608	0.001616	0.007017	0.002457

Πίν. 5.1.8 Μετακινήσεις κατά X, Y για σεισμό κατά τη X διεύθυνση.



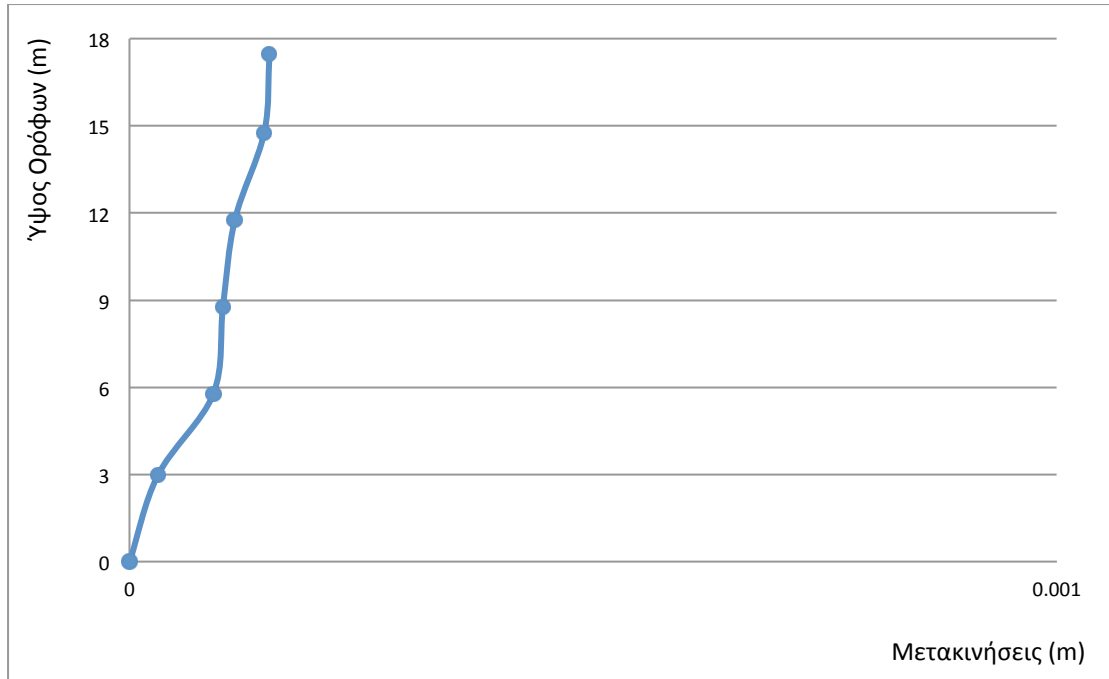
Σχ.5.1.168 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον X άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Y διεύθυνση.



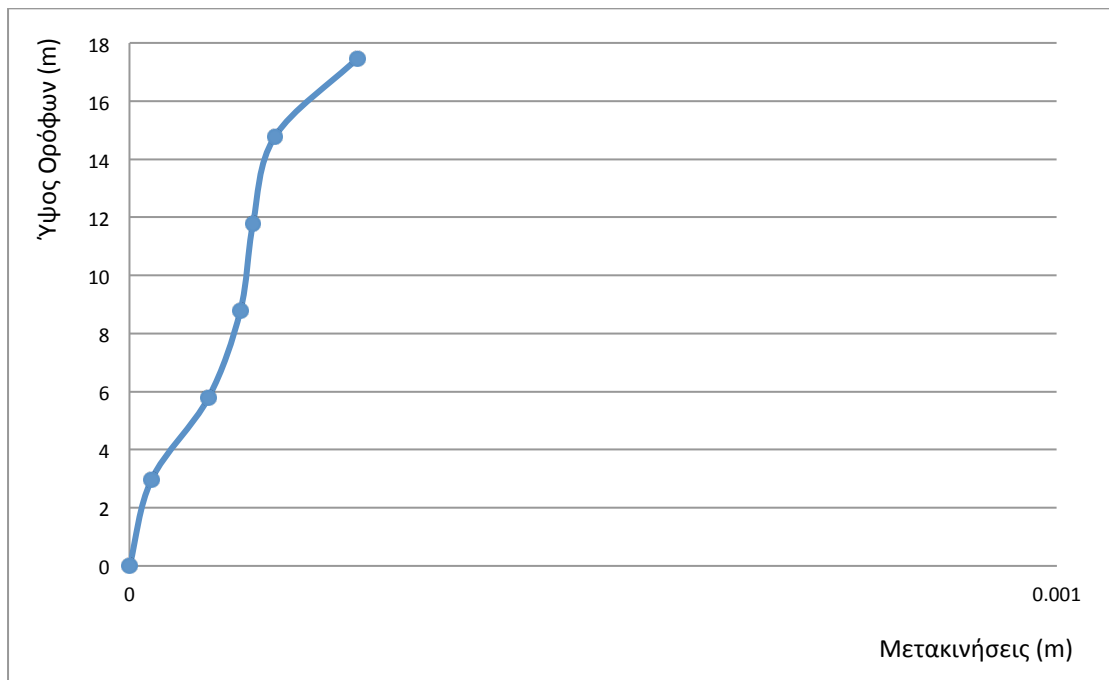
Σχ.5.1.169 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον Y άξονα ανά όροφο για σεισμό στη X διεύθυνση.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000351	0.000336	0.001756	0.001694	0.003022	0.00336	0.00424	0.005072	0.005144	0.006551	0.002835	0.007661

Πίν. 5.1.9 Μετακινήσεις κατά X, Y για σεισμό κατά τη Y διεύθυνση.



Σχ.5.1.170 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον X άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Z διεύθυνση.



Σχ.5.1.164 Επικόμβιες μετακινήσεις κατά τον Y άξονα ανά όροφο για σεισμό στη Z διεύθυνση.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
3.06E-05	2.38E-05	9.05E-05	8.49E-05	0.000101	0.00012	0.000114	0.000133	0.000145	0.000157	0.000151	0.000246

Πίν. 5.1.10 Μετακινήσεις κατά X, Y για σεισμό κατά τη Z διεύθυνση.

5.1.2.5 Συνδυασμοί Σεισμικών Φορτίων

Από τους 24 πιθανούς συνδυασμούς παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τους τρεις συνδυασμούς:

$$\mathbf{RS\ EC8\ B\ 1:} \quad G + 0.3Q + F_x + 0.3F_y + 0.3F_z \quad (\mathbf{1^{ος}})$$

$$\mathbf{RS\ EC8\ B\ 9:} \quad G + 0.3Q + F_y + 0.3F_x + 0.3F_z \quad (\mathbf{2^{ος}})$$

$$\mathbf{RS\ EC8\ B\ 17:} \quad G + 0.3Q + F_z + 0.3F_x + 0.3F_y \quad (\mathbf{3^{ος}})$$

Σύγκριση διαγραμμάτων των δύο Φορέων

Αρχικά, συγκρίθηκαν οι αξονικές καταπονήσεις που αναλαμβάνουν οι κατασκευές για σεισμική φόρτιση κατά **EAK** και για τις τρεις διευθύνσεις και παρατηρήθηκαν τα εξής:

Παρατηρήθηκε ότι ο φορέας ο οποίος έχει προσομοιωθεί χωρίς τη χρήση επιφανειακών στοιχείων παρουσιάζει εντονότερες αξονικές καταπονήσεις στα υποστυλώματα. Συγκεκριμένα, τα υποστυλώματα που βρίσκονται στη περιοχή του κλιμακωστασίου δέχονται τις μεγαλύτερες εντάσεις και ιδιαίτερα στη βάση τους. Αυτό άλλωστε είναι αναμενόμενο καθ'ότι στο αρχικό προσομοίωμα, τα υποστυλώματα αυτά προσομοιώθηκαν ως επιφανειακά στοιχεία. Οι δοκοί, και στις δύο κατασκευές, βρίσκονται σε κατάσταση ηρεμίας.

Στη συνέχεια, συγκρίθηκαν τα διαγράμματα **τεμνουσών δυνάμεων** και δεν βρέθηκαν σημαντικές διαφοροποιήσεις στις αντιδράσεις των κατασκευών. Οι διαφορά βρίσκεται στα υποστυλώματα του

κλιμακοστασίου (Κτήριο χωρίς επιφανειακά στοιχεία) που αναλαμβάνουν τις μεγαλύτερες τέμνουσες δυνάμεις σε σύγκριση με τα άλλα κατακόρυφα στοιχεία. Όμοια, οι δοκοί βρίσκονται σε κατάσταση ηρεμίας.

Τέλος, η σύγκριση των διαγραμμάτων **ροπών** δείχνει σημαντικές διαφορές στις αντιδράσεις των δύο φορέων. Σημειώνεται ότι ο φορέας με τα επιφανειακά στοιχεία κατανέμει κατά έναν πιο ομοιόμορφο τρόπο τα ασκούμενα φορτία στα φέροντα στοιχεία. Οι ροπές είναι εμφανώς μικρότερες σε σχέση με αυτές που αναπτύσσονται στο δεύτερο προσομοίωμα, ενώ οι δοκοί και τα υποστυλώματα του ραβδωτού φορέα αναλαμβάνουν πολύ μεγαλύτερα φορτία. Συγκεκριμένα, οι δοκοί των εξωστών, του κλιμακοστασίου, αλλά και τα υποστώματα στη περιοχή του φρεατίου της σκάλας δέχονται τις εντονότερες καταπονήσεις. Σημαντική διαφοροποίηση επίσης παρατηρείται στις ροπές που δημιουργούνται στη στάθμη του υπογείου. Στο προσομοίωμα όπου έγινε χρήση των επιφανειακών στοιχείων τα υποστυλώματα του υπογείου παρουσιάζουν μικρές εντάσεις ενώ παρουσιάζουν μεγαλύτερες στην οροφή του υπογείου και στο ισόγειο. Αντίθετα, στον άλλο φορέα, τα υποστυλώματα εμφανίζουν μεγαλύτερες εντάσεις στη βάση τους και μικρότερες στην οροφή του υπογείου και στο ισόγειο.

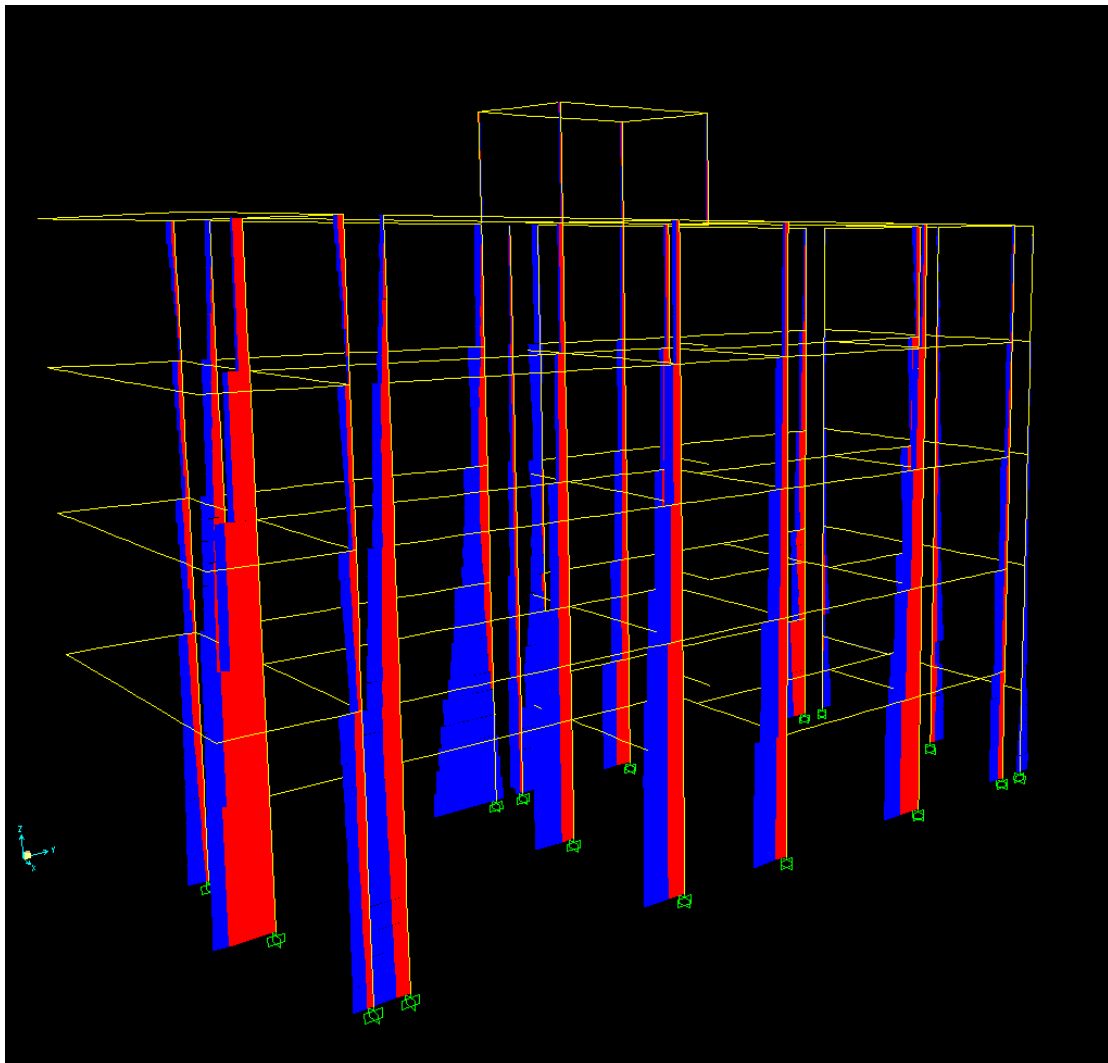
Η σύγκριση των διαγραμμάτων των δύο φορέων για σεισμική καταπόνηση με βάση τον **Ευρωκώδικα** έδειξε τα εξής:

Οι διαφορές στα διαγράμματα των **αξονικών δυνάμεων** κινούνται στο ίδιο μήκος κύματος με αυτές που προαναφέρθηκαν. Οι διαφορές παρατηρούνται στα υποστυλώματα γύρω από τη περιοχή του φρεατίου του ικριώματος. Οι δοκοί και των δύο φορέων βρίσκονται σε κατάσταση ηρεμίας.

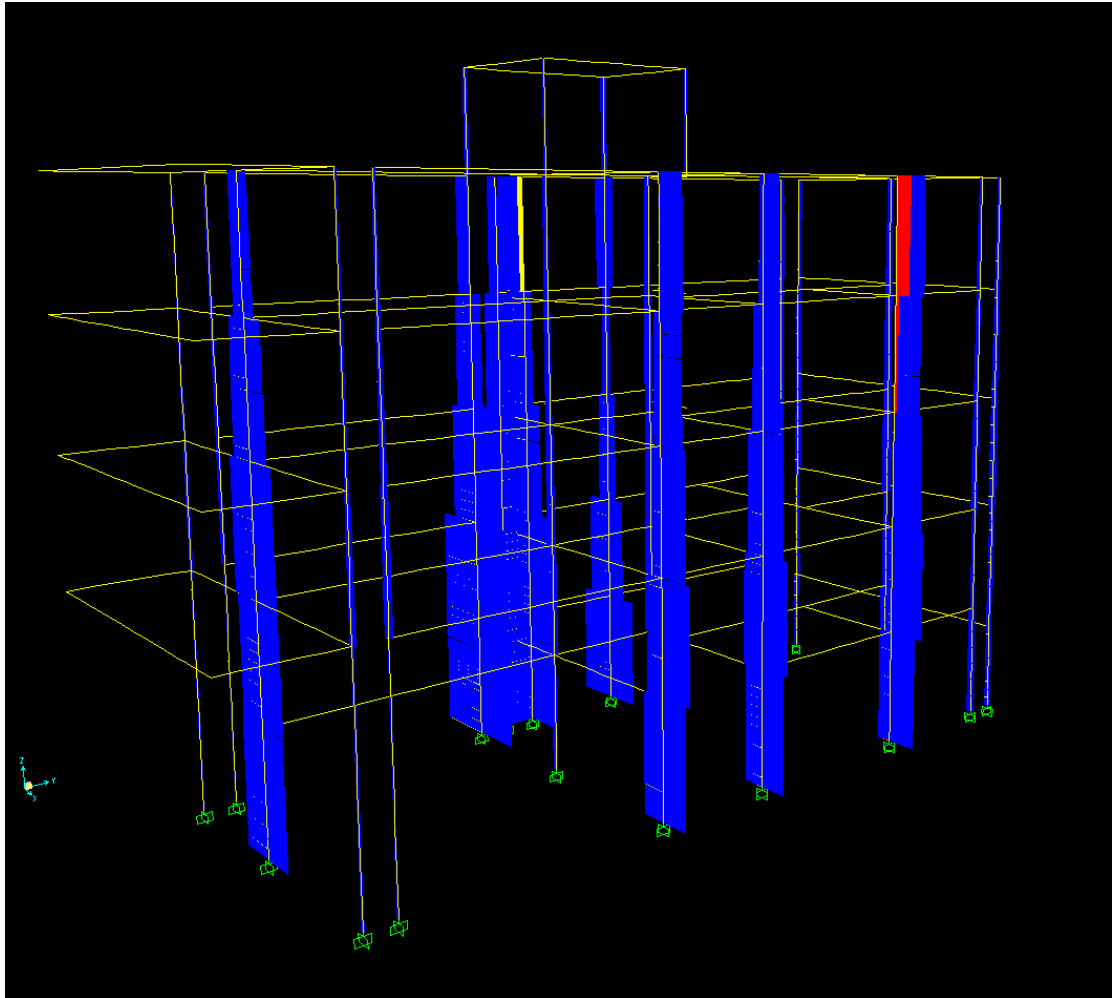
Συγκρίνοντας και τα υπόλοιπα διαγράμματα, εξάγονται όμοια συμπεράσματα. Οι ποιοτικές και ποσοτικές διαφορές μεταξύ του ΕΑΚ και του Ευρωκώδικα έχουν ήδη αναλυθεί σε προηγούμενα κεφάλαια.

Ε.Α.Κ.

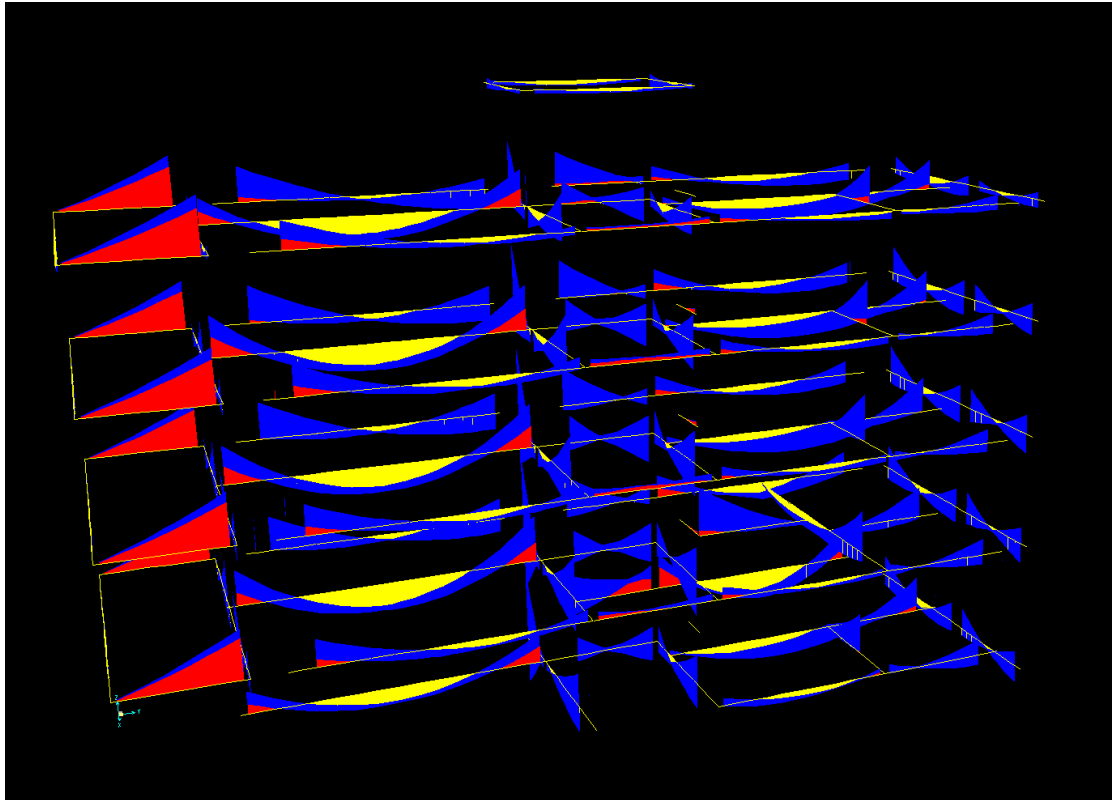
1^{ος} Συνδυασμός



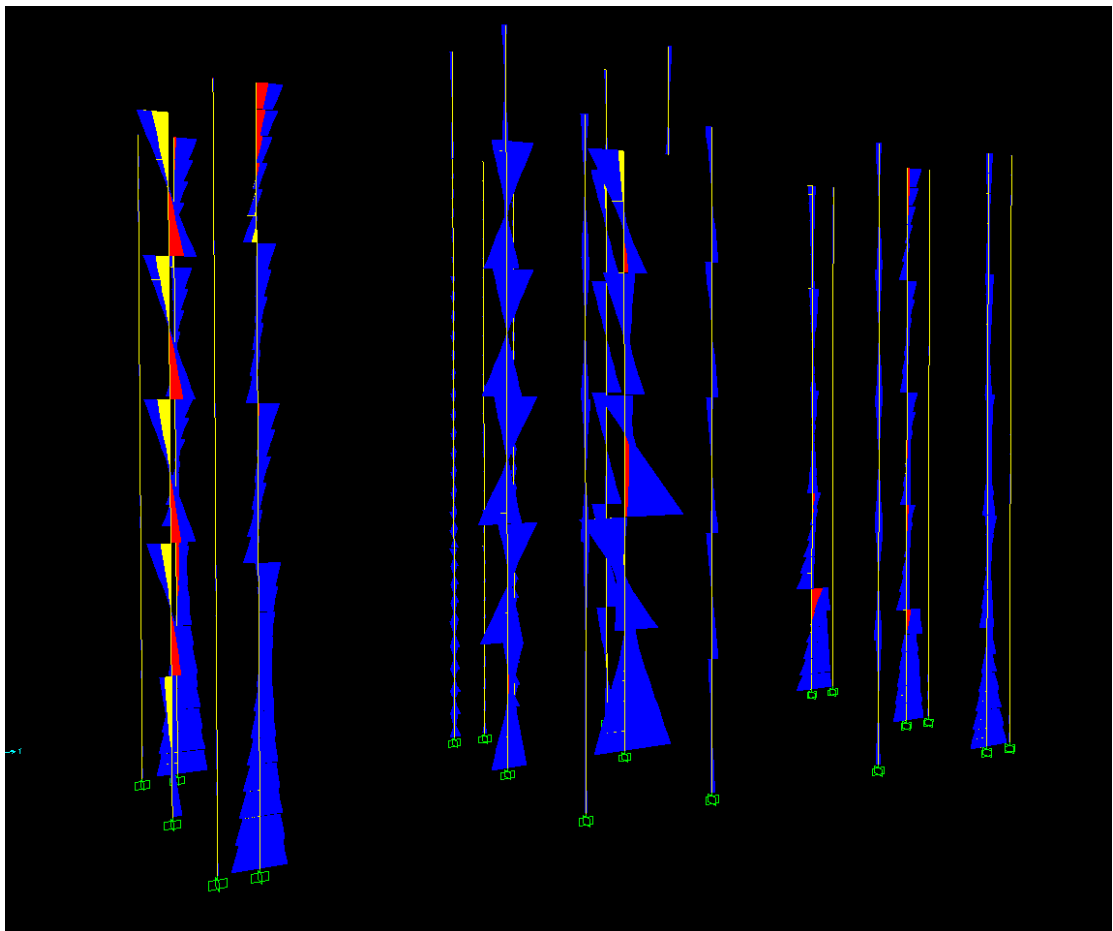
Σχ. 5.1.171 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ.5.1.172 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.

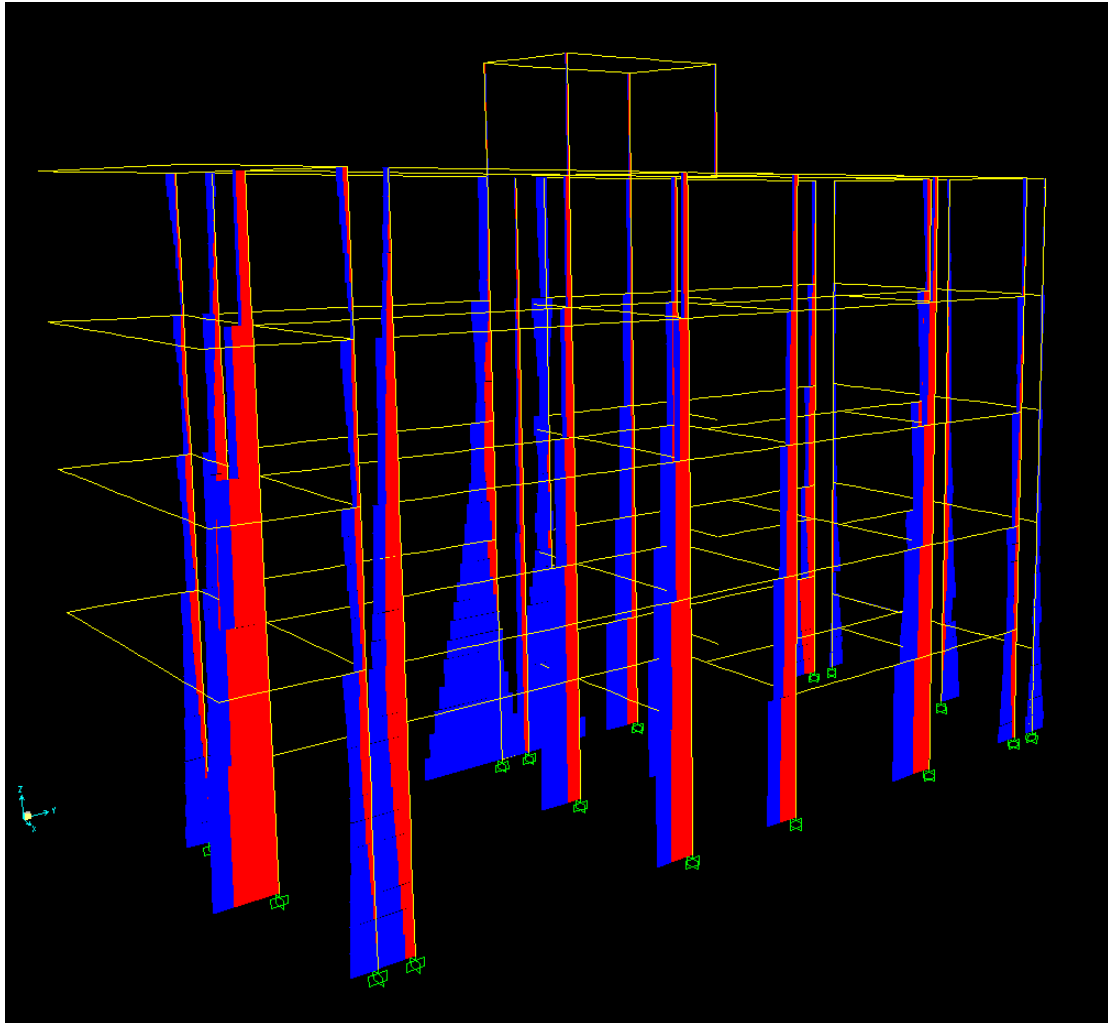


Σχ.5.1.173 Διάγραμμα ροπών στις δοκούς.

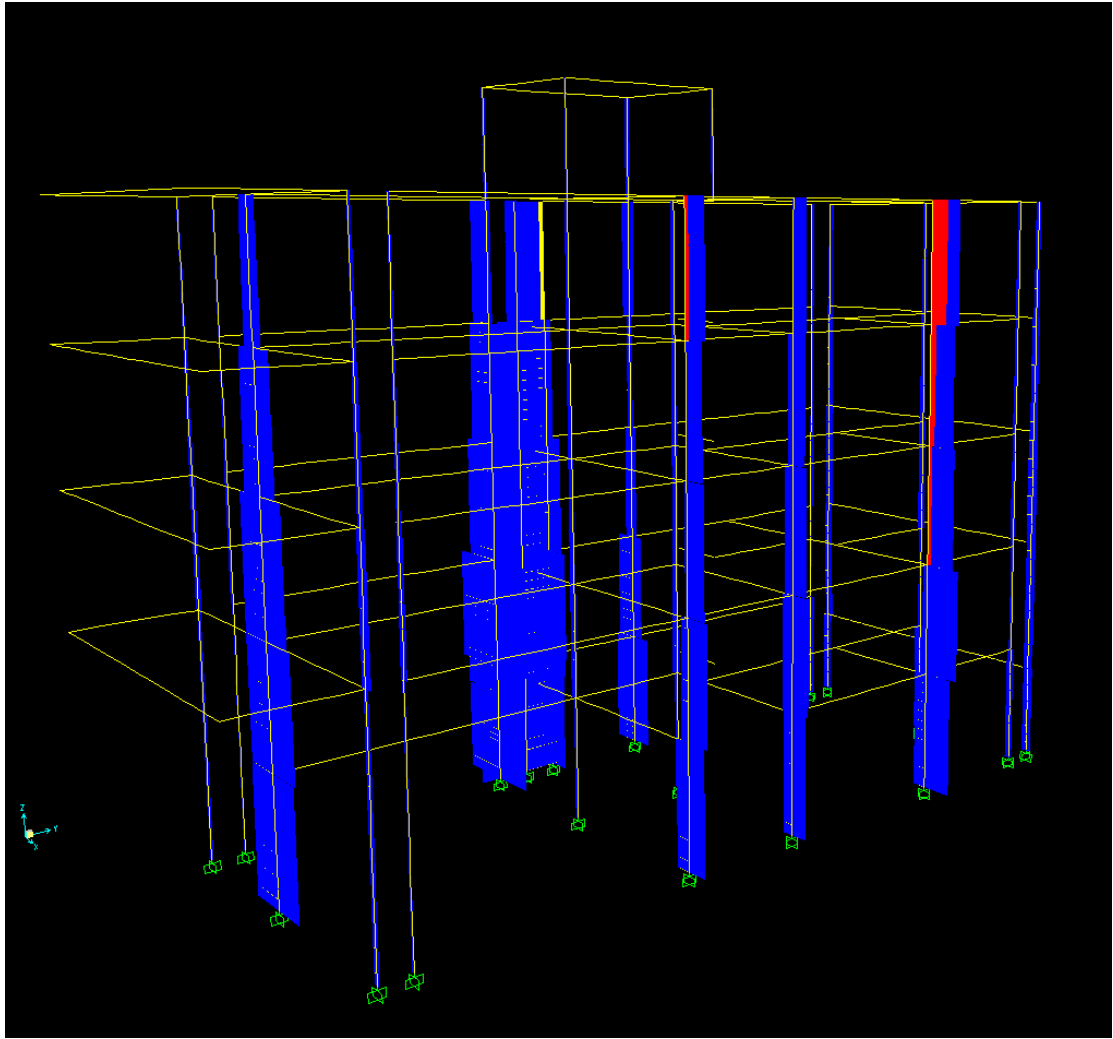


Σχ. 5.1.174 Διάγραμμα ροπών των υποστυλωμάτων.

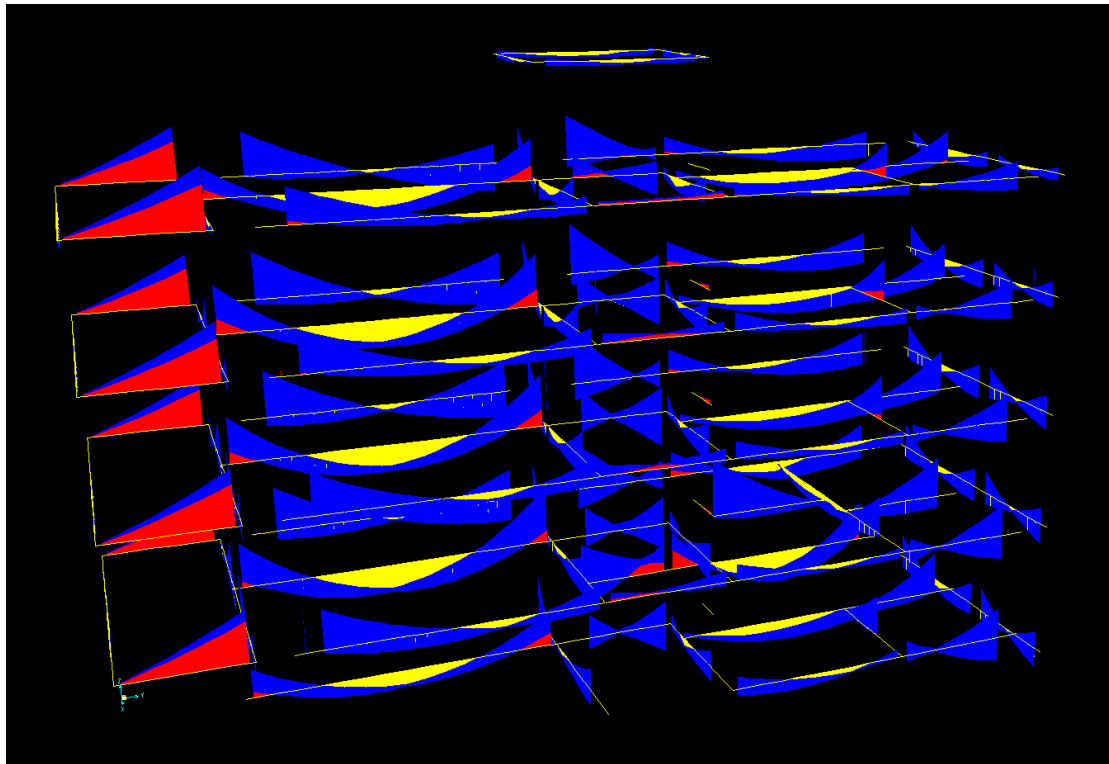
2^{ος} Συνδυασμός



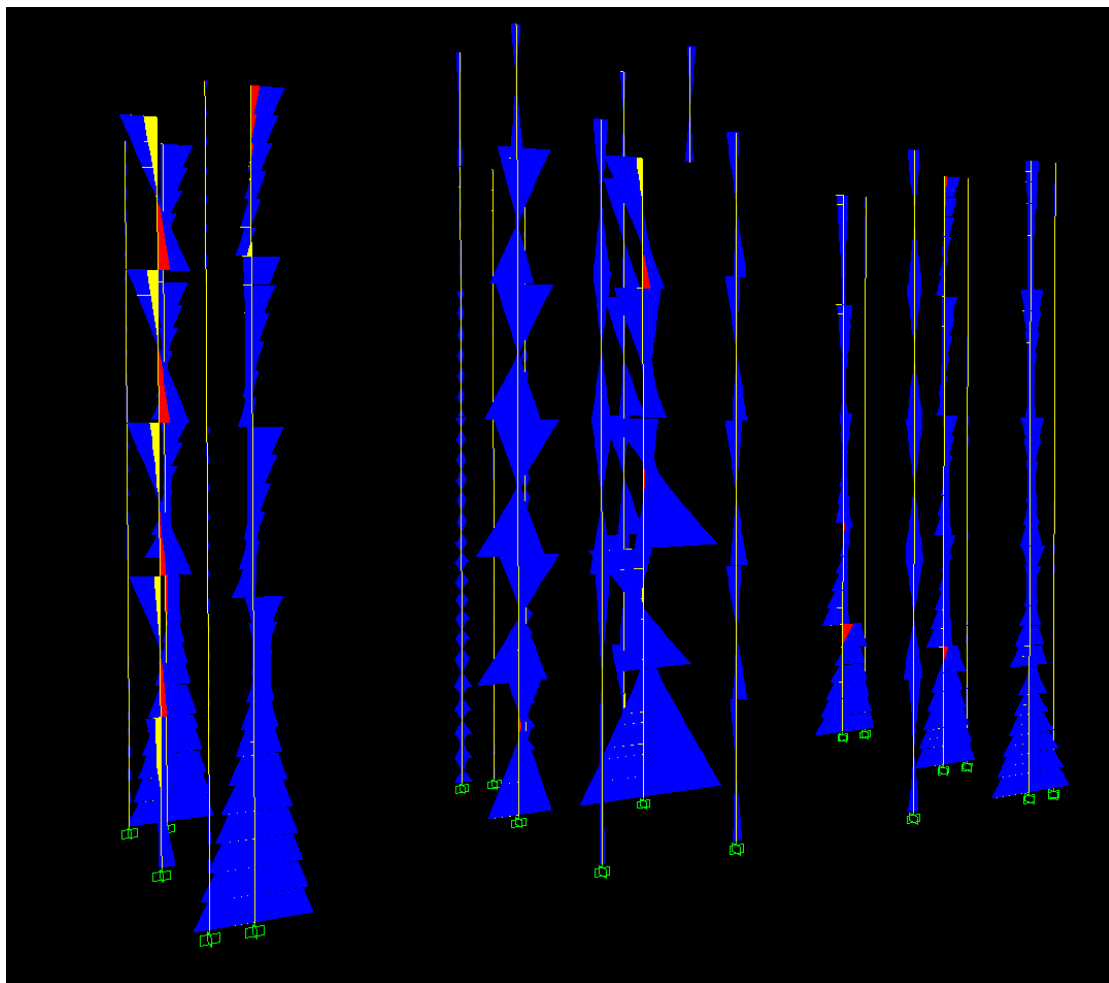
Σχ. 5.1.175 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ.5.1.176 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.

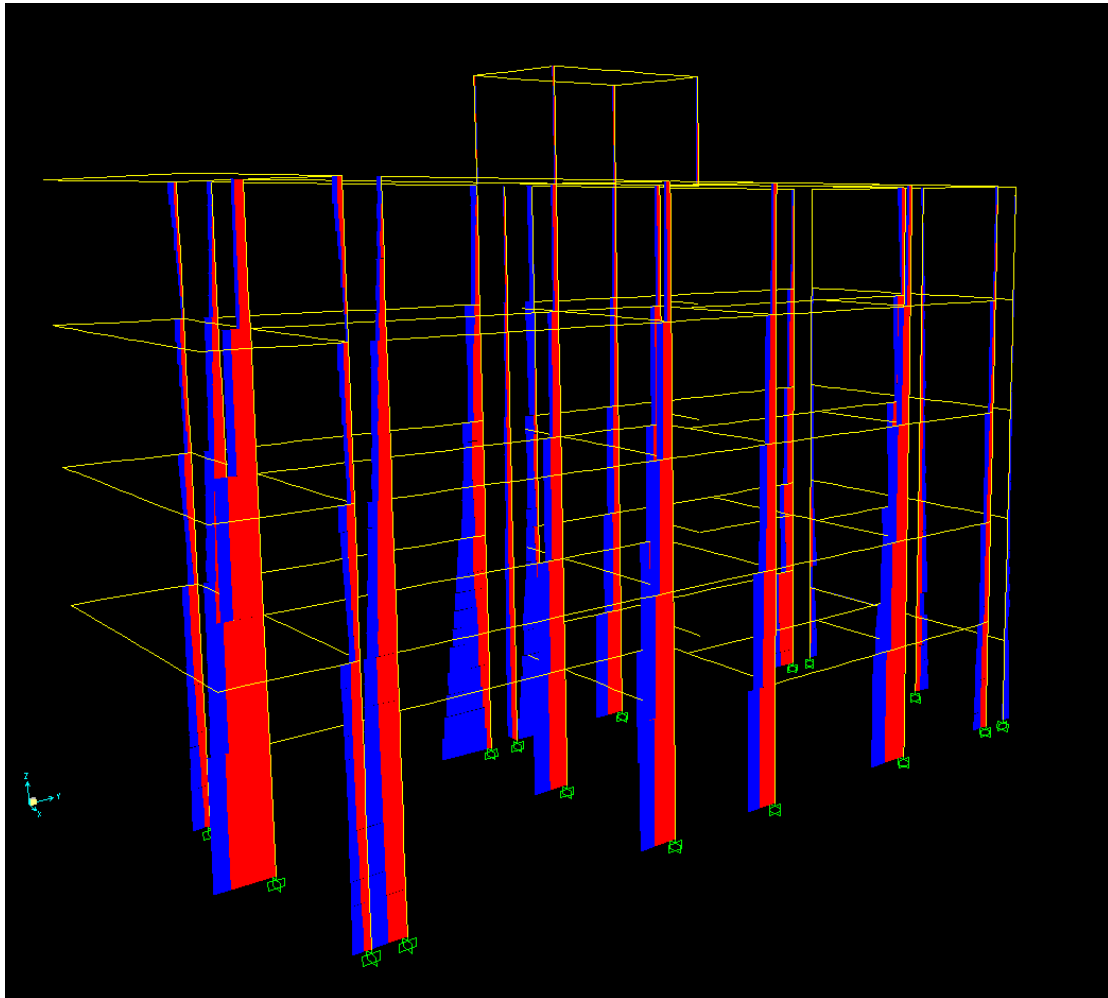


Σχ.5.1.177 Διάγραμμα ροπών στις δοκούς.

