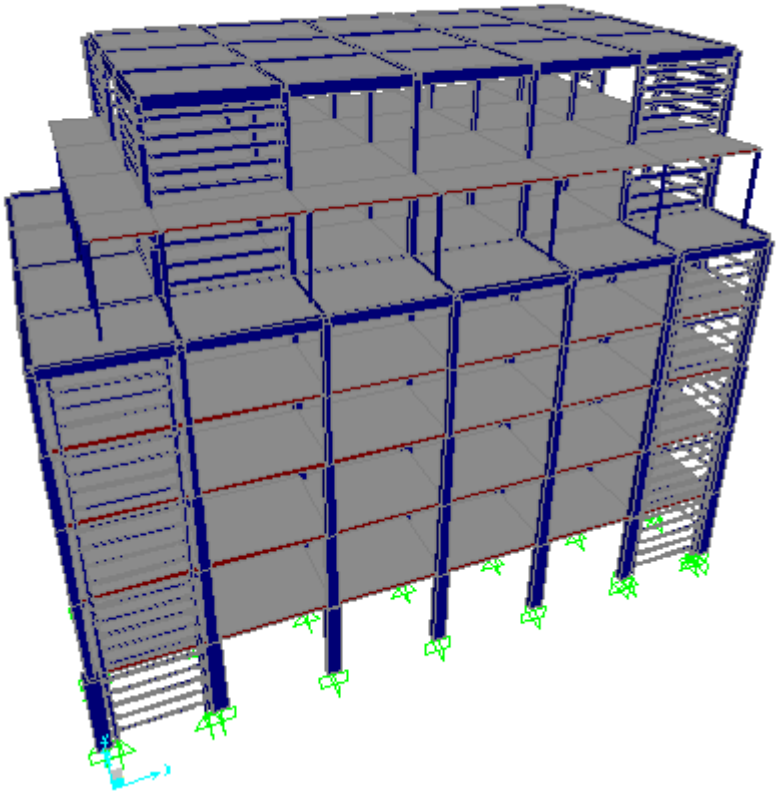
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σεισμική Αποτίμηση και Ανασχεδιασμός Κτιρίου ΩΣ με Χαλύβδινα Συστήματα FUSEIS



Μεταπτυχιακή Εργασία

Μανίκη Κυριακή Ειρήνη

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Οκτώβριος2018

ΕΜΚ ΜΕ 2018/ 13

Μανίκη Κ. (2018)
Σεισμική Αποτίμηση και Ανασχεδιασμός Κτιρίου ΩΣ με Χαλύβινα Συστήματα Fuseis
Μεταπτυχιακή εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2018/ 13
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Maniki K. (2018)
Seismic Building Evaluation and Re-Design with Fuseis Steel Systems
Master Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2018/13
Institute of Steel Structures , National Technical University of Athens

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα στο σημείο αυτό να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν στην πραγματοποίηση αυτής της μεταπτυχιακής εργασίας. Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή κύριο Ιωάννη Βάγια για τη συμβολή και την καθοδήγηση του. Στη συνέχεια, οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια μου για την ενθάρρυνση και την ουσιαστική υποστήριξη όλα αυτά τα χρόνια. Τέλος ευχαριστώ τους φίλους μου για τη συμπαράσταση και την κατανόηση.

Περιεχόμενα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 9
1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ 9
1.1ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ 9
1.2 ΣΥΝΗΘΗ ΚΑΙ ΚΑΙΝΟΤΟΜΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ 10
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 11
2.ΚΑΙΝΟΤΟΜΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ FUSEIS 11
2.1ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ FUSEIS 11
2.1.2ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ 13
2.1.3ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER) 20
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 22
3. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ 22
3.1 Η ΜΕΘΟΔΟΣ PUSHOVER 22
3.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ 23
3.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ 24
3.3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ 24
3.3.2 ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟ ΣΥΣΤΗΜΑ 25
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 32
4.ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ 32
4.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ 32
4.2ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ 34
4.2.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ 34
4.2.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΥΛΙΚΩΝ 35
4.2.3ΑΔΡΑΝΕΙΑΚΗ ΜΑΖΑ 36
4.2.4ΦΟΡΤΙΑ 37
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 39
5.ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ 39
5.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ 39
5.1.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ 39
5.1.2ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΓΙΑ ΤΟ ΒΑΣΙΚΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ 40
5.1.3 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ 42
5.2 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ 48
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 60
6.ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΚΤΙΡΙΟ 60

6.1ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ 60
6.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ 63
6.2.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ 63
6.2.2 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ 64
6.3 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ 71
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 81
7. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ 81

Περίληψη

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια αναφορά στην ανάγκη αποτίμησης και ενίσχυσης της φέρουσας ικανότητας μιας ήδη υπάρχουσας κατασκευής, κυρίως αν αυτή δεν έχει μελετηθεί με τους ισχύοντες αντισεισμικούς κανονισμούς. Στη συνέχεια εξετάζονται συνήθη μεταλλικά συστήματα για την παραλαβή της σεισμικής ενέργειας σε αντιπαραβολή με κάποια καινοτόμα συστήματα.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται μια περιγραφή της γενικής διάταξης και γεωμετρίας των καινοτόμων συστημάτων FUSEIS, των οποίων βασικό πλεονέκτημα είναι ότι επειδή δεν συμμετέχουν στην παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων είναι εύκολα αντικαταστάσιμα. Επίσης παρουσιάζονται οι έλεγχοι που πρέπει να ικανοποιούνται για τα επιμέρους στοιχεία του συστήματος καθώς και ο τρόπος προσδιορισμού της καμπύλης ικνότητας του κτιρίου.

Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφεται η μέθοδος της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, οι στάθμες επιτελεστικότητας καθώς και ο τρόπος εύρεσης της στοχευόμενης μετακίνησης με τη μέθοδο ATC-40.

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφεται η γεωμετρία και τα μηχανικα χαρακτηριστικά ενός ήδη υπάρχοντος επταώροφου κτιρίου γραφείων και δίνονται κάποια αρχιτεκτονικά σχέδια . Επίσης εξηγείται ο τρόπος προσομοίωσης της κατασκευής με τη βοήθεια του προγράμματος SAP2000.

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι αναλύσεις πριν την ενίσχυση του κτιρίου. Πραγματοποιήθηκε τόσο ελαστική δυναμική ανάλυση όσο και μη γραμμική στατική για την αποτίμηση του υφιστάμενου φορέα. Κρίθηκε απαραίτητο να γίνει τόσο ενίσχυση αντοχής όσο και δυσκαμψίας του φορέα. Στόχος της ενίσχυσης της αντοχής είναι να μην γίνεται υπέρβαση της στάθμης 'Προστασία Ζωής'.

Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων μετά την ενίσχυση του φορέα. Για την ενίσχυση του επιλέχθηκαν τα καινοτόμα συστήματα FUSEIS. Μεταλλικά υποστυλώματα συνδέθηκαν με τα υφιστάμενα γωνιακά υποστυλώματα και μεταξύ τους τοποθετήθηκαν μεταλλικοί δοκοί.

Στο έβδομο κεφάλαιο γίνεται σύγκριση της συμπεριφοράς του κτιρίου πριν και μετά την ενίσχυση.

Institute of Steel Structures , National Technical University of Athens
Seismic Building Evaluation and Re-Design with Fuseis Steel Systems
Master Thesis EMK ME 2018/13
Maniki K. (2018)

Abstract

In the first chapter an introduction about the need to evaluate and strengthen the capacity of an existing structure, especially if it has not been studied with the applicable seismic regulations, is made. Then conventional metal systems are examined in comparison with some innovative systems for seismic energy reception.

In the second chapter a description of the general layout and geometry of the innovative FUSEIS systems is made, the main advantage of which is that they are easily replaceable because they are not involved in receiving the vertical loads. Also the checks to be performed for the individual elements of the system as well as the way of determination of the building capacity curve are presented.

The third chapter describes the method of nonlinear static analysis, the performance levels as well as the way to find the targeted movement with the ATC-40 method.

The fourth chapter describes the geometry and mechanical features of an already existing seven-story office building and some architectural plans are given. It also explains how to simulate it using the SAP2000 program.

In the fifth chapter the analysis before of the existing building are presented. Both elastic dynamic analysis and non-linear static analysis were performed to evaluate the capacity of the existing building. It was deemed necessary to both strengthen the strength and stiffness of the it. The goal of enhancing endurance is not to exceed the level of 'Life Protection'.

The sixth chapter presents the results of the analysis of the strengthened building. The innovative FUSEIS systems were selected for its support. Steel columns were connected to the existing corner columns and steel beams were placed between them.

The seventh chapter compares the behavior of the building before and after the strengthening.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Σημαντικό ποσοστό των κατασκευών στην Ελλάδα έχει σχεδιαστεί και κατασκευαστεί με βάση τους κανονισμούς του 1959,1984 και 1995. Γίνεται λοιπόν αμέσως αντιληπτό πως παρόλο που δεν είναι σε κάθε περίπτωση υποχρεωτική, είναι ωφέλιμη η ποσοτική εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς τους έναντι του σεισμού, με άλλα λόγια η αποτίμησή τους. Αυτό είναι και το πρώτο βήμα ανασχεδιασμού ενός κτιρίου. Σε περίπτωση που αυτό κριθεί ανεπαρκές , ενισχύεται. Ο ανασχεδιασμός ενός κτιρίου μπορεί να γίνει σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ ή εναλλακτικά σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8- Μέρος 3, ο οποίος εφαρμόζεται στην Ευρώπη γενικά. Στην Αμερική εφαρμόζεται ο κανονισμός FEMA-457 ή ο κανονισμός ATC-40.

