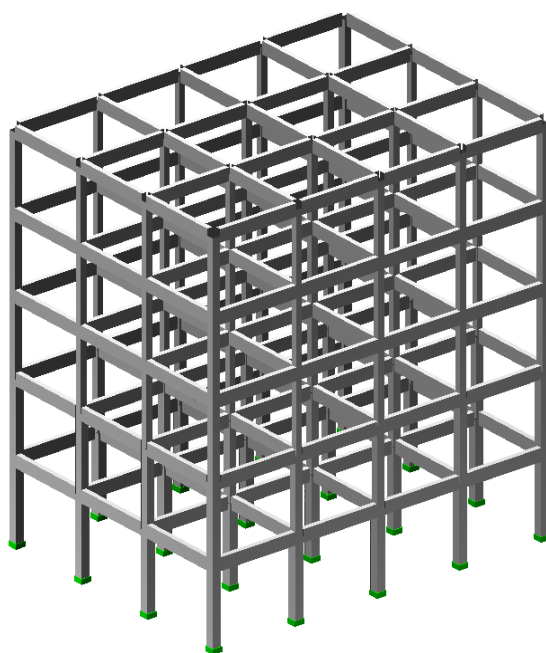




ΑΝΩΤΑΤΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΠΕΙΡΑΙΑ  
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ  
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ  
ΚΑΙ ΤΡΟΠΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΟΥΣ**



ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΚΑΜΑΤΕΡΗ ΔΗΜΗΤΡΑ**

ΑΘΗΝΑ 2012



ΑΝΩΤΑΤΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΠΕΙΡΑΙΑ  
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ  
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ  
ΚΑΙ ΤΡΟΠΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΟΥΣ**



ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΙΣΗΓΗΤΡΙΑ: **ΚΑΜΑΤΕΡΗ ΔΗΜΗΤΡΑ , 37028**

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: **ΡΕΠΑΠΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ,**  
**Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ**

ΑΘΗΝΑ 2012

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Ένα μεγάλο ποσοστό των δομημάτων της χώρας μας αποτελούν τα υφιστάμενα κτίρια, τα οποία κατασκευάστηκαν μεταξύ της δεκαετίας του 1960 και μέχρι το τέλος της δεκαετίας του 1980. Τα κτίρια αυτά έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί βάσει παλαιότερων Κανονισμών γι' αυτό και παρουσιάζουν ιδιαίτερα χαρακτηριστικά όσον αφορά όχι μόνο την κατασκευή τους, αλλά και τη συμπεριφορά τους έναντι σεισμικών δράσεων.

Στην παρούσα πτυχιακή εργασία διερευνάται η σεισμική συμπεριφορά υφισταμένων κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Για το σκοπό αυτό γίνεται αποτίμηση ενός πενταώροφου κτιρίου, η μελέτη του οποίου εκπονήθηκε με βάση τον Κανονισμό του 1959. Δεδομένου ότι οι τοίχοι πληρώσεως επηρεάζουν σημαντικά τη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών, το κτίριο δεν εξετάζεται μόνο ως "γυμνός" φορέας, αλλά και ως τοιχοπληρωμένος σύμφωνα με δύο διαφορετικές διατάξεις τοιχοπλήρωσης. Συγκεκριμένα, εξετάζεται η περίπτωση όπου τα περιμετρικά πλαίσια είναι πλήρως τοιχοπληρωμένα και η περίπτωση πιλοτής.

Για την αποτίμηση πραγματοποιούνται στατικές ανελαστικές αναλύσεις υπό αυξανόμενη ένταση (Pushover Analysis), με τη βοήθεια του λογισμικού STATIK-5 της εταιρίας Cubus Hellas. Μεταξύ άλλων προσδιορίζονται, η πλαστιμότητα και η υπεραντοχή του κτιρίου. Επιπλέον, εκτιμάται προσεγγιστικά η στοχευόμενη μετακίνηση του σεισμού και ελέγχεται αν η μετακίνηση αυτή είναι μεγαλύτερη από τη μετακίνηση αστοχίας, οπότε και απαιτείται κάποια ενίσχυση της κατασκευής.

Τα αποτελέσματα των στατικών αναλύσεων δείχνουν ότι το υφιστάμενο αυτό κτίριο είναι ιδιαίτερα ευάλωτο σε σεισμικά φορτία, αφού παρουσιάζει πολλές καμπτικές και διατμητικές βλάβες στα υποστυλώματα και τις δοκούς. Η παρουσία τοιχοποιίας στα περιμετρικά πλαίσια βελτιώνει τη συμπεριφορά της κατασκευής. Στην περίπτωση όμως της πιλοτής, η συμπεριφορά της είναι σημαντικά δυσμενής.

Δεδομένου λοιπόν ότι ο φορέας αστοχεί, προτείνονται μέθοδοι ενίσχυσής του και επιλέγεται η προσθήκη τοιχωμάτων. Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων του ενισχυμένου με τοιχώματα κτιρίου, προκύπτει ότι η συμπεριφορά του έναντι σεισμικών φορτίων είναι σημαντικά βελτιωμένη.

## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Στο σημείο αυτό θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στον Καθηγητή μου και επιβλέποντα της παρούσας εργασίας κ. Κωνσταντίνο Ρεπαπή, Επ. Καθηγητή ΤΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ, Πολιτικό Μηχανικό ΕΜΠ, για τη συνεχή επιστημονική καθοδήγησή του, τις πολύτιμες συμβουλές του, αλλά και τη συμπαράσταση και υποστήριξή του καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας.

Επίσης, οφείλω να ευχαριστήσω τον κ. Αντώνη Κανελλόπουλο, Πολιτικό Μηχανικό ΕΜΠ, Dr. Sc. Techn. ETH Zuerich, για την πολύτιμη συμβολή του στην εκμάθηση του λογισμικού STATIK-5 και την εν γένει διάθεση της εμπειρίας του, καθώς επίσης και τα υπόλοιπα μέλη της εταιρίας Cubus Hellas, για τη συνεχή βοήθεια και καθοδήγησή τους.

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

### Κεφάλαιο 1 : Εισαγωγή

1.1 Γενικά.....	7
1.2 Περιγραφή του προβλήματος – Σκοπιμότητα.....	7
1.3 Διάγραμμα εργασίας.....	9

### Κεφάλαιο 2 : Υφιστάμενα κτίρια

2.1 Ισχύοντες κανονισμοί.....	11
2.2 Χαρακτηριστικά υφισταμένων κτιρίων από Ω.Σ. ....	13
2.3 Επίδραση τοιχοπληρώσεων.....	16
2.3.1 Ασύμμετρη διάταξη τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη.....	18
2.3.2 Ασύμμετρη διάταξη τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος μεταξύ των ορόφων.....	19
2.3.3 Ασύμμετρη διάταξη τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος εντός του ορόφου.....	20
2.4 Τρόποι ενίσχυσης – επισκευής.....	21

### Κεφάλαιο 3 : Σεισμική αποτίμηση υφισταμένων κατασκευών από Ω.Σ.

3.1 Γενικά.....	29
3.2 Ελαστικές αναλύσεις.....	30
3.3 Ανελαστικές αναλύσεις.....	31
3.4 Μη γραμμική στατική ανάλυση υπό αυξανόμενη ένταση (pushover analysis).....	32
3.5 Στάθμες επιτελεστικότητας.....	36
3.6 Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης.....	37
3.6.1 Μέθοδος Διαγράμματος Ικανότητας.....	38
3.6.2 Μέθοδος του συντελεστή μετακίνησης (DCM).....	43
3.6.3 Μέθοδος N2.....	45
3.7 Σύνοψη.....	48

## **Κεφάλαιο 4 : Εφαρμογή σε υφιστάμενο κτίριο**

4.1 Περιγραφή κτιρίου.....	50
4.2 Προσομοίωμα κτιρίου και Παραδοχές σχεδιασμού.....	57
4.3 Περιπτώσεις τοιχοπληρωμένων κτιρίων.....	60
4.4 Στατικές ανελαστικές αναλύσεις.....	62
4.4.1 Ανάλυση γυμνού φορέα.....	62
4.4.2 Ανάλυση φορέα τύπου pilotis.....	88
4.4.3 Ανάλυση φορέα με τοιχοπληρώσεις σε όλα τα εξωτερικά φαντώματα.....	109
4.5 Αποτελέσματα.....	124

## **Κεφάλαιο 5 : Ενισχυμένο κτίριο**

5.1 Τρόπος ενίσχυσης.....	128
5.2 Αποτελέσματα στατικών ανελαστικών αναλύσεων.....	131
5.3 Σύγκριση αρχικού και ενισχυμένου κτιρίου.....	146

## **Κεφάλαιο 6 : Συμπεράσματα.....**

ΑΝΑΦΟΡΕΣ.....	149
---------------	-----

## Κεφάλαιο 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1 Γενικά

Σεισμός είναι η ξαφνική κίνηση του εδάφους, η οποία δημιουργείται από διατάραξη της ισορροπίας των γήινων πετρωμάτων. Η διατάραξη αυτή έχει ως αποτέλεσμα την απελευθέρωση μηχανικής ενέργειας, η οποία διαδίδεται μέσα στη Γη με τη μορφή σεισμικών κυμάτων. Τα κύματα αυτά διαμέσου του εδάφους διεγείρουν με τη σειρά τους τα δομήματα που είναι θεμελιωμένα σε αυτό.

Είναι γεγονός ότι, ο σεισμός αποτελεί έναν από τους πιο καταστρεπτικούς φυσικούς κινδύνους στον πλανήτη. Με την αναπάντεχη εκδήλωσή του, αναπτύσσεται ο κίνδυνος για την απώλεια της ανθρώπινης ζωής, ο οποίος προέρχεται σχεδόν αποκλειστικά από κατασκευές που έχει φτιάξει ο ίδιος ο άνθρωπος (καταρρεύσεις κτιρίων, γεφυρών και άλλων τεχνικών έργων). Οι καταστροφές αυτές φέρουν βαρύτατο πλήγμα και στην οικονομία της περιοχής. Προκαλούνται λοιπόν ζημιές σε κοινωνικό αλλά και οικονομικό επίπεδο μιας χώρας, ανάλογα βέβαια με τα χαρακτηριστικά του σεισμού.

Ένας σεισμός μπορεί να προκαλέσει πολλούς κινδύνους. Οι κίνδυνοι αυτοί μπορούν να αντιμετωπιστούν με το σχεδιασμό και την κατασκευή αντισεισμικών κτιρίων. Δηλαδή τις συνέπειες ενός σεισμού μπορεί να καθορίσει η σεισμική ικανότητα που έχει ένα κτίριο. Για τον σχεδιασμό δομημάτων με σεισμική ικανότητα είναι αναγκαία η εφαρμογή των κατάλληλων Αντισεισμικών Κανονισμών. Τα παλαιότερα χρόνια οι γνώσεις δεν ήταν στο σημερινό επίπεδο και συνεπώς οι Κανονισμοί ήταν λιγότερο απαιτητικοί. Έπειτα όμως από πολλά χρόνια έρευνας οι Κανονισμοί εξελίχθηκαν και ακόμα, δόθηκε έμφαση στις μεθόδους με τις οποίες μπορεί να προβλεφθεί η σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου.

### 1.2 Περιγραφή του προβλήματος - Σκοπιμότητα

Η Ελλάδα αποτελεί σειсмоγενή χώρα. Ως επί το πλείστον, τα υφιστάμενα κτίρια (κυρίως αυτά που έχουν μελετηθεί πριν το 1984) είναι αυτά που αποτελούν μεγάλο

πρόβλημα σε ένα σεισμό, καθώς έχουν κατασκευαστεί αρκετά χρόνια παλαιότερα, με παλιούς Κανονισμούς και ανεπαρκείς σχεδιασμούς έναντι σεισμικών δράσεων. Πριν μερικές δεκαετίες υπήρξε έντονη ανοικοδόμηση στη χώρα μας κυρίως σε αστικές περιοχές, με αποτέλεσμα ένα τεράστιο τμήμα του δομικού μας πλούτου να αποτελείται από κτίρια της κατηγορίας αυτής. Για το λόγο αυτό, οι έρευνες δίνουν έμφαση στην αντισεισμική συμπεριφορά υφισταμένων κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα.

Έρευνα έχει δείξει ότι τα κτίρια αυτά δεν έχουν επαρκή φέρουσα ικανότητα και πλαστιμότητα ώστε να αντισταθούν στις σεισμικές δράσεις. Παρουσιάζουν αδυναμίες, κάποιες από τις οποίες είναι η ανεπαρκής όπλιση των υποστυλωμάτων, των δοκών, των κόμβων, καθώς και η ανεπαρκής αγκύρωση του οπλισμού αυτού. Τα υποστυλώματα των υφιστάμενων κτιρίων είναι ευαίσθητα σε ψαθυρή αστοχία, συνεπώς η σεισμική αντοχή των οικοδομών αυτών είναι πολύ μικρή. Τα υφιστάμενα κτίρια λοιπόν, πρέπει να ικανοποιούν τις σύγχρονες απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς όπως αναφέρεται στους νέους Κανονισμούς.

Αντισεισμικός σχεδιασμός, όμως, δεν είναι απλή εφαρμογή των Κανονισμών, αλλά σύνθετη διαδικασία. Για να γίνει ανασχεδιασμός ενός υφισταμένου κτιρίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα, πρέπει ο Μηχανικός να κάνει εκτίμηση των παραμέτρων της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου και ειδικότερα της πλαστιμότητας, του δείκτη συμπεριφοράς και της υπεραντοχής. Χρειάζεται αναλυτική διερεύνηση κάθε αδυναμίας που παρουσιάζει το κτίριο. Αυτό επιτυγχάνεται με την ανάπτυξη προσομοιωμάτων που προσεγγίζουν την πραγματική συμπεριφορά του υφισταμένου κτιρίου, και την κατάλληλη ανάλυση αυτών. Η μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover) αποτελεί μια απλή στην εφαρμογή ανάλυση, που μπορεί να δώσει χρήσιμες πληροφορίες για τις παραμέτρους της σεισμικής συμπεριφοράς. Είναι ιδιαίτερα αντιπροσωπευτική μέθοδος για το σχεδιασμό και την αποτίμηση κατασκευών, έναντι οριζοντίων δυνάμεων.

Στην παρούσα εργασία, στόχος είναι η διερεύνηση της συμπεριφοράς υφισταμένων κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα, έναντι σεισμικών δράσεων και η εκτίμηση της πραγματικής τους αντοχής. Προς τούτο, γίνεται η εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover) σε ένα πενταώροφο κτίριο που έχει σχεδιαστεί σύμφωνα με τον Κανονισμό 1959, με στόχο να αποτιμηθούν οι κρίσιμες παράμετροι συμπεριφοράς του όπως η πλαστιμότητα και η υπεραντοχή του. Στη συνέχεια εξετάζεται η συμπεριφορά του φορέα και με τοιχοπληρώσεις, σύμφωνα με δύο διαφορετικές διατάξεις τοιχοπλήρωσης.



Από τα αποτελέσματα που προκύπτουν, γίνεται διερεύνηση των τρόπων ενίσχυσης με τους οποίους μπορεί να βελτιωθεί η συμπεριφορά του κτιρίου αυτού και τελικά επιλέγεται η προσθήκη τοιχωμάτων. Από τις αναλύσεις του ενισχυμένου φορέα προκύπτει ότι είναι φανερή η υπεροχή του.

### **1.3 Διάγραμμα εργασίας**

Η εργασία αυτή αποτελείται από 6 Κεφάλαια. Μετά την Εισαγωγή, στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά των υφισταμένων κτιρίων. Γίνεται μια ανασκόπηση των ισχυόντων κανονισμών από τις παλαιότερες δεκαετίες μέχρι σήμερα και σχολιάζονται οι βασικές διαφορές τους. Περιγράφεται ο τρόπος σχεδιασμού των υφισταμένων κτιρίων σύμφωνα με τους παλαιότερους κανονισμούς και τονίζονται τα στοιχεία που επιδρούν αρνητικά στη συμπεριφορά τους σε σεισμικά φορτία. Κρίσιμη παράμετρο που επηρεάζει αυτή τη συμπεριφορά αποτελεί η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων μέσα στα φατνώματα πλαισίων ωπλισμένου σκυροδέματος. Γίνεται περιγραφή της επίδρασης των τοιχοπληρώσεων στη σεισμική απόκριση κτιρίων ωπλισμένου σκυροδέματος και αναφέρονται τρόποι αρνητικής επίδρασής τους στο κτίριο κατά τη φάση ενός σεισμού. Τέλος, αναφέρονται οι βασικότεροι τρόποι επέμβασης προς ενίσχυση της αντισεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων αυτών.

Στο τρίτο κεφάλαιο, παρουσιάζονται οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση υφισταμένων κτιρίων. Οι μέθοδοι διακρίνονται σε ελαστικές και ανελαστικές. Για τις ελαστικές μεθόδους εντοπίζεται το πρόβλημα της προσεγγιστικής εκτίμησης του δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , που εισάγει αβεβαιότητα στα αποτελέσματα. Για τις ανελαστικές, σημειώνεται ότι με την κατάλληλη προσομοίωση των μελών του φορέα αυξάνεται η ακρίβεια των αποτελεσμάτων, αλλά ταυτόχρονα και ο υπολογιστικός φόρτος. Στη συνέχεια παρουσιάζεται η στατική ανελαστική ανάλυση (Pushover), καθώς χρησιμοποιείται για τις αναλύσεις που χρησιμοποιούνται, και επίσης, τρεις διαφορετικές μέθοδοι προσδιορισμού της στοχευόμενης μετακίνησης μιας κατασκευής.

Στο τέταρτο κεφάλαιο, γίνεται η περιγραφή του κτιρίου προς διερεύνηση. Περιγράφεται ο τρόπος προσομοίωσης του φορέα και οι διάφορες παραδοχές σχεδιασμού που έγιναν. Αναφέρονται και οι δύο περιπτώσεις τοιχοπληρώσεων που εξετάζονται και ο τρόπος προσομοίωσής τους. Στη συνέχεια πραγματοποιούνται στατικές ανελαστικές

αναλύσεις για κάθε περίπτωση, με στόχο τη διερεύνηση της συμπεριφοράς τους και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα αυτών.

Στο πέμπτο κεφάλαιο, παρουσιάζεται ο τρόπος ενίσχυσης που επιλέχθηκε για το εξεταζόμενο υφιστάμενο κτίριο. Παρουσιάζονται οι ανελαστικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν σε αυτό και τα αποτελέσματα που προέκυψαν. Στη συνέχεια τα αποτελέσματα αυτά συγκρίνονται με εκείνα του μη ενισχυμένου κτιρίου.

Στο τελευταίο κεφάλαιο, παρουσιάζονται τα τελικά συμπεράσματα που προέκυψαν για κάθε περίπτωση που εξετάστηκε και γίνεται μια συγκεντρωτική αποτίμηση των αποτελεσμάτων.

## Κεφάλαιο 2: ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΚΤΙΡΙΑ

### 2.1 Ισχύοντες κανονισμοί

Στην Ελλάδα, πριν το 1959 τα κτίρια κατασκευάζονταν χωρίς Αντισεισμικούς Κανονισμούς. Σε ορισμένες πολύ σεισμικές περιοχές της χώρας, είχε αναπτυχθεί κάποια εμπειρική παράδοση αντισεισμικής τεχνολογίας. Είχαν εφαρμοστεί κάποια αντισεισμικά μέτρα τα οποία κωδικοποιήθηκαν και δημιουργήθηκε ο Κανονισμός 1959. Θεωρείται ανεπαρκής κανονισμός, συνεπώς η θέσπισή του δε σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν σύμφωνα με αυτόν, διέθεταν ικανοποιητική αντοχή σε σεισμό (ιδίως οι πολυώροφες).

Ο Κανονισμός 1959 αφορούσε κυρίως μονώροφες κατασκευές παρά πολυώροφες. Η ανάλυση και ο έλεγχος για σεισμικά φορτία βασιζόνταν στο μοντέλο του μονώροφου. Το μοντέλο αυτό αποτελεί την ακριβή και πρακτικά εφικτή λύση που έδωσε ο καθ. Α. Ρουσόπουλος για τα μονώροφα κτίρια. Στην εργασία του, ορίστηκε η έννοια του ελαστικού κέντρου στροφής των πλακών των κτιρίων και θεμελιώθηκαν και άλλοι κανόνες για τον ορθό αντισεισμικό σχεδιασμό. Η όλη μεθοδολογία, υιοθετήθηκε από τον Αντισεισμικό Κανονισμό 1959. Ο έλεγχος λοιπόν, για σεισμικά φορτία, γινόταν για κάθε όροφο ξεχωριστά, με θεώρηση ελαστικής στήριξης στα υποστυλώματα, χωρίς να λαμβάνεται υπ' όψιν η συμβολή των δοκών στην ανάληψη σεισμικής έντασης [Θ. Αντωνόπουλος, 2008].

Σύμφωνα με τον κανονισμό αυτό, όπως αναφέρεται και στη διδακτορική διατριβή του Α. Κοσμόπουλου, [2005], τα κτίρια αναλάμβαναν μόνο κατακόρυφα φορτία, γεγονός το οποίο επηρέασε το δομικό σύστημα. Τα κτίρια από ωπλισμένο σκυρόδεμα διέθεταν πολύ σπάνια ένα ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης οριζόντιων δυνάμεων και στις δύο διευθύνσεις, συνεπώς ήταν σχεδόν πλήρης η απουσία πλήρων πλαισίων. Οι θέσεις των δοκών και των υποστυλωμάτων καθορίζονταν σύμφωνα με την αρχιτεκτονική διάταξη και έτσι οι στηρίξεις μεταξύ των δοκών ήταν έμμεσες. Πολλές φορές ακόμα και η όπλιση των πλακών γινόταν ως προς τη μία οριζόντια διεύθυνση και στηριζόταν σε δοκούς παράλληλες στη άλλη διεύθυνση. Αποτέλεσμα ήταν, το κτίριο να διαθέτει σαφές

πλαισιακό σύστημα μόνο ως προς τη μία διεύθυνση, ενώ στην άλλη τα υποστυλώματά του να λειτουργούν σαν κατακόρυφοι πρόβολοι.

Η αναθεώρηση του Αντισεισμικού Κανονισμού έγινε με τις Πρόσθετες Διατάξεις του 1984. Οι Διατάξεις αυτές, εισήγαγαν για πρώτη φορά όλα σχεδόν τα κύρια χαρακτηριστικά των σύγχρονων Κανονισμών, όπως τον ικανοτικό σχεδιασμό υποστυλωμάτων σε κάμψη, τις λεπτομέρειες όπλισης μελών για λόγους τοπικής πλαστιμότητας, την ανάλυση και τον έλεγχο σύμφωνα με το πολυώροφο μοντέλο. Σε συνδυασμό με την εισαγωγή προγραμμάτων στατικής ανάλυσης στο χώρο, οι διατάξεις έθεσαν τέρμα στο πρόβλημα της ανεπαρκούς προσομοίωσης και των προσεγγιστικών μεθόδων ανάλυσης πολυώροφων κτιρίων για τη σεισμική δράση. Ως αποτέλεσμα, η σεισμική τρωτότητα των κτιρίων που κατασκευάστηκαν μετά το 1984 είναι πολύ χαμηλότερη σε σχέση με εκείνη των παλαιότερων κτιρίων.

Το 1995 έγινε γενική ανασύνταξη και εκσυγχρονισμός του Αντισεισμικού Κανονισμού, το οποίο επέφερε βελτίωση της αντισεισμικής προστασίας και ασφάλειας των κατασκευών Ωπλισμένου Σκυροδέματος. Ο νέος Αντισεισμικός Κανονισμός του 1995 (NEAK) εισάγει πλέον τη φασματική μέθοδο ως κύρια μέθοδος ανάλυσης και ανταποκρίνεται για πρώτη φορά στα διεθνή πρότυπα και στο σύγχρονο επίπεδο γνώσης. Με τη βελτίωση του NEAK, το 2000 προέκυψε ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000) που ισχύει μέχρι και σήμερα. Έχει τη μορφή και τη φιλοσοφία των Ευροκωδίκων και βρίσκεται σε συμφωνία με τον Κανονισμό για τη Μελέτη και Κατασκευή έργων από Σκυρόδεμα.

Τέλος, το 2010, ολοκληρώθηκε η σύνταξη του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) για την επισκευή και ενίσχυση κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Σκοπός του είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων δομημάτων και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους αλλά και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις [ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2010].

Από την παραπάνω αναδρομή προκύπτει ότι οι μετά το 1984 κατασκευές είχαν πολύ καλύτερη σεισμική συμπεριφορά από αυτές που κατασκευάστηκαν μεταξύ του 1959 και 1984 διαστήματος, οι οποίες με τη σειρά τους συμπεριφέρθηκαν καλύτερα από τις προ του 1959.

## **2.2 Χαρακτηριστικά υφισταμένων κτιρίων από Ω.Σ**

Τα κτίρια τα οποία κατασκευάστηκαν μεταξύ της δεκαετίας του 1960 και του 1980, όπως προαναφέρθηκε, έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί σύμφωνα με παλαιούς Αντισεισμικούς Κανονισμούς. Παρουσιάζουν υψηλή σεισμική τρωτότητα, συνεπώς δεν μπορούν σε καμία περίπτωση να χαρακτηρισθούν ως ασφαλείς αντισεισμικές κατασκευές. Αυτό συμβαίνει διότι την εποχή εκείνη, έννοιες όπως ανελαστική συμπεριφορά, πλαστιμότητα, ικανοτικός σχεδιασμός κλπ, ήταν άγνωστες στους μηχανικούς και επίσης η ποιότητα των υλικών που χρησιμοποιούνταν ήταν συχνά χαμηλότερη. Τα περισσότερα από τα κτίρια αυτά έχουν μελετηθεί για χαμηλότερο σεισμικό συντελεστή, με απλοποιημένα προσομοιώματα για την ανάλυση και χωρίς τις ειδικές πρόσφατες διατάξεις για ικανοτικό σχεδιασμό και όπλιση κρίσιμων περιοχών.

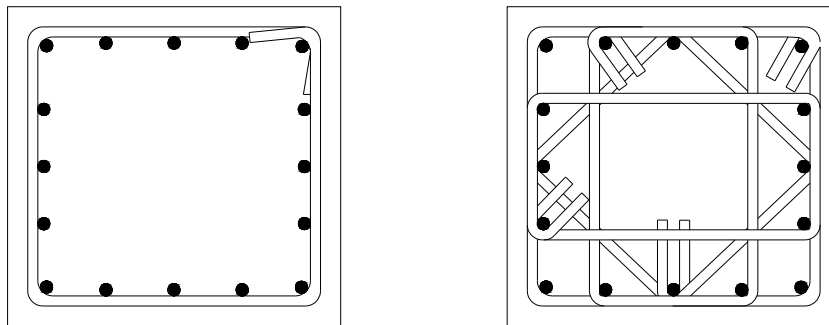
Έτσι λοιπόν παρατηρείται ότι τα επιμέρους δομικά μέλη που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό των υφισταμένων δομημάτων παρουσιάζουν κάποια συγκεκριμένα χαρακτηριστικά.

Ένα από τα βασικά χαρακτηριστικά τους είναι ότι τα φέροντα στοιχεία τους είναι σχετικά μικρών διαστάσεων. Στα κτίρια της δεκαετίας του 1960, τα τοιχώματα απουσιάζουν, ενώ τα υποστυλώματα βρίσκονται σε πυκνή διάταξη όπως και οι τοιχοποιίες. Μερική ασυνέχεια σε αυτές παρατηρείται στο ισόγειο ή σε οποιονδήποτε όροφο, είτε εξ αρχής, είτε κατά τη διάρκεια της ζωής του κτιρίου λόγω αλλαγής χρήσης του. Το 1970, το πλήθος των ορόφων αυξάνεται, η διάταξη των υποστυλωμάτων είναι αραιότερη, ενώ η μερική ασυνέχεια της τοιχοποιίας στο ισόγειο παρουσιάζεται συχνότερα (πilotή). Ωστόσο, και τις δύο αυτές δεκαετίες χαρακτηριστικό είναι ότι δεν γίνεται ικανοτικός έλεγχος κατά τον σχεδιασμό. Ο ικανοτικός έλεγχος με επιτρεπόμενες τάσεις εφαρμόζεται στα κτίρια της δεκαετίας του 1980, μετά τα Πρόσθετα Άρθρα του 1984 [Κ. Ρεπαπής, Ε. Βιντζηλαίου, Χ. Ζέρης, 2006].

Ένα ακόμα χαρακτηριστικό είναι ότι την εποχή εκείνη τα υλικά παρουσιάζουν μεγάλη διασπορά στις ιδιότητές τους. Συγκεκριμένα, παρατηρείται χαμηλή αντοχή χάλυβα και ευρεία χρήση λείου οπλισμού, όπως επίσης, χαμηλή αντοχή σκυροδέματος και ανομοιομορφία στην κατανομή της ποιότητάς του στα διάφορα τμήματα του φορέα,

γεγονός το οποίο οφειλόταν στην απουσία ποιοτικών ελέγχων αλλά και στην επιτόπου παρασκευή και μεταφορά του.

Στα υφιστάμενα δομήματα, παρατηρούνται ιδιαίτερα χαμηλά ποσοστά διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού (Σχήμα 2.1). Η έλλειψη του διαμήκους οφείλεται κυρίως στη μέθοδο ανάλυσης και στις χαμηλές σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, ενώ του εγκάρσιου στην απουσία ελέγχου περίσφιξης και στις ελλειπείς κατασκευαστικές διατάξεις. Γενικά σε ότι είχε να κάνει με τον εγκάρσιο οπλισμό (  $\Phi 6/20$  ή ακόμα και  $\Phi 6/30$  (Σχήμα 2.2) ) ήταν ανεπαρκείς οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες όπλισης. Οι συνδετήρες ήταν ανεπαρκώς αγκυρωμένοι (Σχήμα 2.1) ή και ανοιχτοί σε γωνία  $90^\circ$  , γεγονός που τους εμπόδιζε να αναπτύξουν τη συνολική τους εφελκυστική αντοχή. Πολλές φορές μάλιστα η αντοχή τους ήταν πρακτικά ανύπαρκτη, με αποτέλεσμα την πολύ μικρή αντοχή σε διάτμηση. Φτωχές ήταν οι αγκυρώσεις και στον διαμήκη οπλισμό. Με την απουσία περίσφιξης μειώνεται τόσο η αντοχή όσο και η παραμορφωσιμότητα των μελών του δομήματος. Επίσης επιτυγχάνονται καταπονήσεις όπως διαγώνιος εφελκυσμός και αστοχίες όπως λυγισμός ράβδων, με αποτέλεσμα την πρόωρη ψαθυρή αστοχία των μελών.



**Σχήμα 2.1** – α) Σχεδιασμός πρό του 1984 – β) Σύγχρονος αντισεισμικός σχεδιασμός

Αδυναμία παρατηρείται και στις θέσεις σύνδεσης των δομικών μελών μεταξύ τους, καθώς οι κόμβοι των δοκών των υποστυλωμάτων ήταν ελαφρώς οπλισμένοι ή και σε πολλές περιπτώσεις εντελώς άοπλοι. Επίσης, σε πολλές κρίσιμες περιοχές ήταν

ανεπαρκής η μάτιση των οπλισμών, αλλά και η επικάλυψη με συνέπεια τη διάβρωσή τους και την έντονη ενανθράκωση του σκυροδέματος (Σχήμα 2.2).



**Σχήμα 2.2** – Στο υποστύλωμα διακρίνονται:

- \*Οξειδωμένοι σιδηροπλισμοί,
- \*Μεγάλες αποστάσεις συνδετήρων,
- \*Ανοιχτοί συνδετήρες,
- \*Μάτιση σε κρίσιμη περιοχή (κόμβος)

### **2.3 Επίδραση τοιχοπληρώσεων**

Στην Ελλάδα, όπως και σε πολλές άλλες χώρες, οι τοίχοι πλήρωσεως από οπτοπλινθοδομή αποτελούν το περίβλημα και τον τρόπο διαμερισμού των κτιρίων. Δεν θεωρούνται φέροντα στοιχεία των κατασκευών, αν και τις επηρεάζουν στην πλευρική δυσκαμψία, την αντοχή και την πλαστιμότητα. Οι τοιχοπληρωμένοι φορείς ωπλισμένου σκυροδέματος με χρήση άοπλης οπτοπλινθοδομής αποτελούν τον πιο κοινό τύπο κτιριακού φορέα.

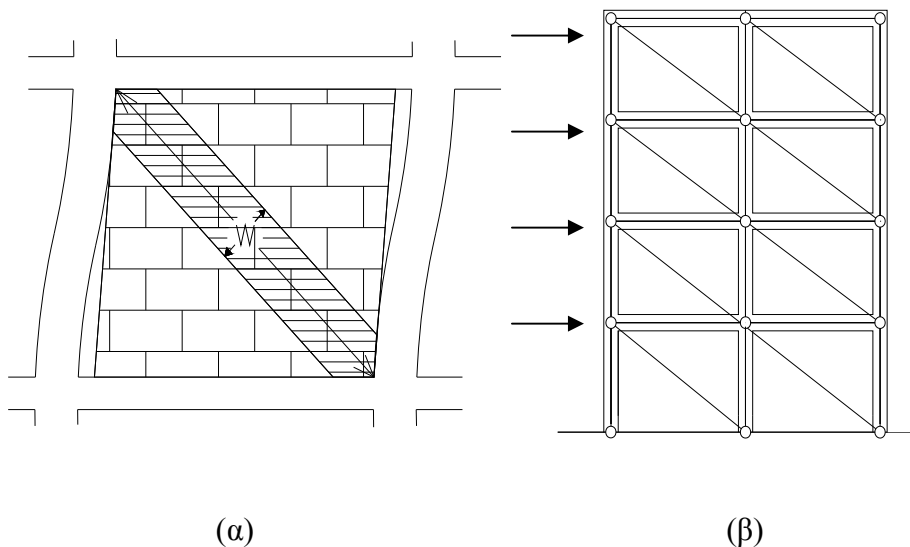
Οι φορείς αυτοί που προαναφέρονται, σχεδιάζονται και διαστασιολογούνται χωρίς τις τοιχοπληρώσεις. Χτίζονται μετά τη σκυροδέτηση, σύμφωνα με τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις. Η έλλειψη όμως προδιαγραφών και ποιοτικού ελέγχου για τα υλικά και τις ιδιότητές τους, έχει ως αποτέλεσμα τη μεγάλη διασπορά στα μηχανικά χαρακτηριστικά τους. Έτσι η συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων χαρακτηρίζεται από μεγάλη αβεβαιότητα και δεν μπορεί να εκτιμηθεί εύκολα και με ακρίβεια. Η αβεβαιότητα των χαρακτηριστικών τους και των χαρακτηριστικών της σύνδεσής τους με τα πλαίσια λόγω των αλληλεπιδράσεων στις επιφάνειες τοιχοπλήρωσης-πλαισίου, δεν επιτρέπουν μια αξιόπιστη πρόβλεψη της συμπεριφοράς του φορέα και καθιστούν την προσομοίωση δύσκολη έως ανέφικτη. Γι' αυτό οι περισσότεροι σύγχρονοι Κανονισμοί αγνοούν τις τοιχοπληρώσεις ως στοιχείο ανάληψης της σεισμικής δράσης και τις λαμβάνουν υπ' όψιν μόνο ως κατακόρυφα φορτία και μάζες [Θ. Αντωνόπουλος, 2008]. Συγκεκριμένα σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.2000, η ψαθυρότητά τους σε συνδυασμό με την αβέβαιη συμπεριφορά τους υπό ισχυρή και κυκλικού χαρακτήρα σεισμική καταπόνηση, καθιστά αδύνατη τη συνεκτίμησή τους στην ανάληψη σεισμικών φορτίων. Επιβάλλεται όμως, η αντιμετώπιση ενδεχόμενων δυσμενών επιδράσεών τους στο φέροντα οργανισμό.

Σε υφιστάμενες κατασκευές όπου έχει γίνει χρήση παλαιότερων Κανονισμών η λειτουργία των τοιχοπληρώσεων ήταν ένα αδιερεύνητο φαινόμενο. Ως αποτέλεσμα, οι βλάβες παρουσίαζαν μεγάλο κόστος τόσο σε ανθρώπινο όσο και σε οικονομικό επίπεδο. Για το λόγο αυτό, η αποσαφήνιση του ρόλου των τοίχων πλήρωσης στη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών έχει αποτελέσει αντικείμενο αρκετών ερευνών. Από τα αποτελέσματα αυτών έχει προκύψει ότι επηρεάζουν τη σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων ευμενώς ή δυσμενώς.



Ο σημαντικότερος παράγοντας που καθορίζει το αν οι τοιχοπληρώσεις επηρεάζουν θετικά ή αρνητικά τη συμπεριφορά μιας κατασκευής είναι η διάταξή τους σε κάτοψη, σε τομή αλλά και στα φαινόμενα ωπλισμένου σκυροδέματος.

Όταν οι τοίχοι πληρώσεως κατανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος της περιμέτρου ενός κτιρίου, χωρίς ασυνέχειες καθ' ύψος, βοηθούν το κτίριο στο να αντιστέκεται σε σεισμικά φορτία. Αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό για υφιστάμενα κτίρια που έχουν κατασκευαστεί με παλαιότερες αντιλήψεις διότι σημαίνει ότι αυξάνεται την αντοχή τους σε οριζόντια φορτία. Εκτός όμως από την αντοχή, αυξάνονται και η συνολική πλευρική δυσκαμψία του φορέα αλλά και η απορροφώμενη ενέργεια με αποτέλεσμα να μειώνονται οι μετακινήσεις λόγω σεισμού και να αποφεύγεται η κατάρρευση υπό σεισμικά φορτία. Στο σχήμα 2.3(α) φαίνεται λεπτομερώς η αλληλεπίδραση σκελετού-τοιχοποιίας, η οποία από άποψη στατικής λειτουργίας μπορεί να υποκατασταθεί από έναν διαγώνιο θλιπτήρα με μέσο πλάτος  $w$ . Ο θλιπτήρας αυτός σχηματίζει δικτύωμα με τον φέροντα σκελετό (πλαίσιο), με αποτέλεσμα την αύξηση της ακαμψίας της κατασκευής (Σχήμα 2.3(β)), [Κ. Αναστασιάδης, 1989]



**Σχήμα 2.3** – Στατική λειτουργία της τοιχοπληρώσεως

Στην πραγματικότητα όμως, η διάταξη των τοιχοπληρώσεων χαρακτηρίζεται από σημαντική ασυμμετρία για αρχιτεκτονικούς ή άλλους λόγους. Ελάχιστοι είναι οι συμμετρικοί πλαισιακοί φορείς με τοιχοπληρώσεις ομοιόμορφα κατανεμημένες σε κάτοψη και τομή. Το γεγονός αυτό επηρεάζει δυσμενώς το κτίριο κατά τη σεισμική διέγερση. Παρακάτω παρουσιάζονται οι διατάξεις τοιχοπληρώσεων που επηρεάζουν δυσμενώς την απόκριση ενός φορέα.

### 2.3.1. ΑΣΥΜΜΕΤΡΗ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ

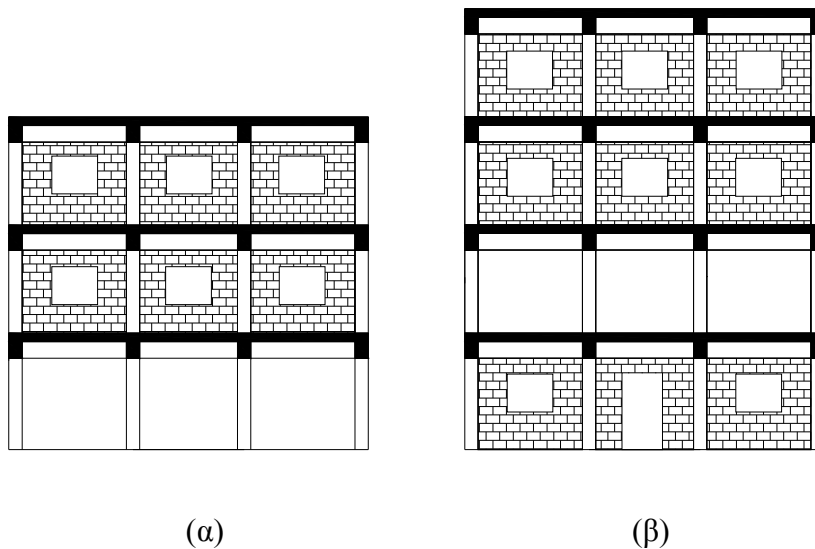
Όταν η κατανομή των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη είναι έντονα ανομοιόμορφη, δημιουργούνται ασυμμετρίες που οδηγούν σε πρόσθετα εντατικά μεγέθη λόγω στροφής γύρω από τον κατακόρυφο άξονα της κατασκευής κατά τη σεισμική δράση. Συγκεκριμένα, προκύπτει εκκεντρότητα μεταξύ του κέντρου μάζας και του ενεργού κέντρου δυσκαμψίας (δηλαδή αυτού που λαμβάνει υπ' όψιν και την ενεργό δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων). Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την στρέψη περί τον κατακόρυφο άξονα [Θ. Αντωνόπουλος, 2008].

Οι μέχρι σήμερα έρευνες, αν και δεν έχουν τεκμηριώσει απόλυτα τη δυσμενή επίδραση αυτής της ανομοιομορφίας, δείχνουν ότι το πρόβλημα είναι ιδιαίτερα έντονο σε κτίρια που έχουν τοίχους πληρώσεως σε δύο συνεχόμενες πλευρές και καθόλου (ή με μεγάλα ανοίγματα) τοιχοπληρώσεις στις δύο απέναντι. Στην περίπτωση αυτή επιβαρύνονται τα δομικά στοιχεία της πλευράς με τις λιγότερες τοιχοπληρώσεις λόγω στρέψης που προκαλεί η εκκεντρότητα. Έτσι, η πιο συνηθισμένη περίπτωση κινδύνου δυσμενών τοίχων πληρώσεως εμφανίζεται στις γωνιακές οικοδομές.

Οι συνολικές σεισμικές παραμορφώσεις και μετακινήσεις των στοιχείων της κάτοψης με τις λιγότερες τοιχοπληρώσεις, δεν ξεπερνούν αυτές που θα αναπτύσσονταν σε ένα ίδιο δομικό σύστημα χωρίς καθόλου τοίχους πληρώσεως. Έτσι, ο αντισεισμικός σχεδιασμός ενός δομικού συστήματος, αρκεί γενικά για την ασφάλειά του όταν οι τοιχοπληρώσεις είναι έκκεντρες και γίνεται σα να μην υπήρχαν.

### 2.3.2 ΑΣΥΜΜΕΤΡΗ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΟΡΟΦΩΝ

Ιδιαίτερα δυσμενής διάταξη είναι εκείνη κατά την οποία οι τοιχοπληρώσεις είναι ανομοιόμορφα κατανομημένες καθ' ύψος . Μια τέτοιου είδους διάταξη (πλοτή [Σχήμα 2.4(α)], ή ενδιάμεσου τοιχοπληρωμένου ορόφου [Σχήμα 2.4(β)] ) σε περίπτωση σεισμού οδηγεί σε ανάπτυξη μηχανισμού “μαλακού ορόφου”. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι, η ύπαρξη της τοιχοπλήρωσης σε έναν όροφο, συνεισφέρει σημαντικά στη διατμητική αντοχή του και εμποδίζει την ανάπτυξη ανελαστικών παραμορφώσεων στο περιμετρικό πλαίσιο, με αποτέλεσμα όλες οι παραμορφώσεις που αναπτύσσει η κατασκευή να συγκεντρώνονται στον μη τοιχοπληρωμένο όροφο. Δηλαδή η καθ' ύψος ακανονικότητα δύναται να οδηγήσει σε απότομη μεταβολή από όροφο σε όροφο της διαφοράς μεταξύ απαιτούμενης και διατιθέμενης διατμητικής αντοχής [Θ. Αντωνόπουλος, 2008].



**Σχήμα 2.4** – Δυσμενής διάταξη τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος

Από τις καταρρεύσεις σε σεισμούς έχει διαπιστωθεί ότι τα πλέον ευάλωτα δομικά συστήματα είναι οι κατασκευές και ιδιαίτερα οι πολυκατοικίες ωπλισμένου σκυροδέματος με πλοτή. Αυτό συμβαίνει διότι σε μια τέτοιου είδους διάταξη, δημιουργείται μηχανισμός με πλαστικές αρθρώσεις στην κορυφή και τη βάση όλων των υποστυλωμάτων του γυμνού ορόφου και συγκέντρωση εκεί όλων των μετακινήσεων της κατασκευής. Οι μετακινήσεις αυτές καθιστούν ανέκανα τα υποστυλώματα αυτά να

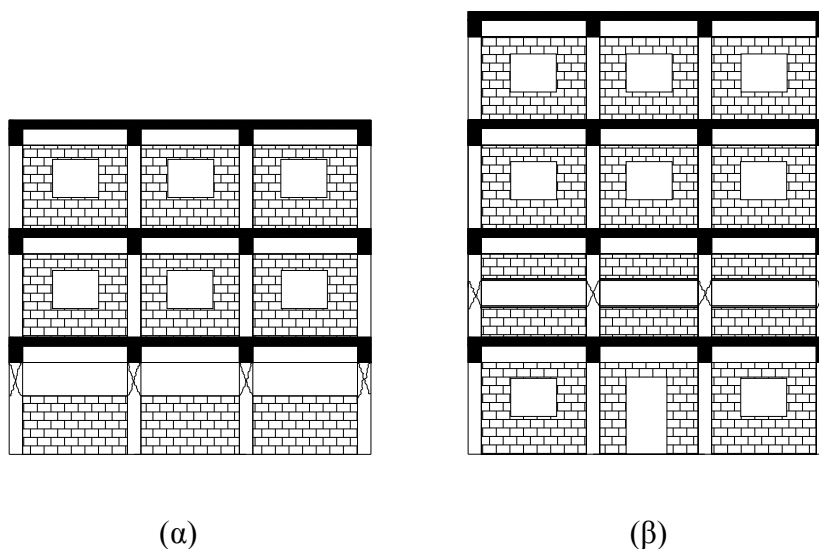
φέρουν κατακόρυφα φορτία, με αποτέλεσμα τη μερική ή ολική κατάρρευση της κατασκευής.

Όπως είναι γνωστό, τα βασικά χαρακτηριστικά των δομικών μελών υφισταμένων δομημάτων είναι η μειωμένη διατμητική αντοχή και η ανύπαρκτη πλαστιμότητα. Μπορεί λοιπόν κανείς να συμπεράνει ότι ένα υφιστάμενο κτίριο με πιλοτή, θα είχε ψαθυρές παρά πλάστιμες καμπτικές αστοχίες.

### 2.3.3 ΑΣΥΜΜΕΤΡΗ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ ΕΝΤΟΣ ΤΟΥ ΟΡΟΦΟΥ

Μια επίσης δυσμενής διάταξη των τοίχων πλήρωσεως είναι αυτή κατά την οποία διακόπτονται καθ' ύψος εντός του ορόφου, π.χ. στη στάθμη της ποδιάς των παραθύρων σε όλο το μήκος του φατνώματος οπλισμένου σκυροδέματος, ή και σε υψηλότερη στάθμη για λόγους φωτισμού. Η διάταξη αυτή είναι δυσμενής ακόμα και αν οι τοιχοπληρώσεις είναι ομοιόμορφα κατανεμημένες στην περίμετρο της κατασκευής.

Αποτέλεσμα της διακοπής αυτής είναι η δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων (Σχήμα 2.5). Τα κοντά υποστυλώματα είναι δύσκαμπτα στοιχεία που κατά τη σεισμική διέγερση της κατασκευής και ειδικά όταν βρίσκονται στον κατώτερο όροφο όπου αναπτύσσεται η μέγιστη σεισμική τέμνουσα, αστοχούν διατμητικά και αναπτύσσουν διαγώνιες ρωγμές.



**Σχήμα 2.5** – Διακοπή τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος εντός φατνώματος

## **2.4 Τρόποι ενίσχυσης – επισκευής**

Όπως προαναφέρθηκε, οι υφιστάμενες κατασκευές είναι ανεπαρκείς από άποψη αντισεισμικού σχεδιασμού, συγκρίνοντας πάντα με τις σημερινές γνώσεις, αντιλήψεις και απαιτήσεις ασφάλειας. Για το λόγο αυτό εμφανίζουν σεισμικές βλάβες ή και φθορές από το χρόνο. Έτσι, πολλές φορές κρίνεται αναγκαία η επισκευή τους, η οποία συνήθως συνοδεύεται και από σεισμική ενίσχυση.

Ως «επισκευή», ορίζεται η διαδικασία επέμβασης σε μια κατασκευή με βλάβες, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης χαρακτηριστικά των στοιχείων της και επαναφέρει την κατασκευή στην αρχική της κατάσταση. Ως «ενίσχυση», ορίζεται η διαδικασία επέμβασης σε μια κατασκευή με ή χωρίς βλάβες, η οποία επαυξάνει τη φέρουσα ικανότητα του φορέα σε επίπεδο υψηλότερο από αυτό του αρχικού σχεδιασμού. Η απόφαση για την επιλογή μεταξύ ενίσχυσης και επισκευής, καθώς και της ειδικότερης διαδικασίας επέμβασης που τελικά θα προταθεί, είναι αποτέλεσμα μιας διαδικασίας επαναληπτικής εξέτασης εναλλακτικών σχημάτων επέμβασης, με στόχο την αποδεκτή σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής ως σύνολο [Σ. Δρίτσος, 2007].

Η επέμβαση σε ένα κτίριο μπορεί να γίνει είτε με προσθήκη νέων στοιχείων ανάληψης της σεισμικής έντασης με στόχο την ανακούφιση των υφιστάμενων δομικών μελών του φέροντος οργανισμού, είτε απλά μέσω ενίσχυσης αυτών. Για κατασκευές που έχουν υποστεί βαριές και εκτεταμένες βλάβες από έναν ισχυρό σεισμό, η επέμβαση πρέπει να στοχεύει στην ενίσχυση της κατασκευής. Μια κατασκευή είτε ενισχύεται ως σύνολο, έτσι ώστε να μειωθεί η ένταση στα αδύναμα στοιχεία της σε χαμηλότερα επίπεδα από τα ανεκτά όρια ικανότητάς τους, είτε ενισχύονται τα αδύναμα στοιχεία της, προσδίδοντας πρόσθετη ικανότητα (αντοχή, πλαστιμότητα) ή άλλα ελλείποντα χαρακτηριστικά σε μεμονωμένα στοιχεία.

Η ενίσχυση αποτελεί ένα δύσκολο και πολύπλοκο πρόβλημα, τόσο από τεχνικής, όσο και από οικονομικής απόψεως. Όσον αφορά στο τεχνικό κομμάτι, δυσκολίες υπάρχουν σε θεωρητικό και πρακτικό επίπεδο. Σε θεωρητικό επίπεδο, είναι πολύπλοκη μια αξιόπιστη αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής, όταν προηγείται της ενίσχυσης αλλά και μετά την ενίσχυση, όπου αποτελεί και ένα από τα κριτήρια για την αποτελεσματικότητα της προτεινόμενης διαδικασίας / στρατηγικής ενίσχυσης. Σε πρακτικό επίπεδο, πλην του κόστους, άμεσου ή έμμεσου, υπάρχουν και οι δυσκολίες του

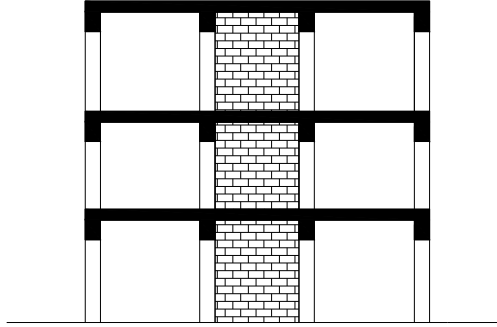
επιλεγέντος τρόπου ενίσχυσης, όπως κατασκευαστικές δυσχέρειες, η προσβασιμότητα των στοιχείων που έχουν επιλεγεί για την ενίσχυση κοκ.

Είναι αρκετές οι μέθοδοι και οι τεχνικές που χρησιμοποιούνται σήμερα για την ενίσχυση μιας κατασκευής με στόχο τη βελτίωση της συμπεριφοράς της σε σεισμικά φορτία. Ειδικότερα όσον αφορά τις κατασκευές από ωπλισμένο σκυρόδεμα, θα μπορούσε κανείς να διακρίνει πέντε κύριες μεθόδους επέμβασης ανάλογα με το είδος των πρόσθετων στοιχείων που χρησιμοποιείται σε κάθε μέθοδο [Σ. Δρίτσος, 2005α]. Οι μέθοδοι αυτές είναι:

**(α) Η προσθήκη τοιχώματος από άοπλη ή οπλισμένη πλινθοδομή στα φατνώματα των πλαισίων** του φέροντα οργανισμού της κατασκευής, που στοχεύει σε μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της (Σχήμα 2.6).

Με τη μέθοδο αυτή μπορούν να διορθωθούν σφάλματα σχεδιασμού που σχετίζονται με τη μόρφωση του φορέα, ειδικά όταν διαπιστώνεται έντονη ασυμμετρία κατανομής δυσκαμψίας ή αντοχής καθ' ύψος, ή εκκεντρότητα δυσκαμψίας σε κάτοψη. Πρέπει λοιπόν αυτά να επιλεγθούν σε συμμετρική διάταξη και προς τις δύο διευθύνσεις, ώστε να αποφευχθεί η στροφή του κτιρίου.

Ουσιαστικά πρόκειται για μια εκ των υστέρων άρση της μειωμένης δυσκαμψίας και αντοχής ορόφων ειδικά ισογείων τύπων pilotis. Το πλήθος των φατνωμάτων που οφείλουν να κτισθούν, εξαρτάται από την προσδοκώμενη αύξηση δυσκαμψίας και αντοχής του ορόφου. Θα πρέπει βέβαια η πλινθοδομή να είναι εξασφαλισμένης αντοχής και να ενσφηνωθεί καλά στα πλάγια και στο επάνω μέρος. Η πλάκα έδρασής της στο δάπεδο θα πρέπει επίσης να διαθέτει την απαιτούμενη αντοχή, αλλιώς θα πρέπει να θεμελιωθεί επί δοκού που συνδέει τα πέδιλα των εκατέρωθεν στύλων. Τέλος, η πλαστιμότητα της άοπλης πλινθοδομής που είναι σχετικά μικρή, μπορεί να ενισχυθεί σημαντικά αν οπλιστεί ελαφρά με οριζόντιες και κατακόρυφες ράβδους.

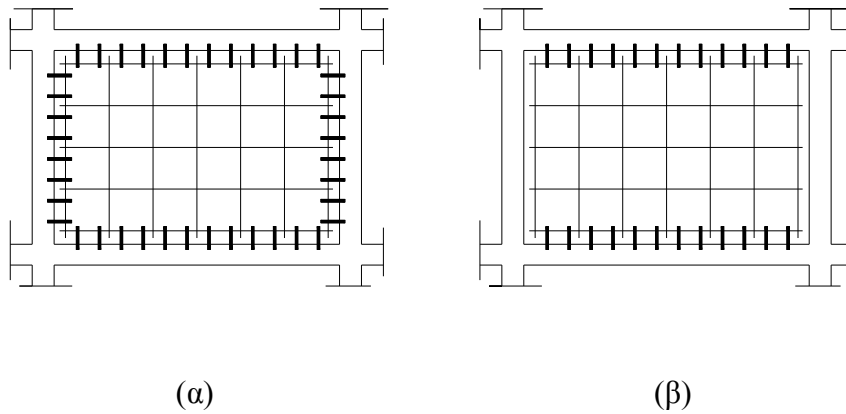


**Σχήμα 2.6** – Ενίσχυση φατνωμάτων Ω/Σ με εισαγωγή τοιχωμάτων από πλινθοδομή.

**(β) Η προσθήκη τοιχώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα στα φατνώματα των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής.**

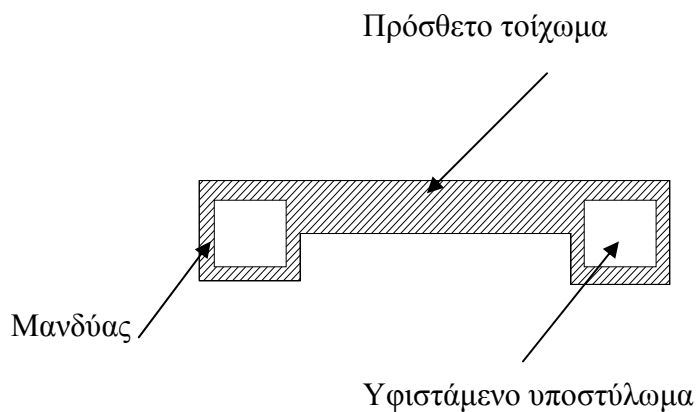
Ισχύουν όλα όσα αναφέρθηκαν στην περίπτωση τοιχωμάτων από πλινθοδομή, μόνο που εδώ έχουμε πολύ μεγαλύτερη αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής του ορόφου. Για το λόγο αυτό τα τοιχώματα αυτού του είδους χρησιμοποιούνται για σοβαρότερες επεμβάσεις.

Κατά την προσθήκη του νέου δομικού στοιχείου, βασική είναι η σύνδεσή του με το πλαίσιο. Αυτό επιτυγχάνεται είτε με βλήτρα αγκυρωμένα με εποξειδικό κονίαμα, είτε με οπλισμούς συγκολλούμενους στους παλιούς (Σχήμα 2.7). Στη συνήθη περίπτωση σύνδεσης των νέων τοιχωμάτων με τα υποστυλώματα, στα τελευταία αναμένεται αυξημένη ένταση αφού πλέον αποτελούν τα άκρα του νέου τοιχώματος. Για το λόγο αυτό, συνίσταται το τοίχωμα να επεκτείνεται σε ένα μανδύα γύρω από τα υποστυλώματα, ενισχύοντας έτσι την περιοχή (Σχήμα 2.8). Κρίσιμο σημείο εφαρμογής της μεθόδου, είναι η εξασφάλιση της μεταφοράς των οριζόντιων δράσεων στα νέα τοιχώματα. Απαιτείται δηλαδή έλεγχος ότι οι δοκοί που συντρέχουν στο τοίχωμα έχουν επαρκή διαμήκη οπλισμό για τη μεταφορά των οριζόντιων δράσεων του ορόφου (με διεύθυνση τον ισχυρό άξονα του τοιχώματος). Αν ο οπλισμός αυτός είναι ανεπαρκής, επιβάλλεται προσθήκη νέων οριζόντιων στοιχείων σύνδεσης.



**Σχήμα 2.7** – Προσθήκη τοιχώματος από Ω/Σ εντός πλαισίου

- α) Σύνδεση και στις τέσσερις πλευρές
- β) Σύνδεση μόνο με τις δοκούς



**Σχήμα 2.8** – Προσθήκη τοιχώματος από Ω/Σ εντός φατώματος, με κατασκευή μανδύα στα ακραία υποστυλώματα

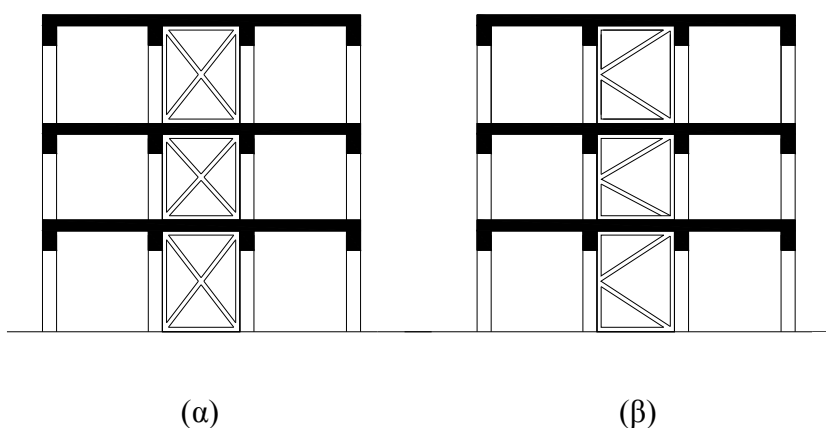
Η θεμελίωση του τοίχου πρέπει επίσης να προσεχθεί, ώστε να μπορεί να μεταφέρει τις δυνάμεις ασφαλώς στα εκατέρωθεν πέδιλα των υποστυλωμάτων. Τέλος, επειδή αυξάνεται αισθητά η τέμνουσα βάση, θα πρέπει να ελεγχθεί η ικανότητα του υπερκείμενου ορόφου να την παραλάβει με ασφάλεια, ώστε να μην προκληθούν σημαντικές ζημιές. Είναι μία δοκιμασμένη λύση σε σεισμούς, μόνο που έχει αυξημένο κόστος έναντι των τοιχοποιιών από πλινθοδομή.



(γ) Η κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής, που στοχεύει σε μέτρια αύξηση της αντοχής και κυρίως σε αύξηση της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητάς της.

Τα συστήματα αυτά είναι συνήθως μεταλλικά και σπανίως από ωπλισμένο σκυρόδεμα, για το λόγο ότι η δυνατότητα ανελαστικής παραμόρφωσης των μεταλλικών στοιχείων προσφέρει μεγάλη απορρόφηση σεισμικής ενέργειας. Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται εύκολα σε βιομηχανικούς χώρους και σε ισόγειους μαλακούς ορόφους, με τρόπο παρόμοιο όπως στις μεταλλικές κατασκευές. Έχοντας το πλεονέκτημα του μικρού ιδίου βάρους και της ταχύτητας κατασκευής, η τεχνική είναι ευρείας εφαρμογής σε χώρες υψηλής σεισμικότητας.