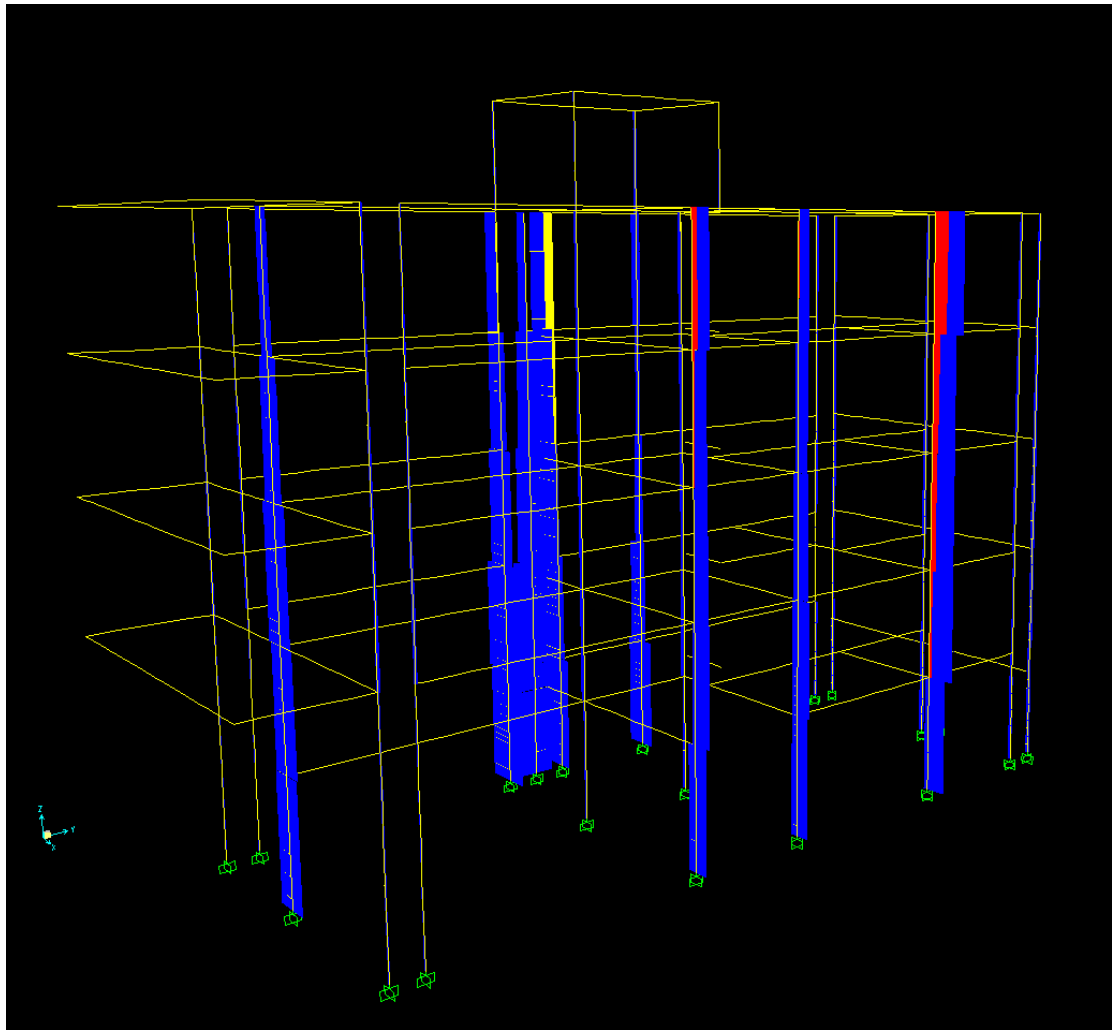


Σχ. 5.1.178 Διάγραμμα ροπών των υποστυλωμάτων.

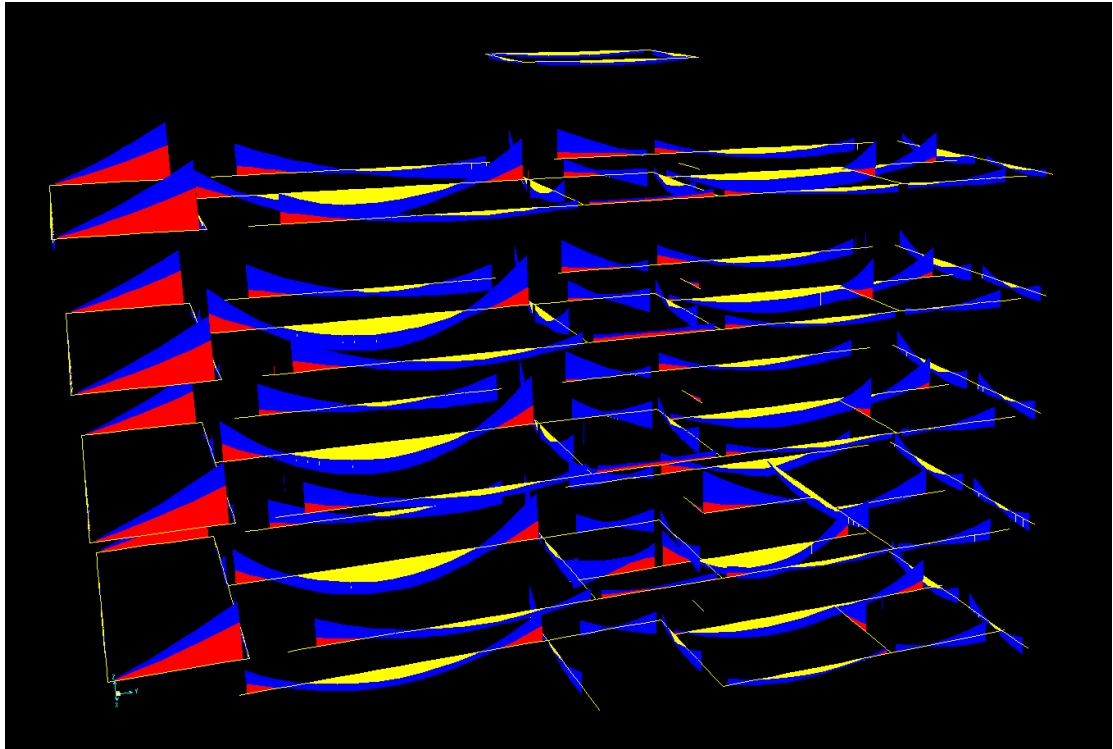
3^{ος} Συνδυασμός



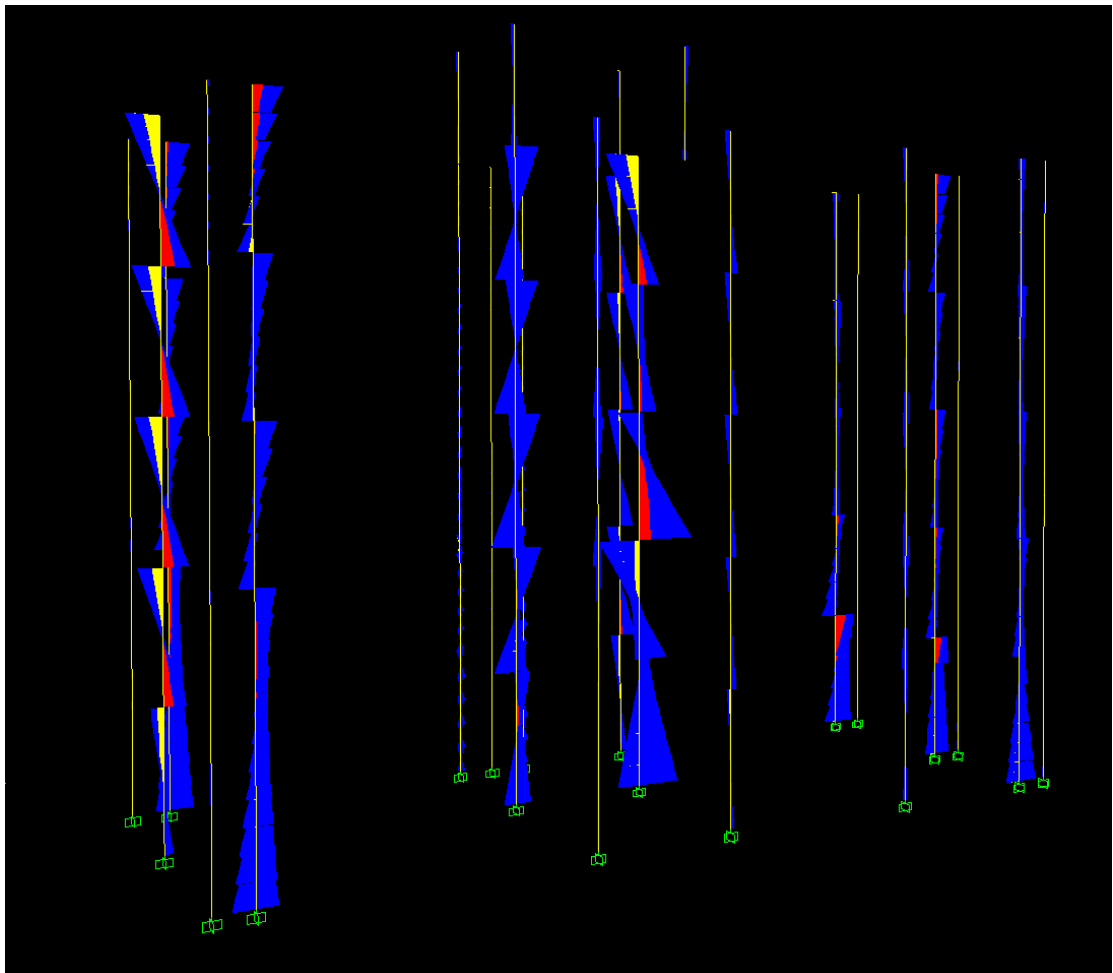
Σχ. 5.1.179 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ.5.1.180 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.



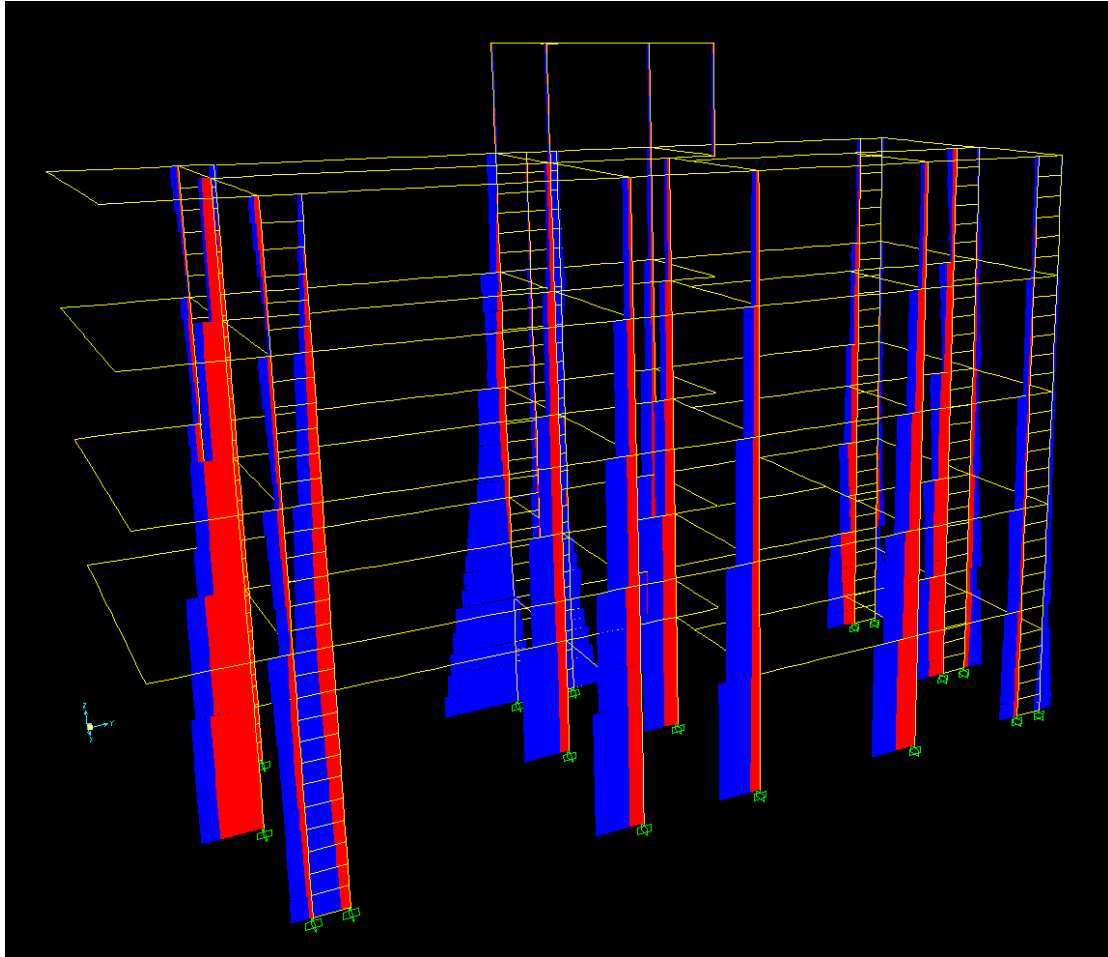
Σχ.5.1.181 Διάγραμμα ροπών στις δοκούς.



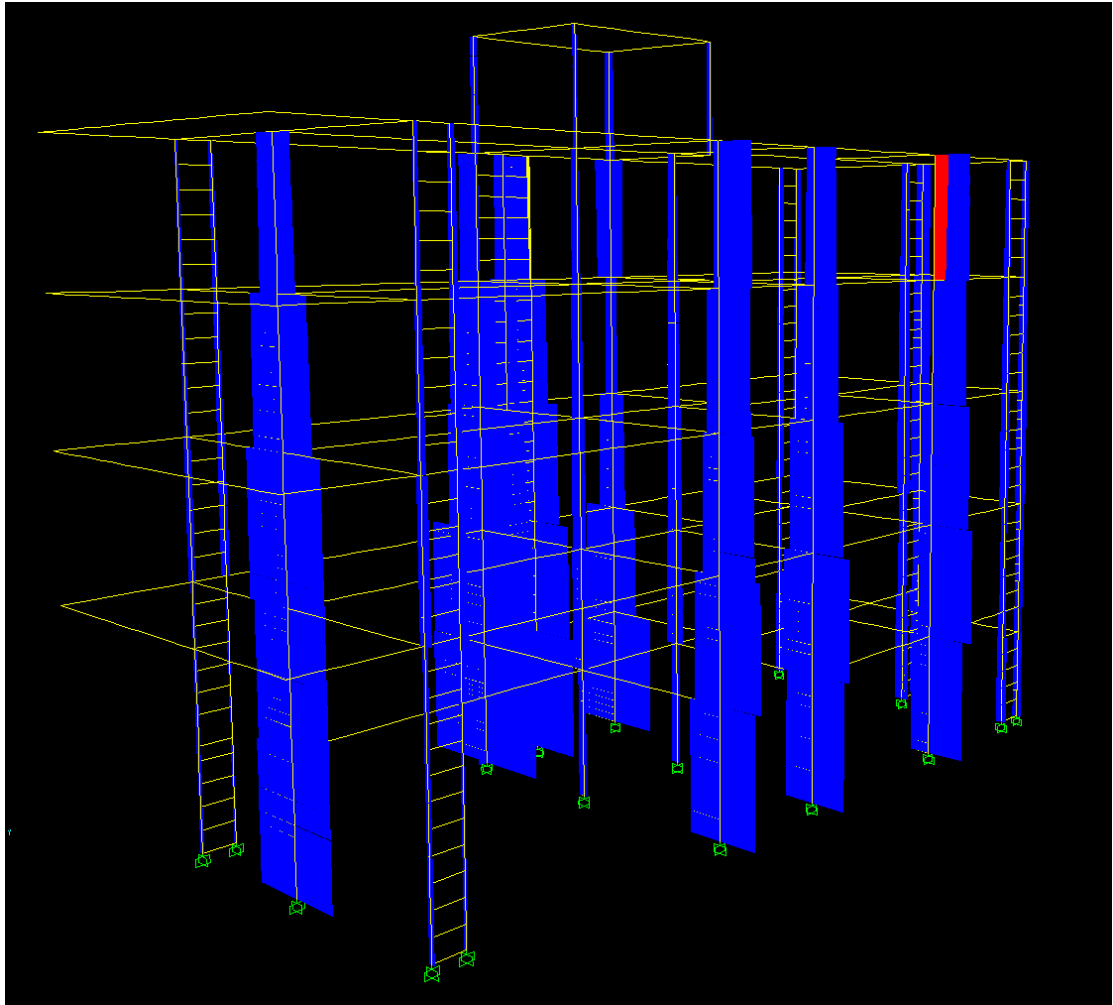
Σχ. 5.1.182 Διάγραμμα ροπών των υποστυλωμάτων.

EC8 (Εδαφική Στρώση Β)

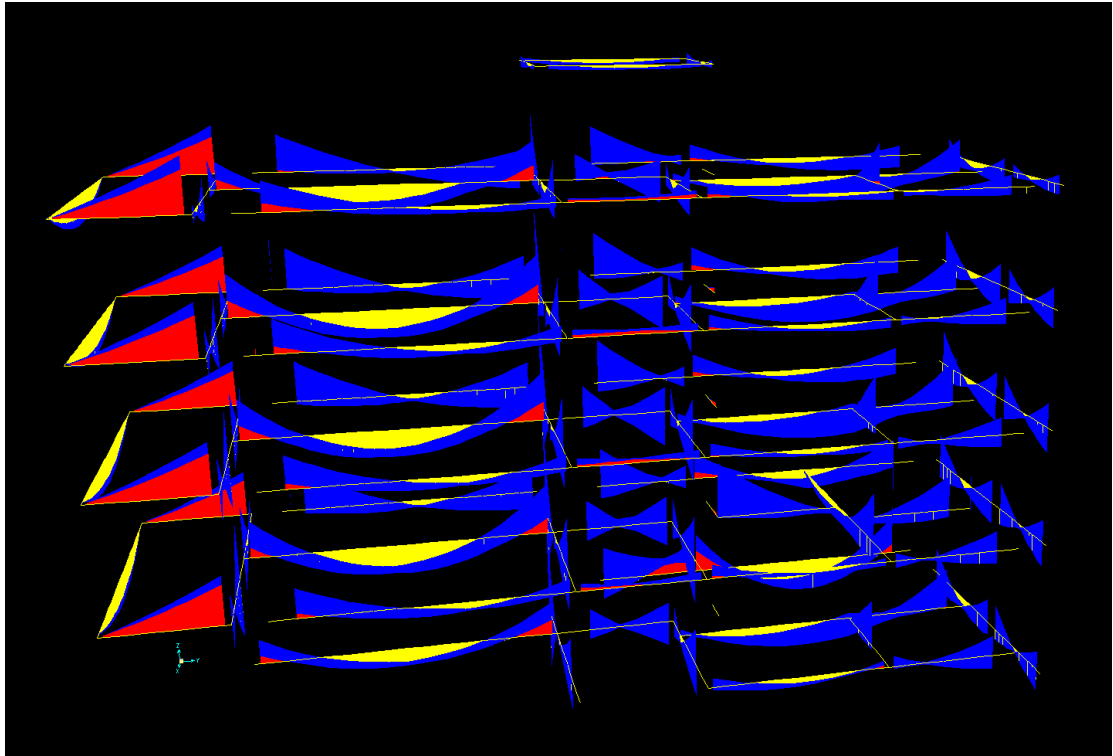
1^{ος} Συνδυασμός



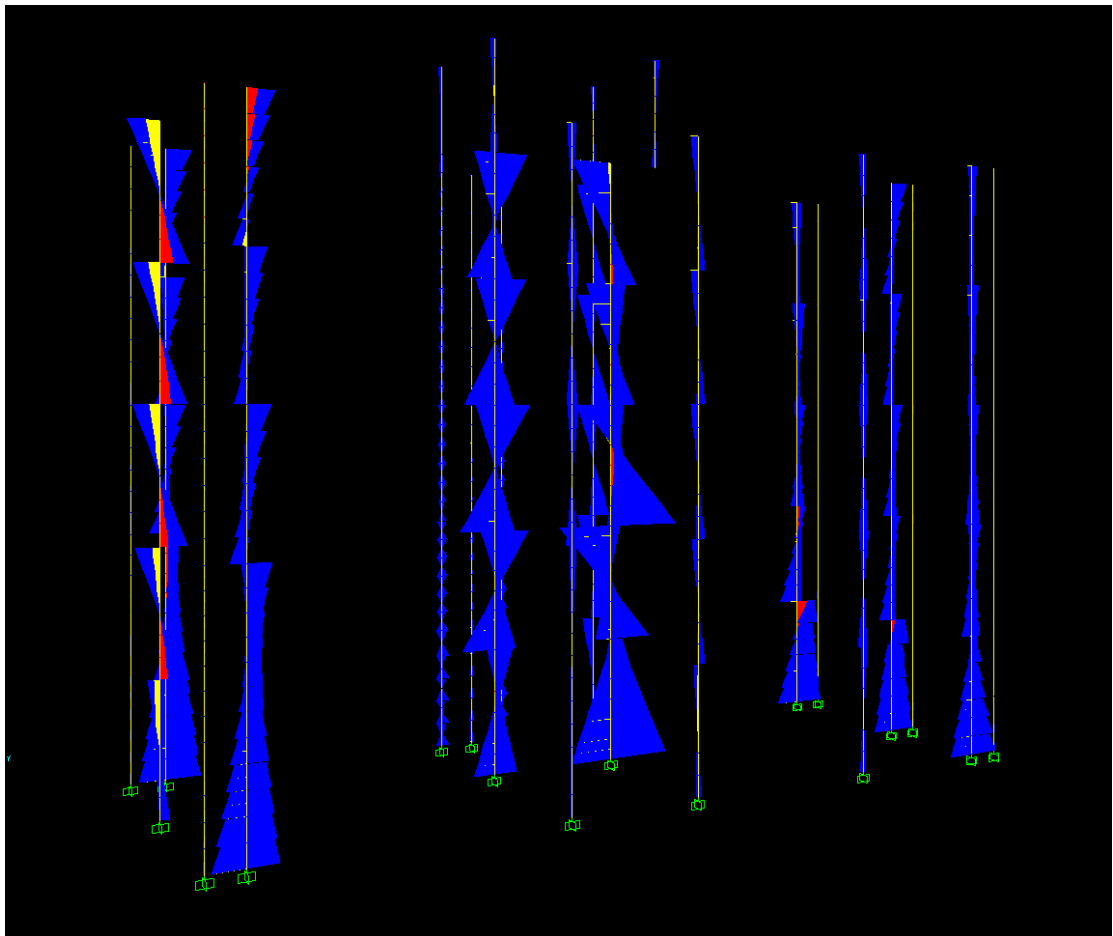
Σχ. 5.1.183 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ.5.1.184 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.

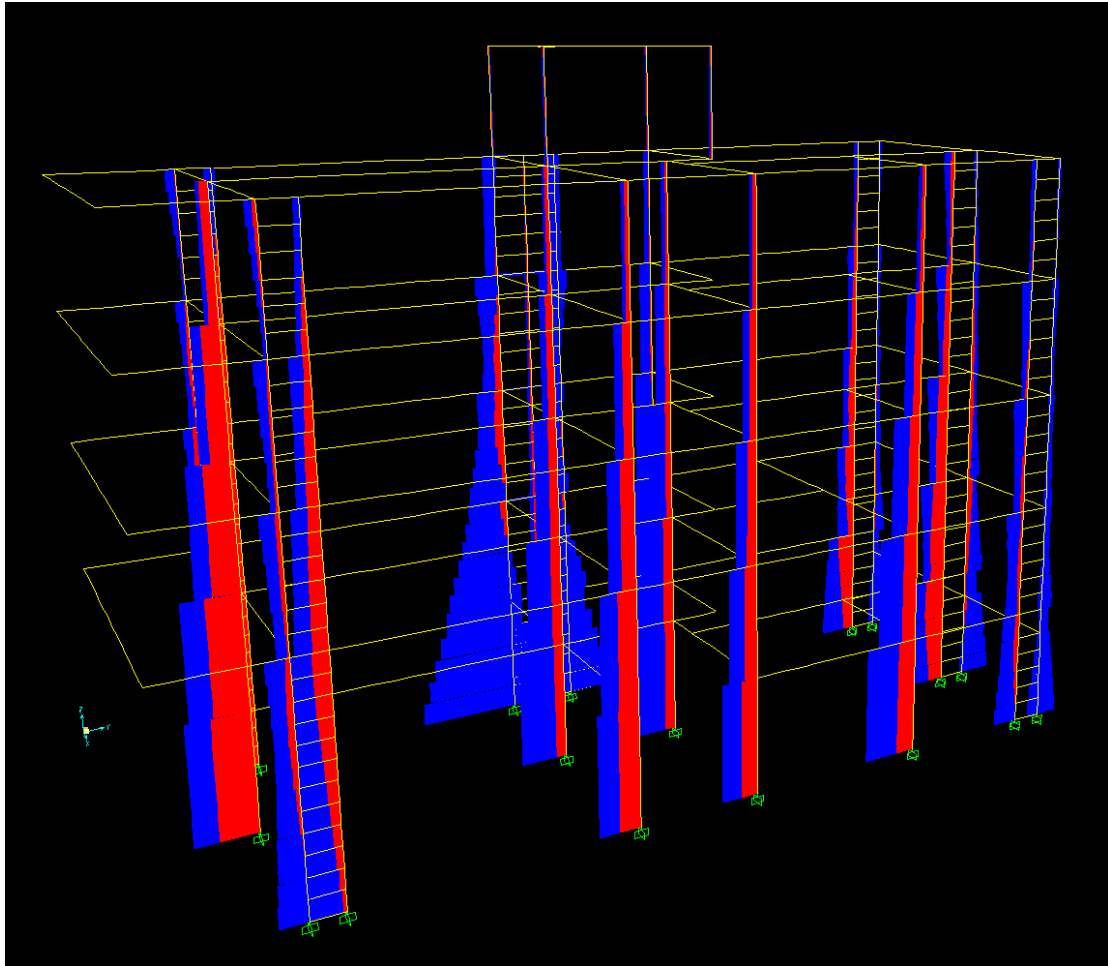


Σχ.5.1.185 Διάγραμμα ροπών στις δοκούς.

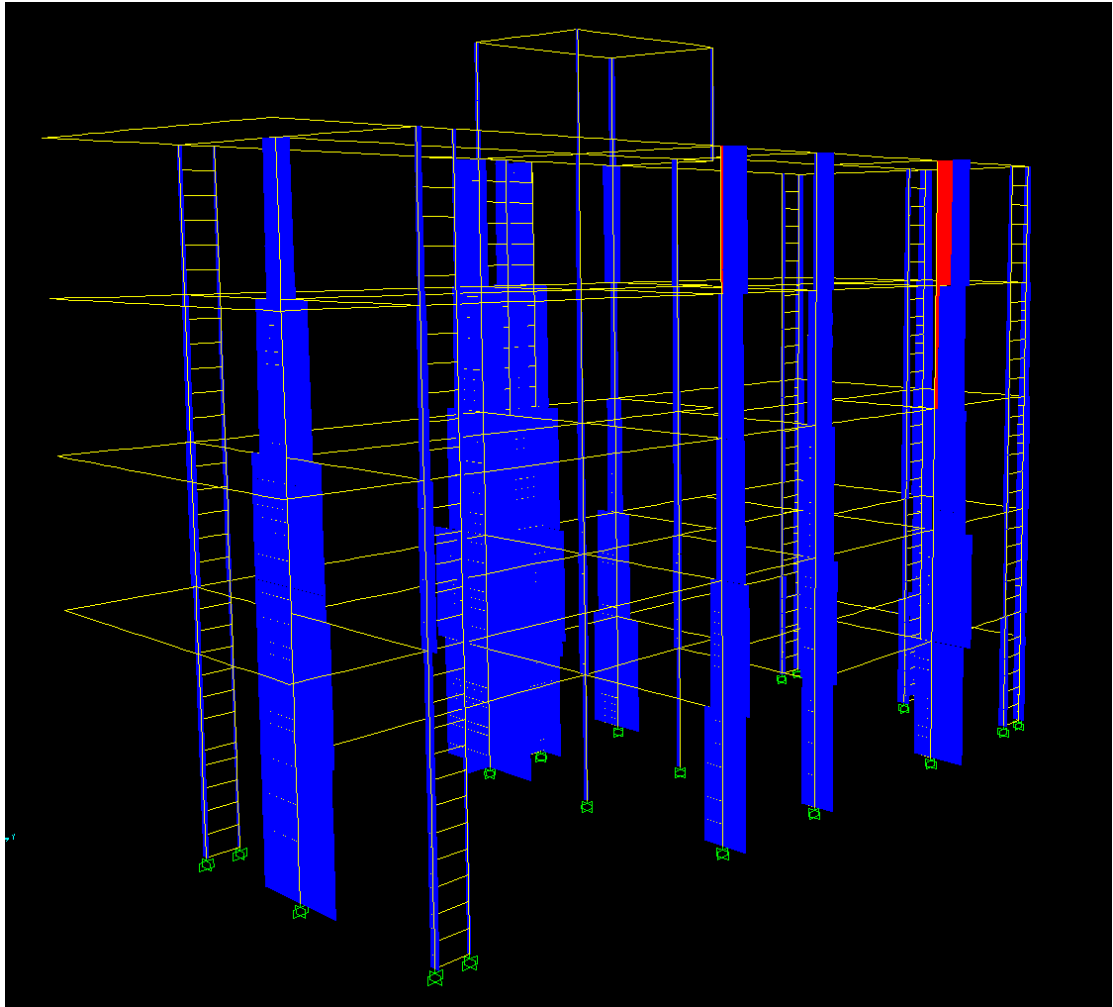


Σχ. 5.1.186 Διάγραμμα ροπών των υποστυλωμάτων.

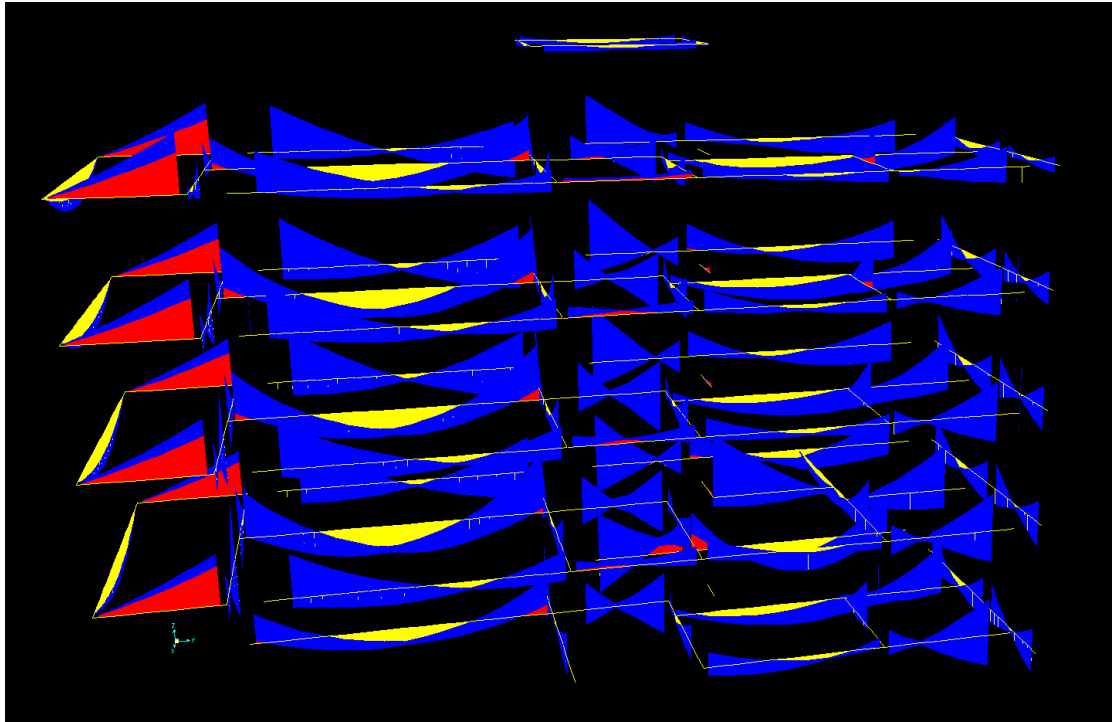
2^{ος} Συνδυασμός



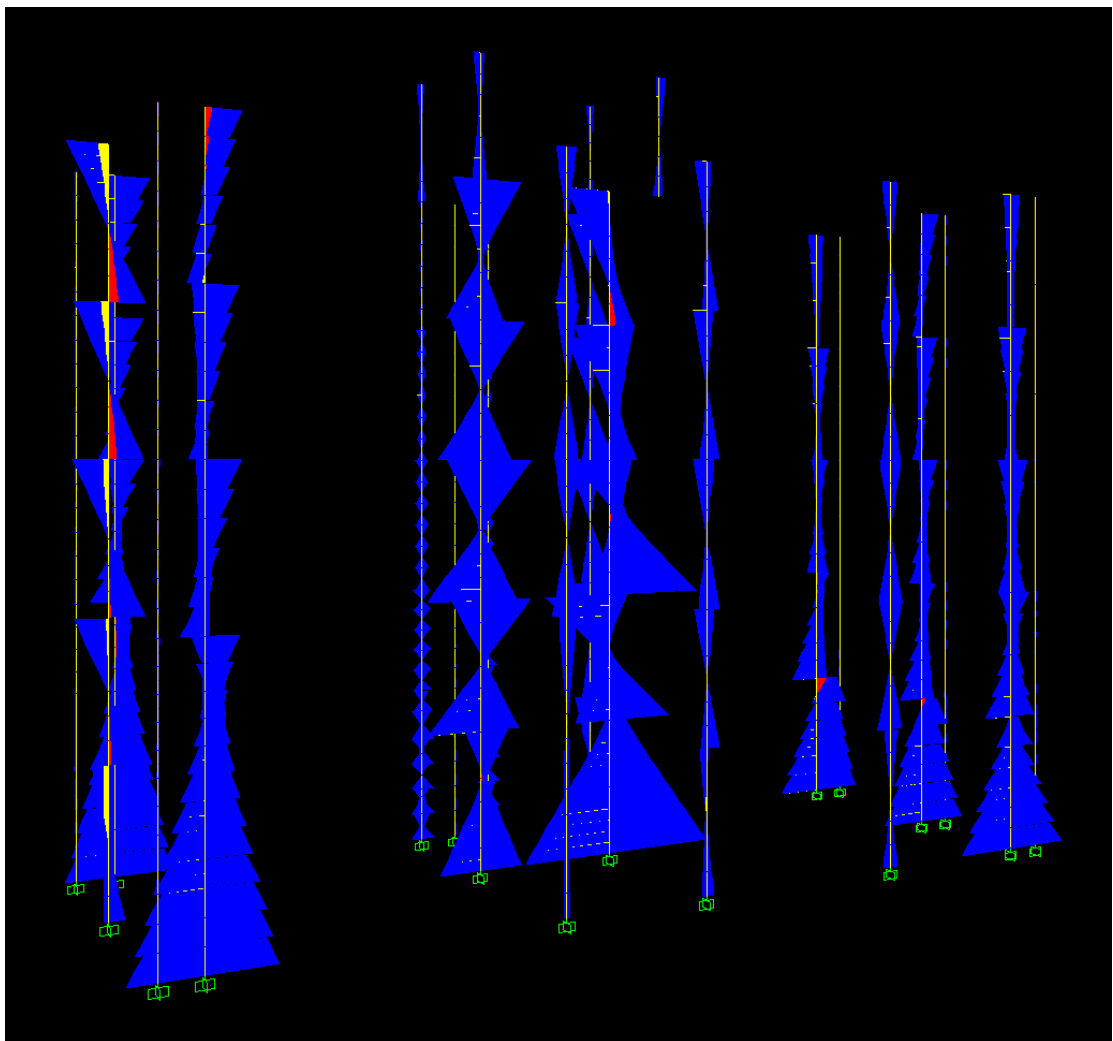
Σχ. 5.1.187 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ.5.1.188 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.

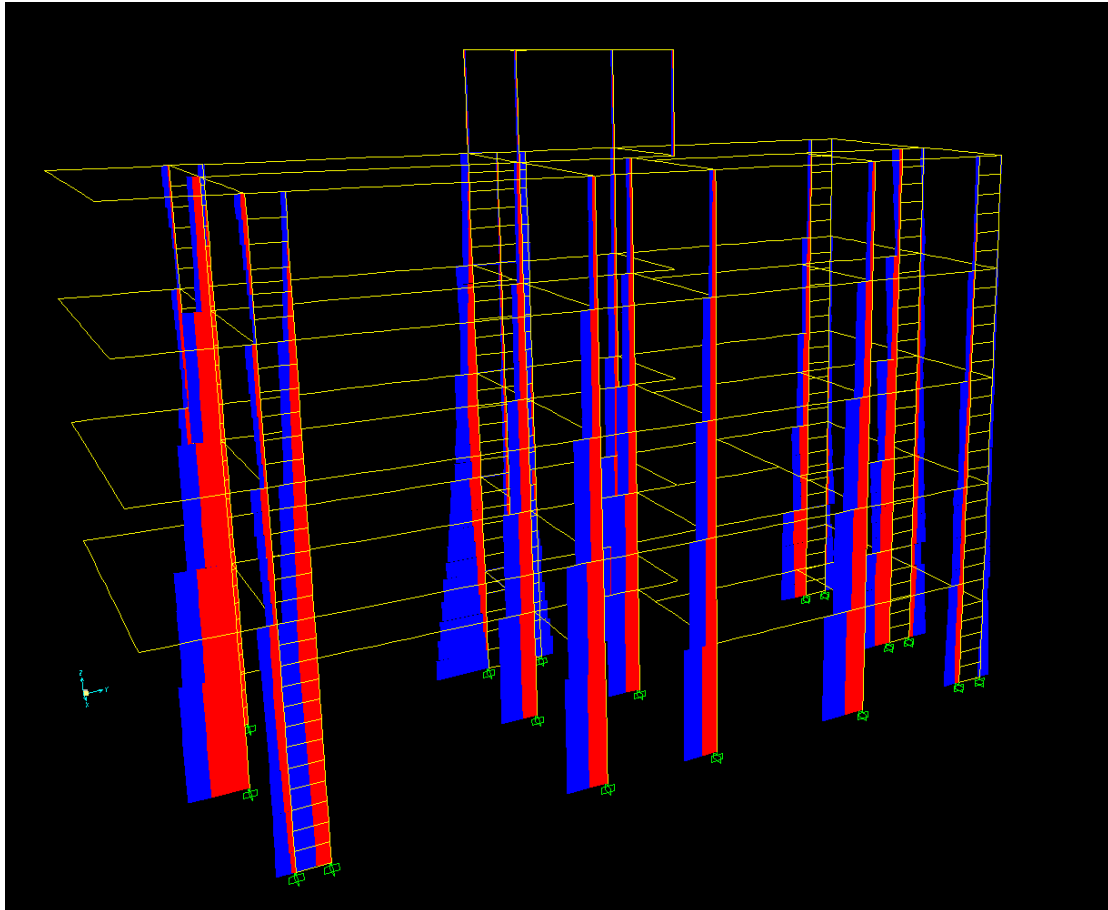


Σχ.5.1.189 Διάγραμμα ροπών στις δοκούς.