Ο ανασχεδιασμός μιας κατασκευής είναι εργασία σαφώς πολυπλοκότερη από τον σχεδιασμό νέας κατασκευής λόγω της έλλειψης επαρκούς και τεκμηριωμένης γνώσης για το υφιστάμενο κτίριο καθώς και λόγω έλλειψης τεχνογνωσίας για την εφαρμογή των διάφορων κανονισμών και κυρίως του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συγκεκριμένα, προκειμένου να γίνει ο ανασχεδιασμός μιας κατασκευής, η διαδικασία που πρέπει να ακολουθηθεί βασίζεται σε πέντε στάδια:

- την τεκμηρίωση της υφιστάμενης κατασκευής
- την αποτίμηση της επάρκειας της κατασκευής
- τη λήψη απόφασης για τον ανασχεδιασμό
- τον προσδιορισμό της βέλτιστης επέμβασης και τον σχεδιασμό της
- την υλοποίηση της επέμβασης.

Ο όρος τεκμηρίωση της υφιστάμενης κατασκευής εμπεριέχει τον προσδιορισμό της γεωμετρίας, των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών, της όπλισης των στοιχείων και των πιθανών βλαβών. Με βάση αυτήν, αποφασίζεται η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων και κατ' επέκταση οι συντελεστές που θα χρησιμοποιηθούν στην εκάστοτε ανάλυση καθώς και η κατάλληλη μέθοδος ανάλυσης. Πριν γίνει η αποτίμηση της κατασκευής προσδιορίζεται ο επιθυμητός στόχος επιτελεστικότητας. Αν η ανάλυση οδηγήσει στο συμπέρασμα πως η επιτελεστικότητα της κατασκευής είναι χαμηλότερη από την επιθυμητή , κρίνεται σκόπιμη η επέμβαση δηλαδή είτε η επισκευή είτε η ενίσχυσή της. Η επέμβαση έχει διαφορετικό στόχο σε κάθε περίπτωση. Μπορεί να στοχεύει στην αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας , της ολκιμότητας, της κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας ή ακόμα και στην μείωση της σεισμικής απαίτησης.

1.2 ΣΥΝΗΘΗ ΚΑΙ ΚΑΙΝΟΤΟΜΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ

Στις μεταλλικές κατασκευές τα πιο διαδεδομένα συστήματα παραλαβής σεισμικών φορτίων είναι τα πλαίσια ροπής καθώς και οι κεντρικοί και έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Τα πλαίσια ροπής συνδυάζουν αυξημένη ολκιμότητα και αρχιτεκτονική ευελιξία και δίνουν τη δυνατότητα ελεγχόμενης πλαστικοποίησης. Βασικό μειονέκτημα τους είναι η δυσκολία και το πολύ υψηλό κόστος αντικατάστασης ή επισκευής των στοιχείων που έχουν υποστεί βλάβη, δεδομένου ότι τα στοιχεία αυτά φέρουν σημαντικά κατακόρυφα φορτία ενώ το κτίριο έχει υποστεί σημαντικές πλευρικές παραμορφώσεις. Τα πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας προσδίδουν στις κατασκευές μεγάλη δυσκαμψία και μειώνουν την επιρροή των φαινομένων 2^{ης} τάξης. Βασικά μειονεκτήματα τους είναι η υποβάθμιση της δυσκαμψίας και της αντοχής των διαγωνίων λόγω καθολικού και τοπικού λυγισμού και η μη συμμετρική συμπεριφορά των διαγωνίων σε θλίψη και εφελκυσμό.

Δημιουργήθηκε λοιπό η ανάγκη να βρεθούν κάποια νέα μεταλλικά συστήματα παραλαβής των σεισμικών φορτίων που δεν θα έχουν τις παραπάνω ανεπιθύμητες συμπεριφορές. Ενδεικτικά αναφέρονται τα συστήματα FUSEIS και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας INERD τα οποία παρέχουν τη δυνατότητα εύκολης αντικατάστασης των περιοχών που έχουν πάθει βλάβη και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας άνευ λυγισμού που εμφανίζουν συμμετρική συμπεριφορά σε θλίψη και εφελκυσμό καθώς και αυξημένη δυσκαμψία και αντοχή.

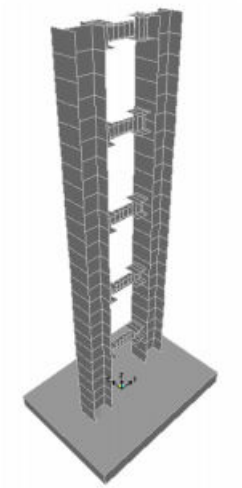
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

2.ΚΑΙΝΟΤΟΜΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ FUSEIS

2.1ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ FUSEIS

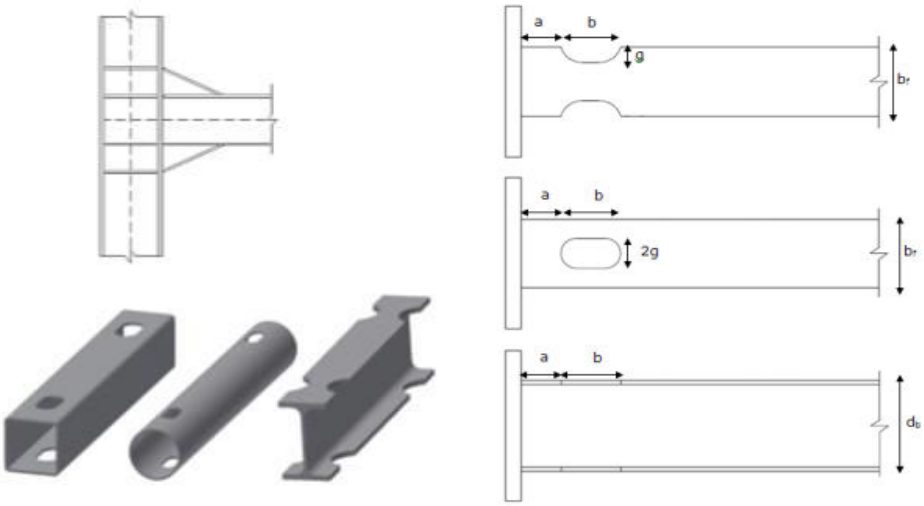
Το σύστημα FUSEIS είναι ένα καινοτόμο σύστημα δυσκαμψίας , το οποίο συνδυάζει την ολκιμότητα και αρχιτεκτονική ευελιξία των πλαισίων ροπής με την αυξημένη δυσκαμψία των πλαισίων με συνδέσμους. Αποτελείται από δύο ισχυρά τοποθετημένα υποστυλώματα τοποθετημένα σε κοντινή απόσταση, περί τα 1,5 με 2m, τα οποία συνδέονται με πολλές ασθενέστερες δοκούς. Οι δοκοί μπορούν να έχουν διατομές διαφόρων τύπων όπως RHS, SHS, CHS, IPE. Το σύστημα αυτό αντιστέκεται στα πλευρικά φορτία σαν μια κατακόρυφη δοκός vierendeel. Οι δοκοί καταπονούνται κυρίως σε κάμψη και διάτμηση ενώ τα υποστυλώματα σε αξονική. Η λειτουργία του συστήματος είναι ανάλογη με αυτή των συζευγμένων τοιχωμάτων, ανάλογα βέβαια και με το πλήθος των δοκών σε κάθε όροφο και τη διατομή τους.

Οι δοκοί FUSEIS δεν αναλαμβάνουν ιδιαίτερα κατακόρυφα φορτία, μιας και βρίσκονται μεταξύ των ορόφων, αντίθετα σχεδιάζονται σαν ζώνες απορρόφησης ενέργειας. Σχεδιάζονται να λειτουργούν ελαστικά για σεισμό μικρότερο από το σεισμό σχεδιασμού και ανελαστικά για μεγαλύτερες σεισμικές φορτίσεις. Η καινοτομία του συστήματος έγκειται στη δυνατότητα εύκολης αντικατάστασης των περιοχών που θα συγκεντρώσουν τη βλάβη, αφού οι δοκοί αυτές δεν παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία. Η ευκολία αντικατάστασης ενισχύεται και από το μικρό μήκος των δοκών αλλά και από την κοχλιωτή σύνδεση τους με τα υποστυλώματα. Το σύστημα σχεδιάζεται συνήθως για συντελεστή συμπεριφοράς q=5.



Σχήμα 2.1: *Διάταξη συστήματος FUSEIS*

Για να προστατευτεί η σύνδεση δοκού-υποστυλώματος , οι δοκοί FUSEIS πρέπει να σχεδιαστούν με τρόπο ώστε η πλαστική άρθρωση να σχηματιστεί μακριά από την περιοχή της σύνδεσης. Για νε επιτευχθεί αυτό υπάρχουν δύο τρόποι. Ο ένας είναι να τοποθετηθούν πρόσθετες μεταλλικές πλάκες στην περιοχή της σύνδεσης για να την ενισχύσουν. Ο δεύτερος είναι να δημιουργηθούν ασθενέστερες περιοχής της δοκού σε μικρή απόσταση από τη σύνδεση είτε με διάνοιξη οπών είτε με απότμηση τμήματος των πελμάτων (Reduced Beam Section- RBS).



***Σχήμα 2.2**: Γεωμετρία των RBS*

***Πίνακας 2.1**:Γεωμετρία των RBS με βάση τους κανονισμούς*

According to FEMA-350	According to EN1998-3
$a = (0.50 - 0.70)\ b_f$	$a = 0.60b_f$
$b = (0.65 - 0.85)\ d_b$	$b = 0.75d_b$
$c = g \leq 0.25b_f$	$g \leq 0.25b_f$
$r = (4c^2 + b^2) / 8c$	$r = (4g^2 + b^2) / 8g$

Σε αντίθεση με τις δοκούς, τα υποστυλώματα του καινοτόμου αυτού συστήματος συμμετέχουν στην παραλαβή του κατακορύφου φορτίου. Απαιτούνται λοιπόν ισχυρές διατομές με υψηλή αντοχή και δυσκαμψία, έτσι ώστε τα υποστυλώματα να παραμένουν στην ελαστική περιοχή και να έχουν μικρές παραμορφώσεις.