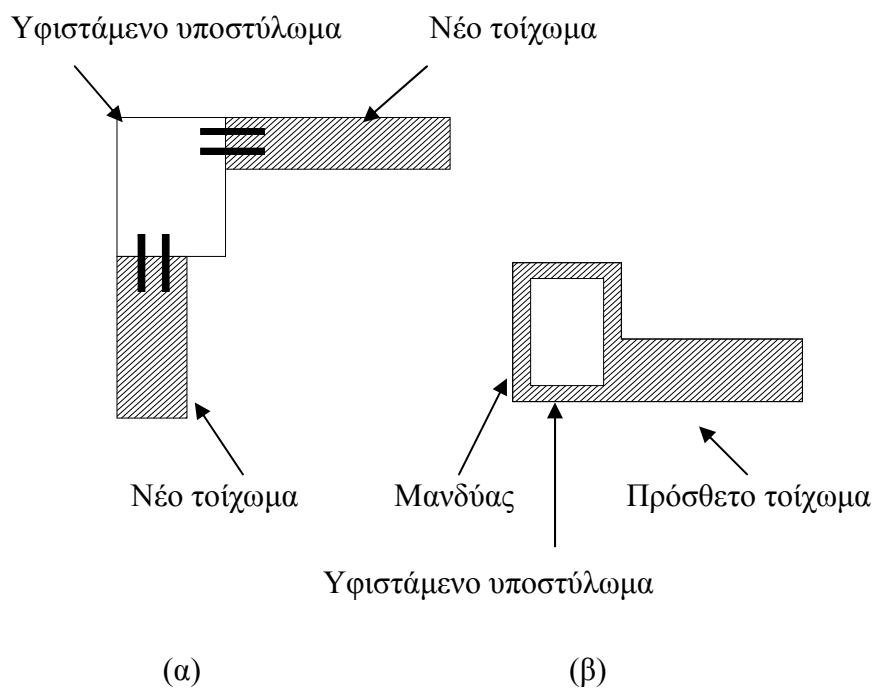
Η επαφή με το φέροντα οργανισμό της κατασκευής συνίσταται να γίνεται με συνεχή σύνδεση ενός μεταλλικού πλαισίου επί του οποίου συνδέονται οι ράβδοι του δικτυώματος. Εάν αυτό είναι δύσκολο να εφαρμοστεί, οι ράβδοι προσαρμόζονται με ειδικές διατάξεις πάνω στο φέροντα οργανισμό. Ιδιαίτερα στις περιπτώσεις που προϋπάρχουν τοιχοπληρώσεις εντός των πλαισίων, η εφαρμογή γίνεται εξωτερικά των πλαισιωμάτων για κατασκευαστική διευκόλυνση. Στην πράξη έχουν χρησιμοποιηθεί διάφορες διατάξεις δικτυωμάτων όπως π.χ. με σχήμα K, ρόμβου ή χιαστί διαγωνίων που είναι και η πλέον συνήθης και αποτελεσματικότερη διάταξη (Σχήμα 2.9).



Σχήμα 2.9 – Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων-(α) χιαστί, (β) σχήμα K

Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στην αξιολόγηση ανακατανομής της έντασης στο φορέα, καθώς εισάγονται πλέον νέα εντατικά μεγέθη ιδιαίτερα στα στοιχεία του περιβάλλοντος πλαισίου. Είναι απαραίτητη η επαρκής αντοχή στους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων, επειδή είναι οι περιοχές αλληλεπίδρασης του παλαιού φορέα με τα νέα στοιχεία. Πιθανή ανεπάρκεια των κόμβων συνεπάγεται τροποποίηση της κατασκευαστικής διάταξης σύνδεσης των μεταλλικών στοιχείων στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής, έτσι ώστε να περιλαμβάνονται στην ενίσχυση και οι κόμβοι.

**(γ) Η κατασκευή τοιχωμάτων-πτερυγίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα σε συνέχεια και σύνδεση με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής, που στοχεύει σε μέτρια αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας και σε βελτίωση της πλαστιμότητας της κατασκευής (Σχήμα 2.10).**



**Σχήμα 2.10 – (α) Προσθήκη τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλώματος**

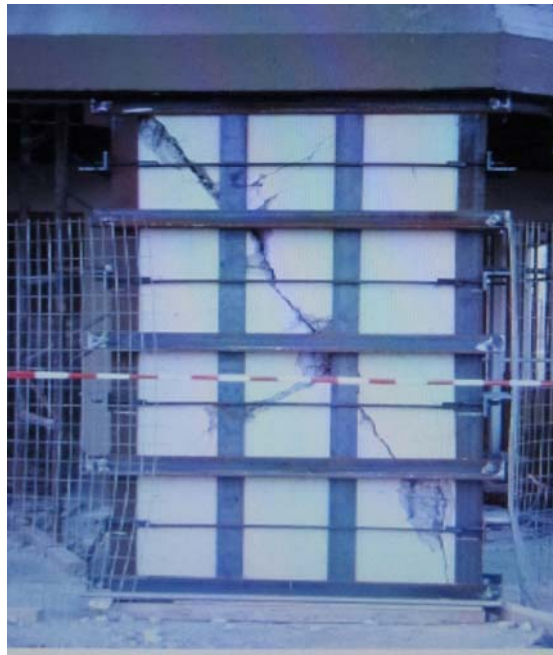
**(β) Προσθήκη τοιχώματος με σύγχρονη ενίσχυση**

**υποστυλώματος (κατασκευή μανδύα)**

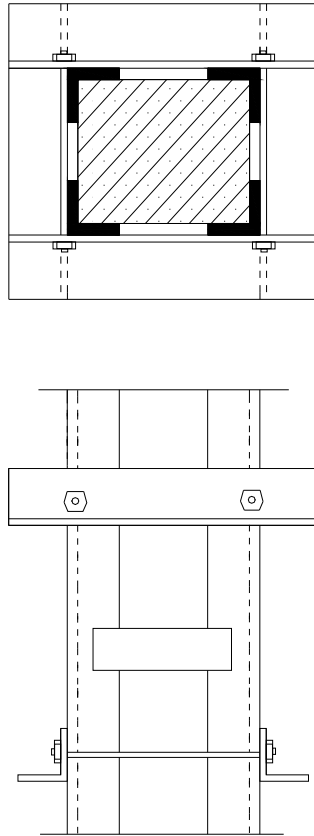
(δ) Η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων στην κατασκευή, που στοχεύει σε μεγάλη αύξηση της αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής.

(ε) Η επιλεκτική ενίσχυση αδύναμων στοιχείων του φορέα, που στοχεύει στην αύξηση της πλαστιμότητας και την αποφυγή πρόωρων αστοχιών της κατασκευής.

Η μέθοδος αυτή συνήθως περιλαμβάνει την κατασκευή μανδύων σε κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής, από ινοπλισμένα πολυμερή ή χαλύβδινα στοιχεία συχνά με τη μορφή ενός μεταλλικού κλωβού (Σχήμα 2.12). Ο κλωβός αποτελεί μια μεταλλική κατασκευή που συνίσταται από τέσσερα γωνιακά συνδεδεμένα μεταξύ τους με συγκολλημένες λάμες. Η εφαρμογή του είναι ιδιαίτερα χρήσιμη και ως μέθοδος προσωρινής υποστήλωσης σε υποστυλώματα με βαριές διατμητικές βλάβες (Σχήμα 2.11). Με τους μανδύες αυτούς επιτυγχάνεται ουσιαστικά μια άμεση περίσφιγξη του κατακόρυφου στοιχείου.



**Σχήμα 2.11** – Μεταλλικός κλωβός ως τεχνική προσωρινής υποστήλωσης



**Σχήμα 2.12** – Περίσφιγξη υποστρώματος με μεταλλικό κλωβό

Σε περίπτωση βαριάς βλάβης των κατακόρυφων στοιχείων ή απαίτησης αύξησης της αντοχής της κατασκευής, χρησιμεύει η κατασκευή μανδύων από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Εφαρμόζονται περιμετρικά ή και μονόπλευρα. Και στις δύο περιπτώσεις όμως πρέπει να δοθεί προσοχή στη σύνδεση του παλιού με το νέο τμήμα της διατομής.

Συνοψίζοντας, πρέπει να επισημανθεί ότι οι επεμβάσεις κατά τις οποίες προβλέπεται προσθήκη νέων στοιχείων που προσαρμόζονται πάνω στην κατασκευή, είναι ισχυρές και αλλάζουν το αρχικό στατικό σύστημα της κατασκευής. Για το λόγο αυτό πρέπει να αποφασίζονται με σύνεση. Απαιτείται εξολοκλήρου νέος σχεδιασμός της κατασκευής και ειδικοί έλεγχοι στις θέσεις αλληλεπίδρασης, που θα επιβεβαιώνουν τις ικανότητες των συνδέσεων για τη μεταφορά δυνάμεων μεταξύ των νέων στοιχείων και της υφιστάμενης κατασκευής.

## Κεφάλαιο 3: ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ Ω.Σ.

### 3.1 Γενικά

Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας υφιστάμενης κατασκευής, αποτελεί την εκτίμηση της υπάρχουσας κατάστασης και τον έλεγχο της επάρκειάς της έναντι μιας συγκεκριμένης σεισμικής δράσης. Ζητούμενο είναι να διαπιστωθεί μέσω καθορισμένων κριτηρίων αν επαρκεί η σεισμική ικανότητα της κατασκευής και αν όχι, ποιος είναι ο βαθμός ανεπάρκειάς της. Είναι το πρώτο και πιο σημαντικό βήμα μελέτης ενός υφιστάμενου δομήματος, διότι ανάλογα με τα αποτελέσματα, ο μελετητής επιλέγει την κατάλληλη επέμβαση.

Οι προτεινόμενες μέθοδοι, διακρίνονται στις ελαστικές, οι οποίες χρησιμοποιούνται και για την ανάλυση νέων κατασκευών, με κατάλληλες τροποποιήσεις ώστε να ληφθούν υπόψη οι ιδιαιτερότητες των υφιστάμενων κατασκευών, και στις ανελαστικές, οι οποίες αν και είναι πιο απαιτητικές όσον αφορά τους υπολογισμούς, δίνουν ακριβέστερα αποτελέσματα μέσω της λεπτομερούς προσομοίωσης της συμπεριφοράς των δομικών μελών [Δ. Μπάρος, 2006].

Οι ανελαστικές αναλύσεις είναι ιδιαίτερα χρήσιμες για τη μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων, είτε κατά την αποτίμησή τους, είτε κατά το σχεδιασμό ή ανασχεδιασμό τους. Διακρίνονται δύο βασικές ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης, η στατική ανελαστική ανάλυση πλευρικής οριακής ώθησης (γνωστή και ως pushover analysis) και η δυναμική ανελαστική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας).

Οι μέθοδοι αυτές εκτιμούν το μέγεθος των ανελαστικών παραμορφώσεων αλλά δίνουν τιμές και για τα εντατικά μεγέθη των δομικών στοιχείων που έχουν εισέλθει στην ανελαστική περιοχή. Ταυτόχρονα περιγράφουν τη μορφή του πλαισιακού μηχανισμού στον οποίο μετατρέπεται ο φορέας. Όταν πρόκειται για τη στατική ανελαστική ανάλυση, αυτό επιτυγχάνεται σταδιακά με την αύξηση πλευρικών δυνάμεων, ενώ όταν πρόκειται για τη δυναμική ανάλυση επιτυγχάνεται με τη χρονική εξέλιξη του σεισμού, μέσω επιταχυνσιογραφημάτων.

Η δυναμική ανελαστική ανάλυση προσεγγίζει άμεσα την ανελαστική απόκριση μιας κατασκευής κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Έτσι, ένα σύνολο από κατάλληλα επιλεγμένες καταγραφές εδαφικών διεγέρσεων μπορεί να δώσει σαφή εκτίμηση της αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης της κατασκευής. Συνεπώς είναι απαραίτητη η επιλογή αντιπροσωπευτικών επιταχυνσιογραφημάτων, αφού η υπολογιζόμενη απόκριση σχετίζεται με τα χαρακτηριστικά της εδαφικής διέγερσης. Ωστόσο, η στατική ανελαστική ανάλυση είναι πιο απλή μέθοδος και πιο ομοιόμορφη στην εφαρμογή και στην εξαγωγή συμπερασμάτων από την ανάλυση χρονοϊστορίας, γεγονός που δικαιολογεί τη χρήση της για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών [Κ. Ρεπαλής, 2007].

### **3.2 Ελαστικές αναλύσεις**

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης περιλαμβάνουν την ελαστική στατική ανάλυση και την ελαστική δυναμική ανάλυση. Η ελαστική στατική ανάλυση είναι η γνωστή από τον ΕΑΚ ισοδύναμη στατική ανάλυση, η οποία έχει αυστηρές προϋποθέσεις εφαρμογής. Όσον αφορά τη χρήση των μεθόδων αυτών για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, το σημαντικότερο ζήτημα που προκύπτει είναι ότι η τιμή του δείκτη συμπεριφοράς  $q$  ενός υπάρχοντος κτιρίου είναι άγνωστη.

Ο δείκτης συμπεριφοράς  $q$  εκφράζει την ικανότητα της κατασκευής να καταναλώνει ενέργεια μέσω της ανελαστικής παραμόρφωσης των μελών της. Στις ελαστικές αναλύσεις, διαιρούνται οι τιμές του φάσματος ψευδοεπιταχύνσεων που εκφράζει τη σεισμική απειλή, με την τιμή του  $q$  π.χ. με 3,5 που είναι για τα νέα κτίρια, και στη συνέχεια υπολογίζεται η τιμή αυτή μέσω υπολογιστικών διατάξεων. Στις υφιστάμενες κατασκευές όμως, η τιμή του  $q$  είναι άγνωστη, συνεπώς πρέπει να γίνει εκτίμηση αυτής με βάση τα χαρακτηριστικά του κτιρίου και με τη χρήση σχετικών πινάκων [Δ. Μπάρος, 2006]. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει εμπειρικά τιμές του δείκτη συμπεριφοράς  $q$  μέσω κατάλληλων πινάκων. Το γεγονός αυτό όμως επηρεάζει την ακρίβεια των αποτελεσμάτων της αποτίμησης. Εναλλακτικά προτείνεται η χρήση των τοπικών δεικτών συμπεριφοράς  $m$ , οι οποίοι ορίζονται βάσει της ικανότητας παραμόρφωσης των δομικών μελών. Όμως ούτε αυτή η προσέγγιση είναι απόλυτα ακριβής, συνεπώς δεν εξαλείφει πλήρως τις αβεβαιότητες που εισάγονται από τη χρήση των ελαστικών μεθόδων.

Προκύπτει λοιπόν το συμπέρασμα ότι, αν και οι ελαστικές μέθοδοι μπορούν να εφαρμοστούν για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, παρουσιάζουν αβεβαιότητες κυρίως σε ότι έχει να κάνει με τα μεγέθη που εκφράζουν την πλαστιμότητα της κατασκευής. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιούνται περισσότερο οι ανελαστικές μέθοδοι αποτίμησης.

### **3.3 Ανελαστικές αναλύσεις**

Όπως προαναφέρθηκε, οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης μιας κατασκευής, πριν και μετά την επέμβαση, περιλαμβάνουν τη στατική ανελαστική (pushover analysis) και τη δυναμική ανελαστική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας).

Για τις ανελαστικές αναλύσεις έχουν αναπτυχθεί προσομοιώματα που προσεγγίζουν με ακρίβεια τη συμπεριφορά των μελών μιας κατασκευής. Όσον αφορά τη στατική ανελαστική ανάλυση, το γεγονός αυτό σε συνδυασμό με την απλότητα της έκφρασης της σεισμικής έντασης με μια οριζόντια κατανομή δυνάμεων ανάλογη με τις αδρανειακές δυνάμεις, έχει κάνει τη μέθοδο αυτή να εφαρμόζεται ευρέως για την αποτίμηση και το σχεδιασμό κατασκευών. Σε κάθε περίπτωση, η στατική ανελαστική ανάλυση οδηγεί σε πιο ακριβή εκτίμηση της ικανότητας της κατασκευής, σε σχέση με τις ελαστικές μεθόδους, αρκεί βέβαια η εφαρμογή των πολύπλοκων προσομοιωμάτων και η εκτίμηση των αποτελεσμάτων να γίνονται προσεκτικά.

Όσον αφορά τη δυναμική ανελαστική ανάλυση, ισχύουν όσα αναφέρθηκαν για τη στατική ανελαστική, με τη μόνη διαφορά ότι για την περιγραφή της συμπεριφοράς των μελών πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η πλήρης απόκρισή τους υπό ανακυκλιζόμενες εντάσεις, ενώ η σεισμική δράση εκφράζεται με επιταχυνσιογραφήματα. Η μέθοδος αυτή είναι αρκετά πιο πολύπλοκη ακόμα και από τη στατική ανελαστική ανάλυση, γι' αυτό είναι απαραίτητο ο μελετητής να έχει εμπειρία στην εφαρμογή τέτοιων διαδικασιών ώστε να αποφευχθούν εσφαλμένα αποτελέσματα.

Συμπεραίνουμε λοιπόν, ότι οι ελαστικές αναλύσεις αν και απλούστερες στην εφαρμογή τους, μπορεί να οδηγήσουν σε λιγότερο ακριβή αποτελέσματα σε σχέση με τις ανελαστικές μεθόδους. Τέλος, για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών εφαρμόζεται κυρίως η στατική ανελαστική ανάλυση, λόγω του ότι είναι πιο απλή και πιο ακριβής από

την ανάλυση χρονοϊστορίας. Στην ενότητα που ακολουθεί γίνεται αναλυτικότερη παρουσίαση της ανάλυσης pushover.

### **3.4 Μη γραμμική στατική ανάλυση υπό αυξανόμενη ένταση (pushover analysis)**

Κύριος στόχος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται σε σεισμική δράση για την οποία γίνεται αποτίμηση ή ανασχεδιασμός. Επίσης, είναι η σύγκριση των παραμορφώσεων αυτών με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας [Δ. Μπάρος, 2006].

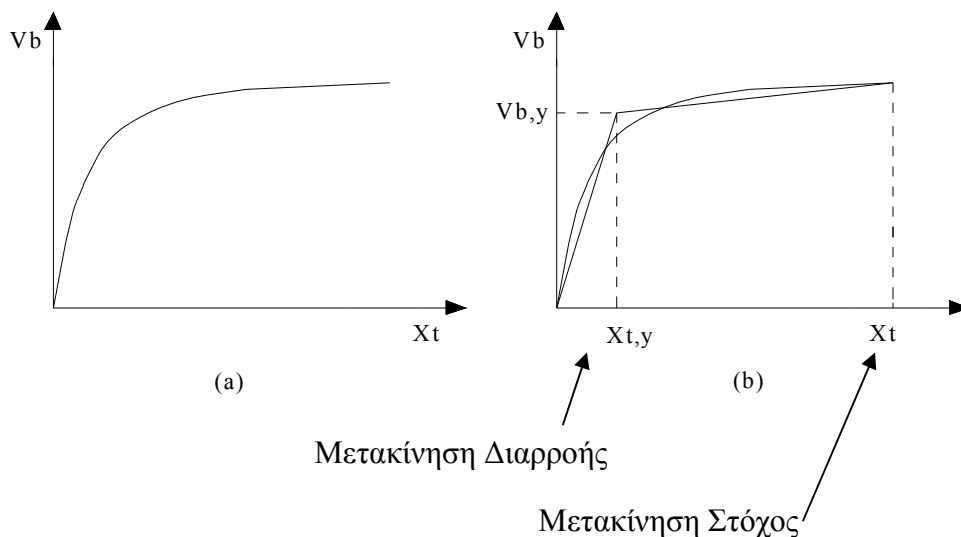
Η μέθοδος αυτή παρουσιάζει με ρεαλιστικό τρόπο την εικόνα της κατασκευής όταν αυτή υποβάλλεται σε φορτίσεις που την κάνουν να ξεπερνάει την ελαστική περιοχή. Βασίζεται στο γεγονός ότι, μπορεί να δείξει τις πιθανές ασθενείς περιοχές της και να περιγράψει τις τοπικές αστοχίες στα διάφορα φέροντα στοιχεία του φορέα, κατά τη μονότονα αυξανόμενη στατική πλευρική φόρτιση [Α. Κανελλόπουλος, 2007]. Η διαδικασία περιλαμβάνει την επιβολή οριζόντιου φορτίου το οποίο κατανέμεται καθ' ύψος της κατασκευής με καθορισμένο τρόπο. Οι οριζόντιες δυνάμεις αυξάνονται μονοτονικά με σταθερή αναλογία και ελέγχονται οι μετακινήσεις στην οροφή της κατασκευής, μέχρι αυτή να φτάσει σε ένα συγκεκριμένο όριο. Αυτή η οριακή τιμή της μετακίνησης  $\delta_i$ , στην οποία σταματάει η ανάλυση μπορεί να είναι η μετακίνηση που αναμένεται στο σεισμό σχεδιασμού όταν πρόκειται για σχεδιασμό νέας κατασκευής, ή η μετακίνηση που αντιστοιχεί σε αστοχία όταν πρόκειται για αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής. Στη συνέχεια, η κατασκευή και τα επιμέρους μέλη της, ελέγχονται ως προς την πλαστιμότητα, την αντοχή και την παραμόρφωση.

Το πόσο ρεαλιστική θα είναι η εικόνα της κατασκευής με βάση την καμπύλη Pushover, εξαρτάται από το πόσο αξιόπιστη και αντιπροσωπευτική είναι η προσομοίωση των επιμέρους φερόντων στοιχείων του φορέα. Το προσομοίωμα της κατασκευής, υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά ανάλογο τρόπο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία αυξάνονται μονότονα μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο εξαντλήσει τη φέρουσα ικανότητά του. Παραμορφώνεται υπό τη δράση μετακίνησης και επιτρέπει τον υπολογισμό των εσωτερικών παραμορφώσεων και εντάσεων. Από την ανάλυση του προσομοιώματος προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του



δομήματος, η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης  $V_b$  – μετακίνησης  $\delta$  (ή  $x_t$ ) χαρακτηριστικού του σημείου (κόμβος ελέγχου), το οποίο λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου (Σχήμα 3.1 (a)). Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Η σχέση τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κόμβου, προσεγγίζεται με μια εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη (Σχήμα 3.1 (b)) από την οποία προσδιορίζεται η ενεργός ελαστική πλευρική δυσκαμψία  $K_{el}$  και η αντίστοιχη δύναμη διαρροής  $V_y$  του κτιρίου. Με βάση την ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία, υπολογίζεται η αντίστοιχη ελαστική ιδιοπερίοδος της κατασκευής, η οποία χρησιμοποιείται για τον καθορισμό της τιμής της επιτάχυνσης που εισάγεται στον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης  $\delta_t$ . Κατά τη στιγμή που η μετακίνηση του κόμβου είναι ίση με  $\delta_t$ , οι παραμορφώσεις και τα εντατικά μεγέθη που υπολογίζονται από την ανάλυση συγκρίνονται με τα κριτήρια επιτελεστικότητας, ώστε να διαπιστωθεί η επάρκεια ή μη του φορέα [Δ. Μπάρος, 2006].

Για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης υπάρχουν διάφορες προσεγγίσεις. Στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνεται μια διαδικασία μέσω μιας εξίσωσης και των χαρακτηριστικών της διγραμμικής καμπύλης. Υπάρχουν όμως και άλλες μέθοδοι που ακολουθούν διαφορετικές διαδικασίες για τη δημιουργία διγραμμικής καμπύλης από την καμπύλη ικανότητας και δεν διαφέρουν σημαντικά ως προς την ακρίβειά τους.



**Σχήμα 3.1** – Διάγραμμα δύναμης - μετακίνησης:

- (a) Καμπύλη Ικανότητας ή Συμπεριφοράς
- (b) Διγραμμική προσέγγιση

Η κατανομή αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια του σεισμού καθορίζονται προσεγγιστικά από την κατανομή των οριζοντίων δυνάμεων. Η σωστή επιλογή της κατανομής αυτής αποτελεί προϋπόθεση για μια αξιόπιστη αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής. Για το λόγο αυτό έχουν προταθεί διάφοροι τύποι φορτίσεων τους οποίους μπορούμε να κατατάξουμε σε δύο κατηγορίες, σε εκείνη όπου η κατανομή των φορτίων είναι σταθερή και σε εκείνη όπου η κατανομή των φορτίων μεταβάλλεται κατά την ανάλυση [Θ. Αντωνόπουλος, 2008].

Στην κατηγορία όπου είναι σταθερή η κατανομή φορτίων, διακρίνονται οι εξής τύποι φόρτισης:

- Ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης, όπου γίνεται θεώρηση σταθερής κατανομής φορτίων καθ' ύψος του κτιρίου, χωρίς να λαμβάνεται υπ' όψιν η πιθανή αλλαγή του ύψους από όροφο σε όροφο.

- Τριγωνική κατανομή φόρτισης, όπου γίνεται η θεώρηση γραμμικού προφίλ επιταχύνσεων καθ' ύψος του κτιρίου. Η τριγωνική φόρτιση προτείνεται από τους Κανονισμούς κατά την εφαρμογή της ισοδύναμης στατικής ανάλυσης.

- Γενικευμένη τριγωνική κατανομή, όπου αποτελεί την ανάστροφη τριγωνική κατανομή. Λαμβάνει υπ' όψιν την ανομοιόμορφη μεταβολή των επιταχύνσεων καθ' ύψος, προσεγγίζοντας έτσι καλύτερα το σχήμα ταλάντωσης του κτιρίου.

- Κατανομή με βάση τις ιδιομορφές, κατά την οποία εφαρμόζεται μια στατική ανελαστική ανάλυση ξεχωριστά, για κατανομές φορτίων που αντιστοιχούν σε επαλληλία επαρκούς αριθμού ιδιομορφών. Στο τέλος γίνεται συνδυασμός των αποτελεσμάτων και λαμβάνεται μια τελική καμπύλη αντίστασης.

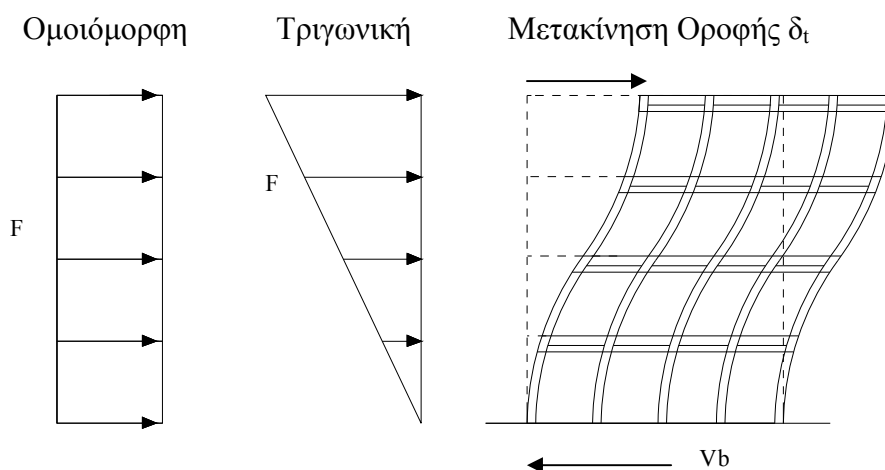
Στη δεύτερη κατηγορία, όπου η κατανομή των φορτίων μεταβάλλεται κατά την ανάλυση, όσο το κτίριο υποβάλλεται σε όλο και μεγαλύτερες μετακινήσεις, διακρίνουμε την προσαρμοζόμενη κατανομή. Η κατανομή αυτή ανανεώνεται σε κάθε βήμα της ανάλυσης, ώστε να λάβει υπ' όψιν τη σταδιακή μείωση της δυσκαμψίας, όταν το κτίριο κατά την ανακυκλιζόμενη σεισμική φόρτιση δεν ταλαντώνεται με σαφή τρόπο. Μετά από κάθε αλλαγή του μητρώου δυσκαμψίας του φορέα, μπορούν να εκτιμηθούν οι αλλαγές

στα χαρακτηριστικά των ιδιομορφών, με βάση τα αποτελέσματα της τελευταίας ιδιομορφικής ανάλυσης.

Από την εφαρμογή της σταθερής κατανομής οριζοντίων φορτίων προκύπτουν κάποια σημαντικά προβλήματα. Το πιο σημαντικό είναι ότι δεν μπορεί να λάβει υπ' όψιν της με ακρίβεια την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων, όταν ορισμένα στοιχεία της κατασκευής περάσουν στην ανελαστική περιοχή. Ενδέχεται να αποκαλυφθούν μόνο τοπικοί μηχανισμοί που θα μπορούσαν να εμφανισθούν σε ένα σεισμό, ενώ αδυναμίες εξαιτίας της μεταβολής των δυναμικών χαρακτηριστικών του δομήματος μπορεί να μην αποκαλυφθούν [Κ. Ρεπαπής, 2007]. Η προσαρμοσμένη κατανομή φορτίων, αποτελεί πιο ακριβή μέθοδο καθώς μπορεί να κάνει σαφέστερη περιγραφή του διαγράμματος δύναμης – μετακίνησης μιας κατασκευής. Ωστόσο οι ερευνητές δεν έχουν καταλήξει σε μία συγκεκριμένη μέθοδο κατανομής φορτίων.

Η μη γραμμική στατική ανάλυση, για να δώσει ακριβή αποτελέσματα και ταυτόχρονα να παραμείνει απλή στην εφαρμογή της, απαιτείται αρκετή μελέτη για τον προσδιορισμό της κατάλληλης κατανομής φορτίων. Μια μόνο κατανομή, δεν μπορεί να εντοπίσει τις μεταβολές στις τοπικές απαιτήσεις που αναμένονται στο σεισμό σχεδιασμού. Για το λόγο αυτό συνίσταται η χρήση τουλάχιστον δύο διαφορετικών κατανομών οριζόντιας δράσης ώστε να εντοπιστούν οι αναμενόμενες σεισμικές απαιτήσεις. Συνήθως χρησιμοποιούνται η ομοιόμορφη και η τριγωνική κατανομή, ως δύο ακραίες περιπτώσεις (Σχήμα 3.2) [Κ. Ρεπαπής, 2007].

Η στατική ανελαστική ανάλυση, προσεγγίζει την πραγματικότητα και βοηθά στη στρατηγική της αποκατάστασης/ενίσχυσης. Βασικό της πλεονέκτημα είναι ότι μπορούν να αξιολογηθούν όλες οι κατασκευές βάσει των χαρακτηριστικών που διαθέτουν, δηλαδή της δυσκαμψίας, της πλαστιμότητας και αντοχής των επιμέρους μελών. Μειονέκτημα μπορεί να θεωρηθεί η αύξηση των υπολογισμών και το ότι απαιτείται πρόσθετη εμπειρία για την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης.



**Σχήμα 3.2** – Μετακίνηση οροφής κατά τη μη γραμμική στατική ανάλυση υπό ομοιόμορφη ή τριγωνική κατανομή αυξανόμενης οριζόντιας έντασης

### 3.5 Στάθμες επιτελεστικότητας

Μέχρι πρόσφατα, οι ειδικοί πίστευαν ότι μια κατασκευή διαθέτει επαρκή ασφάλεια έναντι υπερβολικών βλαβών, αν είχε σχεδιαστεί έτσι ώστε να ικανοποιείται η απαίτηση της μη κατάρρευσης. Μετά από πρόσφατους σεισμούς όμως, διαπιστώθηκε ότι η αντίληψη αυτή δεν ήταν σωστή καθώς οι βλάβες σε φέροντα και μη φέροντα στοιχεία των κατασκευών επέφερε τεράστιο οικονομικό κόστος. Για το λόγο αυτό, αναγνωρίστηκε από τους μελετητές η ανάγκη να βασίζονται και σε άλλες στάθμες συμπεριφοράς, πέραν της αποφυγής κατάρρευσης.

Οι επιθυμητές συμπεριφορές ενός φορέα, αφορούν τη διατήρηση της λειτουργικότητας, τον περιορισμό των βλαβών και την αποφυγή απώλειας ανθρώπινων ζωών. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. [2010] έχει θεσπίσει τρεις ‘‘στάθμες επιτελεστικότητας’’ υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Για το φέροντα οργανισμό μιας κατασκευής οι στάθμες ορίζονται ως εξής:

➤ « **Άμεση χρήση** »: Είναι μια κατάσταση κατά την οποία το κτίριο είναι ασφαλές προς χρήση μετά το σεισμό. Αναμένεται ότι καμία λειτουργία δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια ή μετά τον αντίστοιχο σεισμό, εκτός από σπάνιες ενδεχόμενες δευτερεύουσες λειτουργίες. Είναι πιθανό να παρουσιασθούν τριχοειδείς καμπτικές ρωγμές στο φέροντα οργανισμό. Ωστόσο, το κτίριο διατηρεί τη δυσκαμψία και αντοχή

που είχε, αλλά χρειάζεται ορισμένες επισκευές που δεν είναι απαραίτητο να γίνουν πριν τη λειτουργία.

➤ « **Προστασία ζωής** »: Είναι μια κατάσταση κατά την οποία από τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να προκληθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς θάνατο ή τραυματισμό ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις βλάβες στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.

➤ « **Οιονεί κατάρρευση** »: Είναι μια κατάσταση κατά την οποία από το σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες και σοβαρές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου, ο οποίος όμως έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

Για την αποτίμηση και την ενίσχυση μιας κατασκευής, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, πρέπει να γίνονται ένας ή περισσότεροι συνδυασμοί στάθμης επιτελεστικότητας και αντίστοιχης σεισμικής δράσης, με δεδομένη πιθανότητα υπέρβασης κατά τη συμβατική διάρκεια ζωής του κτιρίου.

### **3.6 Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης**

Η διαδικασία σχεδιασμού ή σεισμικής αποτίμησης μιας κατασκευής με βάση την επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας, βασίζεται σε δύο βασικά στοιχεία, την «απαίτηση» προς το δόμημα, και τη διατιθέμενη «ικανότητα» από το δόμημα. Η απαίτηση αποτελεί μια εκτίμηση της αναμενόμενης εδαφικής μετακίνησης, ενώ η διατιθέμενη ικανότητα αποτελεί μια εκτίμηση της ικανότητας την οποία διαθέτει η κατασκευή να αντιστέκεται στη σεισμική απαίτηση. Για να είναι συμβατή η συμπεριφορά του δομήματος με το στόχο σχεδιασμού, θα πρέπει η ικανότητα του δομήματος να υπερβαίνει την αντίστοιχη απαίτηση [Κ. Ρεπαλής, 2007].

Η διατιθέμενη ικανότητα εκτιμάται μέσω της λεγόμενης καμπύλης αντίστασης του δομήματος (καμπύλη pushover), που προκύπτει από τη μη γραμμική στατική ανάλυση. Αντίστοιχα η απαίτηση λαμβάνεται υπόψη με τη μορφή του φάσματος απαίτησης. Για

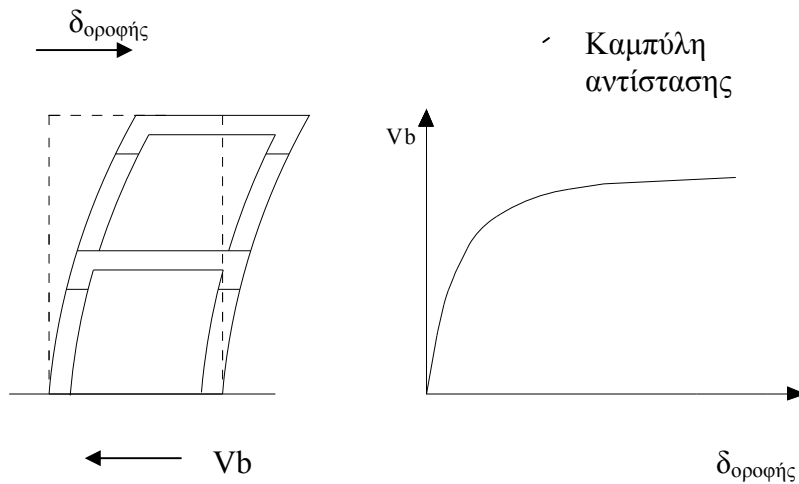
δοθείσα κατασκευή και εδαφική κίνηση, η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μια εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης απόκρισης της κατασκευής κατά τη διάρκεια της εδαφικής κίνησης και προκύπτει από την τομή της καμπύλης αντίστασης και του μειωμένου ελαστικού φάσματος. Μετά τη χάραξη της καμπύλης αντίστασης και τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης, πραγματοποιούνται οι έλεγχοι επιτελεστικότητας.

Για την εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης ανελαστικής μετακίνησης χρησιμοποιούνται απλές προσεγγιστικές μη γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης, οι απλούστερες εκ των οποίων βασίζονται στα ισοδύναμα γραμμικά ελαστικά συστήματα. Στις επόμενες ενότητες περιγράφονται μερικές από αυτές.

### **3.6.1 Μέθοδος Διαγράμματος Ικανότητας**

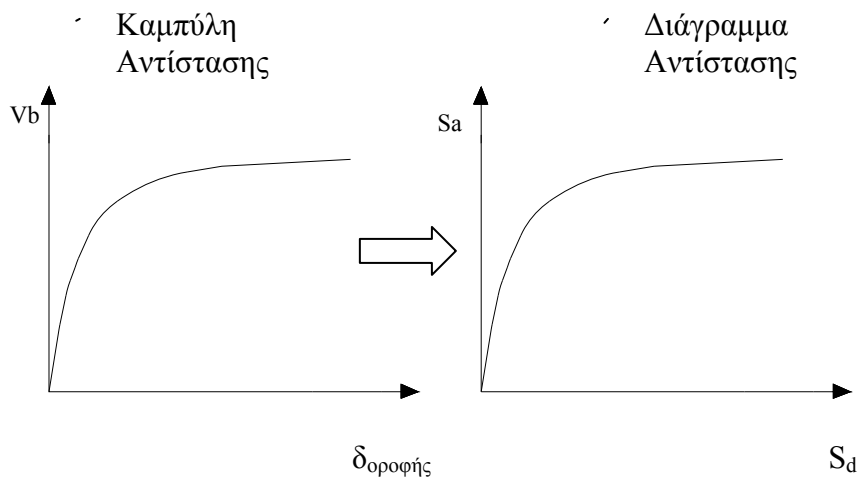
Η μέθοδος αυτή του [ATC-40] συγκρίνει γραφικά την καμπύλη αντίστασης της κατασκευής με την καμπύλη του μειωμένου φάσματος απόκρισης, με σκοπό τον προσδιορισμό της απόκρισης της κατασκευής μέσω του σημείου επιτελεστικότητας. Η διαδικασία που ακολουθείται περιγράφεται παρακάτω με τα εξής βήματα:

1. Η κατασκευή υποβάλλεται σε στατική μη γραμμική ανάλυση υπό μονοτονικά αυξανόμενη κατανομή αδρανειακών δυνάμεων, η οποία αναπαριστά τις αδρανειακές δυνάμεις που αναμένονται στην κατασκευή κατά τη διάρκεια τη σεισμικής διέγερσης. Καθώς αυξάνουν τα φορτία, τα επιμέρους μέλη της κατασκευής διαρρέουν διαδοχικά, με αποτέλεσμα σε κάθε βήμα η κατασκευή να παρουσιάζει μείωση της δυσκαμψίας της. Με την ανάλυση αυτή καθορίζεται μια μη γραμμική σχέση τέμνουσας βάσης  $V_b$  και μετακίνησης οροφής  $\delta_{οροφής}$  (ή  $\delta_i$ ). Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη λεγόμενη καμπύλη αντίστασης της κατασκευής (Σχήμα 3.3).



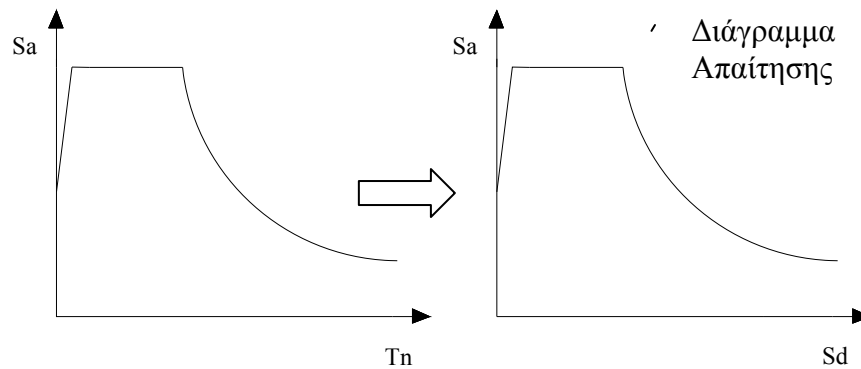
**Σχήμα 3.3** – Ανάπτυξη καμπύλης αντίστασης της κατασκευής

2. Η καμπύλη αυτή μετατρέπεται σε διάγραμμα αντίστασης, δηλαδή σε όρους φασματικής ψευδοεπιτάχυνσης,  $S_a$  – φασματικής μετακίνησης,  $S_d$  (Σχήμα 3.4).



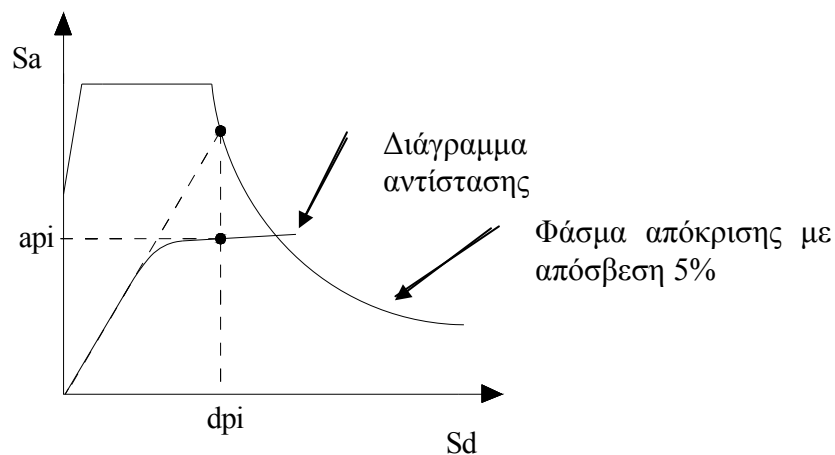
**Σχήμα 3.4** – Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης σε διάγραμμα ικανότητας

3. Για να παραχθεί το διάγραμμα απαίτησης, μετατρέπεται το φάσμα σχεδιασμού, από τη συνήθη μορφή του σε όρους φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  – ιδιοπεριόδου  $T_n$ , σε όρους φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  – φασματικής μετακίνησης  $S_d$  (Σχήμα 3.5).



**Σχήμα 3.5** – Μετατροπή του ελαστικού φάσματος απόκρισης σε όρους φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  – φασματικής μετακίνησης  $S_d$

4. Κατασκευάζεται το διγραμμικό διάγραμμα αντίστασης. Για την κατασκευή αυτού του διαγράμματος καθορίζεται αρχικά ένα σημείο ( $a_{pi}, d_{pi}$ ). Το αρχικό σημείο επιλέγεται με την θεώρηση ότι η ανελαστική φασματική μετατόπιση είναι ίση με τη μετατόπιση που θα είχε η κατασκευή αν συμπεριφερόταν ελαστικά (αρχή Ίσων Μετακινήσεων). Αυτό το σημείο εξαρτάται αρχικά από τον Μηχανικό για την ανάπτυξη απομειωμένου φάσματος απαίτησης. Μετά από διαδοχικές δοκιμές καθορίζεται το τελικό σημείο, έτσι ώστε το απομειωμένο φάσμα να τέμνει το διάγραμμα αντίστασης στο σημείο αυτό (Σχήμα 3.6).

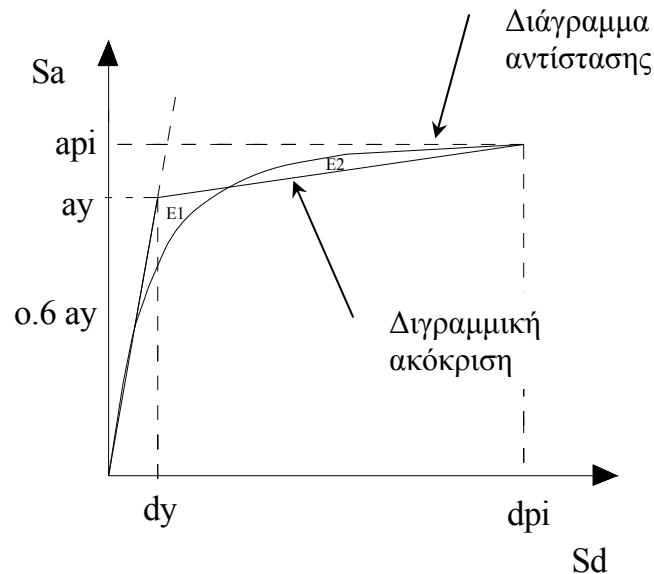


**Σχήμα 3.6** – Εφαρμογή της αρχής των ίσων μετακινήσεων για την επιλογή του αρχικού σημείου της μεθόδου.

Ο αρχικός ανερχόμενος κλάδος ξεκινάει από την αρχή των αξόνων και διέρχεται από το σημείο με φασματική επιτάχυνση ίση με το 60% της φασματικής επιτάχυνσης του

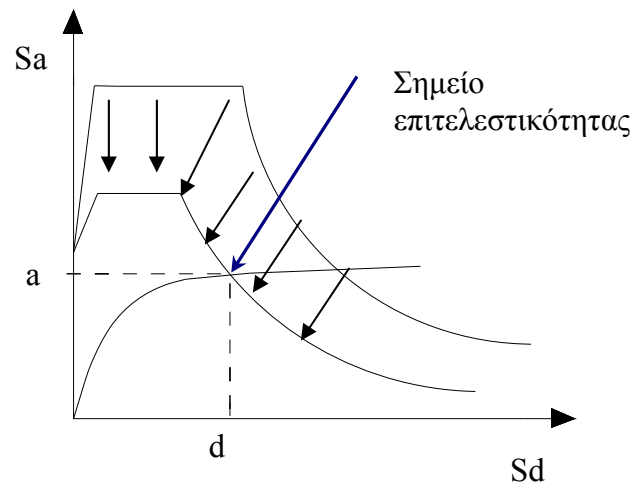


σημείου διαρροής. Ο δεύτερος κλάδος σχεδιάζεται από το σημείο  $(a_{pi}, d_{pi})$ , με τέτοια κλίση ώστε να τέμνει τον πρώτο κλάδο σε ένα σημείο διαρροής και τα εμβαδά E1 και E2 να είναι ίσα (Σχήμα 3.7).



**Σχήμα 3.7** – Διγραμμική απόκριση του διαγράμματος αντίστασης

5. Υπολογίζεται η ενεργός απόσβεση και γίνεται απομείωση του ελαστικού φάσματος απόκρισης (με απόσβεση 5%).
6. Σχεδιάζονται μαζί το διάγραμμα απαίτησης με το διάγραμμα αντίστασης και προσδιορίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση (Σχήμα 3.8). Ελέγχεται αν η μετακίνηση του σημείου τομής των δύο καμπυλών διαφέρει λιγότερο από 5% απ' τη μετακίνηση του αρχικού δοκιμαστικού σημείου. Αν η διαφορά είναι μικρότερη της ανοχής που έχει επιλεγεί για τον προσδιορισμό του σημείου, τότε το σημείο αυτό είναι το σημείο συμπεριφοράς της κατασκευής. Διαφορετικά επιλέγεται νέο σημείο και επαναλαμβάνεται η διαδικασία μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση. Στο σημείο αυτό, πραγματοποιούνται επαναληπτικές δυναμικές αναλύσεις ισοδύναμων γραμμικών συστημάτων, με κατάλληλες τιμές ιδιοπεριόδου και ισοδύναμης ιξώδους απόσβεσης.



**Σχήμα 3.8** – Προσδιορισμός της απαιτούμενης μετακίνησης

7. Η στοχευόμενη μετακίνηση που προκύπτει, μετατρέπεται σε μετακίνηση οροφής και έτσι υπολογίζονται οι μετακινήσεις των μεμονωμένων μελών.

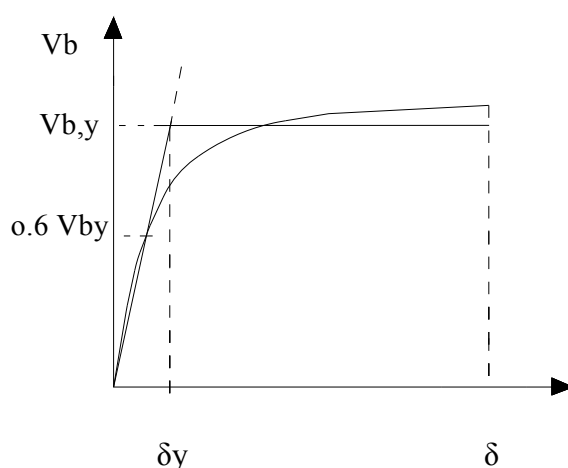
Το σημείο τομής του διαγράμματος απαίτησης με το διάγραμμα φάσματος, ορίζει τη μετακίνηση στην οποία αναμένεται να υποβληθεί το δόμημα όταν υποβάλλεται στο σεισμικό γεγονός. Επίσης ορίζει την ένταση η οποία αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση. Στη συνέχεια, για όλα τα μέλη γίνεται σύγκριση των τοπικών ανελαστικών στρωφών ή μετατοπίσεων οι οποίες αντιστοιχούν στο σημείο συμπεριφοράς, με τα αντίστοιχα αποδεκτά μεγέθη που αντιστοιχούν στην στάθμη επιτελεστικότητας που έχουμε επιλέξει.

Ωστόσο έχουν παρατηρηθεί προβλήματα στη μέθοδο αυτή, που μπορεί να οδηγήσουν σε εσφαλμένα αποτελέσματα. Για το λόγο αυτό έχουν προταθεί σε νεότερα σχέδια κανονισμών (ATC-55, 2006), βελτιωμένες εκδοχές της διαδικασίας. Ως εναλλακτική διαδικασία, ο [ATC-40] προτείνει τη μέθοδο των συντελεστών μετακίνησης, σύμφωνα με την οποία η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει από τη μετακίνηση ενός ισοδύναμου ελαστικά αποκρινόμενου μονοβάθμιου συστήματος, πολλαπλασιασμένη με κατάλληλους συντελεστές που εκφράζουν τη σχέση του απλοποιημένου αυτού προσομοιώματος με το πολυβάθμιο κτίριο. Η μέθοδος αυτή (DCM) παρουσιάζεται παρακάτω.

### 3.6.2 Μέθοδος του συντελεστή μετακίνησης ( DCM )

Η μέθοδος του συντελεστή μετακίνησης αποτελεί μια μέθοδο απ' ευθείας υπολογισμού της μέγιστης σεισμικής μετακίνησης. Η απαιτούμενη μετακίνηση υπολογίζεται με βάση την αρχή των ίσων μετακινήσεων (δηλαδή με την παραδοχή ότι η συνολική μετακίνηση είναι ίδια με αυτή που θα προέκυπτε εάν η κατασκευή ήταν απολύτως ελαστική), με διάφορους συντελεστές. Οι συντελεστές αυτοί συνδέουν τη φασματική μετακίνηση με τη μέγιστη πιθανή μετακίνηση της κατασκευής. Η εφαρμογή της μεθόδου απαιτεί τον προσδιορισμό της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής. Η διαδικασία ακολουθεί τα ακόλουθα βήματα:

1. Επιβάλλεται στην κατασκευή κάποια κατανομή οριζοντίων δυνάμεων και κατασκευάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής σε όρους μετακίνησης οροφής  $\delta$  – τέμνουσας βάσης  $V$ .
2. Στη συνέχεια κατασκευάζεται μία διγραμμική προσέγγιση της καμπύλης αυτής. Χαράσσεται αρχικά η μετελαστική δυσκαμψία  $K_s$ , έτσι ώστε να αναπαριστά τη μέση δυσκαμψία της περιοχής αυτής. Έπειτα, χαράσσεται η ενεργός ελαστική δυσκαμψία  $K_e$ , κατασκευάζοντας μια τέμνουσα η οποία διέρχεται από το σημείο της καμπύλης ικανότητας που αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης ίση με  $0.6V_y$ , όπου ως  $V_y$  ορίζεται το σημείο τομής των γραμμών της  $K_s$  και της  $K_e$  (Σχήμα 3.9).



**Σχήμα 3.9** – Κατασκευή της διγραμμικής προσέγγισης της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής.

3. Υπολογίζεται η ενεργός περίοδος  $T_e$  με βάση την Εξίσωση (3.1):

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.1)$$

όπου:

- $T_i$  , η θεμελιώδης περίοδος κατά την υπό εξέταση διεύθυνση της σεισμικής δράσης
- $K_i$  , η ελαστική δυσκαμψία του κτιρίου στην υπό εξέταση διεύθυνση
- $K_e$  , η ενεργός δυσκαμψία του κτιρίου στην υπό εξέταση διεύθυνση

4. Υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση με βάση την Εξίσωση (3.2):

$$\delta\tau = C_o \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 \quad (3.2)$$

όπου οι συντελεστές  $C_o$  έως  $C_3$  τροποποιούν τις φασματικές μετακινήσεις που προκύπτουν ως το γινόμενο της ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  και της παράστασης  $\left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2$ .

Η παράμετρος  $C_o$  συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση και την αναμενόμενη μετακίνηση του τελευταίου ορόφου της κατασκευής. Η παράμετρος  $C_1$  λαμβάνει υπόψη τη μεγέθυνση της μέγιστης μετακίνησης λόγω ανελαστικής συμπεριφοράς. Λαμβάνεται ίση με 1.0 για  $T > T_g$  , ενώ υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση (3.3) για  $T > T_g$ :

$$C_1 = \frac{1}{R} + \left(1 - \frac{1}{R}\right) \left(\frac{T_g}{T_e}\right) \quad \text{με } C_1 < 2 \text{ για } T < 0.1 \text{ sec} \quad (3.3)$$

όπου: -  $T_g$  είναι η χαρακτηριστική περίοδος του φάσματος απόκρισης, η οποία ορίζεται ως η περίοδος όπου εμφανίζεται η μετάβαση από τον κλάδο της σταθερής επιτάχυνσης στον κλάδο σταθερής ταχύτητας, και

- $R$  , ο συντελεστής μείωσης της ελαστικής αντοχής

Η παράμετρος  $C_2$  λαμβάνει υπόψη την υστερητική συμπεριφορά και οι τιμές του μεταβάλλονται γραμμικά μεταξύ του 1.5 στα 0.1 sec και του 1.2 στη χαρακτηριστική περίοδο  $T_g$

Η παράμετρος  $C_3$  λαμβάνει υπόψη τις αυξημένες μετακινήσεις που εμφανίζονται λόγω φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης. Για κτίρια με θετική τιμή δυσκαμψίας μετά τη διαρροή,  $C_3 = 1$ . Για κτίρια με αρνητική τιμή δυσκαμψίας μετά τη διαρροή, ο συντελεστής  $C_3$  υπολογίζεται από τη σχέση (3.4):

$$C_3 = 1 + \frac{|a|(R-1)^{2/3}}{Te} \quad (3.4)$$

όπου  $a$  είναι ο λόγος της δυσκαμψίας μετά τη διαρροή, προς την ελαστική δυσκαμψία, όταν η συμπεριφορά της κατασκευής προσεγγίζεται από μια διγραμμική καμπύλη.

Παράλληλα με τις μεθόδους που προαναφέρονται, αναπτύχθηκαν και κάποιες βελτιωμένες εναλλακτικές Μέθοδοι οι οποίες βασίζονται στη Χρήση Ανελαστικών Φασμάτων για τον υπολογισμό σεισμικής απαίτησης και οδηγούν σε ακριβείς λύσεις όσον αφορά τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης  $\delta_t$ . Μία εξ' αυτών είναι η μέθοδος N2, η οποία παρουσιάζεται παρακάτω.

### **3.6.3 Μέθοδος N2**

Η μέθοδος N2 αποτελεί μία από τις παραλλαγές της Μεθόδου Διαγράμματος Ικανότητας του ATC-40. Η διαφορά είναι ότι για την εκτίμηση της απαίτησης του σχεδιασμού δεν χρησιμοποιούνται ελαστικά φάσματα μεγάλης απόσβεσης, αλλά ανελαστικά φάσματα και φάσματα μετακινήσεων. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή ακολουθεί τα εξής βήματα:

1. Κατασκευάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής και του αντίστοιχου φάσματος ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Η διαδικασία είναι όμοια με τη μέθοδο ATC-40. Στη μέθοδο αυτή η κατανομή των δυνάμεων είναι ανάλογη της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής. Η οριζόντια δύναμη στη στάθμη  $i$  είναι ανάλογη με το

εύρος  $\Phi_i$  της  $1^{ης}$  ιδιομορφής  $\Phi_1$  σταθμισμένη με την αντίστοιχη μάζα  $m_i$  (Εξίσωση 3.5):

$$P_i = p \cdot m_i \cdot \Phi_i \quad (3.5)$$

2. Μετατρέπεται η καμπύλη αντίστασης του πολυβάθμιου συστήματος σε ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα, καθώς η σεισμική απαίτηση καθορίζεται από το φάσμα απόκρισης. Ο μετασχηματισμός όλων των ποσοτήτων γίνεται με την Εξίσωση (3.6):

$$Q = \Gamma \cdot Q^* \quad (3.6)$$

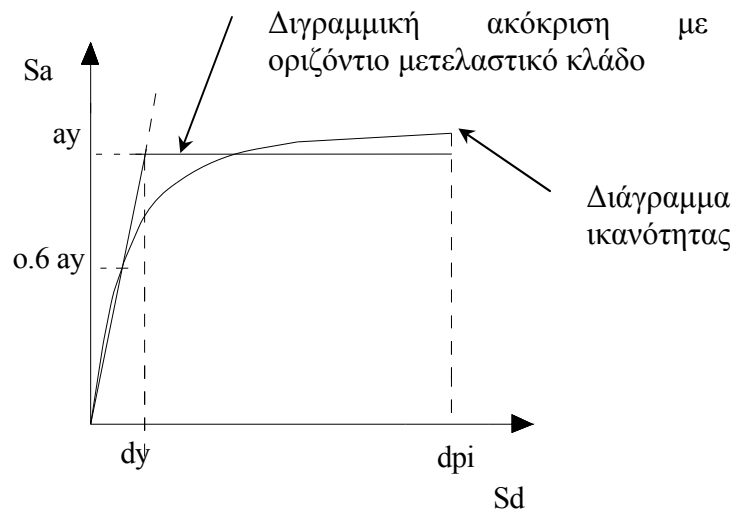
όπου: το  $Q^*$  αντιπροσωπεύει τις ποσότητες του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (δύναμη  $Q^*$ , μετακίνηση  $\delta^*$  και υστερητική ενέργεια  $E_H^*$ ), το  $Q$  την αντίστοιχη ποσότητα στο πολυβάθμιο σύστημα (τέμνουσα βάσης  $V$ , μετακίνηση οροφής  $\delta_i$  και υστερητική ενέργεια  $E_H$ ) και το  $\Gamma$  είναι μια σταθερά η οποία ονομάζεται συντελεστής συμμετοχής δεσπόζουσας ιδιομορφής και ορίζεται ως (Εξίσωση 3.7):

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \Phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \Phi_i^2} \quad (3.7)$$

Η τιμή στον αριθμητή αντιπροσωπεύει τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (Εξίσωση 3.8):

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i \quad (3.8)$$

3. Κατασκευάζεται η αντίστοιχη ιδεατή διγραμμική καμπύλη αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος χωρίς κράτυνση, δηλαδή ο μετελαστικός κλάδος είναι οριζόντιος. Αυτό γίνεται γιατί η επιρροή μέσω των τιμών κράτυνσης εμπεριέχεται στο φάσμα απαίτησης, ενώ παράλληλα έχει αποδειχθεί ότι μέσες τιμές κράτυνσης δεν έχουν σημαντική επίδραση στην τιμή της στοχευόμενης μετακίνησης (Σχήμα 3.10).



**Σχήμα 3.10** – Διγραμμική παράσταση της καμπύλης αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

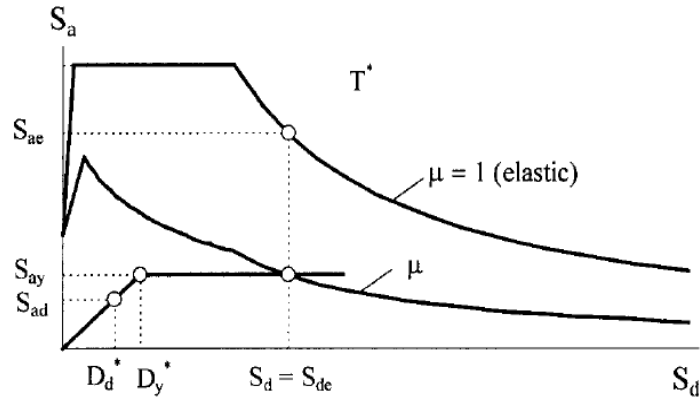
Το διάγραμμα συνήθως σχεδιάζεται με κλίση ελαστικού κλάδου ίση με την τέμνουσα δυσκαμψία που αντιστοιχεί στο 60% της επιτάχυνσης διαρροής και έτσι ώστε τα εμβαδά που αποκόπτονται πάνω και κάτω από την αρχική καμπύλη να είναι ίσα. Από το διγραμμικό διάγραμμα ικανότητας καθορίζονται η επιτάχυνση διαρροής,  $S_{ay}$ , και η μετακίνηση διαρροής,  $S_{dy}$ . Έτσι για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα η δύναμη διαρροής είναι  $F^* = m^* S_{ay}$ , η μετακίνηση διαρροής  $\delta_y^* = S_{dy}$  και η ελαστική ιδιοπερίοδος (Εξίσωση 3.9):

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{S_{dy}}{S_{ay}}}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \delta_y^*}{F_y^*}} \quad (3.9)$$

όπου  $F_y^*$  και  $\delta_y^*$  είναι η αντοχή και η μετακίνηση διαρροής αντίστοιχα.

- Υπολογίζεται η ανελαστική απαίτηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Η μετακίνηση αυτή αντιστοιχεί στο σημείο τομής του διγραμμικού φάσματος ικανότητας με το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα  $\mu$ .



**Σχήμα 3.11** – Προσδιορισμός σεισμικής απαίτησης

5. Υπολογίζεται η απαιτούμενη μετακίνηση του μονοβάθμιου συστήματος  $S_d$  και μετατρέπεται σε μέγιστη μετακίνηση οροφής  $\delta_i$  του πολυβάθμιου (στοχευόμενη μετακίνηση) χρησιμοποιώντας την εξίσωση (3.6).
6. Αποτιμάται η συμπεριφορά της κατασκευής στη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση και οι σεισμικές απαιτήσεις των μελών συγκρίνονται με τις αντοχές τους ανάλογα με την επιθυμητή συμπεριφορά. Η ολική συμπεριφορά ελέγχεται συγκρίνοντας την απαιτούμενη μετακίνηση και τη μετακίνηση αστοχίας.