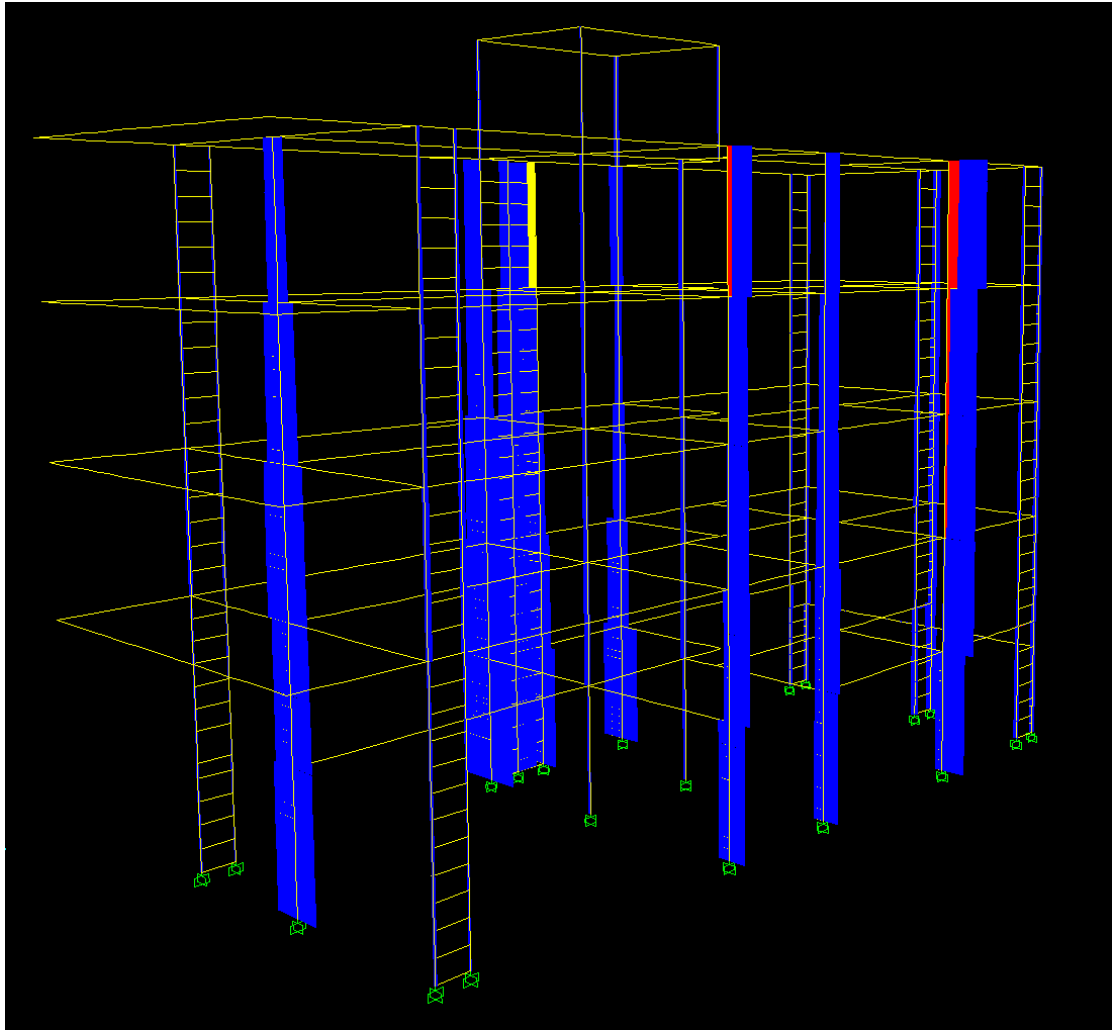


Σχ. 5.1.190 Διάγραμμα ροπών των υποστυλωμάτων.

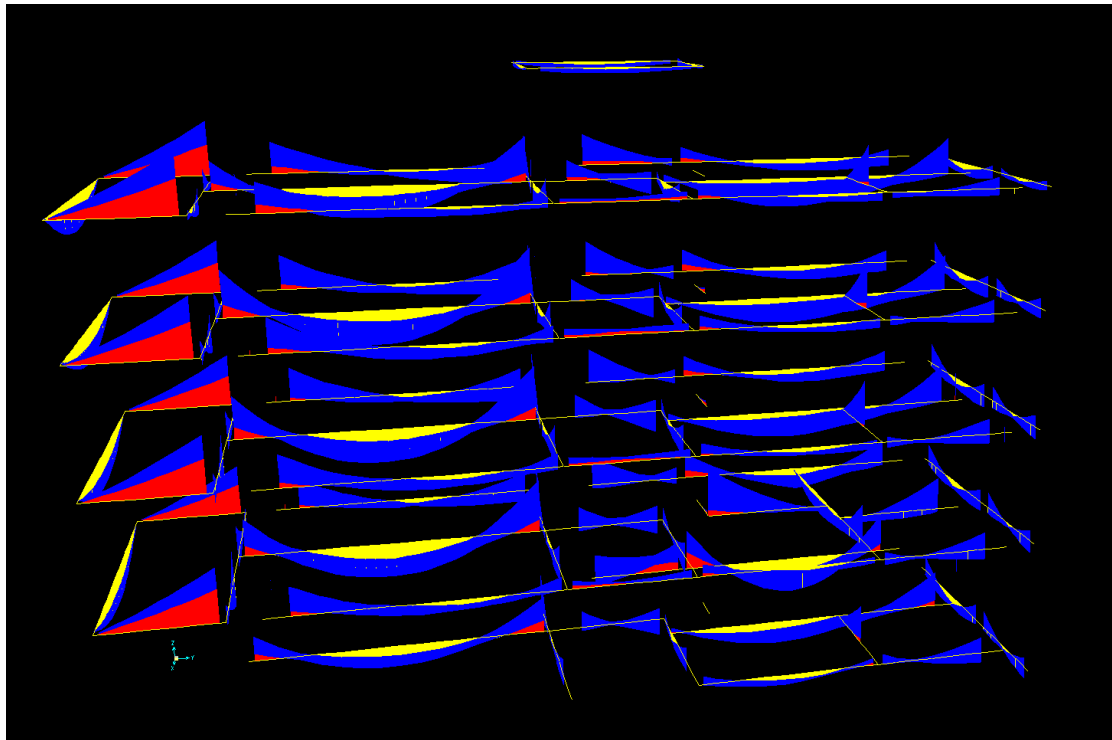
3^{ος} Συνδυασμός



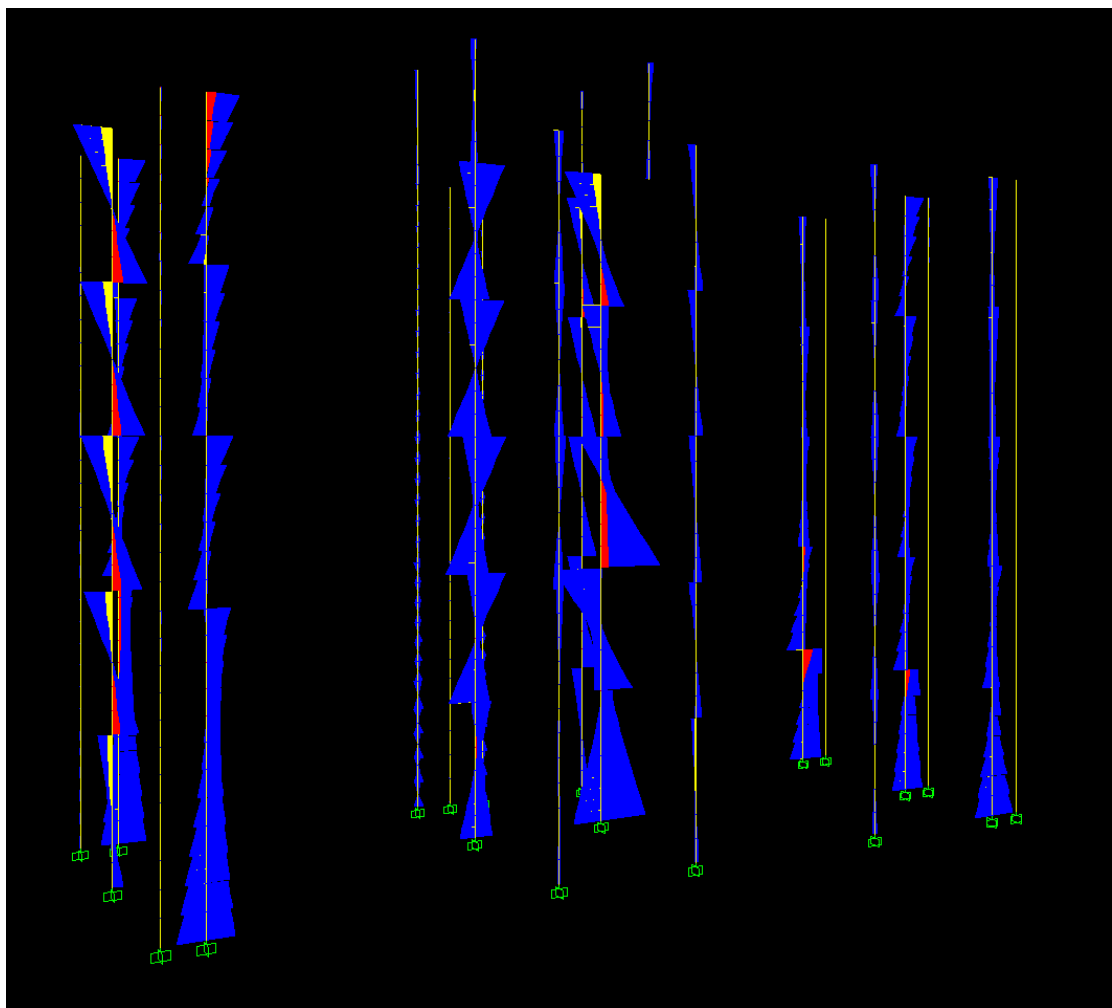
Σχ. 5.1.191 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ.5.1.192 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.



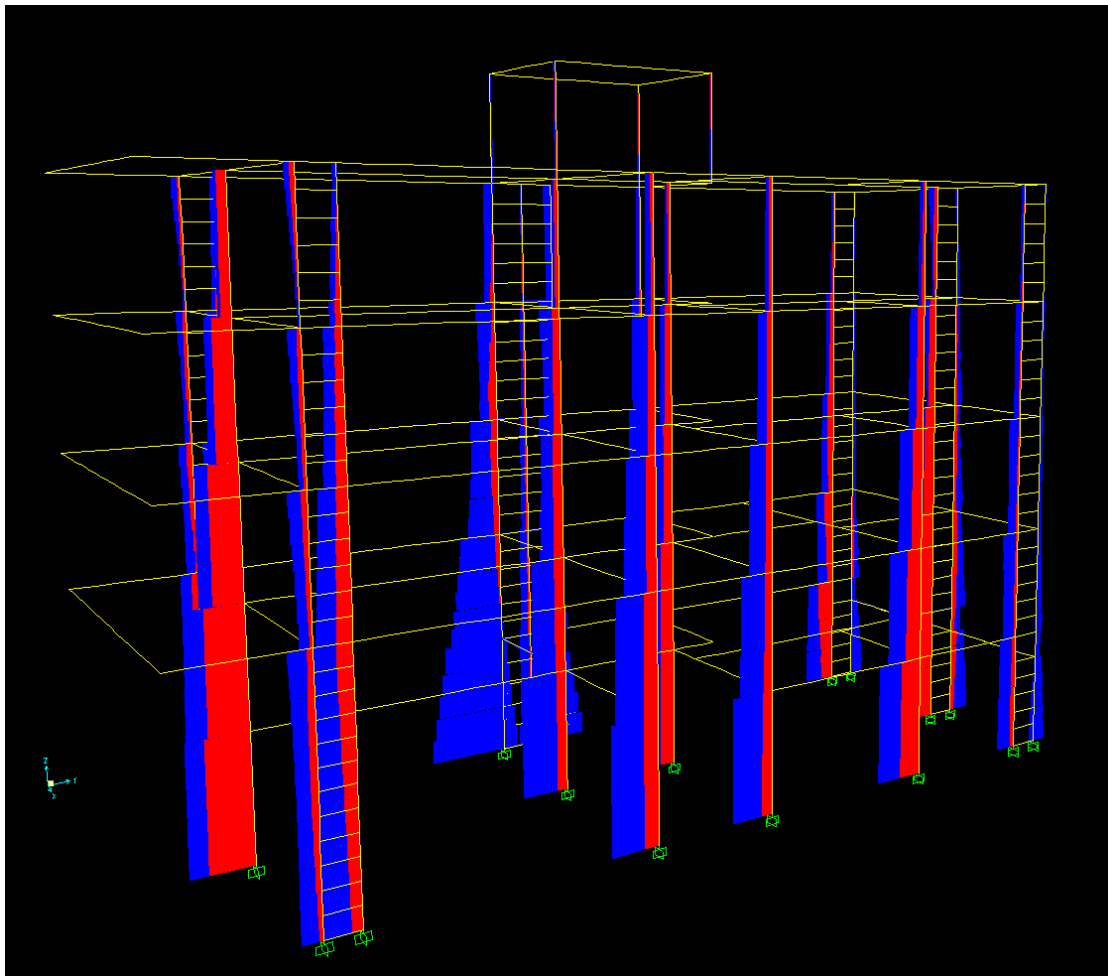
Σχ.5.1.193 Διάγραμμα ροπών στις δοκούς.



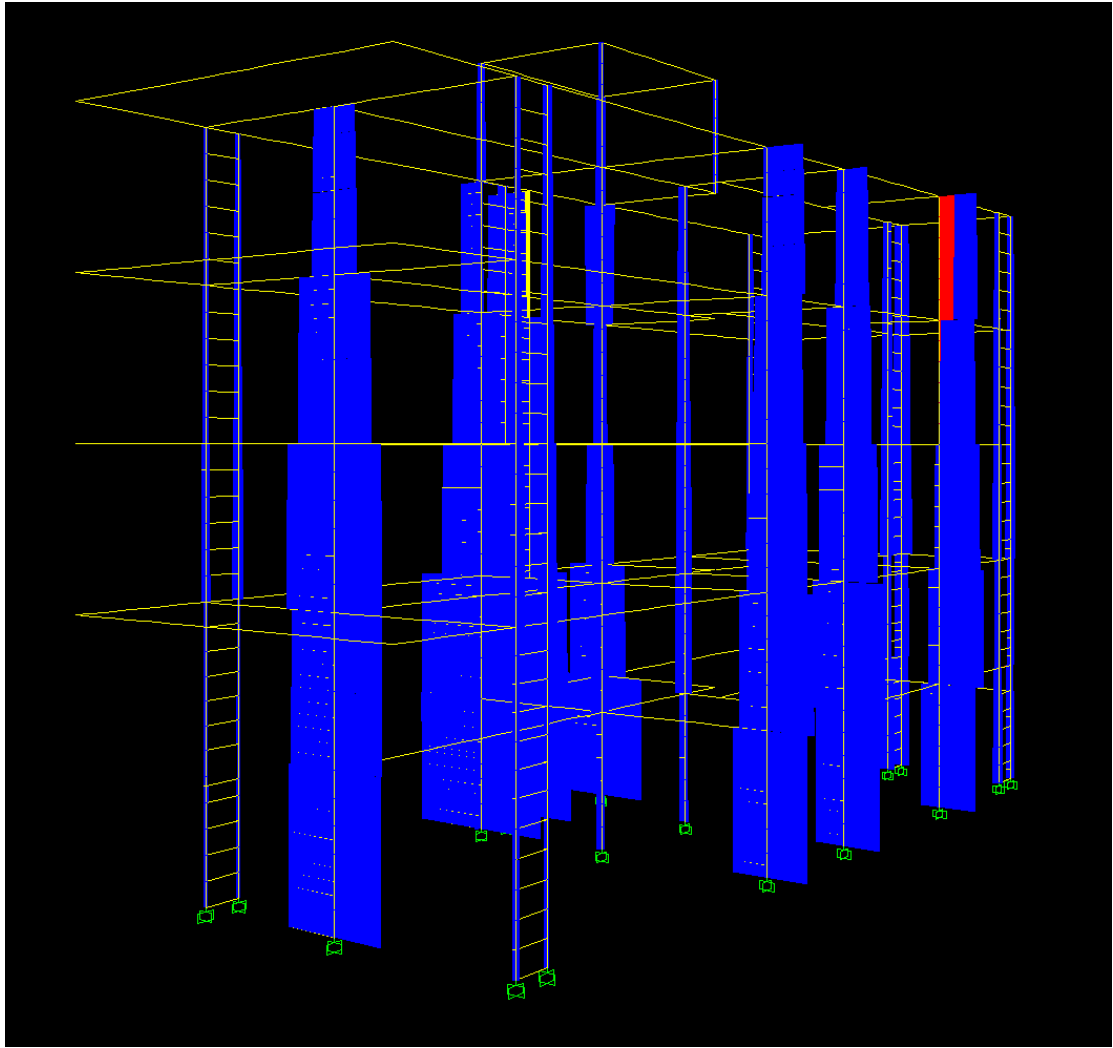
Σχ. 5.1.194 Διάγραμμα ροπών των υποστυλωμάτων.

EC8 (Εδαφική Στρώση C)

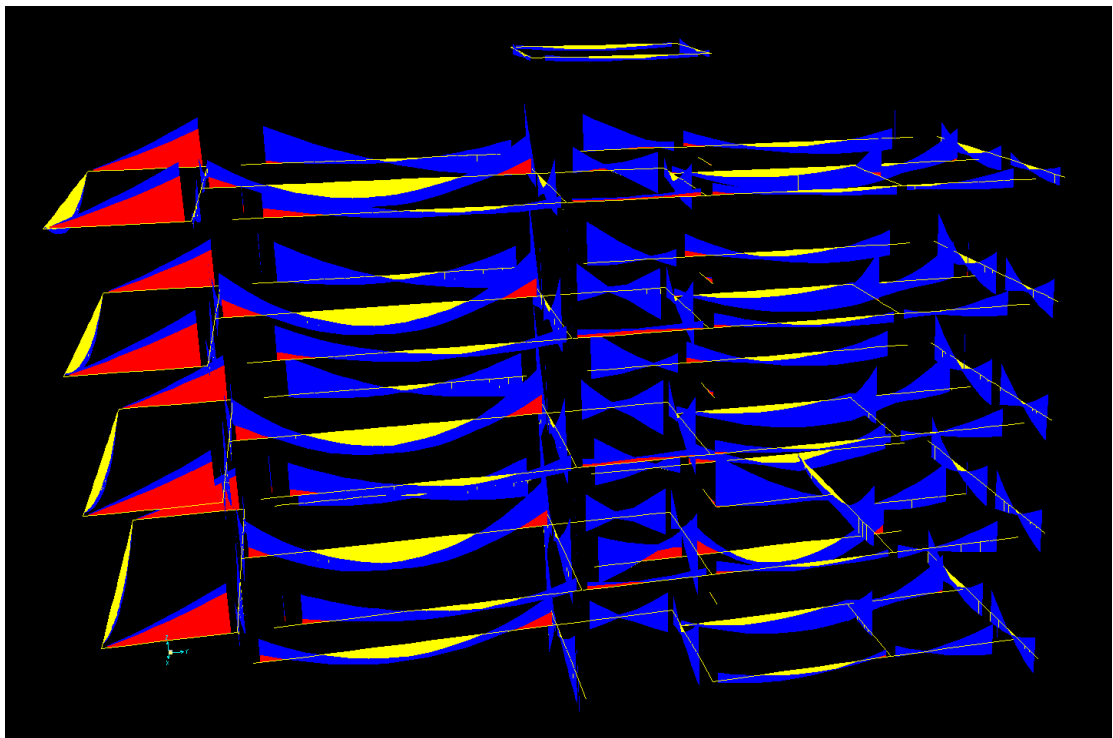
1^{ος} Συνδυασμός



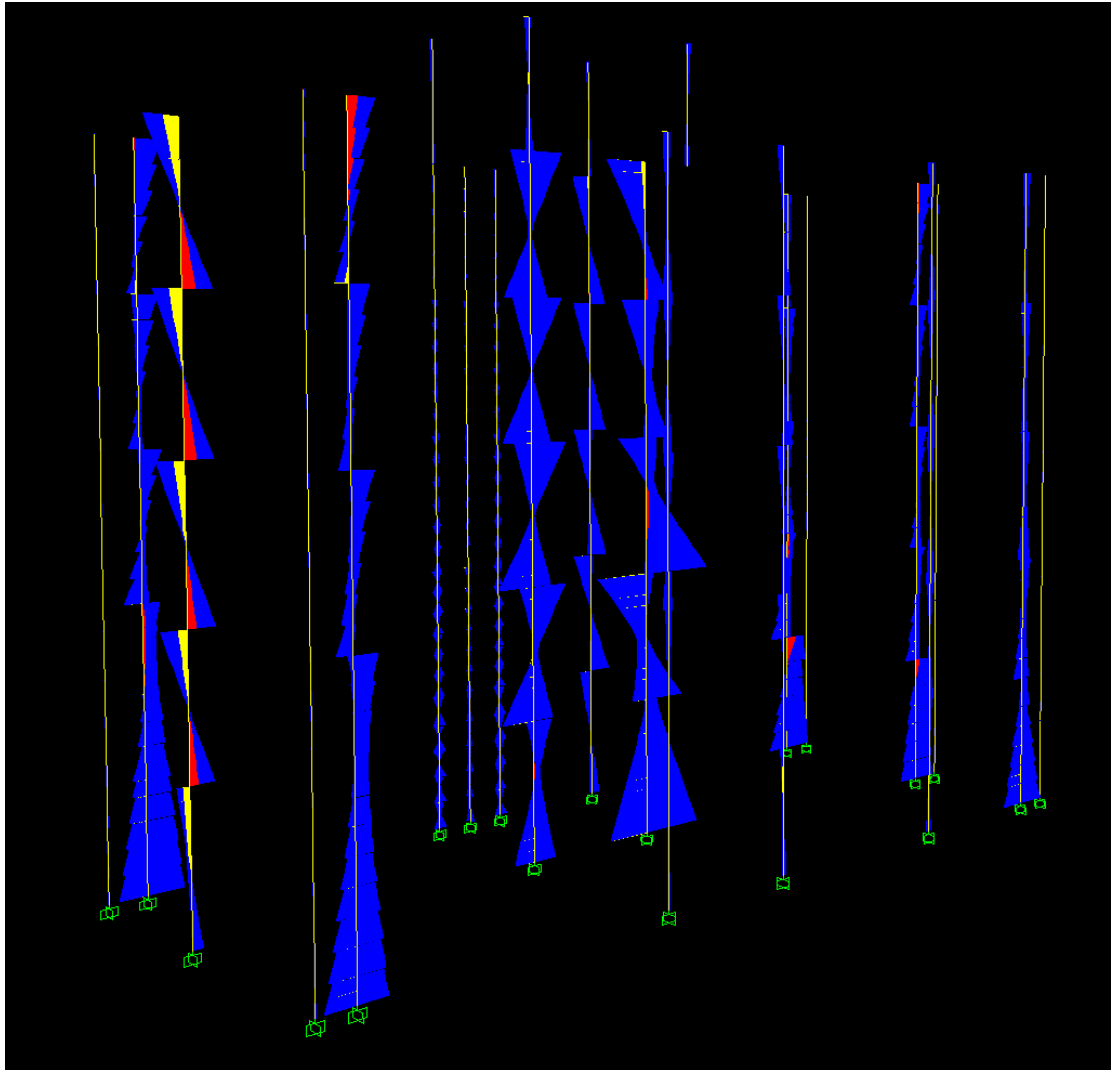
Σχ. 5.1.195 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ.5.1.196 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.

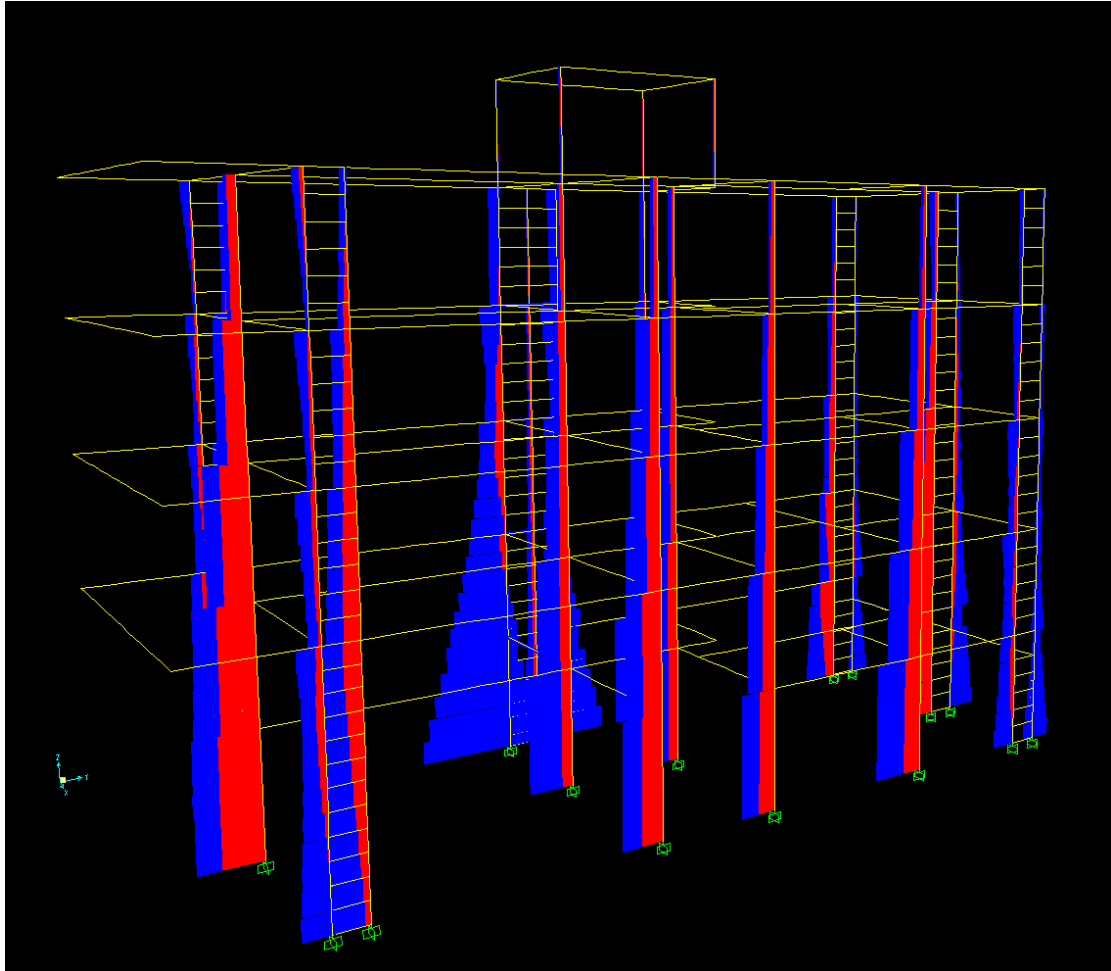


Σχ.5.1.197 Διάγραμμα ροπών στις δοκούς.

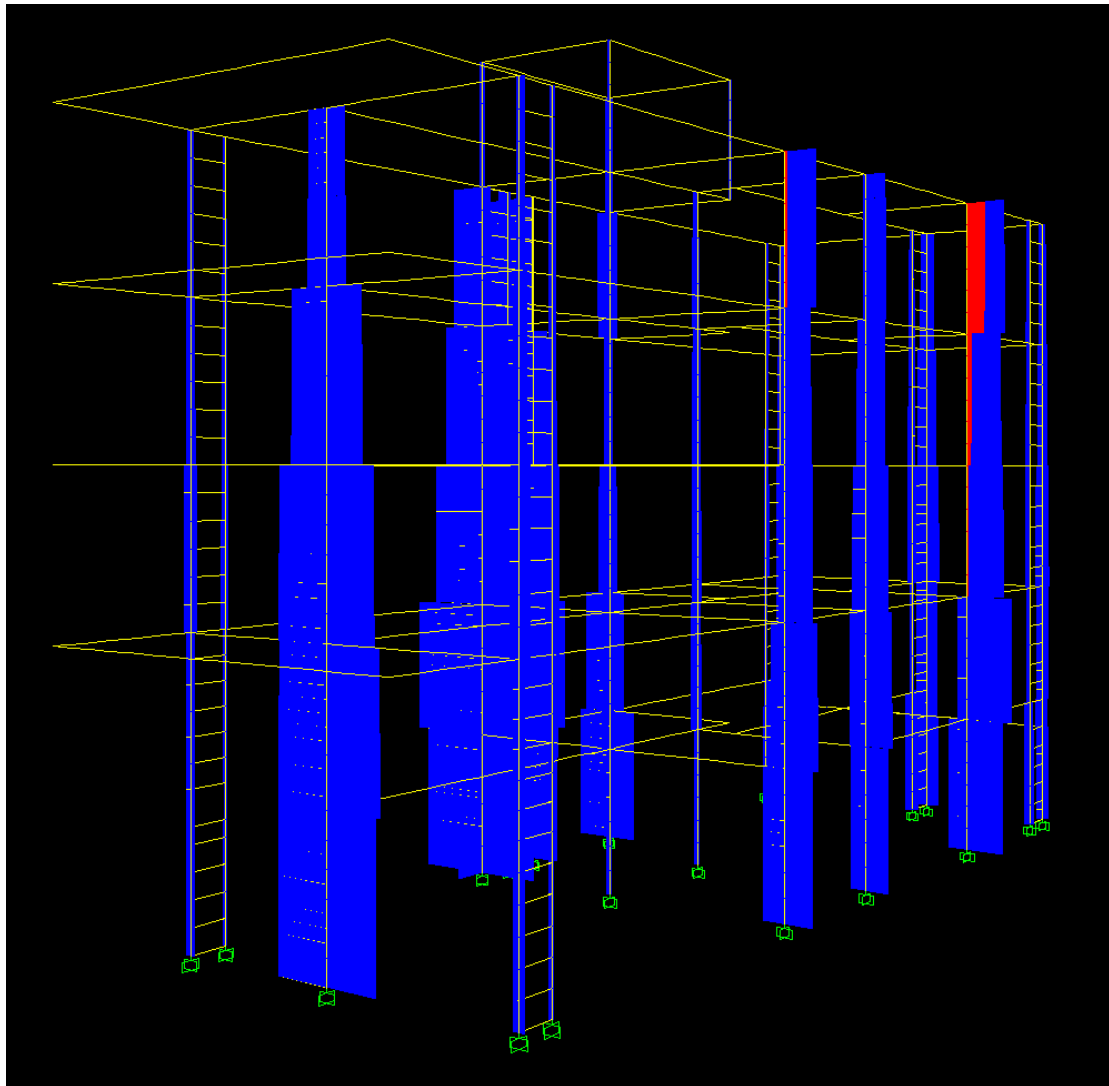


Σχ. 5.1.198 Διάγραμμα ροπών των υποστυλωμάτων.

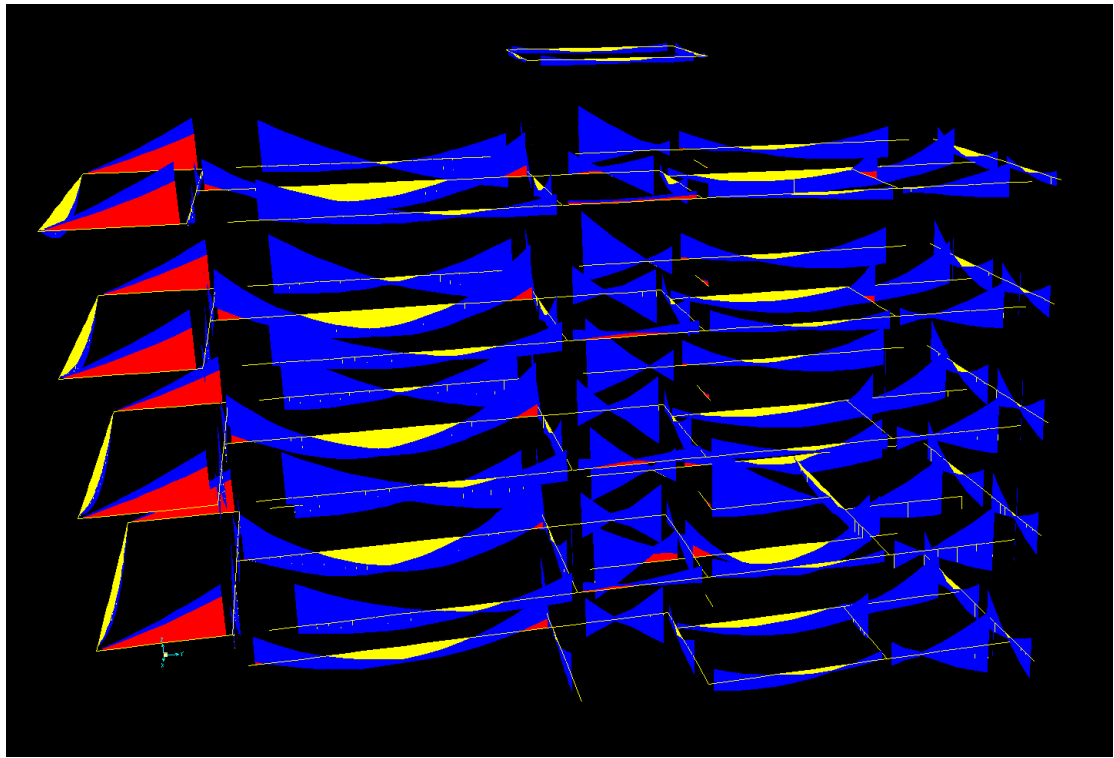
2^{ος} Συνδυασμός



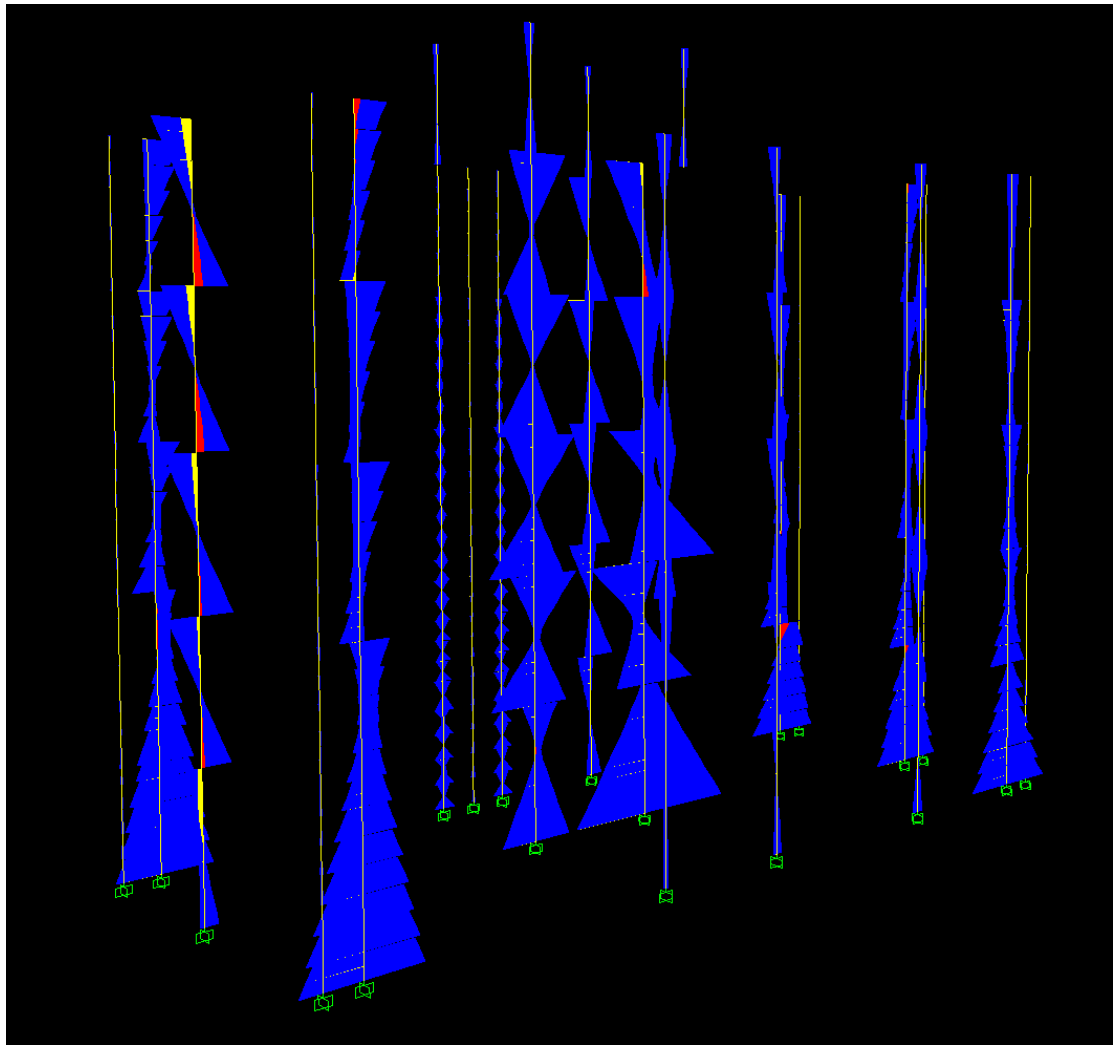
Σχ. 5.1.199 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ.5.1.200 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.

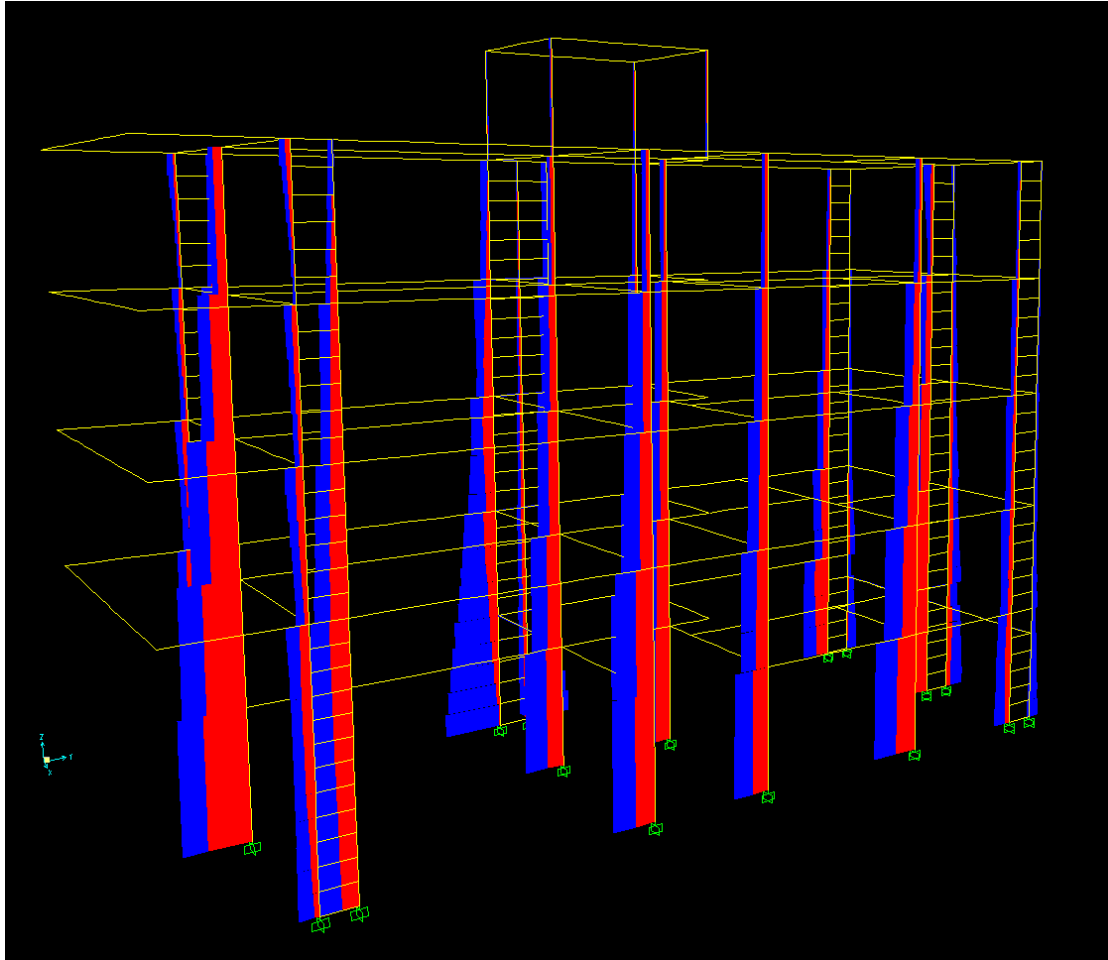


Σχ.5.1.201 Διάγραμμα ροπών στις δοκούς.