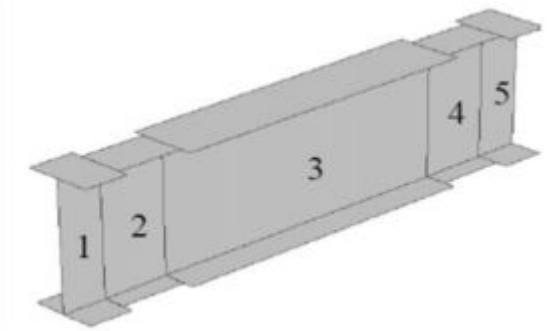
Η αντοχή των δοκών FUSEIS1-1 και το πλήθος τους ανά όροφο είναι καθοριστικά για τη συμπεριφορά του συστήματος. Με χρήση μεγάλου αριθμού δοκών ανά όροφο μειώνονται οι τοπικές καταπονήσεις των υποστυλωμάτων και αυξάνονται η αντοχή και η δυσκαμψία του συστήματος. Ο αριθμός των δοκών καθορίζεται από το

μελετητή βάσει των απαιτήσεων σχεδιασμού, του διατιθέμενου χώρου για επεμβάσεις επισκευής και αντικατάστασης και του ύψους των δοκών. Ενδεικτικά, σε έναν όροφο ύψους 3,0 - 3,5m μπορούν να χρησιμοποιηθούν πέντε ή και περισσότερες δοκοί, αφήνοντας μεταξύ τους μια ελάχιστη απόσταση της τάξεως των 50cm. Με την τοποθέτηση μιας επιπλέον δοκού κοντά στις εδράσεις των υποστυλωμάτων προστατεύεται η θεμελίωση ώστε να μη μεταφέρονται σε αυτήν ροπές.

2.1.2ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

(1) Προσομοίωση

Αρχικά κατασκευάζεται προσομοίωμα ραβδωτών στοιχείων (beam elements). Οι δοκοί του συστήματος ορίζονται από πέντε τμήματα που αντιστοιχούν στην πλήρη διατομή στα άκρα και στο μέσο και στην απομειωμένη στις θέσεις των RBS. Οι διαστάσεις του απομειωμένου τμήματος RBS επιλέγονται ως εξής: απόσταση από τη σύνδεση a=0,60bf, μήκος b=0,75db και βάθος εγκοπής g≤0,25bf .



Σχήμα 2.3*: Τμήματα δοκού συστήματος FUSEIS*

Οι άκαμπτες συνδέσεις των δοκών του συστήματος στα υποστυλώματα προσομοιώνονται ως συνδέσεις ροπής ώστε να ενεργοποιηθεί η λειτουργία της Vierendeel. Για να ληφθεί υπόψη στην ανάλυση το καθαρό μήκος των δοκών εισάγονται άκαμπτα στοιχεία μεταξύ των κέντρων των υποστυλωμάτων και των πελμάτων τους. Στη στάθμη των εδράσεων των υποστυλωμάτων τοποθετείται πάντα μια δοκός ώστε να μη μεταφέρονται ροπές στη θεμελίωση.

Όσον αφορά στη μόρφωση του υπόλοιπου φορέα, ο μελετητής έχει τη δυνατότητα να επιλέξει αν το FUSEIS1-1 θα αποτελέσει το μοναδικό σύστημα δυσκαμψίας ή αν θα χρησιμοποιήσει και την πλαισιακή λειτουργία για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων. Στην περίπτωση που οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων του κυρίου πλαισίου προσομοιώνονται ως αρθρωτές (Hinged), αυξάνονται οι απαιτήσεις σε δυσκαμψία του συστήματος FUSEIS και απαιτούνται μεγαλύτερες διατομές δοκών και υποστυλωμάτων του.

Στην περίπτωση που οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων είναι άκαμπτες ή ημιάκαμπτες μορφώνονται πλαίσια ροπής. Οι άκαμπτες συνδέσεις αυξάνουν τις απαιτήσεις σχεδιασμού στον υπόλοιπο φορέα, οι δοκοί του οποίου πρέπει να διαθέτουν υπεραντοχή ώστε να μη διαρρεύσουν πριν από τις δοκούς του συστήματος. Με χρήση ημιάκαμπτων συνδέσεων το κύριο πλαίσιο λειτουργεί σαν δευτερεύον σύστημα δυσκαμψίας, όμοια με τα πλαίσια ροπής, αλλά ο σχεδιασμός είναι πιο οικονομικός, αφενός γιατί το κύριο πλαίσιο απαλλάσσεται από τον ικανοτικό και αφετέρου γιατί η υλοποίηση ημιάκαμπτων συνδέσεων είναι πιο απλή τεχνικά. Οι δοκοί του κύριου πλαισίου συνδέονται με τα υποστυλώματα του συστήματος FUSEIS1-1 με απλές συνδέσεις τέμνουσας ώστε να μη μεταφέρουν σε αυτά πρόσθετες ροπές. Στις εδράσεις των υποστυλωμάτων προτιμώνται επίσης οι αρθρώσεις για την αποφυγή βλαβών στη θεμελίωση.

2) Ανάλυση

Εισάγονται στο φορέα τα μόνιμα και κινητά φορτία και διενεργείται γραμμική ελαστική ανάλυση. Από τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν γίνεται έπειτα ο έλεγχος των δοκών και των υποστυλωμάτων κυρίου πλαισίου σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ) και Αστοχίας (ΟΚΑ) σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

Η μέθοδος ανάλυσης που προτείνεται για σχεδιασμό υπό σεισμικά φορτία είναι η δυναμική φασματική βάσει του Ευρωκώδικα 8. Σε κάθε κύρια διεύθυνση του φορέα λαμβάνονται τόσες ιδιομορφές ώστε το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Για τον υπολογισμό των ανελαστικών παραμορφώσεων, χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς q με μέγιστη τιμή q=5.

(3) Περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου

Ο περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου διασφαλίζει την προστασία των μη φερόντων μελών του φορέα και την ελάχιστη απαιτούμενη δυσκαμψία του φορέα ώστε να εξασφαλίζεται η λειτουργία του μετά το σεισμό. Ο περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης είναι μαζί με τον έλεγχο επιρροών 2ης τάξης οι πιο κρίσιμοι έλεγχοι για τη διαστασιολόγηση των δοκών και των υποστυλωμάτων του συστήματος FUSEIS. Οι ανελαστικές οριζόντιες μετακινήσεις ds των ορόφων για το σεισμό σχεδιασμού προκύπτουν πολλαπλασιάζοντας τις ελαστικές μετακινήσεις de με τον συντελεστή συμπεριφοράς .

$$ds = q \times de \qquad (2.1)$$

Στην περίπτωση που κατά τον έλεγχο των δοκών του συστήματος προκύψουν μικροί λόγοι εκμετάλλευσης οι τιμές της ανελαστικής παραμόρφωσης ds είναι συντηρητικές. Για να ληφθεί υπόψη η μικρή εκμετάλλευση στον υπολογισμό της ανελαστικής παραμόρφωσης μπορεί να εισαχθεί ένας απομειωτικός συντελεστής $q_{\Omega}=\frac{1}{min\Omega}$. Συνεπώς:

$d_s = q x q_\Omega \times d_e$ (2.2)

(4) Έλεγχος επιρροών 2ης τάξης

Για τον έλεγχο των επιρροών 2ης τάξης υπολογίζεται ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ για κάθε όροφο στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.

$$\theta = \frac{Ptot\ x\ dr}{Vtot\ x\ hstorey} \quad (2.3)$$

όπου Ptot η συνολική αξονική των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου υπό το σεισμικό συνδυασμό δράσεων
Vtot η τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου υπό το σεισμικό συνδυασμό δράσεων
dr η διαφορά μετακινήσεων κορυφής και βάσης του.

Εναλλακτικά, ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας μπορεί να υπολογιστεί μέσω του συντελεστή ευστάθειας αcr, ο οποίος είναι ο αριθμός με τον οποίο πρέπει να πολλαπλασιαστεί η φόρτιση σχεδιασμου για να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια του φορέα. Για τον υπολογισμό του συντελεστή ευστάθειας διενεργείται γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού (linear buckling analysis) του φορέα υπό την επιβολή των κατακόρυφων φορτίων του σεισμικού συνδυασμού. Η ανάλυση παράγει επίσης τις ιδιομορφές λυγισμού. Ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ προκύπτει από δύο πρώτες ιδιομορφές που μετακινούν το κτίριο κατά τις οριζόντιες διευθύνσεις x και y. Υπολογίζονται μέσω του τύπου:

$$\alpha cr = \frac{1}{\theta} = \frac{Fcr}{FEd} \quad (2.4)$$

όπου
Fcr το ελαστικό κρίσιμο φορτίο λυγισμού
FEd το φορτίο σχεδιασμού του φορέα για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων.