### **3.6 Σύνοψη**

Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο παρόν κεφάλαιο, για τη σεισμική αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών γίνεται κυρίως χρήση ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης, λόγω του ότι οδηγούν σε πιο ακριβή αποτελέσματα έναντι των ελαστικών. Συγκεκριμένα, η μη γραμμική στατική ανελαστική ανάλυση υπό μονοτονικά αυξανόμενη ένταση, αν και είναι πολύπλοκη στην εφαρμογή της, εφαρμόζεται ευρέως για την απόκριση κατασκευών στη μετελαστική περιοχή. Η διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας ενός κτιρίου με χρήση της ανάλυσης αυτής, αποτελείται από τρεις ενότητες υπολογισμών [Δ. Μπάρος, 2006]. Η πρώτη, περιλαμβάνει τον προσδιορισμό της σχέσης τέμνουσας βάσης – μετατόπισης ελέγχου, η οποία εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τις παραδοχές προσομοίωσης που λαμβάνονται για τη συμπεριφορά των μελών. Η δεύτερη, αφορά τον



υπολογισμό της μετατόπισης στόχου, για την οποία διατίθενται εναλλακτικές μέθοδοι όπως παρουσιάστηκαν παραπάνω. Η τρίτη ενότητα, περιλαμβάνει τους ελέγχους μελών με βάση τα κριτήρια επιτελεσματικότητας. Τέλος, όσον αφορά τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης, οι προτεινόμενες μέθοδοι δεν διαφέρουν σημαντικά ως προς την ακρίβειά τους, γεγονός που επιβεβαιώνεται από την ελαστικότητα των κανονιστικών κειμένων που επιτρέπουν τη χρήση εναλλακτικών διαδικασιών πέραν αυτής που προτείνει ο κάθε κανονισμός.

## Κεφάλαιο 4: ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΕ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΚΤΙΡΙΟ

### 4.1 Περιγραφή κτιρίου

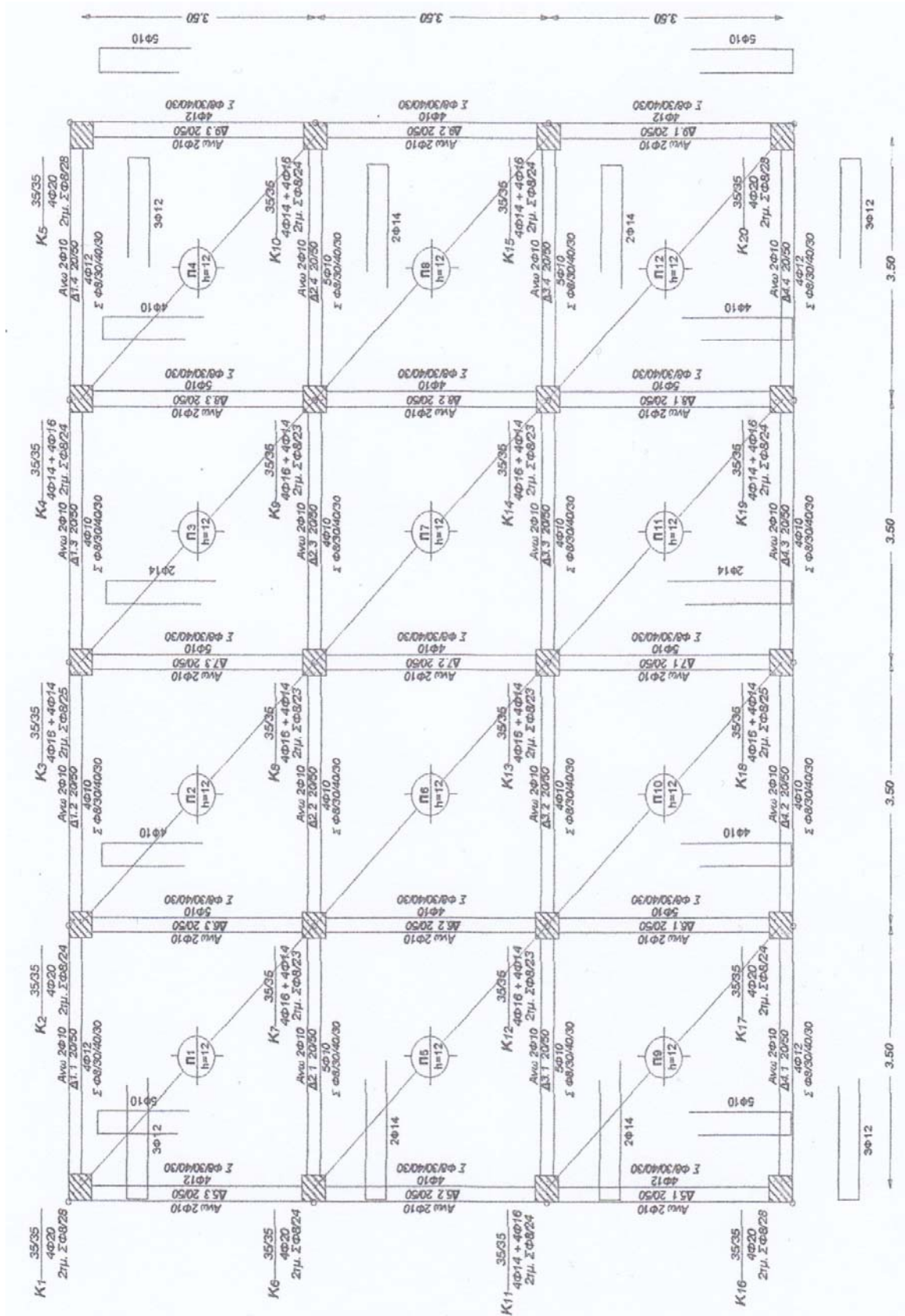
Το κτίριο που εξετάζεται στην παρούσα εργασία, κατασκευάστηκε τη δεκαετία του 1960 και σχεδιάστηκε με βάση τον Κανονισμό του 1959, πριν την εισαγωγή των διατάξεων περί αντισεισμικότητας στο σχεδιασμό κατασκευών.

Πρόκειται για υφιστάμενο κτίριο πέντε υπέργειων ορόφων σταθερού ύψους, με φέροντα οργανισμό από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Ο φορέας είναι πλαισιακός με συμμετρικές κατόψεις διαστάσεων 14.35 x 10.85 m (σταθερού εμβαδού 155.7 m<sup>2</sup>). Κάθε κάτοψη παρουσιάζει τέσσερα επί τρία φατνώματα μήκους 3.5 m και στις δύο διευθύνσεις. Το ύψος μεταξύ των ορόφων από πλάκα σε πλάκα είναι 3.00 m και το πάχος κάθε πλάκας 0.12 m.

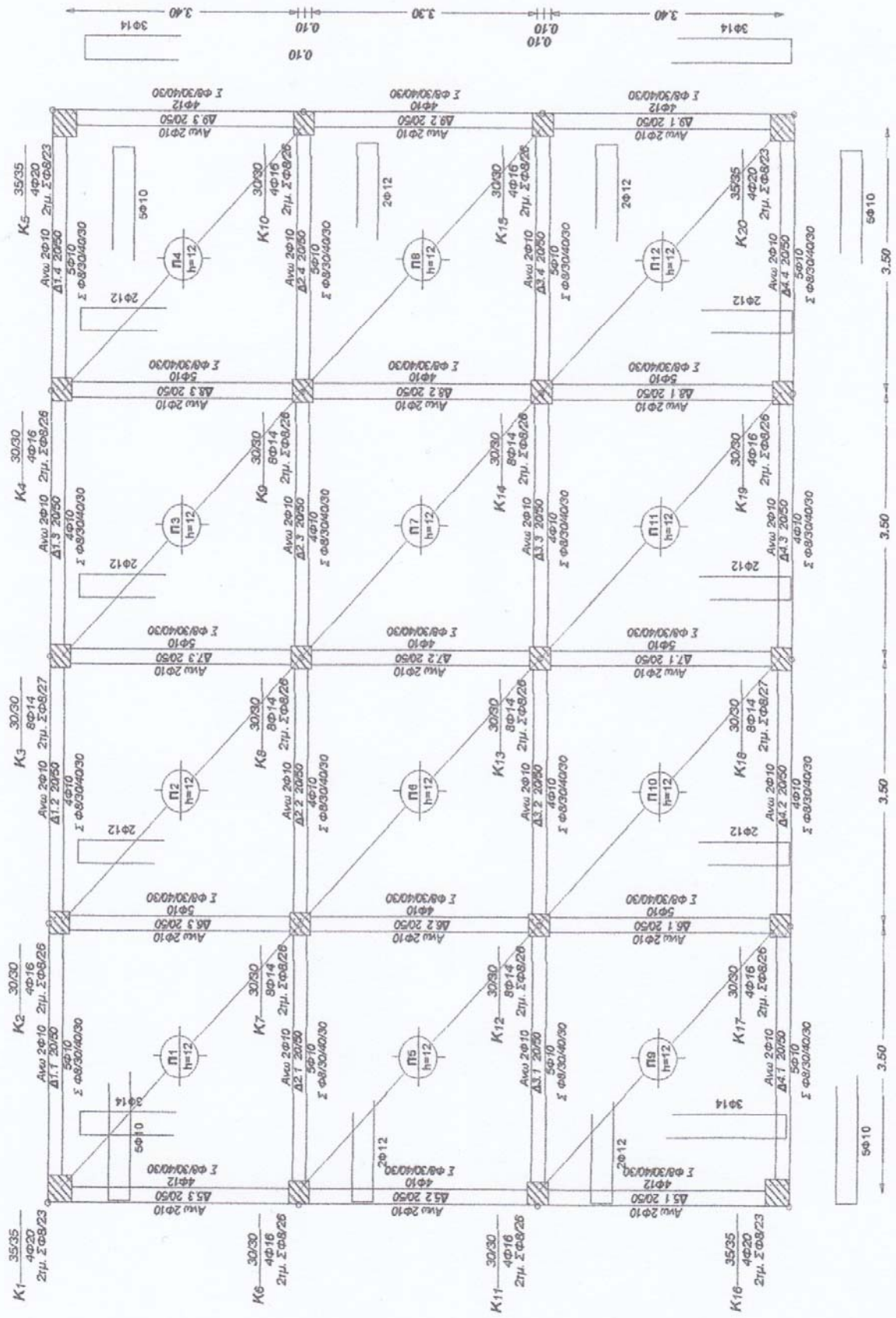
Το εξεταζόμενο κτίριο, όπως και τα περισσότερα της δεκαετίας του 1960, χαρακτηρίζεται από απουσία τοιχωμάτων και σχετικώς πυκνή διάταξη υποστυλωμάτων. Στον 1<sup>ο</sup> όροφο, έχει τετραγωνικά υποστυλώματα 35x35 cm, τα οποία μειώνονται σε 30x30 cm στον 2<sup>ο</sup> όροφο εκτός από τα γωνιακά που παραμένουν 35x35 cm. Στους υπόλοιπους ορόφους, τα υποστυλώματα μειώνονται επιπλέον σε 25x25 cm, ενώ τα γωνιακά σε 30x30 cm. Στα εσωτερικά υποστυλώματα το κέντρο βάρους παραμένει ίδιο σε όλους τους ορόφους, ενώ στα περιμετρικά παραμένει σταθερή η εξωτερική πλευρά των υποστυλωμάτων. Οι δοκοί είναι συνεχείς και έχουν σταθερές διαστάσεις 20x50 cm σε όλους τους ορόφους.

Όσον αφορά τους οπλισμούς, χρησιμοποιούνται μικρές διατομές χάλυβα τόσο στις δοκούς όσο και στα υποστυλώματα. Η όπλιση είναι ελαφριά σε όλα τα μέλη του κτιρίου, ειδικά στους υψηλότερους ορόφους. Την εποχή όπου σχεδιάστηκε το εξεταζόμενο κτίριο, ο απαιτούμενος διατμητικός οπλισμός σε δοκούς και υποστυλώματα έναντι σεισμού, υπολογιζόταν βάσει των τεμνουσών δυνάμεων που προέκυπταν από γραμμική ελαστική ανάλυση του κτιρίου, το οποίο υποβαλλόταν σε οριζόντιες δυνάμεις. Οι δυνάμεις αυτές ήταν πολύ μικρότερες από αυτές που απαιτούνται από τους σύγχρονους Κανονισμούς. Αποτέλεσμα αυτού ήταν η τοποθέτηση συνδετήρων ανά μεγάλες σχετικών αποστάσεις

κατά μήκος του στοιχείου. Παρατηρούμε λοιπόν ότι οι συνδετήρες στις δοκούς είναι διαμέτρου 8 mm ανά 30 cm, ενώ στις ακραίες στηρίξεις των συνεχών δοκών των τεσσάρων πρώτων ορόφων, τοποθετούνται πρόσθετες ράβδοι μορφής Π (φουρκέτες). Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται οι ξυλότυποι των πέντε ορόφων του εξεταζόμενου κτιρίου.

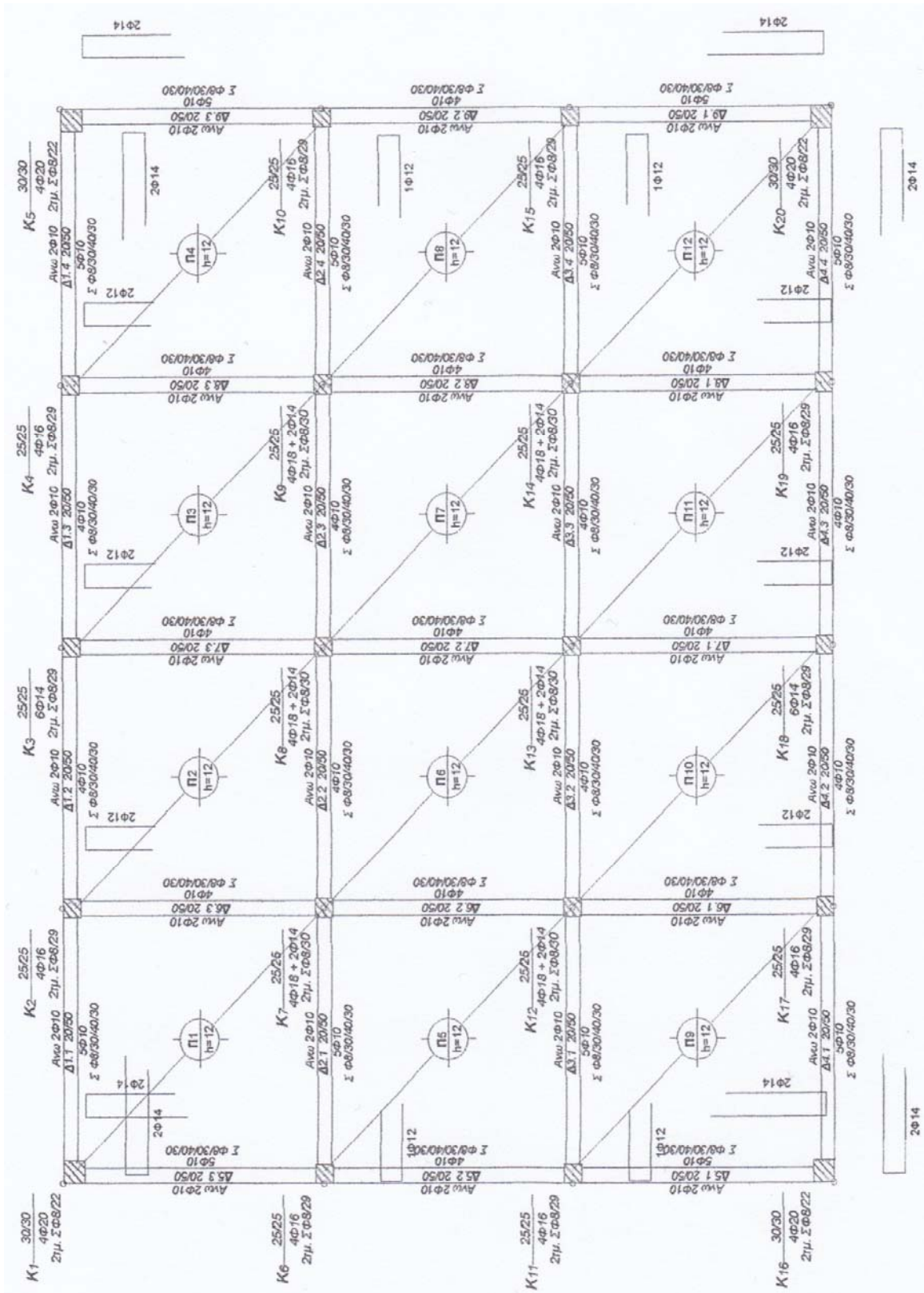


Σχήμα 4.1 – Ξυλότυπος 1<sup>ου</sup> ορόφου

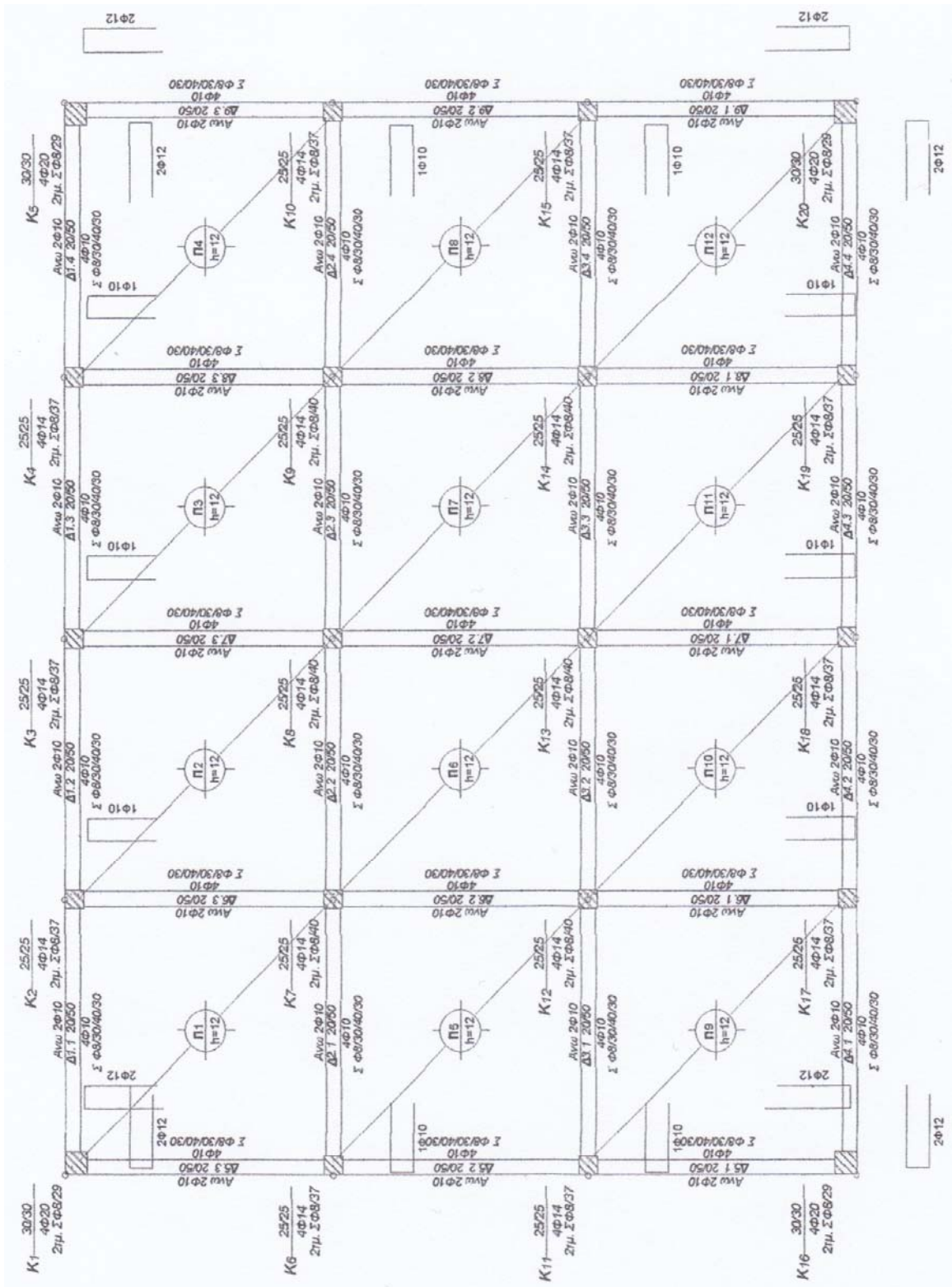


Σχήμα 4.2 – Ευλότυπος 2<sup>ου</sup> ορόφου

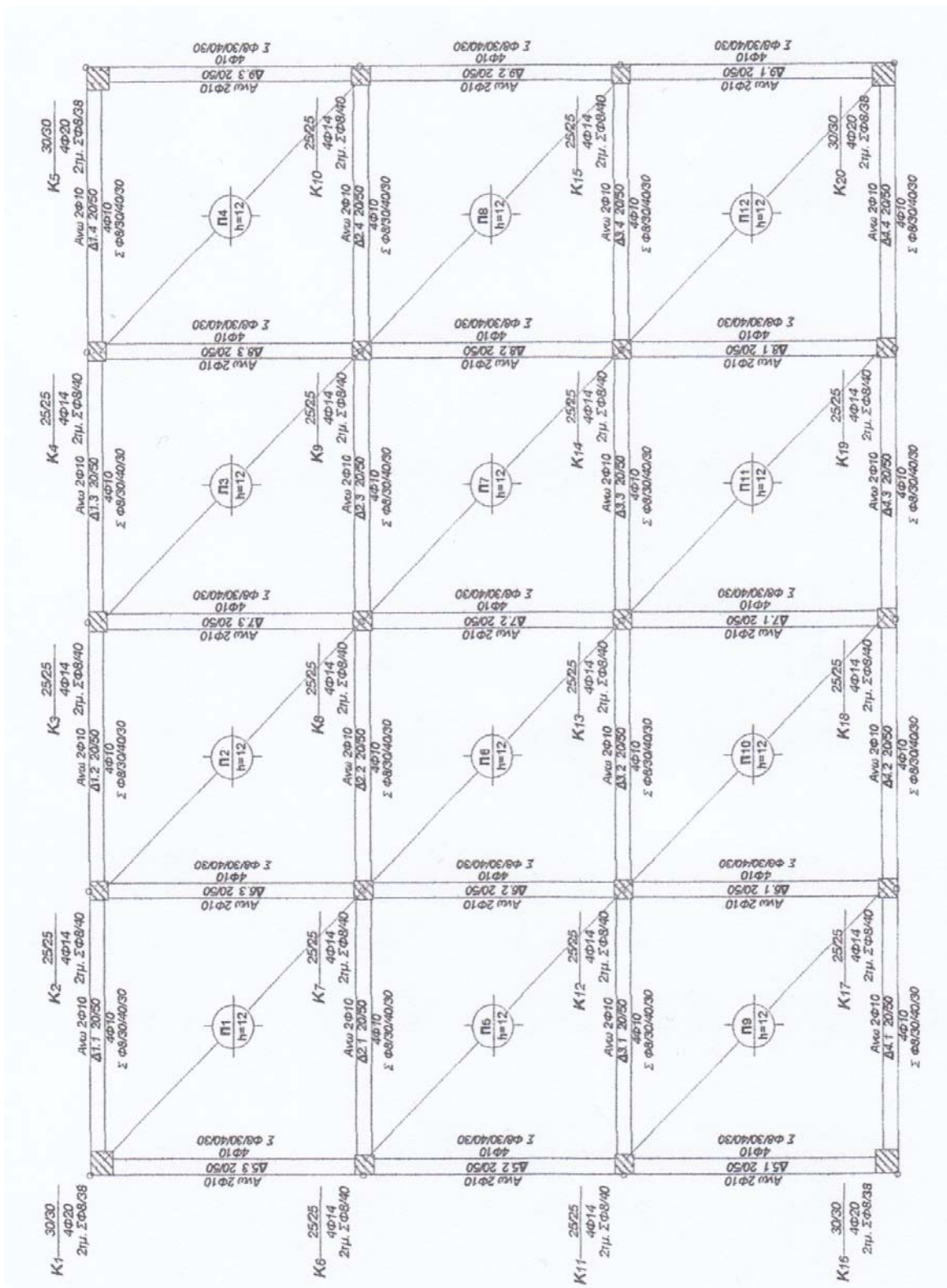




Σχήμα 4.3 – Ευλότυπος 3<sup>ου</sup> ορόφου



Σχήμα 4.4 – Ξυλότυπος 4<sup>ου</sup> ορόφου



Σχήμα 4.5 – Ξυλότυπος 5<sup>ου</sup> ορόφου



## 4.2 Προσομοίωμα κτιρίου και Παραδοχές σχεδιασμού

Για την ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό STATIK-5 της εταιρίας Cubus Hellas. Πρόκειται για ένα πρόγραμμα ανελαστικής στατικής και δυναμικής ανάλυσης κατασκευών που θεωρείται αξιόπιστο, προσφέροντας πολλές δυνατότητες κατά τη μόνωση του στατικού και δυναμικού προσομοιώματος [Cubus Hellas Ltd].

Για την προσομοίωση του φορέα, πραγματοποιήθηκε μια σειρά ενεργειών όπως αναφέρεται παρακάτω. Αρχικά, σχεδιάστηκαν οι κατόψεις των ορόφων στο σχεδιαστικό πρόγραμμα Autocad. Τα διάφορα μέλη του ξυλότυπου αντιστοιχίστηκαν σε κατάλληλα Layers και δόθηκε Thickness στις πλάκες και τις δοκούς. Στη συνέχεια δημιουργήθηκε το χωρικό πλαίσιο μέσω του HOCH-5, εισάγοντας τις κατόψεις από το σχεδιαστικό πρόγραμμα Autocad και καλώντας τις στο πρόγραμμα πλακών CEDRUS-5. Το Cedrus-5 λειτουργεί με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, τα οποία έχουν τη δυνατότητα ενσωμάτωσης των δοκών στο ίδιο προσομοίωμα [Cubus Hellas Ltd]. Έτσι, κατά τη δημιουργία του προσομοιώματος στο Cedrus-5, οι δοκοί δηλώθηκαν ως ορθότροπα πεπερασμένα στοιχεία με το σωστό πάχος και τη σωστή υψομετρία. Επεξεργάστηκα κάθε πλάκα στο Cedrus-5, ελέγχοντας αρχικά την κατασκευή και εισάγοντας στη συνέχεια τα φορτία, σε κάθε μία από αυτές. Τα φορτία δηλώθηκαν ως εξής: 1.5 KN/m<sup>2</sup> επικάλυψη και 2.0 KN/m<sup>2</sup> κινητό. Η εσωτερική τοιχοποιία λαμβάνεται ως φορτίο ομοιόμορφα κατανεμημένο σε όλες τις πλάκες και είναι ίσο με 1.0 KN/m<sup>2</sup>, ενώ το φορτίο της εξωτερικής τοιχοποιίας είναι ίσο με 3.6 KN/m<sup>2</sup>. Συνεπώς δηλώθηκε συνολικά:

ο Μόνιμο φορτίο: (Ιδιο βάρος – επιτάχυνση)  $\rightarrow 10 \text{ m/sec}^2$

(Επιφανειακό)  $\rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 + 1.0 \text{ KN/m}^2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

(Γραμμικό)  $\rightarrow 3.6 \text{ KN/m}^2 * (3.00 - 0.50 = 2.5 \text{ m}) = 9.0 \text{ KN/m}$

ο Ωφέλιμο φορτίο: (Επιφανειακό)  $\rightarrow 2.0 \text{ KN/m}^2$

Αφού πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος εισαγωγής των φορτίων και ο έλεγχος εισαγωγής πλέγματος, στάλθηκαν οι φορτίσεις κάθε πλάκας στο Χωρικό. Δημιουργήθηκαν τα επίπεδα, θεωρώντας ότι το κτίριο είναι πακτωμένο στη βάση του και ότι το ύψος μεταξύ των ορόφων από πλάκα σε πλάκα είναι 3.00 m. Έγινε εισαγωγή στο πρόγραμμα

STATIK-5, όπου εκεί πραγματοποιήθηκε έλεγχος της κατασκευής και δηλώθηκαν τα υλικά. Όσον αφορά τα υλικά, κατά το σχεδιασμό θεωρήθηκε ότι ο χάλυβας οπλισμού είναι κατηγορίας St I, και το σκυρόδεμα B160, με βάση τον Κανονισμό του 1959. Τα υλικά αυτά έχουν τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

Κατηγορία υλικού	$-f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_s$ (KN/mm <sup>2</sup> )	$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon$ (%)	$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )
St_I	-310.0	200	310.0	20.0	310.0

**Πίνακας 4.1** – Χαρακτηριστικά χάλυβα οπλισμού του εξεταζόμενου κτιρίου

Κατηγορία υλικού	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{cm}$ (KN/mm <sup>2</sup> )	$f_{ctm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{Rd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ck,cube}$ (N/mm <sup>2</sup> )
B160	-16.0	26	1.6	0.2	15.0

**Πίνακας 4.2** – Χαρακτηριστικά σκυροδέματος του εξεταζόμενου κτιρίου

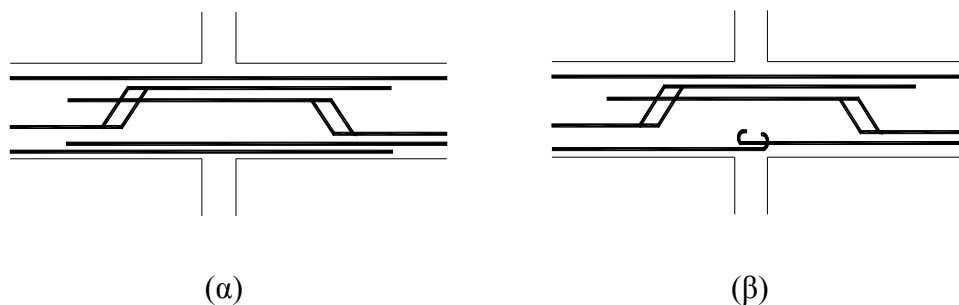
Στη συνέχεια καθορίστηκαν οι Δράσεις Σχεδιασμού. Μέσω του HOCH-5, προσδιορίζεται αυτόματα η κατηγορία στην οποία ανήκει καθεμιά από τις φορτίσεις. Ορίστηκε η στάθμη, υπεράνω της οποίας θεωρήθηκε ότι ταλαντώνονται οι μάζες του κτιρίου (Βάση του σεισμού = Στάθμη 0.00). Στη στάθμη αυτή μηδενίζεται η τριγωνική κατανομή της ισοδύναμης στατικής φόρτισης σεισμού. Για τη δημιουργία αυτής της ισοδύναμης στατικής φόρτισης επιλέχθηκαν και οι πέντε στάθμες που εμφανίζονται στην κατασκευή. Το πρόγραμμα, δημιούργησε αυτόματα τις ισοδύναμες σεισμικές φορτίσεις (κατά  $x$  και κατά  $y$ ) και μάζες.

Έπειτα, έγινε εισαγωγή των σεισμολογικών δεδομένων σύμφωνα με τον [EAK2000]. Το υφιστάμενο κτίριο που εξετάζεται θεωρείται ότι είναι σύνθητες κτίριο κατοικιών ή γραφείων, συνεπώς κατατάσσεται στην κατηγορία σπουδαιότητας Σ2, επομένως ο

συντελεστής σπουδαιότητας ισούται με  $\gamma=1.00$ . Το έδαφος στο οποίο εδράζεται είναι κατηγορίας B, σχεδιάστηκε με σεισμικό συντελεστή  $\varepsilon=0.04$ , έχει μελετηθεί για κατηγορία σεισμικής ζώνης I και έχουμε σεισμική επιτάχυνση  $\alpha=0.16g$ . Ο συντελεστής θεμελίωσης ισούται με 1.00 και το ποσοστό απόσβεσης  $\zeta=5\%$ . Ακόμα, οι συντελεστές σεισμικής συμπεριφοράς  $q$  τόσο κατά  $x$ , όσο και κατά  $y$ , λαμβάνονται ίσοι με 1.5, ώστε να είναι εφικτή η κατά το δυνατόν ακριβέστερη προσομοίωση της σεισμικής συμπεριφοράς της υπό εξέταση υφιστάμενης κατασκευής.

Τέλος, έγιναν αυτόματα οι συνδυασμοί φορτίσεων μέσω του HOCH-5. Οι βασικοί συνδυασμοί είναι δύο:  $1.35 G + 1.50 Q$  και  $1.00 G + 1.50 Q$ , όπου:  $G$  = μόνιμα φορτία, και  $Q$  = κινητά φορτία. Πέρα όμως από τους συνδυασμούς των βασικών φορτίσεων, δημιουργήθηκαν και οι συνδυασμοί των σεισμικών φορτίσεων.

Τελευταία ενέργεια πριν τις αναλύσεις ήταν ο σχεδιασμός των οπλισμών στις δοκούς και τα υποστυλώματα σύμφωνα με τον ξυλότυπο. Στο HOCH-5, ο σχεδιασμός των οπλισμών γίνεται σύμφωνα με τα νέα δεδομένα και τους σύγχρονους Κανονισμούς. Το εξεταζόμενο κτίριο όμως έχει σχεδιαστεί με βάση τον Κανονισμό του 1959. Για το λόγο αυτό έγιναν κάποιες παραδοχές. Θεωρήθηκε ότι ο κάτω οπλισμός των δοκών των εσωτερικών πλαισίων, αγκυρώνεται μέσα στον κόμβο, όπως συνηθιζόταν εκείνη την εποχή (Σχήμα 4.6 (β)). Αντίθετα, στα περιμετρικά πλαίσια, ο κάτω οπλισμός θεωρείται ότι επεκτείνεται στο διπλανό άνοιγμα, διπλασιάζοντας έτσι τον κάτω οπλισμό δοκού στις κρίσιμες ζώνες εκατέρωθεν του κόμβου (Σχήμα 4.6 (α)). Ο διαμήκης οπλισμός των ανοιγμάτων, κάμπτεται κατά το ήμισυ προς το άνω πέλμα ώστε να συμμετέχει στην ανάληψη της τέμνουσας. Όσον αφορά λοιπόν τις κεκαμμένες ράβδους, επεκτείνονται πάντα στο διπλανό άνοιγμα, σε μήκος που είναι επαρκές για να θεωρηθεί ότι συμμετέχουν στην ανάληψη ροπής και στο διπλανό άνοιγμα. Σε γενικές γραμμές, οι οπλισμοί τόσο των δοκών όσο και των υποστυλωμάτων τροποποιήθηκαν σε κάθε μέλος με σκοπό την καλύτερη προσέγγιση της πραγματικής κατάστασης.



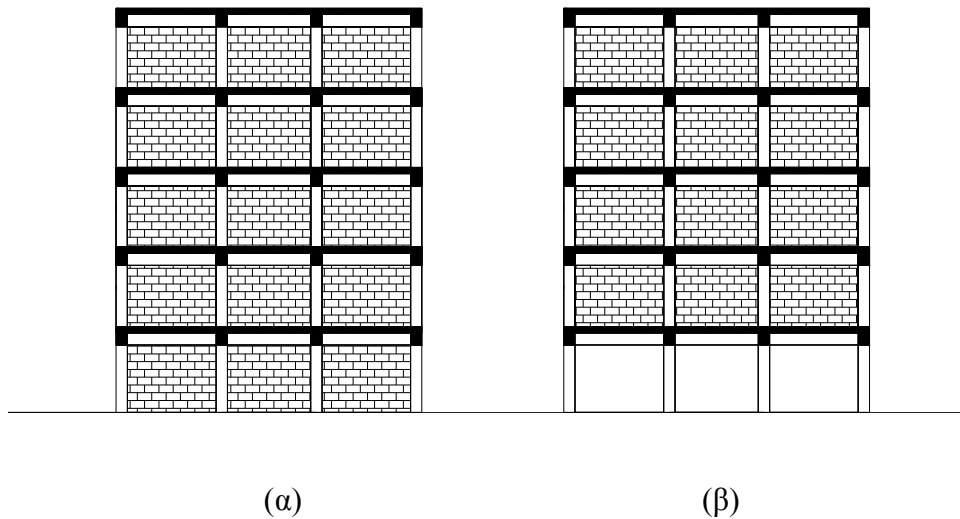
**Σχήμα 4.6** – Όπλιση δοκών σε (α) περιμετρικά και (β) εσωτερικά πλαίσια

### **4.3 Περιπτώσεις τοιχοπληρωμένων κτιρίων**

Η συνεισφορά της τοιχοποιίας πληρώσεως ενός κτιρίου μπορεί να είναι καθοριστική στη συνολική συμπεριφορά του. Για το λόγο αυτό είναι σημαντική η εξέταση της συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων κτιρίων.

Η επιρροή της τοιχοποιίας μπορεί να είναι θετική ή αρνητική. Όπως έχει ήδη αναφερθεί στο Κεφάλαιο 2, η θετική επιρροή οφείλεται στο γεγονός ότι συμβάλλουν στην αντίσταση έναντι σεισμικών δράσεων, στην απορρόφηση της ενέργειας αλλά και στην αύξηση της πλευρικής δυσκαμψίας του φορέα, με αποτέλεσμα να περιορίζονται οι σεισμικές μετακινήσεις της κατασκευής. Μπορεί δηλαδή να αποτελέσει πηγή υπεραντοχής για το κτίριο. Ωστόσο, η δυσμενής επιρροή της τοιχοποιίας μπορεί να οφείλεται σε ακανονικότητες της κατανομής της καθ' ύψος, είτε μεταξύ των ορόφων (δημιουργία μαλακού ορόφου), είτε εντός του ορόφου (δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων) με πρόκληση πρόωρης αστοχίας του υποστυλώματος.

Στο πλαίσιο της εργασίας αυτής, για να εξεταστεί η επιρροή της αντοχής της τοιχοποιίας, εξετάζονται δύο διαφορετικές διατάξεις τοιχοποιιών για τα περιμετρικά πλαίσια του εξεταζόμενου κτιρίου, όπως παρουσιάζονται παρακάτω:



**Σχήμα 4.7** – Διατάξεις τοιχοποιίας

(α) Εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φατνώματα

(β) Εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φατνώματα εκτός του ισογείου (πιλοτή)

Για την προσομοίωση της τοιχοποιίας πληρώσεως των περιμετρικών πλαισίων ιδρύθηκε νέα ολόσωμη διατομή διαστάσεων 25x50 cm, η οποία λειτουργεί ως διαγώνια ράβδος θλιπτήρα, ελεύθερη σε όλο το μήκος της. Οι θλιπτήρες αυτοί εισήχθηκαν χιαστί μεταξύ των κόμβων των υποστυλωμάτων. Αποτελούνται από ένα άοπλο υλικό σκυροδέματος με πολύ χαμηλή αντοχή (C2). Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά του υλικού της τοιχοποιίας:

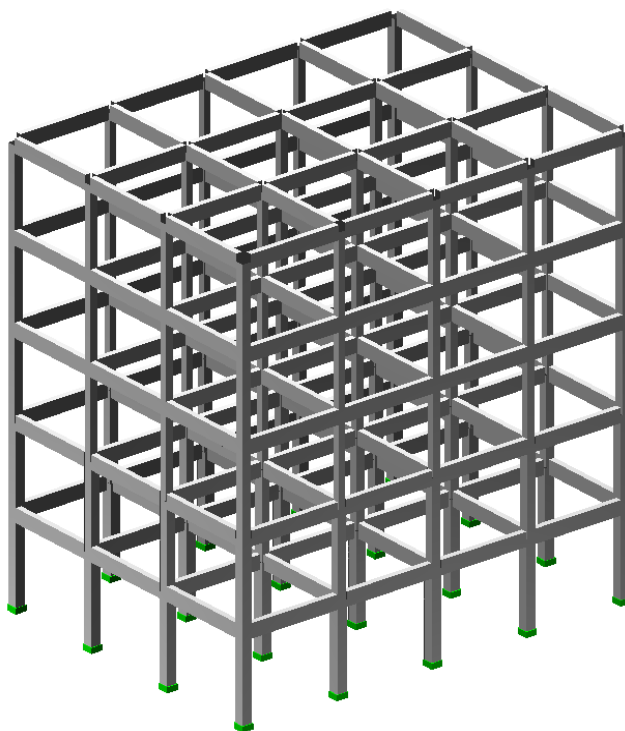
Κατηγορία υλικού	fck (N/mm <sup>2</sup> )	Ecm (KN/mm <sup>2</sup> )	fctm (N/mm <sup>2</sup> )	τRd (N/mm <sup>2</sup> )	fck,cube (N/mm <sup>2</sup> )
C2	-2.5	2	0.5	0.2	4.0

**Πίνακας 4.3** – Χαρακτηριστικά τοιχοποιίας του εξεταζόμενου κτιρίου

#### **4.4 Στατικές ανελαστικές αναλύσεις**

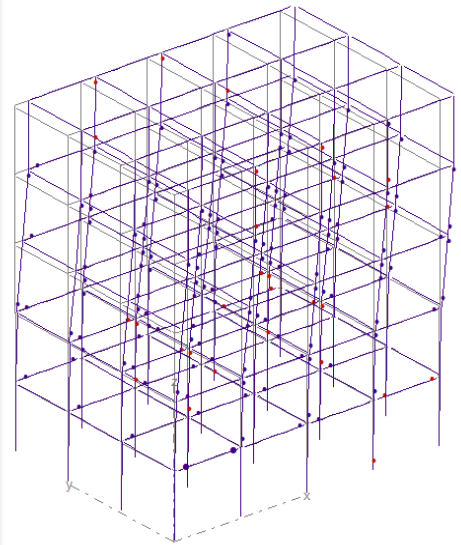
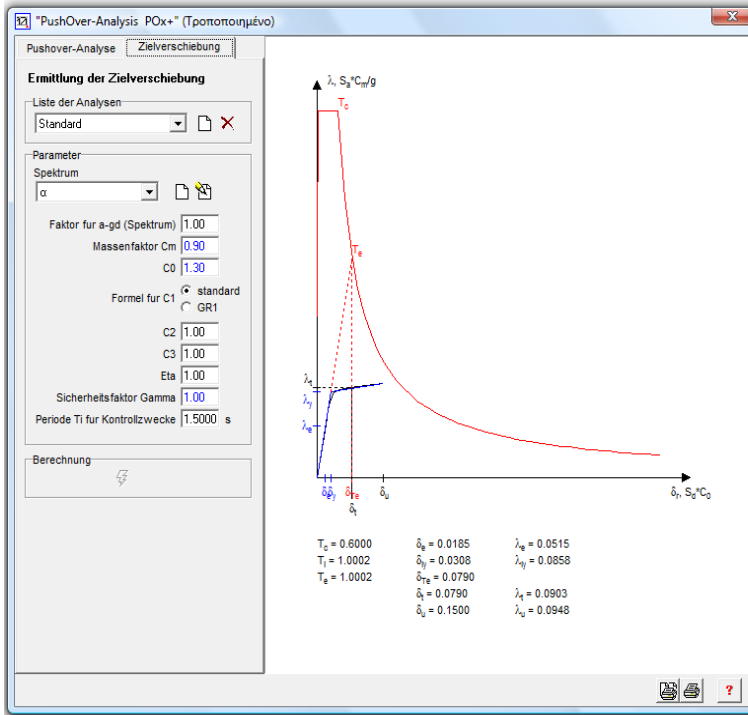
Στο πλαίσιο της εργασίας αυτής πραγματοποιήθηκαν στατικές ανελαστικές αναλύσεις, για τον γυμνό φορέα και για τον τοιχοπληρωμένο σύμφωνα με τις δύο διατάξεις περιμετρικής τοιχοποιίας που προαναφέρθηκαν, με στόχο την αποτίμηση της συμπεριφοράς τους. Μεταξύ άλλων, προσδιορίζεται η μετακίνηση οροφής του φορέα αλλά και η μετακίνηση αστοχίας του, θεωρώντας ως κρίσιμο κριτήριο αστοχίας την ικανότητα πλαστικής στροφής.

##### **4.4.1 Ανάλυση γυμνού φορέα**

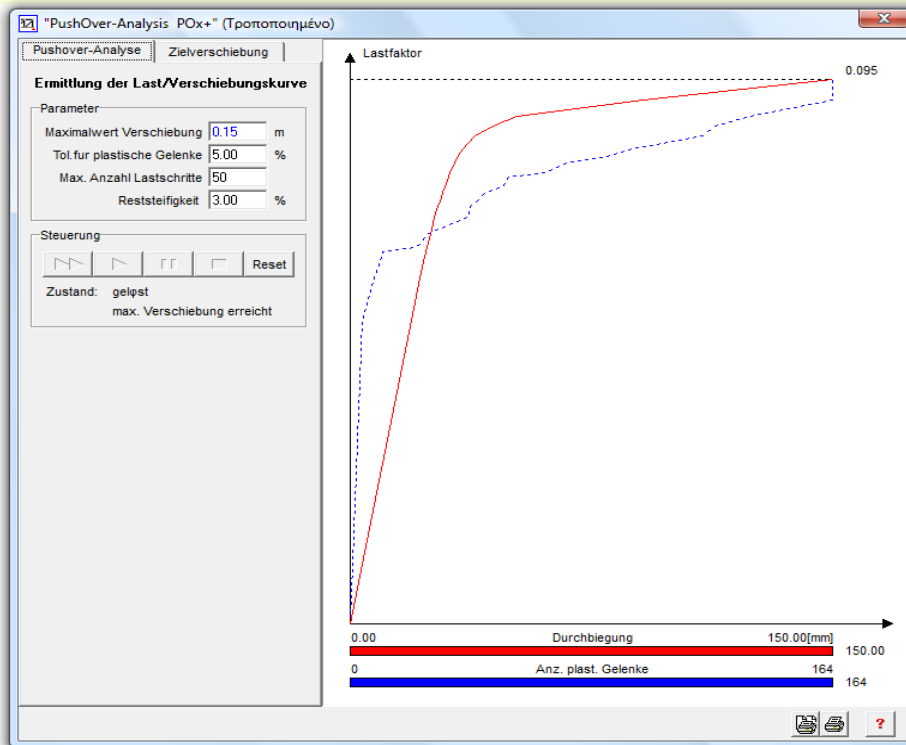


**Σχήμα 4.8** – Απεικόνιση προσομοιώματος γυμνού φορέα

Στα παρακάτω σχήματα απεικονίζεται η καμπύλη που προέκυψε από τη στατική ανελαστική ανάλυση του γυμνού φορέα. Επίσης απεικονίζεται η παραμόρφωσή του, οι πλαστικές αρθρώσεις αυτού και οι στροφές αρθρώσεων σε δοκούς και υποστυλώματα.

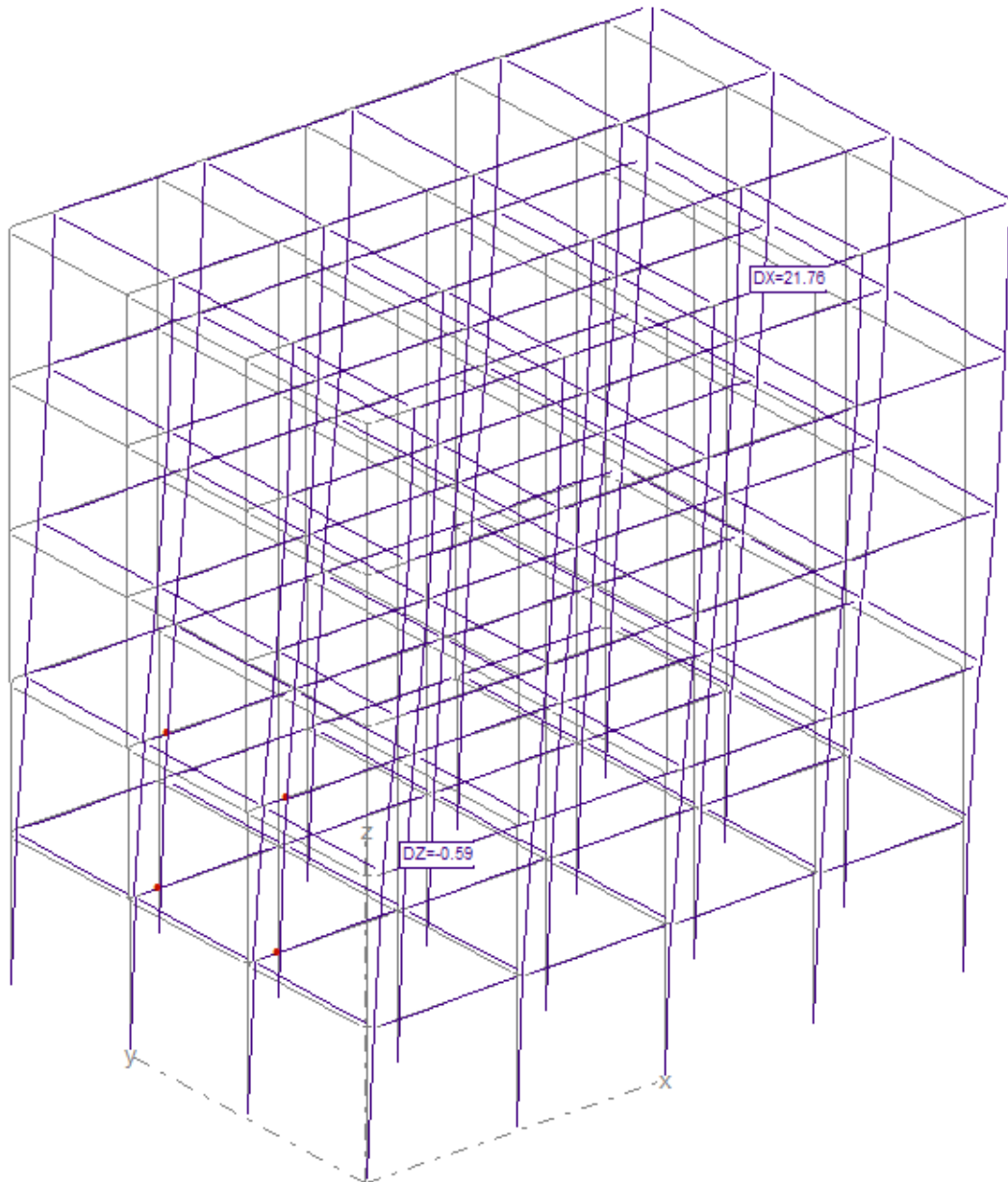


Σχήμα 4.9 – Pushover Analysis POx+ . Καμπύλη και αντίστοιχη παραμόρφωση του φορέα.



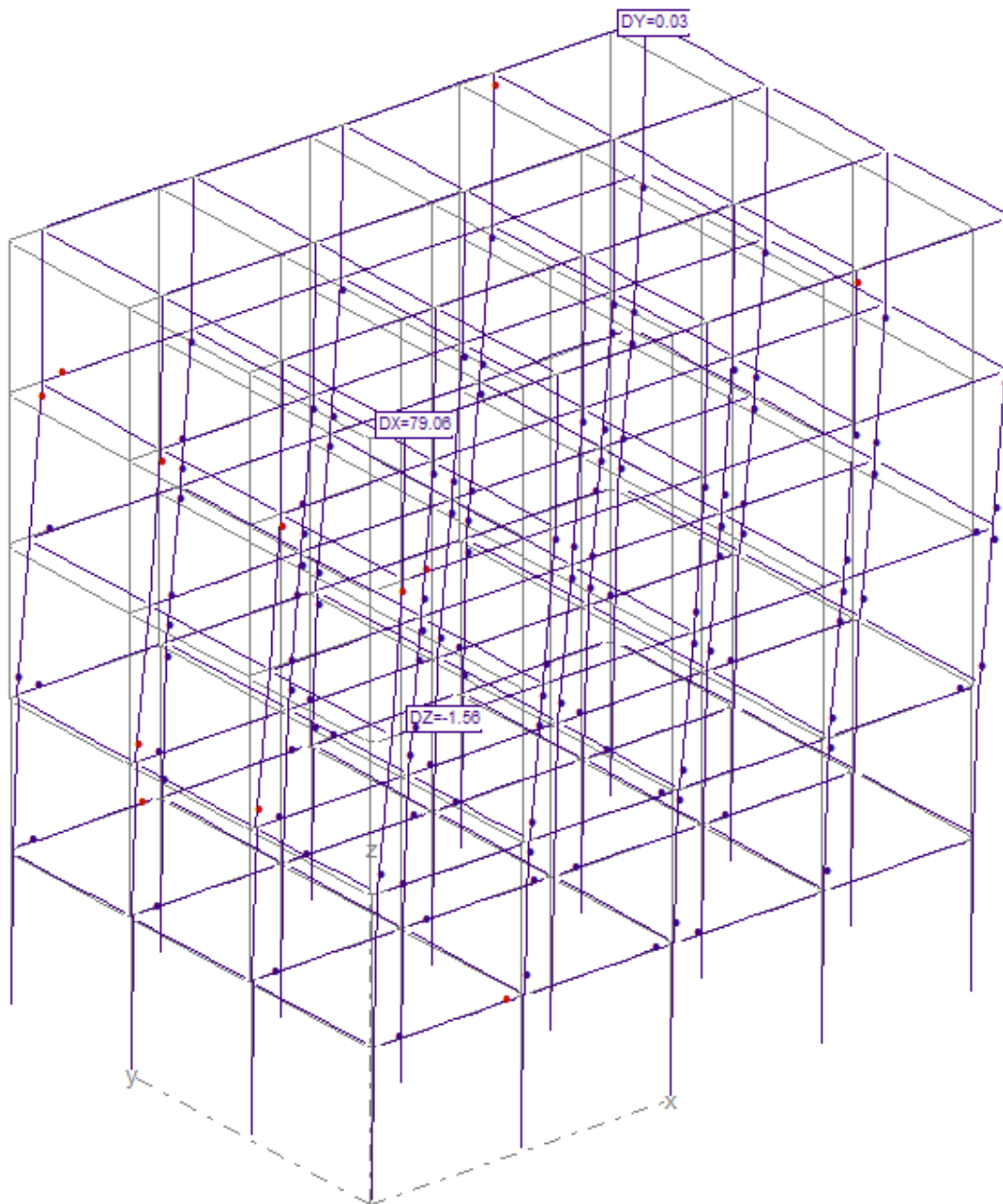
Σχήμα 4.10 – Καμπύλη Pushover (κόκκινη), Καμπύλη πλαστικών αρθρώσεων (μπλε διακεκομμένη)

Στην εικόνα που ακολουθεί, διακρίνονται με κόκκινα σημεία οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργήθηκαν στον φορέα κατά τη σταδιακά αυξανόμενη πλευρική ώθηση. Η δημιουργία τους έγινε σε δύο δοκούς του πρώτου ορόφου και δύο δοκούς του δευτέρου, στο δεύτερο βήμα της ανάλυσης.

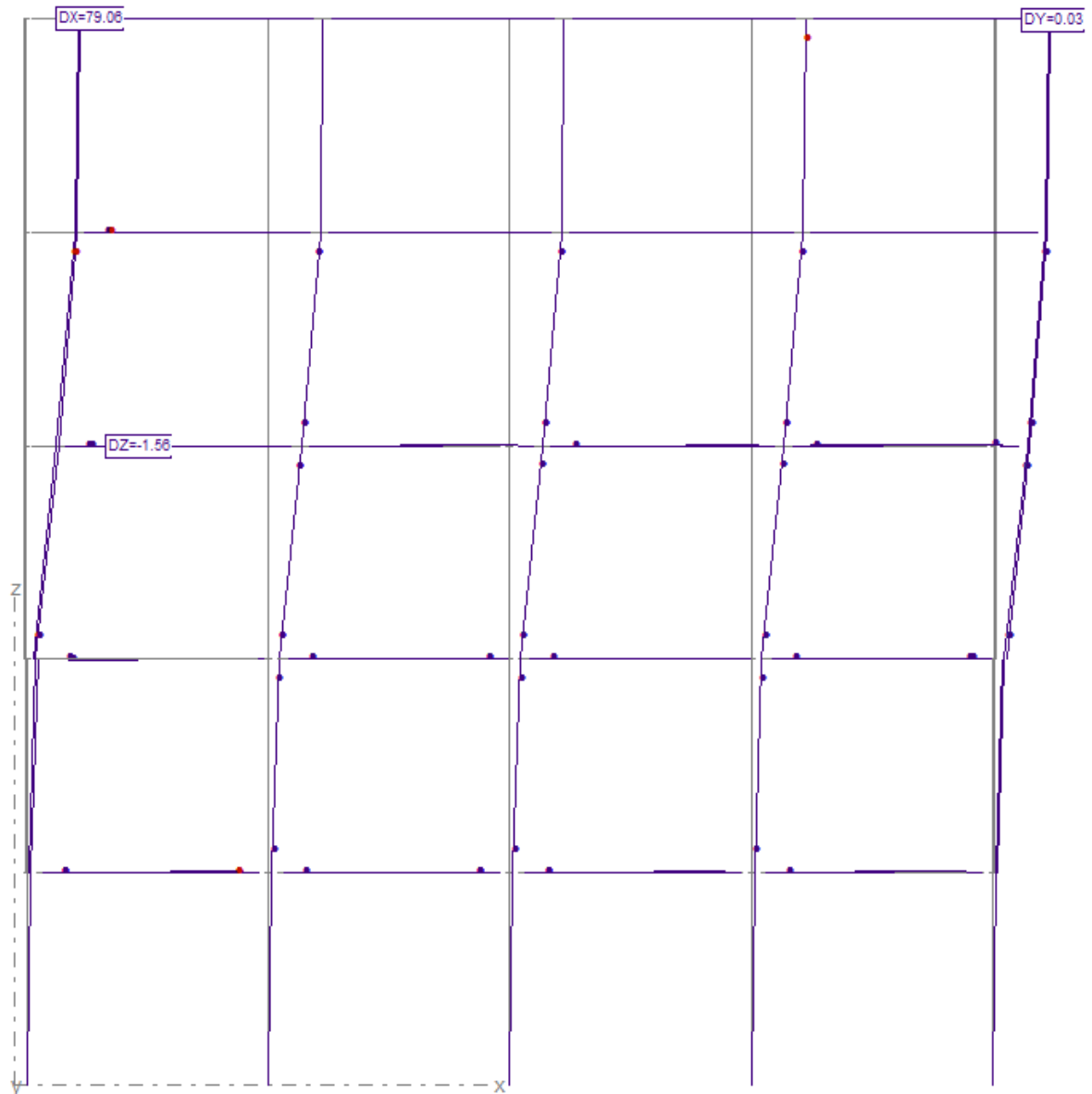


**Σχήμα 4.11** – Δημιουργία των πρώτων πλαστικών αρθρώσεων του γυμνού φορέα



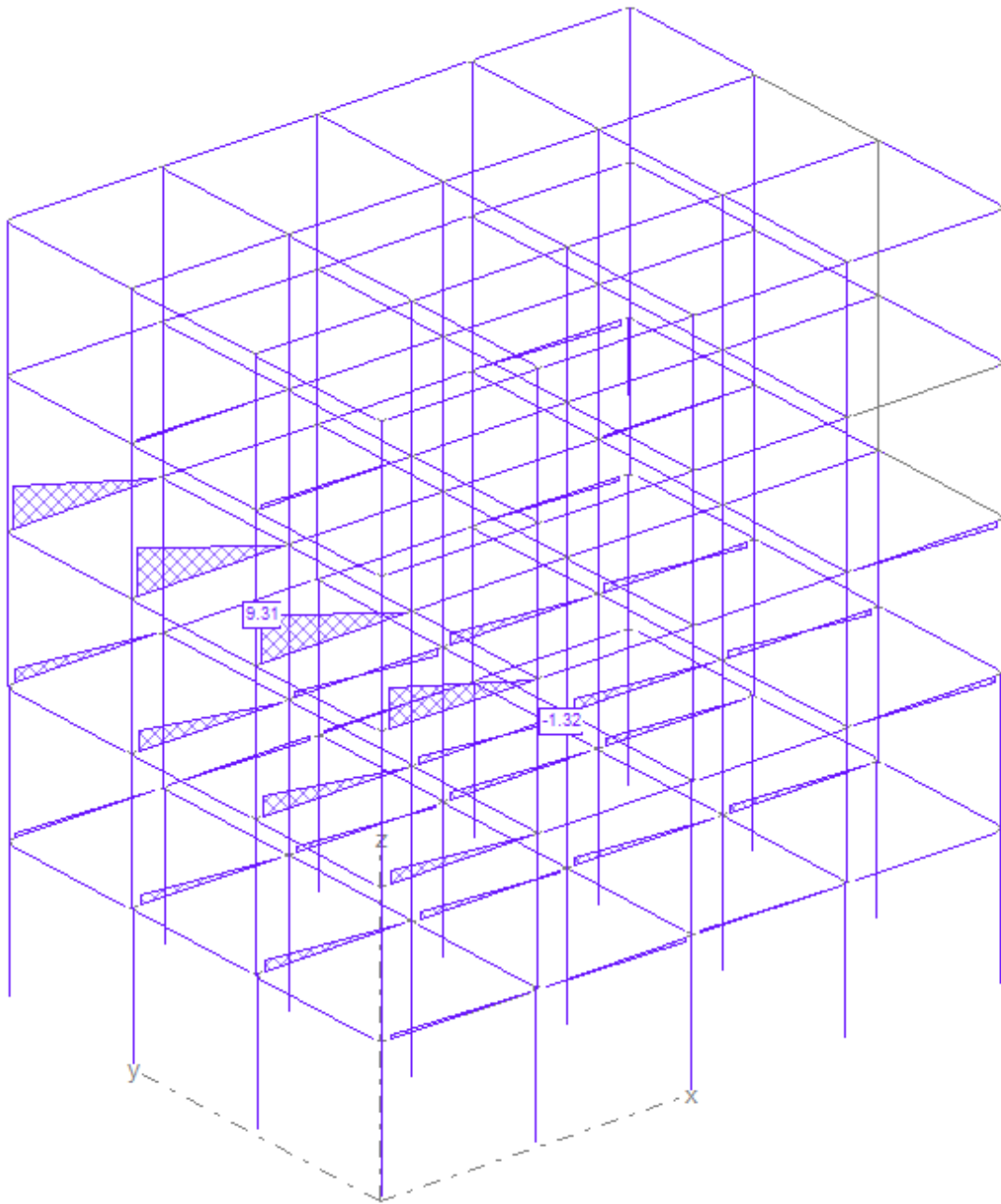


**Σχήμα 4.12** – Παρουσίαση συνολικών πλαστικών αρθρώσεων (136) και μετατοπίσεων στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης

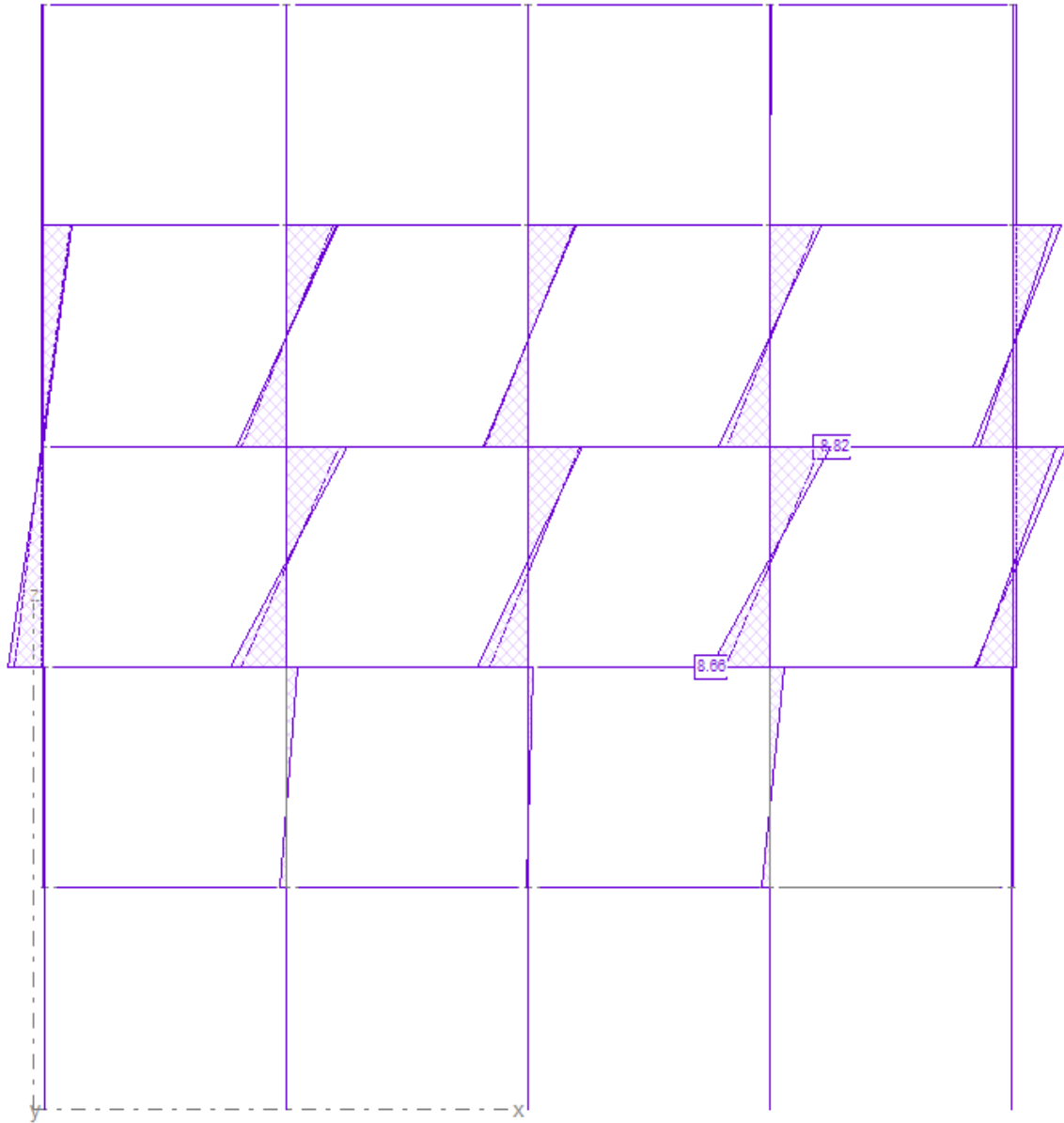


**Σχήμα 4.13** – Παραμόρφωση του γυμνού φορέα κατά τη διεύθυνση x

Στο παραπάνω σχήμα παρατηρούμε ότι έχει δημιουργηθεί μηχανισμός τύπου μαλακού ορόφου στους τρεις ενδιάμεσους ορόφους του κτιρίου, στους οποίους έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις στην πλειονότητα των υποστυλωμάτων.