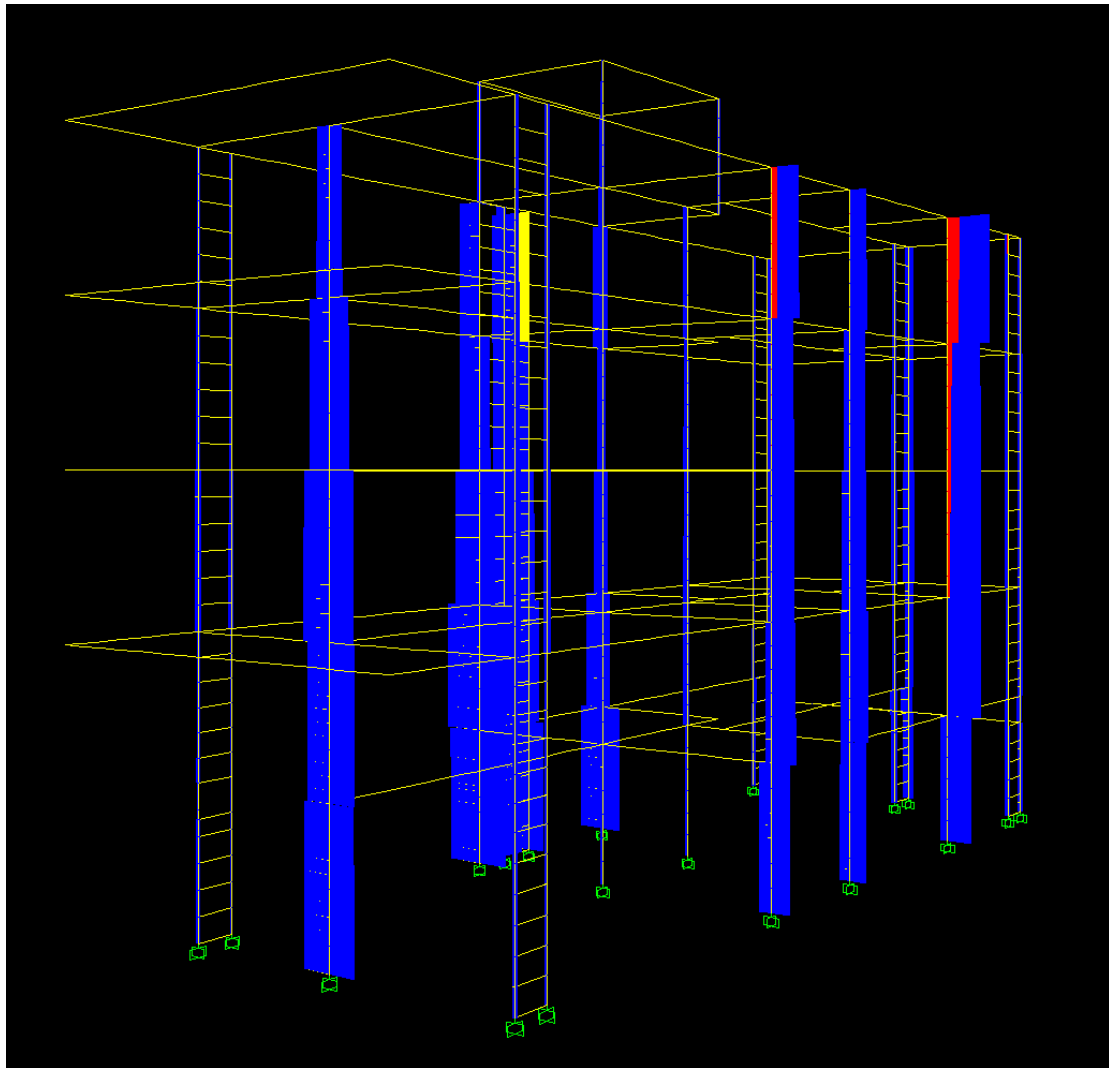


Σχ. 5.1.202 Διάγραμμα ροπών των υποστυλωμάτων.

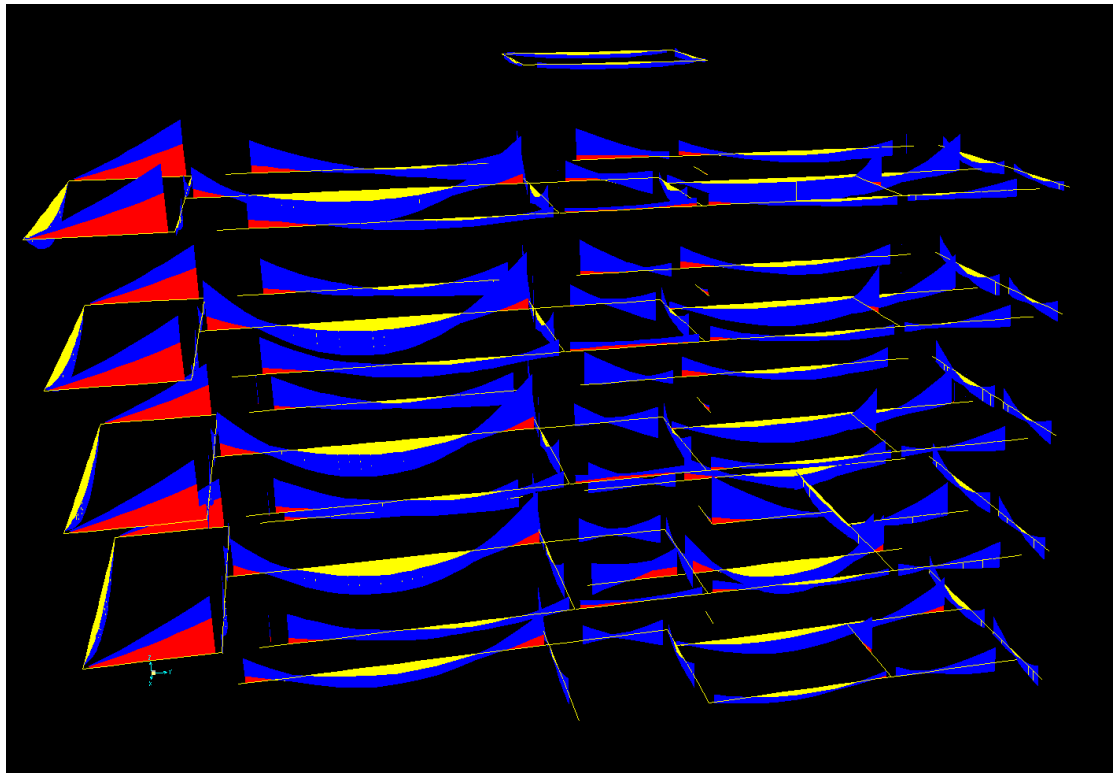
3^{ος} Συνδυασμός



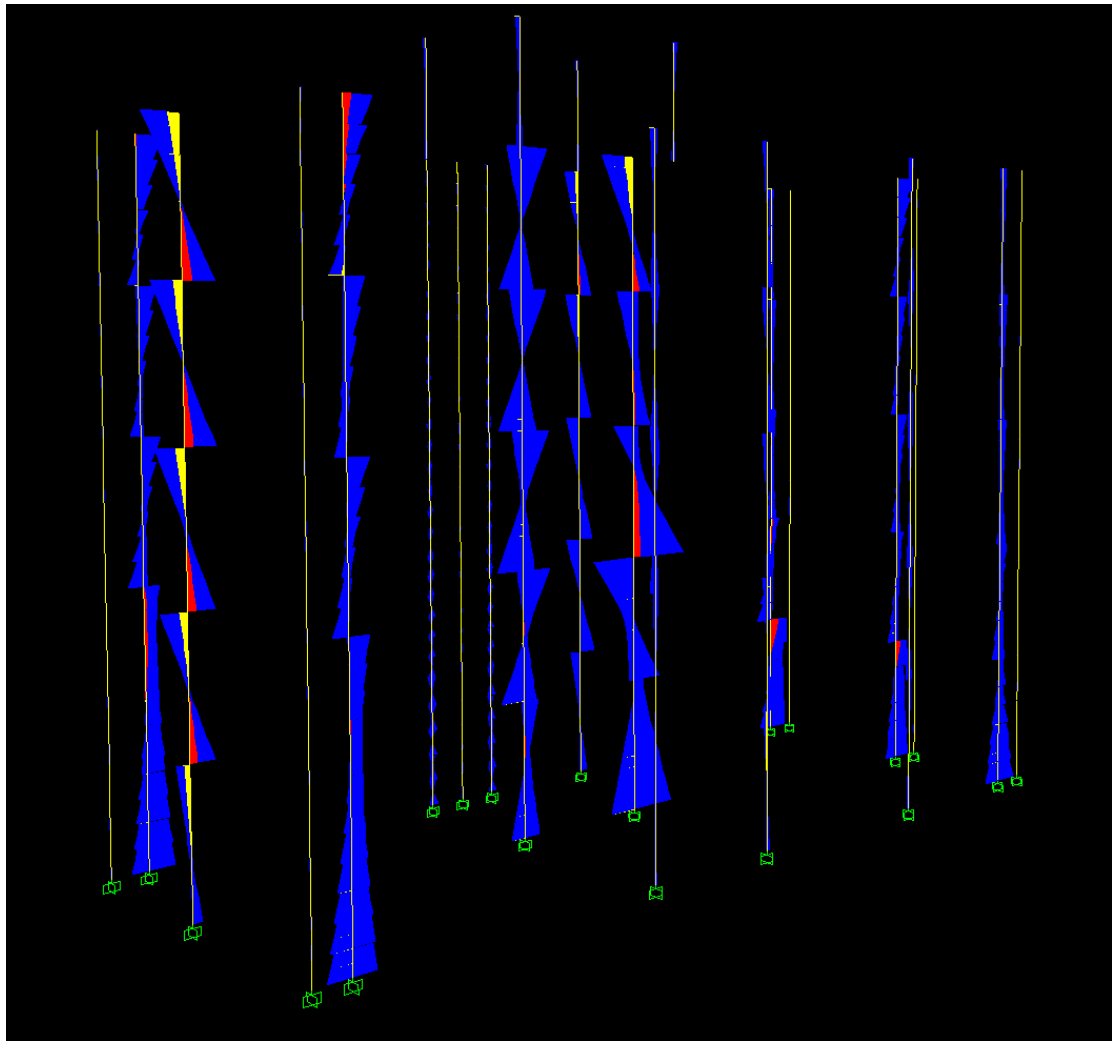
Σχ. 5.1.203 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων.



Σχ.5.1.204 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.



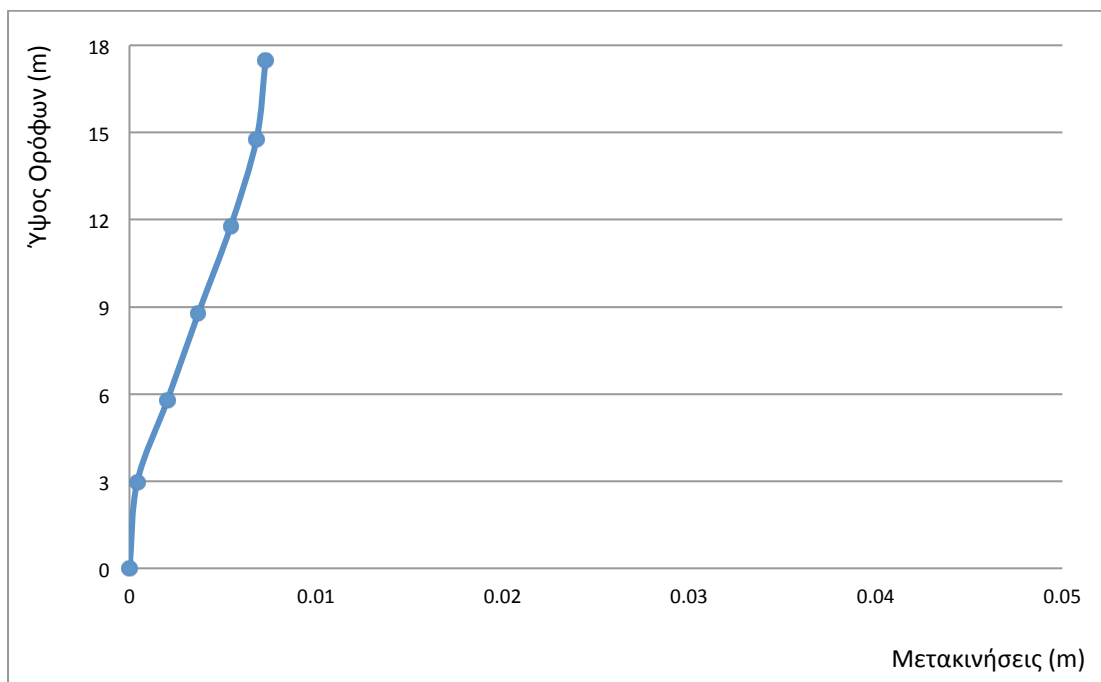
Σχ.5.1.205 Διάγραμμα ροπών στις δοκούς.



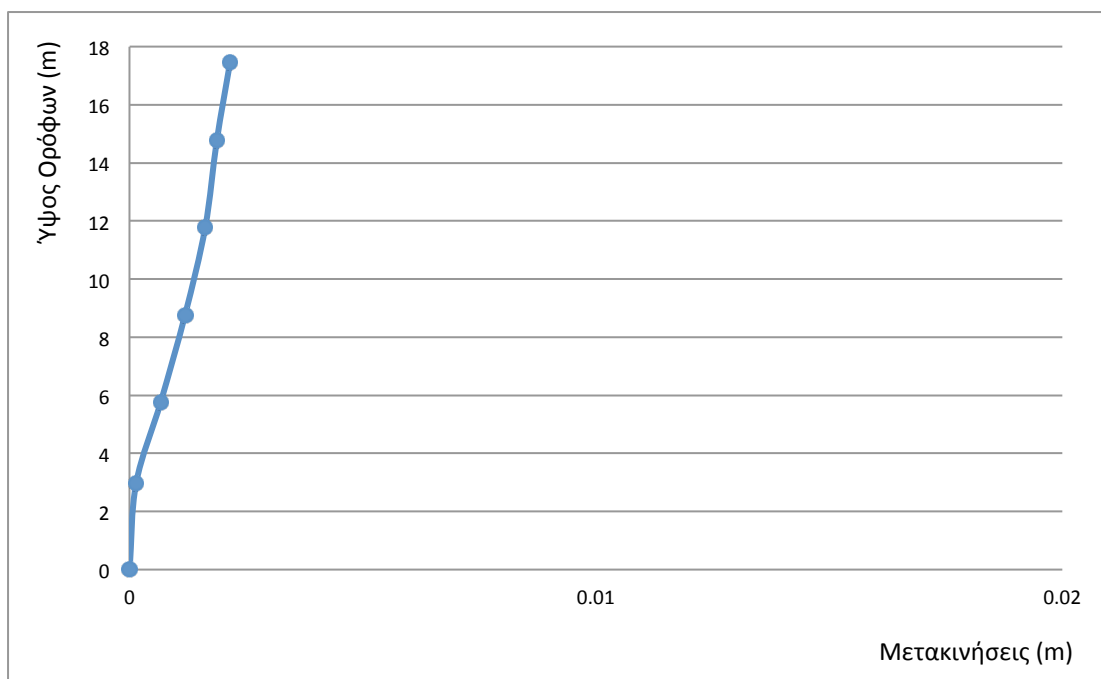
Σχ. 5.1.206 Διάγραμμα ροπών των υποστυλωμάτων.

5.1.2.6 Σχετικές Μετακινήσεις Ορόφων

Ε.Α.Κ.



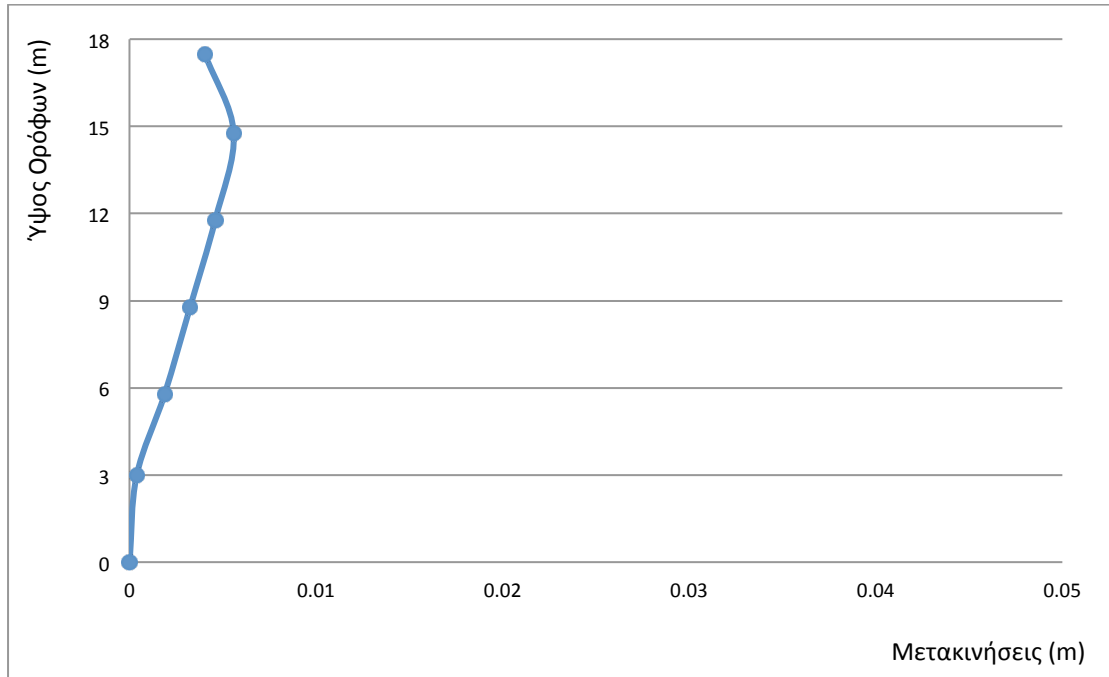
Σχ.5.1.207 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά X για 1^ο συνδυασμό.



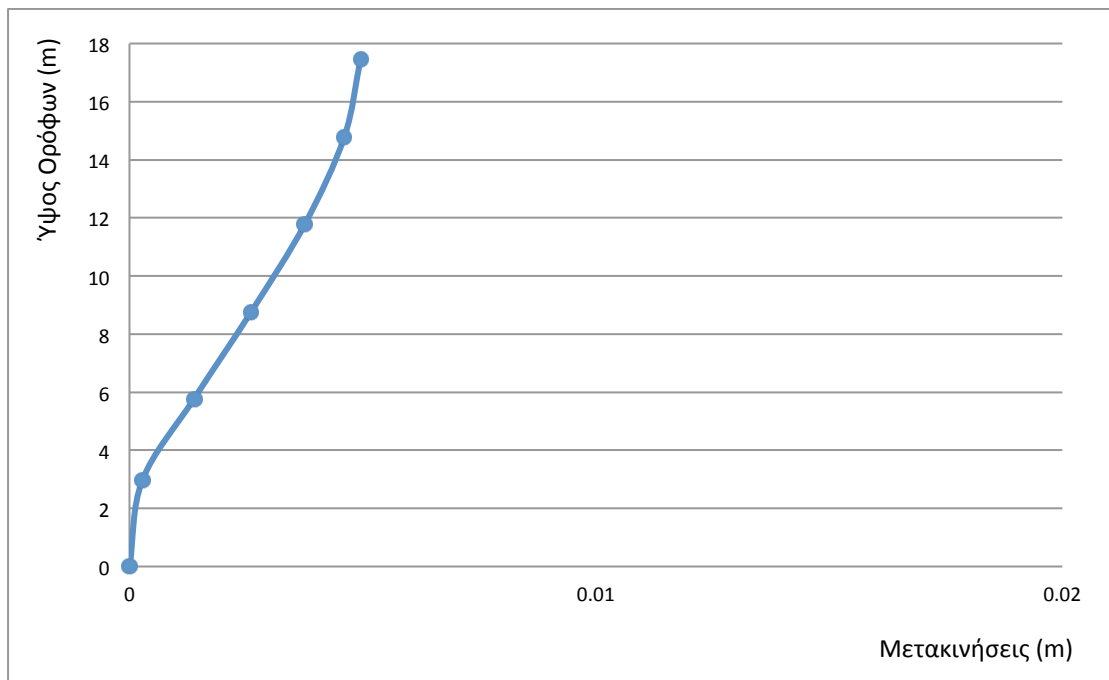
Σχ.5.1.208 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Y για 1^ο συνδυασμό.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000416	0.000143	0.002027	0.000672	0.00369	0.001193	0.005429	0.001624	0.006811	0.001873	0.007293	0.002158

Πίν. 5.1.11 Μετακινήσεις κατά X, Y για 1^ο συνδυασμό.



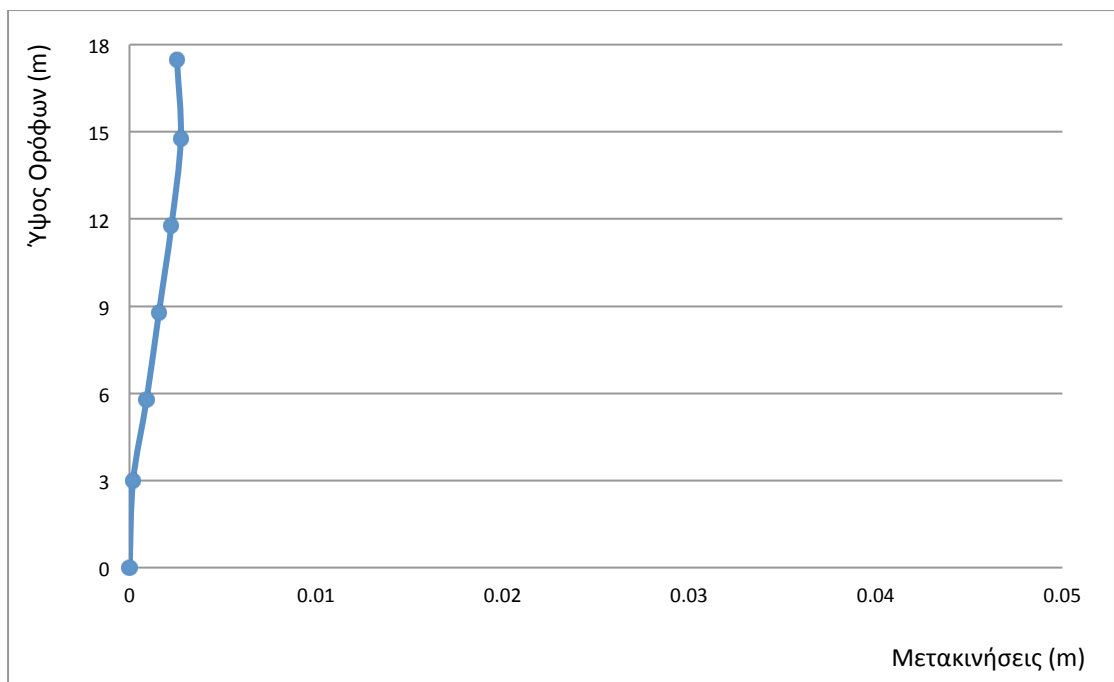
Σχ.5.1.209 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά X για 2^ο συνδυασμό.



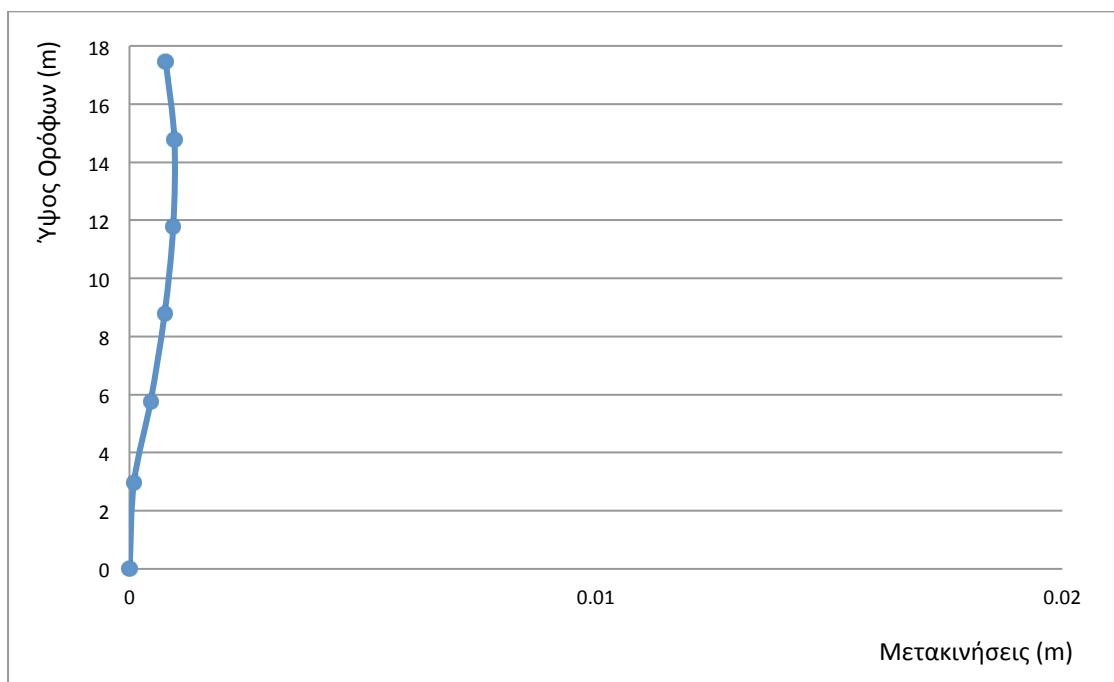
Σχ.5.1.210 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Υ για 2^ο συνδυασμό.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000382	0.000278	0.001881	0.001385	0.003248	0.002613	0.004595	0.003756	0.005587	0.004603	0.004053	0.004956

Πίν. 5.1.12 Μετακινήσεις κατά Χ, Υ για 2^ο συνδυασμό.



Σχ.5.1.211 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Χ για 3^ο συνδυασμό.

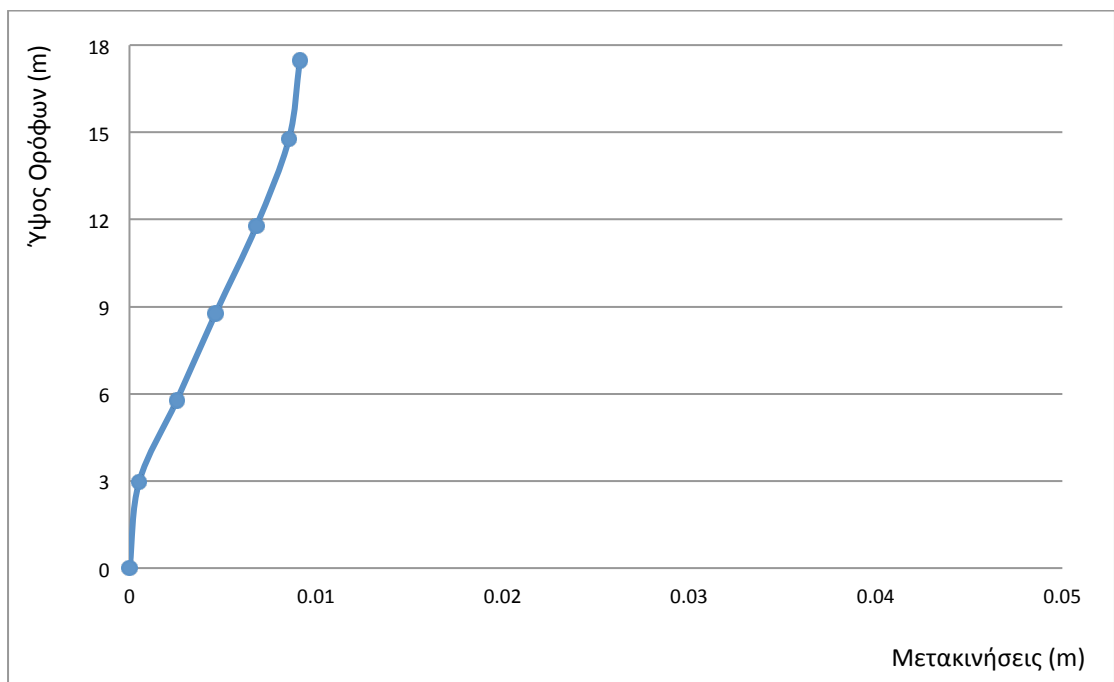


Σχ.5.1.212 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Υ για 3^ο συνδυασμό.

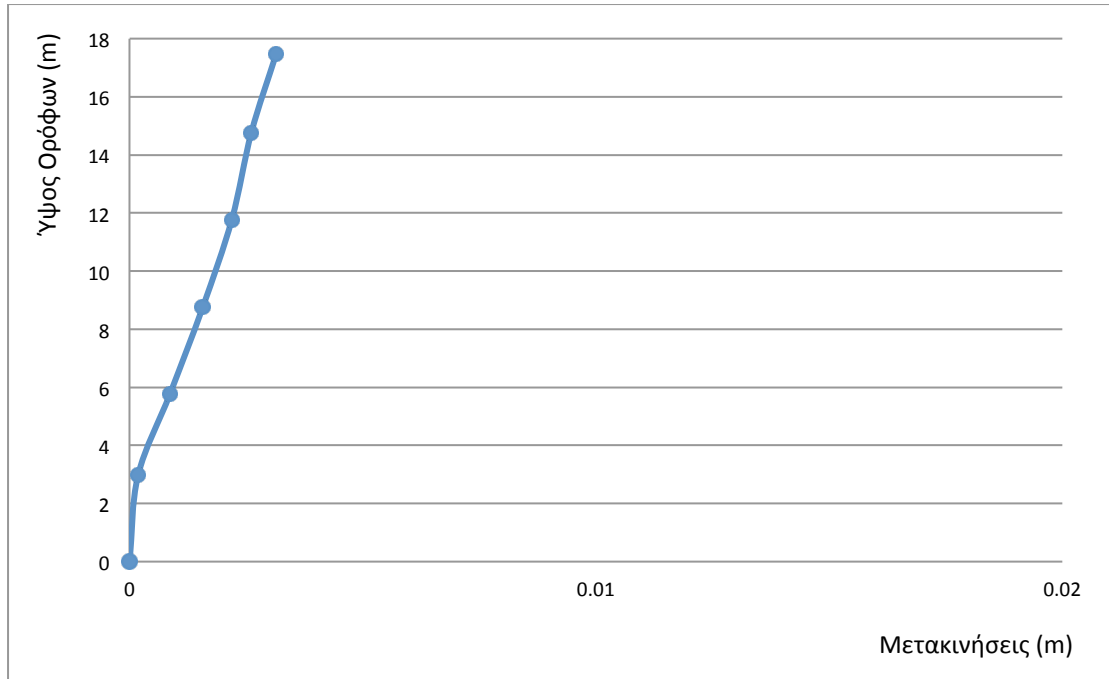
Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000193	9.66E-05	0.000916	0.000454	0.001578	0.000752	0.002251	0.000937	0.00275	0.000963	0.002546	0.000777

Πίν. 5.1.13 Μετακινήσεις κατά Χ, Υ για 3^ο συνδυασμό.

EC8 (Εδαφική Στρώση Β)



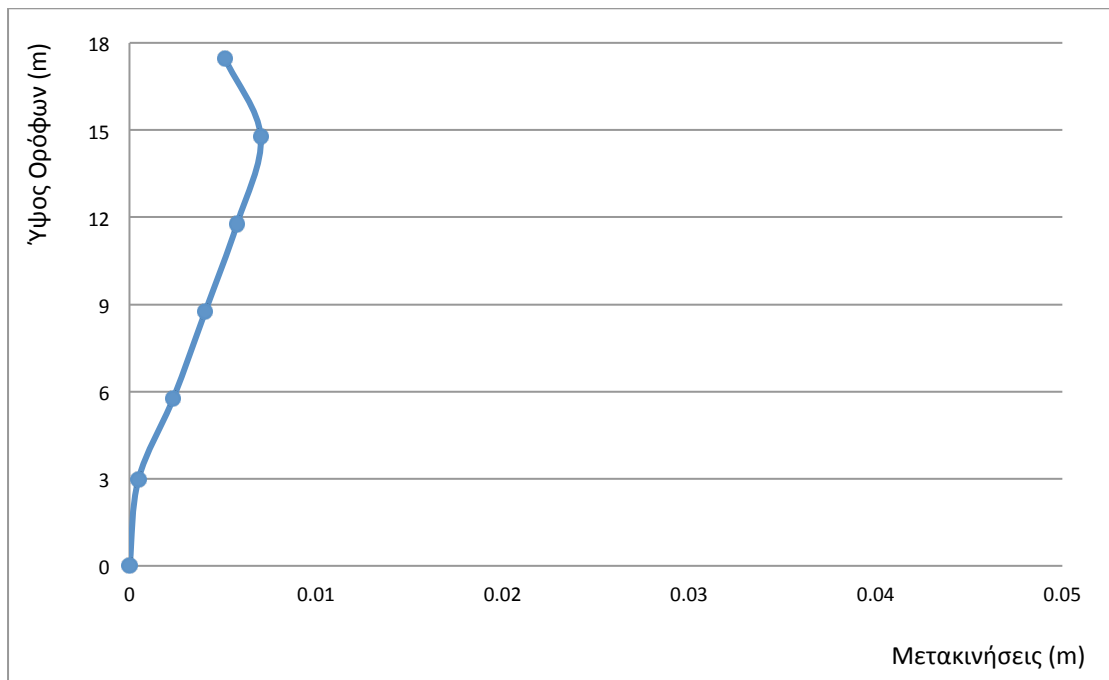
Σχ.5.1.213 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Χ για 1^ο συνδυασμό.



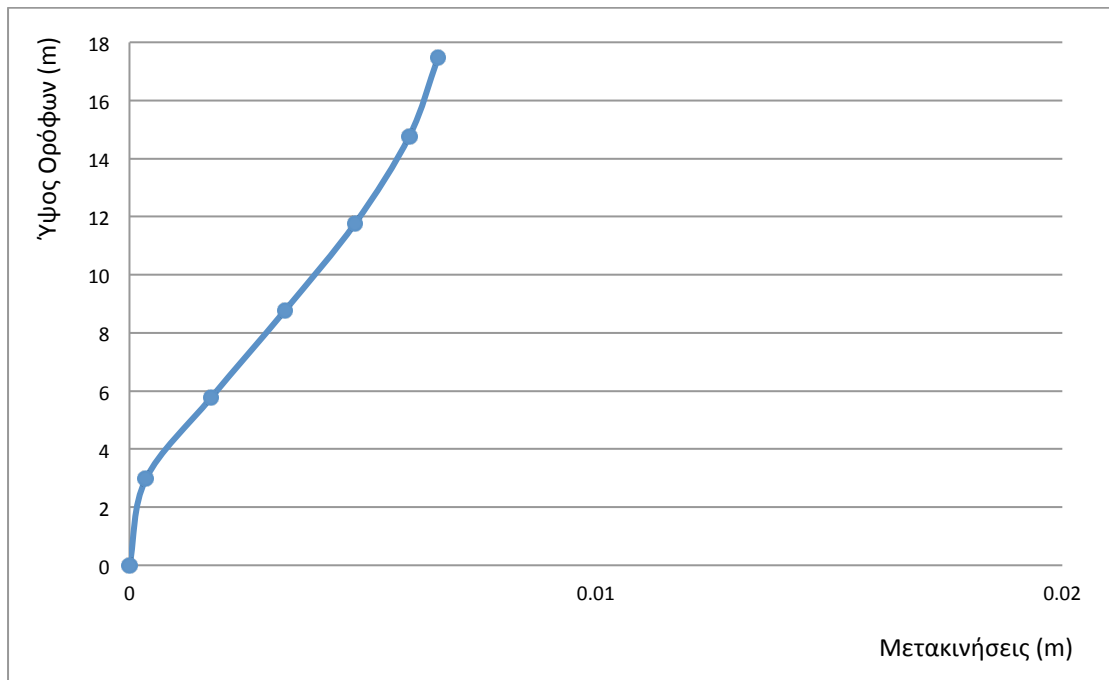
Σχ.5.1.214 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Y για 1^ο συνδυασμό.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000521	0.000185	0.002536	0.000869	0.004621	0.001575	0.006802	0.002195	0.00855	0.002614	0.009129	0.003145

Πίν. 5.1.14 Μετακινήσεις κατά X, Y για 1^ο συνδυασμό.



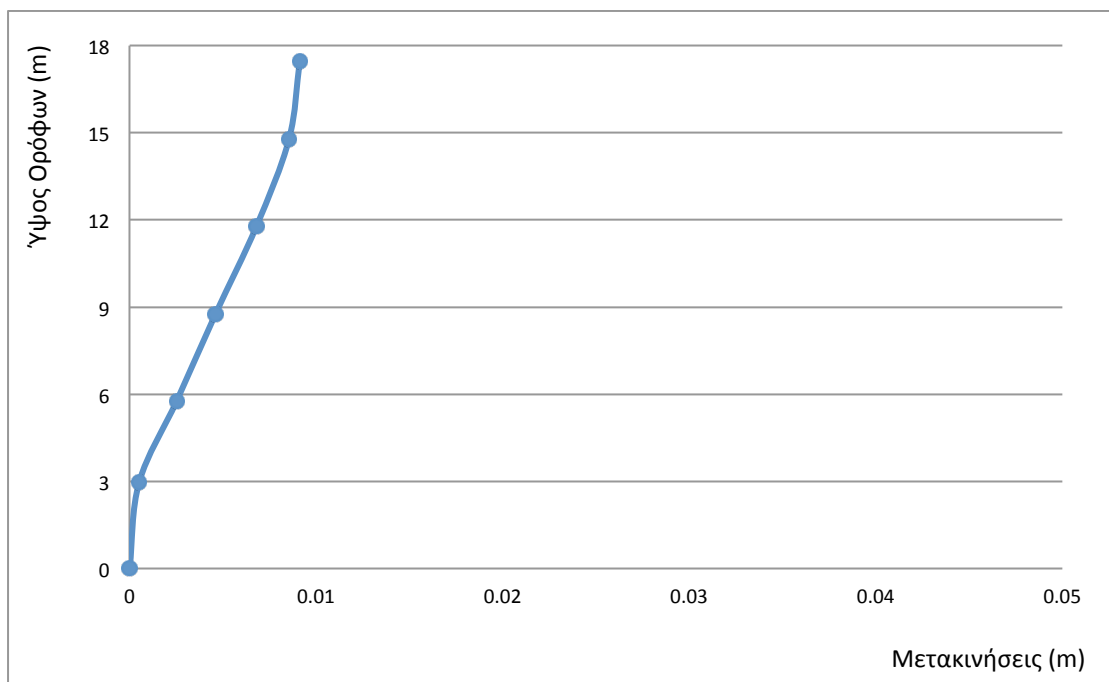
Σχ.5.1.215 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά X για 2^ο συνδυασμό.