Ο συντελεστής ευστάθειας αcr πρέπει να πολλαπλασιαστεί με το συντελεστή συμπεριφοράς q, με σκοπό να ληφθούν υπόψην οι ανελαστικές μετακινήσεις του κτιρίου.

$$\theta = \frac{q}{\alpha cr} \quad (2.5)$$

Οι επιρροές 2 ης τάξης μπορούν να αμεληθούν όταν ο θ είναι μικρότερος του 0,1. Σε περίπτωση που $0,1 < \theta < 0,2$ τα φαινόμενα 2ης τάξης μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αποτελέσματα των σεισμικών δράσεων με ένα συντελεστή ίσο με 1/(1-θ) στον οποίο εφαρμόζεται απλοποιητικά η μέγιστη τιμή του θ όλων των ορόφων για κάθε οριζόντια διεύθυνση. Όταν $0,2 < \theta < 0,3$ απαιτείται ακριβέστερη ανάλυση με θεωρία 2ης τάξης. Ο δείκτης θ δεν επιτρέπεται σε καμία περίπτωση να υπερβαίνει την τιμή 0,3.

(5) Έλεγχος πλάστιμων μελών

Οι δοκοί του συστήματος σχεδιάζονται για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό. Συγκεκριμένα οι απομειωμένες διατομές (RBS section) πρέπει να ελεγχθούν σε αξονική, τέμνουσα και κάμψη, γιατί εκεί είναι που αναμένεται να σχηματιστούν οι πλαστικές αρθρώσεις. Επειδή λοιπόν σε αυτές τις περιοχές είναι μεγάλη η απαίτηση σε ολκιμότητα, η απομείωση είναι τέτοια ώστε να είναι κατηγορίας 1. Συνεπώς για τους ελέγχους πρέπει να χρησιμοποιηθούν οι πλαστικές αντοχές των διατομών.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,RBS,Rd}} \leq 0{,}15 \qquad (2.6)$$

όπου
Ned η αξονική δύναμη σχεδιασμού
$N_{pl,RBS,Rd}$ η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της απομειωμένης διατομής

Ο έλεγχος αυτός γίνεται προκειμένου να διαπιστωθεί αν χρειάζεται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής ή της αντοχής σε τέμνουσα λόγω αξονικής.

β) Έλεγχος σε διάτμηση

Οι απομειωμένες διατομές του συστήματος FUSEIS (RBS sections) ελέγχονται σε διάτμηση με την ικανοτική τέμνουσα που υπολογίζεται θεωρώντας ότι οι πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται ταυτόχρονα στις θέσεις αυτές

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}} \leq 0{,}5 \qquad (2.7)$$

όπου

$V_{CD,Ed} = \frac{2\,x\,M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}}$ η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού

$V_{pl,RBS,Rd}$ η πλαστική διατμητική αντοχή της απομειωμένης διατομής
$M_{pl,RBS,Rd}$ η πλαστική ροπή αντοχής της απομειωμένης διατομής
l_{RBS} το μήκος μεταξύ των τμημάτων με την απομειωμένη διατομή

Ο έλεγχος αυτός γίνεται προκειμένου να διασφαλιστεί ότι η Mpl,RBS,Rd δεν θα απομειωθεί λόγω τέμνουσας.

Αντικαθιστώντας την ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού VCD,Ed στην εξίσωση διαπιστώνεται ότι για το μήκος των δοκών μεταξύ των απομειωμένων διατομών Lrbs πρέπει να ισχύει:

$$l_{RBS} \geq \frac{4\,x\,M_{pl,RBS,Rd}}{V_{pl,RBS,Rd}} = \frac{4\,x\,W_{pl,RBS}}{A_v/\sqrt{3}} \qquad (2.8)$$

γ) Έλεγχος σε κάμψη

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} = \frac{1}{\Omega} \leq 1 \qquad (2.9)$$

όπου

M_{Ed} η ροπή κάμψης σχεδιασμού

$M_{pl,RBS,Rd}$ η πλαστική ροπή αντοχής της απομειωμένης διατομής

Ω η υπεραντοχή της δοκού

δ) Καθολική ικανότητα απορρόφησης ενέργειας

Προκειμένου να επιτευχθεί μια ομοιόμορφη πλάστιμη συμπεριφορά σε ολόκληρη την κατασκευή, πρέπει να ελεγχθεί ότι η μέγιστη υπεραντοχή δεν διαφέρει από την ελάχιστη περισσότερο από 25%.

$$\frac{max\Omega}{min\Omega} \leq 1{,}25 \qquad (2.10)$$

ε) Στροφές δοκών

Πρέπει να περιορίζονται επιπλέον και οι στροφές θRBS των RBS των δοκών ώστε να είναι μικρότερες από τις επιτρεπτές τιμές που ορίζουν την οριακή κατάσταση αστοχίας. Η μέγιστη τιμή της θgl στην ΟΚΑ αντιστοιχεί στη γωνιακή παραμόρφωση του πλαισίου δοκιμών όταν αυτό έφτασε το μέγιστο φορτίο.

$$\theta_{RBS} = \frac{L}{l_{RBS}} \times \theta_{gl} \leq \theta_{ULS,RBS} \qquad (2.11)$$

όπου

$\theta_{gl,IPE}$ =2,5%, $\theta_{gl,SHS}$=2,4% και $\theta_{gl,CHS}$=2,15% οι πειραματικές οριακές τιμές

$\theta_{ULS,RBS}$ 5%

L η απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων του συστήματος

(6) Έλεγχος μη πλάστιμων μελών

Για να σχηματιστούν οι πλαστικές αρθρώσεις αποκλειστικά στις περιοχές των δοκών με την απομειωμένη διατομή και για να αποφευχθεί ο σχηματισμός τους στα υποστυλώματα, στα άκρα των δοκών του συστήματος στην περιοχή της πλήρους διατομής αλλά και στις συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων, τα παραπάνω σχεδιάζονται ικανοτικά. Με άλλα λόγια, ελέγχονται για προσαυξημένα μεγέθη που προκύπτουν βάσει της αντοχής των ζωνών απορρόφησης ενέργειας.

α) Υποστυλώματα συστήματος

Οι εσωτερικές δυνάμεις των στηλών του συστήματος fuseis που προέκυψαν από τις αναλύσεις για τον πλέον δυσμενή σεισμικό συνδυασμό, αυξάνονται όπως φαίνεται στις παρακάτω εξισώσεις.

$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \times \gamma_{ov} \times \Omega \times N_{Ed,E}$ (2.12)

$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \times \gamma_{ov} \times \Omega \times M_{Ed,E}$ (2.13)

$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \times \gamma_{ov} \times \Omega \times V_{Ed,E}$ (2.14)

όπου

$N_{Ed,G}$ $M_{Ed,G}$ $V_{Ed,G}$: οι εσωτερικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων λόγω των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού

$N_{Ed,E}$ $M_{Ed,E}$ $V_{Ed,E}$: οι εσωτερικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων λόγω του σεισμού σχεδιασμού

$\Omega = \min \Omega_i = \min \frac{M_{pl,RBS,Rd,i}}{M_{Ed,i}}$: ο ελάχιστος συντελεστής υπεραντοχής

γ_{ov} (προτεινόμενη τιμή 1,25) : ο συντελεστής υπεραντοχής υλικού

Ο συντελεστής επαύξησης του σεισμικού φορτίου 1,1 x γον x Ω δεν μπορεί σε καμία περίπτωση να υπερβαίνει το συντελεστή συμπεριφοράς της ανάλυσης. Είναι προφανές ότι αν επιλεγούν μεγάλοι συντελεστές Ω αυξάνονται αντίστοιχα και οι απαιτήσεις σε υποστυλώματα, πράγμα το οποίο μπορεί να οδηγήσει σε εξαιρετικά αντιοικονομικές κατασκευές. Ο βέλτιστος οικονομικά σχεδιασμός επιτυγχάνεται όταν ο συντελεστής Ω είναι κοντά στη μονάδα και το πραγματικό όριο διαρροής του χάλυβα δεν απέχει σημαντικά από την ονομαστική τιμή του.

β) Περιοχή δοκού με πλήρη διατομή

Προκειμένου να διασφαλιστεί ότι οι πλήρεις διατομές των δοκών του συστήματοςfuseis δεν θα διαρρεύσουν πριν από τις απομειωμένες, πρέπει να ελεγχθεί ότι η πλαστική ροπή αντοχής της πλήρους διατομής είναι μεγαλύτερη από την ικανοτική ροπή κάμψης σχεδιασμού στα άκρα της δοκού.

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \qquad (2.15)$$

$$M_{CD,Ed} = \frac{l}{l_{RBS}} \times M_{pl,RBS,Rd} \qquad (2.16)$$

όπου

$M_{CD,Ed}$ η ικανοτική ροπή κάμψης σχεδιασμού στα άκρα της δοκού

Mpl,RBS,Rd η πλαστική ροπή αντοχής της απομειωμένης διατομής

l το συνολικό μήκους της δοκού μεταξύ των πελμάτων των στήλων

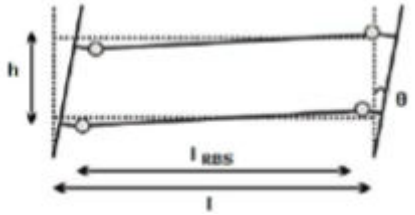
Mpl,Rd η αντοχή σχεδιασμού της πλήρους διατομής σε κάμψη

γ) Συνδέσεις μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων του συστήματος fuseis

Οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων του συστήματος fuseis σχεδιάζονται με υπεραντοχή ώστε να συμπεριφέρονται ελαστικά ακόμα και όταν όλες οι δοκοί του συστήματος εισέλθουν στην πλαστική περιοχή. Από τις παρακάτω εξισώσεις υπολογίζονται η ικανοτική ροπή κάμψης σχεδιασμού και η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού για τις οποίες σχεδιάζονται οι συνδέσεις.