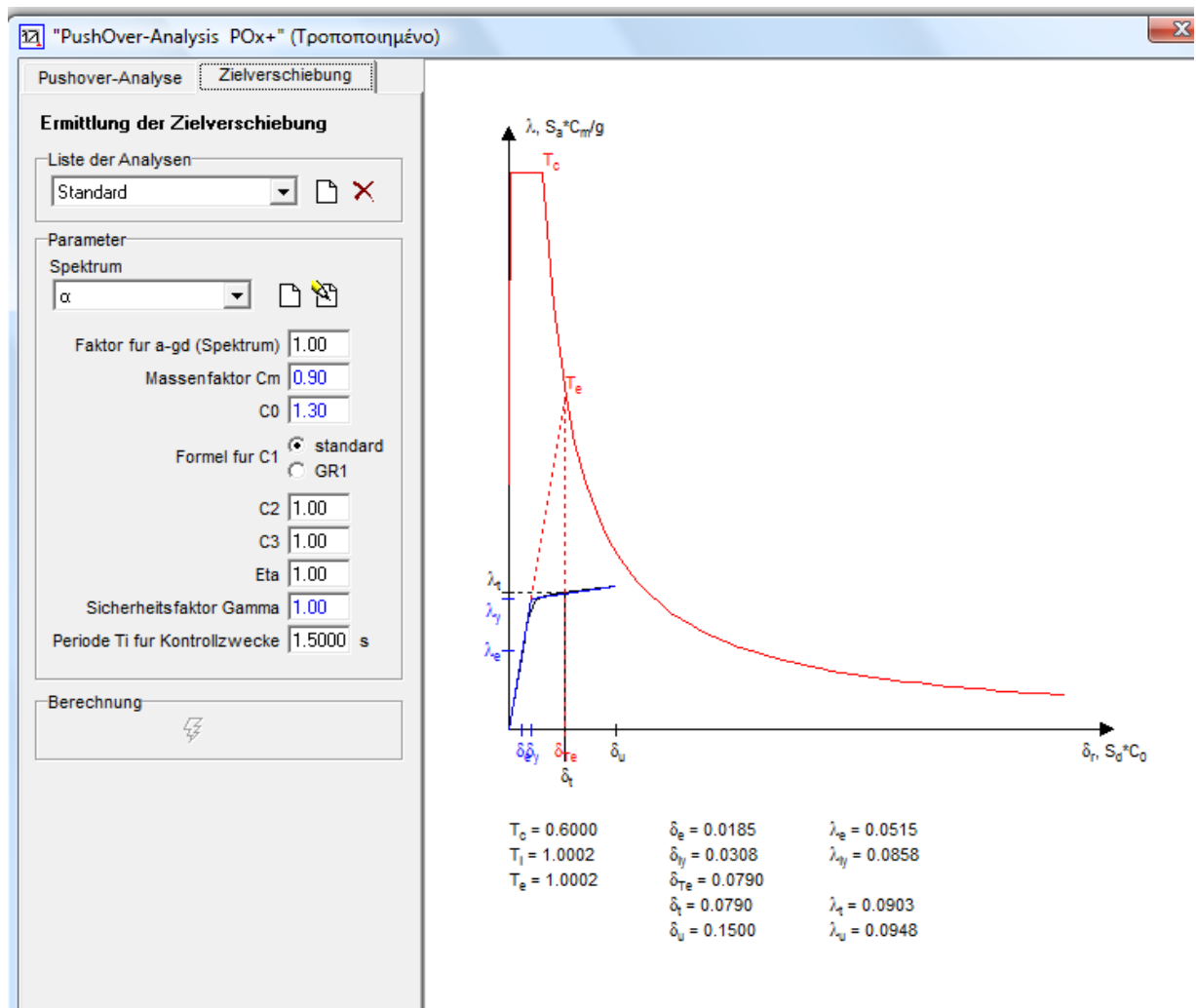


**Σχήμα 4.14** – Τρισδιάστατη απεικόνιση στροφών αρθρώσεων κατά  $y$

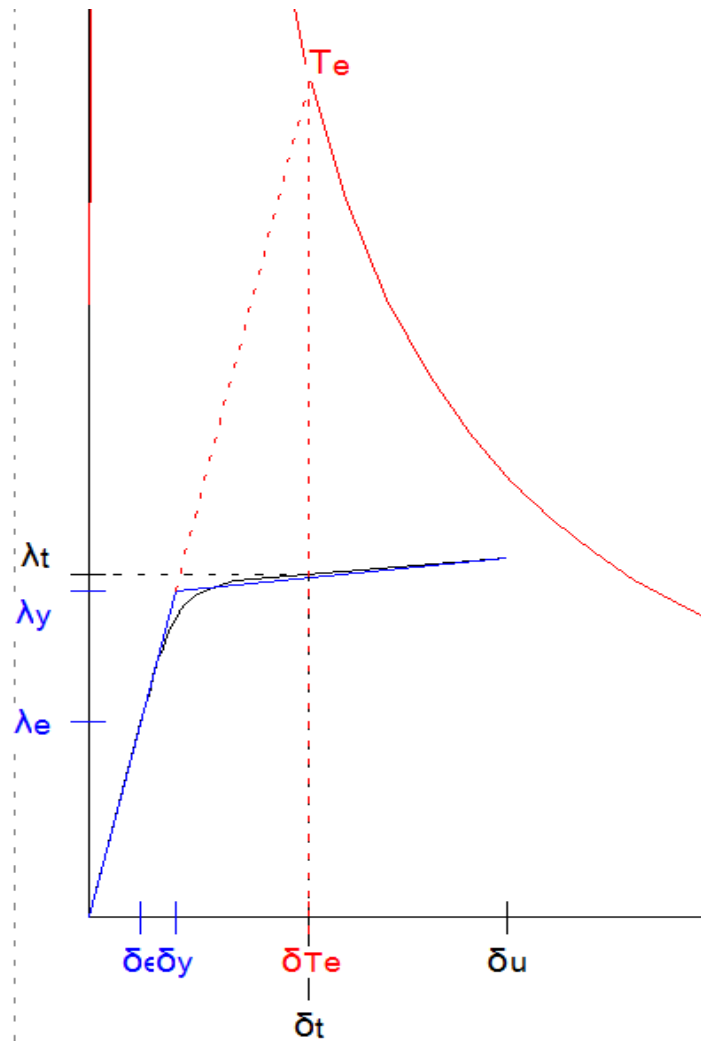


**Σχήμα 4.15** – Στροφές αρθρώσεων κατά z

Στο σχήμα που ακολουθεί (Σχήμα 4.16) απεικονίζεται η καμπύλη Pushover για τον μέγιστο σεισμό σχεδιασμού με συντελεστή 1.00.



**Σχήμα 4.16** – Καμπύλη Pushover γυμνού φορέα για σεισμό σχεδιασμού 1.00 και διάγραμμα φάσματος



$T_c = 0.6000$	$\delta_e = 0.0185$	$\lambda_e = 0.0515$
$T_i = 1.0002$	$\delta_{iy} = 0.0308$	$\lambda_{iy} = 0.0858$
$T_e = 1.0002$	$\delta_{T_e} = 0.0790$	
	$\delta_t = 0.0790$	$\lambda_t = 0.0903$
	$\delta_u = 0.1500$	$\lambda_u = 0.0948$

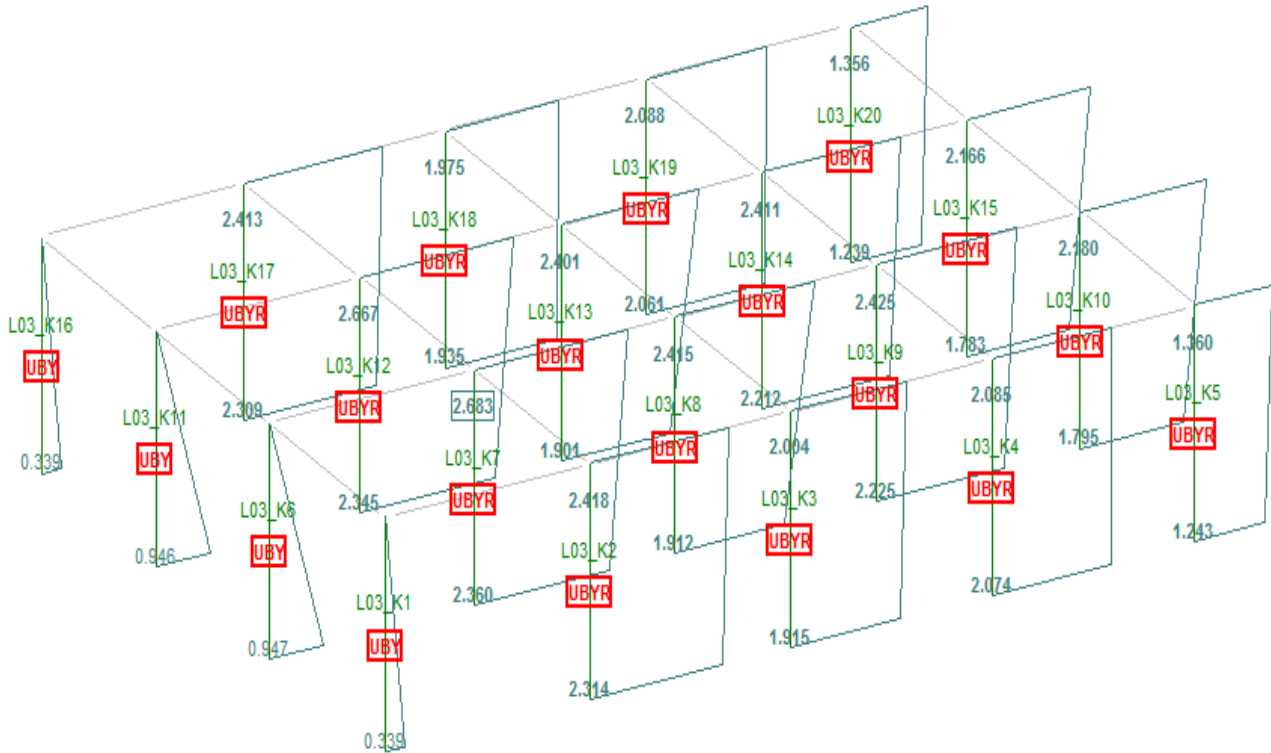
**Σχήμα 4.17** – Καμπύλη Pushover για τον σεισμό σχεδιασμού και χαρακτηριστικές τιμές της

Στο Σχήμα 4.17, απεικονίζεται το διάγραμμα  $\rightarrow$  συντελεστή φορτίου  $\lambda$  – μετακινήσεων  $\delta$ , που προέκυψε από την ανάλυση για σεισμό σχεδιασμού 1.00. Παρατηρούμε ότι :

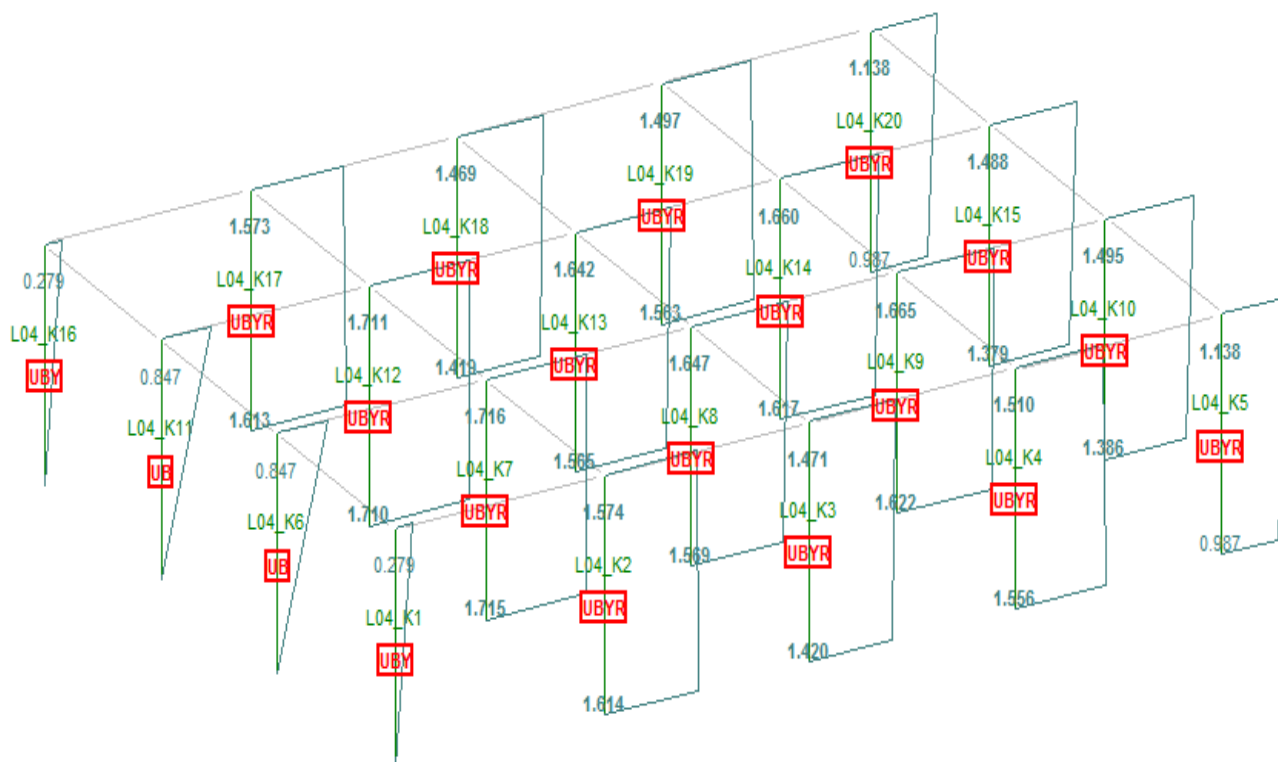
*Μετακίνηση στόχος* ,  $\delta_t = 0.0790$  m ,

*Μετακίνηση διαρροής* ,  $\delta_y = 0.0308$  m

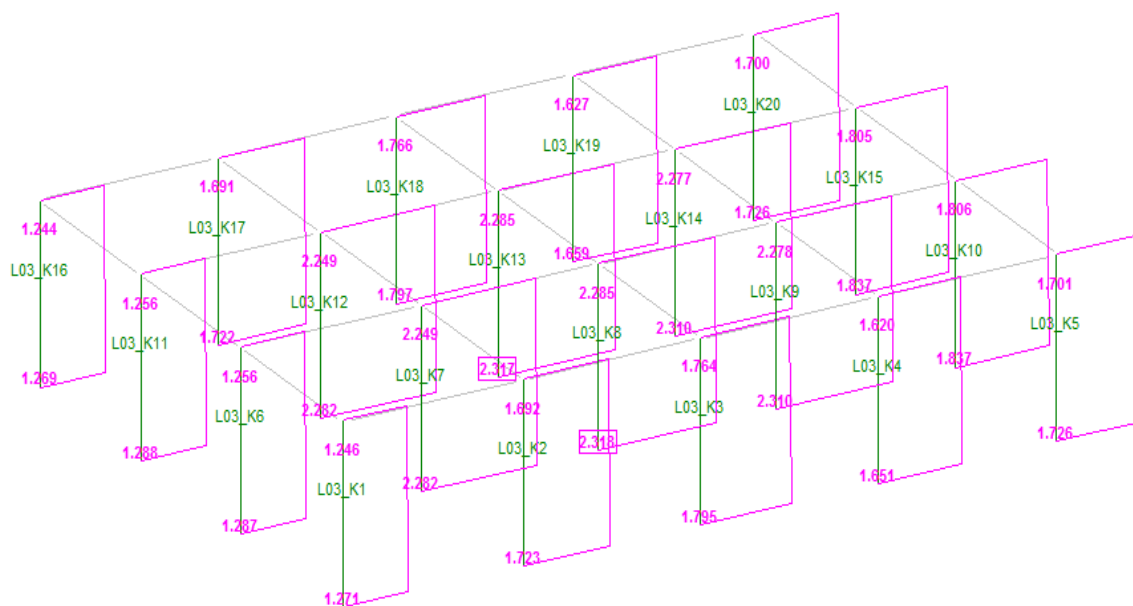
Όπως παρατηρούμε όμως παρακάτω, για σεισμό που ισούται με το 100% του σεισμού σχεδιασμού, ο φορέας παρουσιάζει ανεπάρκεια σε πλαστική στροφή στα υποστυλώματα του 3<sup>ου</sup> και 4<sup>ου</sup> ορόφου. Συγκεκριμένα, η μέγιστη τιμή πλαστικής στροφής ισούται με 2.683 και παρουσιάζεται στην κορυφή του υποστυλώματος K7 του 3<sup>ου</sup> ορόφου.



**Σχήμα 4.18** – Διαγράμματα και τιμές πλαστικών στροφών του 3<sup>ου</sup> ορόφου του φορέα

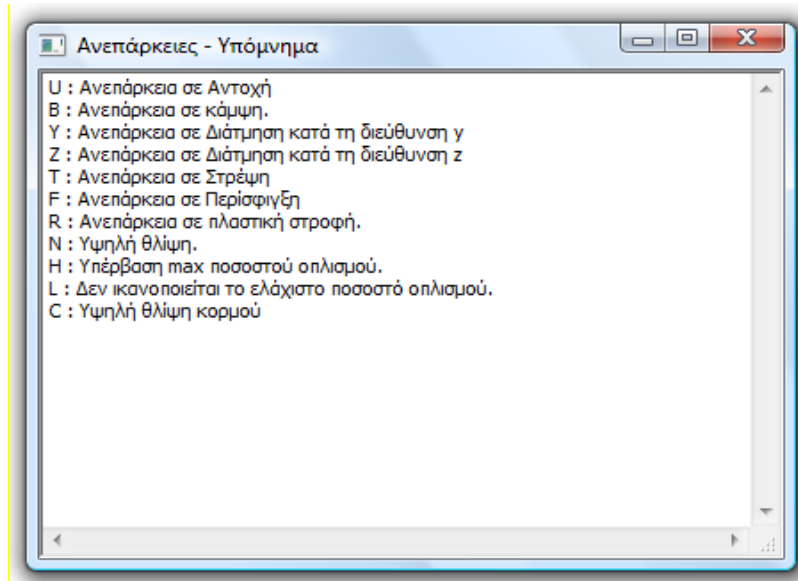


Σχήμα 4.19 - Διαγράμματα και τιμές πλαστικών στροφών του 4<sup>ου</sup> ορόφου του φορέα



Σχήμα 4.20- Διαγράμματα και τιμές διάτμησης κατά y, του 3<sup>ου</sup> ορόφου του φορέα





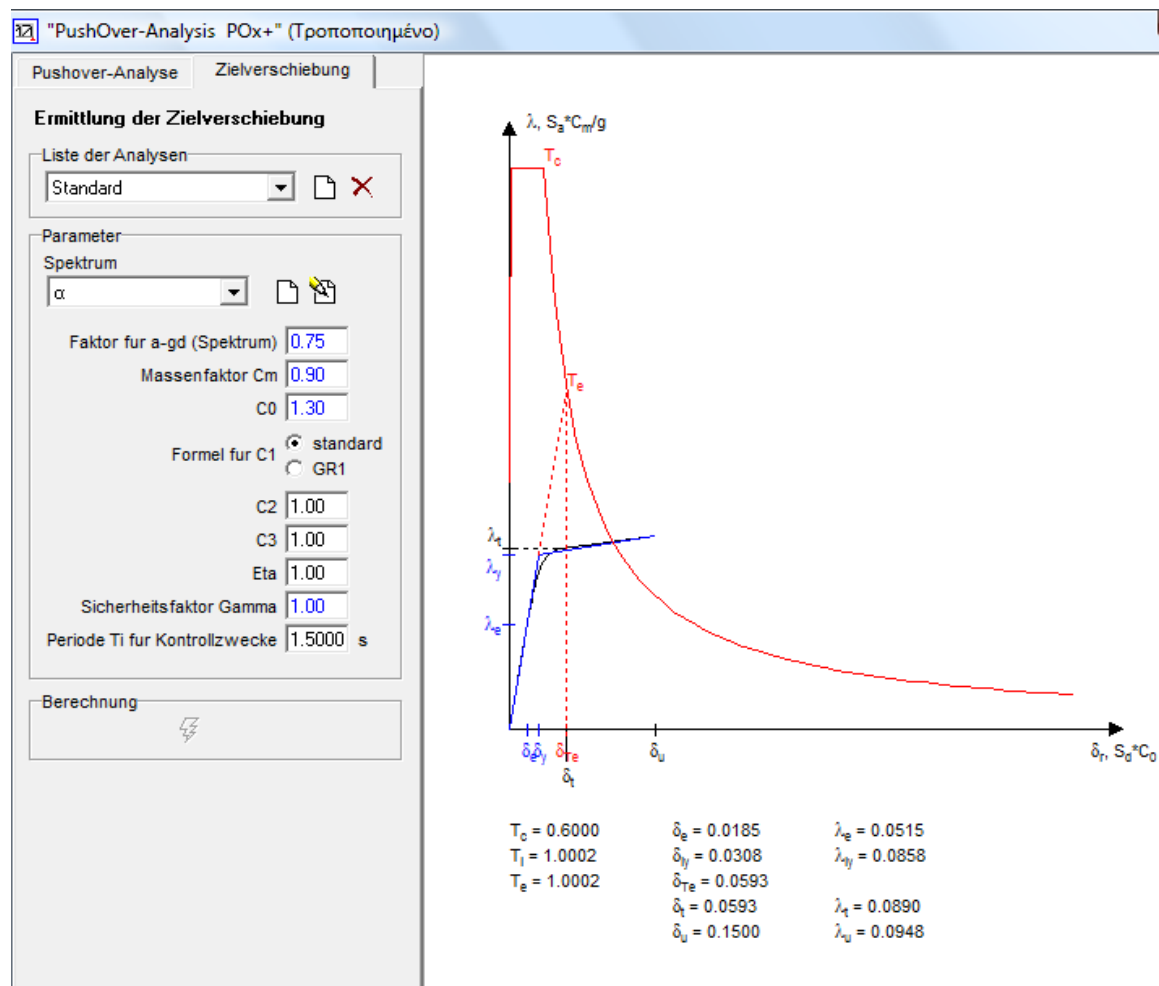
**Πίνακας 4.4** – Υπόμνημα ανεπαρκειών

Σύμφωνα με το υπόμνημα αυτό, συμπεραίνουμε πως η πλειονότητα των υποστυλωμάτων των ορόφων 3 και 4 του γυμνού φορέα ανεπαρκεί και σε πλαστική στροφή, ενώ παράλληλα όλα παρουσιάζουν ανεπάρκεια σε αντοχή, κάμψη και διάτμηση κατά τη διεύθυνση y.



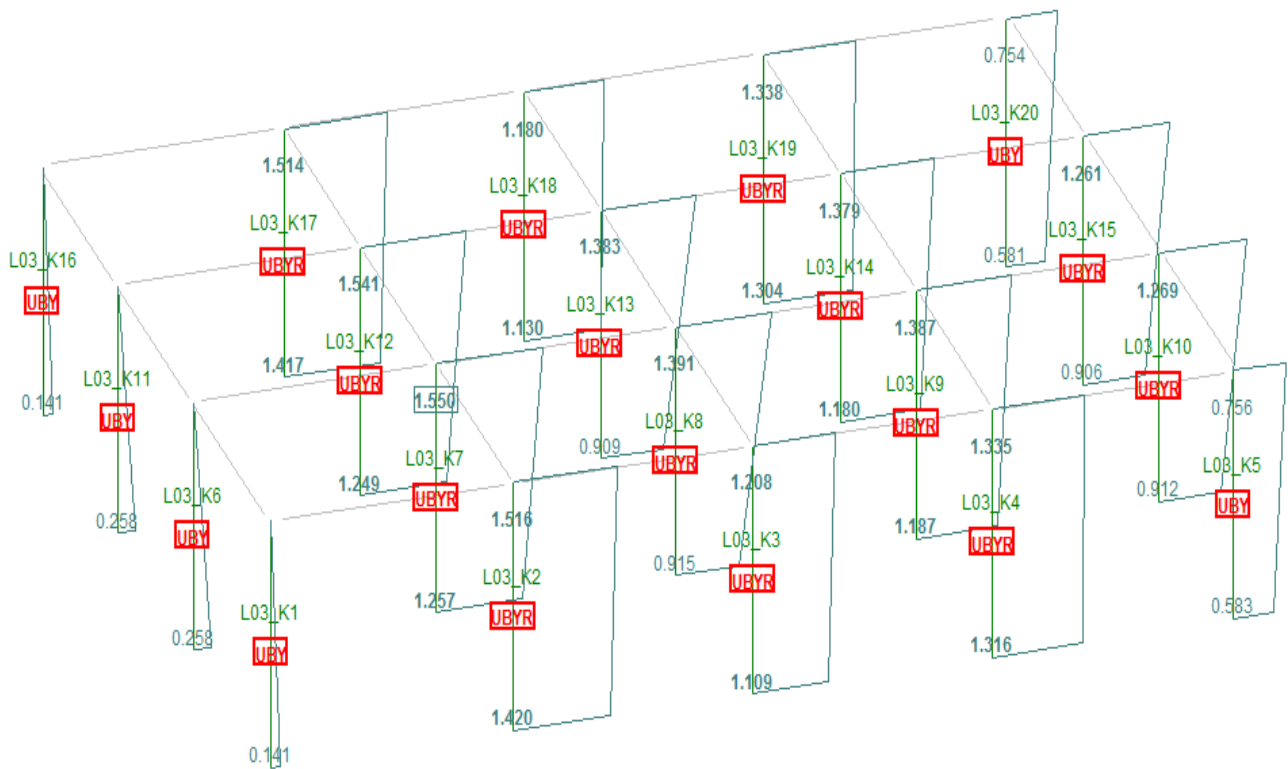
Γίνεται έλεγχος της συμπεριφοράς του φορέα και για σεισμούς μικρότερης έντασης ώστε να βρούμε στη συνέχεια τη μετακίνηση αστοχίας του φορέα. Συγκεκριμένα ο συντελεστής μειώνεται από 1.00 σε 0.75, 0.50, 0.25, μέχρι να βρεθεί η ένταση σεισμού για την οποία αστοχεί οριακά το πρώτο υποστυλώμα σε πλαστική στροφή.

➤ Ανάλυση για σεισμό 0.75 και αντίστοιχος έλεγχος επάρκειας πλαστικών στροφών.

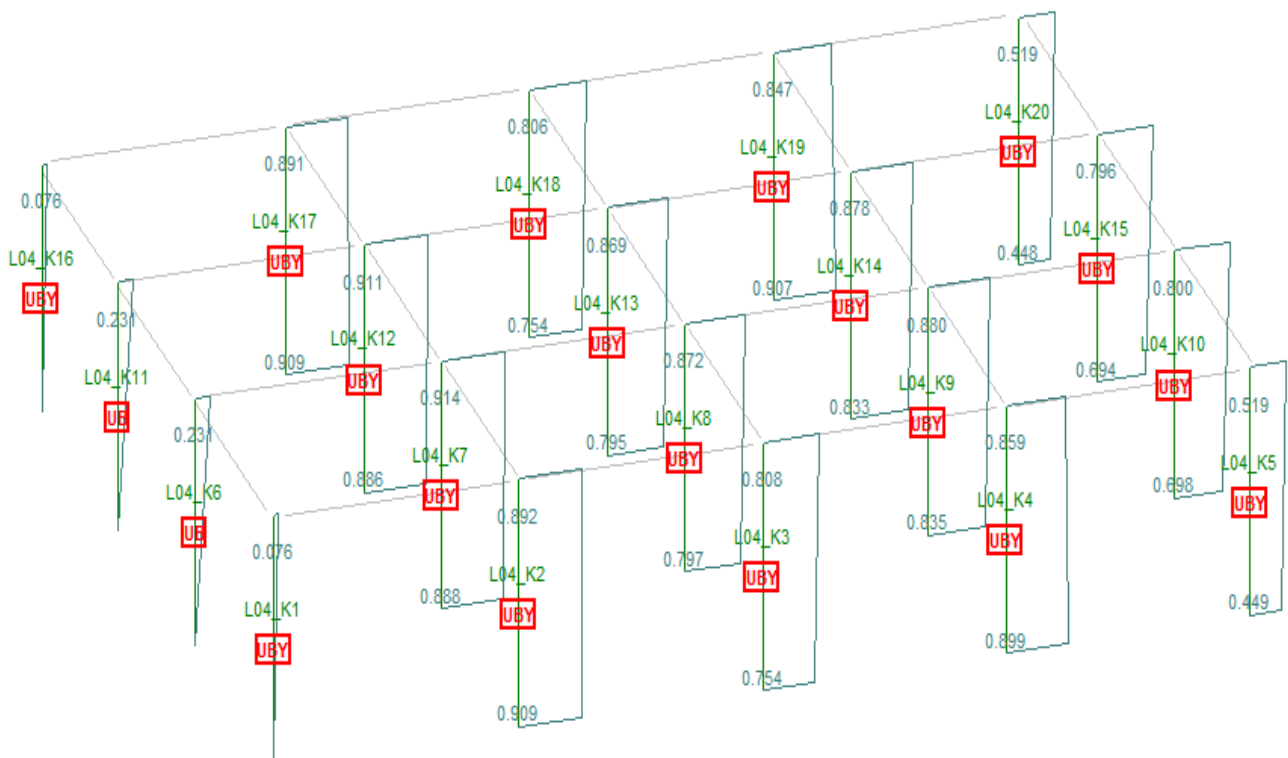


**Σχήμα 4.22** – Καμπύλη Pushover για σεισμό 0.75

Όπως παρατηρούμε παρακάτω, για σεισμό που αντιστοιχεί στο 75% του σεισμού σχεδιασμού, ο φορέας παρουσιάζει και πάλι ανεπάρκεια σε πλαστική στροφή στα υποστυλώματα του 3<sup>ου</sup> ορόφου, ωστόσο του τετάρτου ορόφου παρουσιάζουν επάρκεια. Η μέγιστη τιμή πλαστικής στροφής σε αυτή την περίπτωση ισούται με 1.550 και εμφανίζεται στην κορυφή του υποστυλώματος K7 του 3<sup>ου</sup> ορόφου.

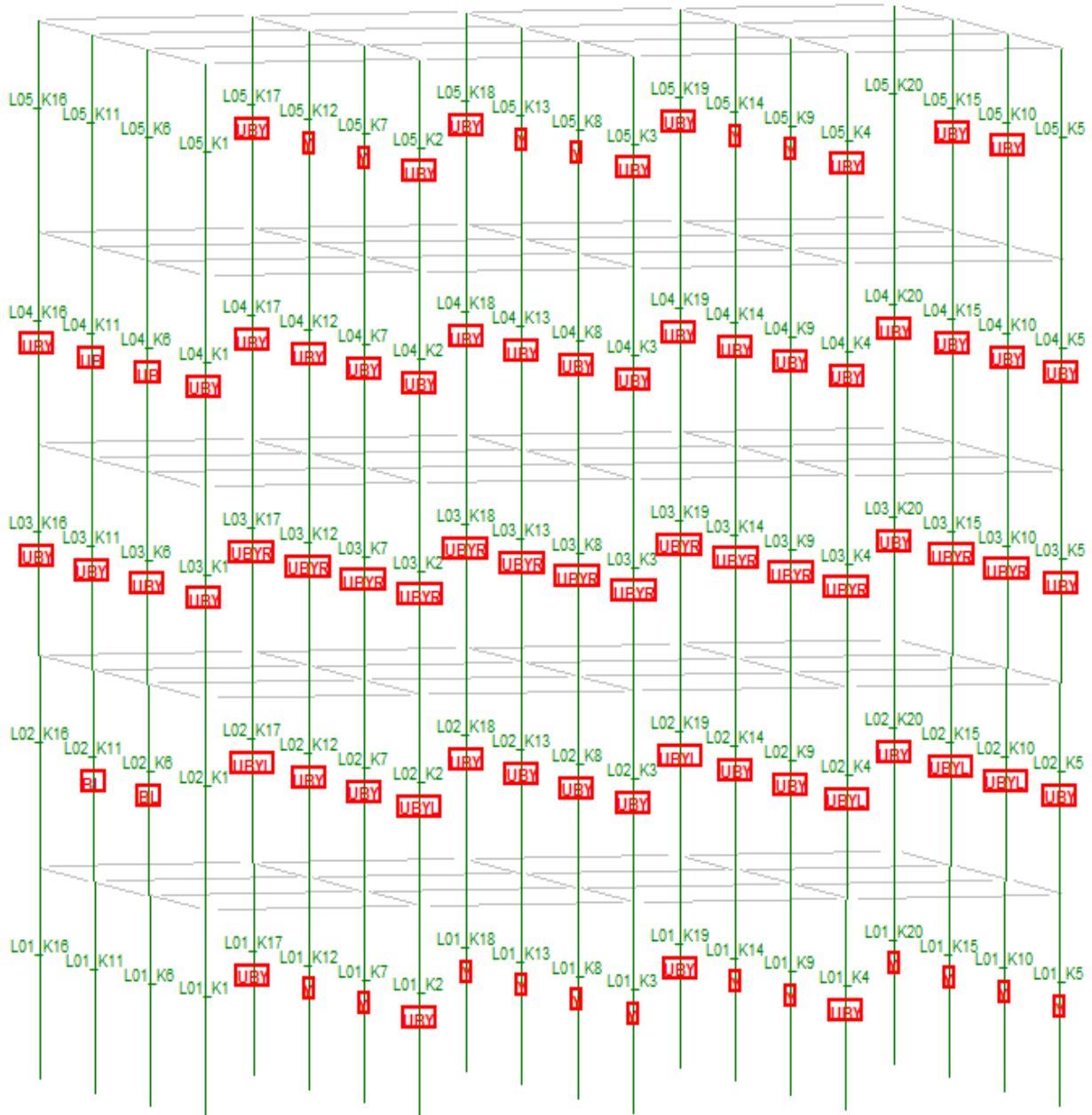


Σχήμα 4.23 – Τιμές πλαστικών στροφών του 3<sup>ου</sup> ορόφου για σεισμό 0.75



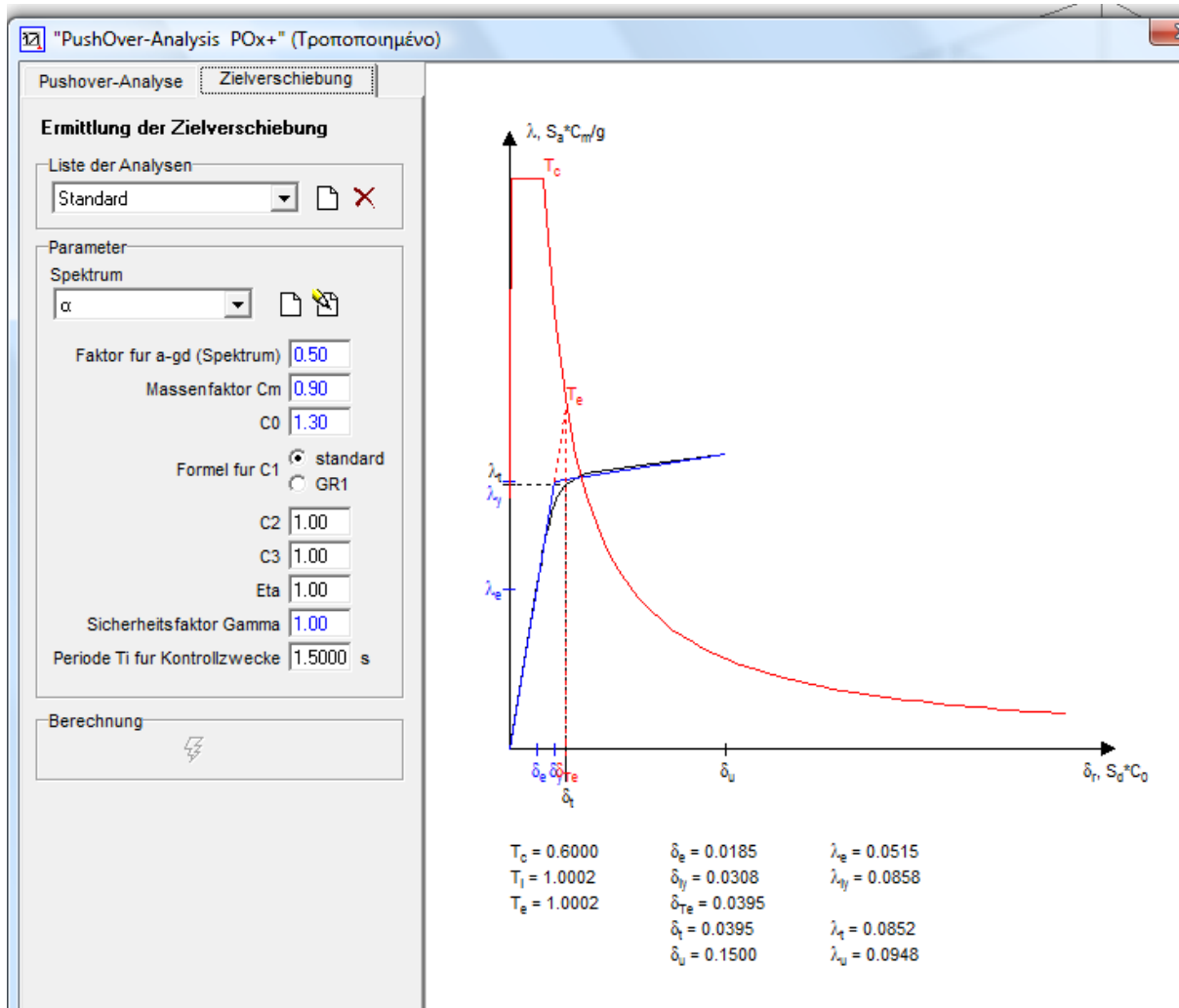
Σχήμα 4.24 - Τιμές πλαστικών στροφών του 4<sup>ου</sup> ορόφου για σεισμό 0.75

Τα περισσότερα υποστυλώματα κάθε ορόφου ανεπαρκούν σε αντοχή, κάμψη και διάτμηση κατά τη διεύθυνση  $y$ . Μόνο στον 3<sup>ο</sup> όροφο παρατηρείται ανεπάρκεια σε πλαστική στροφή.



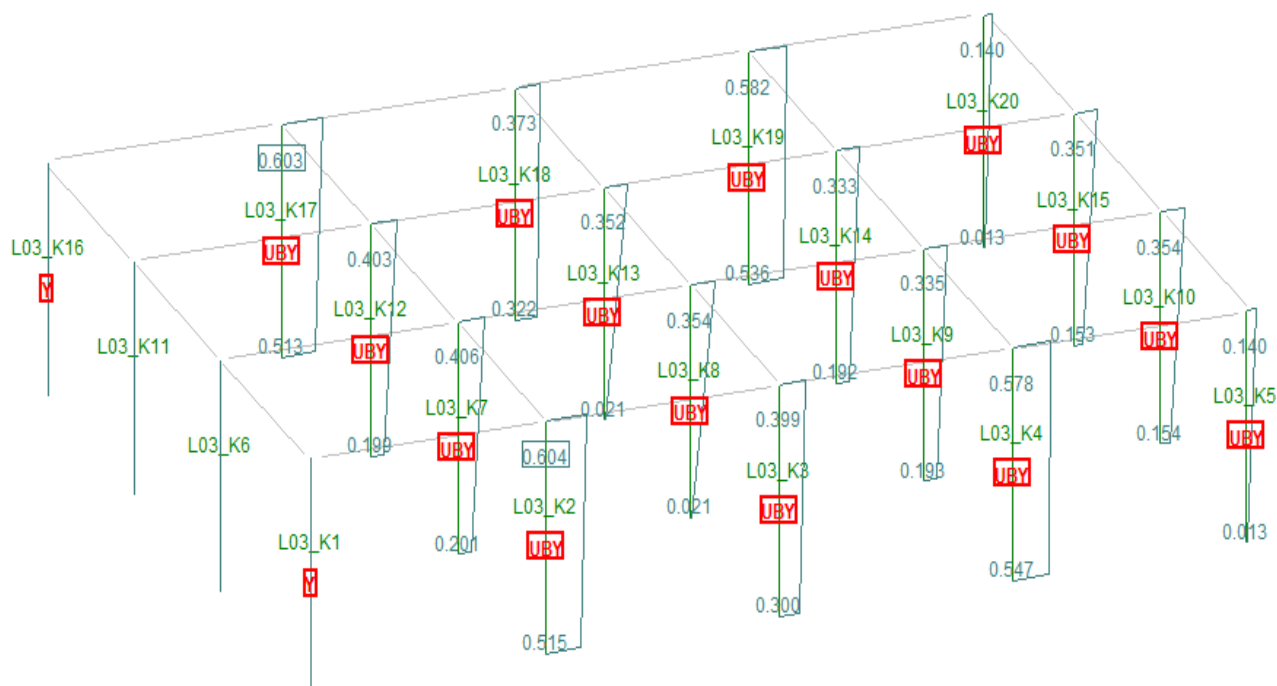
Σχήμα 4.25 – Ανεπάρκειες υποστυλωμάτων του γυμνού φορέα μετά την ανάλυση Pushover για σεισμό 0.75

- Ανάλυση για σεισμό 0.50 και αντίστοιχος έλεγχος επάρκειας πλαστικών στροφών.



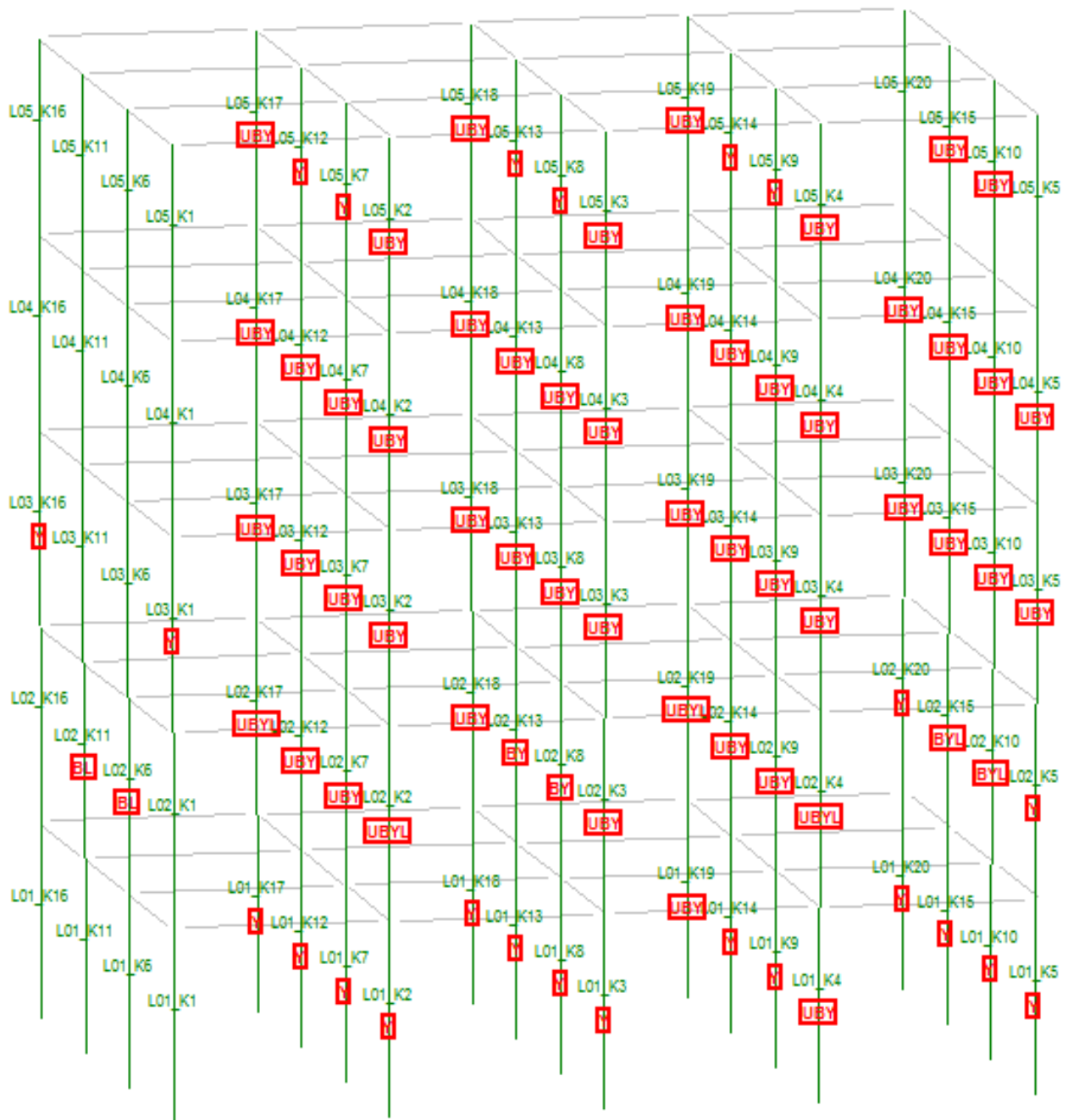
Σχήμα 4.26 – Καμπύλη Pushover για σεισμό 0.50

Όπως φαίνεται παρακάτω, για σεισμό που αντιστοιχεί στο 50% του σεισμού σχεδιασμού, ο φορέας παρουσιάζει επάρκεια σε πλαστική στρόφη. Η μέγιστη τιμή αυτής σε αυτή την περίπτωση ισούται με 0.604 και εμφανίζεται στην κορυφή του υποστυλώματος K2 του 3<sup>ου</sup> ορόφου.



**Σχήμα 4.27** – Τιμές πλαστικών στροφών του 3<sup>ου</sup> ορόφου για σεισμό 0.50

Με τη μείωση του σεισμού, όλα τα υποστυλώματα του φορέα επαρκούν σε πλαστική στροφή, ενώ παράλληλα όλο και λιγότερα υποστυλώματα παρουσιάζουν ανεπάρκεια σε αντοχή, κάμψη και διάτμηση κατά τη διεύθυνση y (Σχήμα 4.28).

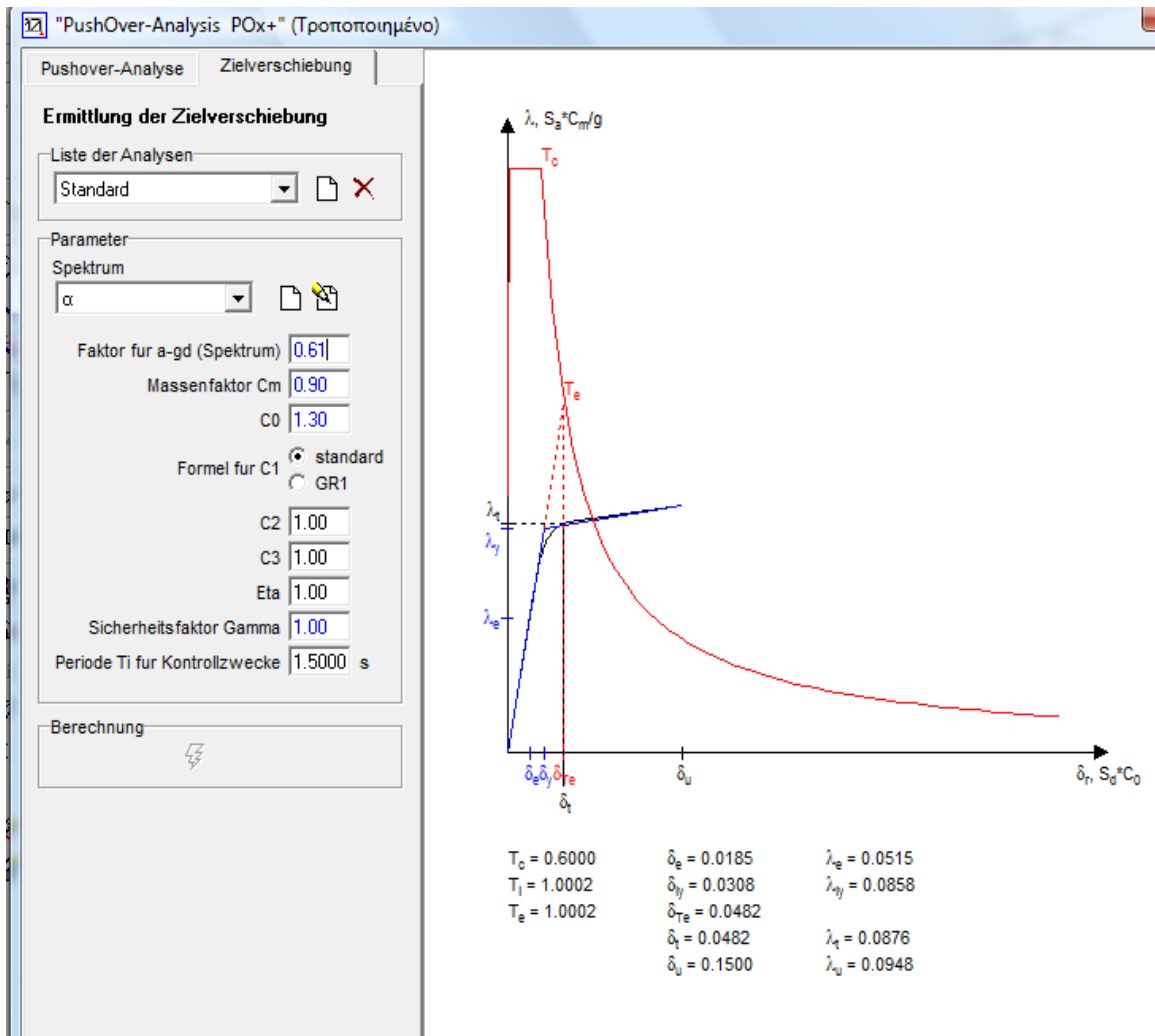


**Σχήμα 4.28** – Ανεπάρκειες υποστυλωμάτων του φορέα μετά την ανάλυση Pushover για σεισμό 0.50

Αφού λοιπόν τα υποστύλωματα του φορέα δεν επαρκούν σε πλαστική στρόφη για σεισμό 0.75 αλλά επαρκούν για 0.50, πρέπει να εξετάσουμε σε ποιά ενδιάμεση τιμή έντασης σεισμού κάποιο υποστύλωμα δεν επαρκεί οριακά ώστε να βρούμε τη μετακίνηση αστοχίας.

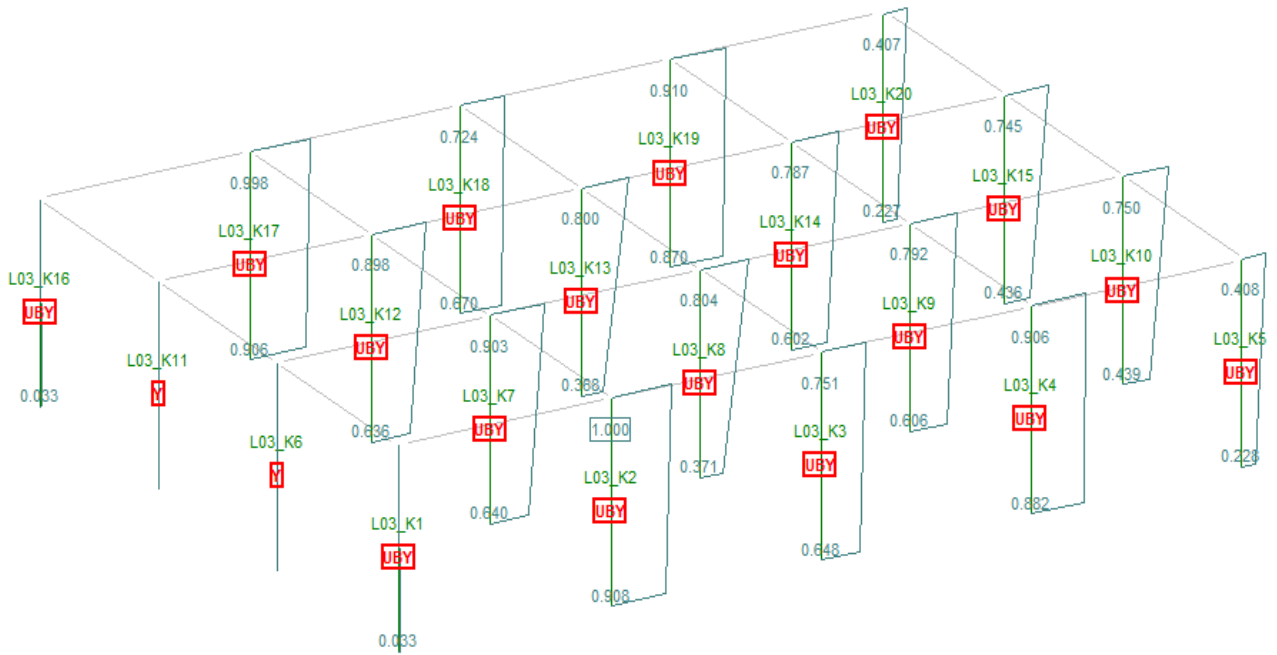


- Ανάλυση για σεισμό 0.61 και αντίστοιχος έλεγχος επάρκειας πλαστικών στροφών.

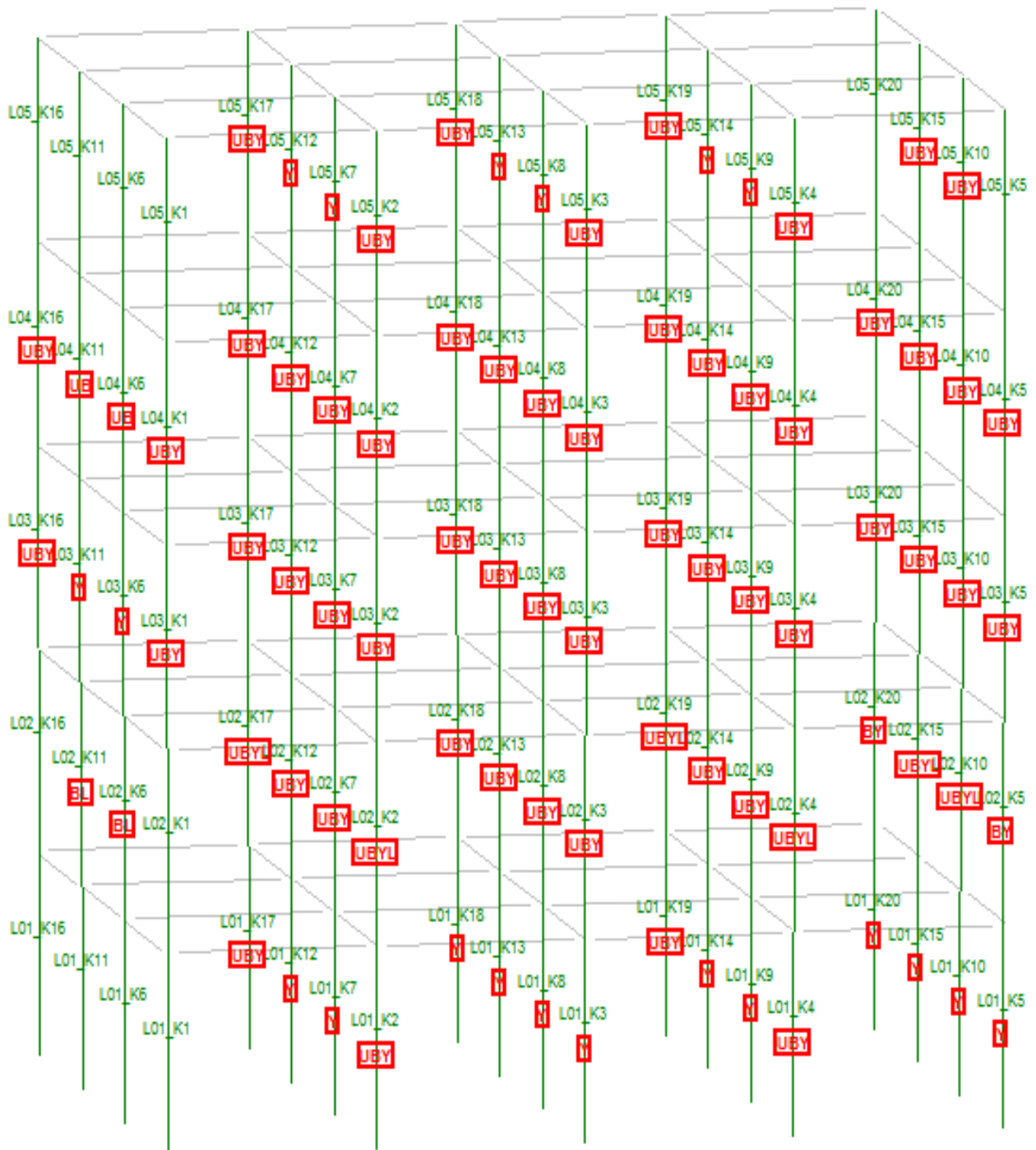


Σχήμα 4.29 – Καμπύλη Pushover για σεισμό 0.61

Όπως παρατηρούμε παρακάτω, για σεισμό που αντιστοιχεί στο 61% του σεισμού σχεδιασμού, ο φορέας παρουσιάζει οριακή επάρκεια σε πλαστική στροφή. Η μέγιστη τιμή πλαστικής στροφής σε αυτή την περίπτωση ισούται με 1.000 και παρουσιάζεται στην κορυφή του υποστυλώματος K2 του 3<sup>ου</sup> ορόφου.