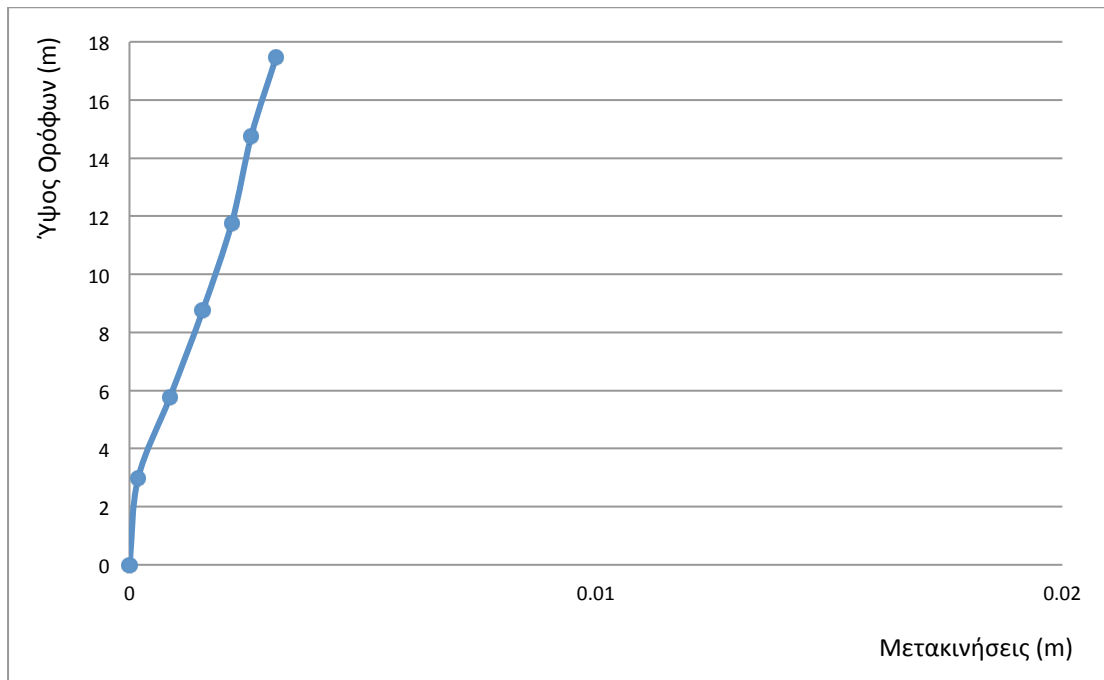
Σχ.5.1.216 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Y για 2^ο συνδυασμό.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000479	0.000352	0.002356	0.001753	0.004074	0.003336	0.005768	0.004841	0.007031	0.006002	0.005108	0.006616

Πίν. 5.1.15 Μετακινήσεις κατά X, Y για 2^ο συνδυασμό.



Σχ.5.1.217 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Χ για 3^ο συνδυασμό.

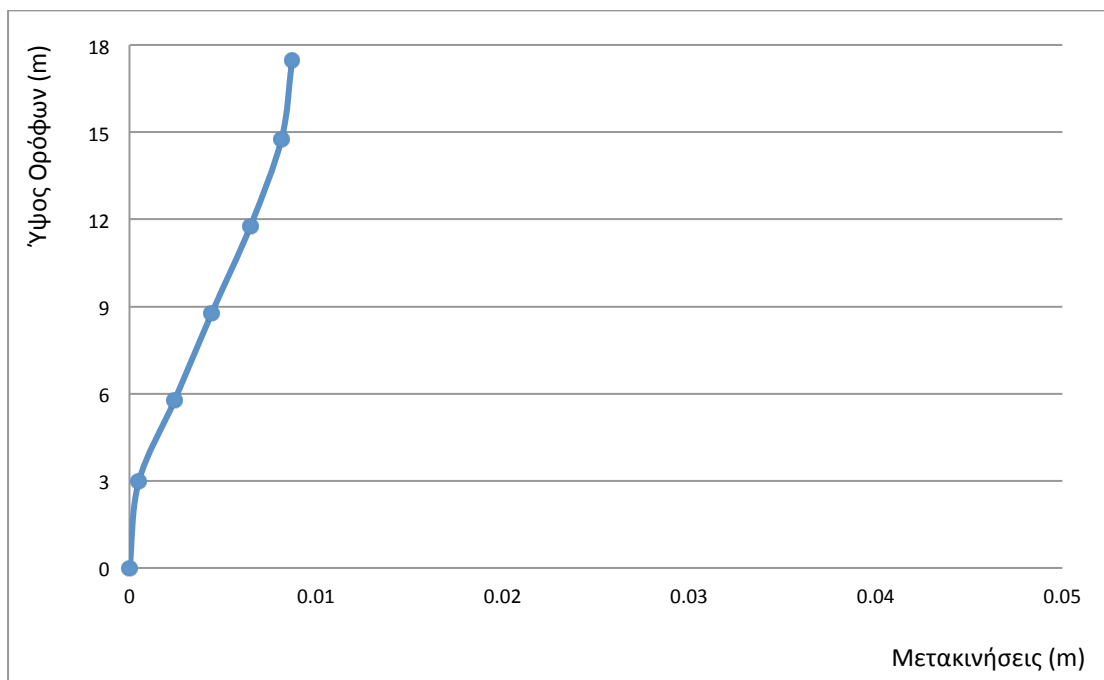


Σχ.5.1.218 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Υ για 3^ο συνδυασμό.

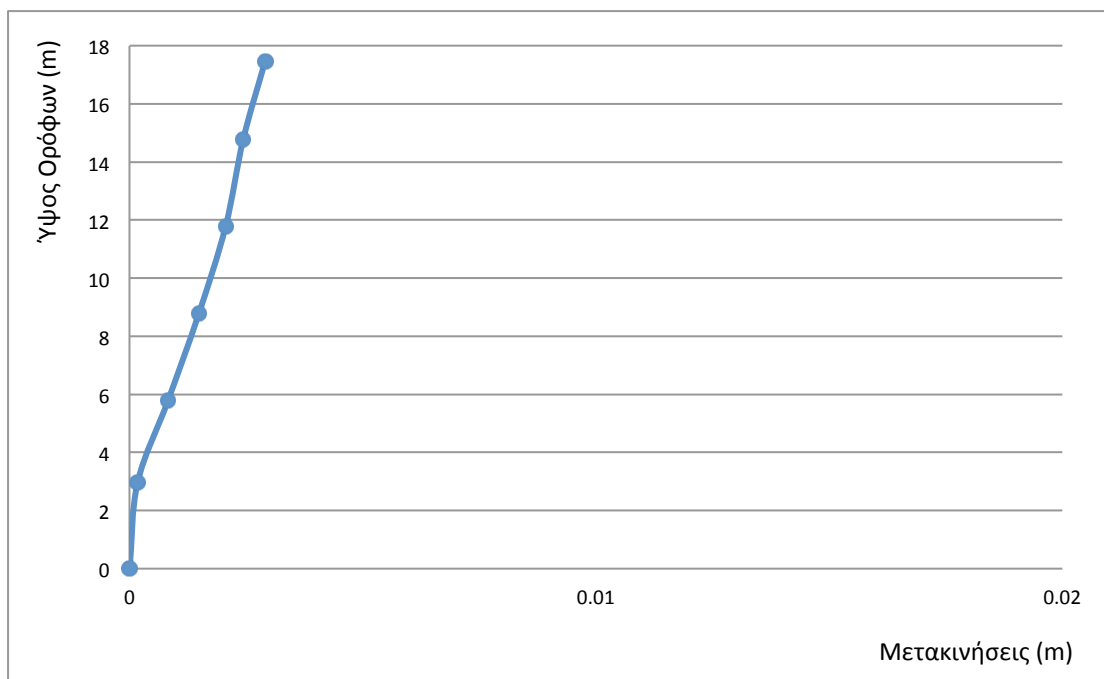
Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000244	0.000123	0.001134	0.000573	0.001933	0.000962	0.002746	0.001224	0.00337	0.00132	0.00314	0.001183

Πίν. 5.1.16 Μετακινήσεις κατά Χ, Υ για 3^ο συνδυασμό.

EC8 (Εδαφική Στρώση C)



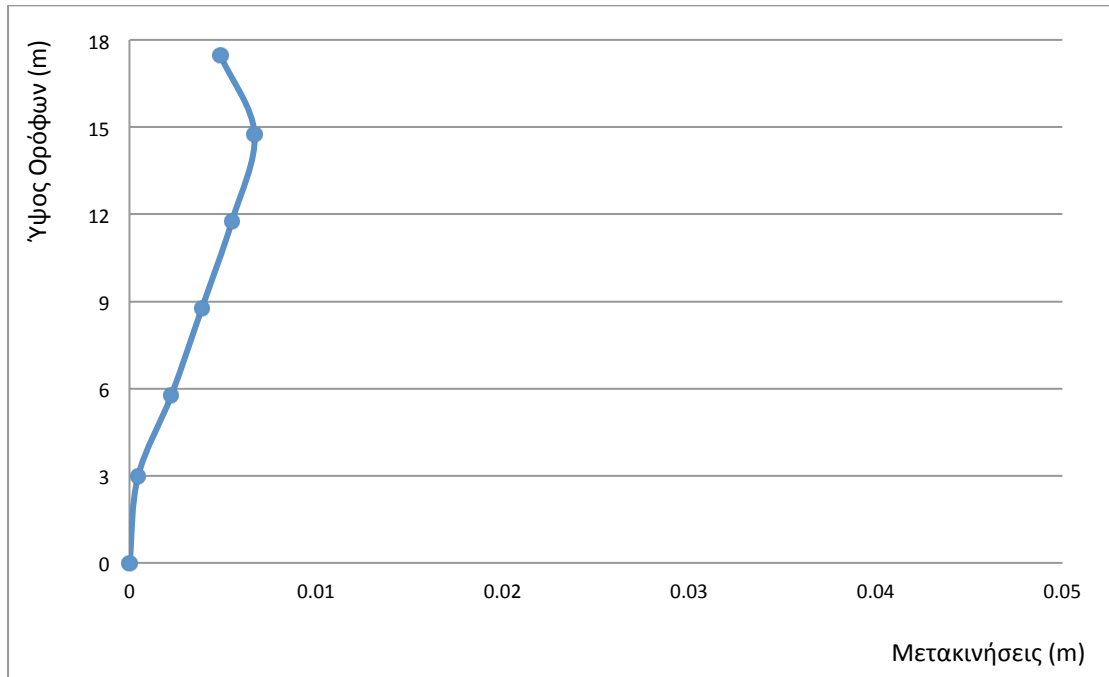
Σχ.5.1.219 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά X για 1^ο συνδυασμό.



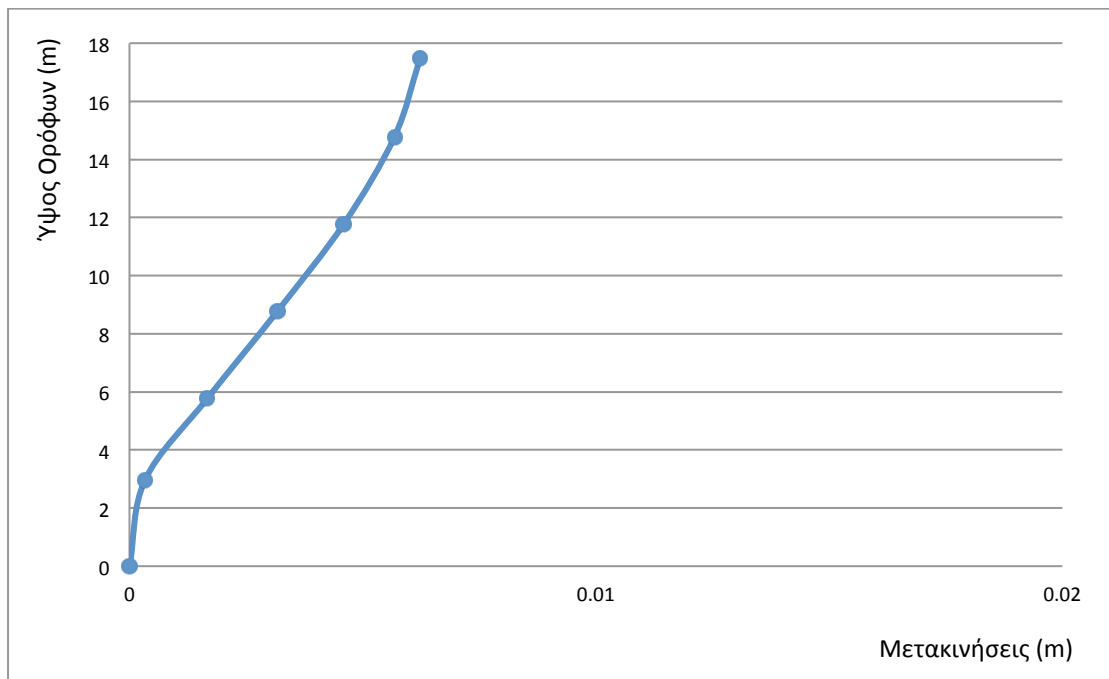
Σχ.5.1.220 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Y για 1^ο συνδυασμό.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000498	0.000175	0.002422	0.000824	0.00441	0.001486	0.00649	0.002061	0.008154	0.002439	0.008714	0.00291

Πίν. 5.1.17 Μετακινήσεις κατά X, Y για 1^ο συνδυασμό.



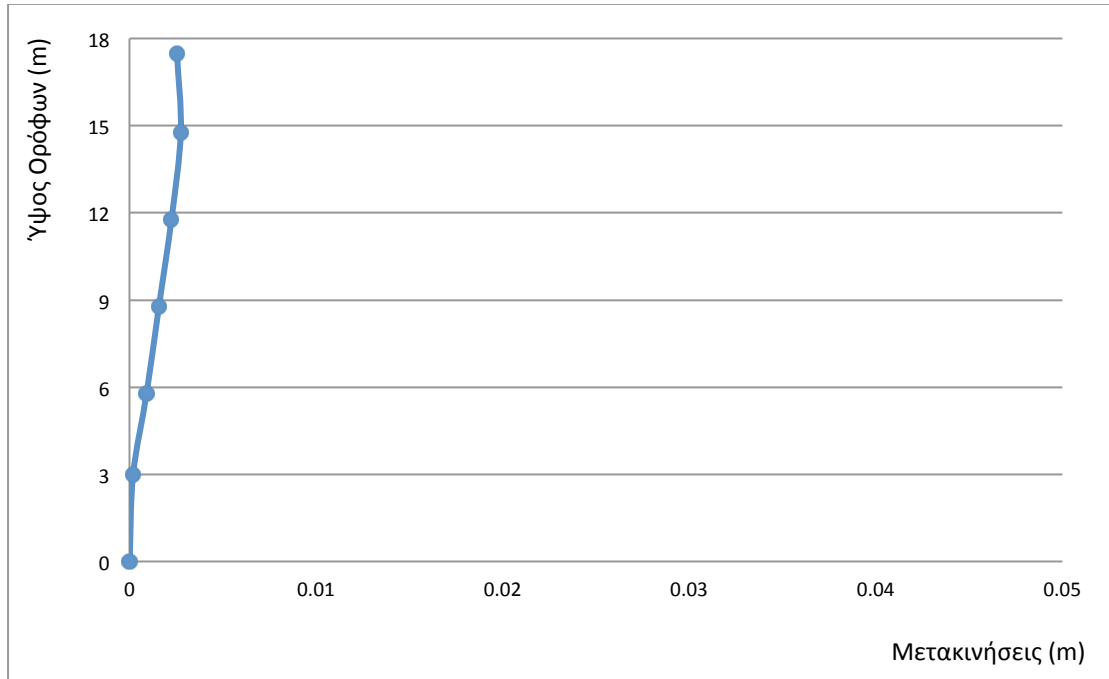
Σχ.5.1.221 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά X για 2^ο συνδυασμό.



Σχ.5.1.222 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Y για 2^ο συνδυασμό.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000458	0.000335	0.002249	0.00167	0.003886	0.003172	0.0055	0.004593	0.006701	0.005681	0.004867	0.00623

Πίν. 5.1.18 Μετακινήσεις κατά X, Y για 2^ο συνδυασμό.



Σχ.5.1.223 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά X για 3^ο συνδυασμό.



Σχ.5.1.224 Επικόμβιες μετακινήσεις ανά όροφο κατά Y για 3^ο συνδυασμό.

Υπόγειο		Ισόγειο		1ος Όροφος		2ος Όροφος		3ος Όροφος		Δώμα	
U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.000193	9.66E-05	0.000916	0.000454	0.001578	0.000752	0.002251	0.000937	0.00275	0.000963	0.002546	0.000777

Πίν. 5.1.19 Μετακινήσεις κατά X, Y για 3^ο συνδυασμό.

Σύγκριση Μετακινήσεων δύο Φορέων

Η προσομοίωση χωρίς επιφανειακά στοιχεία είχε ως αποτέλεσμα την αύξηση των μετατοπίσεων στον φορέα. Αυτό οφείλεται στην ακριβέστερη προσομοίωση της ενδοτικότητας των στοιχείων.

5.2 Υπερωθητική Ανάλυση

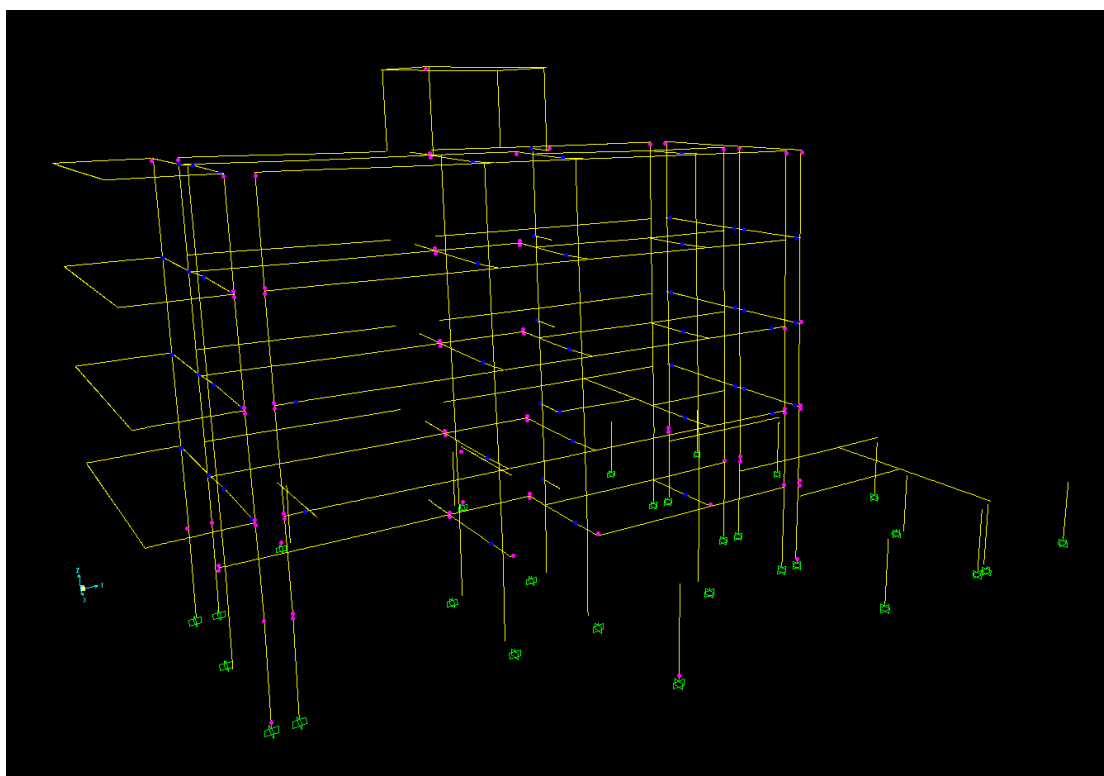
5.2.1 Ανάλυση Με Επιφανειακά Στοιχεία

Διεύθυνση X

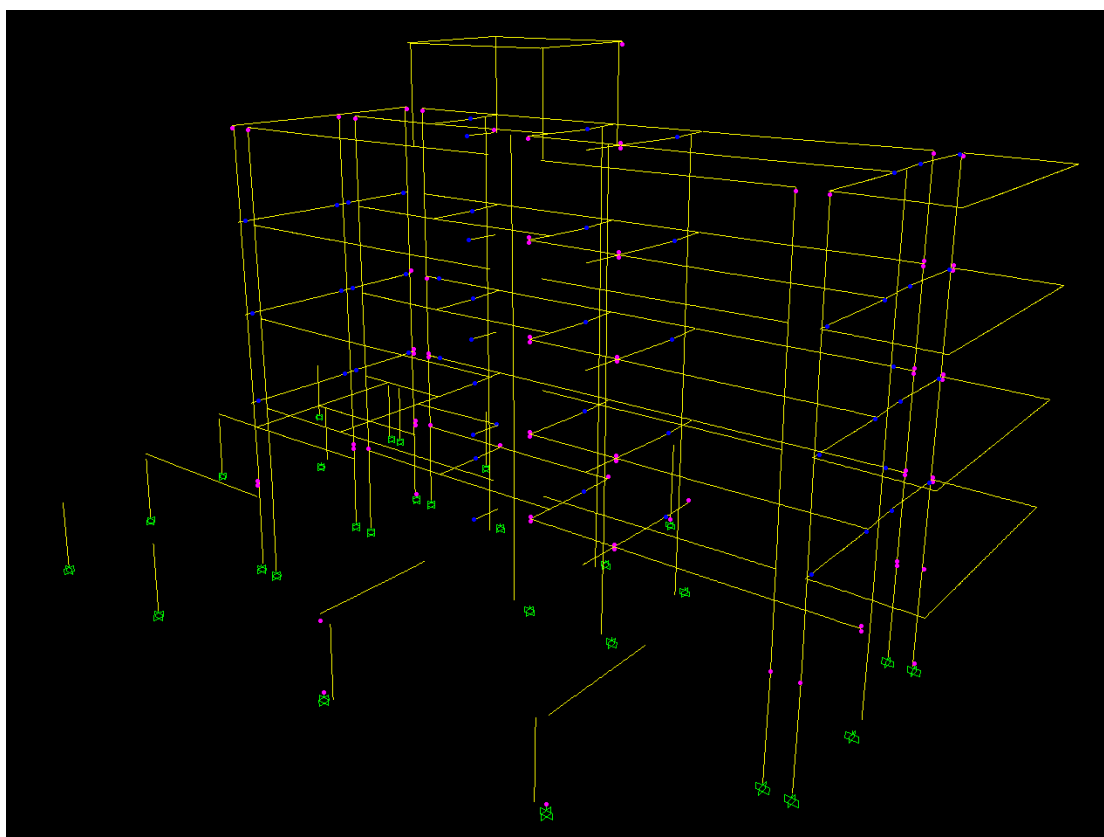
5.2.1.1 Παραμορφωμένος Φορέας

Ο φορέας φορτίστηκε εως ότου επιτευχθεί η στοχευμένη μετατόπιση (target displacement).

Στο Σχ.5.2.1 απεικονίζεται η παραμορφωμένη κατάσταση καθώς επίσης η κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων για σεισμική καταπόνηση κατά τη διεύθυνση X.



Σχ.5.2.1 Παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα κατά το τελευταίο βήμα της ανάλυσης



Σχ.5.2.2 Παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα (τελικό βήμα).

Όπως απεικονίζεται στα άνωθεν σχήματα, δεν παρατηρείται κάποια τοπική αστοχία σε κάποιο μέλος της κατασκευής, ενώ ως δυσμενέστερη κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων είναι αυτής της άμεσης χρήσης (Immediate Occurance – Μπλέ χρώμα)

Παραμορφωσιακή Κατάσταση Κόμβου Ελέγχου

Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
126	PUSH_X	NonStatic	Max	-0.0004	-0.0003	-0.0006	-0.0002	0.0002	0.0001
126	PUSH_X	NonStatic	Min	-0.0556	-0.0068	-0.0040	-0.0004	-0.0018	-0.0007

Πιν.5.2.1 Παραμορφωσιακή κατάσταση κόμβου 126.

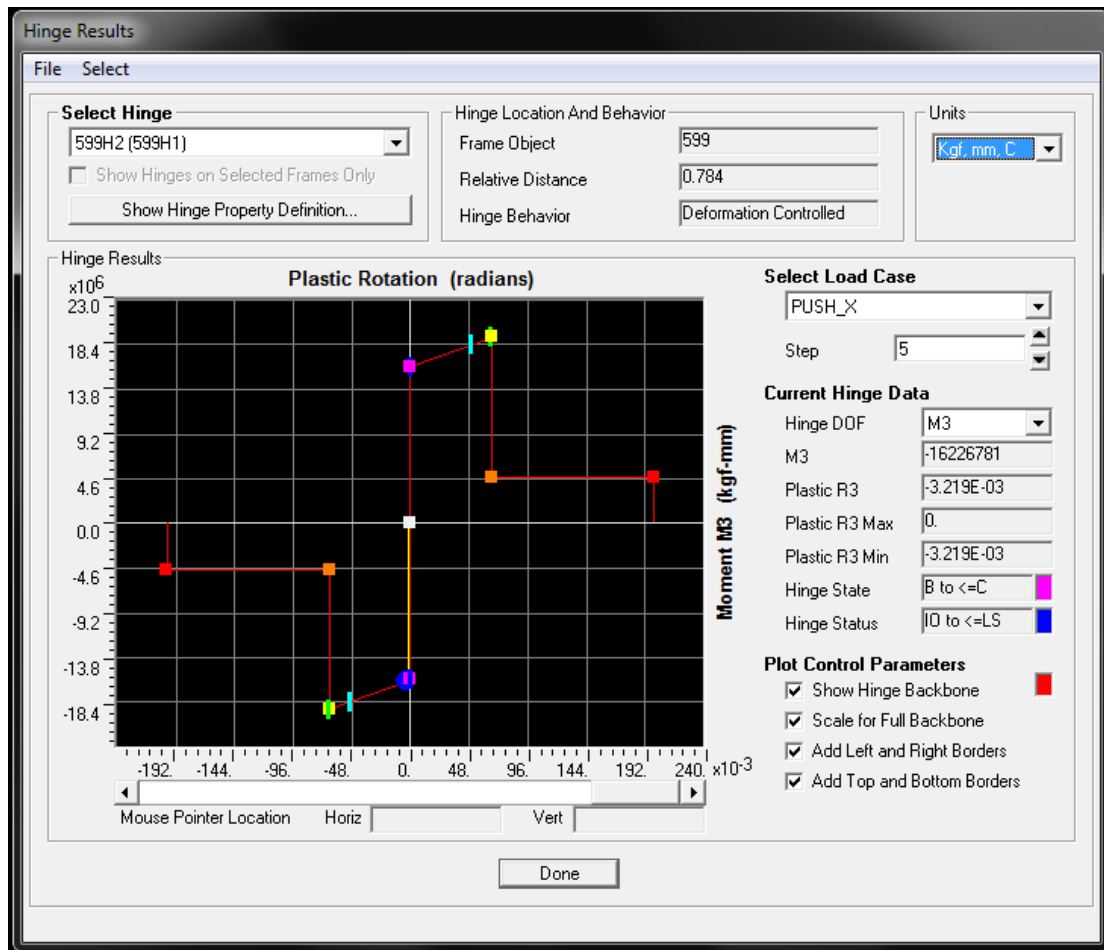
Ορίστηκε στοχευμένη μετακίνηση ίση με 15 cm. Παρ'όλα αυτά, η υπερωθητική ανάλυση σταματά για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 5.5 cm. Η ανάλυση σταματά καθ'ότι έφτασε το ανώτατο όριο κενών βημάτων (NullSteps – 50) που είχαν οριστεί για τη μελέτη χωρίς την επίτευξη ισορροπίας.

Σημειώνεται ότι το κενό βήμα παρουσιάζεται σε περίπτωση όπου έχουμε αποφόρτιση των πλαστικών αρθρώσεων, αστοχία - αριθμητική αστάθεια του μοντέλου, ή, η επαναληπτική διαδικασία δεν συγκλίνει και έχουμε επιλογή μικρότερου βήματος.

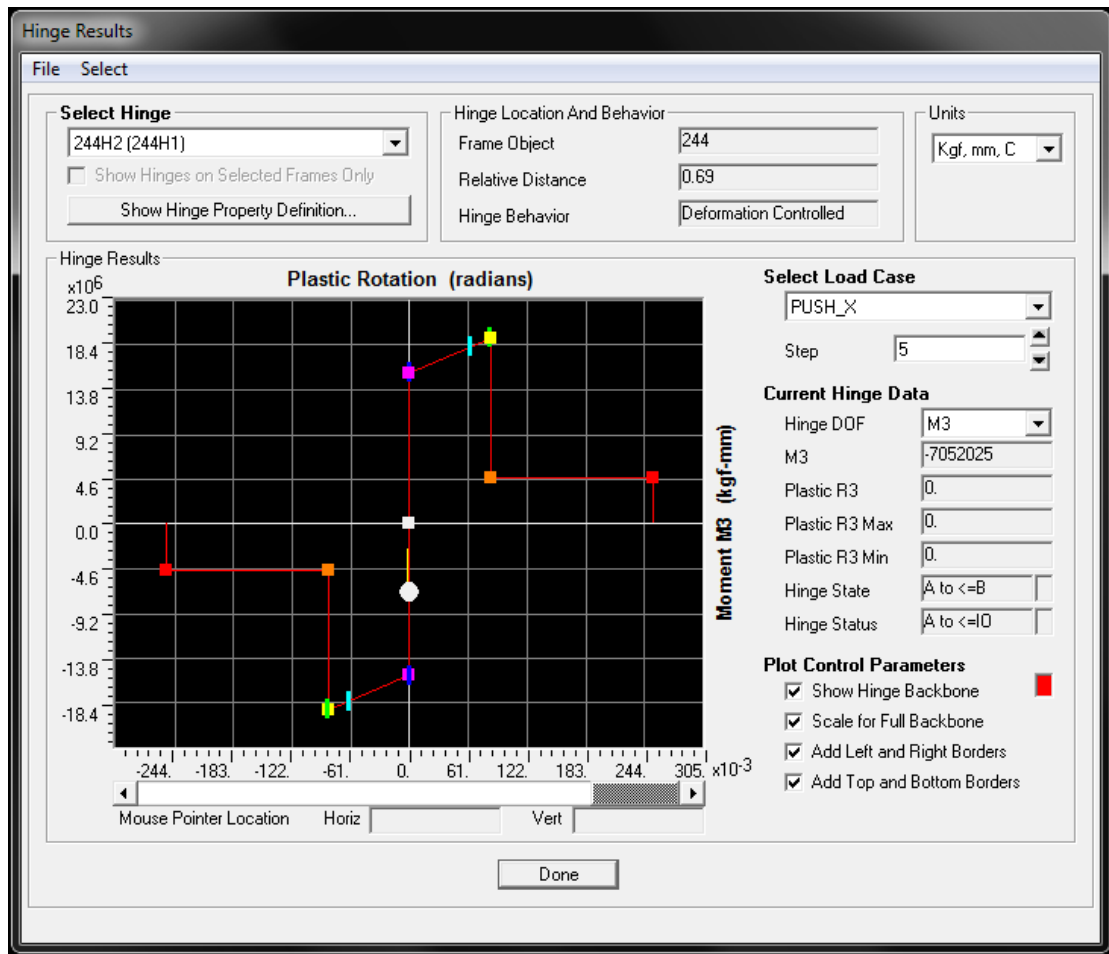
Η αστάθεια αυτή συνεπάγεται πρακτικά και την αστοχία του φορέα. Οπότε και η οριακή τιμή μετακίνησης θεωρείται ίση με 5.5cm κατα τη διεύθυνση αυτή.

5.2.1.2 Εξαγόμενα Πλαστικών Αρθρώσεων

Στο Σχ.5.2.3 απεικονίζεται το διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων του δοκαριού Δ 10.4.

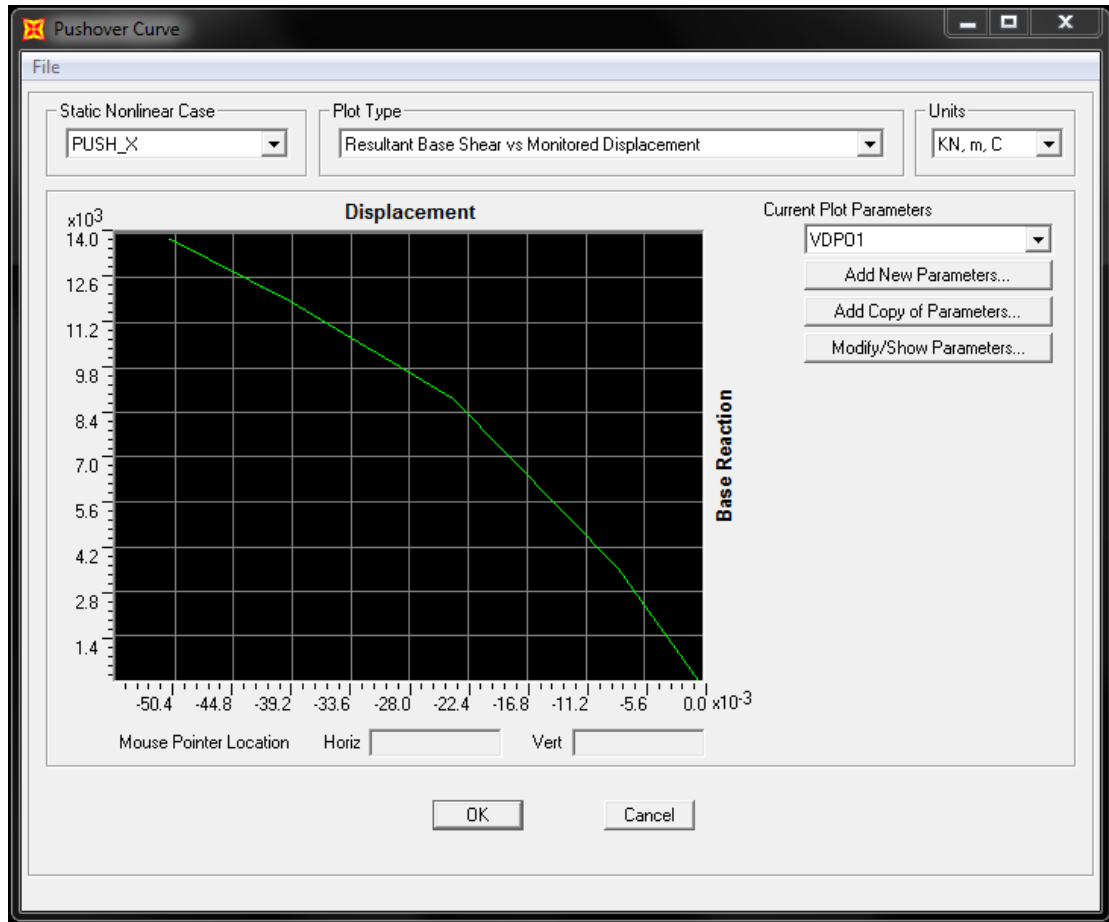


Σχ.5.2.3 Κατάσταση πλαστικής άρθρωσης για το δοκαριού Δ10.4.



Σχ.5.2.4 Κατάσταση πλαστικής άρθρωσης για το δοκαριού Δ15.9 στη στάθμη του υπογείου.

5.2.1.3 Καμπύλη Pushover – Σημείο Επιτελεστικότητας



Σχ.5.2.5 Διάγραμμα $V - \Delta$ (τέμνουσα βάσης – μετατοπίσεις).

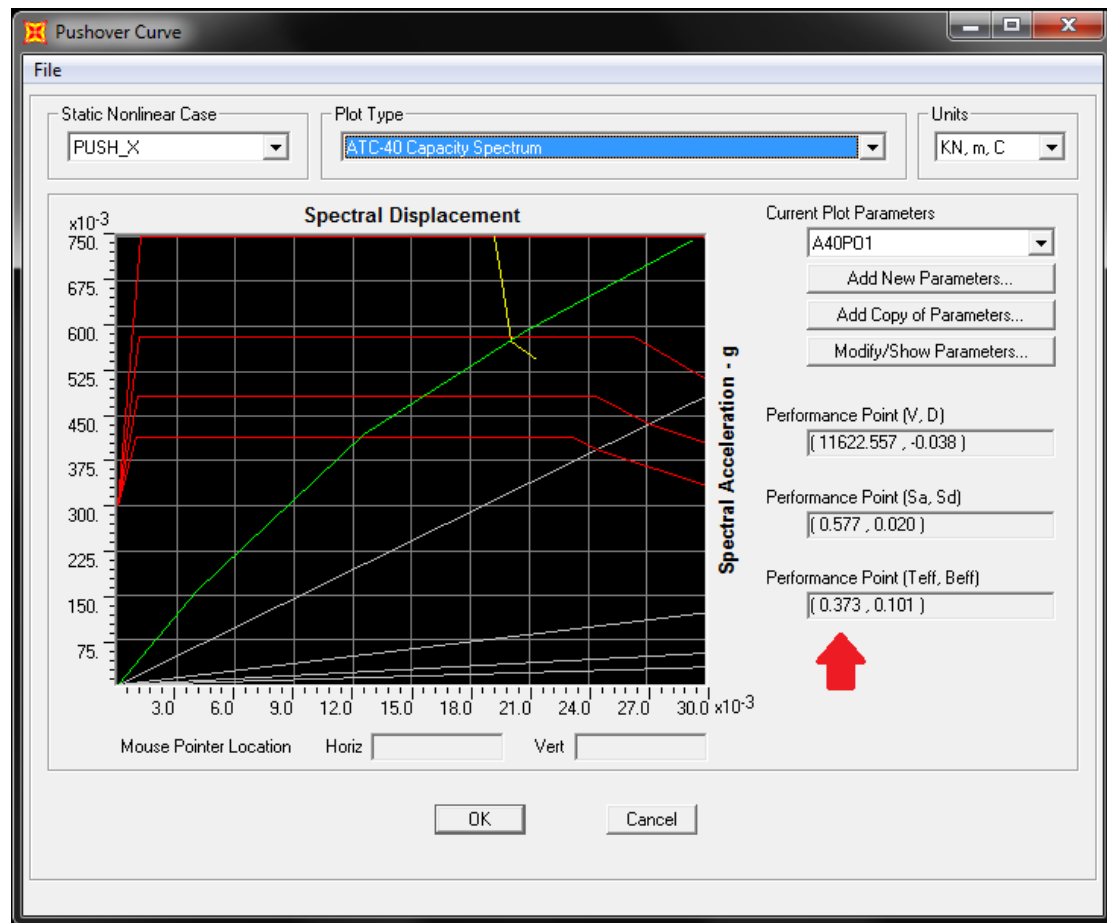
Όπως φαίνεται από το Σχ.5.2.5 το διάγραμμα $V - \Delta$ εμφανίζει ανοδικό κλάδο. Αυτό υποδηλώνει ότι δεν έχει εξαντληθεί η αντοχή της κατασκευής.

(Με έντονη γραφή τονίζεται το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής)

Pushover Curve - PUSH_X		
Step	Displacement	BaseForce
	m	KN
0	-0.00043	0
1	-0.008029	3489.762

2	-0.023843	8806.755
Σ.Ε	-0.038	11622.557
3	-0.039331	11866.525
4	-0.055615	14561.095
5	-0.055617	14561.084

Πιν.5.2.2 Δεδομένα διαγράμματος V - Δ.

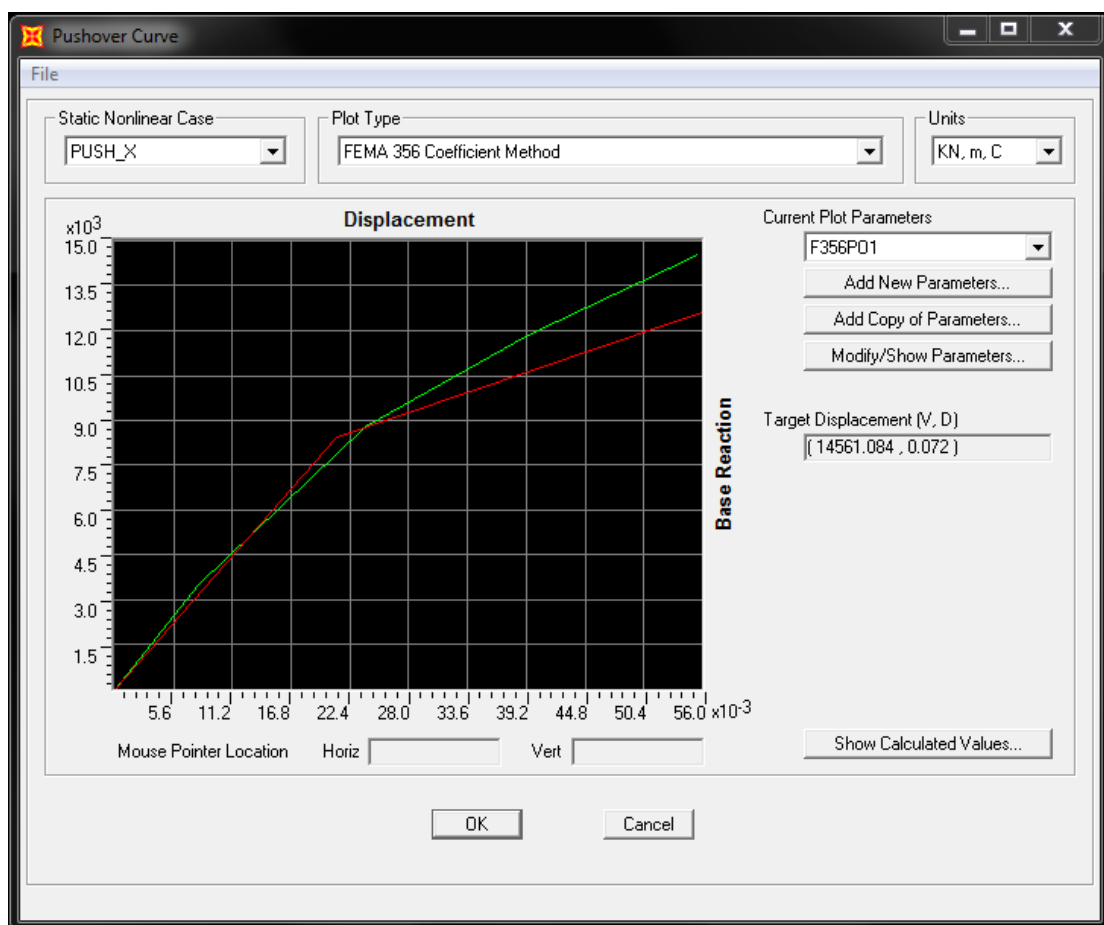


Σχ.5.2.6 Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας.