$$M_{CD,con,Ed} = 1{,}1 \times \gamma_{ov} \times \frac{min\Omega}{\Omega i} \times \frac{L_{net}}{l_{RBS}} \times M_{pl,RBS,Rd} \text{ ,i ο όροφος} \qquad (2.17)$$

$$V_{CD,con,Ed} = 1{,}1 \times \gamma ov \times \frac{min\Omega}{\Omega i} \times \frac{2 \, x \, M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}} \qquad (2.18)$$



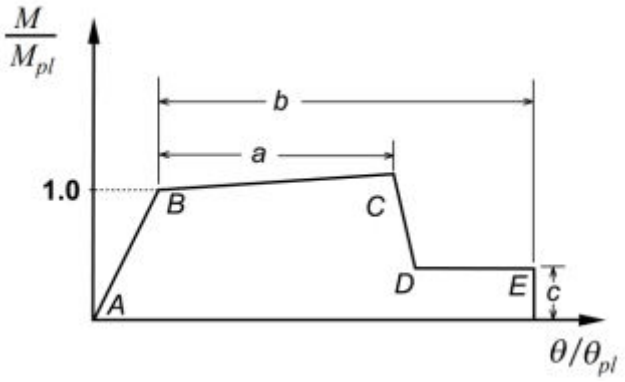
Σχήμα 2.4: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων μακριά από τη σύνδεση

2.1.3ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

Η μη γραμμική στατική υπερωθητική ανάλυση διενεργείται με σκοπό να προσδιοριστεί η συμπεριφορά της κατασκευής πέρα από την ελαστική περιοχή και δίνει μια ρεαλιστικότερη εικόνα της. Με τη βοήθειά της προσδιορίζονται οι πλαστικοί μηχανισμοί αστοχίας καθώς και δίνεται μια σαφής εικόνα της κατανομής της βλάβης στην κατασκευή.

Στο προσομοίωμα του κτιρίου για την pushover analysis εισάγεται η μη-γραμμική συμπεριφορά των υλικών. Ορίζονται πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των RBS, καθώς οι περιοχές εκείνες των δοκών του συστήματος fuseis σχεδιάζονται ως ζώνες απορρόφησης ενέργειας. Επιπρόσθετες πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων μπορούν να εισαχθούν στα άκρα των υποστυλωμάτων του συστήματος fuseis για να ελεγχθεί η πιθανή μη γραμμική συμπεριφορά τους.

Παρακάτω εικονίζεται το διάγραμμα ροπής καμπυλότητας όπως αυτό ορίζεται κατά FEMA 356.



***Σχήμα 2.5**: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων διατομής κατά FEMA 356*

Οι παράμετροι a και b εξαρτώνται από την κατηγορία της διατομής και από το αν το εκάστοτε δομικό μέλος είναι κύριο ή δευτερεύον. Υπενθυμίζεται ότι οι διατομές των δοκών του συστήματος fuseis οφείλουν να είναι κατηγορίας 1, εξαιτίας της μεγάλης απαίτησης σε ολκιμότητα ή με άλλα λόγια εξαιτίας της ανάγκης μεγάλης ικανότητας στροφής.

Στους παρακάτω πίνακες αναγράφοται οι τιμές των διαφόρων παραμέτρων καθώς και των κριτηρίων αποδοχής.

***Πίνακας 2.2**: Παράμετροι πλαστικών αρθρώσεων για τις πληρεις διατομές*

Point	Modelling parameters		Acceptance criteria	
	M/M_{pl}	θ/θ_{pl}	Limit state	θ/θ_{pl}
A	0	0	IO	1
B	1	0	LS	6
C	α	9	CP	8
D	0.6	9	α factor: strain hardening slope 3% of elastic	
E	0.6	11		

***Πίνακας 2.3**: Παράμετροι πλαστικών αρθρώσεων για τις RBS διατομές των δοκών του συστήματος FUSEIS*

HINGE PROPERTIES (α_{pl}=shape factor)						
	IPE		SHS		CHS	
Point	M/SF	Rot./SF	M/SF	Rot./SF	M/SF	Rot./SF
E-	-0.6	-45	-0.4	-30	-0.2	-30
D-	-0.6	-40	-0.4	-25	-0.2	-25
C-	$-\alpha_{pl}$	-40	$-\alpha_{pl}$	-25	$-\alpha_{pl}$	-25
B-	1	0	-0.6	0	-1	0
A	0	0	0	0	0	0
B	1	0	0.6	0	1	0
C	α_{pl}	40	α_{pl}	25	α_{pl}	25
D	0.6	40	0.4	25	0.2	25
E	0.6	45	0.4	30	0.2	30
ACCEPTANCE CRITERIA						
	IPE		SHS		CHS	
IO	15		5		6	
LS	25		12		10	
CP	35		18		16	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

3. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

3.1 Η ΜΕΘΟΔΟΣ PUSHOVER

Κύριος στόχος της μεθόδου pushover είναι η εκτίμηση της μετελαστικής συμπεριφοράς του κτιρίου όταν αυτό υπόκειται στο σεισμό για τον οποίο γίνεται η αποτίμηση .Για το λόγο αυτό προσδιορίζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής η οποία εξαρτάται από τη γεωμετρία και την αντοχή των φερόντων στοιχείων του κτιρίου . Η καμπύλη ικανότητας προσδιορίζεται υπολογίζοντας την ανελαστική μετακίνηση dr του κόμβου ελέγχου για διάφορες τιμές του συνολικού οριζόντιου φορτίου Fb και για δεδομένη κατανομή του στους ορόφους. Ως κόμβος ελέγχου συνήθως επιλέγεται το ΚΜ του ανώτερου ορόφου. Η κατανομή των οριζόντιων φορτίων μπορεί να είναι ομοιόμορφη, τριγωνική ή αυτή της πρώτης ιδιομορφής. Η μη γραμμική ανελαστική ανάλυση ή με άλλα λόγια pushover analysis πραγματοποιείται με σταδιακή προσαύξηση των οριζόντιων φορτίων υπό τη δράση σταθερών κατακόρυφων φορτίων και υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης σε κάθε βήμα λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει σε κάθε βήμα. Η γενική μορφή του διαγράμματος F – δ λαμβάνεται συνήθως με την ιδεατή μορφή που φαίνεται στο Σχ. Για να βρεθεί η καμπύλη ικανότητας είναι απαραίτητος ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις.

***Σχήμα3.1**: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής*

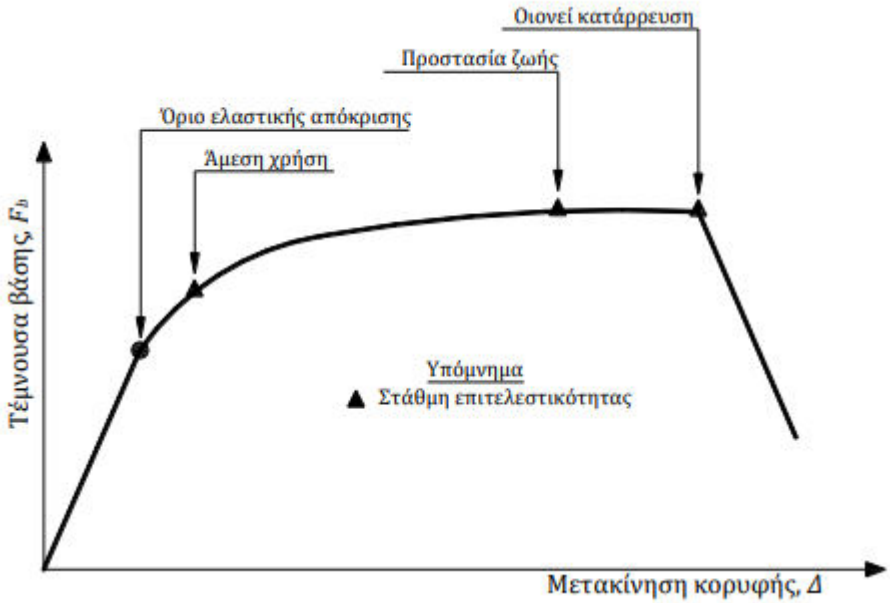
3.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Πάνω στην καμπύλη ικανότητας ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας, οι οποίες βασικά είναι τρεις.

Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Immediate occupancy). Επιτρέπονται μόνο μερικές αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα στα φέροντα στοιχεία , οι οποίες δεν επηρεάζουν την ικανότητα της κατασκευής να φέρει τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία. Καμία από τις βασικές λειτουργίες δεν διακόπτεται ούτε κατά τη διάρκεια του σεισμού ούτε μετά από αυτόν.

Προστασία ζωής (Life safety). Τα φέροντα στοιχεία εμφανίζουν επισκευάσιμες βλάβες, οι οποίες όμως δεν οδηγούν σε απώλεια της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σε σοβαρό τραυματισμό ατόμων (μικροί τραυματισμοί, οι οποίοι όμως δεν αποτελούν κίνδυνο απώλειας ζωής, μπορούν να συμβούν) ή σε σημαντικές ζημιές σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή.Για την επαναχρησιμοποίηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτείται να επισκευαστούν οι βλάβες. Τα μη-φέροντα στοιχεία αναμένονται να εμφανίσουν βλάβες, οι οποίες όμως δεν αποτελούν κίνδυνο για άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής, είτε λόγω πτώσης αντικειμένων είτε λόγω δευτερογενών αιτιών, όπως διαφυγή τοξικών ουσιών, αστοχία συστημάτων υψηλής πίεσης, κίνδυνος πρόκλησης πυρκαγιάς, κλπ

Οιονεί κατάρρευση (Structural stability). Ο φέρων οργανισμός αναμένεται να εμφανίσει εκτεταμένες, μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα βλάβες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά η οριζόντια δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχουν μειωθεί σημαντικά, με αποτέλεσμα η κατασκευή να μη διαθέτει άλλα περιθώρια ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Γι' αυτό υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης σε μετασεισμούς. Ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων από πτώσεις στοιχείων της κατασκευής είναι μεγάλος, εντός και εκτός αυτής. Για τη επαναχρησιμοποίηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτούνται εκτεταμένες επιδιορθώσεις, ενώ είναι πιθανόν να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της. Τα μη-φέροντα στοιχεία εμφανίζουν σημαντικές βλάβες, οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν ακόμη και την πτώση τους. Εξαίρεση αποτελούν τα υψηλού κινδύνου μη-φέροντα στοιχεία και προσαρτήματα, τα οποία πρέπει να είναι καλά στερεωμένα, ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος πτώσης τους σε χώρους συνάθροισης κοινού.