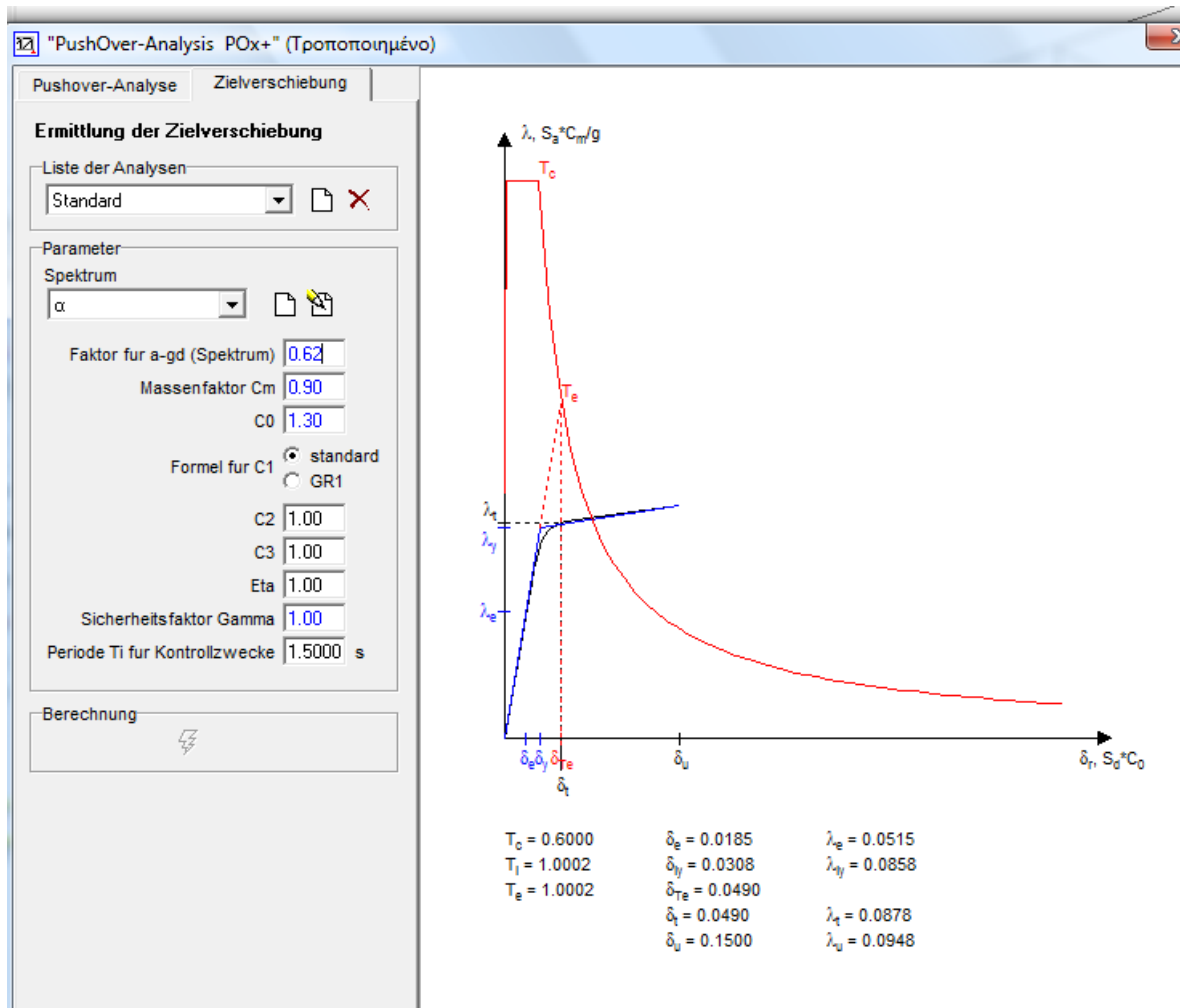


Σχήμα 4.30 – Τιμές πλαστικών στροφών του 3<sup>ου</sup> ορόφου για σεισμό 0.61



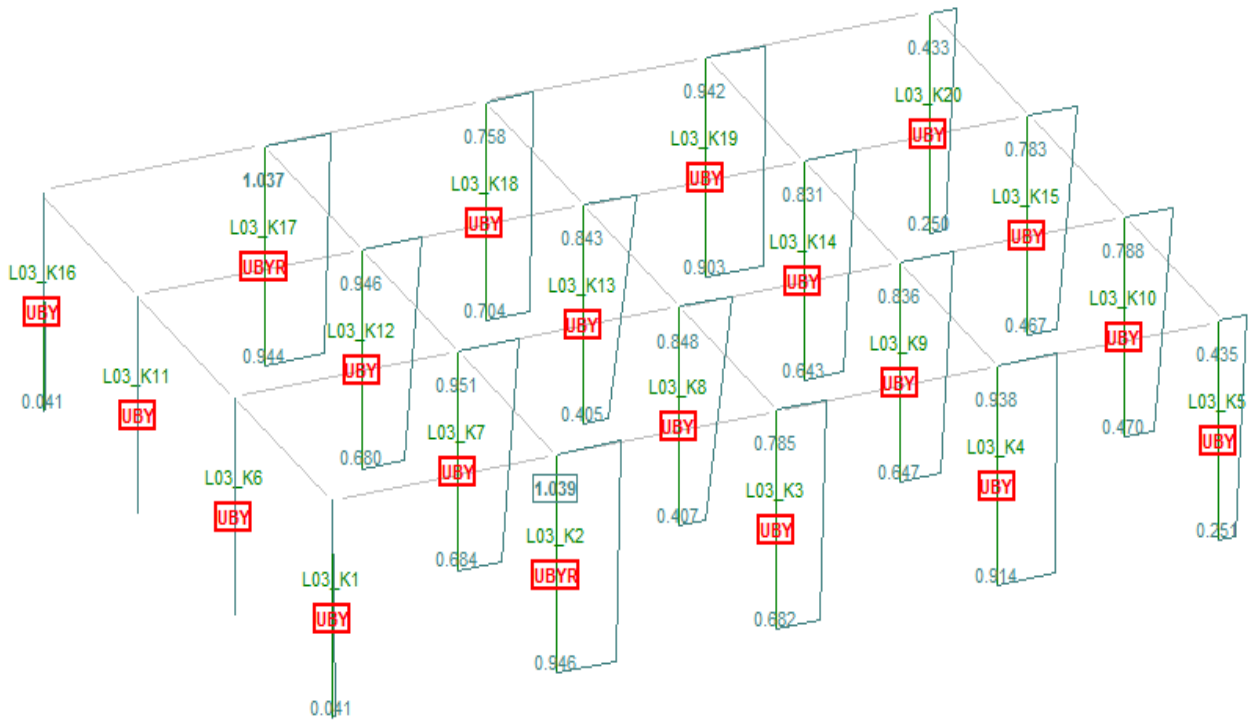
Σχήμα 4.31 – Ανεπάρκειες υποστυλωμάτων του φορέα μετά την ανάλυση Pushover για σεισμό 0.61

- Ανάλυση για σεισμό 0.62 και αντίστοιχος έλεγχος επάρκειας πλαστικών στροφών

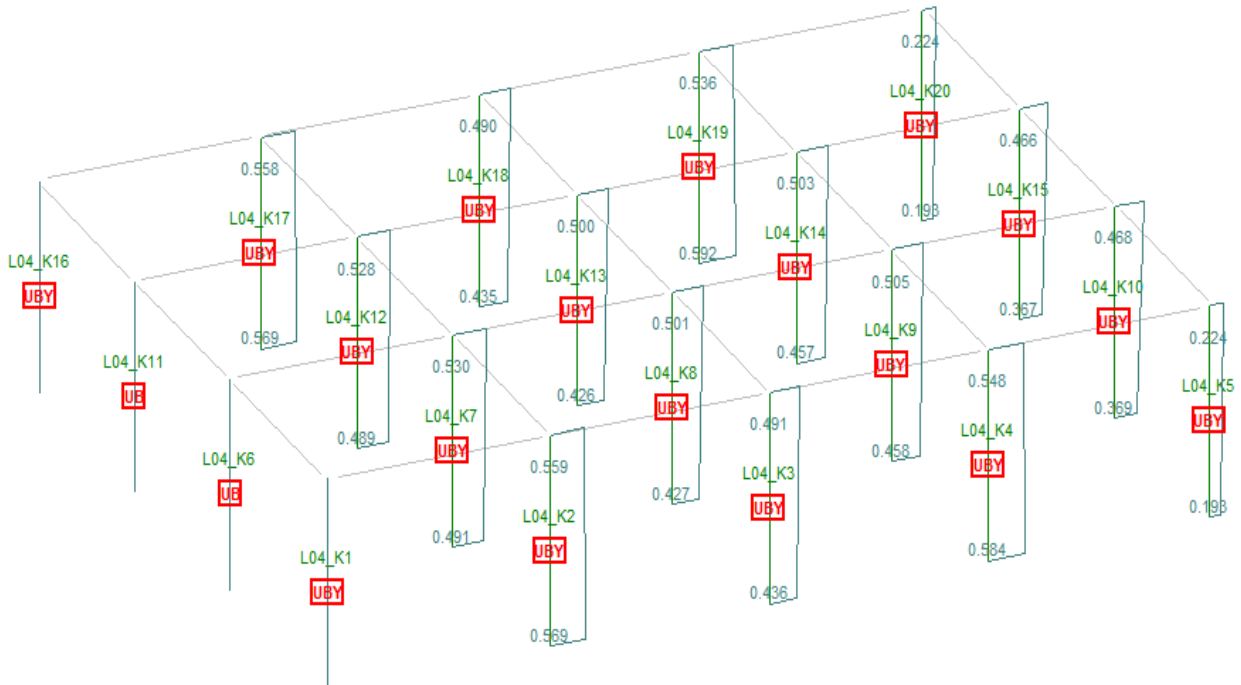


Σχήμα 4.32 – Καμπύλη Pushover για σεισμό 0.62

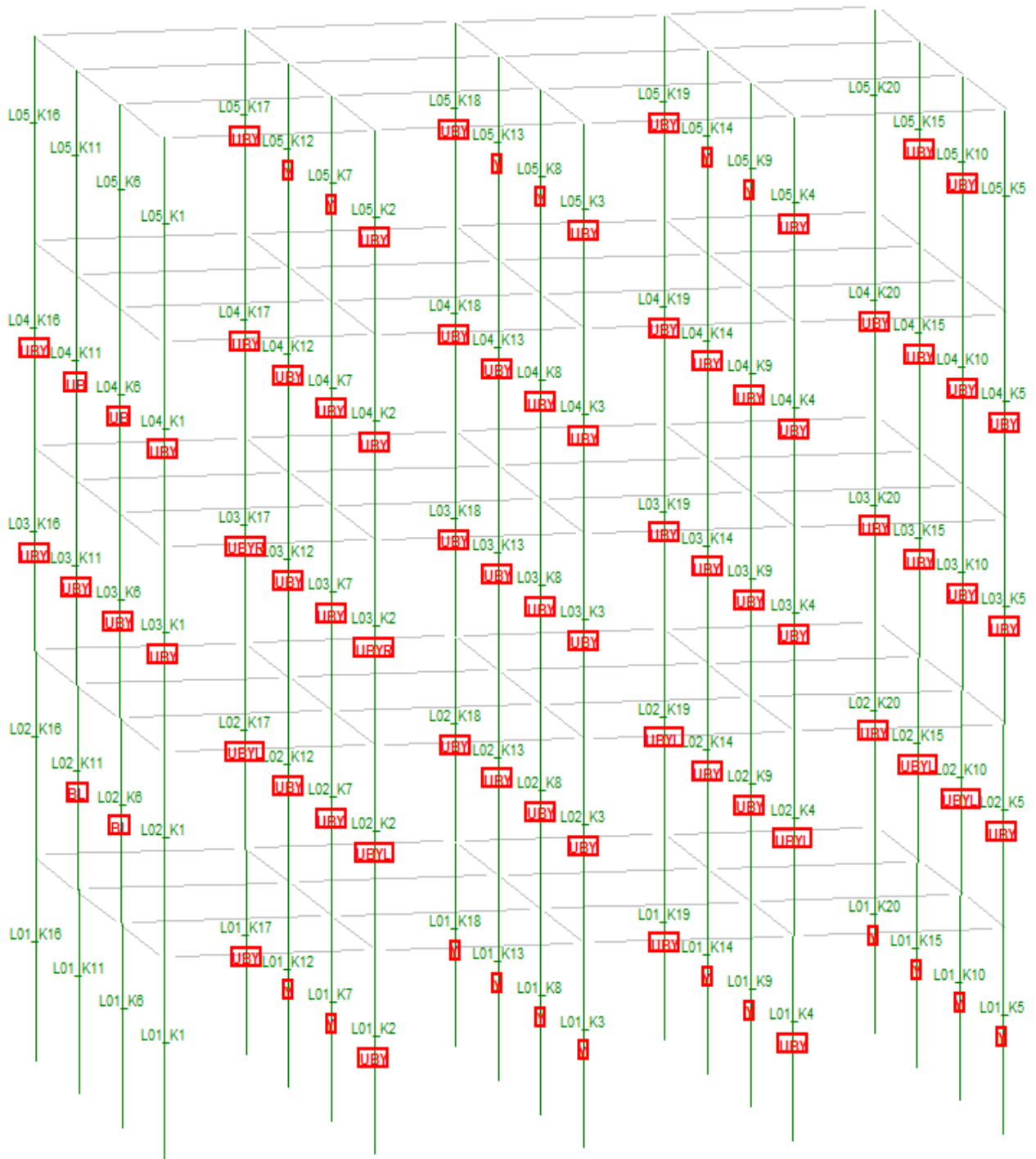
Όπως παρατηρούμε παρακάτω, για σεισμό που αντιστοιχεί στο 62% του σεισμού σχεδιασμού, ο φορέας παρουσιάζει οριακή ανεπάρκεια σε πλαστική στροφή στον 3<sup>ο</sup> όροφο. Η μέγιστη τιμή πλαστικής στροφής σε αυτή την περίπτωση ισούται με 1.039 και παρουσιάζεται στην κορυφή του υποστυλώματος K2 του 3<sup>ου</sup> ορόφου.



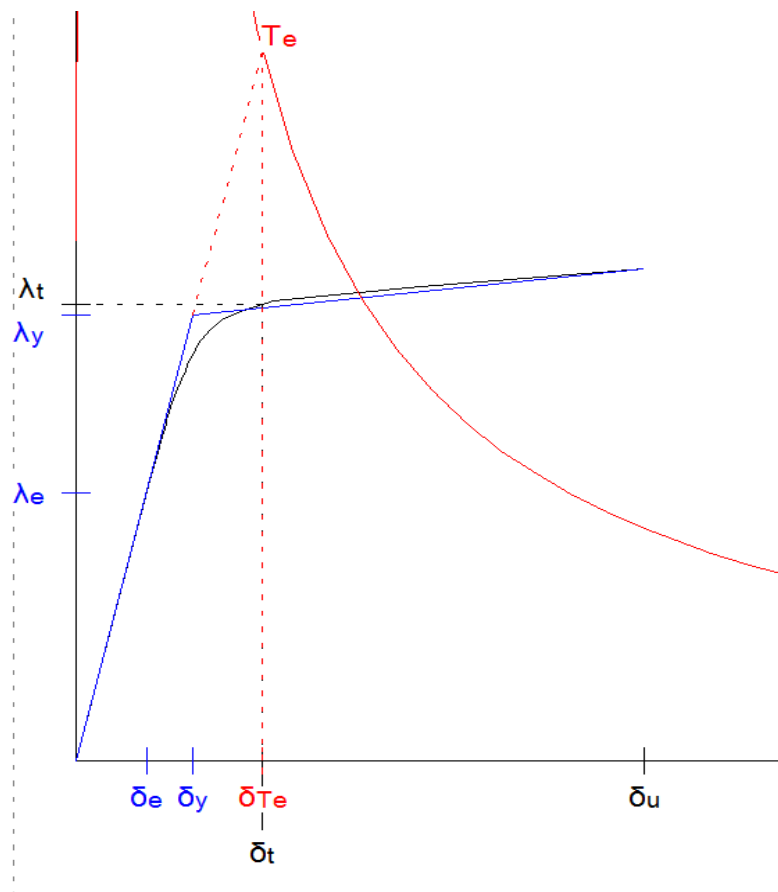
Σχήμα 4.33 – Τιμές πλαστικών στροφών του 3<sup>ου</sup> ορόφου για σεισμό 0.62



Σχήμα 4.34 – Τιμές πλαστικών στροφών του 4<sup>ου</sup> ορόφου για σεισμό 0.62



Σχήμα 4.35 – Ανεπάρκειες υποστυλωμάτων του φορέα μετά την ανάλυση Pushover για σεισμό 0.62



$T_c = 0.6000$	$\delta_e = 0.0185$	$\lambda_e = 0.0515$
$T_i = 1.0002$	$\delta_{iy} = 0.0308$	$\lambda_{iy} = 0.0858$
$T_e = 1.0002$	$\delta_{Te} = 0.0490$	
	$\delta_t = 0.0490$	$\lambda_t = 0.0878$
	$\delta_u = 0.1500$	$\lambda_u = 0.0948$

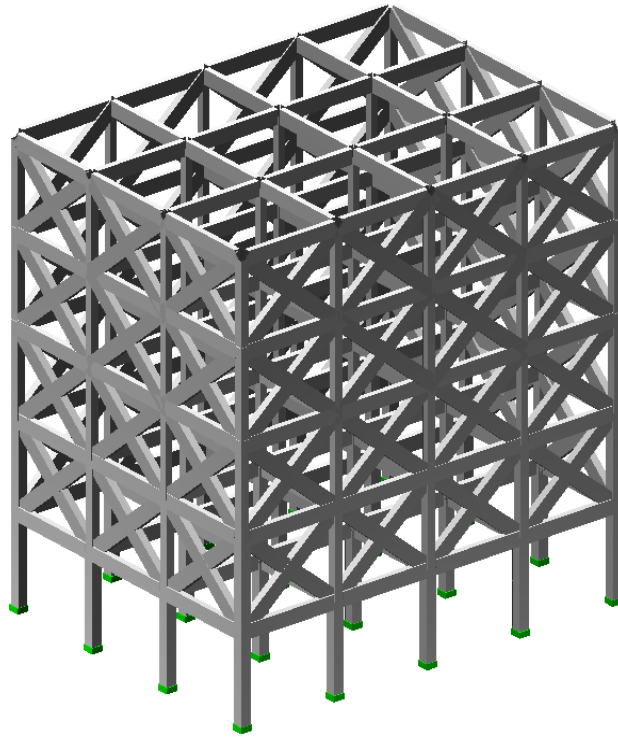
**Σχήμα 4.36** – Καμπύλη Pushover για σεισμό 0.62 και χαρακτηριστικές τιμές της

Στο Σχήμα 4.36, απεικονίζεται το διάγραμμα  $\rightarrow$  συντελεστή φορτίου  $\lambda$  – μετακινήσεων  $\delta$ , που προέκυψε από την ανάλυση για σεισμό 0.62 (Σεισμός όπου οριακά αστοχεί το πρώτο υποστύλωμα του κτιρίου σε πλαστική στροφή). Παρατηρούμε ότι:

*Μετακίνηση διαρροής* ,  $\delta_y = 0.0308$  m

*Μετακίνηση αστοχίας* ,  $\delta_t' = 0.0490$  m < *Μετακίνηση στόχος* ,  $\delta_t = 0.0790$  m

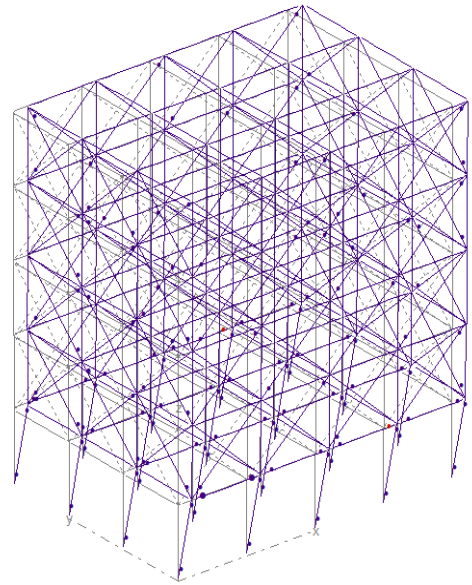
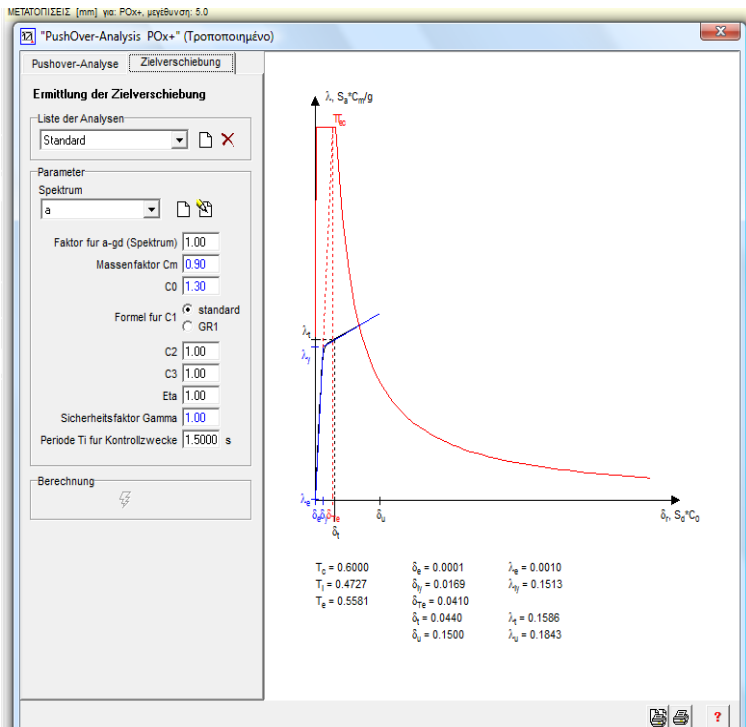
#### 4.4.2 Ανάλυση φορέα τύπου pilotis



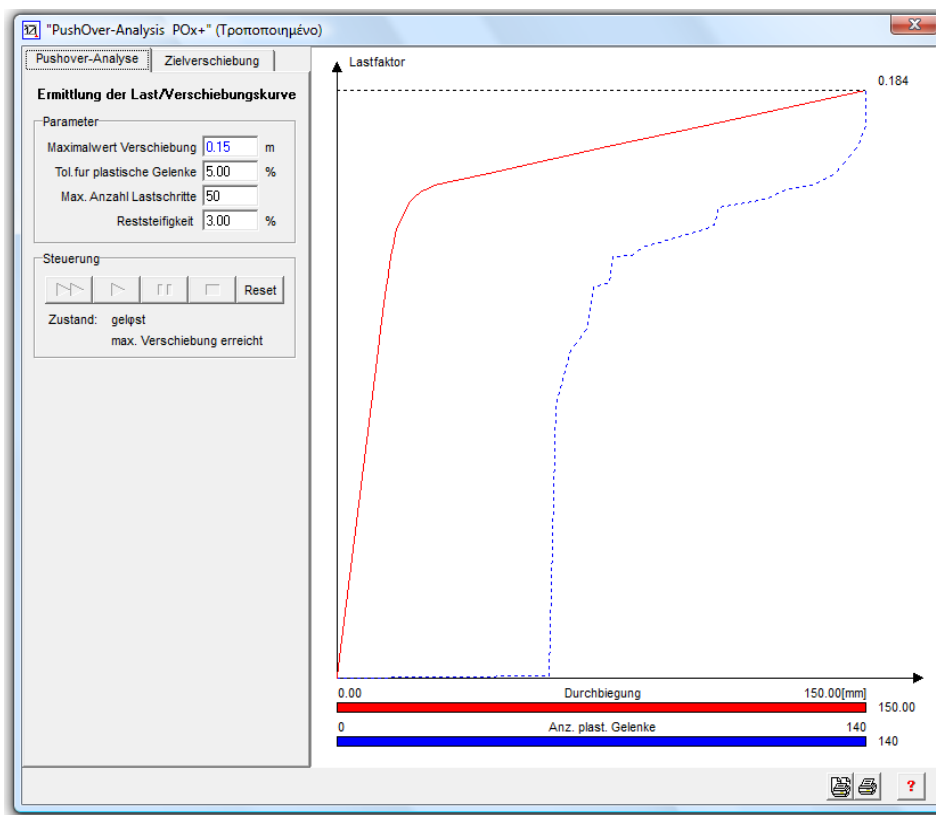
**Σχήμα 4.37** – Απεικόνιση προσομοιώματος του εξεταζόμενου φορέα, με εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φατνώματα εκτός του ισογείου (πilotή)

Στα παρακάτω σχήματα απεικονίζεται η καμπύλη που προέκυψε από τη στατική ανελαστική ανάλυση, η παραμόρφωση του φορέα, οι πλαστικές αρθρώσεις αυτού και οι στροφές αρθρώσεων σε δοκούς και υποστυλώματα. Στη συνέχεια ελέγχεται η συμπεριφορά του φορέα σε διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας, διαδικασία από την οποία προκύπτει η μετακίνηση αστοχίας του.



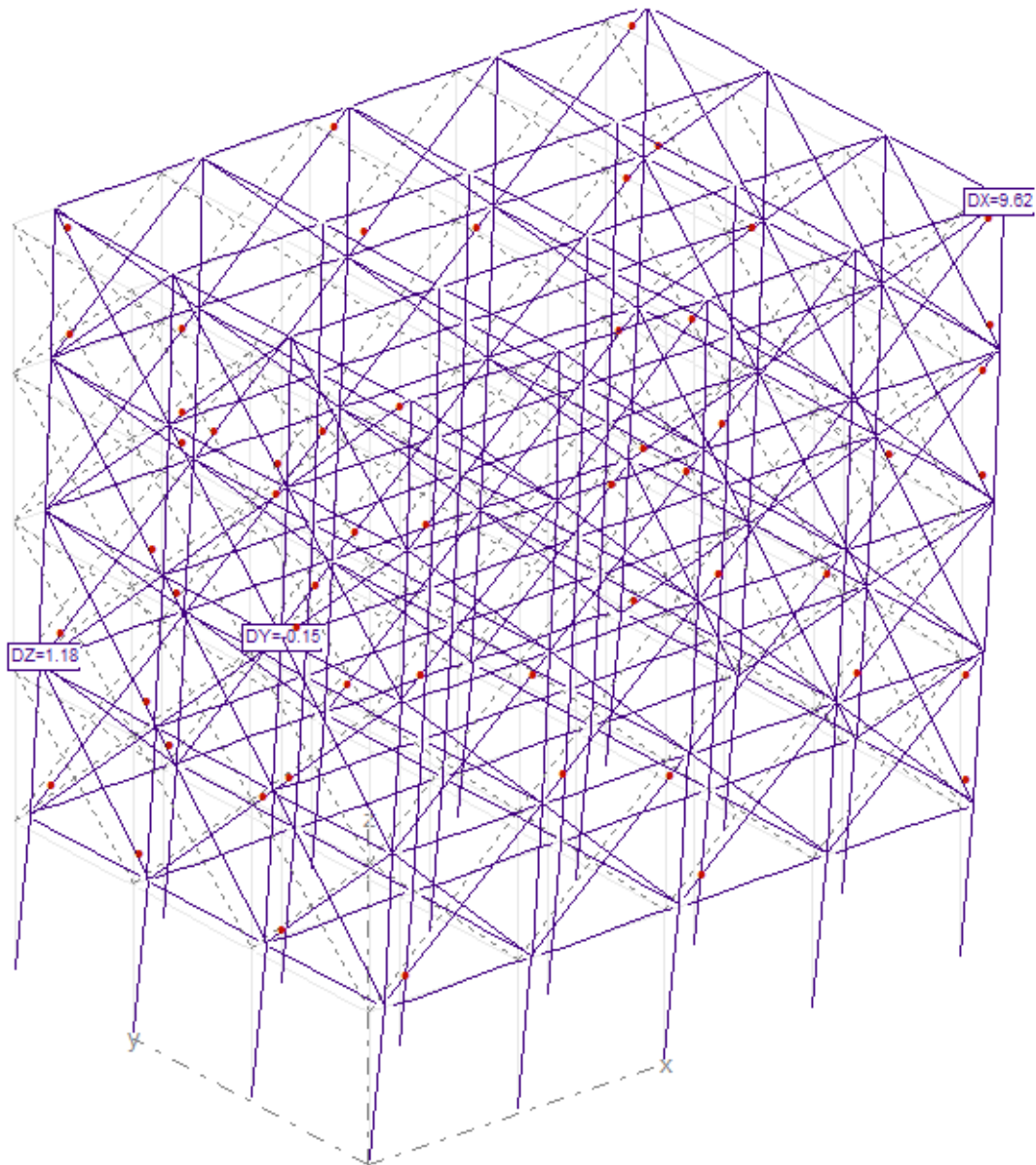


Σχήμα 4.38 – Pushover Analysis POx+ . Καμπύλη και αντίστοιχη παραμόρφωση του φορέα.

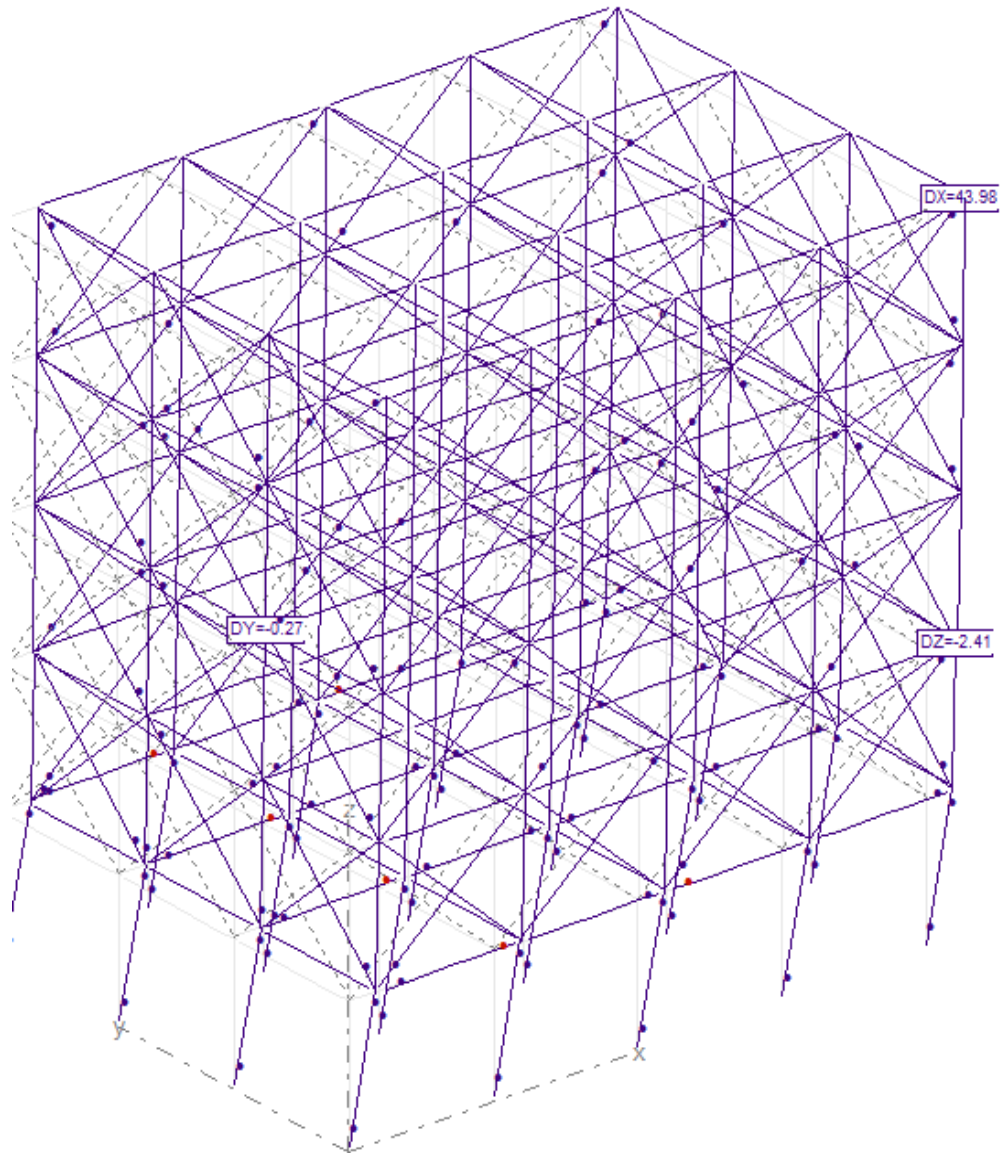


Σχήμα 4.39 – Καμπύλη Pushover, Καμπύλη πλαστικών αρθρώσεων

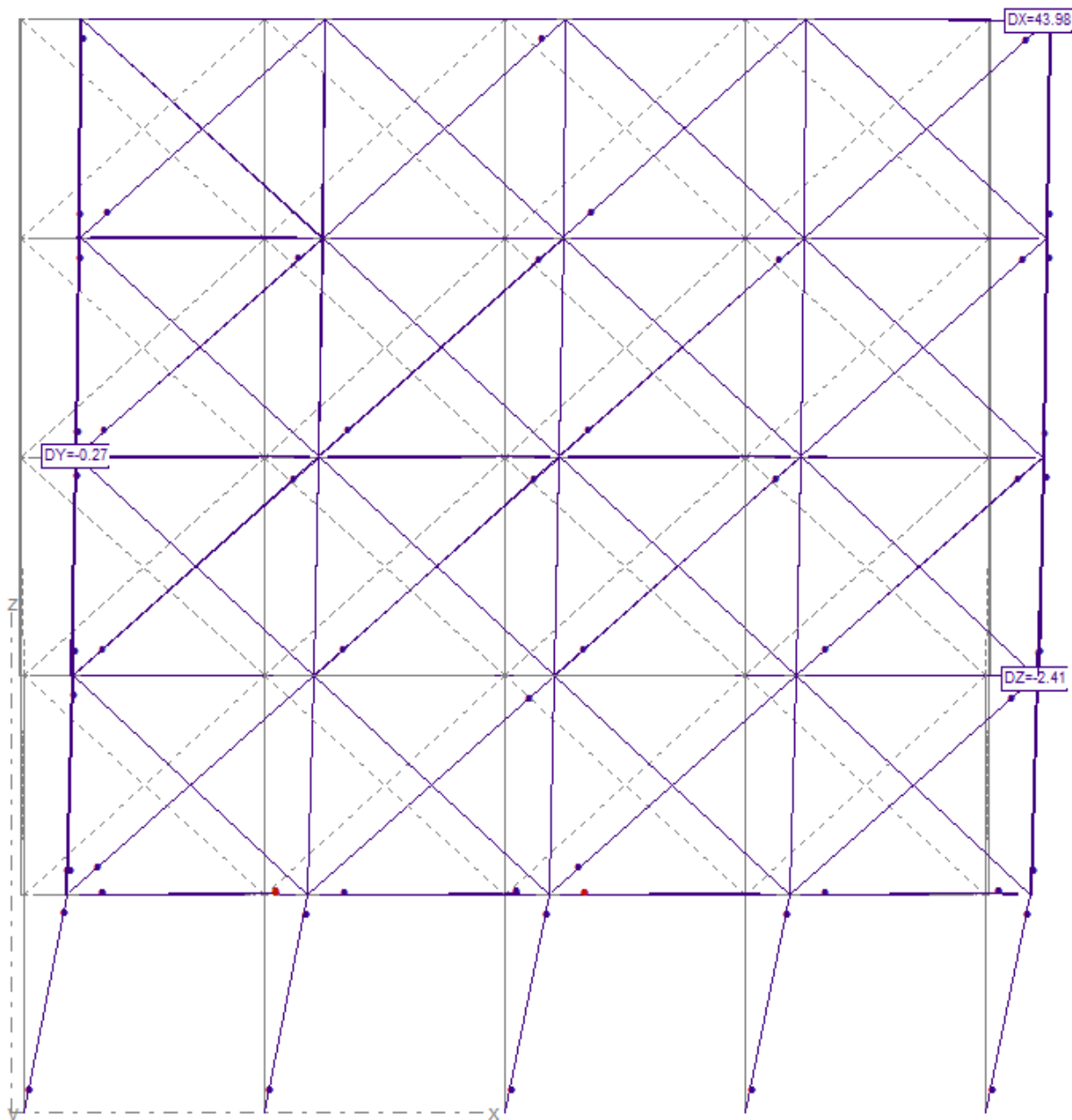
Στην εικόνα που ακολουθεί, φαίνονται με κόκκινα σημεία οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργήθηκαν στον φορέα κατά τη σταδιακά αυξανόμενη πλευρική ώθηση. Συνολικά δημιουργήθηκαν 56 πλαστικές αρθρώσεις στο δεύτερο βήμα της ανάλυσης και παρουσιάζονται στην πλειοψηφία των τοίχων των τεσσάρων ορόφων.



**Σχήμα 4.40** – Δημιουργία πρώτων πλαστικών αρθρώσεων

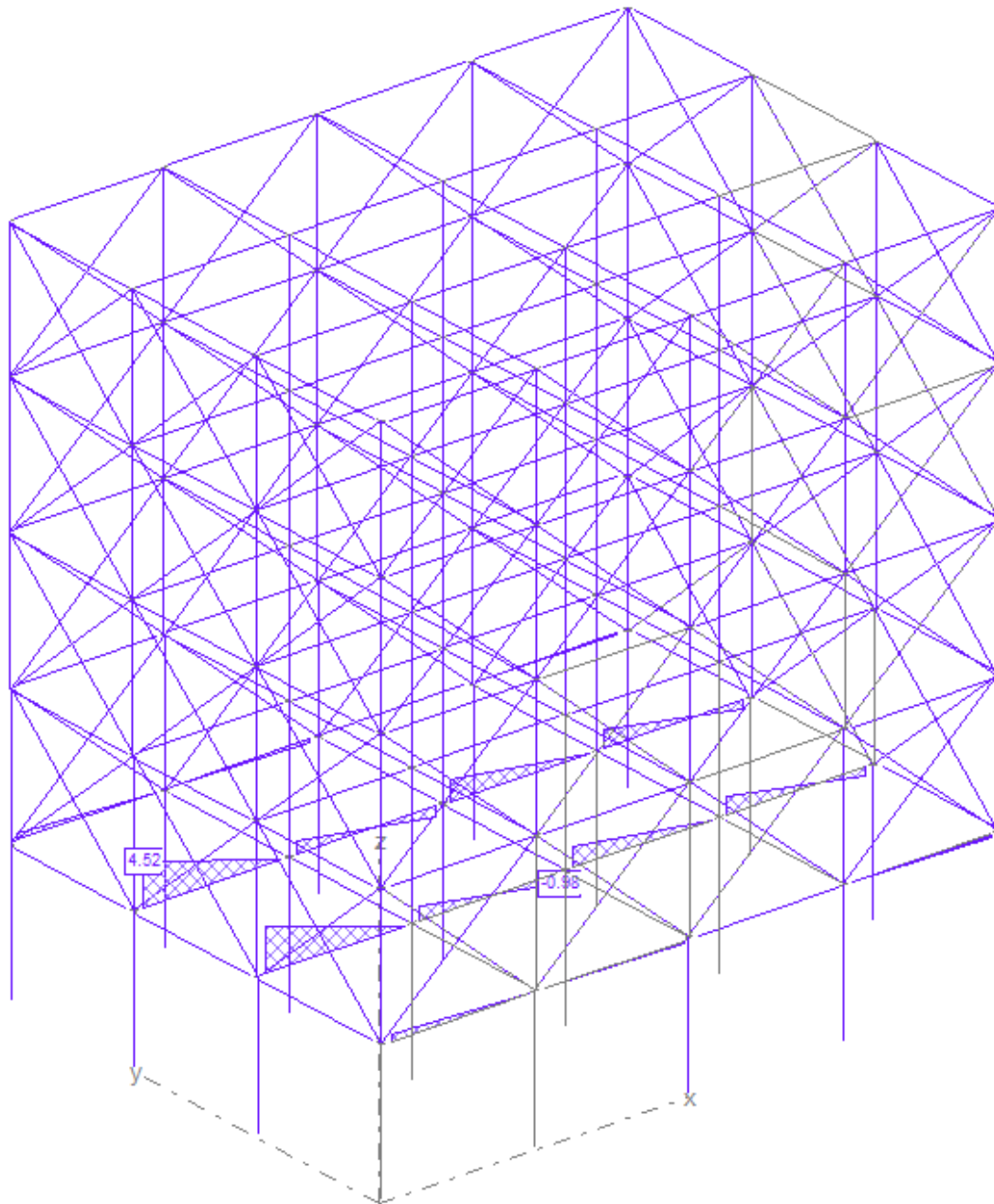


**Σχήμα 4.41** – Απεικόνιση συνολικών πλαστικών αρθρώσεων (132) και μετατοπίσεων στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης

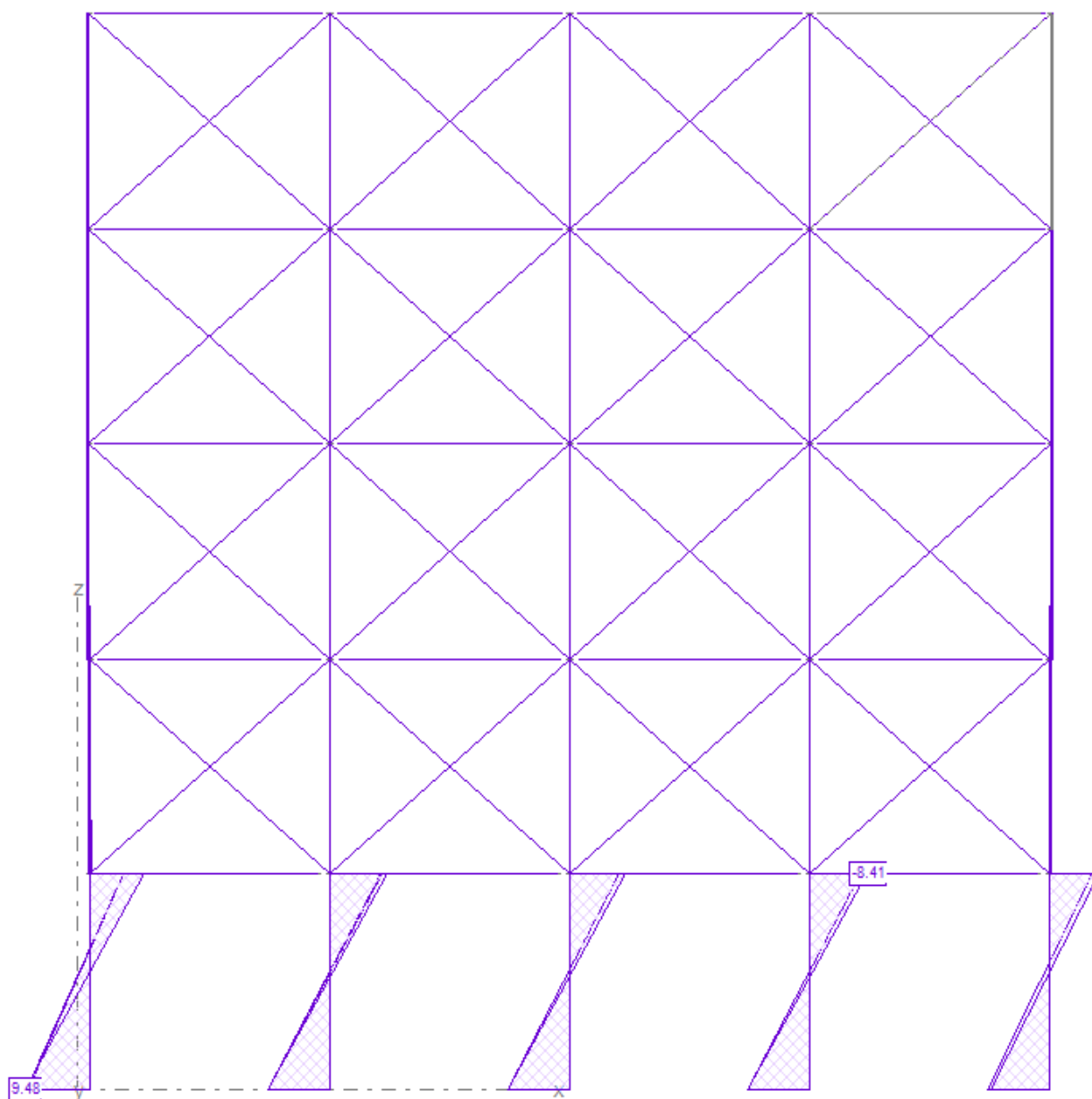


**Σχήμα 4.42** – Παραμόρφωση του φορέα κατά τη διεύθυνση x

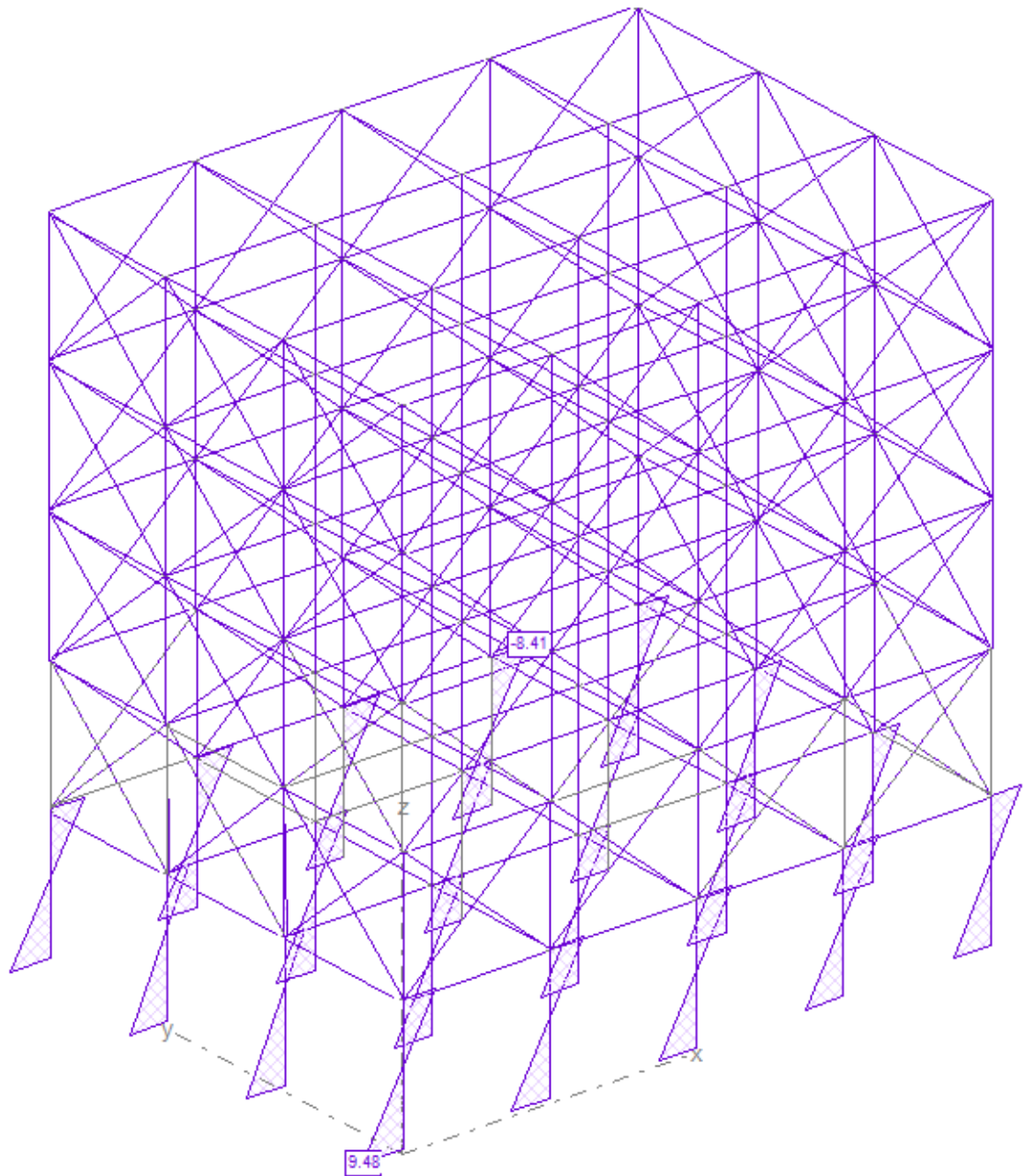
Στο παραπάνω σχήμα παρατηρούμε ότι έχει δημιουργηθεί μηχανισμός τύπου μαλακού ορόφου στο ισόγειο (πilotή), στα υποστυλώματα του οποίου έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις .



**Σχήμα 4.43** – Στροφές αρθρώσεων κατά  $y$

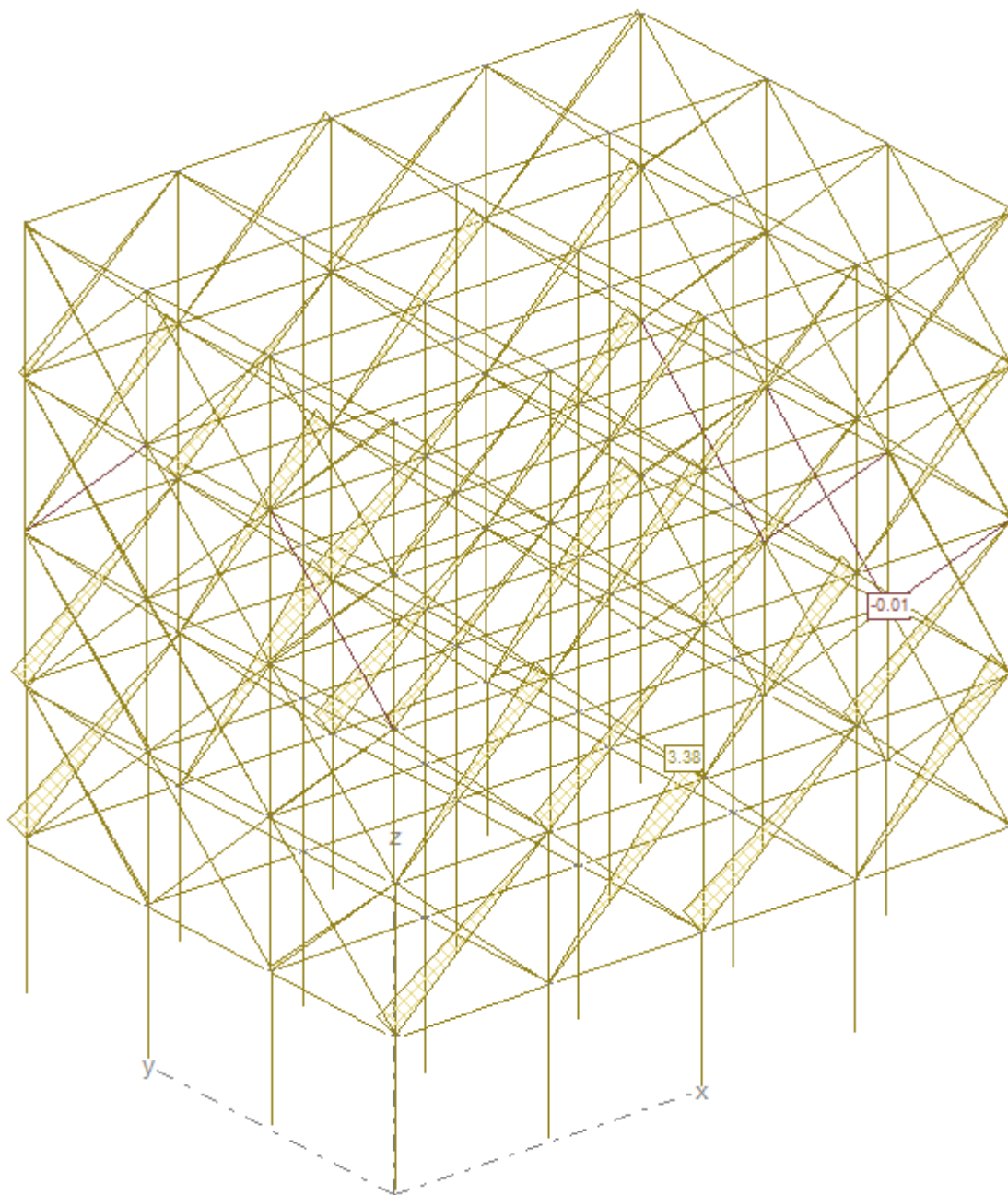


**Σχήμα 4.44** – Στροφές αρθρώσεων κατά z



**Σχήμα 4.45** – Τρισδιάστατη παρουσίαση στροφών αρθρώσεων κατά z



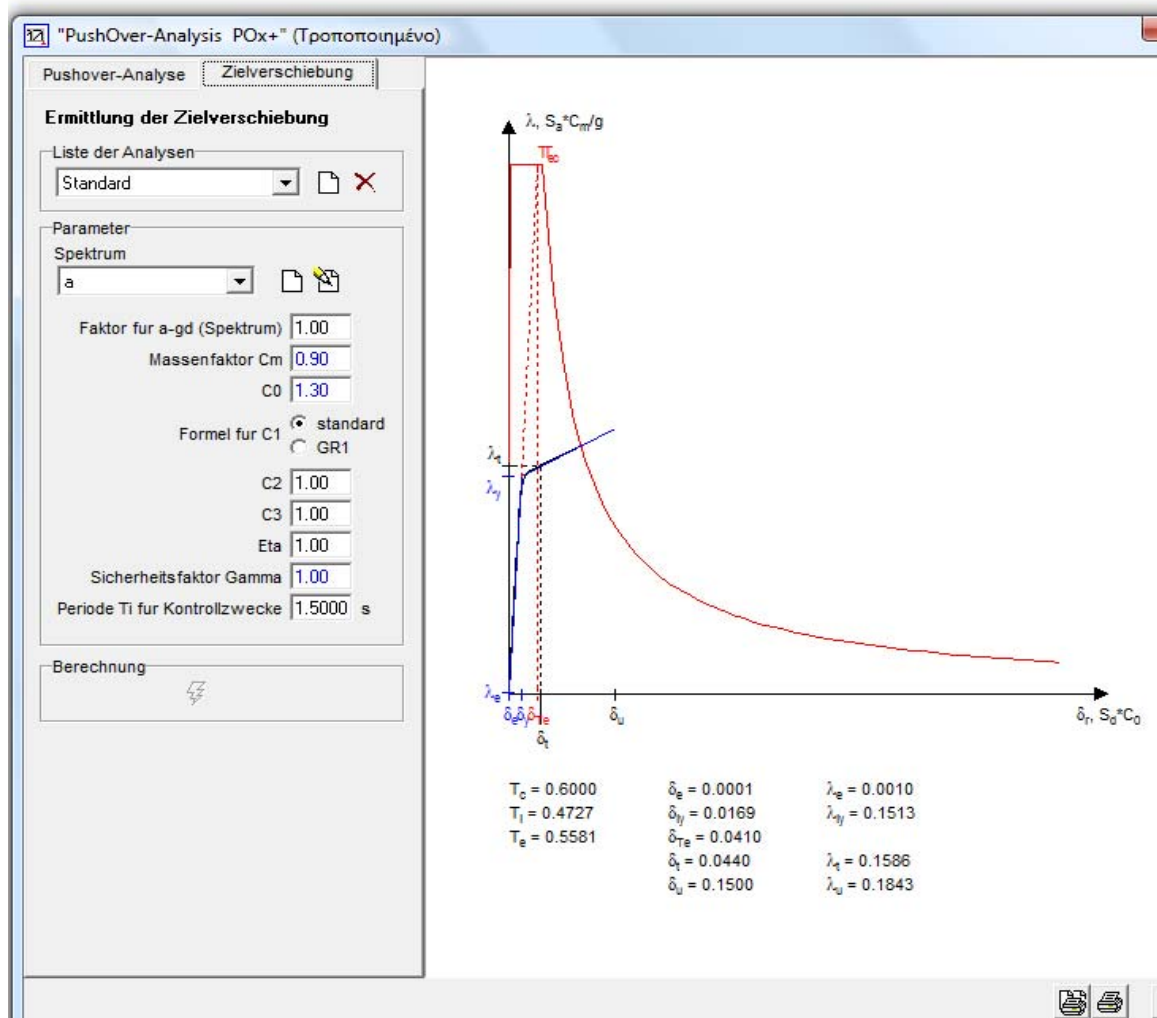


**Σχήμα 4.46** – Τρισδιάστατη παρουσίαση μετατοπίσεων κατά x

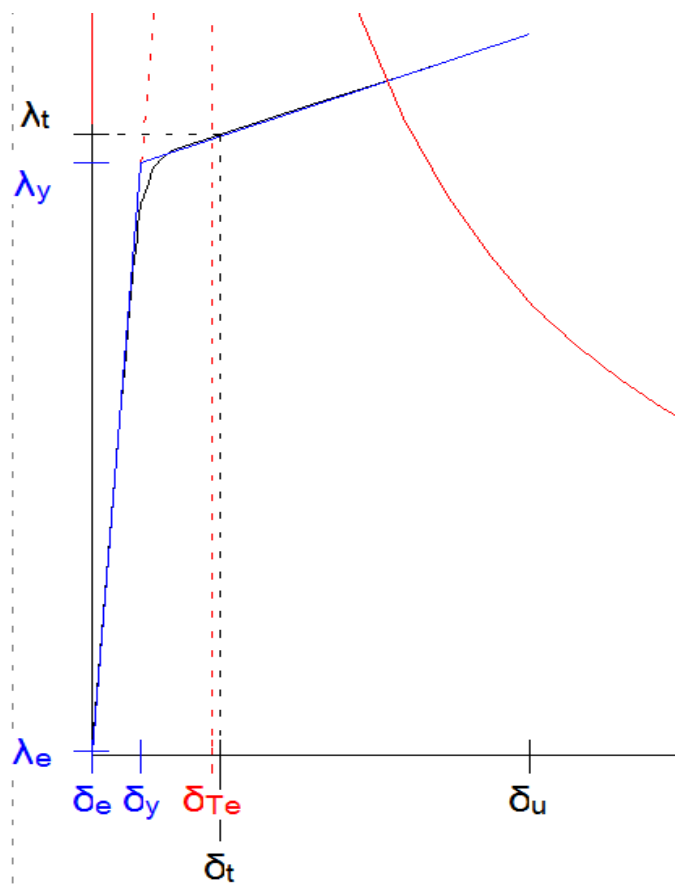
Στο Σχήμα 4.46, παρατηρούμε τις βραχύνσεις και επιμηκύνσεις που υπέστησαν οι διαγώνιοι θλιπτήρες κατά το σεισμό σχεδιασμού.



Στο σχήμα που ακολουθεί (Σχήμα 4.47 ) απεικονίζεται η καμπύλη Pushover για τον μέγιστο σεισμό σχεδιασμού.



Σχήμα 4.47 – Καμπύλη Pushover για σεισμό 1.00 και διάγραμμα φάσματος



$T_c = 0.6000$	$\delta_e = 0.0001$	$\lambda_e = 0.0010$
$T_i = 0.4727$	$\delta_{iy} = 0.0169$	$\lambda_{iy} = 0.1513$
$T_e = 0.5581$	$\delta_{Te} = 0.0410$	
	$\delta_t = 0.0440$	$\lambda_t = 0.1586$
	$\delta_u = 0.1500$	$\lambda_u = 0.1843$

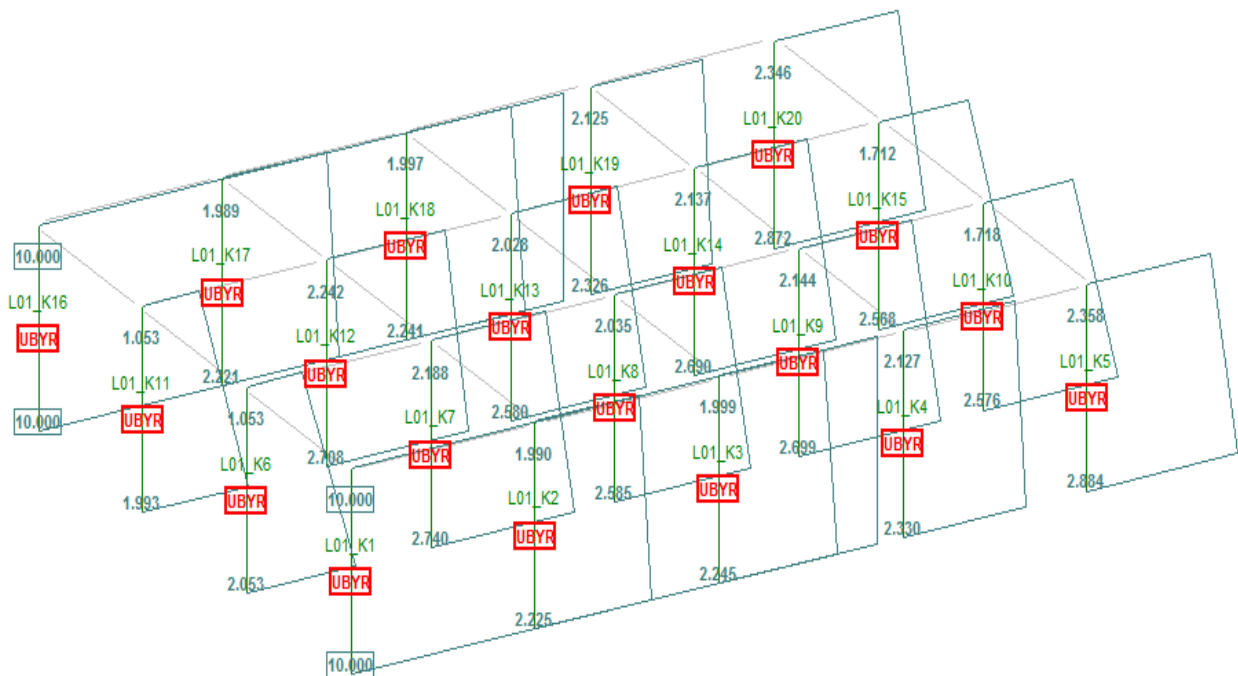
**Σχήμα 4.48** – Καμπύλη Pushover για σεισμό σχεδιασμού και χαρακτηριστικές τιμές της

Στο Σχήμα 4.48, απεικονίζεται το διάγραμμα  $\rightarrow$  συντελεστή φορτίου  $\lambda$  – μετακινήσεων  $\delta$ , που προέκυψε από την ανάλυση για σεισμό σχεδιασμού 1.00. Παρατηρούμε ότι :

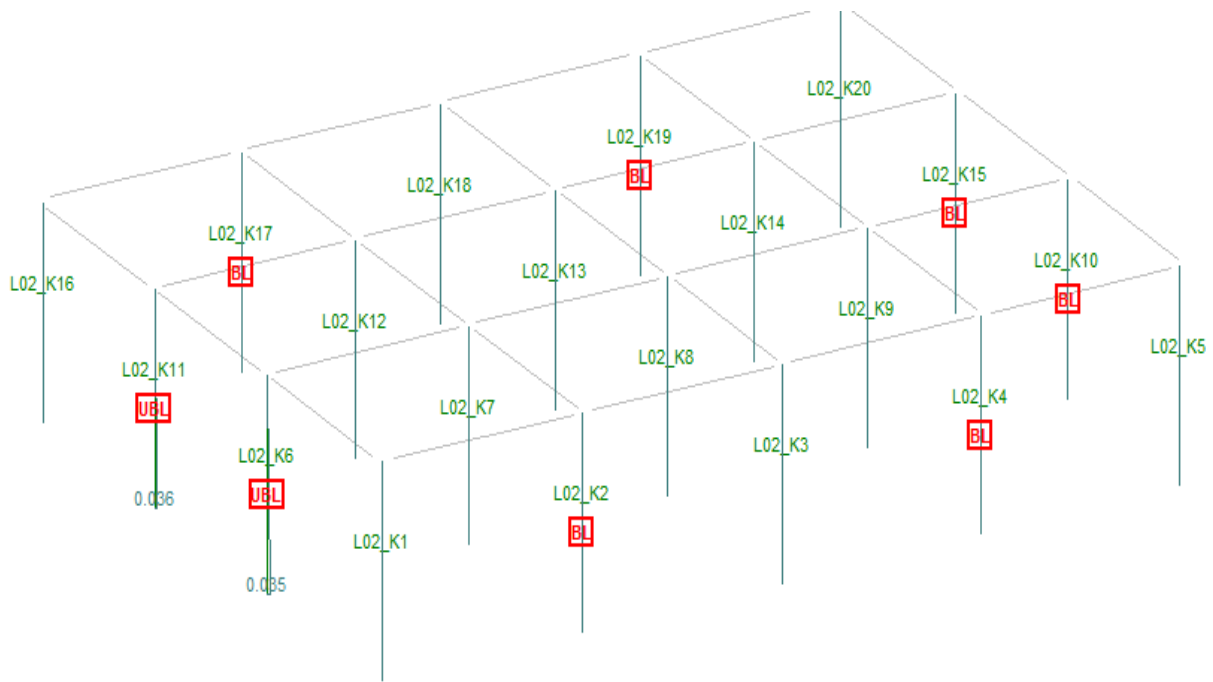
*Μετακίνηση στόχος* ,  $\delta_t = 0.0440$  m

*Μετακίνηση διαρροής* ,  $\delta_y = 0.0169$  m.