Με κόκκινο χρώμα δίνονται τα ελαστικά φάσματα ενώ με πράσινο χρώμα παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής. Με κίτρινο, δίνεται το διάγραμμα απαίτησης σε μορφή ADRS για διάφορες τιμές απόσβεσης.

Η τομή των καμπύλων ικανότητας (πράσινη) και απαίτησης (κίτρινη) δίνει το σημείο επιτελεσματικότητας (performance point) του φορέα και εκφράζει τη βέλτιστη απόκριση της κατασκευής.

Στο Σχ. 5.2.7 παρουσιάζεται η στοχευμένη μετατόπιση σε σχέση με την τέμνουσα βάσης όπως προέκυψε με την μέθοδο των συντελεστών του FEMA 356 (Coefficient Method), μετά από την τομή της καμπύλης ικανότητας με το ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα.



Σχ. 5.2.7 Διγραμμικό βάσει της μεθόδου των συντελεστών.

Παρότι το σημείο επιτελεσματικότητας εκφράζει τη βέλτιστη απόκριση της κατασκευής θα πρέπει να ελέγχεται αν προκύπτουν τοπικές αστοχίες. Ο έλεγχος αυτός περιγράφεται εν συνεχεία.

Από το Πιν. 5.2.3 παρατηρείται ότι το σημείο επιτελεστικότητας σημειώνεται για ιδιοπερίοδο **T = 0.373 sec**. Από το : File→Display Tables παρατηρούμε ανάμεσα σε ποιά βήματα παρατηρείται το σημείο επιτελεστικότητας.

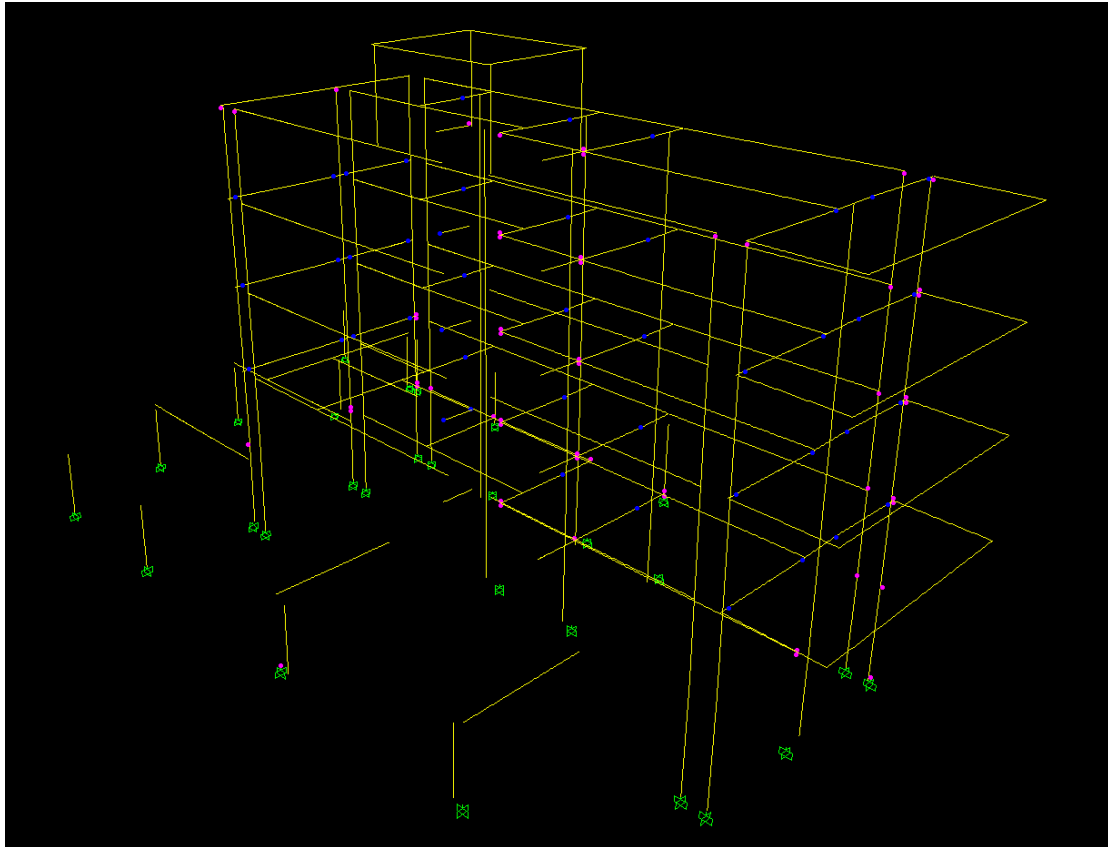
Στη περίπτωση αυτή, παρατηρείται ανάμεσα στα βήματα 2 και 3.

Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH_X								
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			m		m			
0	0.321035	0.05	0	0	0.019201	0.75	1	1
1	0.321035	0.05	0.004063	0.158707	0.019201	0.75	0.718617	1.870388
2	0.347666	0.073826	0.012576	0.418839	0.019657	0.65469	0.687174	1.861821
3	0.37552	0.103461	0.020703	0.59102	0.020089	0.573504	0.656175	1.879027
4	0.398182	0.117286	0.029366	0.745633	0.021399	0.543333	0.638214	1.87921
5	0.398188	0.117296	0.029367	0.745636	0.021399	0.543312	0.638211	1.879211

Πιν. 5.2.3 Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας.

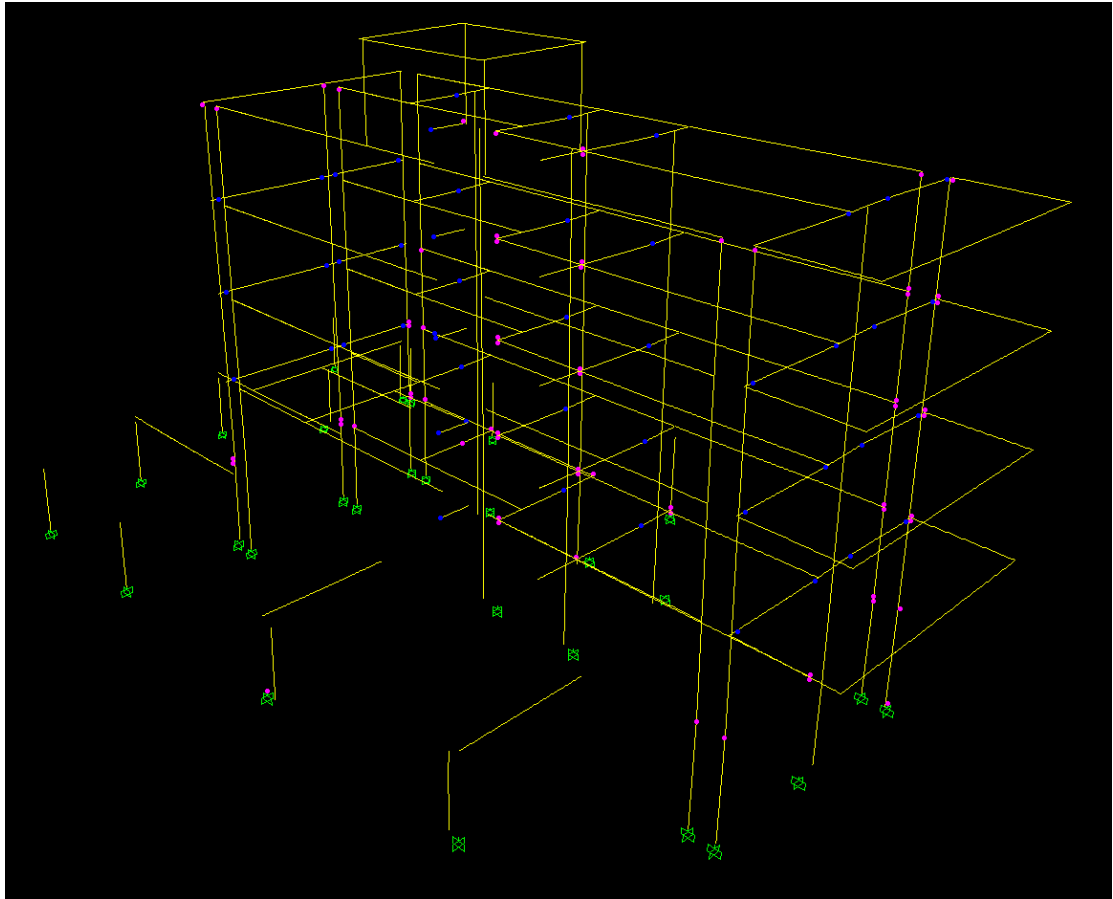
Με την εύρεση των βημάτων όπου παρατηρείται η βέλτιση συμπεριφορά της κατασκευής, επιστρέφουμε στο πρόγραμμα και παρατηρούμε τη συμπεριφορά του κτίσματος στα βήματα αυτά.

Συγκεκριμένα,



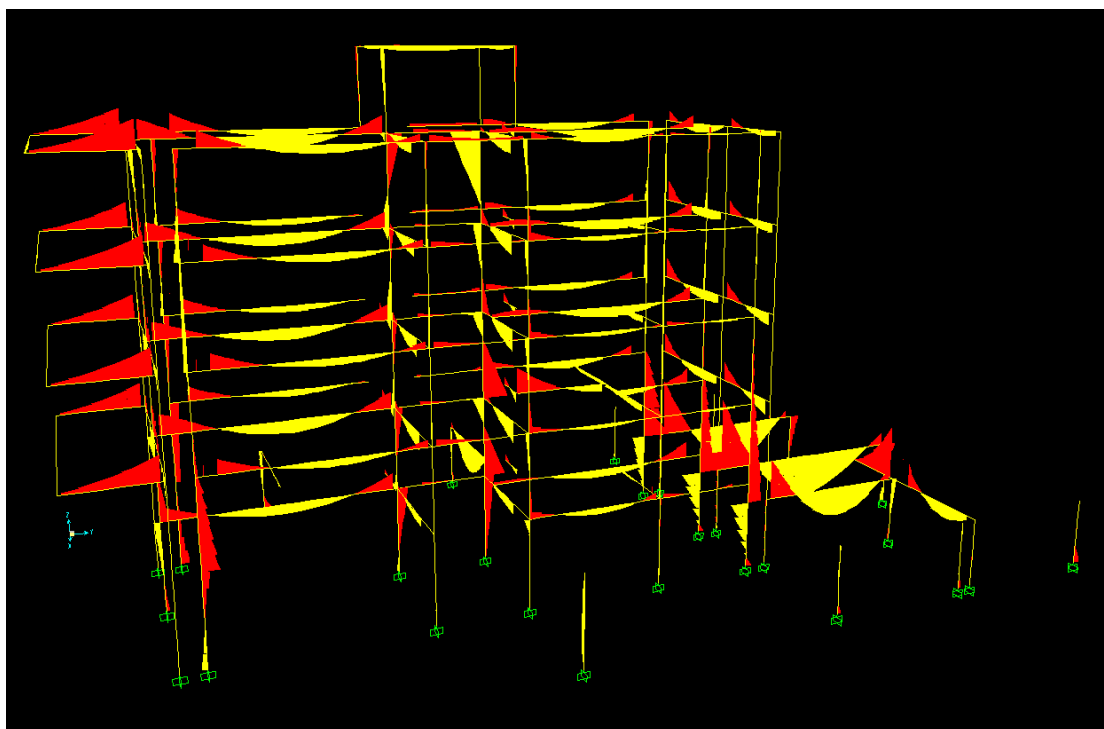
Σχ.5.2.7 2^ο βήμα της ανάλυσης.

Παρατηρείται ότι σε αυτό το στάδιο φόρτισης, δεν παρατηρείται κάποια αστοχία. Η δυσμενέστερη κατάσταση των αρθρώσεων είναι αυτή της άμεσης χρήσης (Immediate Occurance – Μπλέ χρώμα).



Σχ.5.2.8 3^ο βήμα της ανάλυσης.

Ούτε και σε αυτό το στάδιο της φόρτισης παρατηρείται αστοχία κάποιου στοιχείου.



Σχ. 5.2.9 Ροπές κατά τον άξονα M3 στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης.

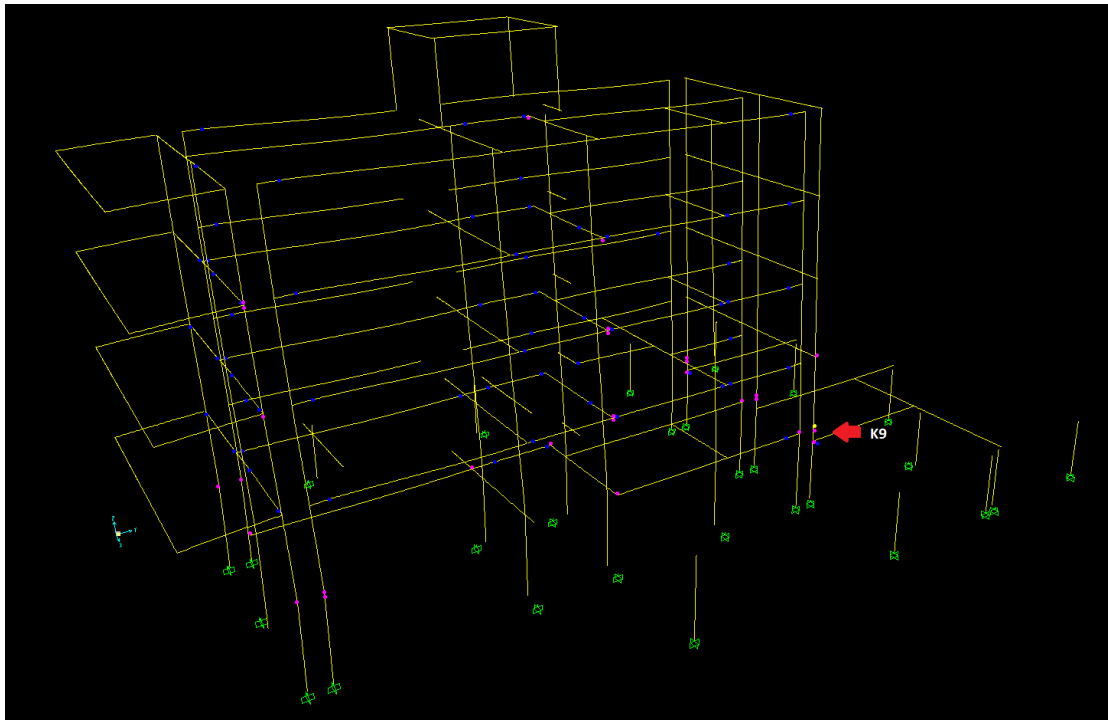
Οι ανεστραμμένες δοκοί στην οροφή του υπογείου αναλαμβάνουν έντονες ροπές, ενώ έντονες ροπές αναλαμβάνουν και οι δοκοί των εξωστών.

Διεύθυνση Y

5.2.1.4 Παραμορφωμένος Φορέας

Κατά όμοιο τρόπο γίνεται η ανάλυση κατά την άλλη διεύθυνση. Ως στοχευμένη μετατόπιση ορίστηκαν αρχικά τα 15 cm.

Στο Σχ.5.2.10 απεικονίζεται η παραμορφωμένη κατάσταση καθώς επίσης η κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων για σεισμική καταπόνηση κατά τη διεύθυνση Y.



Σχ.5.2.10 Τελική φάση φόρτισης κατά τη Y διεύθυνση.

Από το Σχ.5.2.10 παρατηρείται ότι το υποστύλωμα K9 αστοχεί (κίτρινο χρώμα). Το σημείο που αστοχεί η κολώνα βρίσκεται στη περιοχή όπου εμφανίζεται η ανισοσταθμία με την οροφή του υπογείου.

Παραμορφωσιακή Κατάσταση Κόμβου Ελέγχου

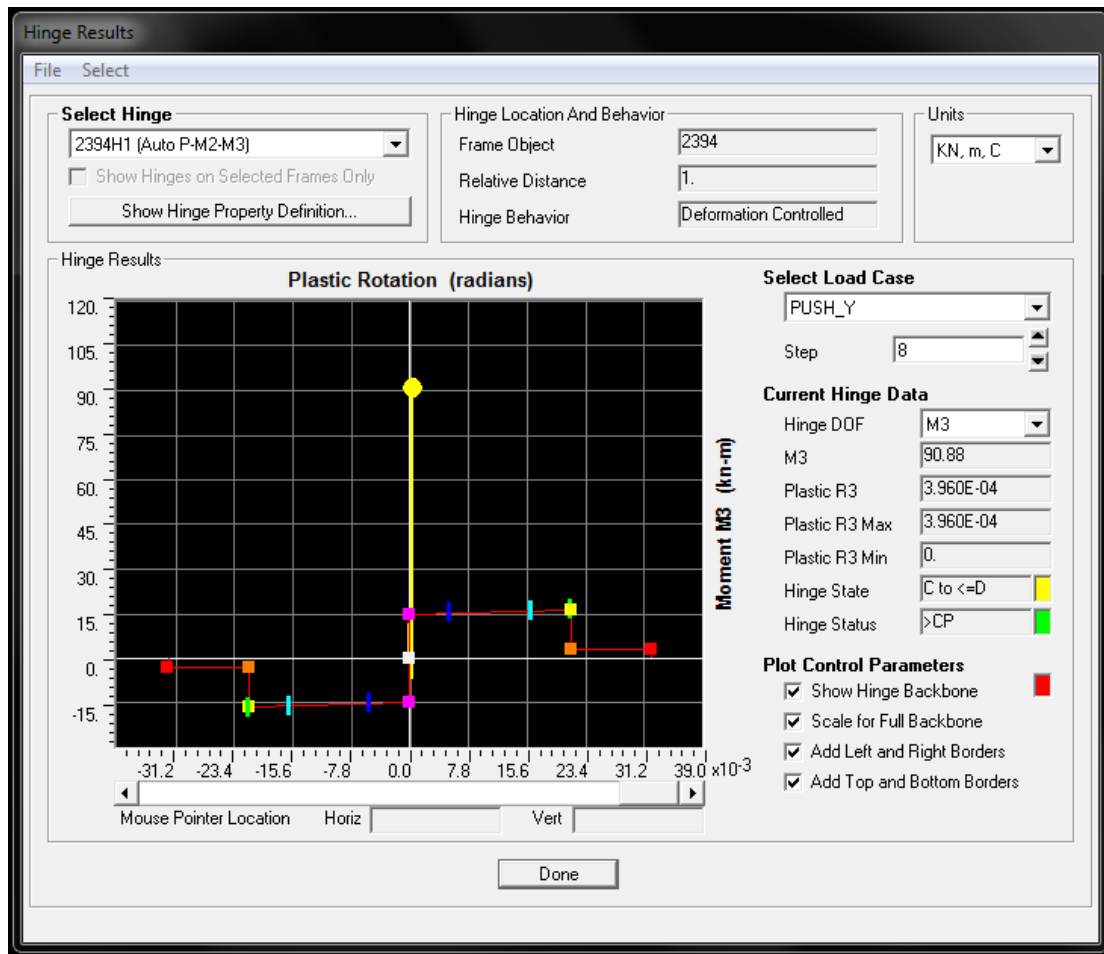
TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
126	PUSH_Y	NonStatic	Max	-0.00043	-0.00035	-0.00061	0.000897	0.000241	0.000088
126	PUSH_Y	NonStatic	Min	-0.01208	-0.02535	-0.0034	-0.00039	-0.00021	-0.00102

Πιν.5.2.4 Παραμορφωσιακή κατάσταση κόμβου 126.

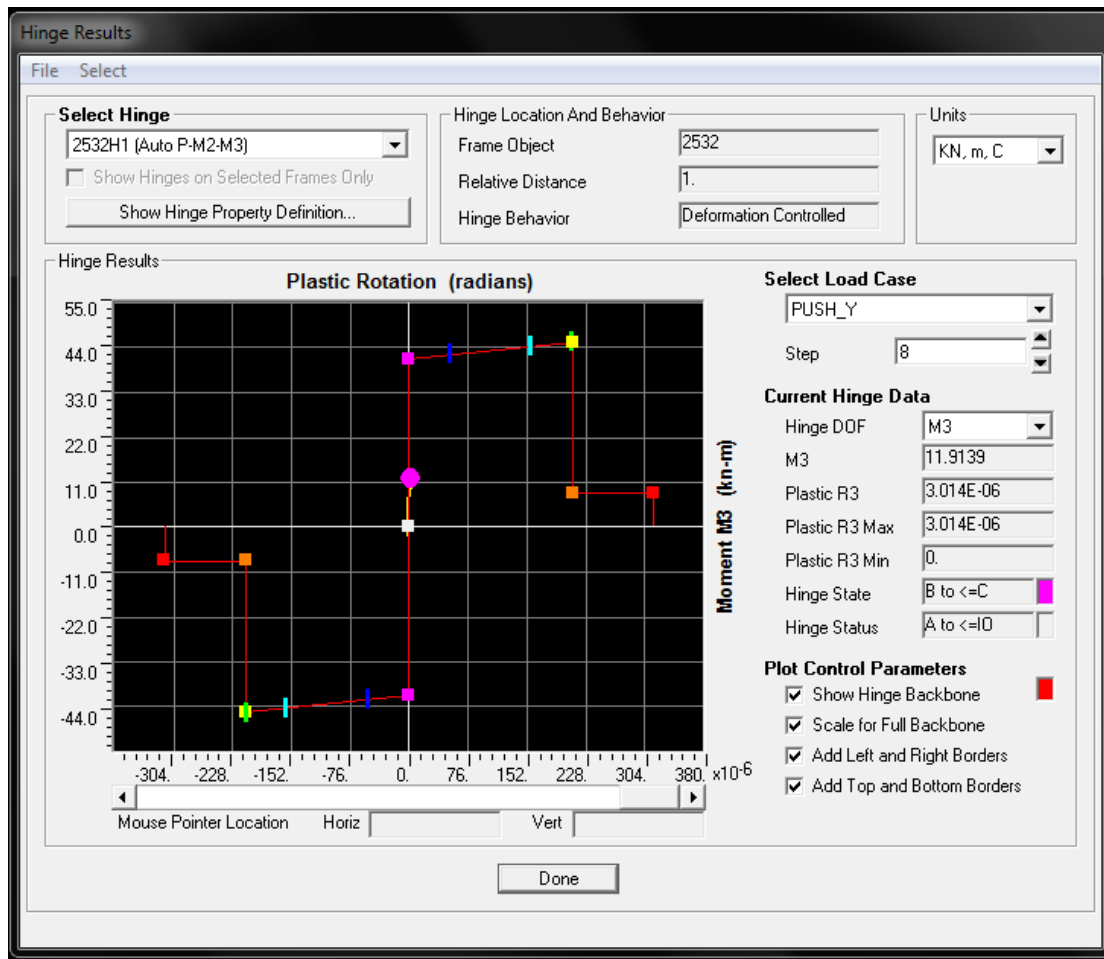
Παρατηρείται ότι η ανάλυση ολοκληρώνεται για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με 2.5 cm. Η ανάλυση ολοκληρώνεται λόγω της αστοχίας του υποστυλώματος K9.

5.2.1.5 Εξαγόμενα Πλαστικών Αρθρώσεων

Εν συνεχεια απεικονίζεται η κατάσταση της πλαστικής άρθρωσης του υποστυλώματος K9.

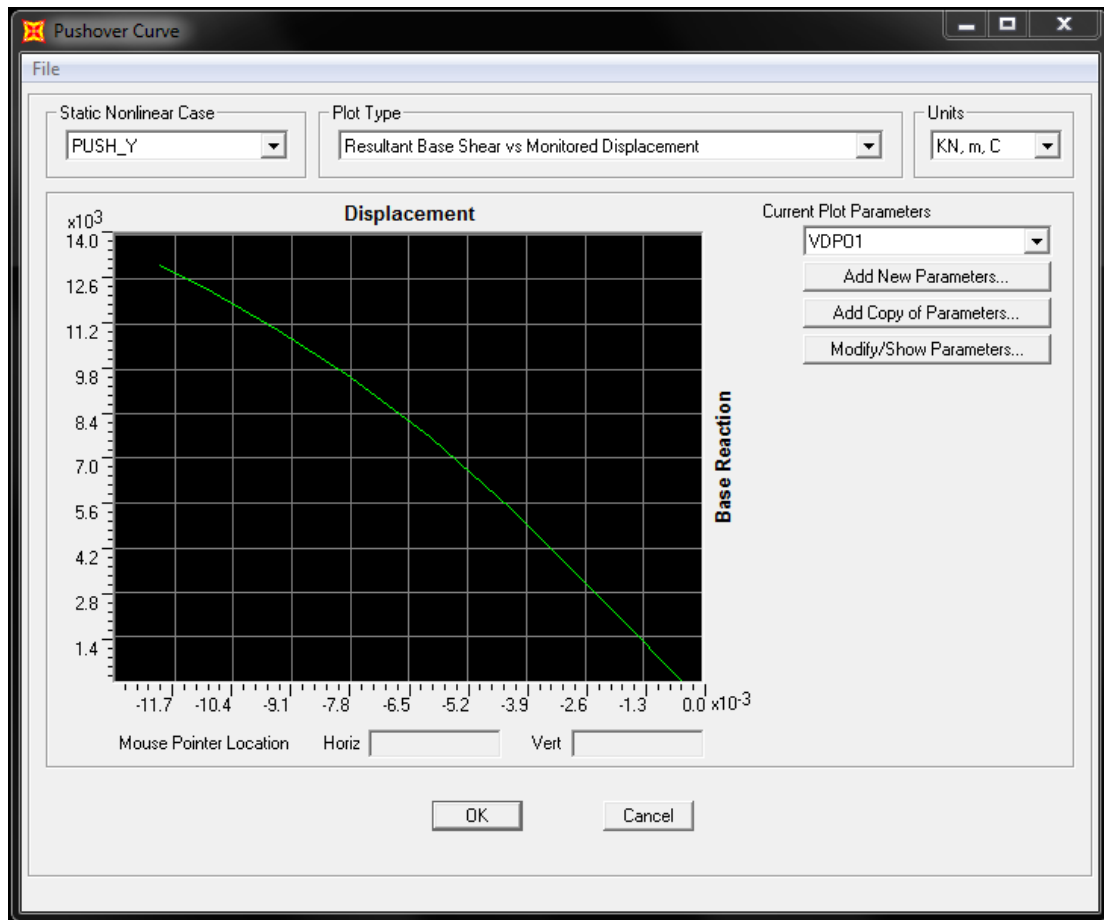


Σχ.5.2.11 Κατάσταση πλαστικής άρθρωσης του υποστυλώματος K9.



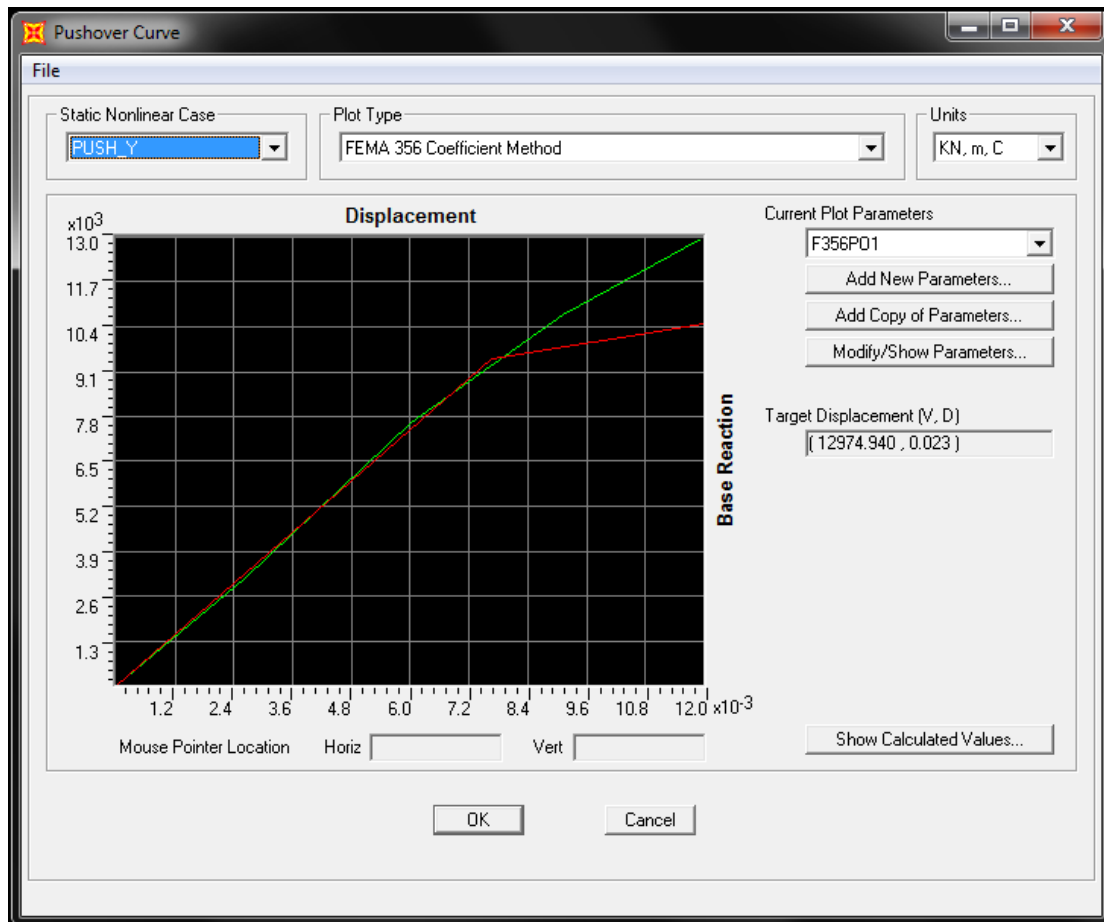
Σχ.5.2.12 Υποστύλωμα K24. Κατάσταση πλαστικής άρθρωσης.

5.2.1.7 Καμπύλη Pushover - Σημείο Επιτελεστικότητας



Σχ.5.2.13 Διάγραμμα $V - \Delta$ (τέμνουσα βάσης – μετατοπίσεις).

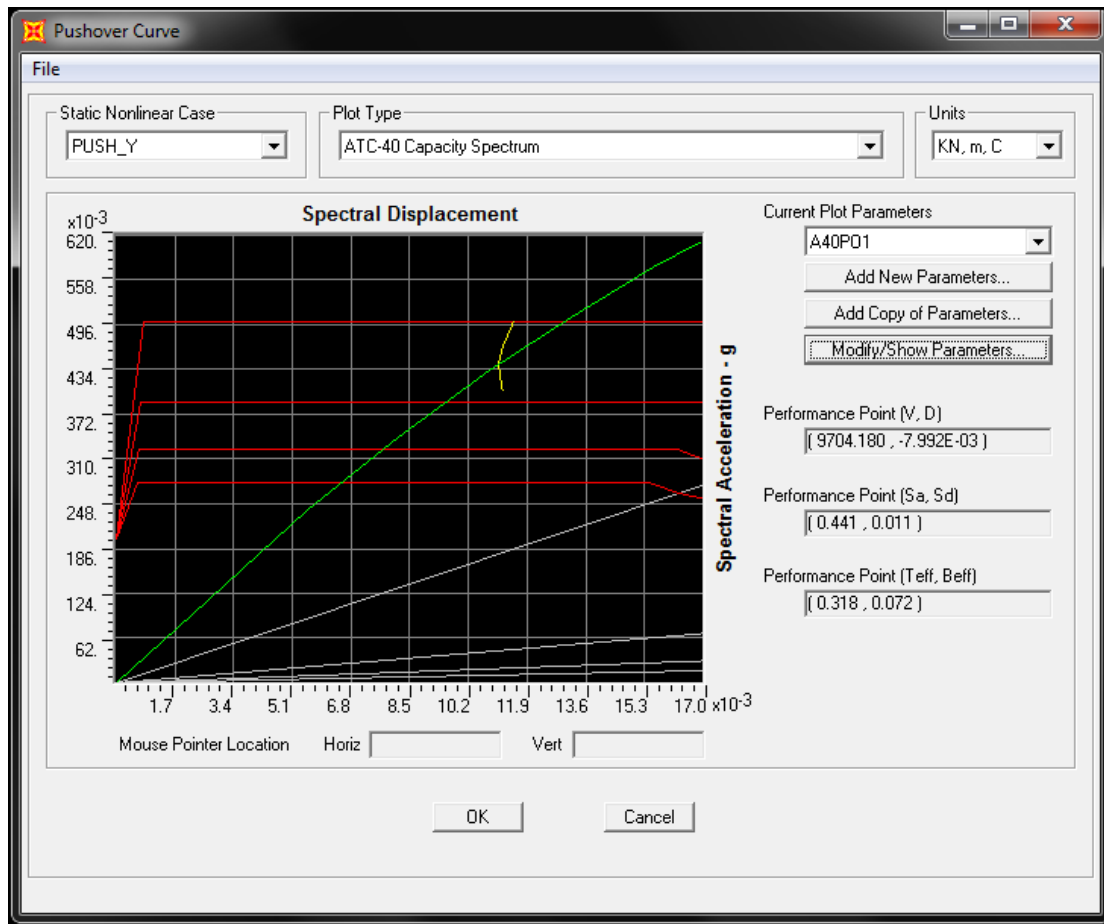
Καθ'οτι η καμπύλη παρουσιάζει ανοδικό κλάδο, η αντοχή του κτηρίου δεν έχει εξαντληθεί.



Σχ. 5.214 Διαγραμματικό βάσει της μεθόδου των συντελεστών.

PushoverCurve - PUSH_Y		
Step	Displacement	BaseForce
	m	KN
0	-0.000431	0
1	-0.001931	2142.102
2	-0.002599	3095.725
3	-0.004219	5393.453
4	-0.006027	7622.774
5	-0.007804	9526.972
Σ.Ε	-0.007992	9704.18
6	-0.009389	11023.555
7	-0.011077	12365.611
8	-0.012075	13047.645

Πιν.5.2.5 Δεδομένα διαγράμματος V – Δ.



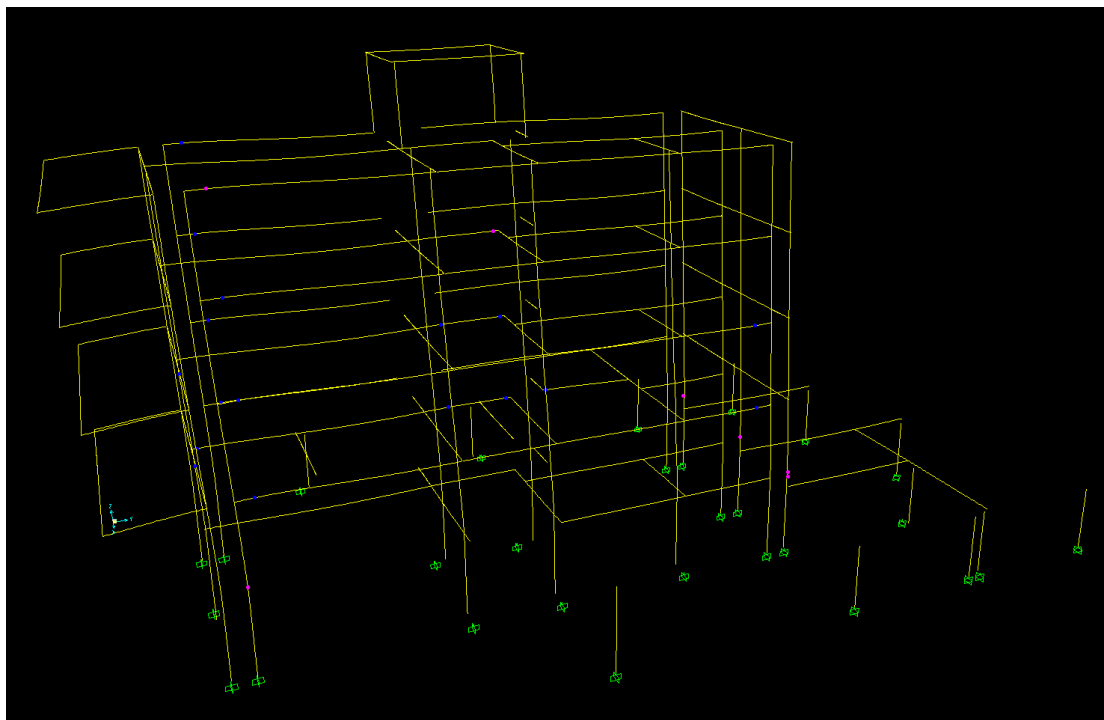
Σχ.5.2.16 Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας.

Κατά όμοια διαδικασία εξάγεται ότι η βέλτιση συμπεριφορά του κτίσματος παρατηρείται ανάμεσα στα βήματα 5 και 6.

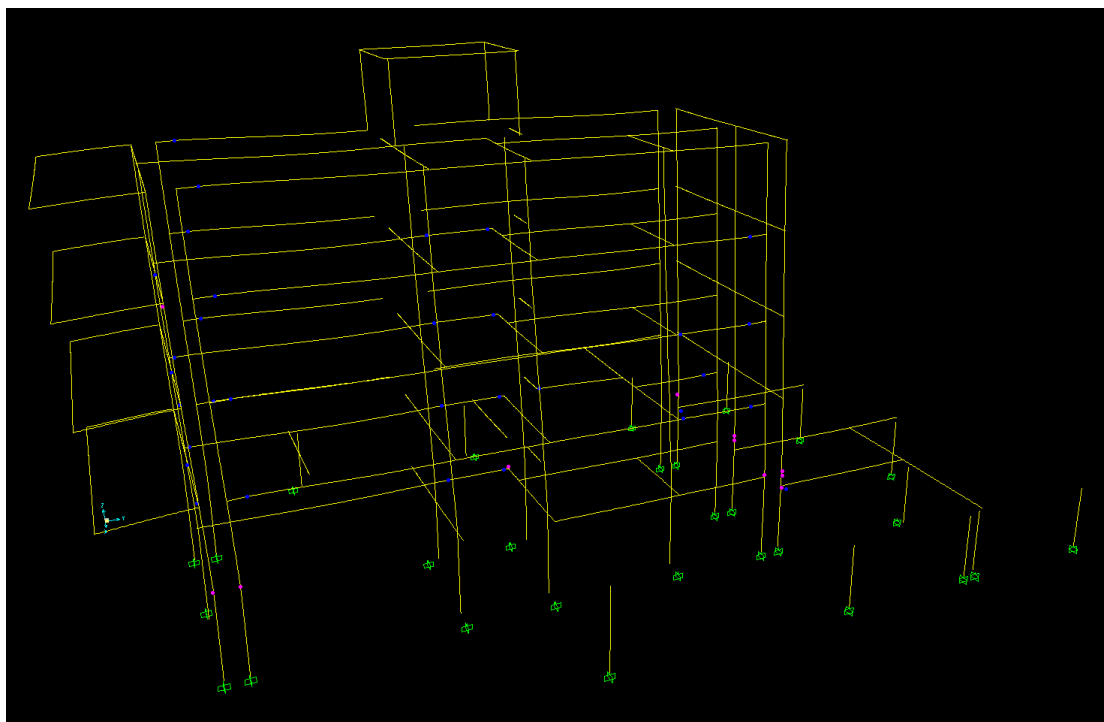
TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH_Y								
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			m		m			
0	0.304418	0.05	0	0	0.01151	0.5	1	1
1	0.304418	0.05	0.002185	0.094918	0.01151	0.5	0.737147	0.686505
2	0.304418	0.05	0.003158	0.137173	0.01151	0.5	0.737147	0.686505
3	0.304955	0.050863	0.00552	0.23894	0.011463	0.496213	0.73729	0.686292
4	0.310578	0.061136	0.008173	0.341093	0.011183	0.466709	0.729964	0.6847
5	0.31723	0.070606	0.010812	0.432508	0.01109	0.443613	0.719485	0.681977
6	0.323423	0.078266	0.013164	0.506639	0.011098	0.427095	0.710697	0.680519
7	0.330064	0.086012	0.015571	0.575383	0.011148	0.411958	0.701972	0.683726
8	0.334128	0.090868	0.016948	0.611126	0.01118	0.403152	0.697369	0.687078

Πιν. 5.2.6 Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας

Παρακάτω, απεικονίζεται η παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα για τα βήματα αυτά.