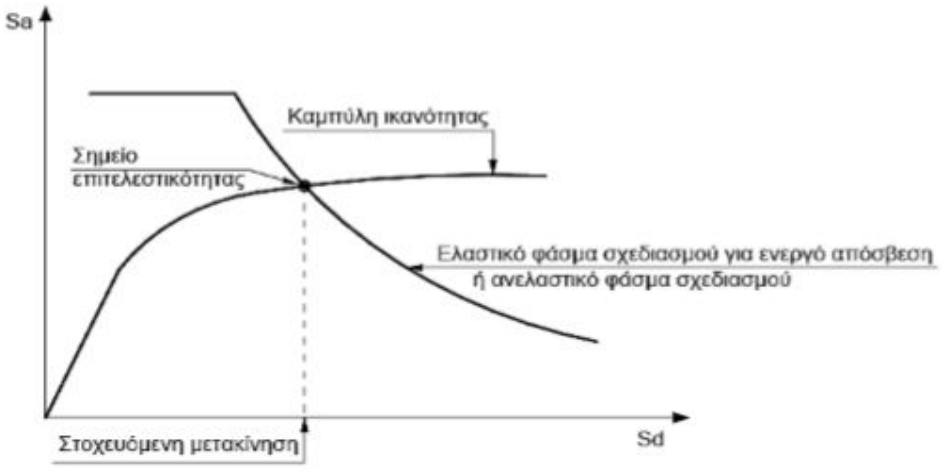


Σχήμα 3.2*: Προσδιορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη ικανότητας*

3.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

3.3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Για τη στοχευόμενη μετακίνηση η ικανότητα παραλαβής των σεισμικών φορτίων από το φορέα πρέπει να είναι ίση με την απαίτηση. Το σημείο επιτελεστικότητας λοιπόν προκύπτει σαν το σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής και του ανελαστικού φάσματος για την αντίστοιχη πλαστιμότητα ή του ελαστικού φάσματος για την ενεργό απόσβεση.



Σχήμα 3.3 *: Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος*

Παρακάτω αναλύεται ο τρόπος υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης με τη μέθοδο ATC-40. Η μετακίνηση της κατασκευής στη μέθοδο αυτή υπολογίζεται από τη μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

3.3.2 ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟ ΣΥΣΤΗΜΑ

Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εξαρτάται από την κατανομή των φορτίων καθ' ύψος που λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας. Για την κατανομή των φορτίων μπορεί να χρησιμοποιηθεί τριγωνική κατανομή, ομοιόμορφη κατανομή, κατανομή σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή ή περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Γενικά, μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η κατανομή των φορτίων στους ορόφους γίνεται σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$F_i = V \frac{m_i \varphi_i}{\sum m_j \varphi_j} \qquad (3.1)$$

όπου V=ΣFi είναι η τέμνουσα βάσης. Οι συντελεστές φi δηλώνουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους. Συνήθως λαμβάνονται ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές της $1^{ης}$ ιδιομορφής αν και μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε κατανομή μετακινήσεων αρκεί να είναι αντιπροσωπευτική της αναμενόμενης παραμόρφωσης της κατασκευής. Συνήθως γίνεται μια κανονικοποίηση των τιμών φi ώστε να λαμβάνεται φtop=1. Εάν η κατανομή των φορτίων γίνεται σύμφωνα με την εξίσωση (5.1) και φtop = 1, η αντιστοιχία μεταξύ του πολυβάθμιου συστήματος και του ισοδύναμου μονοβάθμιου για όλα τα μεγέθη (δυνάμεις, μετακινήσεις, ενέργεια, κλπ.) γίνεται με τη σχέση:

$$Q = \Gamma * Q' \qquad (3.2)$$

όπου
Q'= μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (π.χ. δύναμη , μετακίνηση)
Q = αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα (π.χ. τέμνουσα βάσης V, μετακίνηση κορυφής Δ)
Γ = συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από τη σχέση (για επίπεδη κίνηση του της κατασκευής):

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2} \qquad (3.3)$$

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

$$m^* = \sum m_i \phi_i \qquad (3.4)$$

Σημειώνεται ότι, εφόσον τόσο οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασηματισμού [σχέση (3.2)], η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβαθμίου. Η ιδιοπερίοδος όμως του ισοδύναμου μονοβαθμίου δεν ισούται με την 1η ιδιοπερίοδο του πολυβαθμίου, ακόμη και εάν οι συντελεστές φi ισούνται με τις αντίστοιχες τιμές του 1^{ου} ιδιοδιανύσματος.

Η σχέση (3.2) χρησιμοποιείται για τη μετατροπή της καμπύλης ικανότητας του κτηρίου σε φάσμα ικανότητας (capacity spectrum) του ισοδύναμου μονοβαθμίου σε ADRS. Η μετατροπή αυτή γίνεται χρησιμοποιώντας τις παρακάτω σχέσεις:

$$Sa= \frac{F_b}{\alpha \cdot m_{o\lambda}} \qquad (3.5)$$

$$S_d= \frac{\Delta}{\Gamma} \quad \text{αν } \varphi top=1 \qquad (3.6)$$

$$Sd=\frac{\Delta}{\Gamma \cdot \varphi top} \quad \text{αν } \varphi top\neq 1 \qquad (3.7)$$

όπου

V=τέμνουσα βάσης πολυβαθμίου

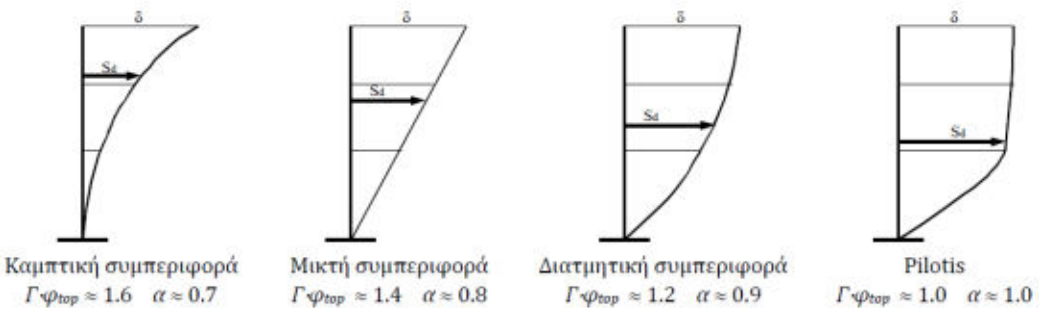
Δ=μετακίνηση οροφής

mολ= συνολική μάζα πολυβαθμίου

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

$$\alpha = \frac{[\sum m\iota\varphi i]^2}{m_{o\lambda} \cdot \sum m_i \varphi_i^2} = \frac{\Gamma \sum mi\varphi i}{mo\lambda} = \Gamma \frac{m^*}{m_{o\lambda}} \qquad (3.8)$$

Ενδεικτικές τιμές των συντελεστών α για διάφορους τρόπους συμπεριφοράς κτιρίων παρουσιάζονται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 3.4*: Τιμές συντελεστή α για χαρακτηριστικούς τρόπους συμπεριφοράς*

Παρακάτω παρουσιάζεται ο τρόπος υπολογισμού του σημείου επιτελεστικότητας σύμφωνα με τη μεθοδολογία ATC-40 .

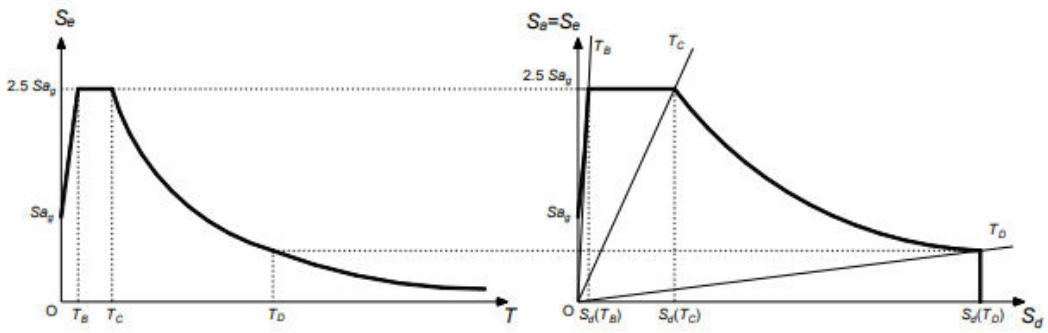
1° βήμα: Μετατροπή του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για ζ = 5% σε μορφή ADRS. Η μετατροπή βασίζεται στη σχέση :

$$Sd = \frac{T^2}{4\pi^2} Sa \qquad (3.9)$$

Γενικά ισχύει:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{Sd}{Sa}} \qquad (3.10)$$

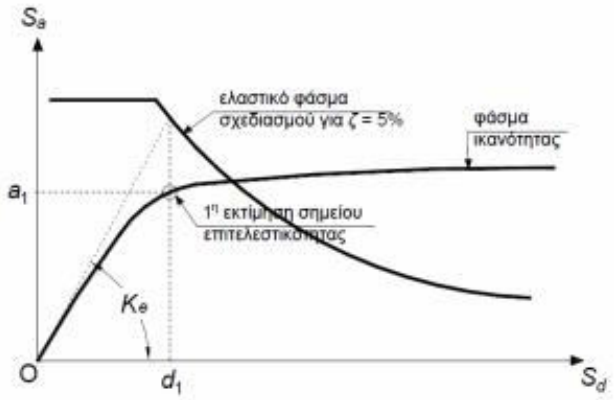
και επομένως στο φάσμα ADRS ακτινικές γραμμές από την αρχή των αξόνων έχουν σταθερή περίοδο.