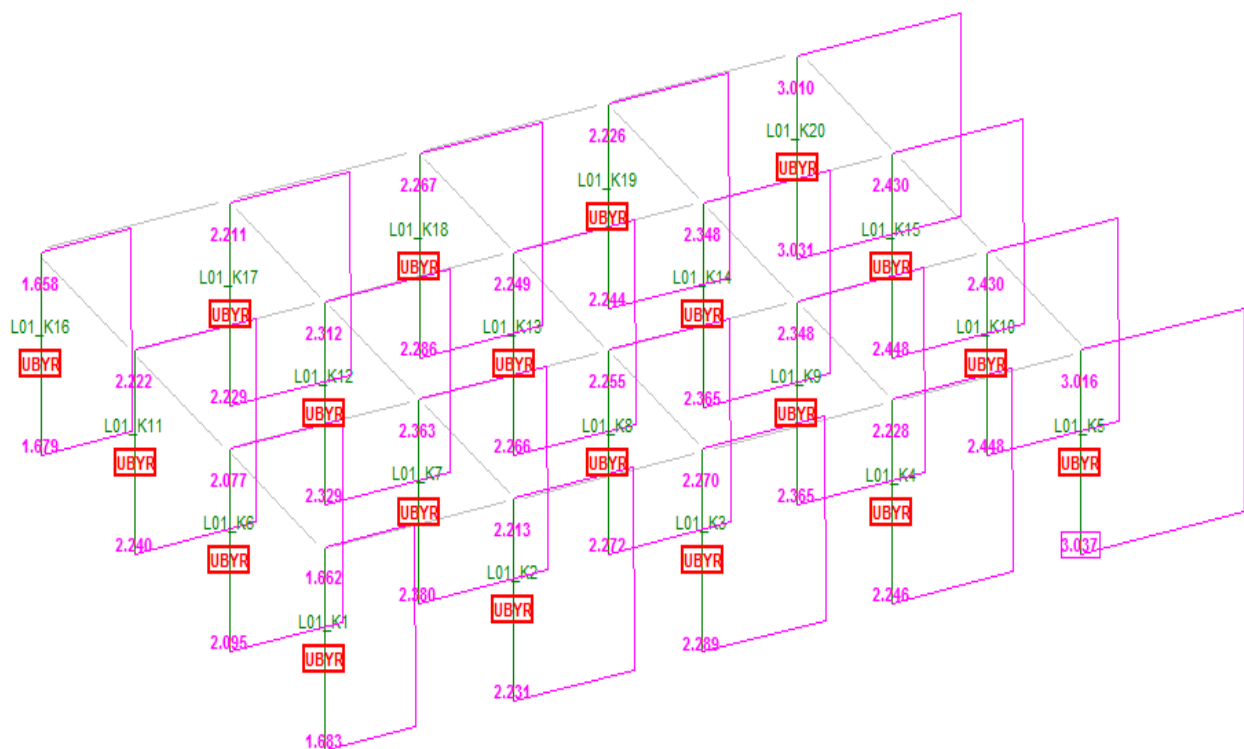
Όπως παρατηρούμε παρακάτω, για σεισμό που ισούται με το 100% του σεισμού σχεδιασμού, ο φορέας ανεπαρκεί στους δύο πρώτους ορόφους. Συγκεκριμένα, ανεπάρκεια σε πλαστική στροφή παρουσιάζεται σε όλα τα υποστυλώματα του 1<sup>ου</sup> ορόφου, η μέγιστη τιμή της οποίας ισούται με 10.00 και παρουσιάζεται στην βάση και κορυφή των υποστυλωμάτων K1 και K16 του 1<sup>ου</sup> ορόφου (Σχήμα 4.49). Στον δεύτερο όροφο ανεπαρκούν 8 περιμετρικά υποστυλώματα σε κάμψη (Σχήμα 4.50). Τα υποστυλώματα των υπολοίπων ορόφων δεν παρουσιάζουν καμία ανεπάρκεια (Σχήμα 4.52).



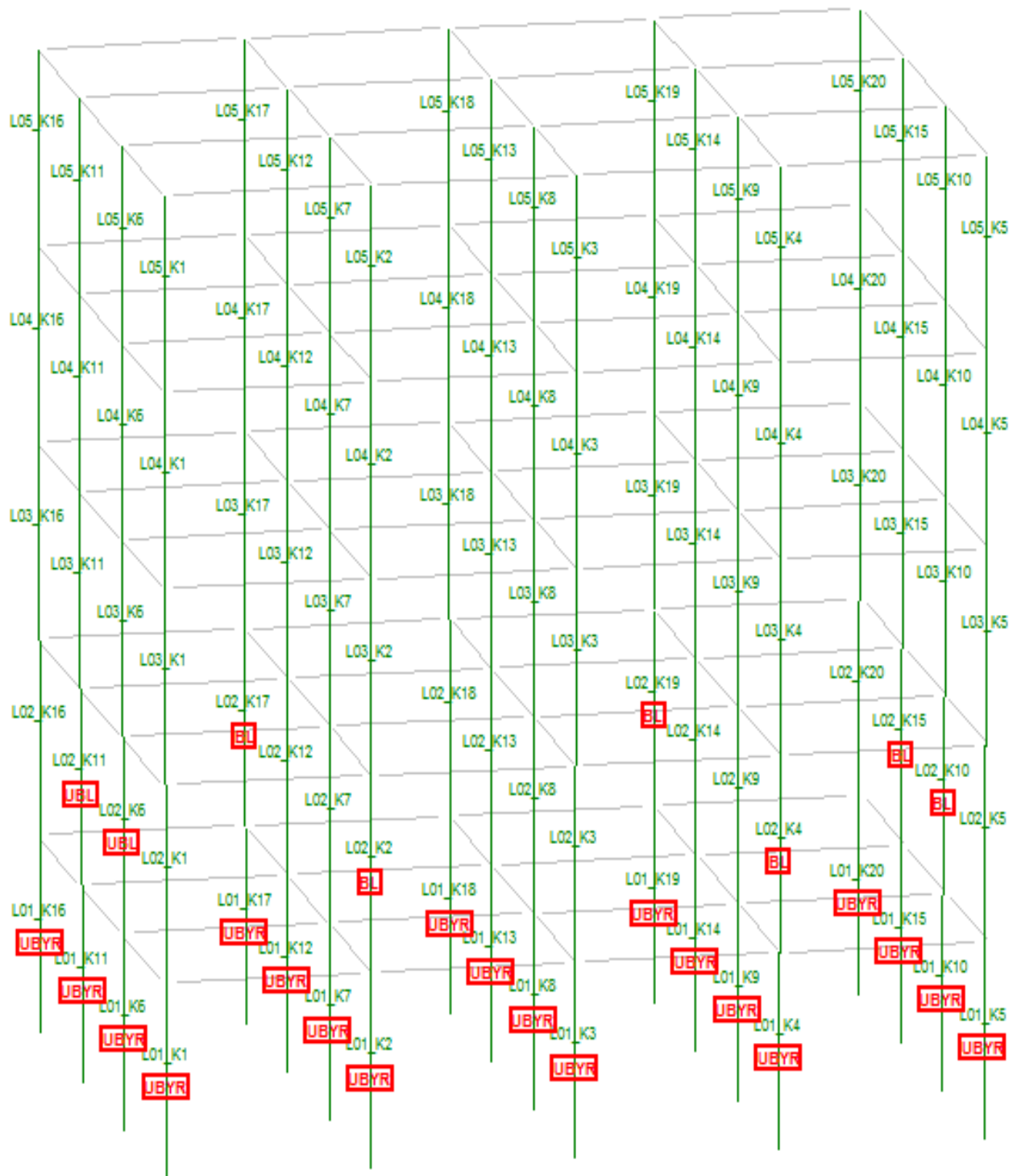
Σχήμα 4.49 – Διαγράμματα και τιμές πλαστικών στροφών του 1<sup>ου</sup> ορόφου του φορέα



Σχήμα 4.50 - Διαγράμματα και τιμές πλαστικών στροφών του 2<sup>ου</sup> ορόφου του φορέα



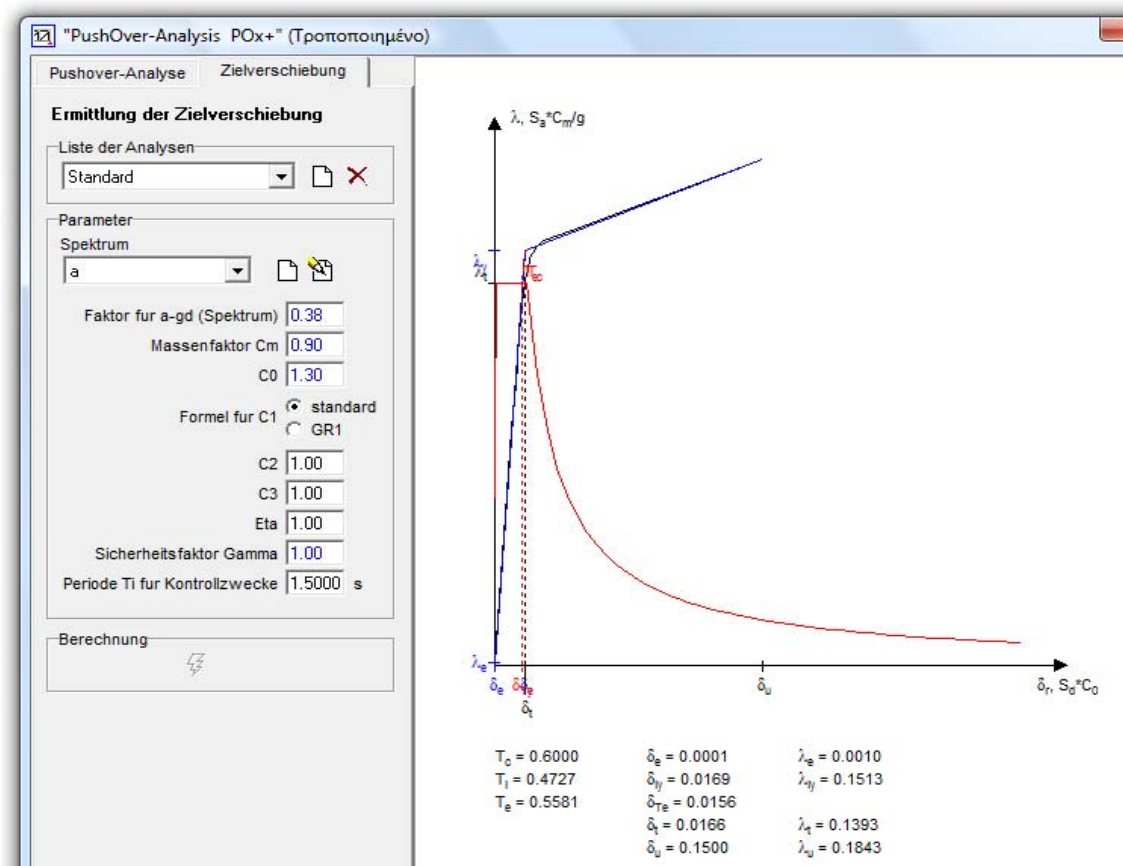
Σχήμα 4.51 - Διαγράμματα και τιμές διάτμησης κατά y του 1<sup>ου</sup> ορόφου του φορέα



Σχήμα 4.52 – Ανεπάρκειες υποστυλωμάτων του φορέα μετά την ανάλυση Pushover για σεισμό σχεδιασμού 1.00

Γίνεται έλεγχος της συμπεριφοράς του φορέα και για σεισμούς μικρότερης έντασης ώστε να βρούμε τη μετακίνηση αστοχίας του φορέα. Όπως και στην περίπτωση του γυμνού φορέα, έτσι και στον φορέα τύπου pilotis, ο συντελεστής μειώνεται από 1.00 σε 0.75, 0.50, 0.25, μέχρι να βρεθεί η τιμή όπου αστοχεί οριακά το πρώτο υποστώλωμα σε πλαστική στροφή. Έπειτα από δοκιμές, προέκυψε ότι ο φορέας επαρκεί για σεισμό έντασης 0.38, ενώ για σεισμό 0.39 ανεπαρκούν δύο υποστυλώματα του 1<sup>ου</sup> ορόφου σε πλαστική στροφή.

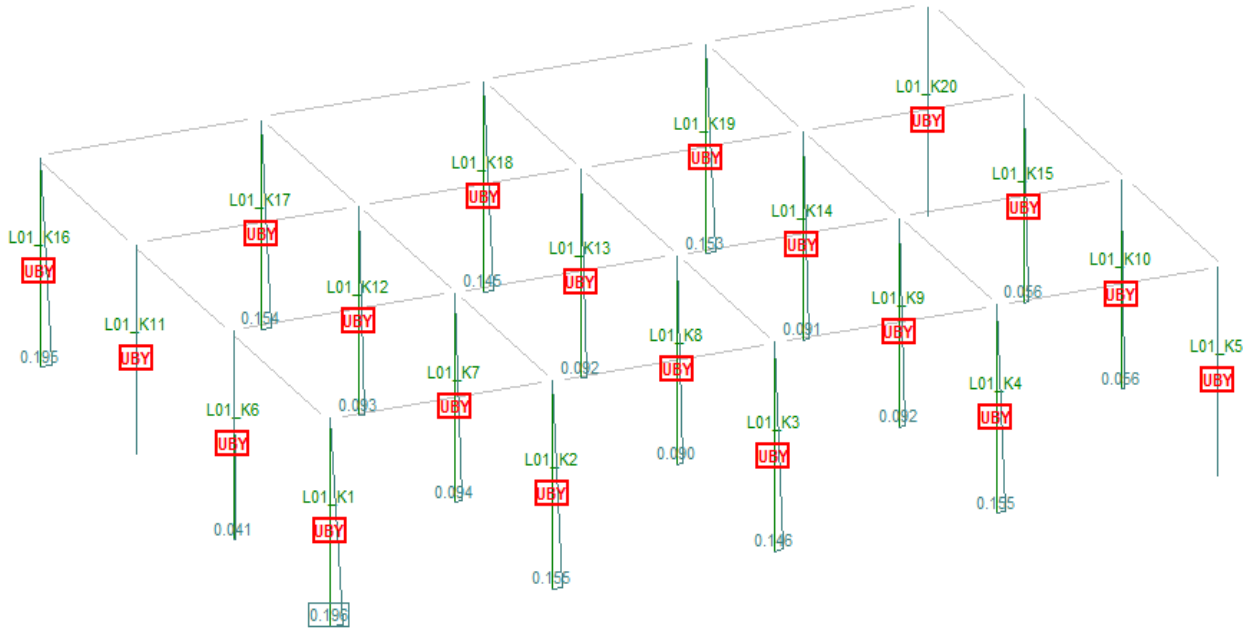
- Ανάλυση για σεισμό 0.38 και αντίστοιχος έλεγχος επάρκειας πλαστικών στροφών.



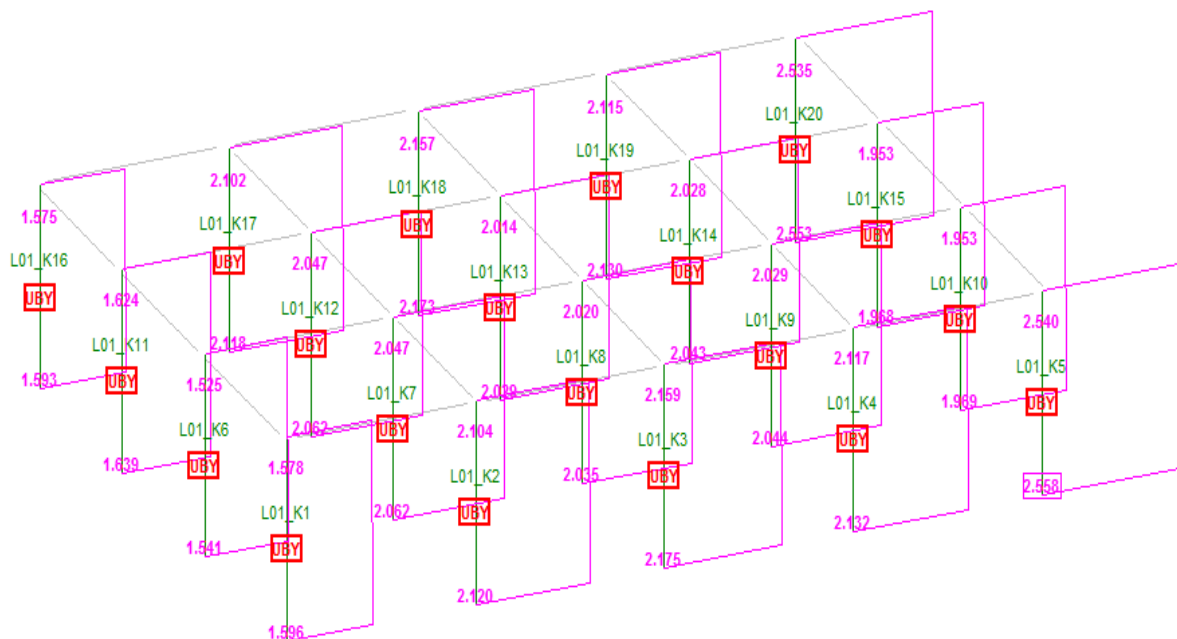
**Σχήμα 4.53** – Καμπύλη Pushover για σεισμό 0.38

Όπως παρατηρούμε παρακάτω, για σεισμό που αντιστοιχεί στο 38% του σεισμού σχεδιασμού, ο φορέας παρουσιάζει επάρκεια σε πλαστική στροφή. Η μέγιστη τιμή αυτής ισούται με 0.196 και παρουσιάζεται στη βάση του υποστυλώματος K1 του 1<sup>ου</sup> ορόφου. Όλα τα υποστυλώματα του ορόφου αυτού όμως ανεπαρκούν σε αντοχή, κάμψη και

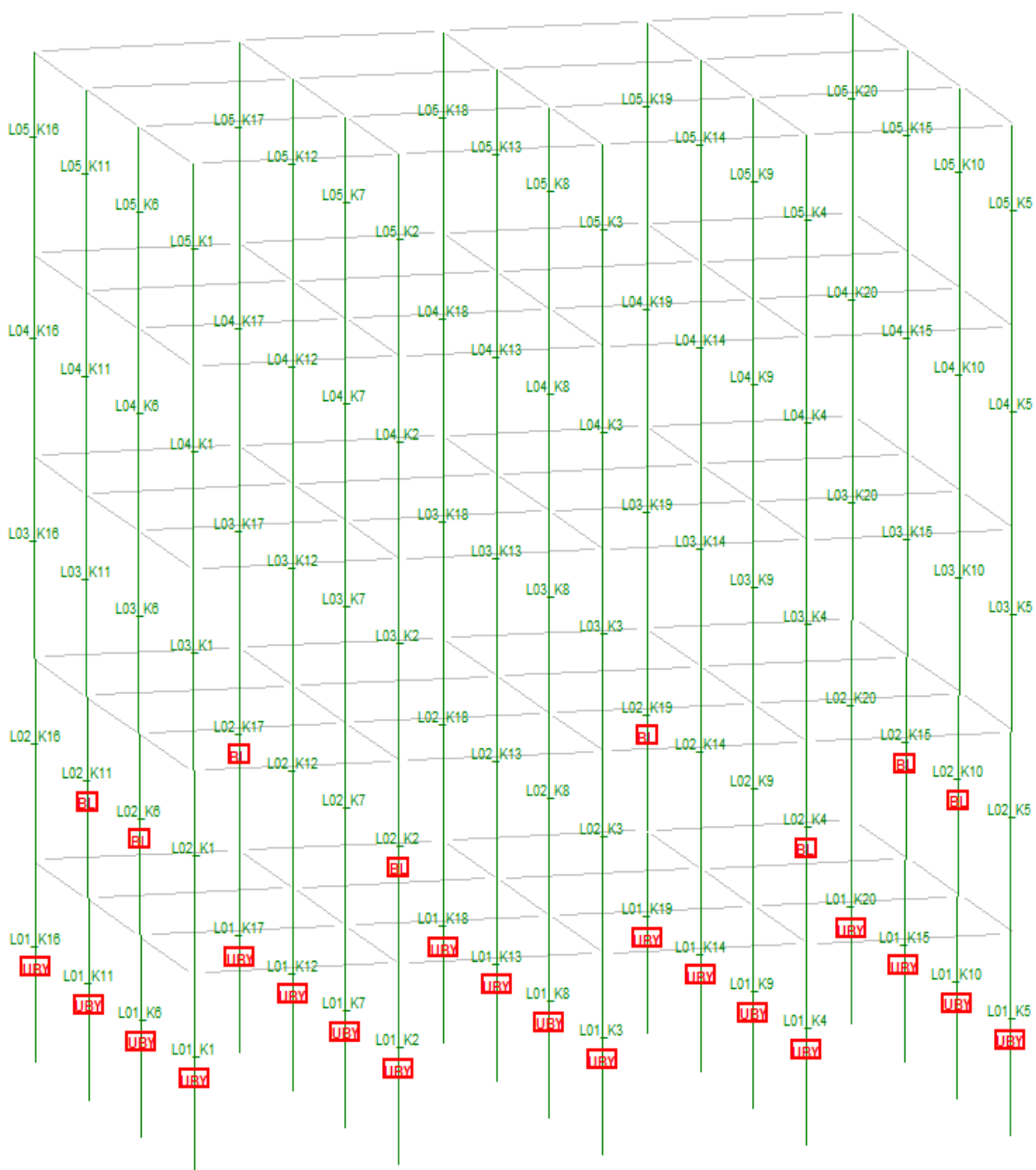
διάτμηση κατά τη διεύθυνση  $y$  (Σχήματα 4.54, 4.55). Στον 2<sup>ο</sup> όροφο 8 υποστύλωματα δεν επαρκούν σε κάμψη, ενώ οι υπόλοιποι όροφοι δεν παρουσιάζουν καμία ανεπάρκεια (Σχήμα 4.56).



Σχήμα 4.54 – Τιμές πλαστικών στροφών του 1<sup>ου</sup> ορόφου για σεισμό 0.38



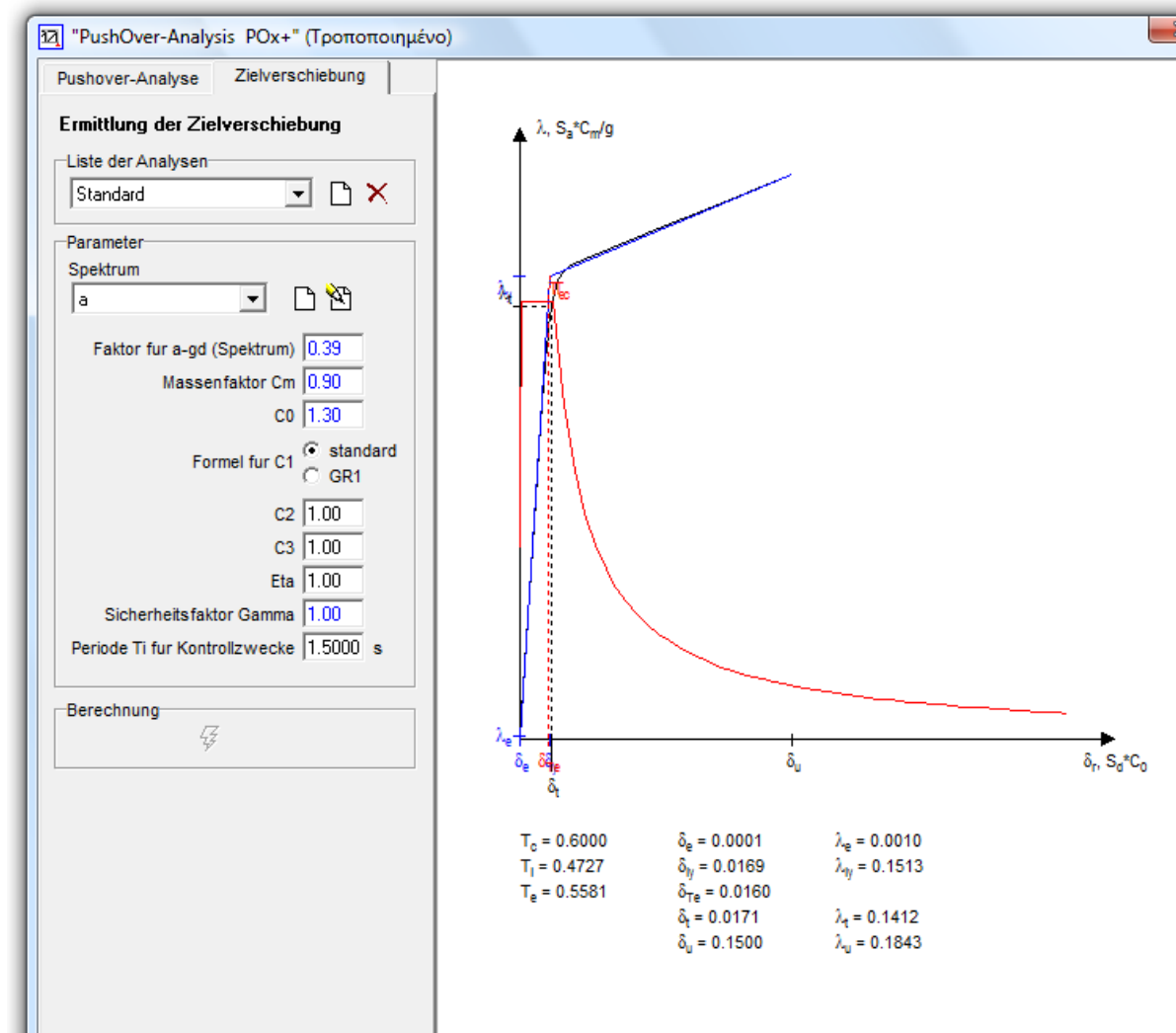
Σχήμα 4.55 – Τιμές και διαγράμματα διάτμησης κατά  $y$  του 1<sup>ου</sup> ορόφου για σεισμό 0.38



Σχήμα 4.56 – Ανεπάρκειες υποστυλωμάτων του φορέα μετά την ανάλυση Pushover για σεισμό 0.38

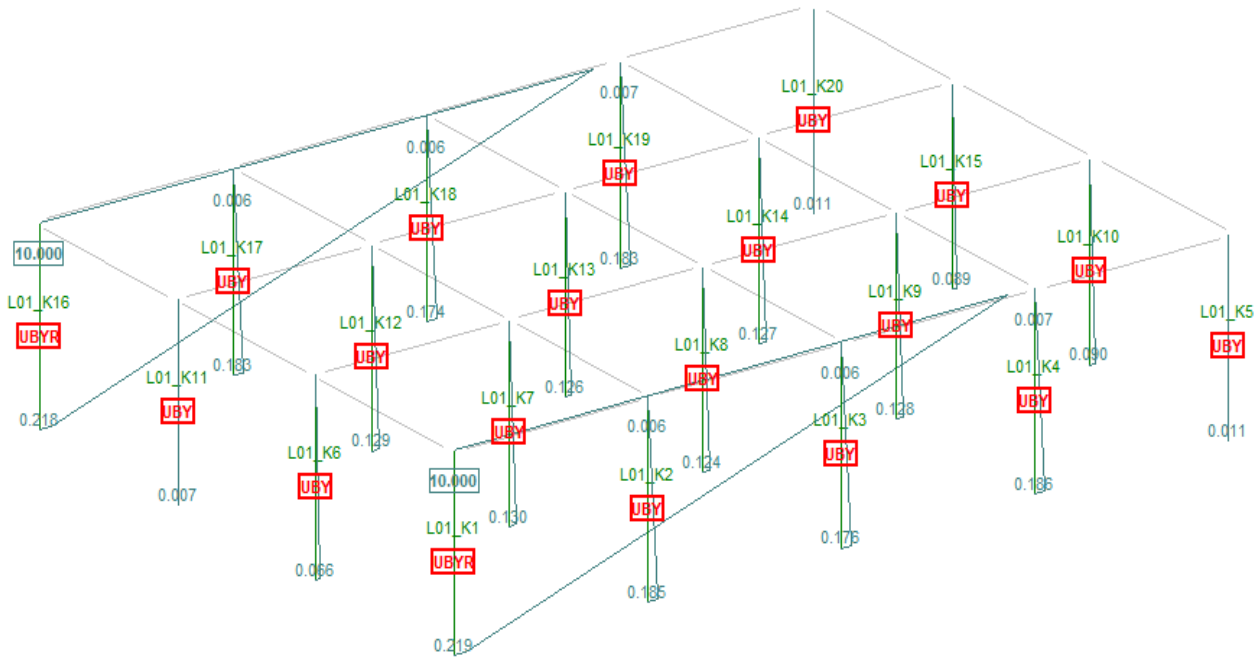


- Ανάλυση για σεισμό 0.39 και αντίστοιχος έλεγχος επάρκειας πλαστικών στροφών.



**Σχήμα 4.57** – Καμπύλη Pushover για σεισμό 0.39

Για σεισμό που αντιστοιχεί στο 39% του σεισμού σχεδιασμού, ο φορέας παρουσιάζει ανεπάρκεια σε πλαστική στρόφη στον 1<sup>ο</sup> όροφο. Η μέγιστη τιμή αυτής ισούται με 10.00 και παρουσιάζεται στην κορυφή των υποστυλωμάτων K1 και K16 του 1<sup>ου</sup> ορόφου. Όλα τα υποστυλώματα του ορόφου αυτού ανεπαρκούν σε αντοχή, κάμψη και διάτμηση κατά τη διεύθυνση y, ενώ του δευτέρου μόνο σε κάμψη.

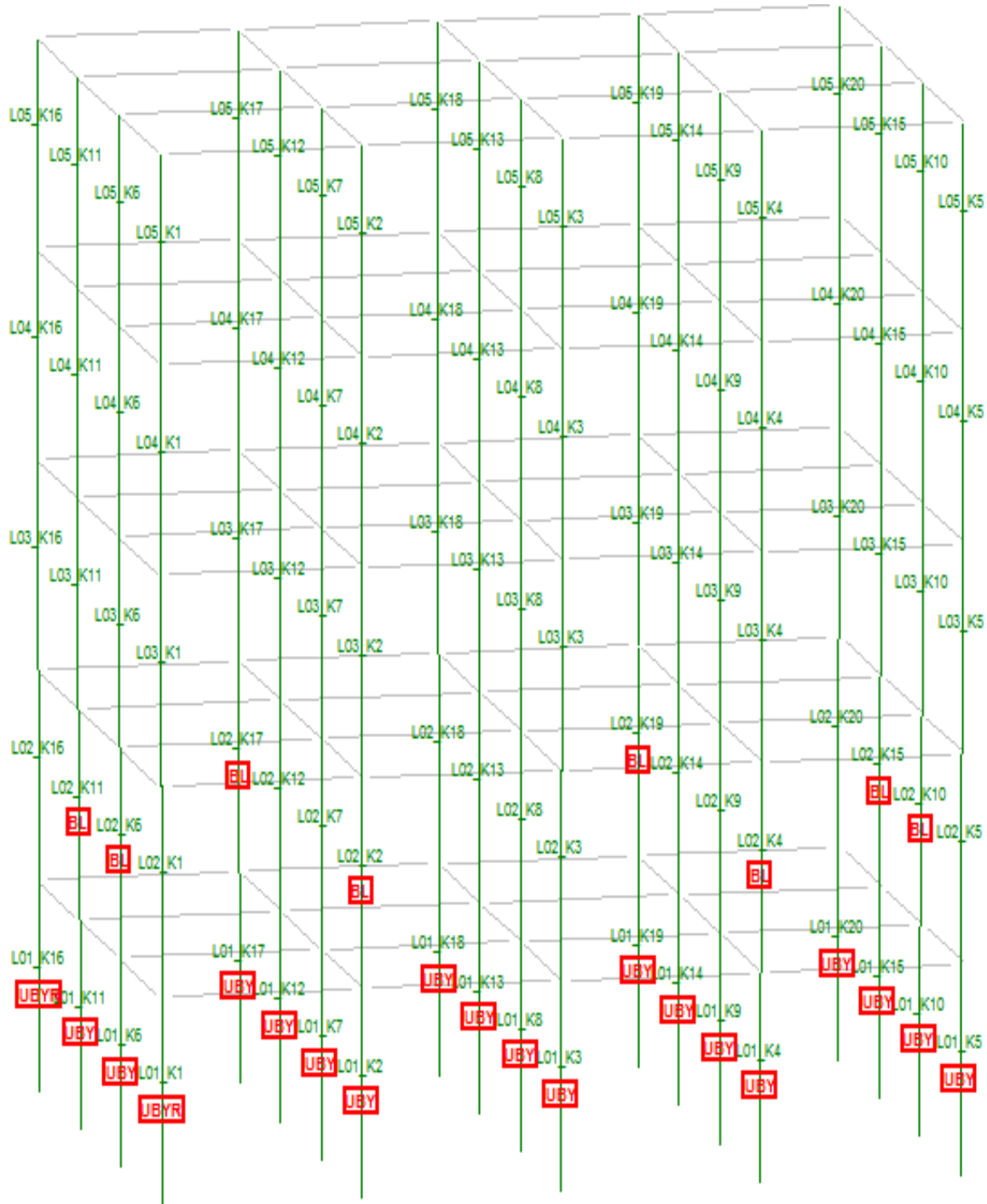


Σχήμα 4.58 – Τιμές πλαστικών στροφών του 1<sup>ου</sup> ορόφου για σεισμό 0.39

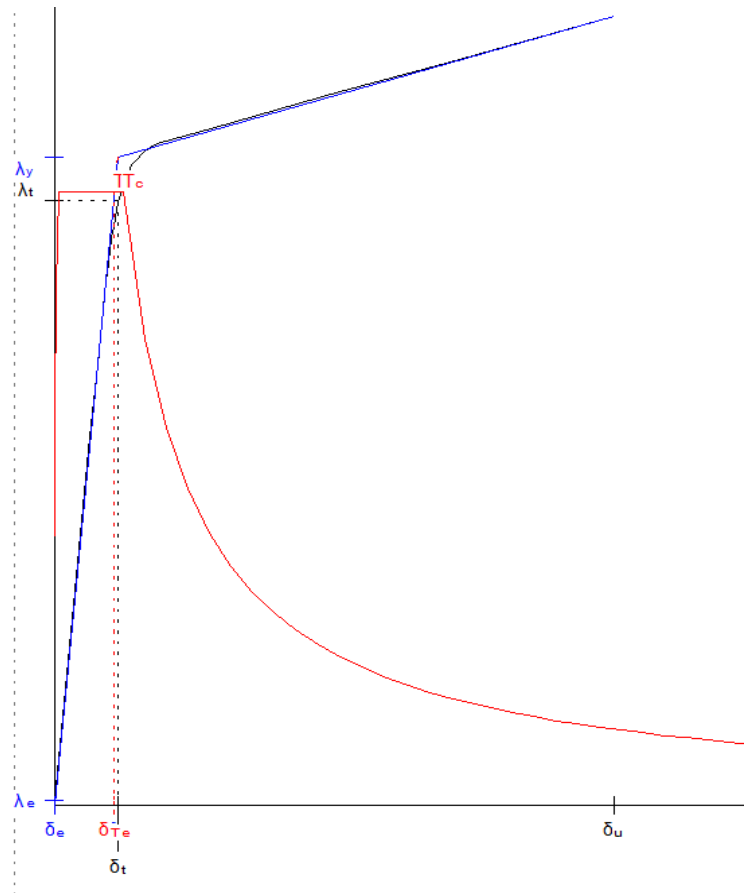
Ανεπάρκειες										
<b>Μέλος:</b> L01_K1	Ύψος=3.00[m]	Υψ.δοκού=0.50[m]	Διατομή: C35X35	35x35[cm]	$\nu_s=0.7\%$	Υλικό: B180,St_I				
Κάμψη :	$\rho=1.03\%$					4Φ20(12.6cm <sup>2</sup> )				
Διάτμηση/Στρέψη :	$\tau_{se}=448.9$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{se,lim}=3308.7$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$n_y=2$ $n_z=2$			Φ8/28.0(1.8cm <sup>2</sup> /m)				
Περίσφιξη :	Μήκος=80.0[cm]	$\alpha=0.14$	$\omega_{wd,se}=17.5\%$		$\omega_{wd,se,lim}=10.0\%$	Φ8/10.0(5.0cm <sup>2</sup> /m)				
Λυγισμός :	Ισοδύναμο μήκος :	$l_0=14.15$ [m]	$l_0=14.15$ [m]							
Απόστ. Φορ	N	$M_y$	$M_z$	$V_y$	$V_z$	T	$A_{s1}$	$a_{sw_y}$	$a_{sw_z}$	$a_{sw_t}$
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> /m]	[cm <sup>2</sup> /m]	[cm <sup>2</sup> /m]
0.0 FOX+	-8.66	-3.37	62.58	-39.11	3.52	0.00	17.7	2.9	0.3	0.0
3.0 FOX+	0.53	7.20	-54.06	-38.66	3.52	0.00	15.4	2.9	0.3	0.0
Παρατηρήσεις :										
Ανεπάρκεια σε Αντοχή										
Ανεπάρκεια σε κάμψη.										
Ανεπάρκεια σε Διάτμηση κατά τη διεύθυνση y										
Ανεπάρκεια σε πλαστική στροφή.										
<b>Μέλος:</b> L01_K16	Ύψος=3.00[m]	Υψ.δοκού=0.50[m]	Διατομή: C35X35	35x35[cm]	$\nu_s=0.5\%$	Υλικό: B180,St_I				
Κάμψη :	$\rho=1.03\%$					4Φ20(12.6cm <sup>2</sup> )				
Διάτμηση/Στρέψη :	$\tau_{se}=445.9$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{se,lim}=3308.7$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$n_y=2$ $n_z=2$			Φ8/28.0(1.8cm <sup>2</sup> /m)				
Περίσφιξη :	Μήκος=80.0[cm]	$\alpha=0.14$	$\omega_{wd,se}=17.5\%$		$\omega_{wd,se,lim}=10.0\%$	Φ8/10.0(5.0cm <sup>2</sup> /m)				
Λυγισμός :	Ισοδύναμο μήκος :	$l_0=14.15$ [m]	$l_0=14.15$ [m]							
Απόστ. Φορ	N	$M_y$	$M_z$	$V_y$	$V_z$	T	$A_{s1}$	$a_{sw_y}$	$a_{sw_z}$	$a_{sw_t}$
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> /m]	[cm <sup>2</sup> /m]	[cm <sup>2</sup> /m]
0.0 FOX+	-6.08	3.36	62.55	-39.01	-3.42	0.00	17.7	2.9	0.3	0.0
3.0 FOX+	3.11	-6.90	-53.81	-38.56	-3.42	0.00	15.4	2.9	0.3	0.0
Παρατηρήσεις :										
Ανεπάρκεια σε Αντοχή										
Ανεπάρκεια σε κάμψη.										
Ανεπάρκεια σε Διάτμηση κατά τη διεύθυνση y										
Ανεπάρκεια σε πλαστική στροφή.										

Σχήμα 4.59 – Αποτελέσματα ελέγχου υποστυλωμάτων K1, K16.

Τα δύο γωνιακά υποστυλώματα K1 και K16 παρουσιάζουν μεγάλη τιμή πλαστικής στροφής στα άνω άκρα τους, γεγονός το οποίο οφείλεται στο ότι εφελκύνονται (Σχήμα 4.59). Για το λόγο αυτό, τα υποστυλώματα αυτά θα πρέπει να ενισχυθούν.



**Σχήμα 4.60** – Ανεπάρκειες υποστυλωμάτων του φορέα μετά την ανάλυση Pushover για σεισμό 0.39



$T_c = 0.6000$	$\delta_e = 0.0001$	$\lambda_e = 0.0010$
$T_i = 0.4727$	$\delta_{iy} = 0.0169$	$\lambda_{iy} = 0.1513$
$T_e = 0.5581$	$\delta_{Te} = 0.0160$	
	$\delta_t = 0.0171$	$\lambda_t = 0.1412$
	$\delta_u = 0.1500$	$\lambda_u = 0.1843$

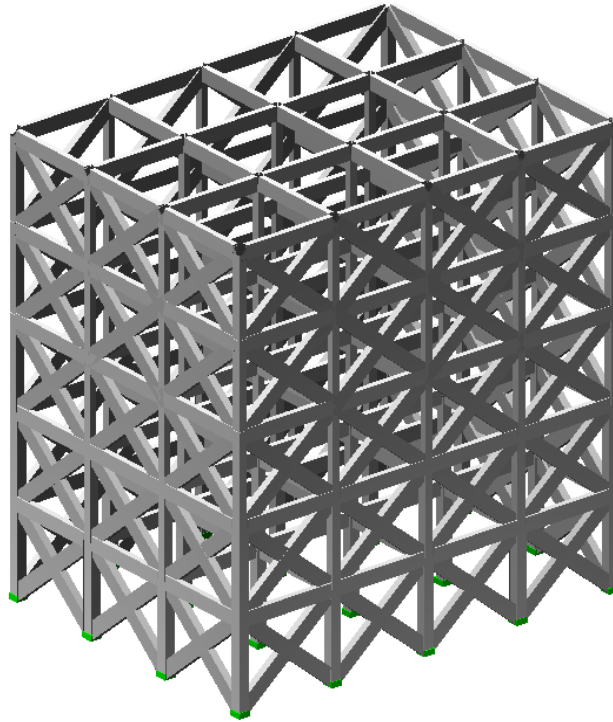
**Σχήμα 4.61** – Καμπύλη Pushover για σεισμό 0.39 και χαρακτηριστικές τιμές της

Στο Σχήμα 4.61, απεικονίζεται το διάγραμμα  $\rightarrow$  συντελεστή φορτίου  $\lambda$  – μετακινήσεων  $\delta$ , που προέκυψε από την ανάλυση για σεισμό όπου αστοχεί οριακά το πρώτο υποστύλωμα της κατασκευής (σεισμός έντασης 0.39). Παρατηρούμε ότι:

*Μετακίνηση διαρροής* ,  $\delta_y = 0.0169$  m

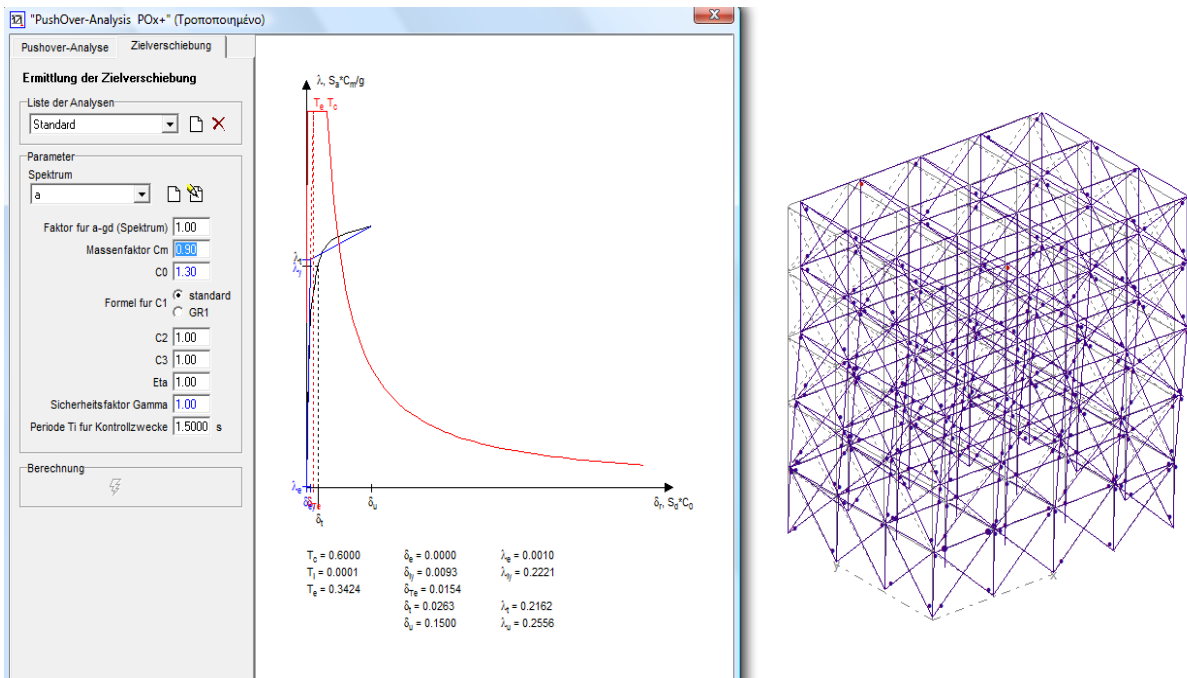
*Μετακίνηση αστοχίας* ,  $\delta_t' = 0.0171$  m < *Μετακίνηση στόχος* ,  $\delta_t = 0.0440$  m

#### 4.4.3 Ανάλυση φορέα με τοιχοπληρώσεις σε όλα τα εξωτερικά φαντώματα

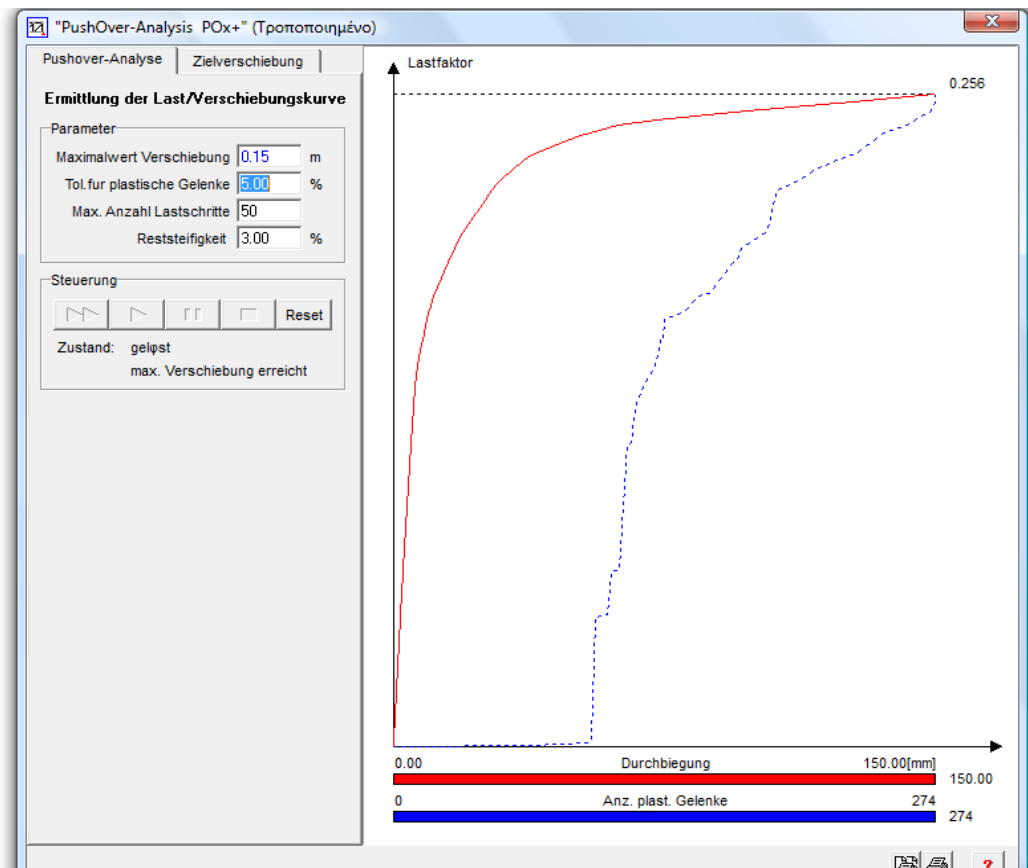


**Σχήμα 4.62** – Απεικόνιση προσομοιώματος του εξεταζόμενου κτιρίου με εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φαντώματα

Στα παρακάτω σχήματα απεικονίζεται η καμπύλη που προέκυψε από τη στατική ανελαστική ανάλυση, η παραμόρφωση του τοιχοπληρωμένου φορέα, οι πλαστικές αρθρώσεις αυτού και οι στροφές αρθρώσεων σε δοκούς και υποστυλώματα.

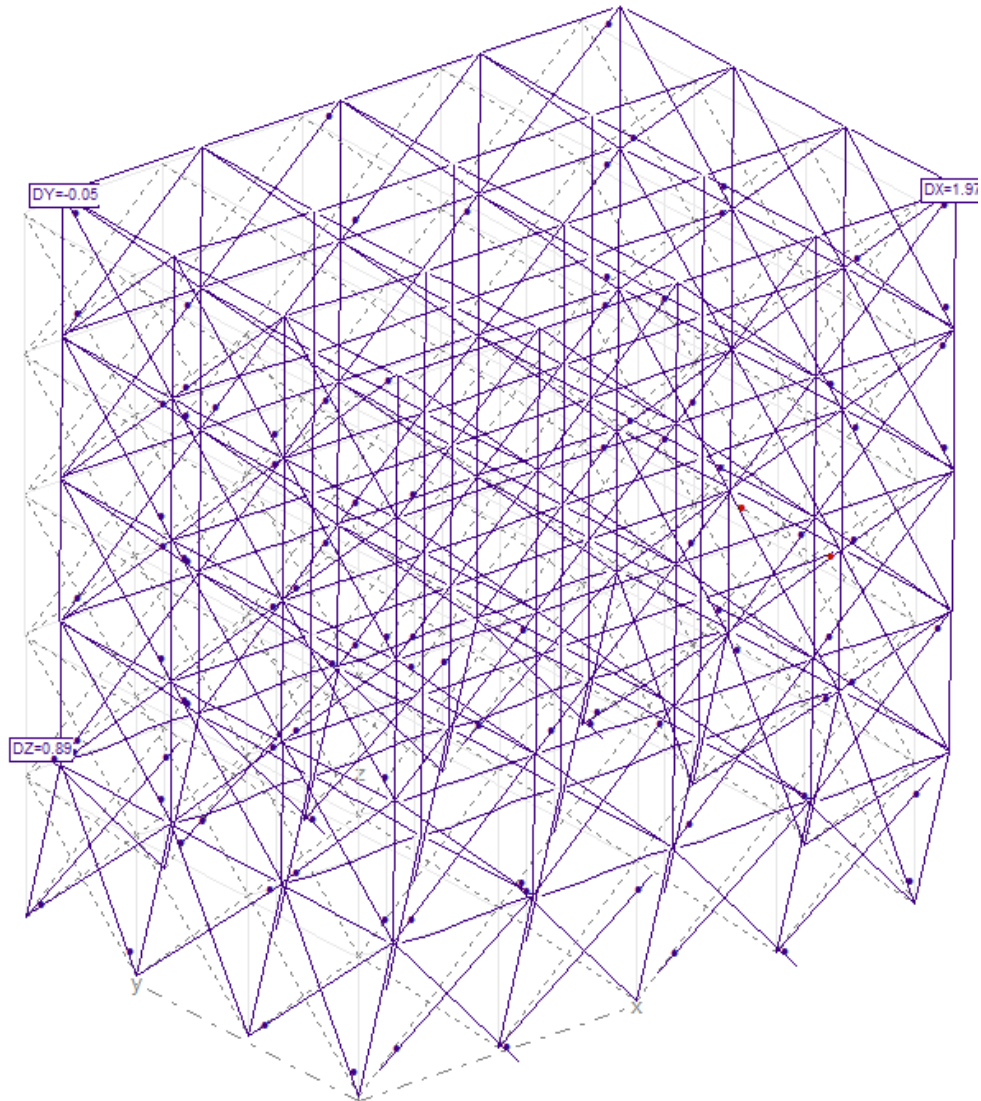


Σχήμα 4.63 – Pushover Analysis POx+ . Καμπύλη και αντίστοιχη παραμόρφωση του τοιχοπληρωμένου φορέα.

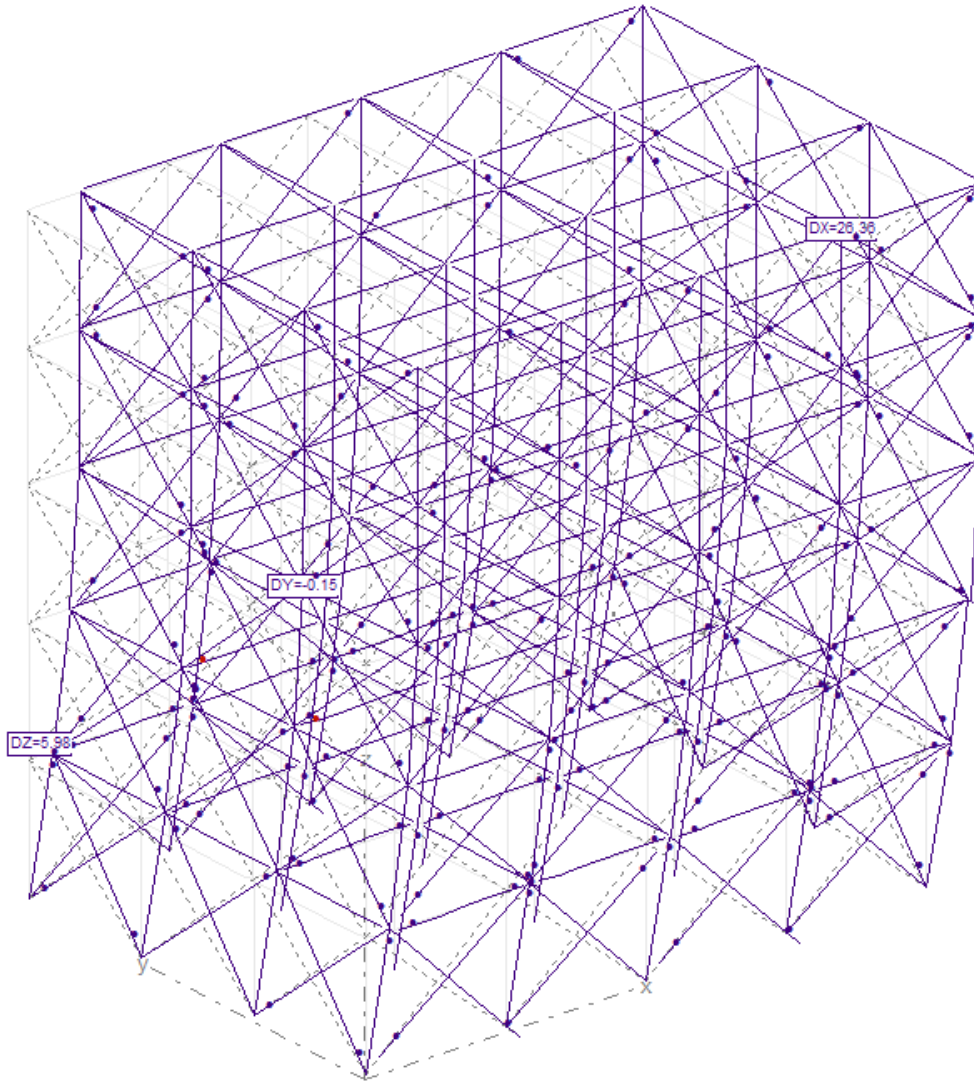


Σχήμα 4.64 – Καμπύλη Pushover, Καμπύλη πλαστικών αρθρώσεων

Στο Σχήμα 4.65, φαίνονται με κόκκινα σημεία οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις του φορέα, οι οποίες δημιουργήθηκαν κατά τη σταδιακά αυξανόμενη πλευρική ώθηση. Στο δεύτερο βήμα της ανάλυσης δημιουργήθηκαν οι πρώτες 100 πλαστικές αρθρώσεις, όπου παρουσιάστηκαν στην πλειοψηφία των τοίχων αλλά και στα άκρα πολλών υποστυλωμάτων.