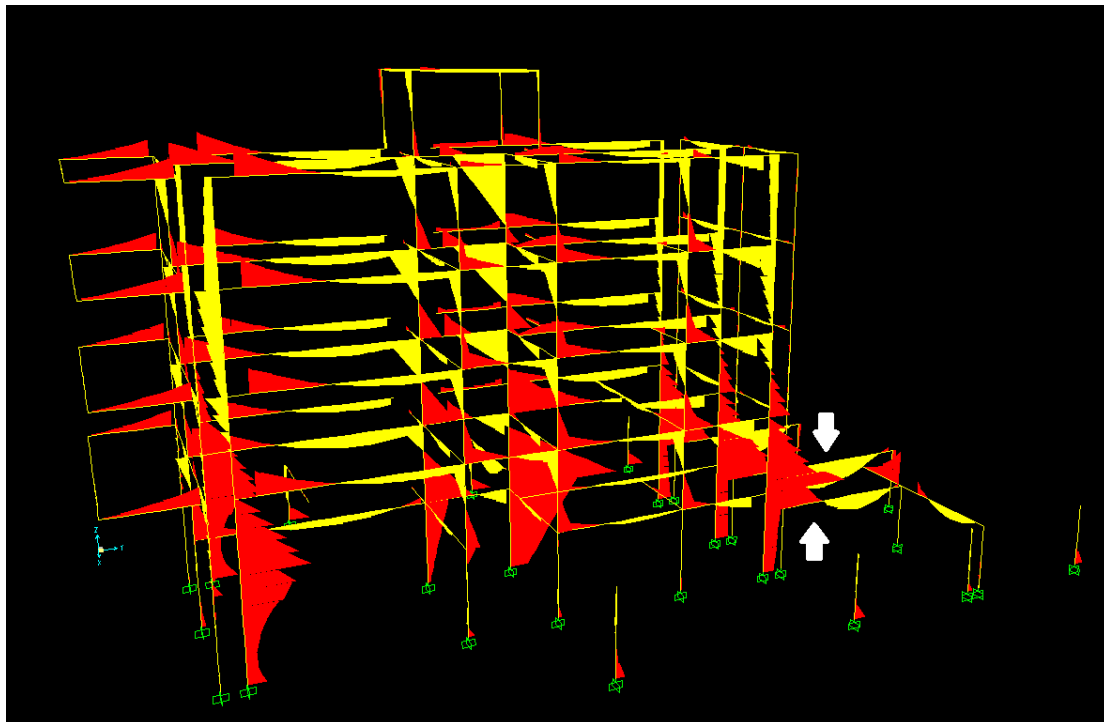


Σχ.5.2.17 5^ο βήμα της ανάλυσης "Push_Y".



Σχ.5.2.18 6^ο βήμα της ανάλυσης "Push_Y".

Παρατηρείται ότι κατά τα στάδια της βέλτιστης συμπεριφοράς του κτηρίου, δεν εμφανίζεται κάποια τοπική αστοχία και πως η δυσμενέστερη κατάσταση όπου βρίσκονται οι πλαστικές αρθρώσεις είναι αυτή της άμεσης χρήσης (Immediate Occurancy, μπλέ χρώμα).



Σχ. 5.2.19 Αναπτυσσόμενες ροπές στα στοιχεία του φορέα.

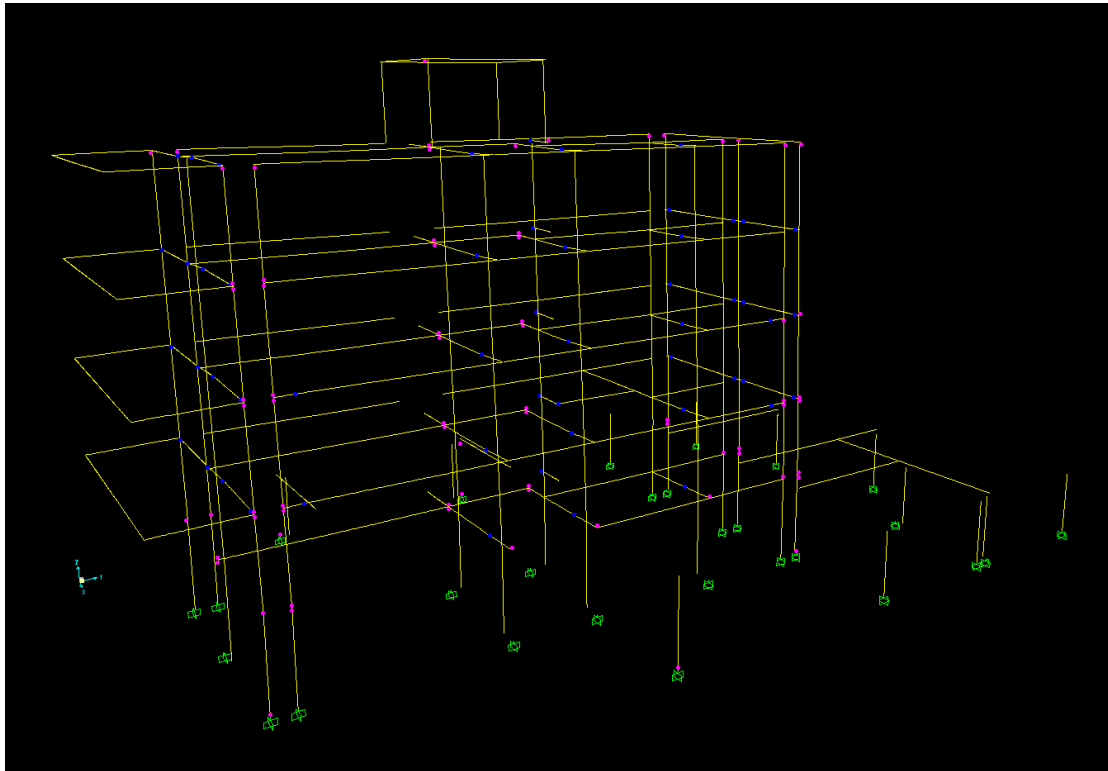
Παρατηρούνται μεγάλες τιμές ροπών στη περιοχή της ανισουψίας μεταξύ πλάκας ισογείου και οροφής υπογείου. Ακόμη οι ανεστραμμένες δοκοί στην οροφή του υπογείου αναλαμβάνουν επίσης έντονες ροπές.

Αξιολόγηση

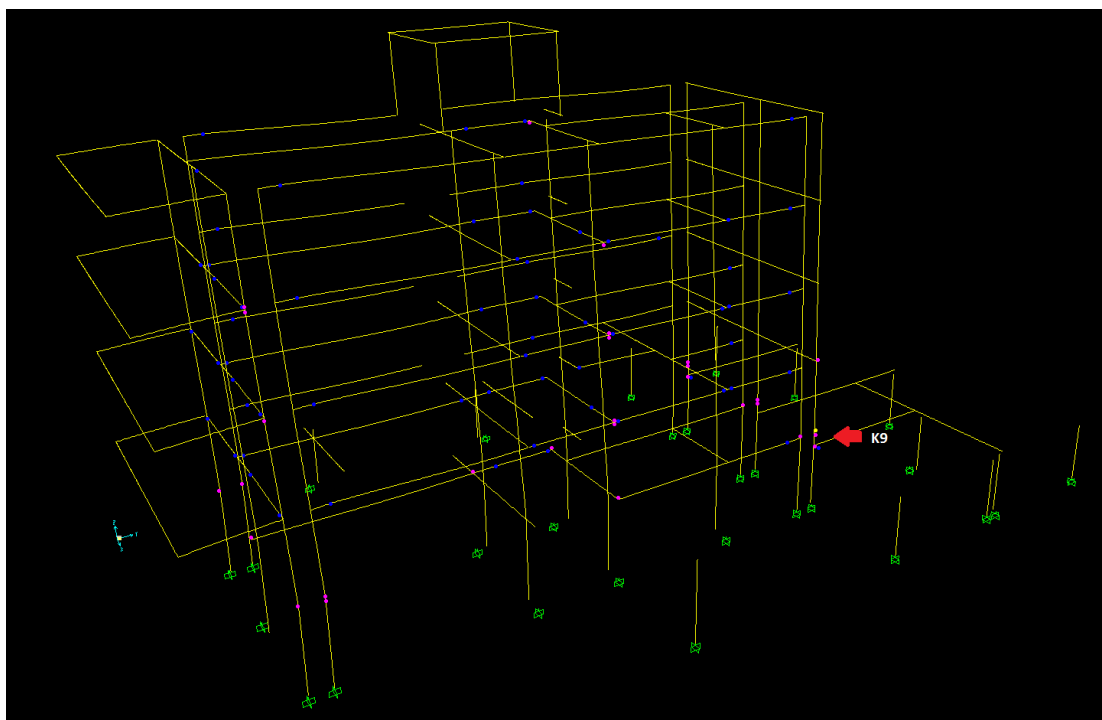
Κατά τη **X διεύθυνση** βρέθηκε ότι ο κόμβος ελέγχου σημειώνει μετατόπιση ίση με **5.5 cm**, γεγονός που δηλώνει ότι ο φορέας παρουσιάζει μεγαλύτερη δυνατότητα πλάστιμης παραμόρφωσης απ'ότι

στην άλλη διεύθυνση, καθ'ότι η αντίστοιχη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά τη **Y διεύθυνση** έφτασε τα **2.5 cm**.

Συγκρίνοντας το πλήθος των στοιχείων που διέρρευσαν στις δύο διευθύνσεις έχουμε την εξής εικόνα:



Σχ.5.2.1 Τελικά φάση φόρτισης κατά τη *X* διεύθυνση.



Σχ.5.2.10 Τελική φάση φόρτισης κατά τη Y διεύθυνση.

Από τα σχήματα παρατηρείται ότι κατά τη διεύθυνση X οι δοκοί βρίσκονται σε καλύτερη κατάσταση καθώς οι περισσότεροι δοκοί που έχουν διαρρεύσει είναι πριν το στάδιο της άμεσης χρήσης (Immediate Occupancy), ενώ κατά την άλλη διεύθυνση, οι δοκοί είναι, στη πλειονότητά τους, στο στάδιο της άμεσης χρήσης.

Κατά τη X διεύθυνση, διαρρέουν περισσότερα υποστυλώματα απ'ότι στην Y διεύθυνση αλλά η δυσμενέστερη κατάσταση στην οποία βρίσκονται είναι αυτή του σημείου B. Παρ'ότι διαρρέουν σαφώς λιγότερα υποστυλώματα στην κατεύθυνση Y, το υποστύλωμα K9 αστοχεί.

Συμπεραίνεται επομένως, ότι κατά τη X διεύθυνση ο φορέας παρουσιάζει μεγαλύτερη ευρωστία (αντοχή), ενώ σε γενικές γραμμές, τα υποστυλώματα K7, K8, και K9 στο σημείο της ανισοσταθμίας υπογείου αναμένεται να ενταθούν πέραν των αντοχών τους σε περίπτωση σεισμού.

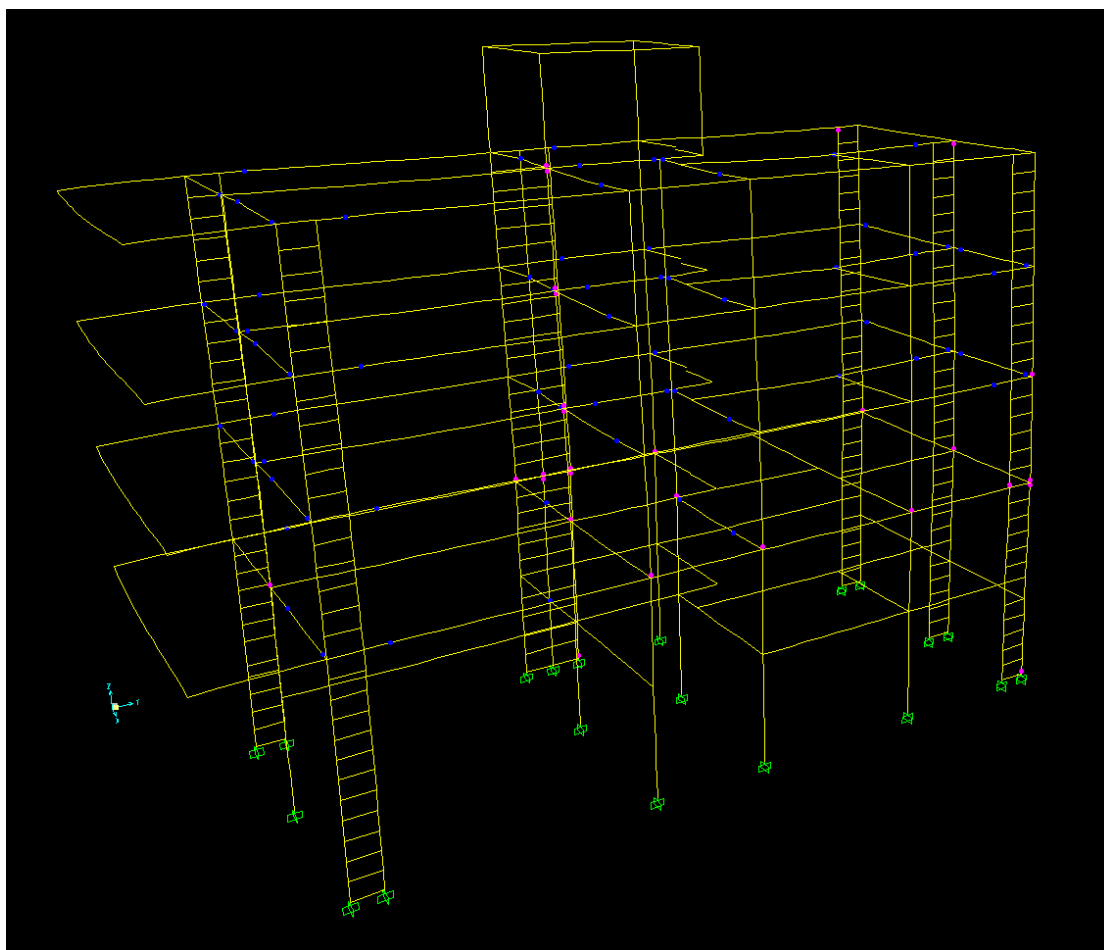
5.2.2 Ανάλυση Χωρίς Επιφανειακά Στοιχεία

Διεύθυνση X

5.2.2.1 Παραμορφωμένος Φορέας

Ως στοχευμένη μετακίνηση ορίστηκαν τα 0.10 m. Η ανάλυση ολοκληρώθηκε αφού ολοκληρώθηκε ο μέγιστος αριθμός κενών βημάτων (nullsteps = 50) που ορίστηκαν στη μελέτη και αποθηκεύτηκαν 7 βήματα.

Στο Σχ.5.2.20 απεικονίζεται η παραμορφωμένη κατάσταση καθώς επίσης η κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων για σεισμική καταπόνηση κατά τη διεύθυνση X.



Σχ. 5.2.20 Παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα για σεισμική καταπόνηση κατά X.

Από το Σχ. 5.2.20, παρατηρείται ότι τα περισσότερα στοιχεία που διαρρέουν είναι τα οριζόντια στοιχεία και κυρίως στις περιοχές του εξώστη και του κλιμακοστασίου.

Τέλος, η ακραία κατάσταση στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης ήταν εκείνη της άμεσης χρήσης (Immediate Occupancy).

Παραμορφωσιακή Κατάσταση Κόμβου Ελέγχου

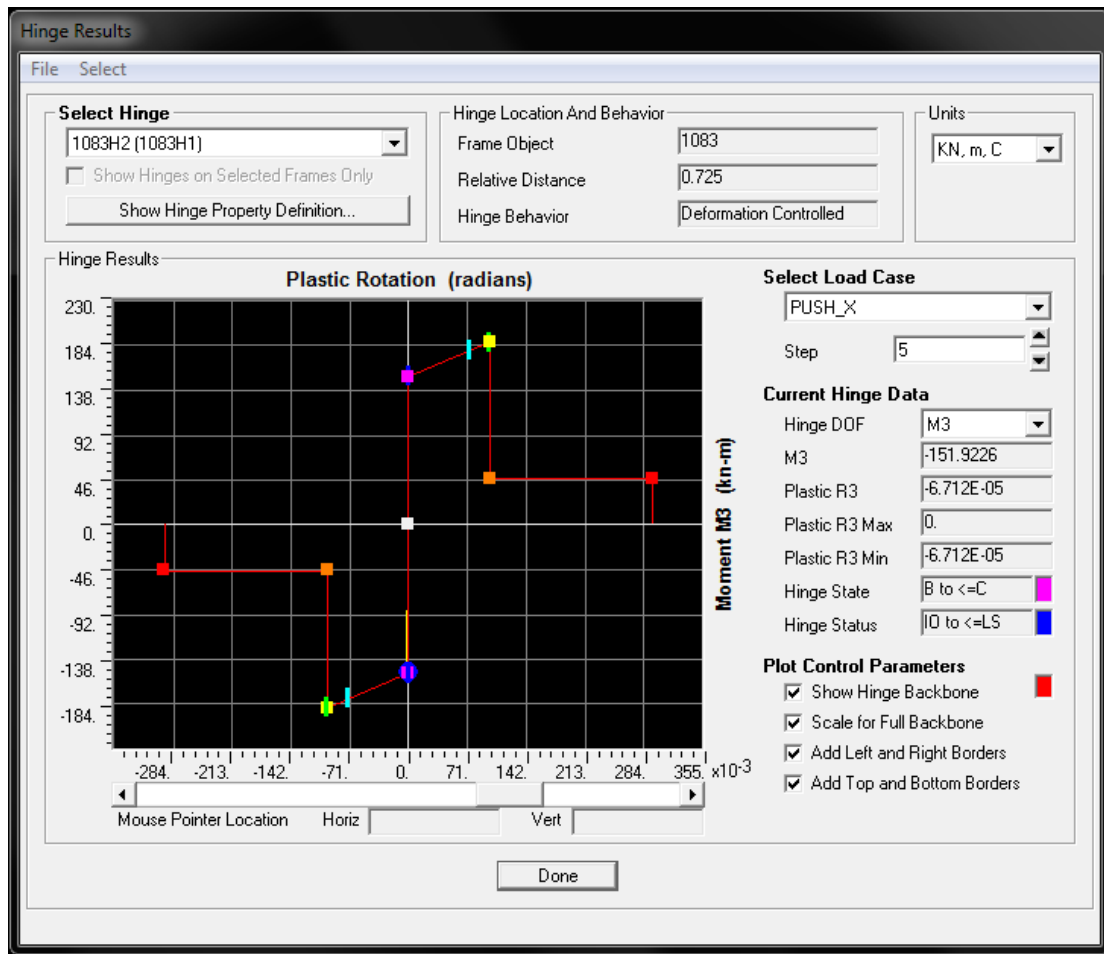
Joint Displacements								
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
126	PUSH_X	Max	0.00014	-0.001829	-0.000642	0.000021	0.000225	0.000145
126	PUSH_X	Min	-0.022151	-0.007787	-0.001136	-0.000167	-0.000302	-0.000034

Πιν. 5.2.6 Παραμορφωσιακή κατάσταση κόμβου 126.

Σύμφωνα με τον Πιν. 5.2.6 παρατηρείται ότι η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου έφτασε τα 2.2 cm.

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα του Πιν. 5.2.6 με τον αντίστοιχο πίνακα για τον φορέα με επιφανειακά στοιχεία, συμπεραίνεται ότι το δόμημα χωρίς τα επιφανειακά στοιχεία είναι πιο δύσκαμπτο

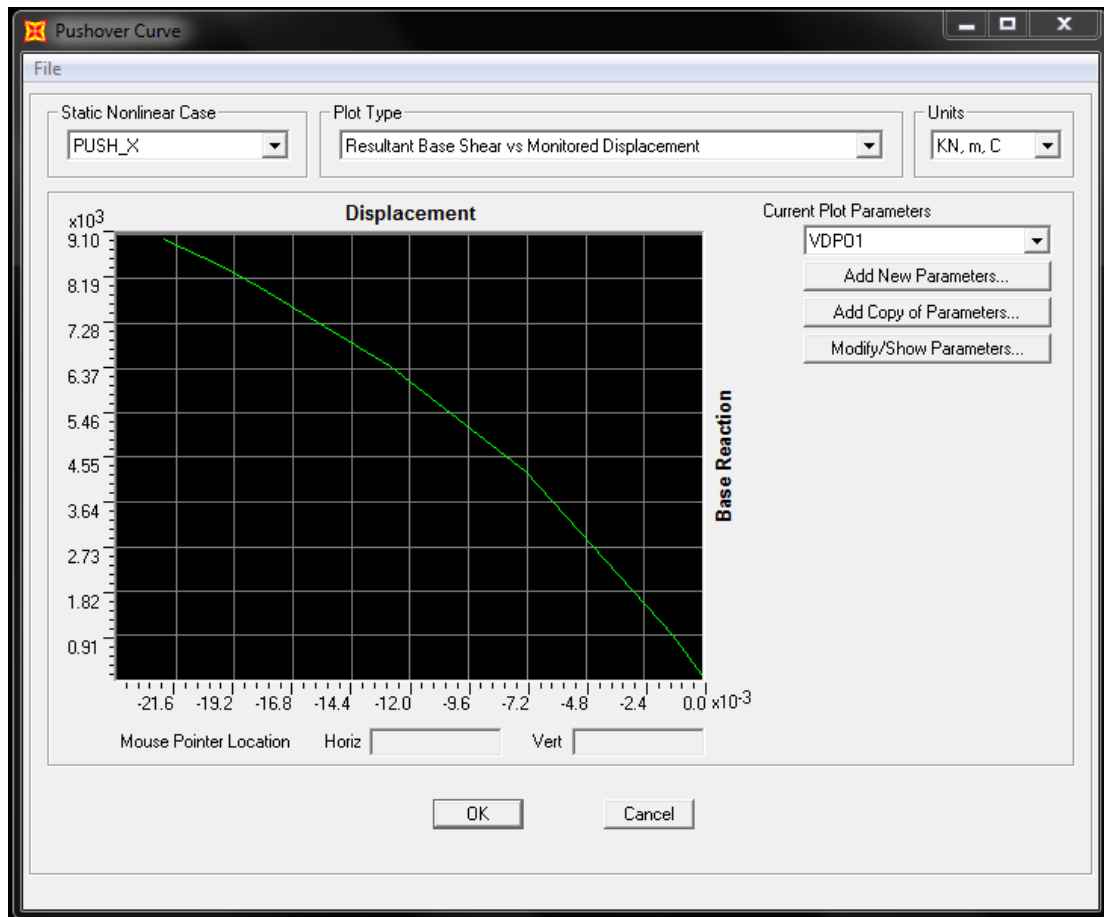
5.2.2.2 Εξαγόμενα Πλαστικών Αρθρώσεων



Σχ.5.2.21 Κατάσταση πλαστικής άρθρωσης στη δοκό 12.4 του ισογείου.

5.2.2.3 Καμπύλη Pushover – Σημείο Επιτελεστικότητα

Η καμπύλη τέμνουσα βάσης – μετατοπίσεων εκφράζει τη μη – γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετακίνησης της κορυφής. Συγκεκριμένα, με δεδομένη τη κατανομή των φορτίων στις στάθμες της κατασκευής και τη συνεχή αύξηση της τέμνουσας στη βάση αυτής, υπολογίζεται ανα βήμα η μετακίνηση της κορυφής λαμβάνοντας υπόψιν τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.



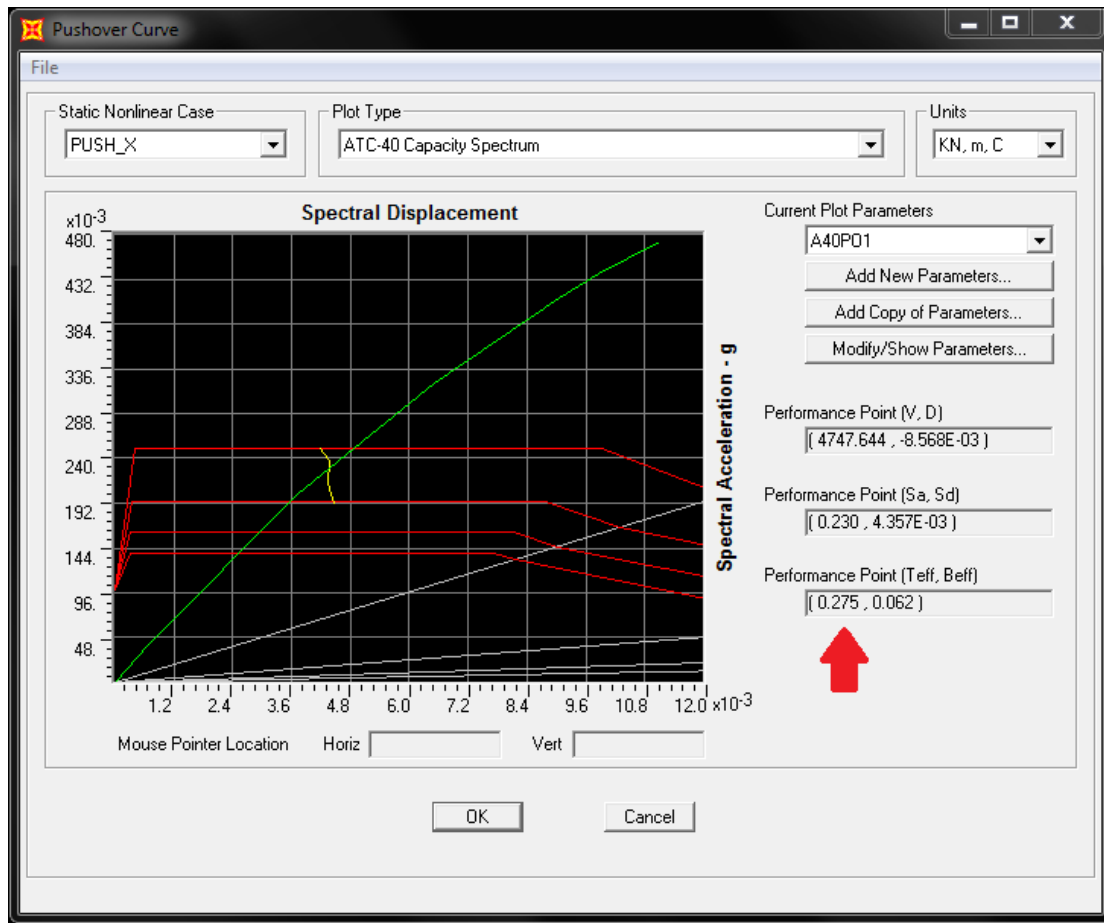
Σχ.5.2.22 Διάγραμμα $V - \Delta$ (τέμνουσα βάσης - μετατοπίσεις).

Όπως φαίνεται από το Σχ.5.2.22 το διάγραμμα $V - \Delta$ εμφανίζει ανοδικό κλάδο. Αυτό υποδηλώνει ότι δεν έχει εξαντληθεί η αντοχή της κατασκευής.

Pushover Curve - PUSH_X		
Step	Displacement	BaseForce
	m	KN
0	0.00014	0
1	-0.001249	912.208
2	-0.00728	4243.862
Σ.Ε	-0.008568	4747.644
3	-0.012856	6425.167
4	-0.018141	8007.066
5	-0.019734	8448.001
6	-0.019734	8448.014
7	-0.022151	9021.666

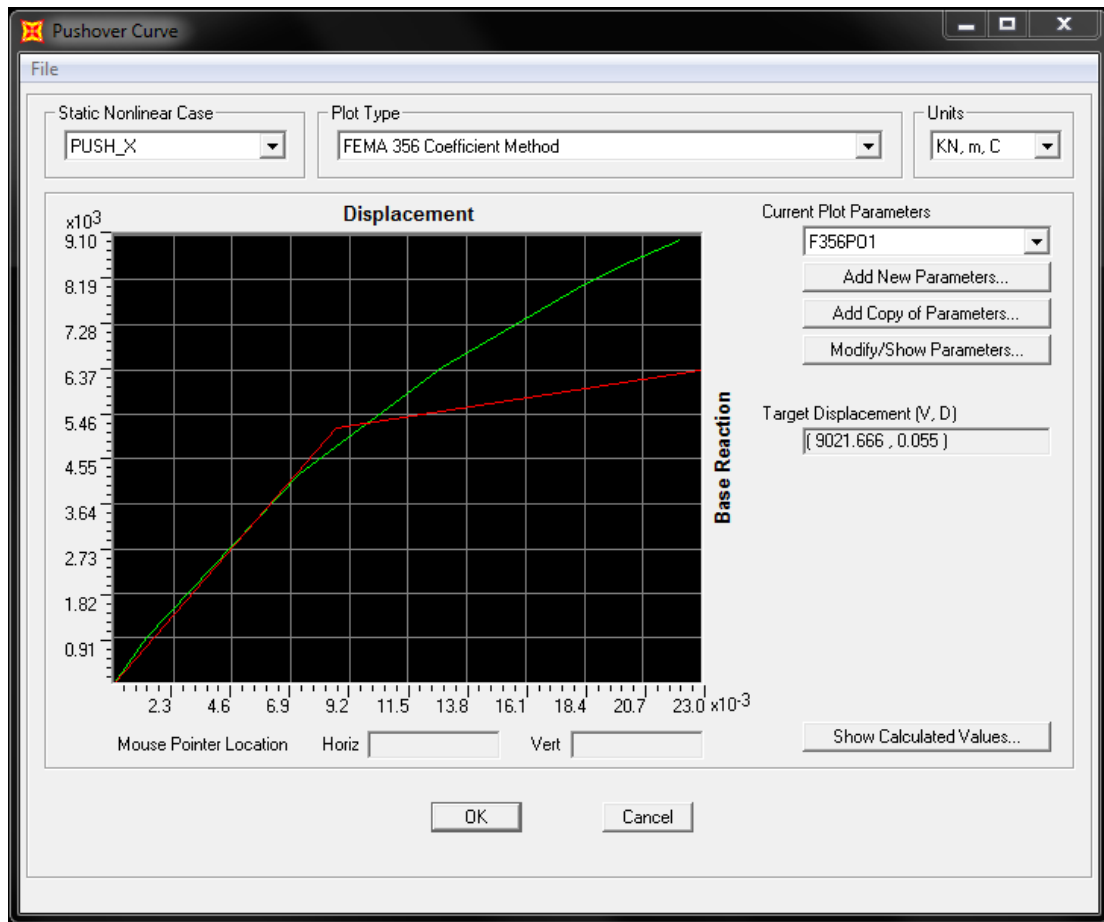
Με έντονη γραφή απεικονίζεται το σημείο επιτελεστικότητας.

Πιν.5.2.7 Δεδομένα διαγράμματος $V - \Delta$.



Σχ. 5.2.23 Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας.

Η τομή των καμπύλων ικανότητας (πράσινη) και απαίτησης (κίτρινη) δίνει το σημείο επιτελεστικότητας (performance point) του φορέα και εκφράζει τη βέλτιστη απόκριση της κατασκευής.



Σχ. 5.2.24 Διγραμμικό βάση τη μέθοδο των συντελεστών.

Παρότι το σημείο επιτελεστικότητας εκφράζει τη βέλτιστη απόκριση της κατασκευής θα πρέπει να ελέγχεται αν προκύπτουν τοπικές αστοχίες. Ο έλεγχος αυτός περιγράφεται εν συνεχεία.

Από το Σχ. 5.2.23 παρατηρείται ότι το σημείο επιτελεστικότητας σημειώνεται για ιδιοπερίοδο **T = 0.275 sec.**

Από το : File→Display Tables παρατηρούμε ανάμεσα σε ποιά βήματα παρατηρείται το σημείο επιτελεστικότητας,

Στη περίπτωση αυτή, παρατηρείται ανάμεσα στα βήματα **2** και **3**.

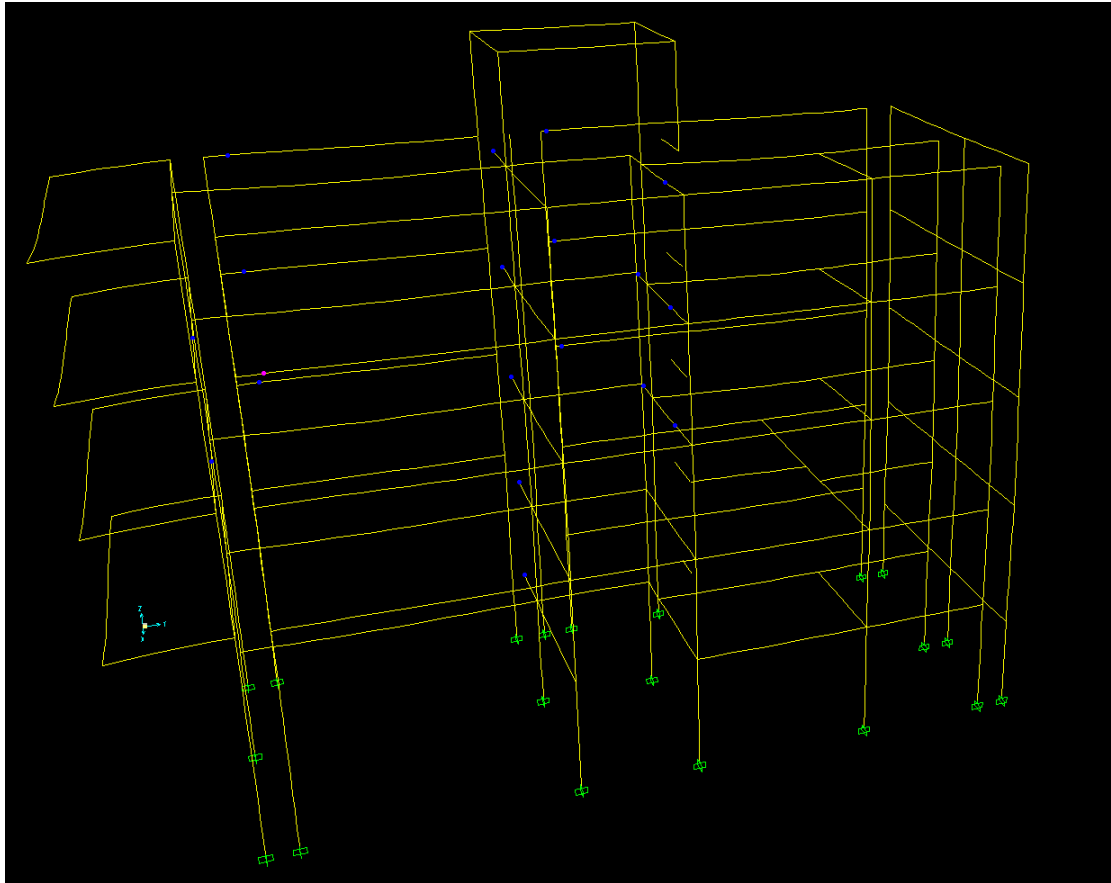
Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH_X								
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			m		m			
0	0.25937	0.05	0	0	0.004178	0.25	1	1
1	0.25937	0.05	0.000685	0.040967	0.004178	0.25	1.130221	2.028682
2	0.27176	0.057702	0.003711	0.202263	0.004366	0.23799	1.064993	1.999533
3	0.285676	0.078315	0.006511	0.321154	0.004328	0.213497	1.015486	1.996083
4	0.297339	0.091442	0.009052	0.412195	0.004416	0.201071	0.985994	2.019424
5	0.30086	0.095221	0.009845	0.437858	0.004448	0.197823	0.979317	2.018666
6	0.30086	0.095221	0.009845	0.437859	0.004448	0.197823	0.979317	2.018666
7	0.307438	0.103959	0.01109	0.472353	0.004479	0.190783	0.969446	2.009908

Πιν.5.2.8 Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας.

Με την εύρεση των βημάτων όπου παρατηρείται η βέλτιση συμπεριφορά της κατασκευής, επιστρέφουμε στο πρόγραμμα και παρατηρούμε τη συμπεριφορά του κτίσματος στα βήματα 2 και 3.

Συγκεκριμένα,

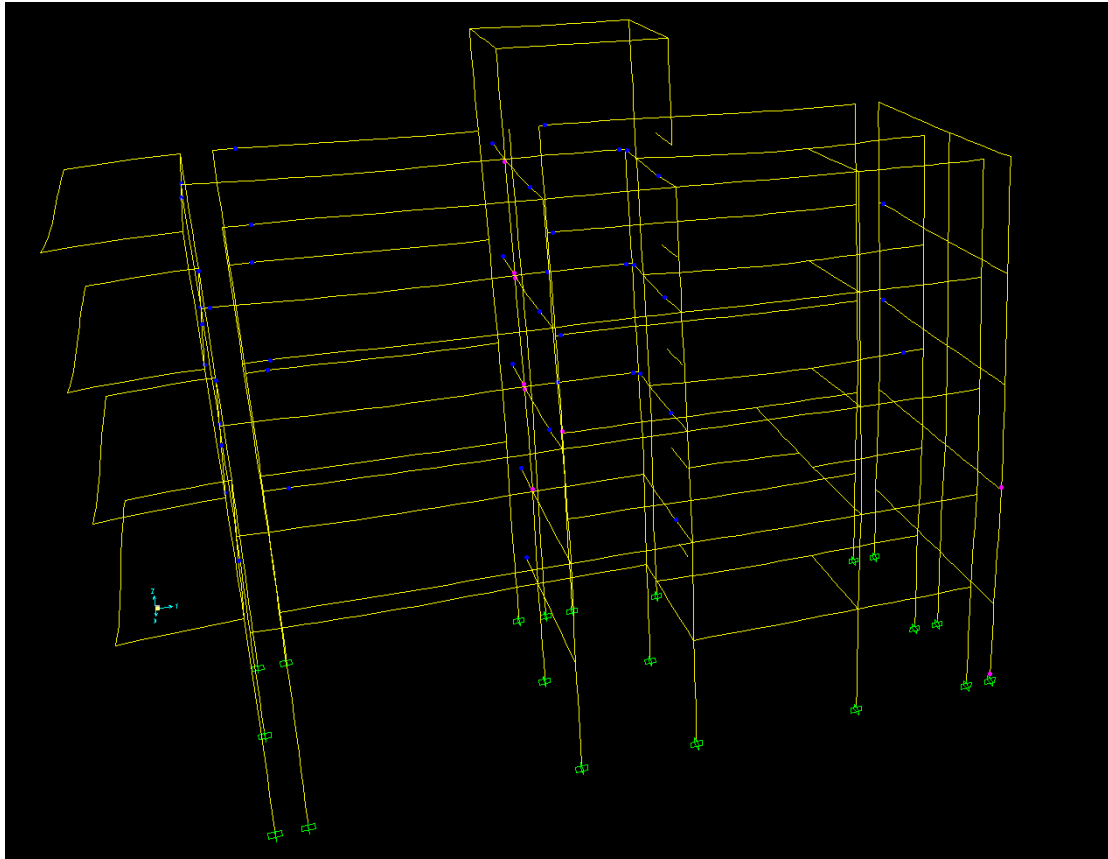
Από τα κάτωθεν σχήματα παρατηρείται και στα δύο βήματα, η δυσμενέστερη κατάσταση στην οποία βρισκόταν κάποιο από τα φέροντα στοιχεία του φορέα ήταν αυτή της άμεσης χρήσης (Immediate Occupancy).



Σχ. 5.2.25 2^ο βήμα της ανάλυσης.

Από το σχήμα 5.2.25, παρατηρείται ότι στη κατασκευή δεν δημιουργείται καμία τοπική αστοχία και δεν κινδυνεύει από τη δημιουργία μαλακού ορόφου.

Επιπλέον, παρατηρείται ότι δεν διαρρέει κανένα κατακόρυφο στοιχείο, παρά μόνον οι δοκοί και συγκεκριμένα οι δοκοί που βρίσκονται στη περιοχή του εξώστη και του κλιμακοστασίου.