Σχήμα 3.5*: Μετατροπή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού σε μορφή ADRS*

2° βήμα: Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας και του φάσματος ικανότητας.
Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου Δ για διάφορες τιμές της τέμνουσας βάσης Fb. Στη συνέχεια, η καμπύλη αυτή μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος με τις σχέσεις [(3.5)-(3.7)]

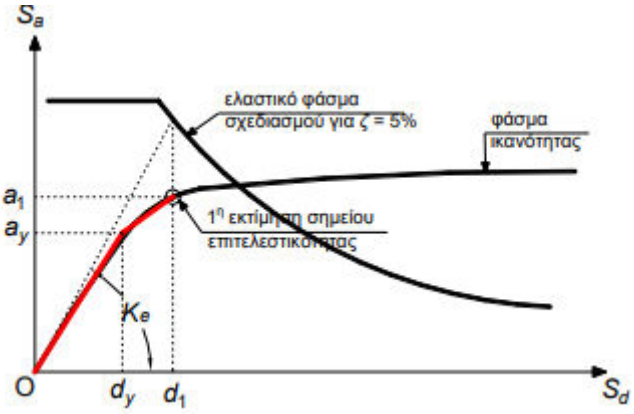
3° βήμα: Εύρεση 1ου σημείου δοκιμών.
Από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση ζ=5% υπολογίζεται η μετακίνηση d1 για τη δυσκαμψία Ke που αντιστοιχεί σε ρηγματωμένες διατομές (τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής). Για τη μετακίνηση d1 υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας από το αντίστοιχο σημείο πάνω στο φάσμα ικανότητας και η αντίστοιχη επιτάχυνση a1 .



Σχήμα 3.6*: Εύρεση πρώτου σημείου δοκιμών*

Σημειώνεται ότι η μετακίνηση d1 είναι η τιμή που θα προέκυπτε από τη θεώρηση ίσης μετακίνησης μεταξύ του ελαστικού και του ανελαστικού συστήματος (παραδοχή ίσων μετακινήσεων).

4° βήμα: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας .
Διγραμμικοποιείται το τμήμα του φάσματος ικανότητας μέχρι το σημείο της 1ης εκτίμησης του σημείου επιτελεστικότητας που υπολογίστηκε στο προηγούμενο βήμα με κριτήριο τα αποκοπτώμενα εμβαδά πάνω και κάτω από την καμπύλη να είναι ίσα. Έτσι ορίζεται η μετακίνηση διαρροής dy και η επιτάχυνση διαρροής ay.



Σχήμα 3.7*: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας*

5° βήμα: Υπολογισμός ενεργούς απόσβεσης.

Η ενεργός απόσβεση μπορεί να γραφτεί ως:

$$\zeta eff = \zeta e + \zeta hyst \qquad (3.11)$$

όπου:

ζe = απόσβεση κατασκευής για ελαστική συμπεριφορά (ζe = 5% για Ο.Σ.)

$\zeta_{h\,yst}$ = υστερητική απόσβεση λόγω ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς

Η υστερητική απόσβεση υπολογίζεται με τη σχέση Chopra.

$$\zeta hyst = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{s0}} = \frac{0{,}637(\alpha y \cdot \delta u - \delta y \cdot \alpha u)}{\alpha u \cdot \delta u} \qquad (3.12)$$

Έχει αποδειχθεί όμως ότι αυτή υπερεκτιμά την υστερητική απόσβεση για σεισμούς μεγάλης διάρκειας και κατασκευές χωρίς καλή πλάστιμη συμπεριφορά. Γι' αυτό, στο ATC-40 προτείνεται η χρήση ενός διορθωτικού συντελεστή κ που ορίζεται ανάλογα με την ποιότητα της κατασκευής σε συνδυασμό με την αναμενόμενη σεισμική διέγερση. Θέτοντας $a_m = a_1$ και $d_m = d_1$ στη σχέση (3.12) προκύπτει :

$$\zeta eff(\%) = 5 + \frac{63{,}7 \cdot \kappa \cdot (\alpha y \cdot d1 - dy \cdot \alpha 1)}{\alpha 1 \cdot d1} \qquad (3.13)$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε απόσβεση ζ = ζeff με πολλαπλασιασμό των τιμών του φάσματος σχεδιασμού για ζ=5% με τους συντελεστές SR_A και SR_V .

$$SR_A = \frac{1}{B_S} = \frac{3{,}21 - 0{,}68 \cdot ln\zeta_{eff}}{2{,}12} \geq SR_{A,min} \qquad (3.14)$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2{,}31 - 0{,}41 \cdot ln\zeta_{eff}}{1{,}65} \geq SR_{V,min} \qquad (3.15)$$

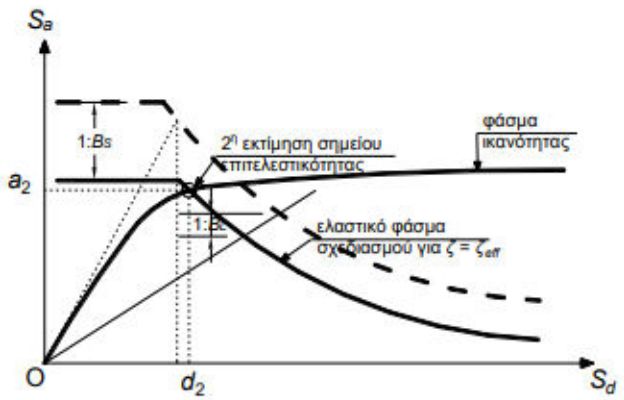
στα τμήματα που αντιστοιχούν σε σταθερή επιτάχυνση και σταθερή ταχύτητα αντίστοιχα. Το σημείο τομής μεταξύ του φάσματος σχεδιασμού για $\zeta = \zeta_{eff}$και του φάσματος ικανότητας ορίζει το νέο σημείο επιτελεστικότητας. Η προβολή αυτού του σημείου στους άξονες Sa και Sd ορίζει την νέα επιτάχυνση a_2 και τη νέα μετακίνηση d_2 αντίστοιχα.

***Πίνακας 3.1**: Τύποι συμπεριφοράς κτιρίων*

Διάρκεια Σεισμού	Νέες, καλές αντισεισμικές κατασκευές	Μέτριες αντισεισμικά κατασκευές	Φτωχές αντισεισμικά κατασκευές
Μικρή (κοντά στο επίκεντρο)	A	B	C
Μεγάλη(μακριά από το επίκεντρο, γενικώς για ζώνες Ζ3,Ζ4	B	C	C

***Πίνακας 3.2**: Τιμές διορθωτικού συντελεστή κ*

Τύπος συμπεριφοράς	ζ_{hyst} (%)	κ
A	≤ 16.25	1.00
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51 \cdot (a_y \cdot d_m - d_y \cdot a_m)}{a_m \cdot d_m}$
B	< 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446 \cdot (a_y \cdot d_m - d_y \cdot a_m)}{a_m \cdot d_m}$
C	Όλες οι τιμές	0.33



***Σχήμα 3.8**: Κατασκευή ελαστικού φάσματος απόκρισης για ζ=ζeff και εύρεση νέου σημείου επιτελεστικότητας*

***Πίνακας** 3.3: Ελάχιστες τιμές μειωτικών συντελεστών απόσβεσης*

Τύπος Συμπεριφοράς	$SR_{A,min}$	$SR_{V,min}$
A	0,33	0,50
B	0,44	0,56
C	0,56	0,67

6° βήμα: Έλεγχος σύγκλισης.

Η μέθοδος βασίζεται σε επαναληπτική διαδικασία μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση. Θεωρούμε ότι η σύγκλιση έχει επιτευχθεί εάν:

$0{,}95 \cdot d1 < d2 < 1{,}05 \cdot d1$

Εάν το κριτήριο δεν ικανοποιείται, επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία για μέγιστη μετακίνηση d2 και μέγιστη επιτάχυνση a2. Εάν το κριτήριο ικανοποιείται, η μετακίνηση $d2$ αντιστοιχεί στη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση (στοχευόμενη μετακίνηση) $\hat{d}$ του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

7° βήμα: Στοχευόμενη μετακίνηση κατασκευής.

Η μετακίνηση της κορυφής Δ του κτιρίου που αντιστοιχεί στη μετακίνηση d του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος υπολογίζεται από τη σχέση () ή την () επιλύοντας ως προς Δ και θέτοντας Sd = d .