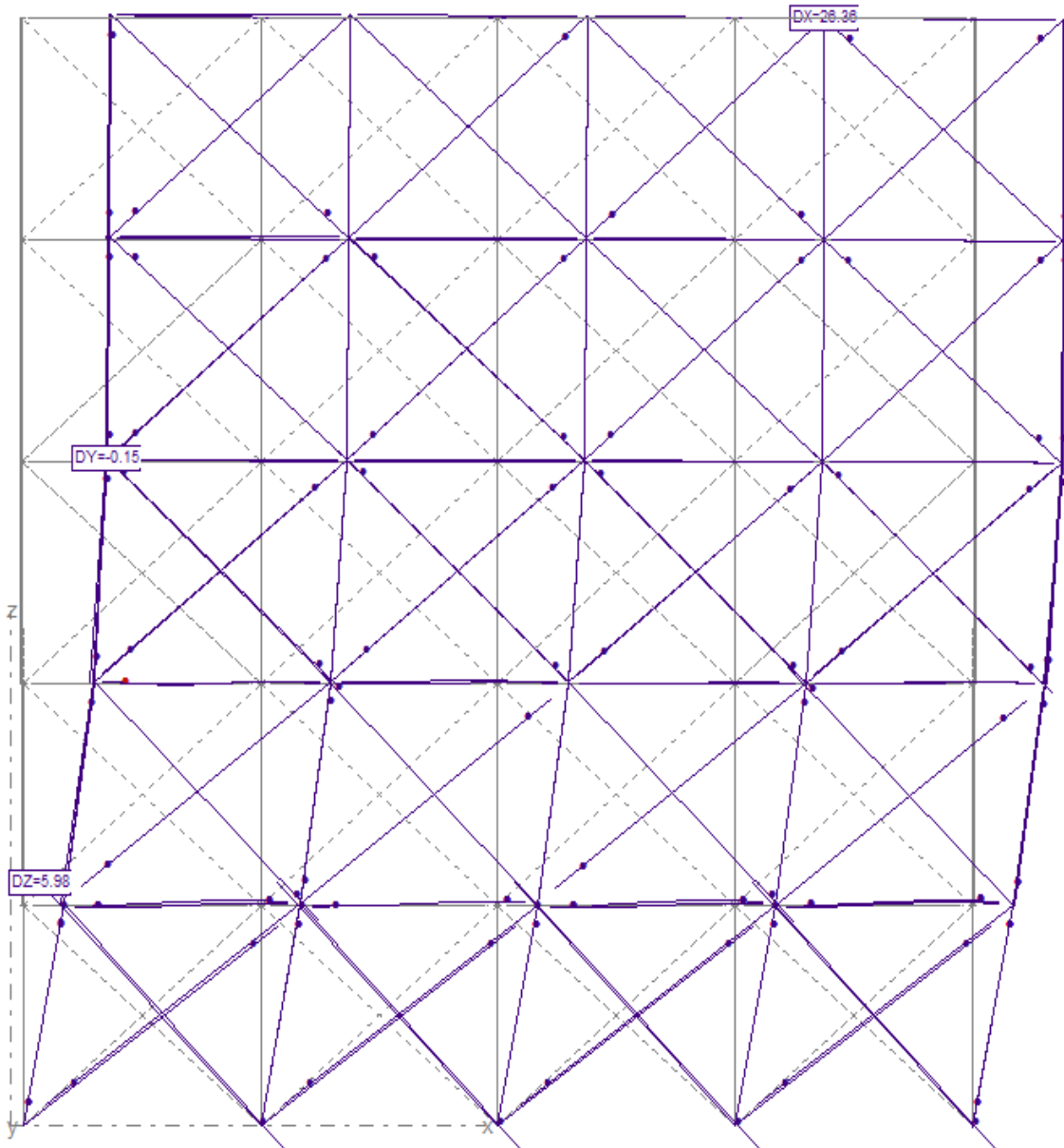


**Σχήμα 4.65** – Δημιουργία πρώτων πλαστικών αρθρώσεων



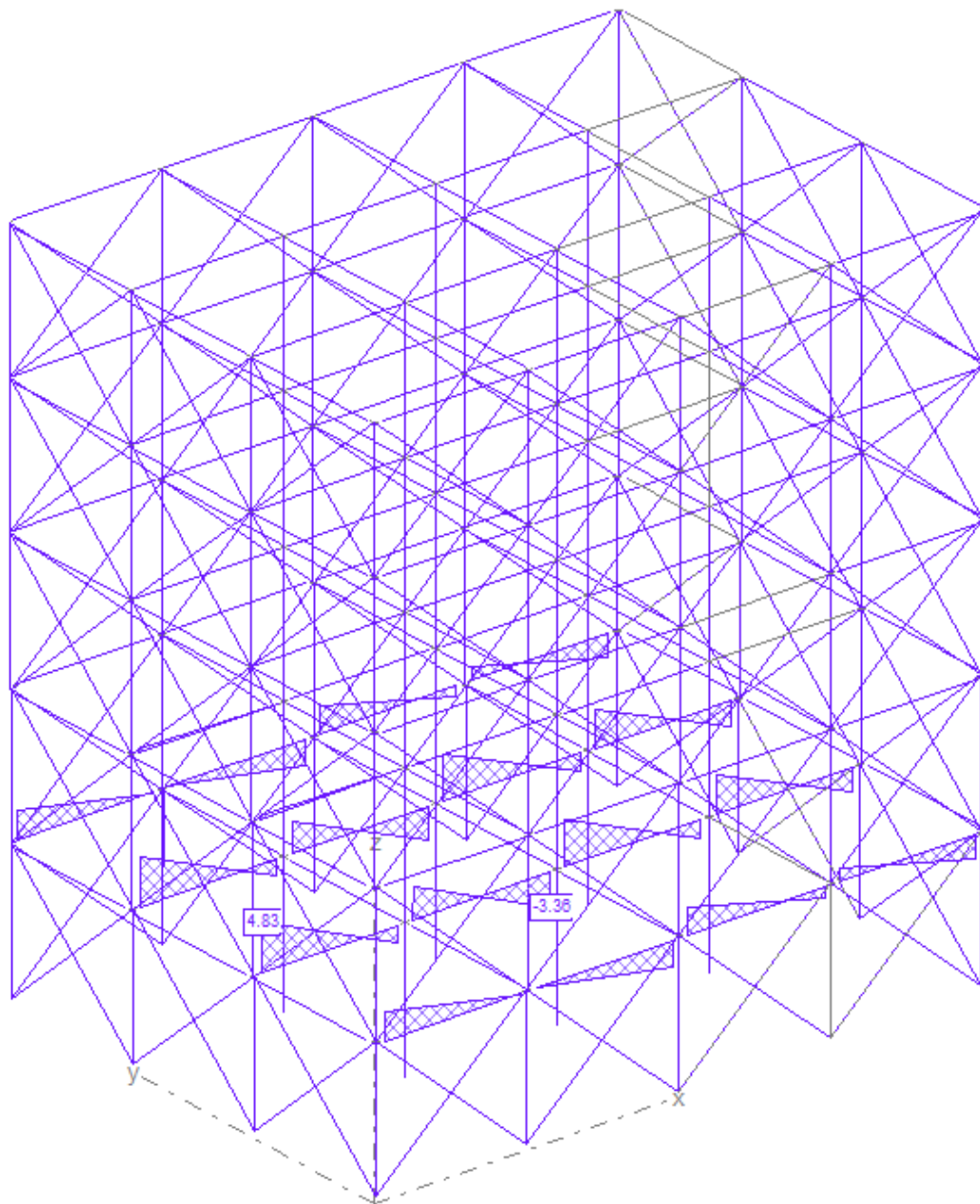
**Σχήμα 4.66** – Απεικόνιση συνολικών πλαστικών αρθρώσεων (192) και μετατοπίσεων στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης



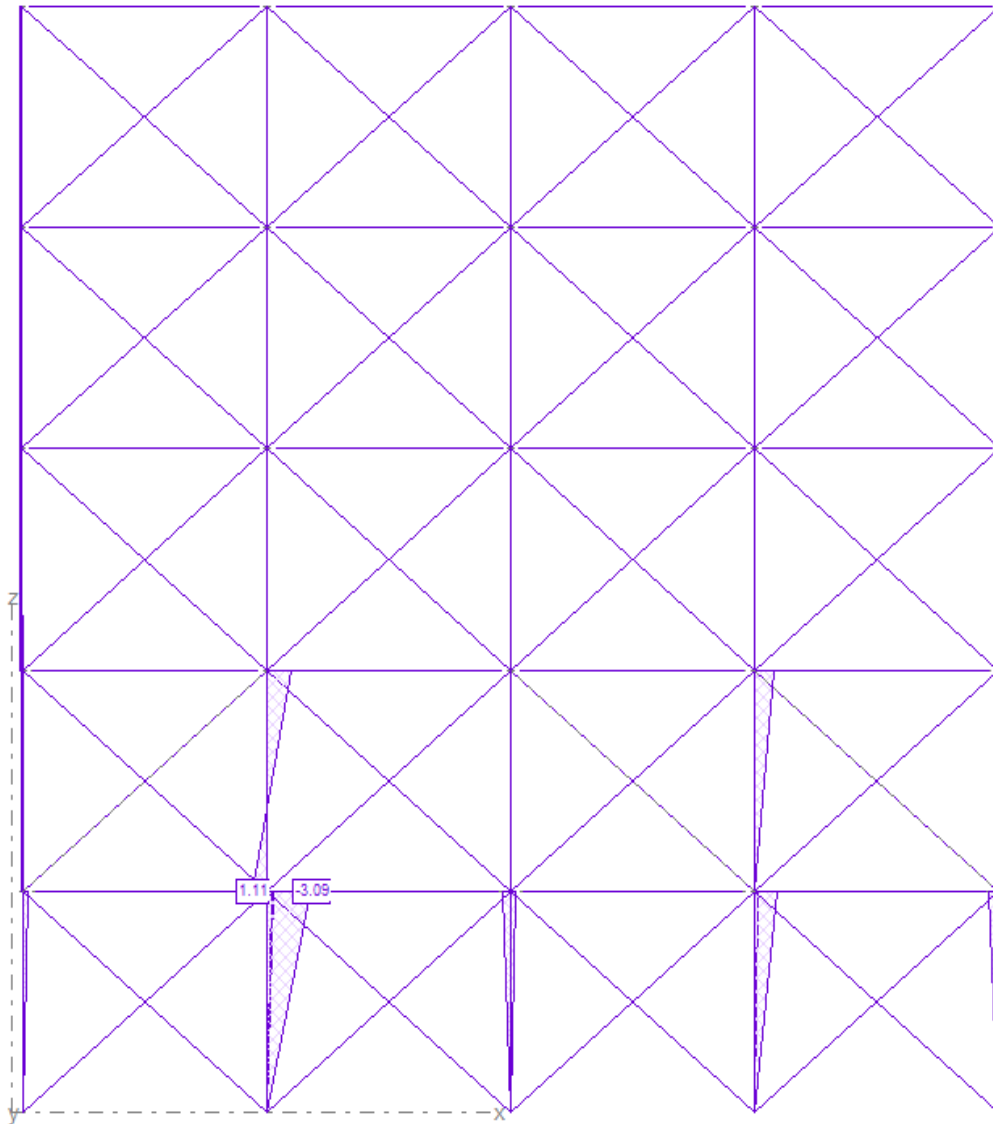


**Σχήμα 4.67** – Παραμόρφωση του φορέα κατά τη διεύθυνση x

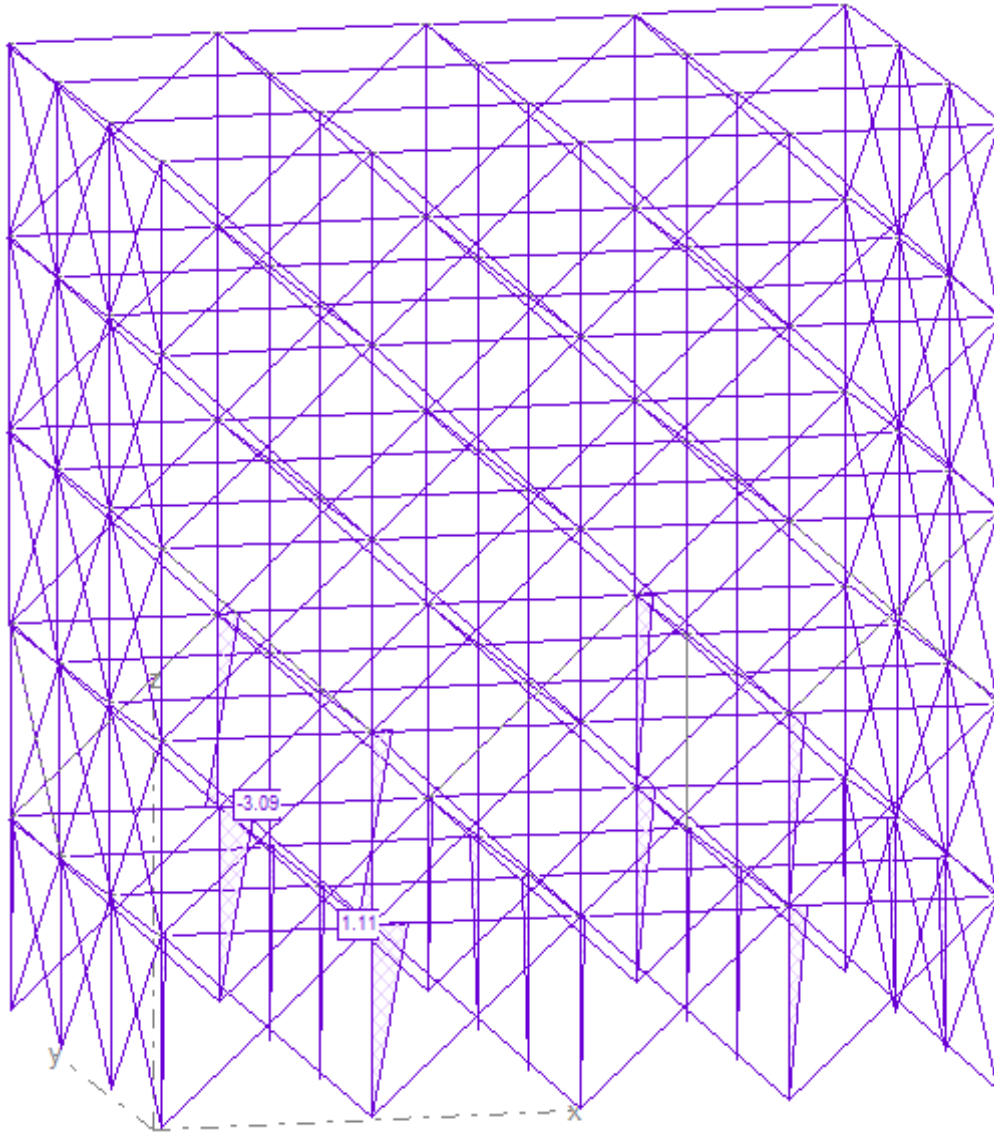
Στο παραπάνω σχήμα παρατηρούμε ότι παραμόρφωση του φορέα είναι ομοιόμορφη καθ' ύψος. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.66, η πλειονότητα των πλαστικών αρθρώσεων εμφανίζεται στους τοίχους.



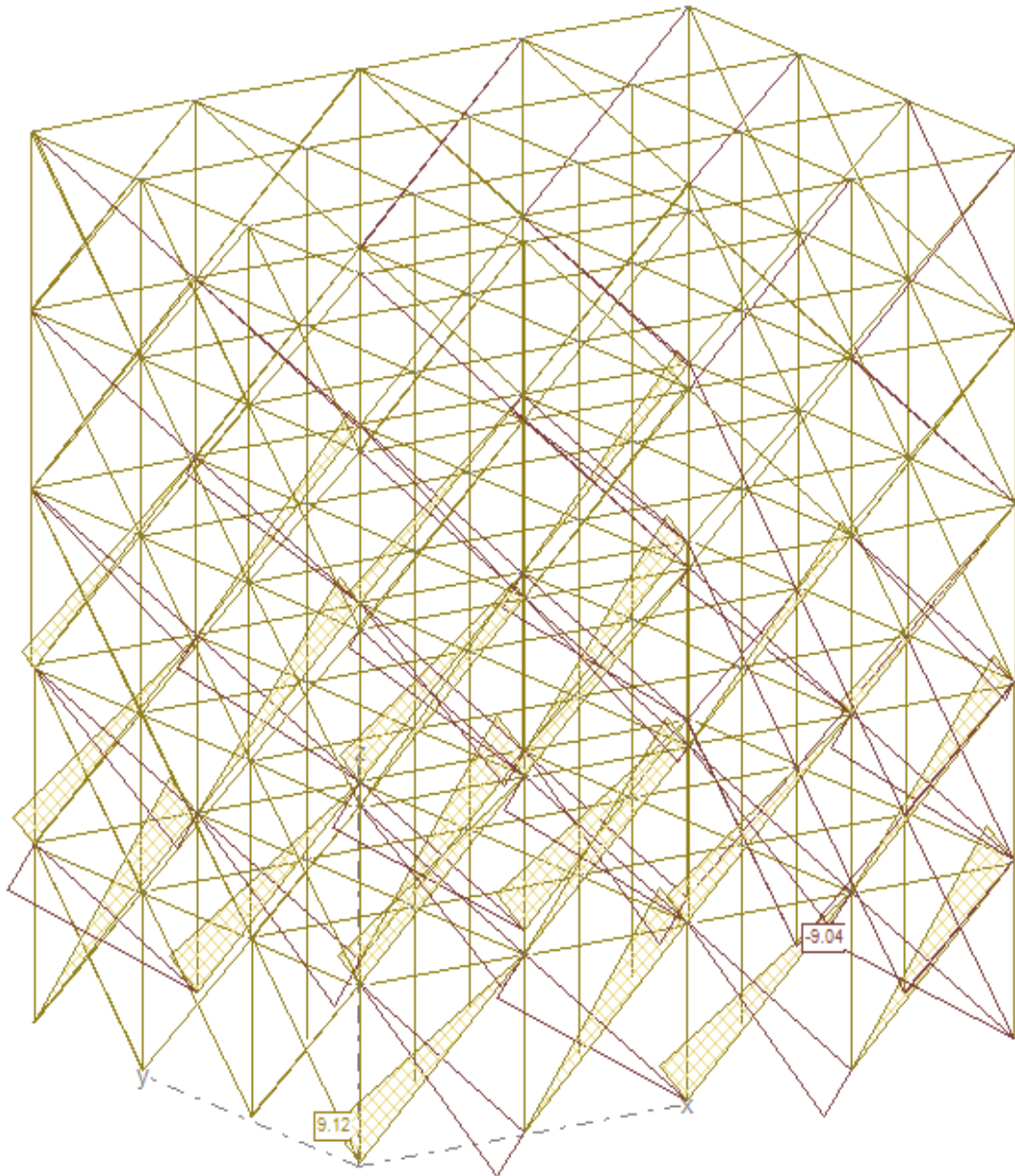
Σχήμα 4.68 – Στροφές αρθρώσεων κατά  $y$



**Σχήμα 4.69** – Στροφές αρθρώσεων κατά z

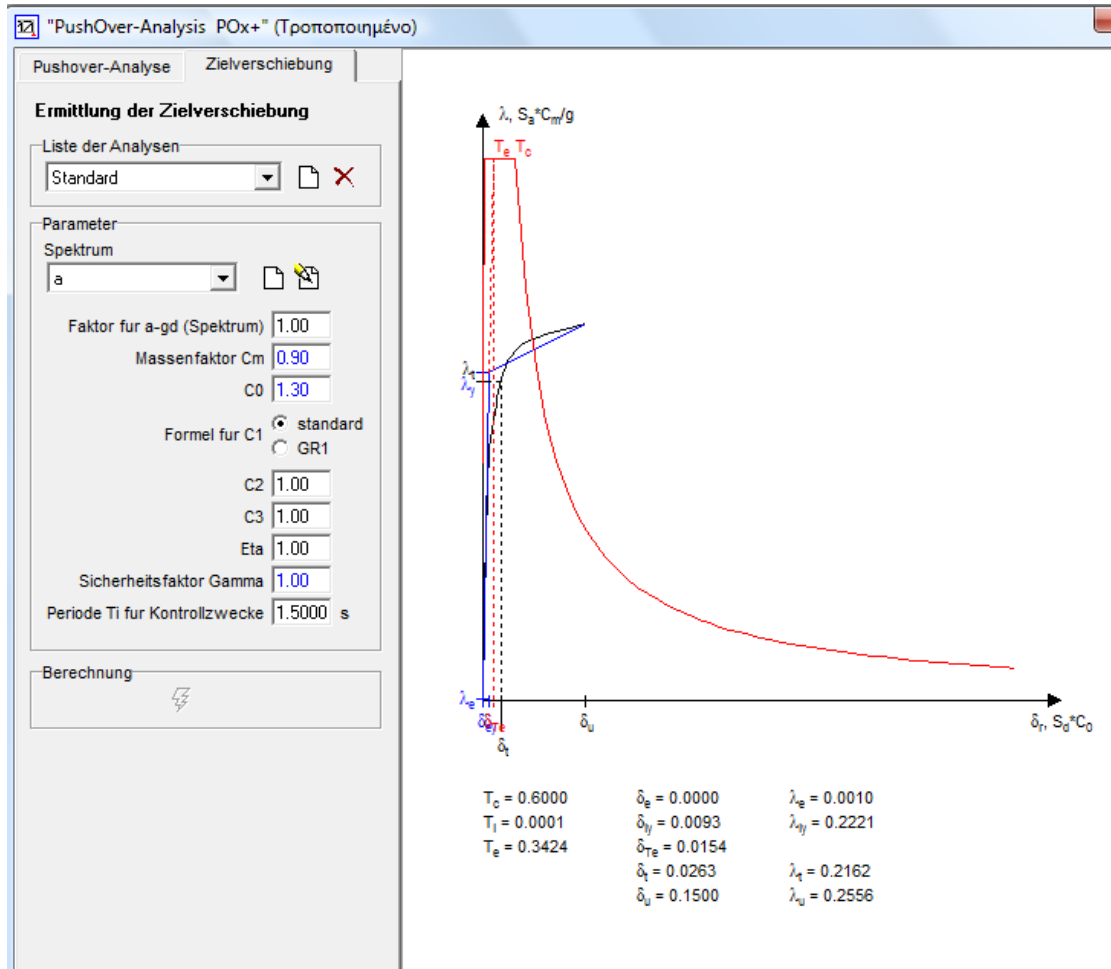


**Σχήμα 4.70** – Τρισδιάστατη παρουσίαση στροφών αρθρώσεων κατά z

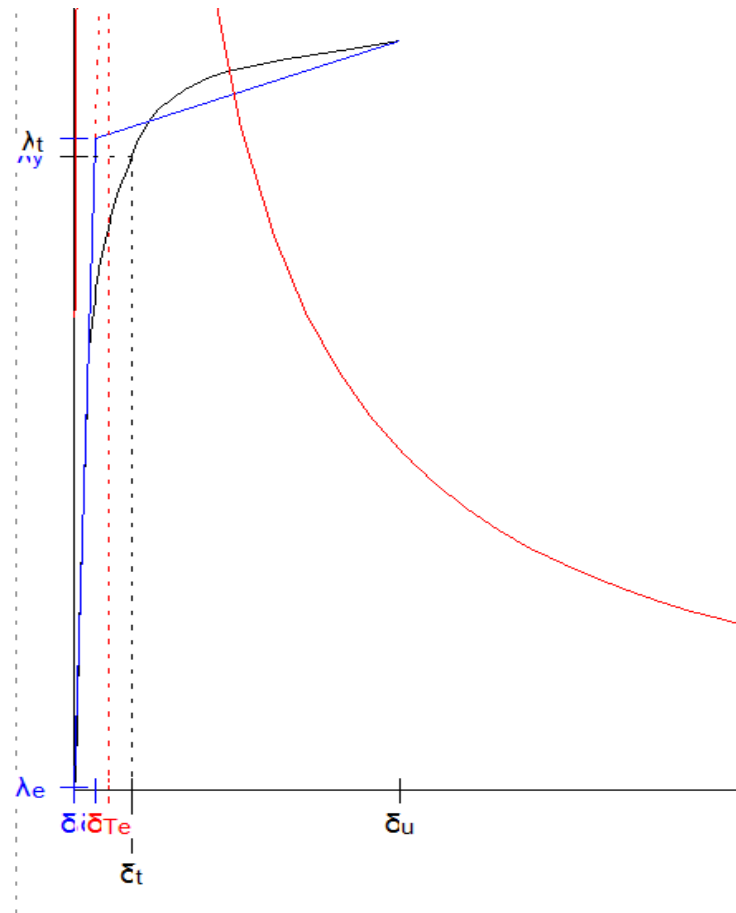


**Σχήμα 4.71** – Τρισδιάστατη παρουσίαση μετατοπίσεων κατά  $x$

Στο σχήμα που ακολουθεί (Σχήμα 4.72 ) απεικονίζεται η καμπύλη Pushover του τοιχοπληρωμένου φορέα για τον μέγιστο σεισμό σχεδιασμού έντασης 1.00.



Σχήμα 4.72 –Καμπύλη Pushover και διάγραμμα φάσματος για σεισμό σχεδιασμού 1.00



$T_c = 0.6000$	$\delta_e = 0.0000$	$\lambda_e = 0.0010$
$T_i = 0.0001$	$\delta_{iy} = 0.0093$	$\lambda_{iy} = 0.2221$
$T_e = 0.3424$	$\delta_{Te} = 0.0154$	
	$\delta_t = 0.0263$	$\lambda_t = 0.2162$
	$\delta_u = 0.1500$	$\lambda_u = 0.2556$

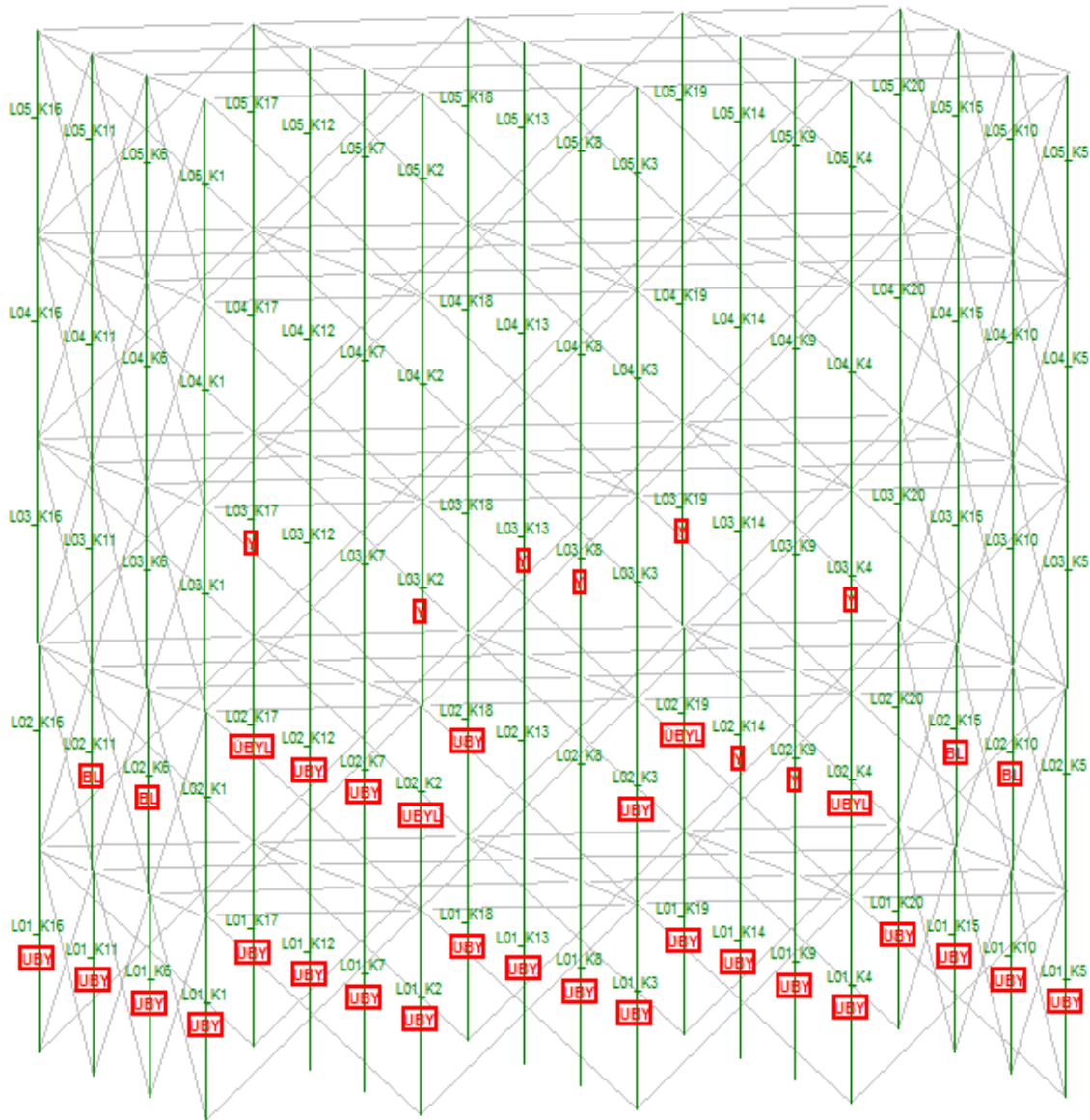
**Σχήμα 4.73** – Καμπύλη Pushover για σεισμό σχεδιασμού και χαρακτηριστικές τιμές της

Στο Σχήμα 4.73, απεικονίζεται το διάγραμμα  $\rightarrow$  συντελεστή φορτίου  $\lambda$  – μετακινήσεων  $\delta$ , που προέκυψε από την ανάλυση για σεισμό σχεδιασμού 1.00. Παρατηρούμε ότι :

*Μετακίνηση στόχος* ,  $\delta_t = 0.0263$  m

*Μετακίνηση διαρροής* ,  $\delta_y = 0.0093$  m.

Όπως παρατηρούμε παρακάτω, για σεισμό που ισούται με το 100% του σεισμού σχεδιασμού, ο φορέας δεν παρουσιάζει ανεπάρκεια σε πλαστική στροφή.

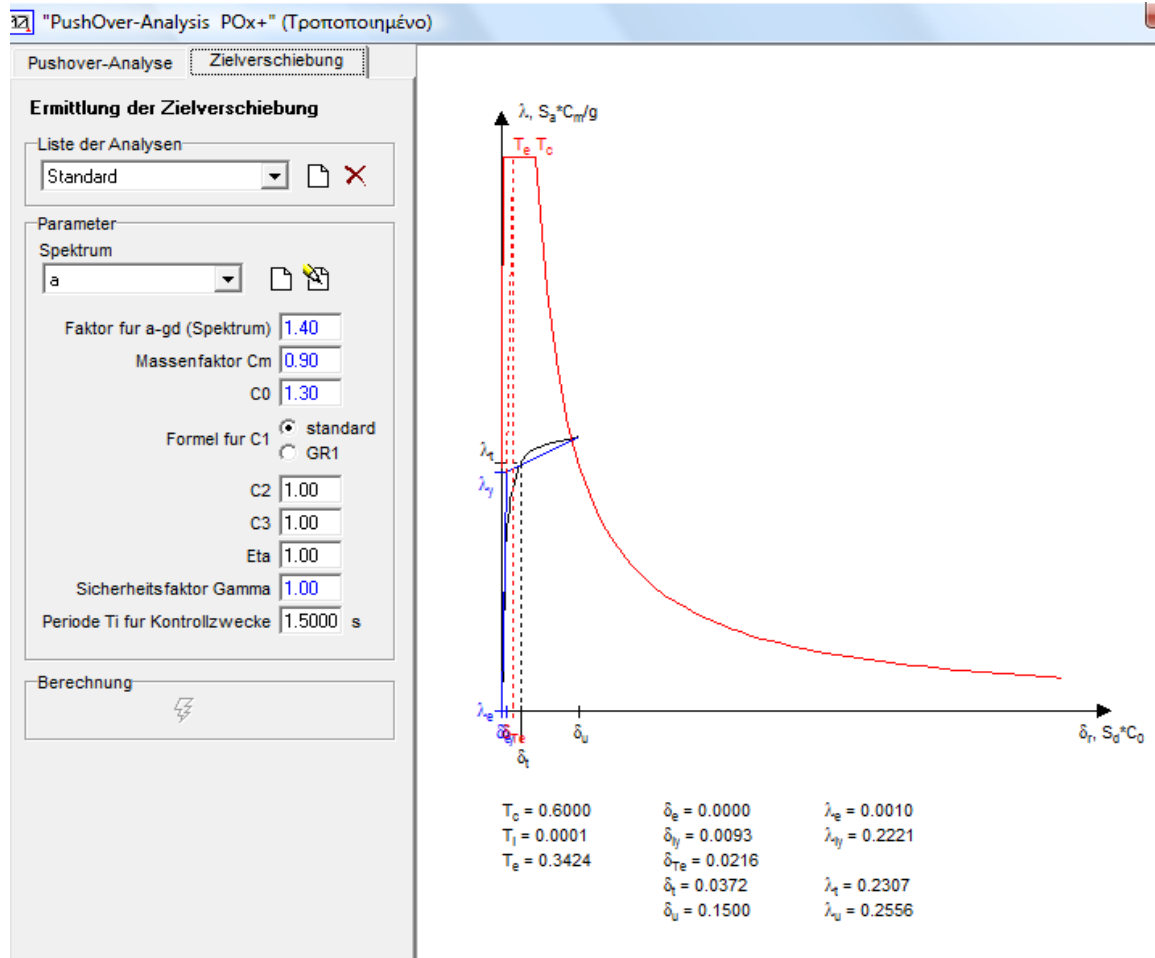


Σχήμα 4.74 – Διαγράμματα και τιμές πλαστικών στροφών του 1<sup>ου</sup> ορόφου του φορέα

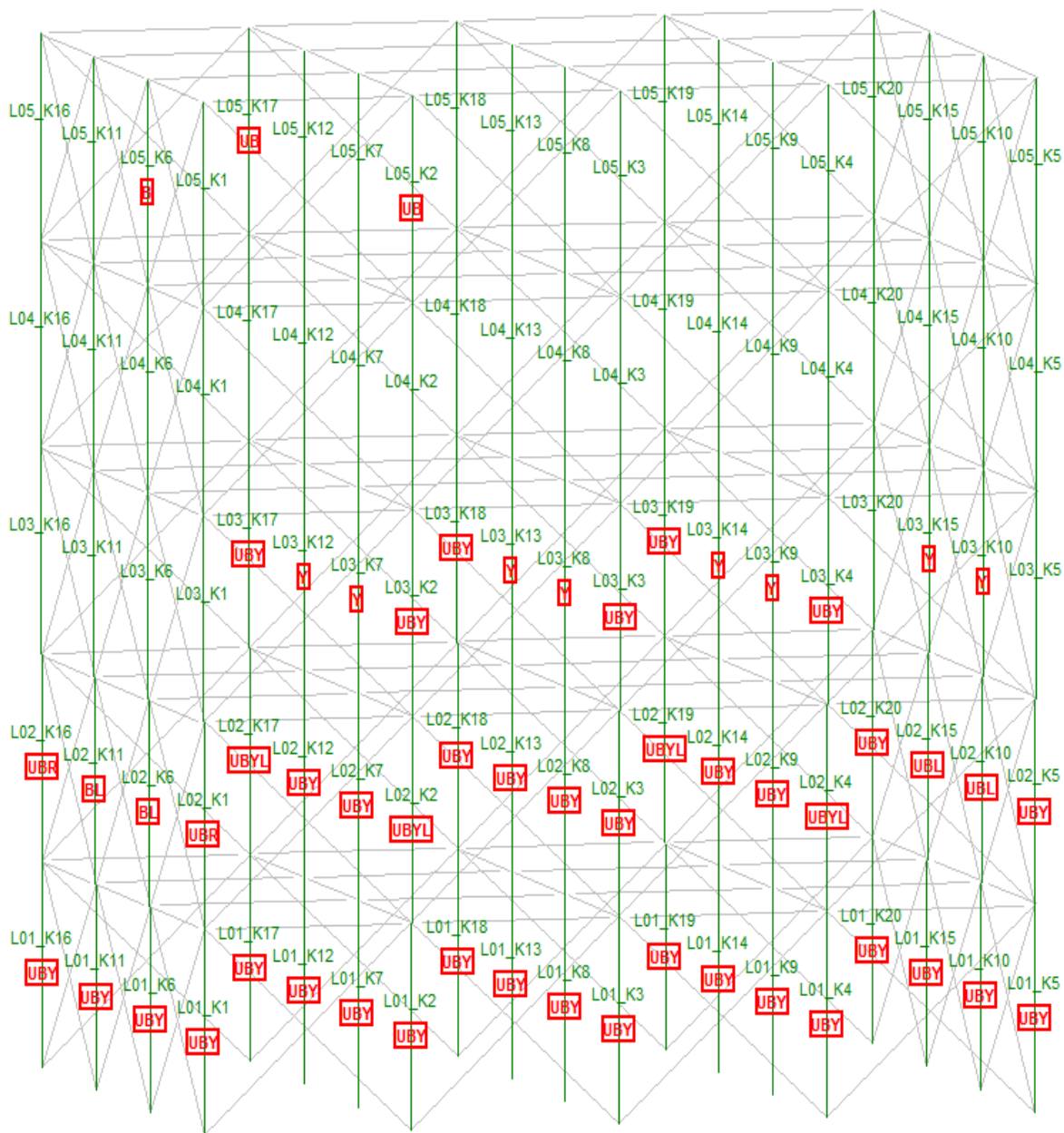
Όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 4.74, οι ανεπάρκειες στον φορέα με τοίχους πληρώσεως για σεισμό σχεδιασμού 1.00, συγκεντρώνονται στους τρεις πρώτους ορόφους. Συγκεκριμένα βλέπουμε ότι όλα τα υποστυλώματα του 1<sup>ου</sup> ορόφου ανεπαρκούν σε αντοχή, κάμψη και διάτμηση κατά τη διεύθυνση y. Στον 2<sup>ο</sup> όροφο οι ανεπάρκειες είναι λιγότερες, ενώ στο 3<sup>ο</sup> μόλις 6 υποστυλώματα ανεπαρκούν σε διάτμηση κατά y.



Αφού λοιπόν καταλήξαμε στο ότι ο φορέας αντέχει στον σεισμό σχεδιασμού, γίνεται έλεγχος της συμπεριφοράς του και για σεισμούς μεγαλύτερης έντασης από εκείνη του σεισμού σχεδιασμού, ώστε να βρούμε τη μετακίνηση αστοχίας του. Έπειτα από αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, διαπιστώθηκε ότι για σεισμό έντασης 1.40 ο φορέας παρουσιάζει οριακή ανεπάρκεια σε πλαστική στροφή.

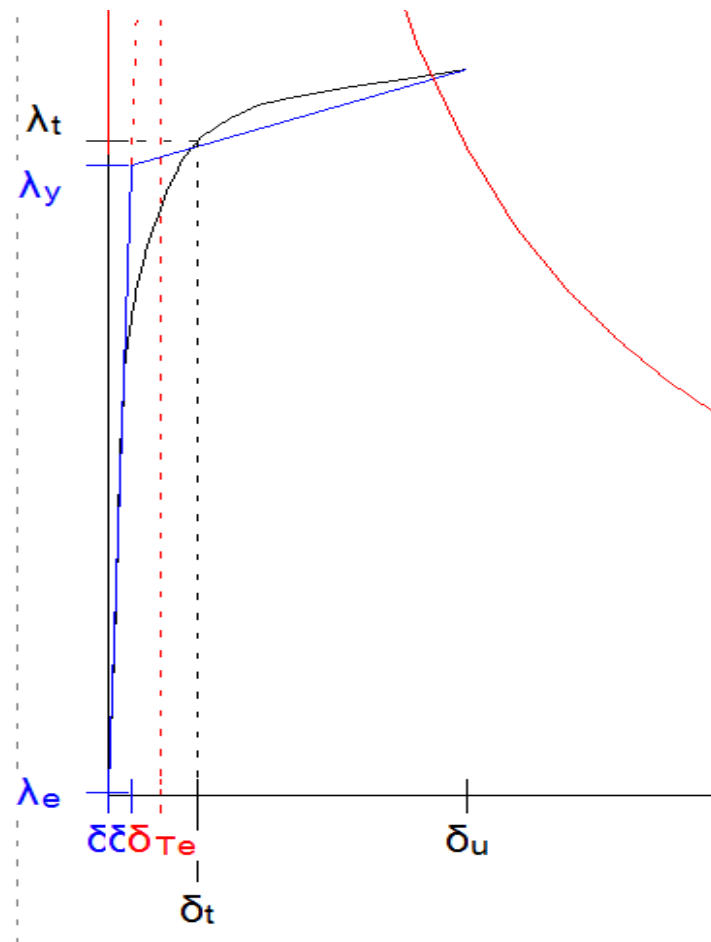


Σχήμα 4.75 – Καμπύλη Pushover για σεισμό έντασης 1.40 και διάγραμμα φάσματος



Σχήμα 4.76 – Απεικόνιση ανεπαρκειών του φορέα με τοιχοπληρώσεις για σεισμό 1.40

Για σεισμό που αντιστοιχεί στο 140% του σεισμού σχεδιασμού, προκύπτει οριακή ανεπάρκεια σε πλαστική στροφή στα δύο γωνιακά υποστυλώματα του 2<sup>ου</sup> ορόφου. Παρατηρούμε ότι η πλειονότητα των υποστυλωμάτων των τριών πρώτων ορόφων ανεπαρκούν σε αντοχή, κάμψη και διάτμηση κατά τη διεύθυνση  $y$ .



$T_c = 0.6000$	$\delta_e = 0.0000$	$\lambda_e = 0.0010$
$T_i = 0.0001$	$\delta_{iy} = 0.0093$	$\lambda_{iy} = 0.2221$
$T_e = 0.3424$	$\delta_{Te} = 0.0216$	
	$\delta_t = 0.0372$	$\lambda_t = 0.2307$
	$\delta_u = 0.1500$	$\lambda_u = 0.2556$

**Σχήμα 4.77** – Καμπύλη Pushover για σεισμό 1.4 και χαρακτηριστικές τιμές της

Στο Σχήμα 4.77, απεικονίζεται το διάγραμμα  $\rightarrow$  συντελεστή φορτίου  $\lambda$  – μετακινήσεων  $\delta$ , που προέκυψε από την ανάλυση για σεισμό που αντιστοιχεί στο 140% του σεισμού σχεδιασμού.

Μετακίνηση διαρροής,  $\delta_y = 0.0093$  m

Μετακίνηση αστοχίας,  $\delta_t' = 0.0372$  m > Μετακίνηση στόχος,  $\delta_t = 0.0263$  m

#### **4.5 Αποτελέσματα**

Με στόχο τη διερεύνηση της συμπεριφοράς του εξεταζόμενου υφισταμένου κτιρίου ωπλισμένου σκυροδέματος έναντι σεισμικών δράσεων και την εκτίμηση της πραγματικής του αντοχής, στην προηγούμενη ενότητα πραγματοποιήθηκαν στατικές ανελαστικές αναλύσεις (pushover) τόσο για τον γυμνό φορέα όσο και για δύο περιπτώσεις διατάξεων περιμετρικών τοιχοπληρώσεων. Στην ενότητα αυτή, προσδιορίζονται σε κάθε περίπτωση οι κρίσιμες παράμετροι συμπεριφοράς του φορέα όπως, η πλαστιμότητα και η υπεραντοχή του.

##### ➤ Παράμετροι συμπεριφοράς γυμνού φορέα

##### *Απαιτούμενη Πλαστιμότητα*

$$\mu_{\text{απαιτ}} = \delta_t / \delta_y \rightarrow \mu_{\text{απαιτ}} = \delta_{1.00} / \delta_y \rightarrow \mu_{\text{απαιτ}} = 0.0790 / 0.0308 \rightarrow \mu_{\text{απαιτ}} = 2.56$$

##### *Διατιθέμενη Πλαστιμότητα*

$$\mu = \delta_t / \delta_y \rightarrow \mu = \delta_{0.62} / \delta_y \rightarrow \mu = 0.0490 / 0.0308 \rightarrow \mu = 1.59$$

##### *Υπεραντοχή*

$$\Omega = \lambda_{\text{max}} / \lambda_{\text{διαρροής}} \rightarrow \Omega = 0.0948 / 0.072 \rightarrow \Omega = 1.32$$

- Παράμετροι συμπεριφοράς φορέα τύπου pilotis

***Απαιτούμενη Πλαστιμότητα***

$$\mu_{\text{απαιτ}} = \delta_t / \delta_y \rightarrow \mu_{\text{απαιτ}} = \delta_{1.00} / \delta_y \rightarrow \mu_{\text{απαιτ}} = 0.0440 / 0.0169 \rightarrow \mu_{\text{απαιτ}} = 2.60$$

***Διατιθέμενη Πλαστιμότητα***

$$\mu = \delta_t / \delta_y \rightarrow \mu = \delta_{0.41} / \delta_y \rightarrow \mu = 0.0171 / 0.0169 \rightarrow \mu = 1.01$$

***Υπεραντοχή***

$$\Omega = \lambda_{\text{max}} / \lambda_{\text{διαρροής}} \rightarrow \Omega = 0.1843 / 0.072 \rightarrow \Omega = 2.56$$

- Παράμετροι συμπεριφοράς πλήρως τοιχοπληρωμένου φορέα

***Απαιτούμενη Πλαστιμότητα***

$$\mu_{\text{απαιτ}} = \delta_t / \delta_y \rightarrow \mu_{\text{απαιτ}} = \delta_{1.00} / \delta_y \rightarrow \mu_{\text{απαιτ}} = 0.0263 / 0.0093 \rightarrow \mu_{\text{απαιτ}} = 2.83$$

***Διατιθέμενη Πλαστιμότητα***

$$\mu = \delta_t / \delta_y \rightarrow \mu = \delta_{1.50} / \delta_y \rightarrow \mu = 0.0372 / 0.0093 \rightarrow \mu = 4.00$$

***Υπεραντοχή***

$$\Omega = \lambda_{\text{max}} / \lambda_{\text{διαρροής}} \rightarrow \Omega = 0.2556 / 0.072 \rightarrow \Omega = 3.55$$

Τύπος φορέα	$\lambda_{\max}$	$\mu_{\text{παιτ}}$	$\mu$	$\delta_{\text{στόχος}}$ [m]	$\delta_{\text{αστοχίας}}$ [m]	$\delta_y$ [m]	$\Omega$
<b>Γυμνός φορέας</b>	0.0948	2.56	1.59	0.0790	0.0490	0.0308	1.32
<b>Φορέας με πιλοτή</b>	0.1843	2.60	1.01	0.0440	0.0171	0.0169	2.56
<b>Φορέας με πλήρη τοιχοπλήρωση</b>	0.2556	2.83	4.00	0.0263	0.0372	0.0093	3.55

**Πίνακας 4.4** – Αποτελέσματα μη γραμμικών στατικών αναλύσεων υπό αυξανόμενη ένταση

Από τις ανελαστικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για το υφιστάμενο κτίριο, προέκυψε ότι αστοχεί στο σεισμό σχεδιασμού, καθώς η αναμενόμενη μετακίνηση οροφής είναι μεγαλύτερη από τη μετακίνηση που τελικά αστόχησε το πρώτο υποστύλωμα του φορέα. Παρατηρούμε ότι περίπου δύο εκατοστά μετά τη μετακίνηση διαρροής ο φορέας αστοχεί, γι' αυτό και η διατιθέμενη πλαστιμότητά του ( $\mu$ ) είναι μικρή. Το κτίριο επίσης, διαθέτει μικρή υπεραντοχή, αφού η μέγιστη τέμνουσα βάσεως είναι μεγαλύτερη από την οριακή αντίσταση σχεδιασμού. Το φαινόμενο αυτό είναι συνήθες σε υφιστάμενα κτίρια, όπως το εξεταζόμενο. Κατά το σεισμό σχεδιασμού, παρατηρείται δημιουργία μηχανισμού τύπου μαλακού ορόφου στους τρεις ενδιάμεσους ορόφους, στα υποστυλώματα του οποίου συγκεντρώνονται οι πλαστικές αρθρώσεις. Στα πρώτα βήματα της ανάλυσης έχουν διαρρεύσει λίγα στοιχεία, κυρίως δοκοί. Στη συνέχεια η μετακίνηση αυξάνει λίγο και διαρρέουν αρκετά υποστυλώματα. Το πρώτο κύριο μέλος του γυμνού φορέα που αστοχεί, είναι ένα υποστύλωμα του 3<sup>ου</sup> ορόφου, με τη μετακίνηση να έχει αυξηθεί στα 0.0490 m. Αστοχίες προκύπτουν σε υποστυλώματα όλων των ορόφων της κατασκευής και ειδικότερα των τριών ενδιάμεσων. Συγκεκριμένα παρατηρούνται αστοχίες σε αντοχή, κάμψη και διάτμηση κατά τη διεύθυνση y.

Στην περίπτωση που ο φορέας έχει πιλοτή, η κατάσταση είναι δυσμενέστερη. Η υπεραντοχή είναι μεγαλύτερη από εκείνη του γυμνού φορέα, αλλά η μετακίνηση

αστοχίας είναι και πάλι μικρότερη από την αναμενόμενη. Η πλαστιμότητα που διαθέτει είναι πολύ μικρή, καθώς ο φορέας αστοχεί οριακά λίγο μετά τη μετακίνηση διαρροής. Στα πρώτα βήματα της ανάλυσης έχουν διαρρεύσει κυρίως τοίχοι. Η πρώτη αστοχία υποστυλώματος συμβαίνει στον 1<sup>ο</sup> όροφο με μετακίνηση 0.0171 m. Στη συνέχεια, διαρρέουν όλα τα υποστυλώματα και οι δοκοί του 1<sup>ου</sup> ορόφου, καθώς και μερικές εσωτερικές δοκοί του 2<sup>ου</sup>. Χαρακτηριστικός είναι ο σχηματισμός μαλακού ορόφου στον 1<sup>ο</sup> όροφο της κατασκευής, του οποίου τα υποστυλώματα παρουσιάζουν και τις περισσότερες αστοχίες.

Η κατάσταση βελτιώνεται σημαντικά στην περίπτωση που υπάρχει τοιχοποιία πλήρωσης σε όλα τα περιμετρικά φανώματα του φορέα, χωρίς ασυνέχειες καθ' ύψος. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, οι τοίχοι όταν κατανέμονται ομοιόμορφα σε μια κατασκευή, αυξάνουν την αντοχή της και η συμπεριφορά της έναντι σεισμικών δράσεων είναι ευμενής. Έτσι και στον εξεταζόμενο φορέα, η τοιχοποιία συνέβαλε στην αντοχή του έναντι των πλευρικών δυνάμεων με αποτέλεσμα να αστοχήσει για σεισμό μεγαλύτερο από τον σεισμό σχεδιασμού κατά 40%. Στα πρώτα βήματα της ανάλυσης διαρρέουν μόνο οι τοίχοι. Στη συνέχεια διαρρέουν και κάποια υποστυλώματα και δοκοί των τριών πρώτων ορόφων. Τα πρώτα στοιχεία που αστοχούν είναι δύο υποστυλώματα του 2<sup>ου</sup> ορόφου, με μετακίνηση 0.0372 m. Τέλος, ο φορέας με πλήρη τοιχοπλήρωση εμφανίζει αυξημένη υπεραντοχή, καθώς η μέγιστη τέμνουσα βάσης είναι μεγαλύτερη από την ισοδύναμη οριακή τέμνουσα σχεδιασμού.

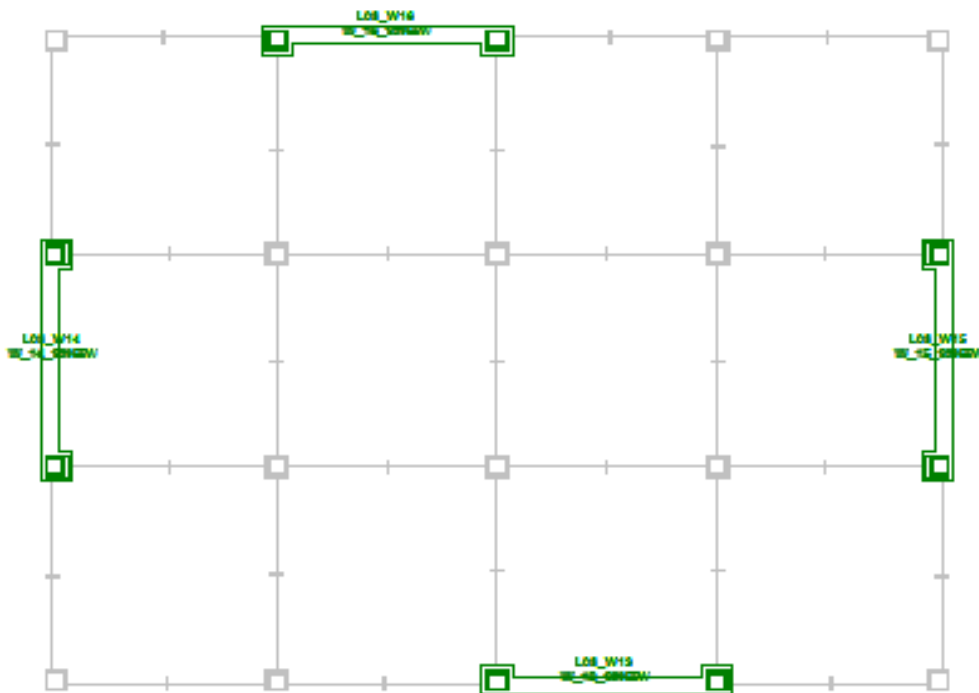
Προκύπτει λοιπόν το συμπέρασμα ότι το υφιστάμενο αυτό κτίριο που έχει σχεδιαστεί με βάση παλαιούς Κανονισμούς, αστοχεί σε ένα σεισμό έντασης ίσης με εκείνης του σεισμού σχεδιασμού. Θα πρέπει λοιπόν να κρίνουμε ανάλογα με τη χρήση του και να επέμβουμε σε αυτό. Οι τοίχοι πληρώσεως όταν είναι ομοιόμορφα κατανομημένοι καθ' ύψος της κατασκευής, επιδρούν θετικά σε αυτή καθώς λαμβάνουν ένα μεγάλο ποσοστό φορτίου και διαρρέουν πρώτοι. Αντίθετα, όταν υπάρχει ανομοιομορφία στην κατανομή τους, όπως στην προκειμένη περίπτωση η παρουσία πιλοτής, οι δυνάμεις συγκεντρώνονται στα άκρα των υποστυλωμάτων του ορόφου χωρίς τοιχοποιία με αποτέλεσμα να είναι εκείνα τα στοιχεία που αστοχούν πρώτα. Το γεγονός αυτό μπορεί να προκαλέσει κατάρρευση της κατασκευής, γι' αυτό και είναι αναγκαία η ενίσχυσή της.

## Κεφάλαιο 5: ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΚΤΙΡΙΟ

### 5.1 Τρόπος ενίσχυσης

Όπως έχει ήδη αναφερθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, είναι αρκετές οι μέθοδοι και οι τεχνικές που χρησιμοποιούνται σήμερα για την ενίσχυση μιας κατασκευής με στόχο τη βελτίωση της συμπεριφοράς της σε σεισμικά φορτία. Από αυτές που αναφέρθηκαν, στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η προσθήκη τοιχωμάτων από ωπλισμένο σκυρόδεμα εντός φαντώματος, με κατασκευή μανδύα στα ακραία υποστυλώματα.

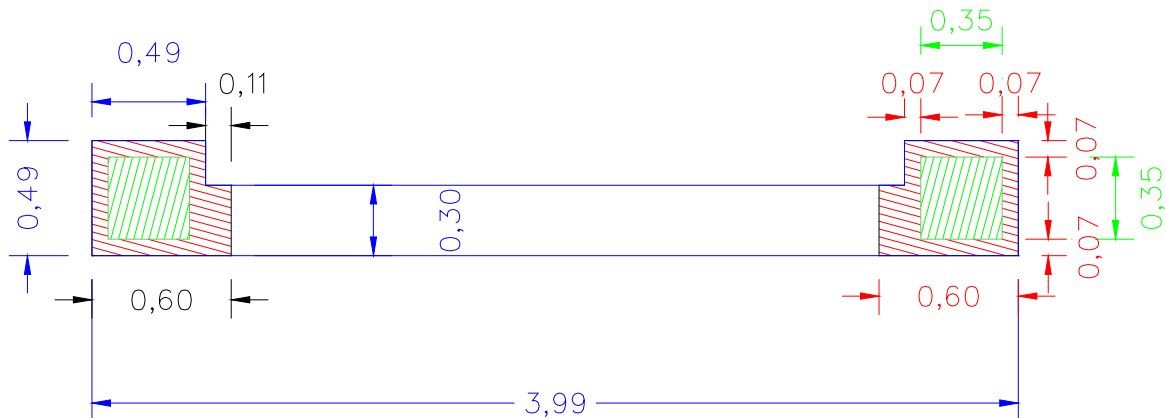
Συνολικά προστέθηκαν τέσσερα τοιχώματα σε κάθε όροφο, με διάταξη συμμετρική όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



**Σχήμα 5.1** – Διάταξη τοιχωμάτων σε κάτοψη

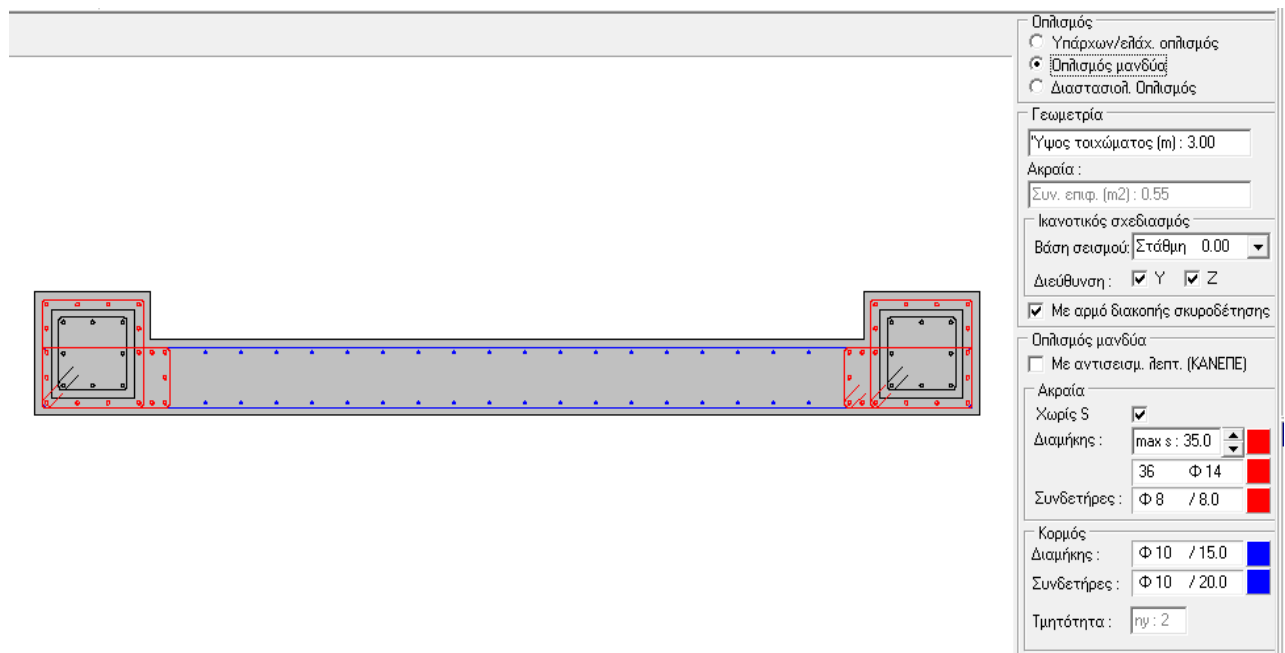


Κάθε τοίχωμα δημιουργήθηκε εντός φατνώματος μεταξύ δύο υποστυλωμάτων, με κατασκευή μανδύα σε καθένα από αυτά. Σημειώνεται ότι όλα τα τοιχώματα έχουν τις ίδιες διαστάσεις που προέκυψαν, όπως περιγράφεται παρακάτω, από τις διαστάσεις των υποστυλωμάτων του ισογείου και τις αποστάσεις μεταξύ τους. Ο μανδύας έχει πάχος 7 cm και κατασκευάστηκε περιμετρικά γύρω από κάθε υποστύλωμα. Τα υποστυλώματα του ισογείου έχουν διαστάσεις 35x35 cm, επομένως το πλάτος του τοιχώματος στις περιοχές των υποστυλωμάτων είναι 49 cm. Η απόσταση μεταξύ των Κ.Β. των υποστυλωμάτων σύμφωνα με τον ξυλότυπο είναι 3.50 m. Άρα προκύπτει ότι το συνολικό μήκος κάθε τοιχώματος είναι 3.99 m, ενώ το πάχος τέθηκε ίσο με 30 cm. Στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 5.2) απεικονίζονται οι διαστάσεις του τοιχώματος ενίσχυσης. Όπως παρατηρούμε, με πράσινο χρώμα απεικονίζονται τα υποστυλώματα, ενώ οι περιοχές με κόκκινο χρώμα συμβολίζουν τις περιοχές περίσφιξης. Κάθε μία από τις περιοχές αυτές πρέπει να έχει μήκος  $0.15 \cdot L$  ή  $1.15 \cdot B_w$ . Εμείς έχουμε μήκος τοιχώματος 3.99 m. Επομένως η περιοχή περίσφιξης πρέπει να είναι  $0.15 \cdot 3.99 = 0.5985 \text{ m} = 0.60 \text{ m}$ .



**Σχήμα 5.2** – Διαστάσεις τοιχώματος ενίσχυσης του φορέα

Όσον αφορά την όπλιση των τοιχίων, στους μανδύες καθενός από αυτά τοποθετήθηκαν συνολικά 36 Φ14 με συνδετήρες Φ8 /8.0, ενώ στον κορμό τοποθετήθηκε διαμήκης Φ10 / 15 με συνδετήρες Φ10 / 20. Στο παρακάτω σχήμα απεικονίζεται ο τρόπος όπλισης ενός από τα τοιχία.



**Σχήμα 5.3** – Οπλιση τοιχώματος ενίσχυσης του εξεταζόμενου κτιρίου

Σχετικά με τα υλικά κάθε τοιχώματος, ο χάλυβας οπλισμού είναι κατηγορίας S500 και το σκυρόδεμα C20/25. Τα υλικά αυτά έχουν τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

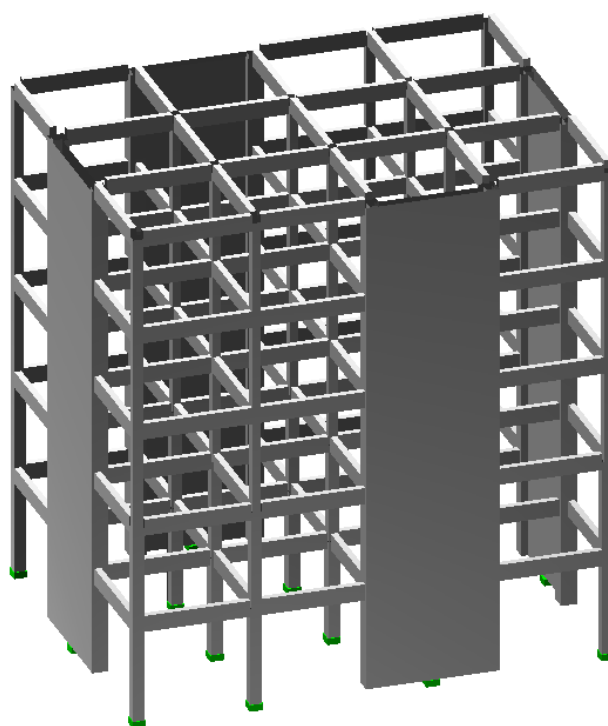
Κατηγορία υλικού	$-f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_s$ (KN/mm <sup>2</sup> )	$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon$ (%)	$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )
S500	-500.0	200	500.0	20.0	500.0

**Πίνακας 5.1** – Χαρακτηριστικά χάλυβα οπλισμού των τοιχωμάτων ενίσχυσης

Κατηγορία υλικού	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{cm}$ (KN/mm <sup>2</sup> )	$f_{ctm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{Rd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ck,cube}$ (N/mm <sup>2</sup> )
C20/25	-20.0	29	2.2	0.3	25.0

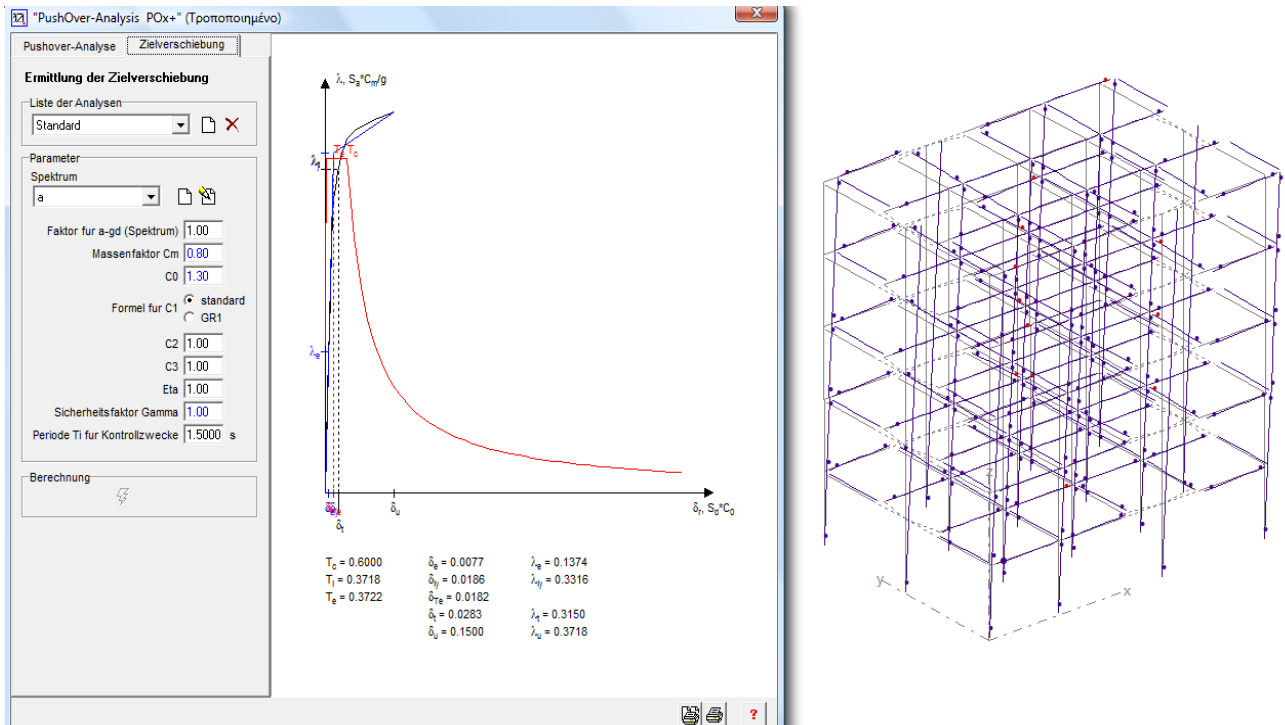
**Πίνακας 5.2** – Χαρακτηριστικά σκυροδέματος των τοιχωμάτων ενίσχυσης

## 5.2 Αποτελέσματα στατικών ανελαστικών αναλύσεων

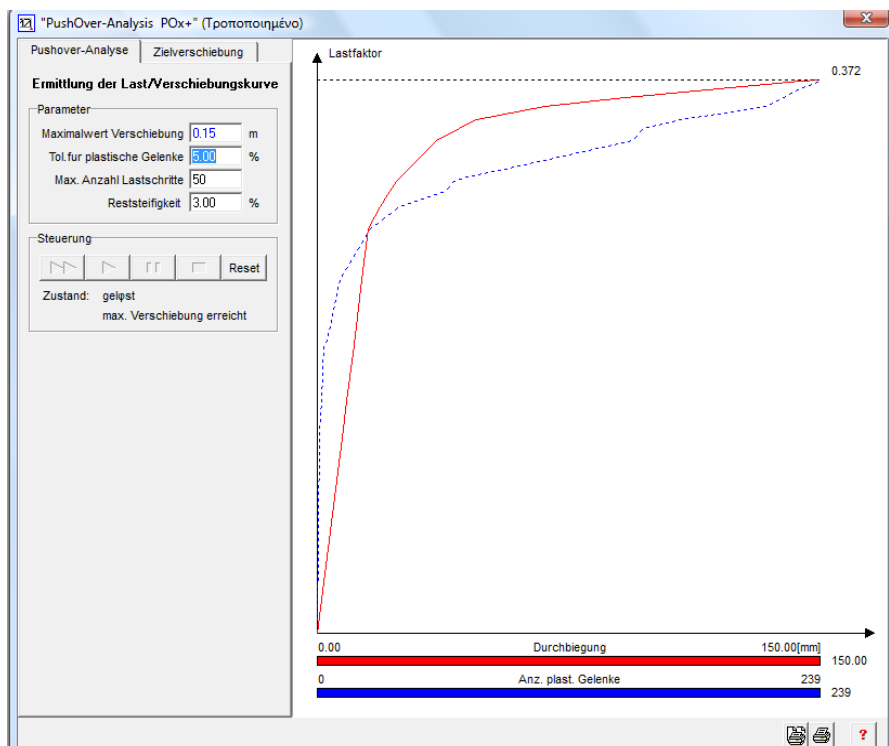


**Σχήμα 5.4** – Απεικόνιση προσομοιώματος ενισχυμένου φορέα

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται οι στατικές ανελαστικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για τον ενισχυμένο φορέα. Στα παρακάτω σχήματα απεικονίζεται η καμπύλη Pushover, η παραμόρφωση του φορέα, οι πλαστικές αρθρώσεις αυτού και οι στροφές αρθρώσεων σε δοκούς και υποστυλώματα. Επίσης παρουσιάζονται οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για την εύρεση του σεισμού για τον οποίο το πρώτο υποστυλώμα του φορέα αστοχεί οριακά σε πλαστική στροφή.