Σχ.5.2.26 3^ο βήμα της ανάλυσης.

Στο τρίτο βήμα της ανάλυσης κατά X, παρατηρείται ότι η δυσμενέστερη κατάσταση που βρίσκονται τα στοιχεία του φέροντα οργανισμού του Κτηρίου είναι αυτή της άμεσης χρήσης (Immediate Occupancy).

Σε αντίθεση με το προηγούμενο βήμα, στη περίπτωση αυτή διαρρέουν και κατακόρυφα στοιχεία με ακραία κατάσταση αυτή της του σημείου B (ρόζ χρώμα). Συγκεκριμένα διαρρέουν τα υποστυλώματα K9 και K20. Το υποστύλωμα K9 διαρρέει στη βάση του και στο ύψος της οροφής του ισογείου, ενώ το υποστύλωμα K20, στην πρώτη, δεύτερη και τρίτη στάθμη.

Τέλος, διαρρέουν περισσότεροι δοκοί γύρω από τη περιοχή του εξώστη και του κλιμακοστασίου.

Από τα προαναφερθέντα, συμπεραίνεται ότι η κατασκευή δεν κινδυνεύει από κατάρρευση και δεν δημιουργείται πουθενά κάποια τοπική αστοχία.

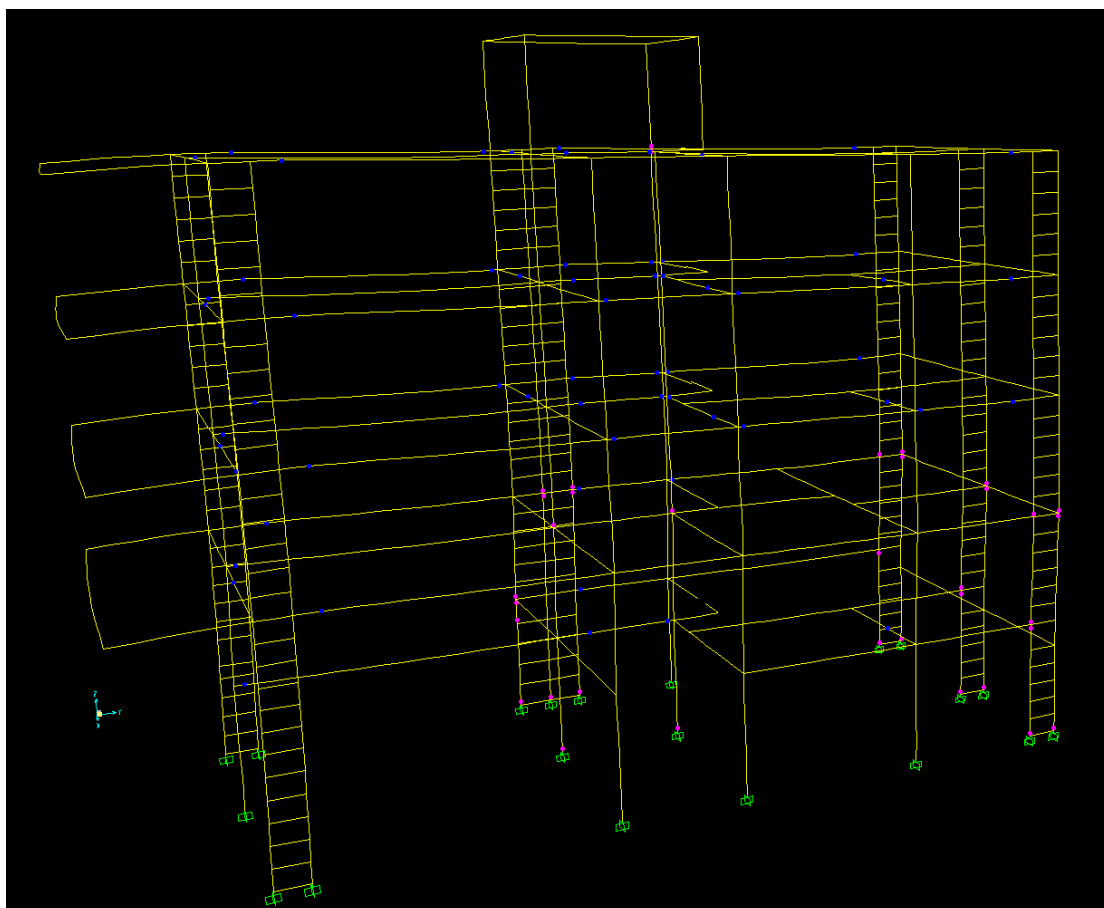
Διεύθυνση Υ

Όμοια διαδικασία ακολουθείται και για τη φόρτιση κατά την διεύθυνση Υ.

Ως στοχευμένη μετατόπιση ορίστηκαν τα 0.10 m. Η ανάλυση ολοκληρώθηκε καθώς έφτασε το μέγιστο αριθμό κενών βημάτων (nullsteps = 50). Από τα 120 βήματα, εκτελέστηκαν τα 6.

5.2.2.4 Παραμορφωμένος Φορέας

Στο Σχ.5.2.27 απεικονίζεται ο φορέας έπειτα από καταπόνηση κατά τη Υ διεύθυνση.



Σχ.5.2.27 Τελευταίο βήμα της ανάλυσης "Push_Y".

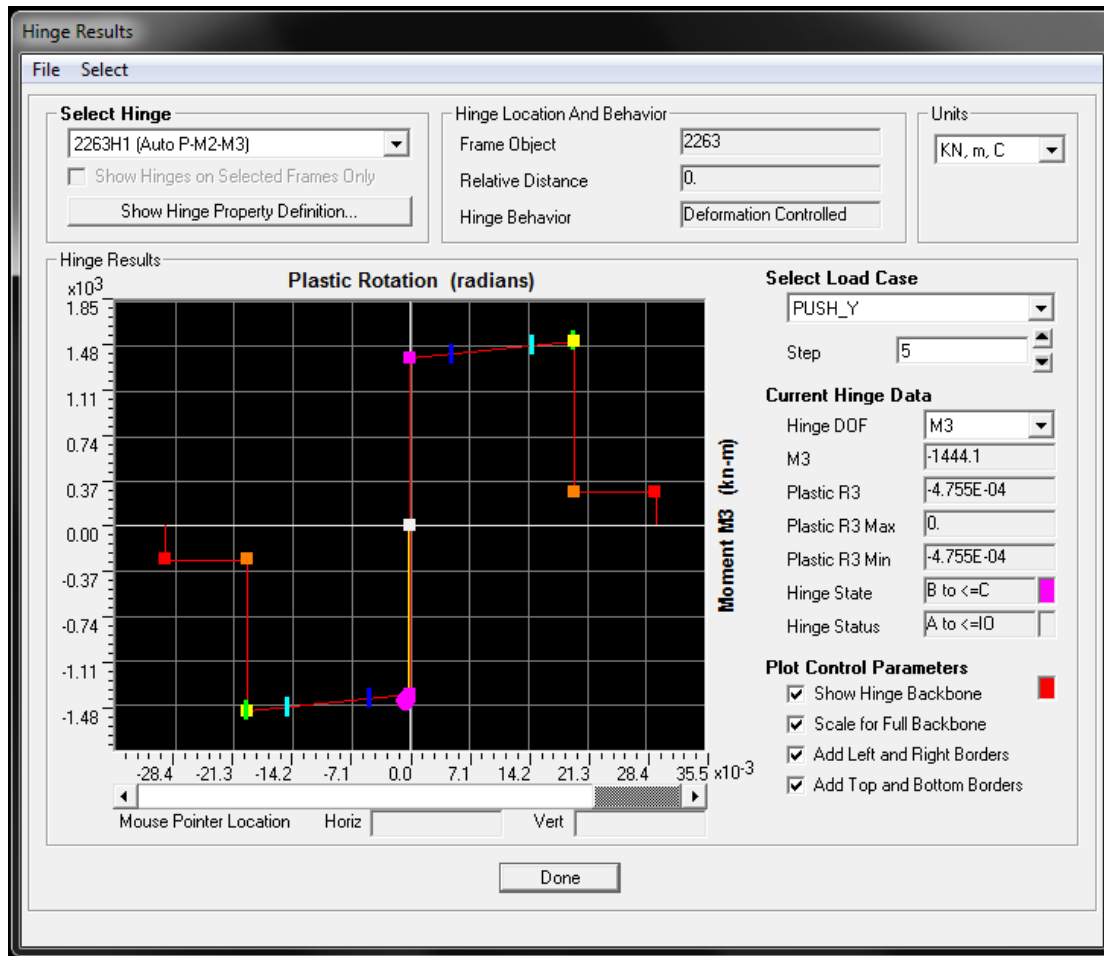
Παραμορφωσιακή Κατάσταση Κόμβου Ελέγχου

Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
126	PUSH_Y	NonStatic	Max	0.00014	-0.001829	-0.000642	0.000194	0.000225	0.000086
126	PUSH_Y	NonStatic	Min	-0.00536	-0.022458	-0.001517	-0.000167	0.000032	0.000039

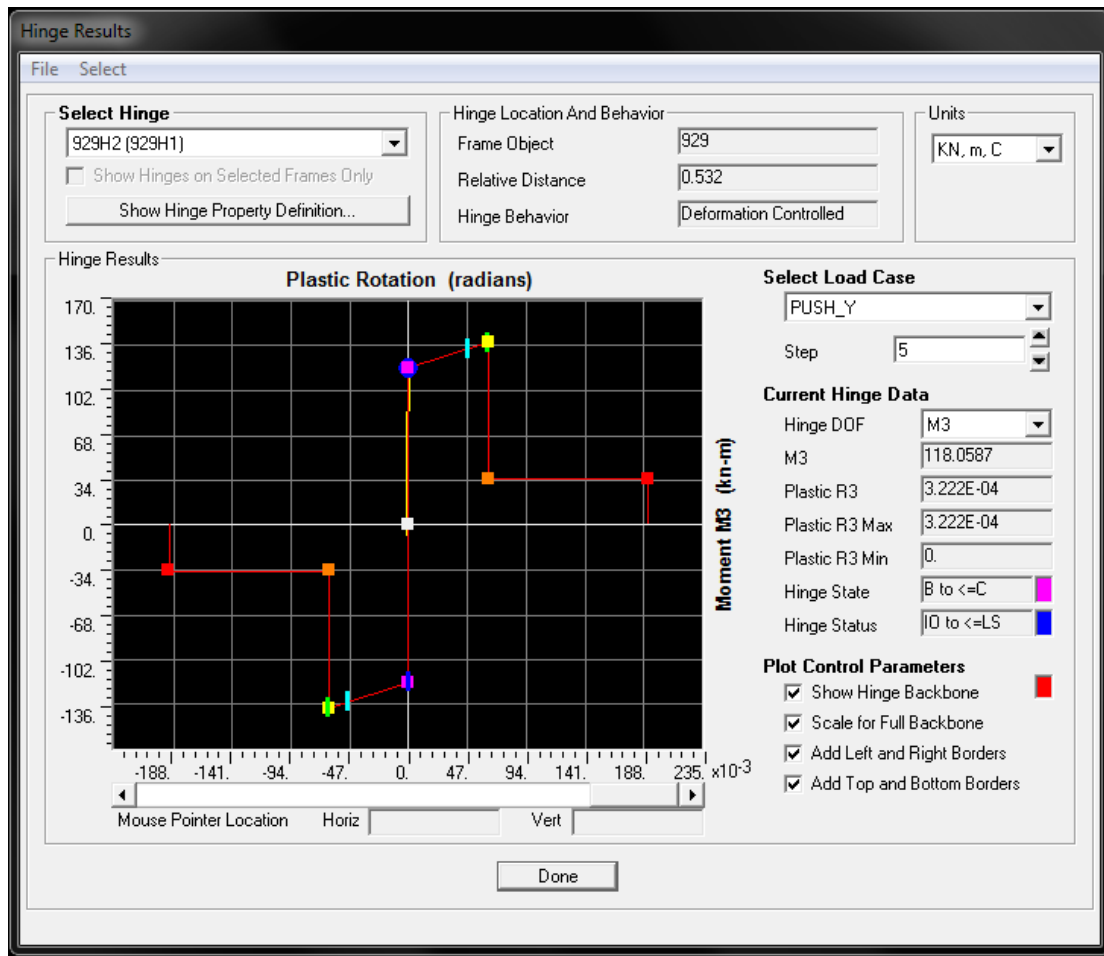
Πιν.5. 2.9 Παραμορφωσιακή κατάσταση κόμβου 126.

Για την φόρτιση κατά τη διεύθυνση Y, ο κόμβος ελέγχου μετατοπίστηκε κατά 2.2 cm.

5.2.2.5 Εξαγόμενα Πλαστικών Αρθρώσεων

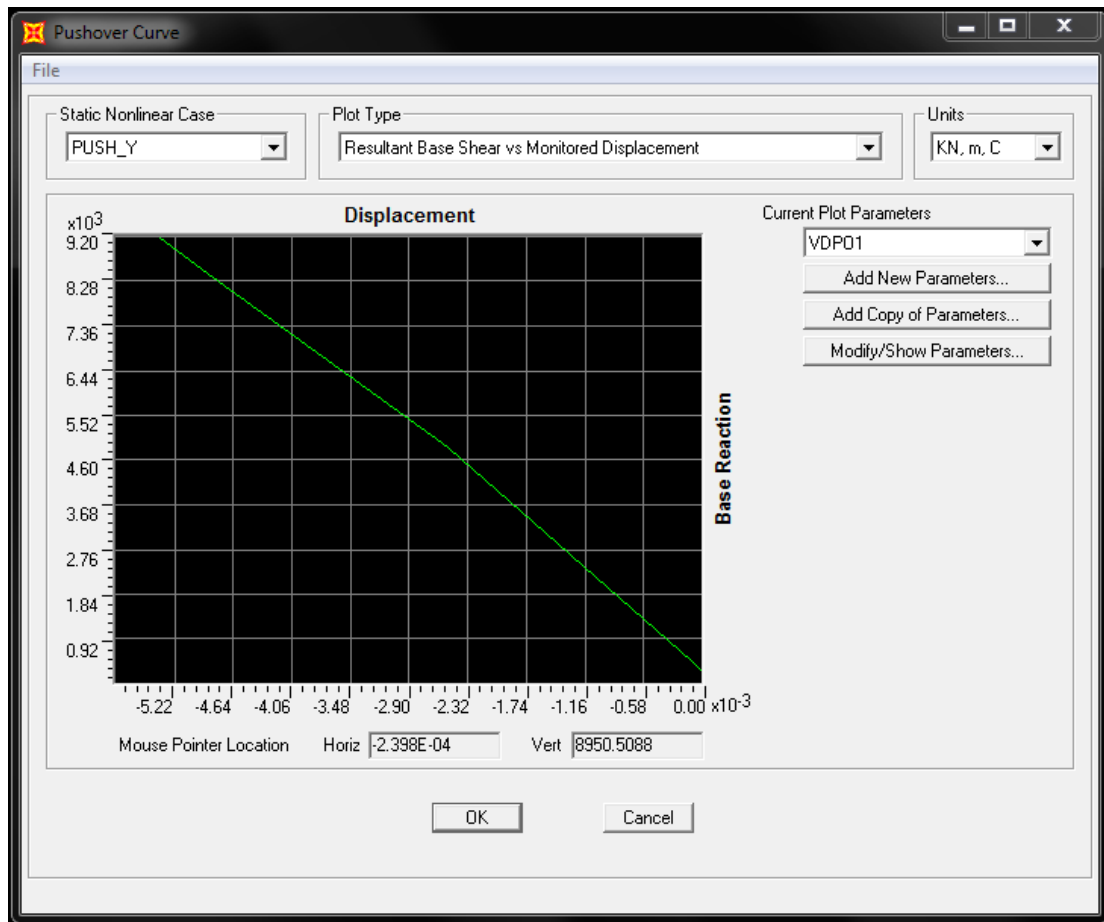


Σχ. 5.2.28 Κατάσταση πλαστικής άρθρωσης του υποστυλώματος K14.



Σχ. 5.2.29 Κατάσταση πλαστικής άρθρωσης της δοκού Δ6.1.

5.2.2.6 Καμπύλη Pushover – Σημείο Επιτελεστικότητας

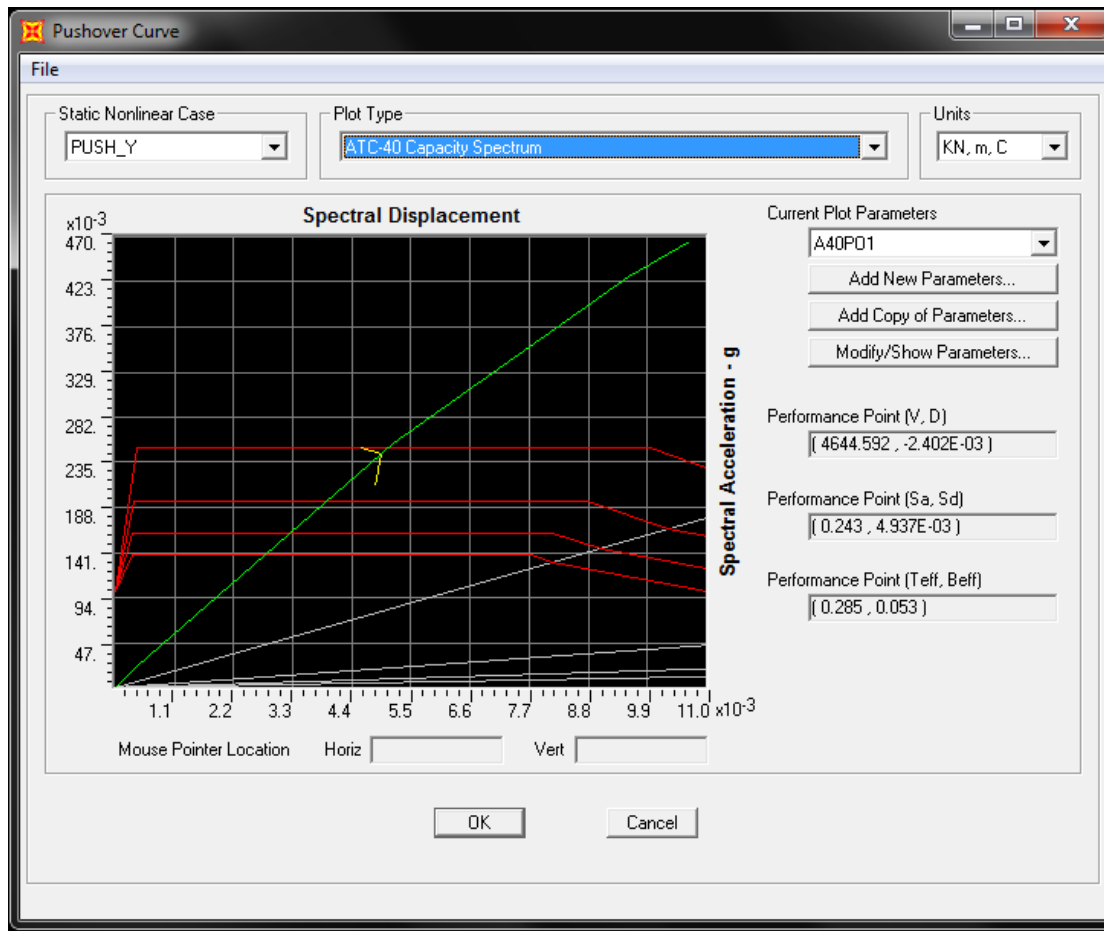


Σχ. 5.2.29 Διάγραμμα $V - \Delta$ (τέμνουσα βάσης - μετατοπίσεις).

Ο κλάδος του διαγράμματος είναι ανοδικός και έτσι δεν έχει εξαντληθεί η αντοχή της κατασκευής.

Pushover Curve - PUSH_Y		
Step	Displacement	BaseForce
	m	KN
0	0.00014	0
1	-0.000086	439.445
Σ.Ε.	-0.002402	4644.592
2	-0.002523	4862.751
3	-0.004847	8368.115
4	-0.00536	9170.753
5	-0.00536	9170.753
6	-0.00533	9106.003

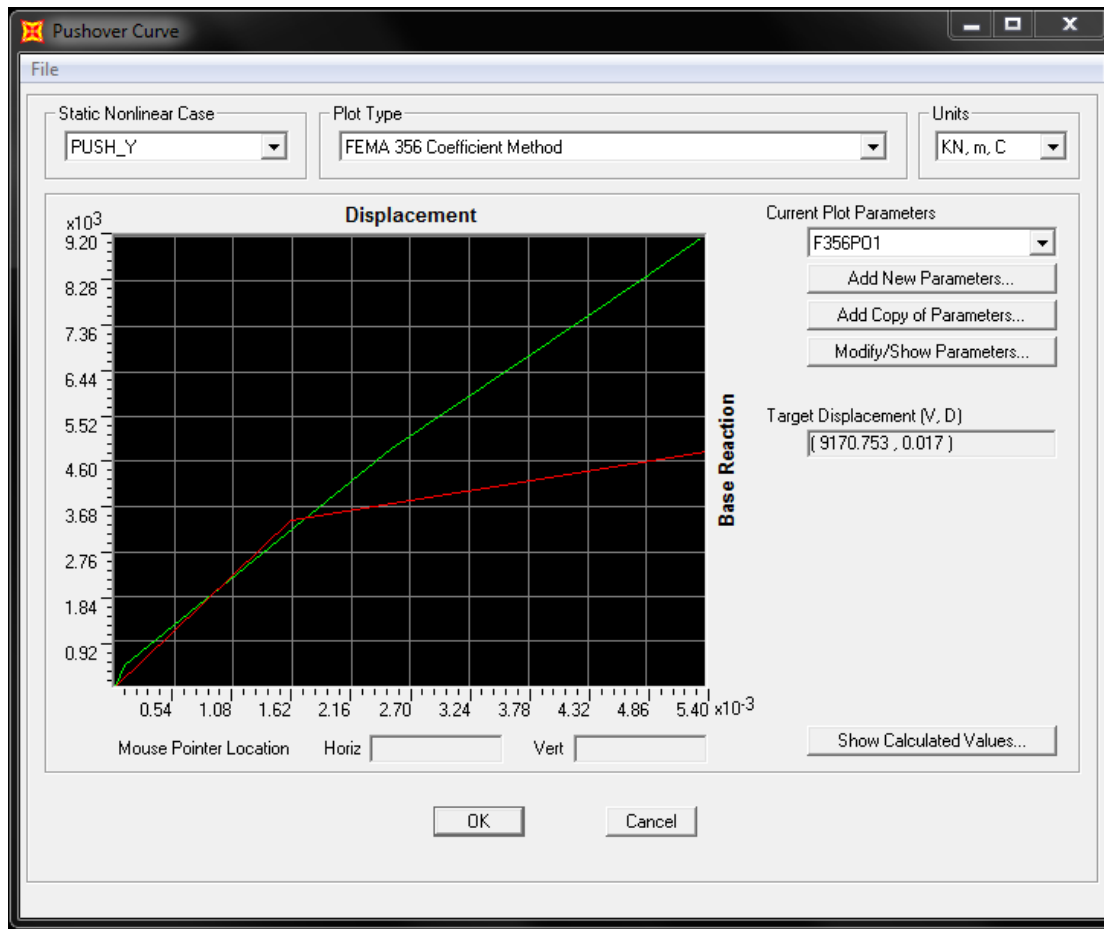
Πιν. 5.2.10 Δεδομένα διαγράμματος $V - \Delta$.



Σχ.5.2.30 Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας.

Από το διάγραμμα του σχήματος 5.2.30 παρατηρείται ότι το σημείο επιτελεστικότητας ορίζεται για $T = 0.285 \text{ sec.}$, και εντοπίζεται ανάμεσα στα βήματα **1**, και **2**.

Μετά από έλεγχο που πραγματοποιήθηκε για τα βήματα αυτά, δεν παρατηρήθηκαν τοπικές αστοχίες, ενώ η δυσμενέστερη κατάσταση των στοιχείων του φέροντα οργανισμού ήταν αυτή της άμεσης χρήσης (Immediate Occupancy).



Σχ. 5.2.24 Διγραμμικό βάση τη μέθοδο των συντελεστών.

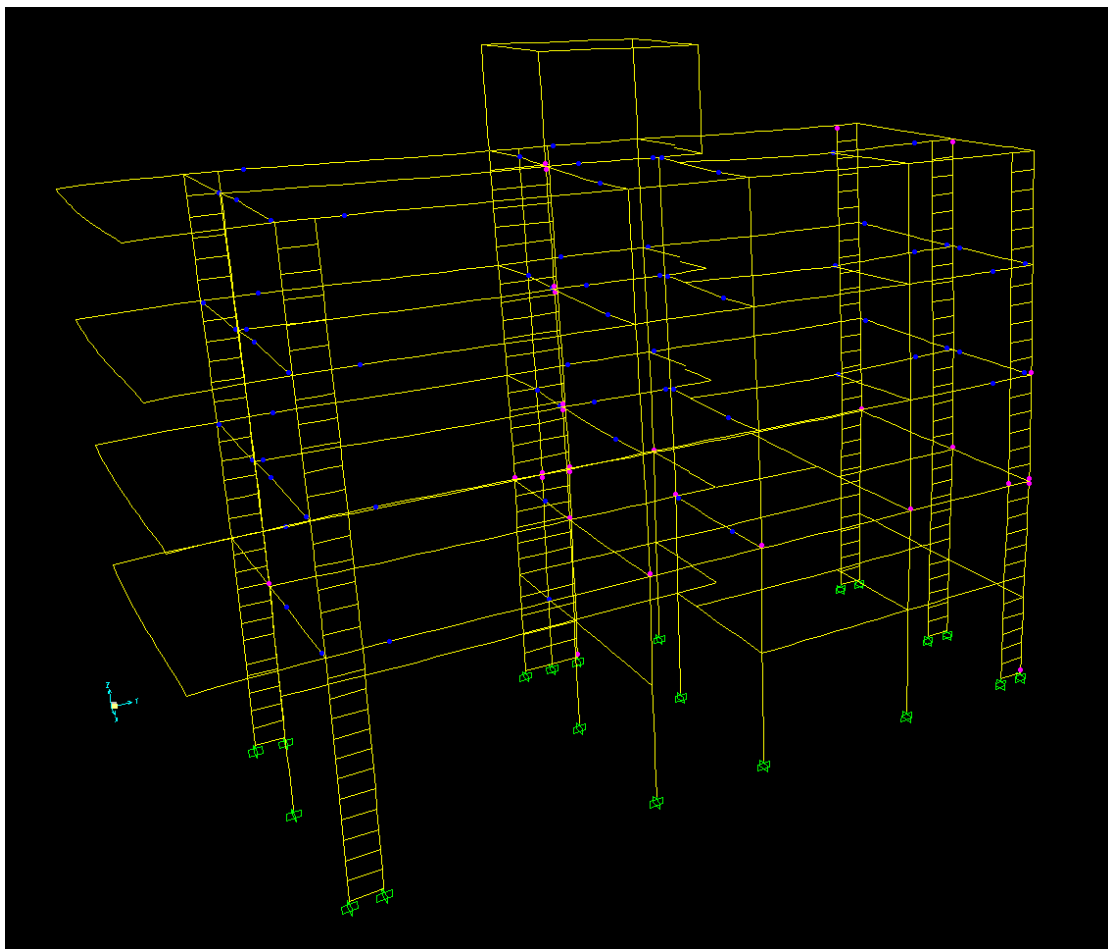
Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH_Y								
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			m		m			
0	0.271727	0.05	0	0	0.004585	0.25	1	1
1	0.271727	0.05	0.000404	0.022008	0.004585	0.25	1.013503	0.559663
2	0.285981	0.053586	0.005172	0.254603	0.004956	0.243925	0.96944	0.514725
3	0.299486	0.07351	0.009547	0.428486	0.00487	0.218574	0.991275	0.52235
4	0.304165	0.081299	0.010699	0.465546	0.004838	0.210499	0.999875	0.514073
5	0.304165	0.081299	0.010699	0.465546	0.004838	0.210499	0.999875	0.514073

Πιν.5.2.11 Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας.

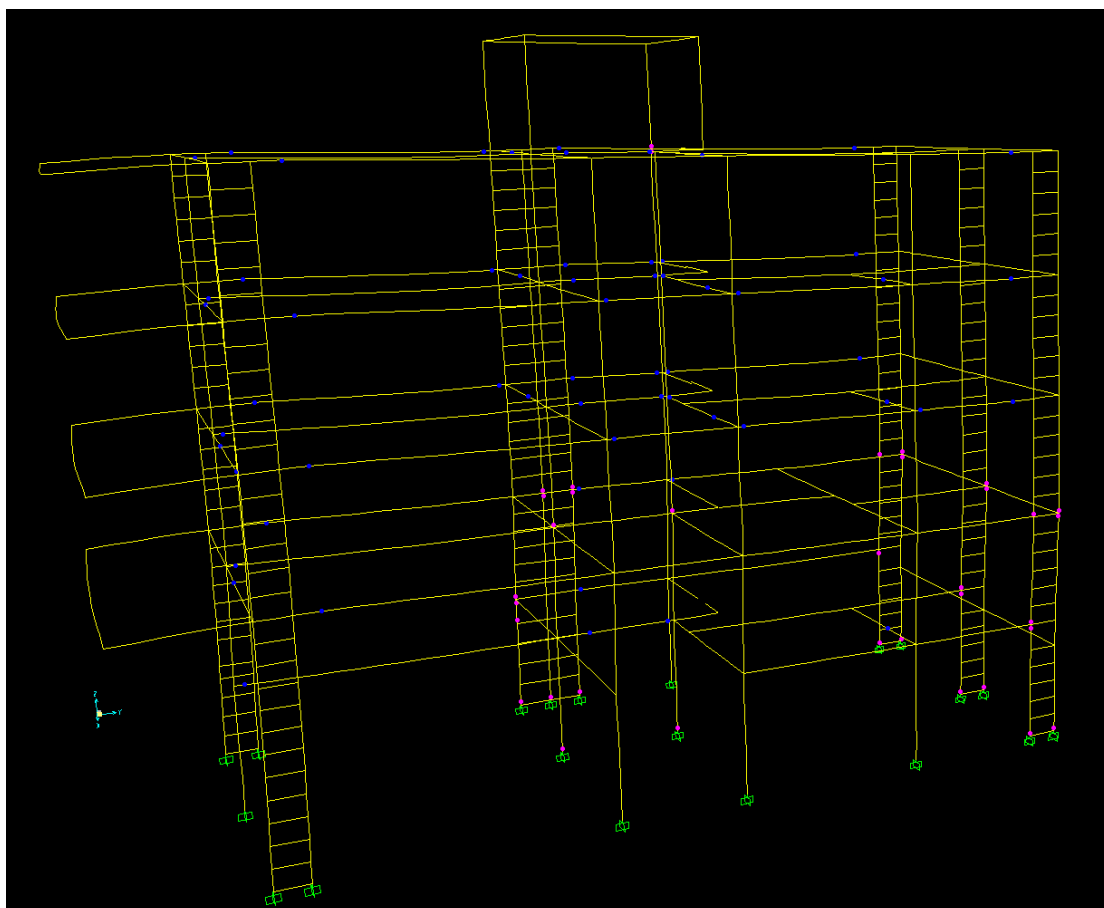
Αξιολόγηση

Συγκρίνοντας τις στοχευμένες μετακινήσεις του φορέα κατά τις δύο διευθύνσεις συμπεραίνεται ότι ο φορέας παρουσιάζει περίπου την ίδια ικανότητα παραμόρφωσης δεδομένου ότι και στις δύο κατευθύνσεις, η μετατόπιση ήταν περίπου ίση με **2,2 cm**.

Ο παραμορφωμένος φορέας κατά το τελευταίο στάδιο της ανάλυσης κατά τις δύο διευθύνσεις έχει την εξής εικόνα:



Σχ. 5.2.20 Τελευταίο βήμα της ανάλυσης "Push_X".



Σχ.5.2.27 Τελευταίο βήμα της ανάλυσης “Push_Y”.

Η εικόνα που παρουσιάζει ο φορέας κατά την ανάλυση κατά τη διεύθυνσεις X και Y είναι πανομοιότυπη με τις μόνες διαφορές να εμφανίζονται στα υποστυλώματα.

Συγκεκριμένα παρατηρείται έντονη διαρροή των υποστυλωμάτων στη βόρεια πλευρά του Κτηρίου (K7, K8, και K9) αλλά και των υποστυλωμάτων του κλιμακοστασίου στη βάση τους.

Η πιο ακραία κατάσταση των στοιχείων του φορέα είναι εκείνη της άμεσης χρήσης (Immediate Occupancy).

Σύγκριση μεταξύ Προσομοιωμάτων

Η ανάλυση των δύο φορέων απέφερε τα εξής:

Κατα τη **X διεύθυνση**, ο φορέας που προσομοιώθηκε κάνοντας χρήση επιφανειακών στοιχείων παρουσίασε **οριακή μετακίνηση** ίση με **5.5 cm**, ενώ ο ραβδωτός φορέας παρουσίασε **οριακή μετακίνηση** ίση με **2.2 cm**. Η διαφορά δείχνει ότι τα επιφανειακά στοιχεία επιτρέπουν την κατασκευή να παρουσιάζει περισσότερο εύκαμπτη συμπεριφορά σε σύγκριση με τη συμπεριφορά του δεύτερου φορέα, ο οποίος δείχνει πιο δύσκαμπτος.

Διαφορές επίσης παρουσιάζονται στην εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων. Στον φορέα με τα επιφανειακά στοιχεία παρατηρήθηκε συχνότερη εμφάνιση διαρροής στα υποστυλώματα και συγκεκριμένα στα υποστυλώματα K25, K7, K8, και K9, σε αντίθεση με τον δεύτερο φορέα όπου διέρρευσαν στην πλειονότητα τους οι δοκοί και συγκεκριμένα οι δοκοί των εξωστών και του κλιμακοστασίου. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι τα επιφανειακά στοιχεία μεταφέρουν με μεγαλύτερη ακρίβεια τα ασκούμενα φορτία στα φέροντα στοιχεία της κατασκευής, ενώ επίσης αναλαμβάνουν σημαντικό μερίδιο των καταπονήσεων.

ΜΕΡΟΣ V

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

6

Συμπεράσματα

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Παρουσιάζονται τα τελικά συμπεράσματα που αντλούνται από τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

6.1 Κτήριο με Επιφανειακά Στοιχεία έναντι χωρίς

6.1.1 Δυναμική Φασματική Μέθοδος

6.1.2 Ιδιομορφική Ανάλυση

Η ιδιοπερίοδος του φορέα **με επιφανειακά στοιχεία** βρέθηκε ίση με **T=0.453 (sec)**, ενώ η ιδιοπερίοδος του **χωρικού ραβδωτού φορέα** βρέθηκε ίση με **T = 0.407 (sec)**.

Ο φορέας χωρίς τα επιφανειακά στοιχεία είναι περισσότερο δύσκαμπτος από τον αντίστοιχο φορέα με τα επιφανειακά στοιχεία κάτι που οφείλεται εν μέρει στον τρόπο κατανομής των μαζών στον φορέα όσο και στη θεώρηση των διαφραγμάτων σε κάθε όροφο.

6.1.3 Σύγκριση Αποτελεσμάτων Φασματικής Ανάλυσης

Η σύγκριση των διαγραμμάτων εδειξέ τα εξής:

Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων στα φέροντα στοιχεία του φορέα με τα επιφανειακά στοιχεία ομοιόμορφη. Η ενδοτικότητα των επιφανειακών στοιχείων σε συνδυασμό με το γεγονός ότι δεν απαιτήθηκαν επεμβάσεις στην κινηματικότητα του φορέα (θεώρηση διαφραγμάτων) καθώς και η ακριβέστερη προσομοίωση της πραγματικής δυσκαμψίας των στοιχείων δοκού είχαν ως αποτέλεσμα την ομοιομορφοποίηση των εντάσεων του φορέα και την αποφυγή της εμφάνισης τεχνητών ακροτάτων.

Η προσομοίωση χωρίς επιφανειακά στοιχεία είχε ως αποτέλεσμα να αυξηθούν σημαντικά οι καταπονήσεις στα υποστυλώματα του φορέα και ιδιαίτερα στη περιοχή γύρω από το φρεάτιο του ικριώματος.

6.1.4. Μετατοπίσεις

Η προσομοίωση χωρίς επιφανειακά στοιχεία είχε ως αποτέλεσμα την αύξηση των μετατοπίσεων στον φορέα. Αυτό οφείλεται στην ακριβέστερη προσομοίωση της ενδοτικότητας των στοιχείων.

6.2.1 Υπερωθητική Ανάλυση

Η **οριακή τιμή μετακίνησης** για τον φορέα με τα επιφανειακά στοιχεία κατά τις δύο διευθύνσεις ήταν: **5.5 cm κατά X, και 2.5 cm κατά Y**. Οι αντίστοιχες οριακές τιμές μετακίνησης για τον φορέα χωρίς επιφανειακά στοιχεία ήταν: **2.2 cm κατά X και Y**.

Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι ο φορέας με τα επιφανειακά στοιχεία έχει μεγαλύτερη δυνατότητα παραμόρφωσης κατά τον

άξονα X σε σύγκριση με τον δεύτερο φορέα, ενώ οι παρόμοιες οριακές μετακινήσεις κατά τον Y άξονα δείχνει ότι η κατασκευή έχει μικρότερη παραμορφωσιακή δυνατότητα κατά αυτή τη διεύθυνση απ'ότι στη διεύθυνση X.

Τέλος, στον μικτό φορέα τα στοιχεία που διαρρέουν είναι κατά πλειοψηφία κατακόρυφα, σε αντίθεση με τον ραβδωτό φορέα, όπου οι πλειονότητα των στοιχείων που διαρρέουν είναι οι δοκοί, δείχνοντας έτσι, ότι στη περίπτωση του μικτού φορέα, δεν ικανοποιείται πλήρως η σχεδιαστική παραδοχή του “strong column – weak beam”. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι τα επιφανειακά στοιχεία μεταφέρουν με μεγαλύτερη ακρίβεια τα ασκούμενα φορτία στα φέροντα στοιχεία της κατασκευής, ενώ επίσης αναλαμβάνουν σημαντικό μερίδιο των καταπονήσεων.

Σε γενικές γραμμές, τα υποστυλώματα K7, K8, και K9 στο ύψος της ανισοσταθμίας παρουσιάσουν και τη μεγαλύτερη τρωτότητα σε περίπτωση σεισμού καθώς και στους δύο φορείς, διαρρέουν τοπικά στα σημεία εκείνα. Ιδιαίτερα στον μικτό φορέα, για σεισμική φόρτιση κατά τη διεύθυνση Y, το υποστύλωμα K9 αναμένεται να παρουσιάσει σημαντικές βλάβες.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- ✓ *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.), Κεφ. 3*
- ✓ *Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3.*
- ✓ *Α.Ι Κάππος, Ανάλυση κτηρίου πριν και μετά την επέμβαση, Σεμινάριο: Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ), Αθήνα, Δεκέμβριος, 2009.*
- ✓ *Ε.Κ.Ω.Σ (Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος)*
- ✓ *Anil K. Chopra & Rakesh K. Goel. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. John Wiley & Sons, Ltd. Earthquake engineering & structural dynamics (Volume 31 pg. 561-582).*
- ✓ *Αναστασιάδης, Κ.Κ., 2001. Φασματική υπερωθητική ανάλυση για εκτίμηση σεισμικής επίδοσης κτιρίων, 2ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, Θεσ/νίκη.*
- ✓ *Ι.Ε. Αβραμίδης. (2003). Ανάλυση κατασκευών – Γενική εισήγηση. Εργαστήριο εφαρμοσμένης στατικής τμήμα πολιτικών μηχανικών ΑΠΘ.*
- ✓ *Makarios, Triantafyllos K. 2005. Optimum definition of equivalent non-linear SDF system in pushover procedure of multistory r/c frames. Engineering Structures 27, 814–825.*
- ✓ *Γιάννης Ν. Ψυχάρης 2007, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας.*
- ✓ *Edward L. Wilson, Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, 2002, 3rd Edition.*
- ✓ *Μανούκας Γ., Αθανατοπούλου Ασημ., Αβραμίδης Ιωάννης, 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας 5-7 Νοεμβρίου 2008, Στατική Υπερωθητική Ανάλυση σε Χωρικά Συστήματα-Κανονιστικές Διατάξεις και Προβλήματα Εφαρμογής.*
- ✓ *Anil K. Chopra, Dynamics of Structures A Primer, 1980*
- ✓ *Anil K. Chopra, Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering, 1995*