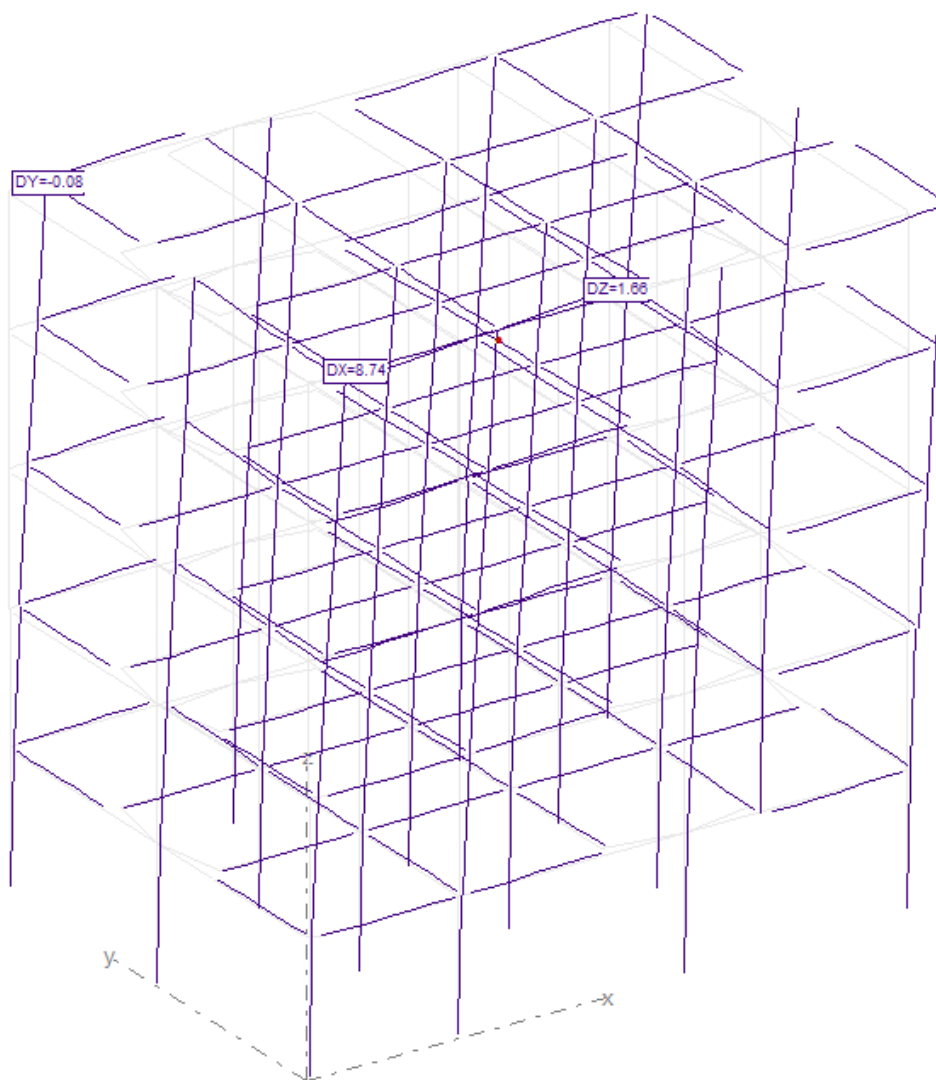


Σχήμα 5.5 – Pushover Analysis POx+ . Καμπύλη και αντίστοιχη παραμόρφωση του ενισχυμένου φορέα.

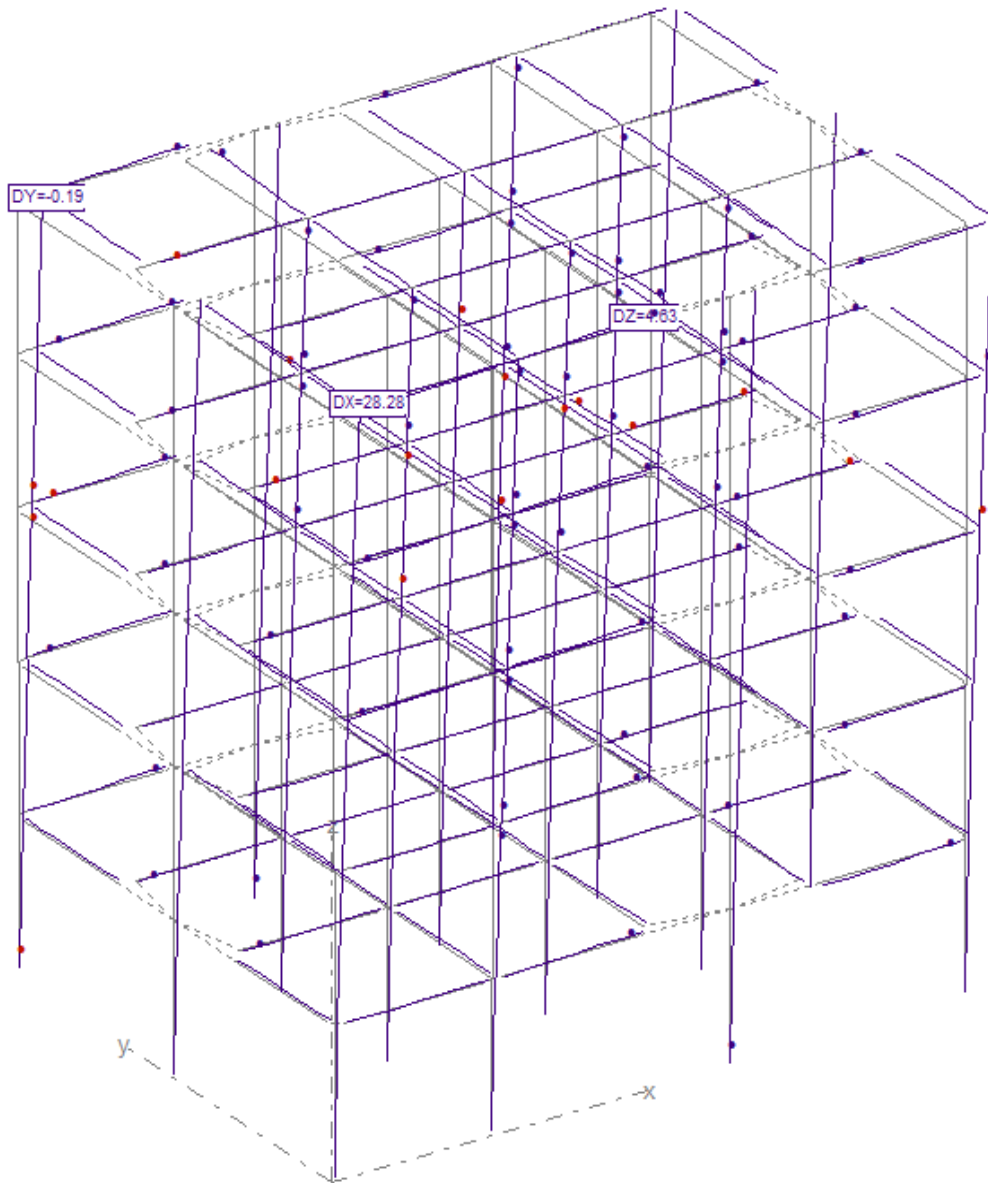


Σχήμα 5.6 – Καμπύλη Pushover (κόκκινη), Καμπύλη πλαστικών αρθρώσεων (μπλε διακεκομμένη)

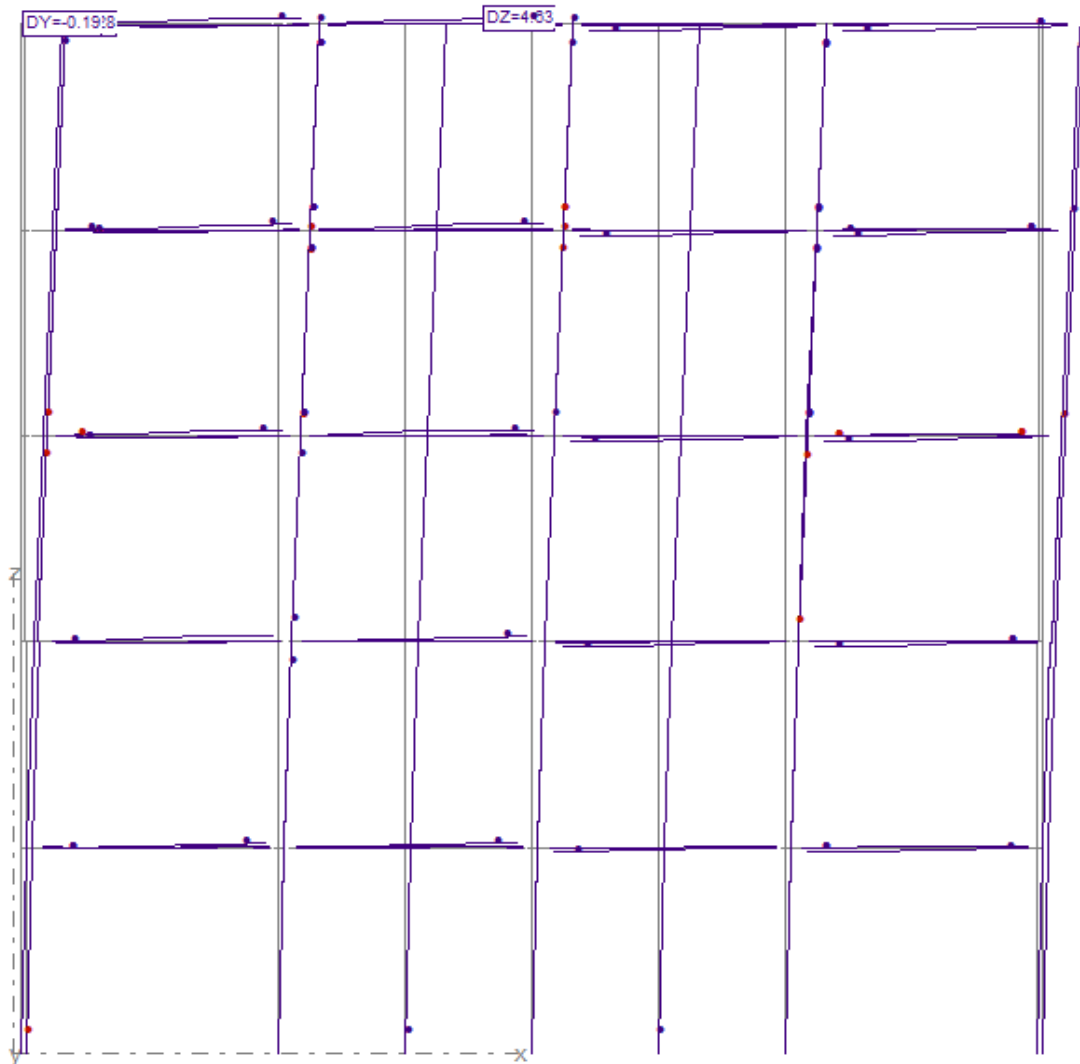
Στην εικόνα που ακολουθεί (Σχήμα 5.7), απεικονίζεται η πρώτη πλαστική άρθρωση που δημιουργήθηκε στον ενισχυμένο φορέα κατά τη σταδιακά αυξανόμενη πλευρική ώθηση. Η δημιουργία της έγινε στην κορυφή ενός υποστυλώματος του τελευταίου ορόφου, στο δεύτερο βήμα της ανάλυσης.



**Σχήμα 5.7** – Δημιουργία πρώτης πλαστικής άρθρωσης

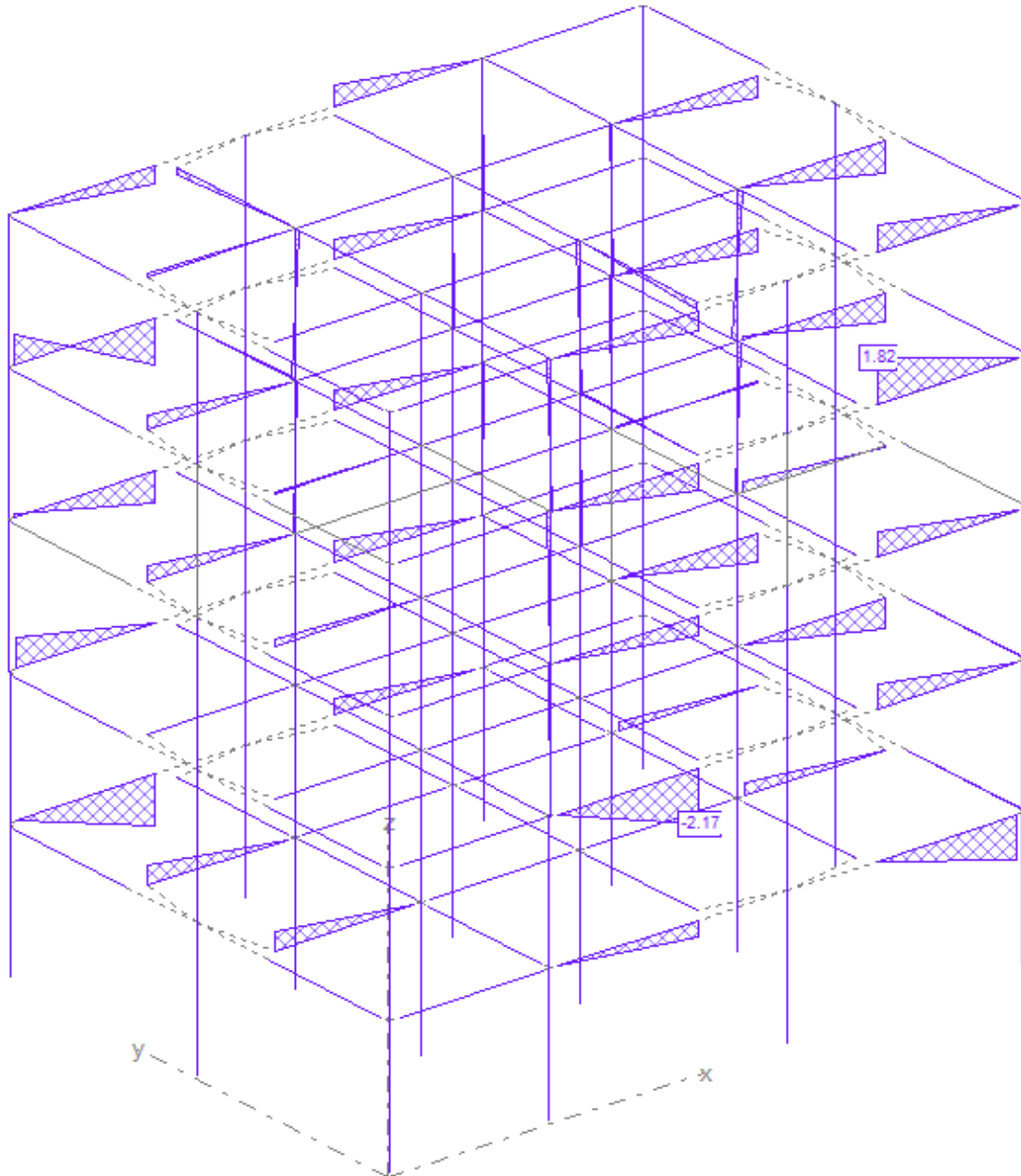


**Σχήμα 5.8** – Παρουσίαση συνολικών πλαστικών αρθρώσεων (89) και μετατοπίσεων στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης



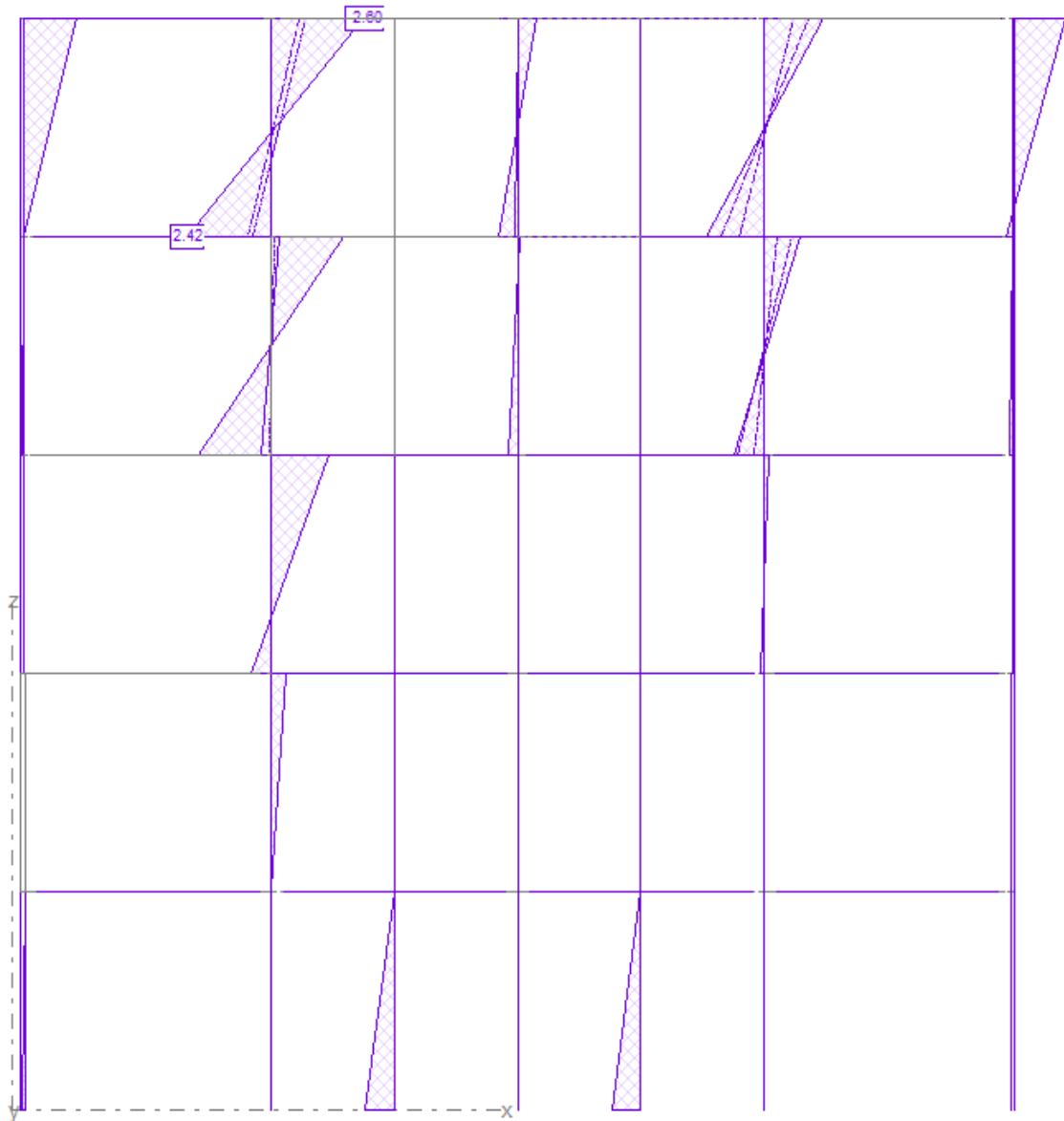
**Σχήμα 5.9** – Παραμόρφωση του φορέα κατά τη διεύθυνση x

Στο παραπάνω σχήμα παρατηρούμε ότι η παραμόρφωση του φορέα είναι ομοιόμορφη και δεν έχει δημιουργηθεί μηχανισμός τύπου μαλακού ορόφου. Πλαστικές αρθρώσεις έχουν δημιουργηθεί σχεδόν σε όλες τις δοκούς και σε αρκετά υποστυλώματα που δεν έχουν υποστεί ενίσχυση.

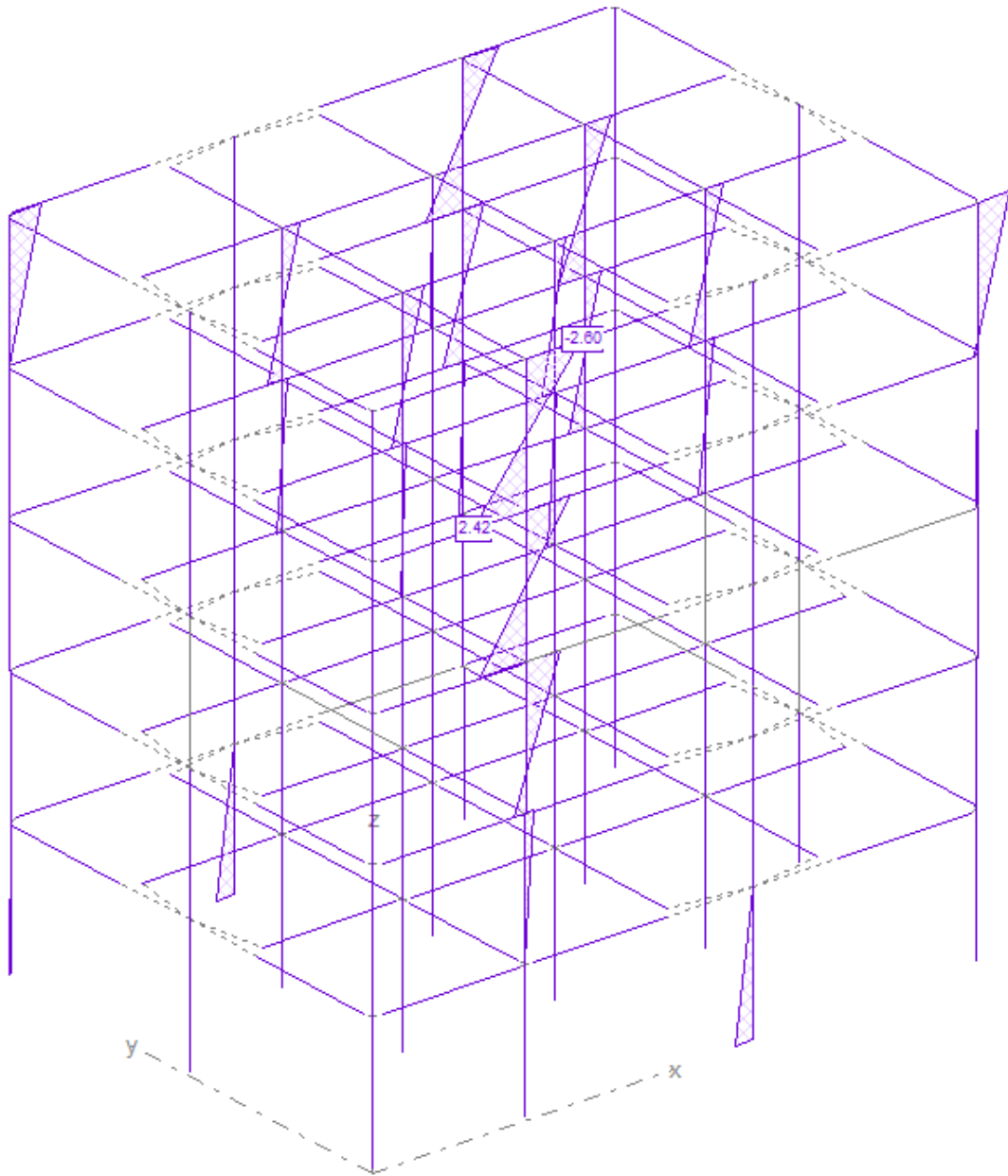


**Σχήμα 5.10** – Στροφές αρθρώσεων κατά  $y$



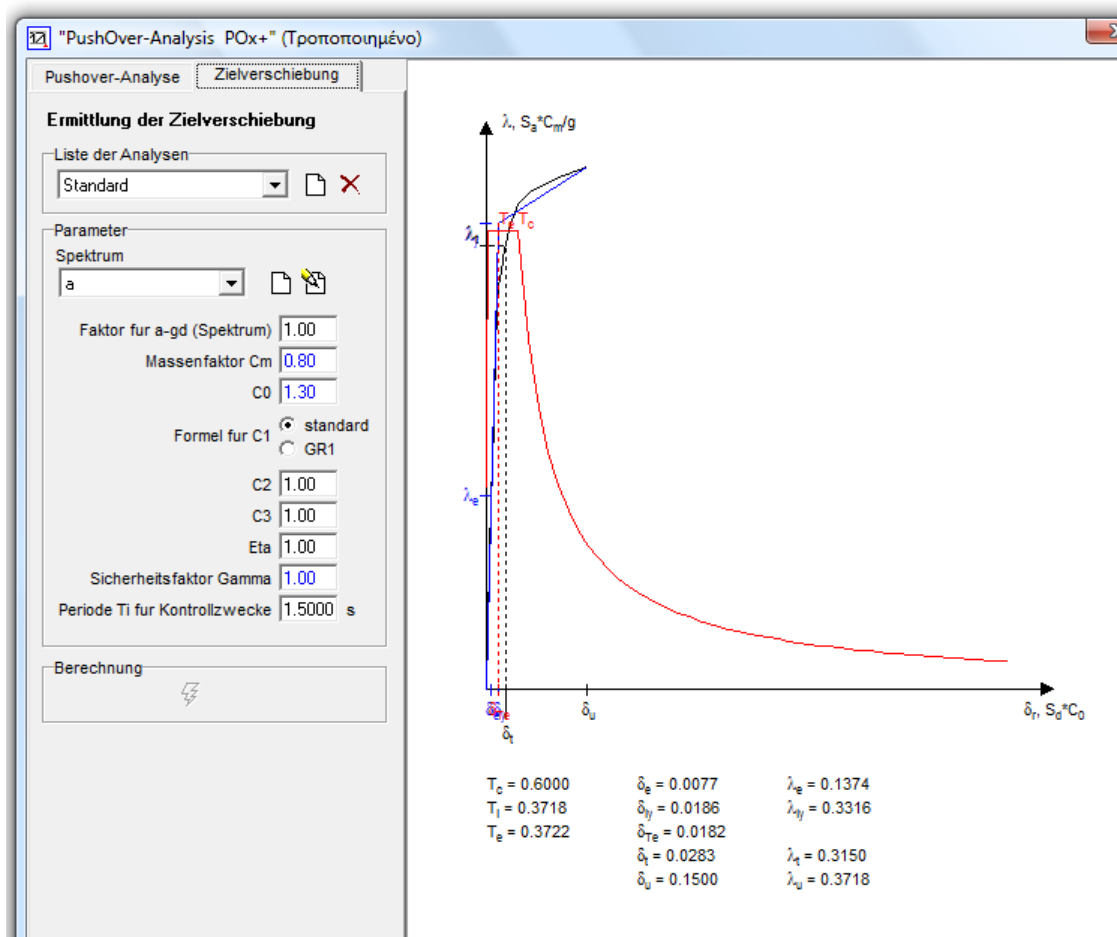


**Σχήμα 5.11** – Στροφές αρθρώσεων κατά z

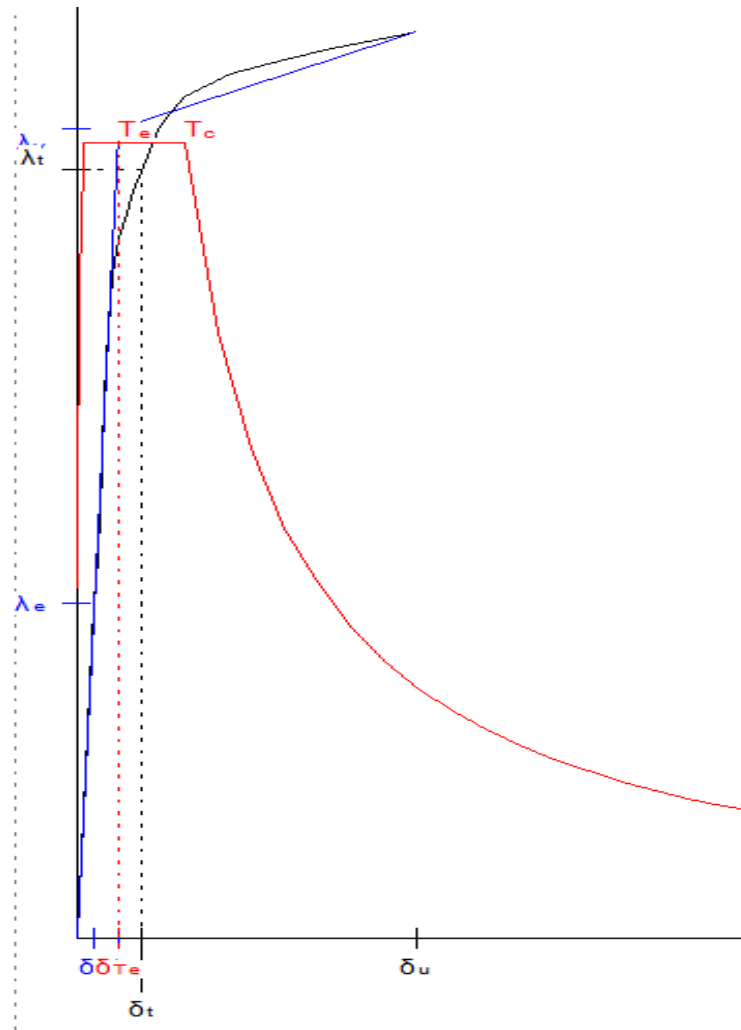


Σχήμα 5.12 – Τρισδιάστατη παρουσίαση στροφών αρθρώσεων κατά z

Στο σχήμα που ακολουθεί (Σχήμα 5.13 ) απεικονίζεται η καμπύλη Pushover για τον μέγιστο σεισμό σχεδιασμού.



Σχήμα 5.13 – Καμπύλη Pushover ενισχυμένου φορέα και διάγραμμα φάσματος



$T_c = 0.6000$	$\delta_e = 0.0077$	$\lambda_e = 0.1374$
$T_i = 0.3718$	$\delta_{iy} = 0.0186$	$\lambda_{iy} = 0.3316$
$T_e = 0.3722$	$\delta_{Te} = 0.0182$	
	$\delta_t = 0.0283$	$\lambda_t = 0.3150$
	$\delta_u = 0.1500$	$\lambda_u = 0.3718$

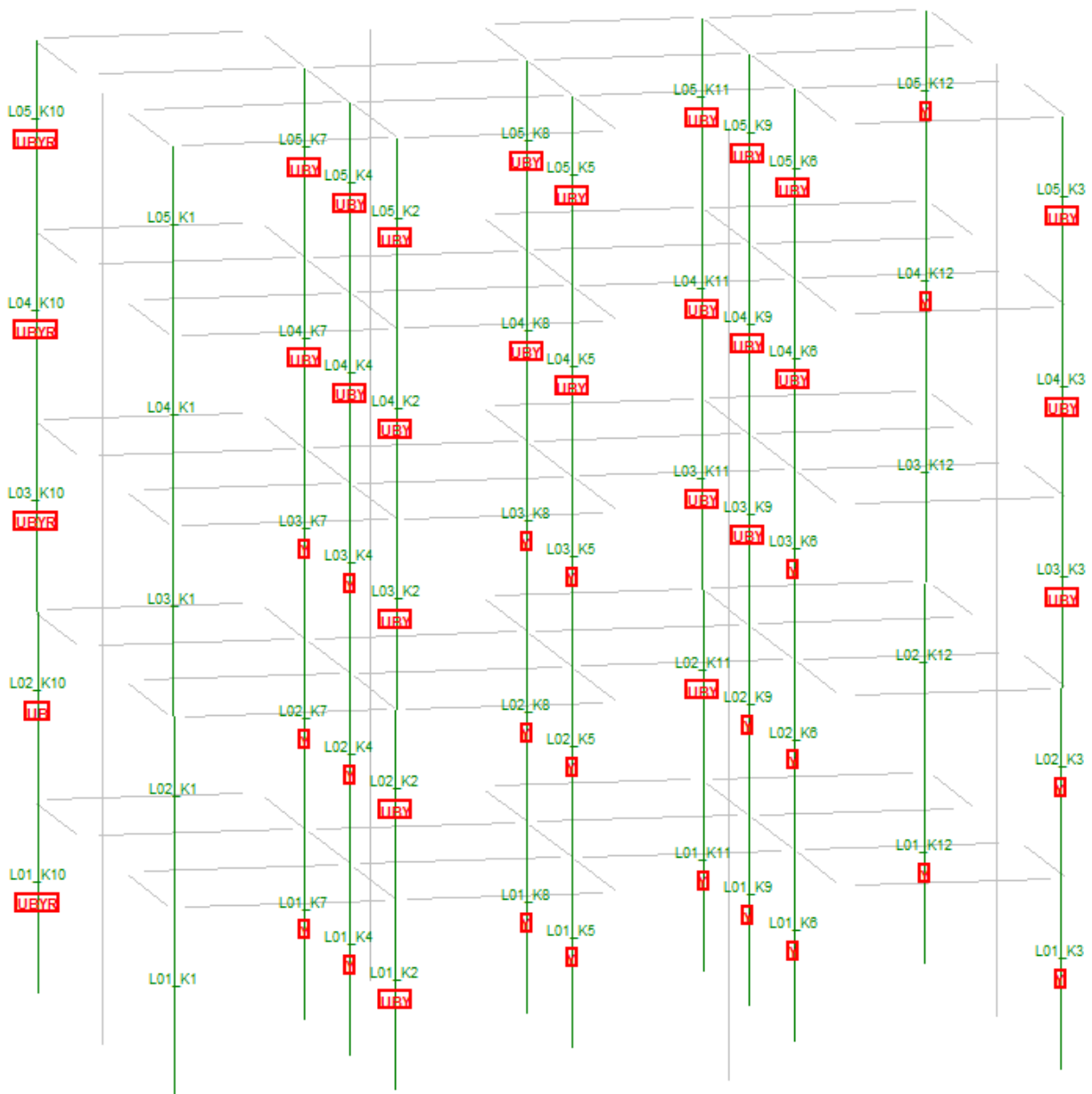
**Σχήμα 5.14** – Καμπύλη Pushover και χαρακτηριστικές τιμές της

Στο Σχήμα 5.14, απεικονίζεται το διάγραμμα  $\rightarrow$  συντελεστή φορτίου  $\lambda$  – μετακινήσεων  $\delta$ , που προέκυψε από την ανάλυση για σεισμό σχεδιασμού 1.00. Παρατηρούμε ότι :

*Μετακίνηση στόχος* ,  $\delta_t = 0.0283$  m ,

*Μετακίνηση διαρροής* ,  $\delta_y = 0.0186$  m

Όπως παρατηρούμε παρακάτω, για τον σεισμό σχεδιασμού, τα γωνιακά υποστυλώματα K10 των ορόφων 1, 3, 4, και 5 εφελκύνονται (Σχήμα 5.16) και γι' αυτό παρουσιάζουν οριακή ανεπάρκεια σε πλαστική στροφή. Το φαινόμενο αυτό είναι συνήθες σε υποστυλώματα που βρίσκονται δίπλα σε μεγάλα τοιχώματα και οι ενδιάμεσες δοκοί είναι σχετικά μικρές. Στο σύνολό του ο φορέας αντέχει τον σεισμό σχεδιασμού. Χρειάζεται όμως τα τέσσερα αυτά υποστυλώματα που δέχονται εφελκυσμό, να ενισχυθούν (για παράδειγμα με κάποιο μανδύα).

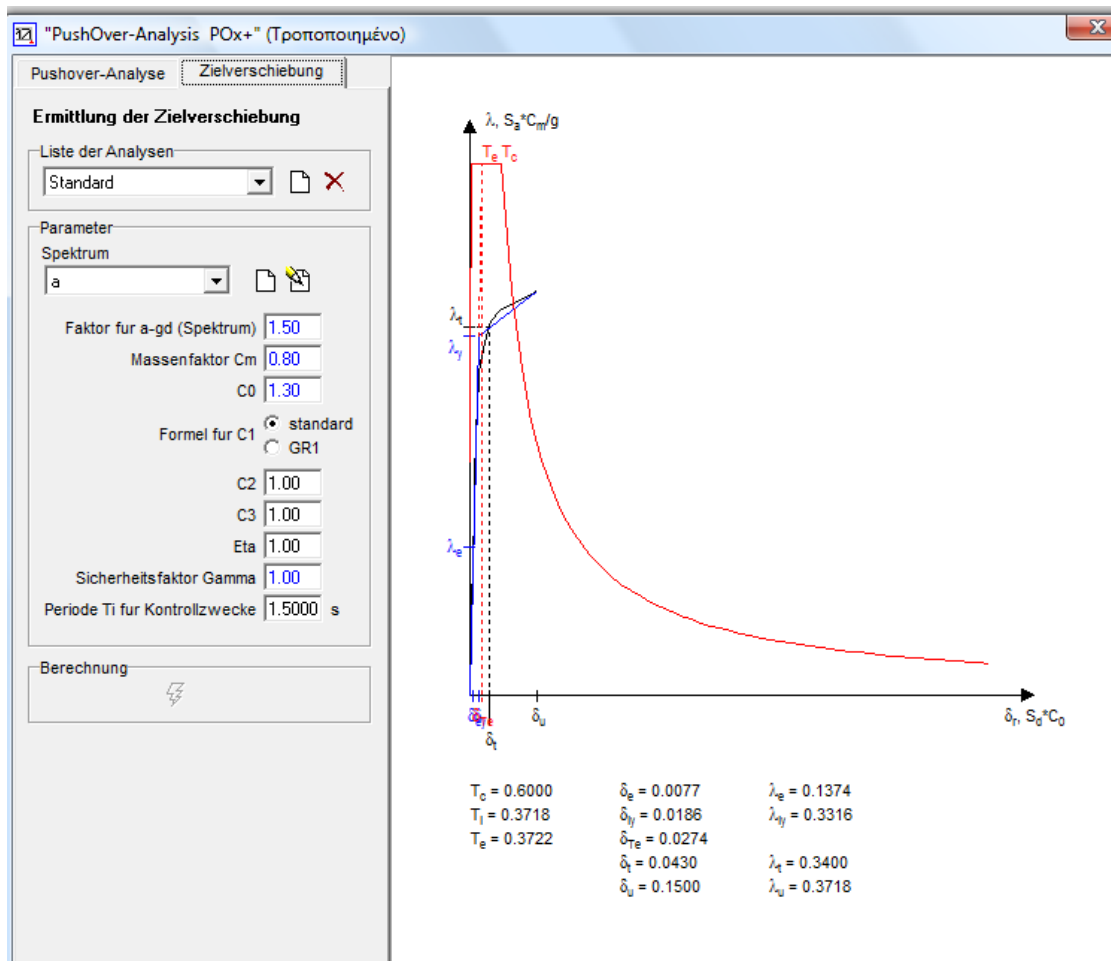


Σχήμα 5.15 – Ανεπάρκειες υποστυλωμάτων του ενισχυμένου φορέα για σεισμό σχεδιασμού.

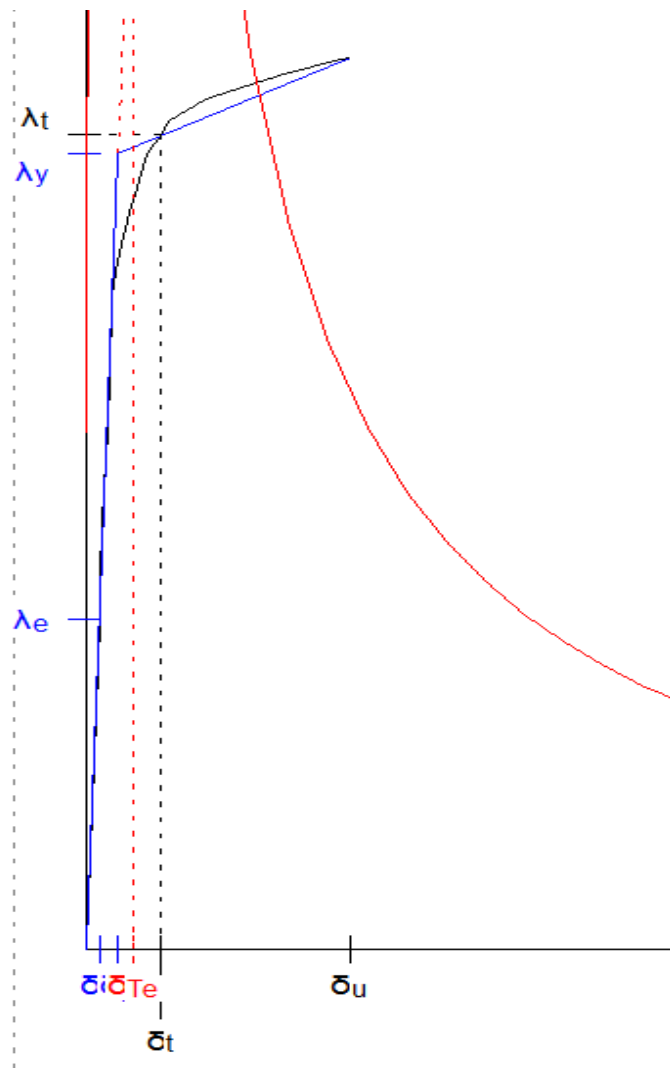
Ανεπάρκειες											
<b>Μέλος: L01_K10</b>		Ύψος=3.00[m]	Υψ.δοκού=0.50[m]	Διατομή: C35X35_OLD	35x35[cm]	$\nu_c$ =---	Υλικό: B160_St_I				
Κάμψη :		$\rho=1.03\%$					4Φ20(12.6cm <sup>2</sup> )				
Διάτμηση/Στρέψη :		$\tau_{\text{σε}}=303.8[\text{kN/m}^2]$	$\tau_{\text{σε,με}}=3308.7[\text{kN/m}^2]$	$n_y=2$	$n_z=2$			Φ8/28.0(1.8cm <sup>2</sup> /m)			
Περίσφιξη :		Μήκος=80.0[cm]	$\sigma=0.14$	$\omega_{\text{wd,ει}}=17.5\%$	$\omega_{\text{wd,ει,με}}=10.0\%$			Φ8/10.0(5.0cm <sup>2</sup> /m)			
Λυγισμός :		Ισοδύναμο μήκος :	$l_{oy}$ =---	$l_{oz}$ =---							
Απόστ. Φορ		N	$M_y$	$M_z$	$V_y$	$V_z$	T	$A_{s1}$	$a_{swy}$	$a_{swz}$	$a_{swt}$
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> /m]	[cm <sup>2</sup> /m]	[cm <sup>2</sup> /m]
0.0	ΡΟΧ+	11.96	2.91	50.71	-26.58	-3.08	0.00	14.6	2.0	0.2	0.0
3.0	ΡΟΧ+	21.15	-6.33	-27.54	-25.59	-3.08	0.00	8.0	1.9	0.2	0.0
Παρατηρήσεις :											
Ανεπάρκεια σε Αντοχή											
Ανεπάρκεια σε κάμψη.											
Ανεπάρκεια σε Διάτμηση κατά τη διεύθυνση y											
Ανεπάρκεια σε πλαστική στροφή.											
<b>Μέλος: L03_K10</b>		Ύψος=3.00[m]	Υψ.δοκού=0.50[m]	Διατομή: C30X30_OLD	30x30[cm]	$\nu_c$ =---	Υλικό: B160_St_I				
Κάμψη :		$\rho=1.40\%$					4Φ20(12.6cm <sup>2</sup> )				
Διάτμηση/Στρέψη :		$\tau_{\text{σε}}=488.2[\text{kN/m}^2]$	$\tau_{\text{σε,με}}=3308.7[\text{kN/m}^2]$	$n_y=2$	$n_z=2$			Φ8/28.0(2.3cm <sup>2</sup> /m)			
Περίσφιξη :		Μήκος=80.0[cm]	$\sigma=0.17$	$\omega_{\text{wd,ει}}=21.2\%$	$\omega_{\text{wd,ει,με}}=10.0\%$			Φ8/10.0(5.0cm <sup>2</sup> /m)			
Λυγισμός :		Ισοδύναμο μήκος :	$l_{oy}$ =---	$l_{oz}$ =---							
Απόστ. Φορ		N	$M_y$	$M_z$	$V_y$	$V_z$	T	$A_{s1}$	$a_{swy}$	$a_{swz}$	$a_{swt}$
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> /m]	[cm <sup>2</sup> /m]	[cm <sup>2</sup> /m]
0.0	ΡΟΧ+	17.26	6.62	39.14	-28.09	-4.55	0.00	14.6	2.6	0.4	0.0
3.0	ΡΟΧ+	24.01	-7.03	-41.85	-25.90	-4.55	0.00	16.0	2.4	0.4	0.0
Παρατηρήσεις :											
Ανεπάρκεια σε Αντοχή											
Ανεπάρκεια σε κάμψη.											
Ανεπάρκεια σε Διάτμηση κατά τη διεύθυνση y											
Ανεπάρκεια σε πλαστική στροφή.											
<b>Μέλος: L04_K10</b>		Ύψος=3.00[m]	Υψ.δοκού=0.50[m]	Διατομή: C30X30_OLD	30x30[cm]	$\nu_c$ =---	Υλικό: B160_St_I				
Κάμψη :		$\rho=1.40\%$					4Φ20(12.6cm <sup>2</sup> )				
Διάτμηση/Στρέψη :		$\tau_{\text{σε}}=442.8[\text{kN/m}^2]$	$\tau_{\text{σε,με}}=3308.7[\text{kN/m}^2]$	$n_y=2$	$n_z=2$			Φ8/29.0(1.7cm <sup>2</sup> /m)			
Περίσφιξη :		Μήκος=80.0[cm]	$\sigma=0.09$	$\omega_{\text{wd,ει}}=21.2\%$	$\omega_{\text{wd,ει,με}}=10.0\%$			Φ8/10.0(5.0cm <sup>2</sup> /m)			
Λυγισμός :		Ισοδύναμο μήκος :	$l_{oy}$ =---	$l_{oz}$ =---							
Απόστ. Φορ		N	$M_y$	$M_z$	$V_y$	$V_z$	T	$A_{s1}$	$a_{swy}$	$a_{swz}$	$a_{swt}$
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> /m]	[cm <sup>2</sup> /m]	[cm <sup>2</sup> /m]
0.0	ΡΟΧ+	10.41	7.43	42.40	-26.56	-5.01	0.00	15.8	2.5	0.5	0.0
3.0	ΡΟΧ+	17.15	-7.62	-32.89	-23.64	-5.01	0.00	12.2	2.2	0.5	0.0
Παρατηρήσεις :											
Ανεπάρκεια σε Αντοχή											
Ανεπάρκεια σε κάμψη.											
Ανεπάρκεια σε Διάτμηση κατά τη διεύθυνση y											
Ανεπάρκεια σε πλαστική στροφή.											
<b>Μέλος: L05_K10</b>		Ύψος=3.00[m]	Υψ.δοκού=0.50[m]	Διατομή: C30X30_OLD	30x30[cm]	$\nu_c$ =---	Υλικό: B160_St_I				
Κάμψη :		$\rho=1.40\%$					4Φ20(12.6cm <sup>2</sup> )				
Διάτμηση/Στρέψη :		$\tau_{\text{σε}}=457.1[\text{kN/m}^2]$	$\tau_{\text{σε,με}}=3308.7[\text{kN/m}^2]$	$n_y=2$	$n_z=2$			Φ8/38.0(1.3cm <sup>2</sup> /m)			
Περίσφιξη :		Μήκος=80.0[cm]	$\sigma=0.03$	$\omega_{\text{wd,ει}}=21.2\%$	$\omega_{\text{wd,ει,με}}=10.0\%$			Φ8/10.0(5.0cm <sup>2</sup> /m)			
Λυγισμός :		Ισοδύναμο μήκος :	$l_{oy}$ =---	$l_{oz}$ =---							
Απόστ. Φορ		N	$M_y$	$M_z$	$V_y$	$V_z$	T	$A_{s1}$	$a_{swy}$	$a_{swz}$	$a_{swt}$
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> /m]	[cm <sup>2</sup> /m]	[cm <sup>2</sup> /m]
0.0	ΡΟΧ+	16.03	6.87	34.87	-27.42	-4.30	0.00	12.9	2.5	0.4	0.0
3.0	ΡΟΧ+	22.78	-6.04	-41.93	-23.78	-4.30	0.00	15.9	2.2	0.4	0.0
Παρατηρήσεις :											
Ανεπάρκεια σε Αντοχή											
Ανεπάρκεια σε κάμψη.											
Ανεπάρκεια σε Διάτμηση κατά τη διεύθυνση y											
Ανεπάρκεια σε πλαστική στροφή.											

Σχήμα 5.16 – Ανεπάρκειες υποστυλωμάτων K10 των ορόφων 1, 2, 3, 5.

Γίνεται έλεγχος της συμπεριφοράς του φορέα και για σεισμούς έντασης μεγαλύτερης από εκείνη του σεισμού σχεδιασμού, ώστε να βρούμε στη συνέχεια τη μετακίνηση αστοχίας του. Έπειτα από αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, διαπιστώθηκε ότι για σεισμό έντασης 1.50 ο φορέας παρουσιάζει οριακή ανεπάρκεια σε πλαστική στροφή.



Σχήμα 5.17 – Καμπύλη Pushover για σεισμό έντασης 1.50 και διάγραμμα φάσματος



$T_c = 0.6000$	$\delta_e = 0.0077$	$\lambda_e = 0.1374$
$T_i = 0.3718$	$\delta_{iy} = 0.0186$	$\lambda_{iy} = 0.3316$
$T_e = 0.3722$	$\delta_{Te} = 0.0274$	
	$\delta_t = 0.0430$	$\lambda_t = 0.3400$
	$\delta_u = 0.1500$	$\lambda_u = 0.3718$

**Σχήμα 5.18** – Καμπύλη Pushover για σεισμό 1.5 και χαρακτηριστικές τιμές της

Στο Σχήμα 5.18, απεικονίζεται το διάγραμμα  $\rightarrow$  συντελεστή φορτίου  $\lambda$  – μετακινήσεων  $\delta$ , που προέκυψε από την ανάλυση για σεισμό που αντιστοιχεί στο 150% του σεισμού σχεδιασμού.

Μετακίνηση διαρροής,  $\delta_y = 0.0186$  m

Μετακίνηση αστοχίας,  $\delta_t' = 0.0430$  m > Μετακίνηση στόχος,  $\delta_t = 0.0283$  m



Από τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για τον ενισχυμένο φορέα προέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

### *Απαιτούμενη Πλαστιμότητα*

$$\mu_{\text{απαιτ}} = \delta_t / \delta_y \rightarrow \mu_{\text{απαιτ}} = \delta_{1.00} / \delta_y \rightarrow \mu_{\text{απαιτ}} = 0.0283 / 0.0186 \rightarrow \mu_{\text{απαιτ}} = 1.52$$

### *Διατιθέμενη Πλαστιμότητα*

$$\mu = \delta_t / \delta_y \rightarrow \mu = \delta_{1.50} / \delta_y \rightarrow \mu = 0.0430 / 0.0186 \rightarrow \mu = 2.31$$

### *Υπεραντοχή*

$$\Omega = \lambda_{\text{max}} / \lambda_{\text{διαρροής}} \rightarrow \Omega = 0.3718 / 0.072 \rightarrow \Omega = 5.16$$

Από τα αποτελέσματα προκύπτει ότι ο φορέας με ενίσχυση παρουσιάζει ευμενή συμπεριφορά σε σεισμικά φορτία. Η αναμενόμενη μετακίνηση για τον σεισμό σχεδιασμού είναι μικρότερη από τη μετακίνηση αστοχίας της κατασκευής. Η υπεραντοχή της είναι μεγάλη, καθώς η οριακή αντίσταση σχεδιασμού είναι πολύ μικρότερη της μέγιστης τέμνουσας βάσεως. Κατά τον σεισμό σχεδιασμού, στα πρώτα βήματα της ανάλυσης διαρρέουν ελάχιστα στοιχεία. Στη συνέχεια, όπου η μετακίνηση αυξάνεται, διαρρέουν οι δοκοί και τα υποστυλώματα κυρίως των τελευταίων ορόφων, που βρίσκονται δίπλα από τα τοιχώματα ενίσχυσης. Μάλιστα, σε ένα γωνιακό υποστύλωμα που συνδέεται μέσω δοκών με δύο τοιχώματα, προκύπτει ανεπάρκεια λόγω εφελκυσμού, γι' αυτό και θα πρέπει να ενισχυθούν με κάποιο μανδύα για παράδειγμα. Το φαινόμενο αυτό είναι σύνηθες σε υποστυλώματα που συνδέονται με τοιχώματα μέσω δοκών σχετικά μικρού μήκους. Για σεισμό μεγαλύτερης έντασης κατά 50% από τον σεισμό σχεδιασμού, αστοχίες παρουσιάζονται στην πλειονότητα των υποστυλωμάτων όπως για παράδειγμα σε αντοχή, κάμψη και διάτμηση κατά τη διεύθυνση y.

### 5.3 Σύγκριση αρχικού και ενισχυμένου κτιρίου

Τύπος φορέα	$\lambda_{\max}$	$\mu_{\text{απαιτ}}$	$\mu$	$\delta_{\text{στόχος}}$ [m]	$\delta_{\text{αστοχίας}}$ [m]	$\delta_y$ [m]	$\Omega$
<b>Γυμνός φορέας</b>	0.0948	2.56	1.59	0.0790	0.0490	0.0308	1.32
<i>Φορέας με πιλοτή</i>	<i>0.1843</i>	<i>2.60</i>	<i>1.01</i>	<i>0.0440</i>	<i>0.0171</i>	<i>0.0169</i>	<i>2.56</i>
<i>Φορέας με πλήρη τοιχοπλήρωση</i>	<i>0.2556</i>	<i>2.83</i>	<i>4.00</i>	<i>0.0263</i>	<i>0.0372</i>	<i>0.0093</i>	<i>3.55</i>
<b>Ενισχυμένος φορέας</b>	0.3718	1.52	2.31	0.0283	0.0430	0.0186	5.16

**Πίνακας 5.3** – Αποτελέσματα στατικών ανελαστικών αναλύσεων υπό αυξανόμενη ένταση, για κάθε περίπτωση κτιρίου.

Από τον παραπάνω Πίνακα, συμπεραίνουμε πως η συμπεριφορά του υφισταμένου κτιρίου είναι δυσμενής, γεγονός το οποίο οφείλεται στο ότι είναι μελετημένο και κατασκευασμένο σύμφωνα με παλαιές αντιλήψεις και Κανονισμούς. Το κτίριο αυτό αστοχεί στον σεισμό σχεδιασμού, γι' αυτό χρειάζεται επέμβαση. Στο πλαίσιο της εργασίας αυτής, επιλέχθηκε η προσθήκη τοιχωμάτων και πραγματοποιήθηκαν οι αναλύσεις του ενισχυμένου φορέα. Όπως παρατηρούμε, από τα αποτελέσματα προέκυψε ότι αυξήθηκε η αντοχή του φορέα σε σεισμικά φορτία και η υπεραντοχή του υπέρ τριπλασιάστηκε. Ο ενισχυμένος φορέας αντέχει ακόμα και για σεισμό έντασης μεγαλύτερης από εκείνη του σεισμού σχεδιασμού, με ομοιόμορφη παραμόρφωση των μελών καθ' ύψος των ορόφων.

## Κεφάλαιο 6: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η διεξαγωγή στατικών ανελαστικών αναλύσεων του εξεταζόμενου υφισταμένου κτιρίου, έδωσε τη δυνατότητα για μια εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του και της επιρροής παραμέτρων στη συμπεριφορά του, όπως η ύπαρξη και διάταξη τοιχοποιίας πληρώσεως και η προσθήκη τοιχωμάτων ενίσχυσης.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι κυριότερες παρατηρήσεις και συμπεράσματα που αφορούν τη σεισμική συμπεριφορά του εξεταζόμενου κτιρίου.

- Το υφιστάμενο κτίριο, χωρίς τοιχοπληρώσεις στα φατώματα Ω.Σ., επειδή δεν είναι μελετημένο με τη λογική των σύγχρονων Κανονισμών, παρουσιάζει συγκέντρωση των πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα τα οποία αστοχούν σε κάμψη, διάτμηση και πλαστική στροφή. Χαρακτηριστική είναι και η ανελαστική συμπεριφορά κυρίως στους κατώτερους ορόφους.
- Η συνεισφορά της τοιχοποιίας είναι σημαντική και πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψη κατά την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς. Γενικά οι τοιχοπληρώσεις αυξάνουν τόσο τη δυσκαμψία όσο και την αντοχή του κτιρίου. Με τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν σύμφωνα με δύο διαφορετικές κατανομές τοιχοποιίας, προέκυψε ότι όταν οι τοίχοι πληρώσεως είναι κανονικά κατανεμημένοι καθ' ύψος της κατασκευής, μειώνεται η παραμόρφωση και ο φορέας παρουσιάζει βελτιωμένη συμπεριφορά σε σεισμικές δράσεις σε σχέση με το γυμνό κτίριο, κατά συνέπεια μειώνεται και η απαίτηση για ενίσχυση. Οι τοίχοι λαμβάνουν μεγάλο ποσοστό φορτίου και αστοχούν πρώτοι. Αυτό επιβεβαιώνεται από τις παρατηρήσεις πραγματικών υφισταμένων κτιρίων μετά από πρόσφατους σεισμούς. Αντίθετα, η έλλειψη τοίχων πληρώσεως στο ισόγειο (πilotή), επιδρά δυσμενώς στην κατασκευή, αφού προκαλεί μεγάλη συγκέντρωση ανελαστικότητας στη στάθμη αυτή, με αποτέλεσμα να είναι απαραίτητη η ενίσχυση.
- Με την προσθήκη τοιχωμάτων η συμπεριφορά του φορέα είναι ευμενής. Η υπεραντοχή του είναι πολύ μεγαλύτερη σε σχέση με εκείνη του γυμνού φορέα, ενώ

δεν παρατηρείται μηχανισμός μαλακού ορόφου σε κάποιον όροφο. Αστοχίες παρατηρούνται κυρίως σε υποστυλώματα που βρίσκονται δίπλα στα τοιχώματα ενίσχυσης και σε αντίστοιχες δοκούς.

Αν και οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για ένα μόνο κτίριο, το συμπέρασμα που προκύπτει είναι ότι τα υφιστάμενα κτίρια της δεκαετίας του '60, παρουσιάζουν σημαντικό πρόβλημα σε σεισμικές δράσεις. Η παρουσία τοίχων πληρώσεως σε όλα τα περιμετρικά φανώματα βελτιώνει σημαντικά τη σεισμική συμπεριφορά, ωστόσο στην περίπτωση πιλοτής η ενίσχυση είναι απαραίτητη ώστε να μειωθεί η πιθανότητα κατάρρευσης σε κάποιο σεισμό. Η ενίσχυση του φορέα με προσθήκη τοιχωμάτων βελτιώνει σημαντικά τη συμπεριφορά του και το καθιστά "αντισεισμικό".

Πρέπει να τονισθεί ότι τα αποτελέσματα των στατικών ανελαστικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, επηρεάζονται από πολλές παραμέτρους και από παραδοχές που γίνονται τόσο κατά την προσομοίωση, όσο και κατά την ανάλυση. Κατά συνέπεια, τα αποτελέσματα δείχνουν κάποιες γενικές τάσεις σεισμικής συμπεριφοράς και όχι απόλυτες τιμές μεγεθών.

## ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Αντωνόπουλος, Θ. [2008] , ‘*Σεισμική Συμπεριφορά Παλαιών Κτιρίων με Pilotis και Πρακτικές Προτάσεις Βελτίωσής της*’ , Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- Αναστασιάδης, Κ. [1989], ‘*Αντισεισμικές Κατασκευές*’ , Τόμος Ι.
- Δρίτσος, Σ. [2007], ‘*Στρατηγικές και Σχεδιασμός Αντισεισμικής Ενίσχυσης Κτιρίων*’ , Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Αθήνα.
- ΕΑΚ [2000], ΦΕΚ 2184 Β/20 – 12 – 1999, *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός*.
- ΚΑΝ.ΕΠΕ. [2010], *Κανονισμός Επεμβάσεων*, Τελικό Κείμενο, ΟΑΣΠ.
- Κανελλόπουλος, Α. [2007], ‘*Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ενίσχυση Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα*’.
- Κοσμόπουλος, Α. [2005], ‘*Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς και Ενίσχυση Μη-Κανονικών σε Κάτοψη Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος*’ , Διδακτορική Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- Μπάρος, Δ. [2006], ‘*Επιλογή Στρατηγικής Ενίσχυσης σε Υφιστάμενες Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με Χρήση Ανελαστικών Αναλύσεων*’ , Διατριβή Διπλώματος Ειδίκευσης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- Ρεπαπής, Κ. [2007], ‘*Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφισταμένων Κτιρίων από Ω.Σ.*’ , Διδακτορική Διατριβή, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Δομοστατικής, Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Ρεπαπής, Κ., Βιντζηλαίου, Ε., Ζέρης, Χ. [2006], ‘*Εκτίμηση Συμπεριφοράς Υφισταμένων Κτιρίων από Ω.Σ. με Χρήση Δυναμικών Αναλύσεων Αυξανόμενης Έντασης*’, 15<sup>ο</sup> Συνέδριο Σκυροδέματος, Αλεξανδρούπολη.

ATC [1996], *Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings*, Applied Technology Council, Report ATC-40 / SSC 96-01, Redwood City, California.

Cubus Hellas Ltd, Ελληνοελβετική Πληροφορικής ΕΠΕ.