Δηλαδή, στη γενική περίπτωση:

$$\Delta = \Gamma \cdot \phi top \cdot d \qquad (3.16)$$

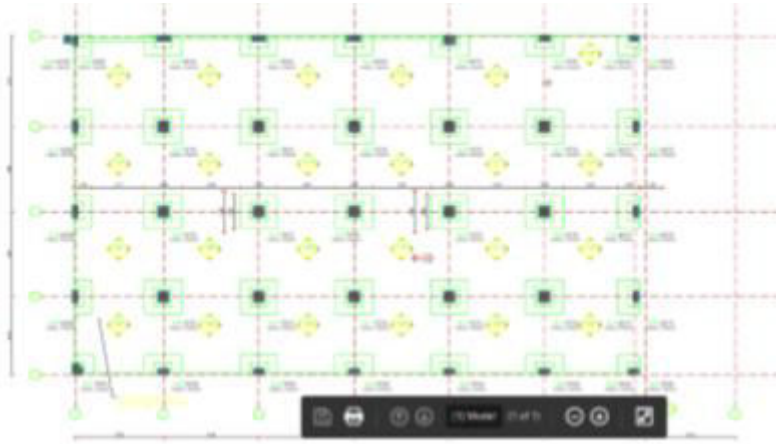
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

4.ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

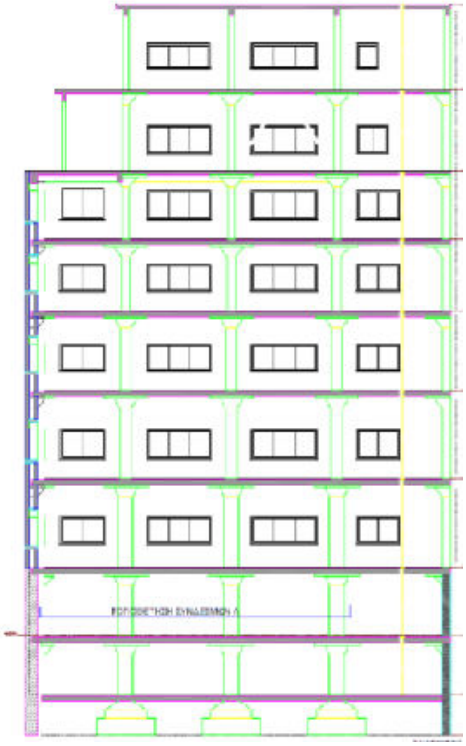
4.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το υπό μελέτη κτίριο είναι ένα επταώροφο κτίριο γραφείων από οπλισμένο σκυρόδεμα ύψους 29,91m με δύο υπόγεια. Οι πρώτοι 5 όροφοι έχουν κάτοψη 32,9x19,28 , ενώ οι δύο τελευταίοι έχουν μικρότερο εμβαδό (30,3x17,58 και 27,7x15,03). Οι πρώτοι 4 όροφοι δεν έχουν δοκάρια, συνεπώς οι μυκητοειδείς πλάκες πάχους 26 και 24cm εδράζονται απευθείας πάνω στα υποστυλώματα, τα οποία εμφανίζουν ενισχυμένη ζώνη. Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων μειώνονται ανεβαίνοντας προς τους ανώτερους ορόφους.

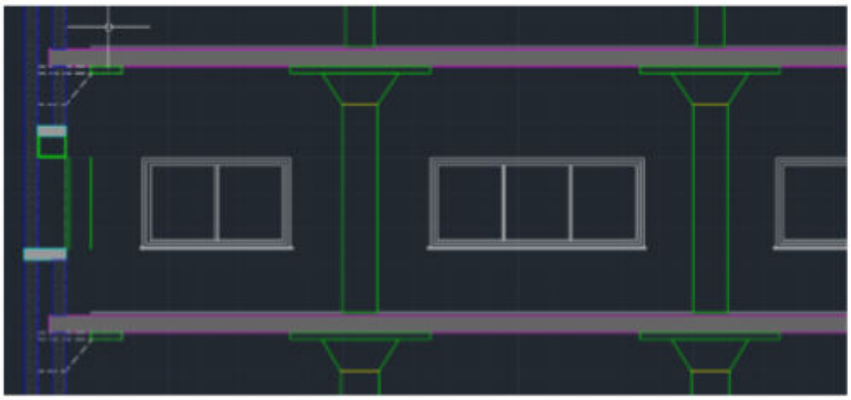
Το κτίριο δομείται από οπλισμένο σκυρόδεμα C20/25 με ράβδους χάλυβα ST III. Επειδή ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών, δεν χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές τιμές αντοχής των υλικών αλλά οι μέσες διαιρεμένες με ένα συντελεστή γm ανάλογα με τη Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων, η οποία για την παρούσα εργασία θεωρείται Ικανοποιητική.



Σχήμα 4.1*: Κάτοψη ισογείου*



Σχήμα 4.2*: Τυπική εγκάρσια τομή*

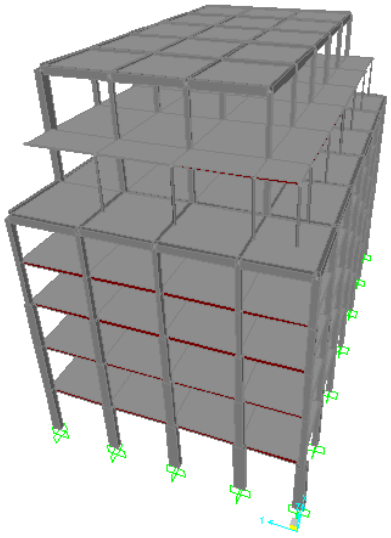


Σχήμα 4.3*: Ζώνη ενίσχυσης στην περιοχή των υποστυλωμάτων*

4.2ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

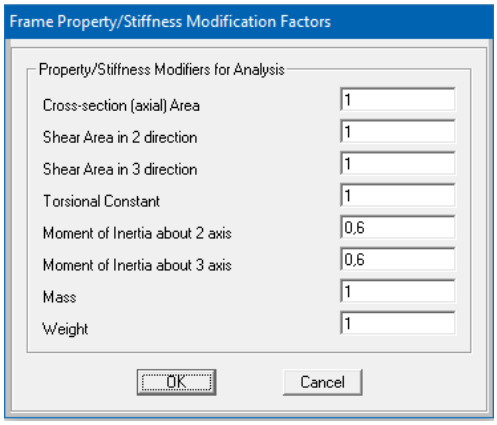
4.2.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Τόσο για την αποτίμηση όσο και για τον ανασχεδιασμό χρησιμοποιήθηκε χωρικό προσομοίωμα. Τα υποστυλώματα και οι δοκοί προσομοιώθηκαν με γραμμικά στοιχεία, ενώ οι πλάκες με επιφανειακά στοιχεία. Οι πλάκες των κατώτερων 5 ορόφων είναι μυκητοειδείς κι έτσι δεν ορίστηκε διαφραγματική λειτουργία. Κρίθηκε σωστότερη η χρήση πεπερασμένων στοιχείων. Όσον αφορά τη θεμελίωση, η σύνδεση υποστυλωμάτων – εδάφους θεωρείται πάκτωση.



***Σχήμα 4.4**: Χωρικό προσομοίωμα κτιρίου*

Για την ελαστική δυναμική ανάλυση οι δυσκαμψίες των φερόντων στοιχείων εισήχθησαν απομειωμένες στο λογισμικό, για να ληφθεί υπόψη η ρηγμάτωσή τους καθώς και ότι συνυπάρχουν φαινόμενα διάτμησης και εξόλκευσης οπλισμού. Έτσι, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ η δυσκαμψία των διατομών των δοκών θεωρήθηκε ίση με το 40% της αρηγμάτωτης διατομής, η δυσκαμψία των διατομών των εσωτερικών υποστυλωμάτων ίση με το 80% της αρηγμάτωτης διατομής, ενώ αύτη των περιμετρικών ίση με το 60%.



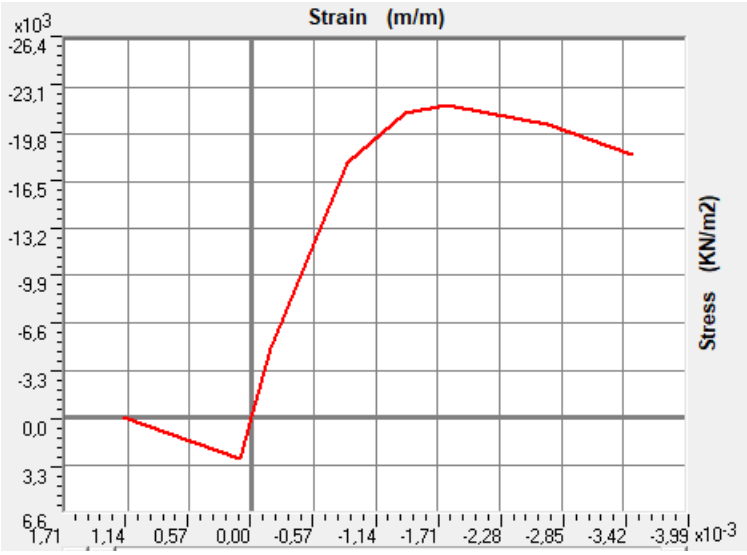
***Σχήμα4.5**: Απομείωση δυσκαμψίας περιμετρικών υποστυλωμάτων*

4.2.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΥΛΙΚΩΝ

Για την αποτίμηση της συμπεριφοράς των κατασκευών με μη γραμμική στατική ανάλυση δεν χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές τιμές αντοχής των υλικών αλλά οι μέσες , ώστε να εκτιμηθεί η πραγματική συμπεριφορά των κατασκευών. Η εύρεσή της γίνεται με τη βοήθεια κάποιων συντελεστών η τιμή των οποίων εξαρτάται από τη Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων. Στην παρούσα εργασία, έχει θεωρηθεί ότι η Σ.Α.Δ είναι Ικανοποιητική. Παρακάτω παρουσιάζονται οι υπολογισμοί των μέσων αντοχών και τα διαγράμματα τάσεων παραμορφώσεων των υλικών.

- Σκυρόδεμα

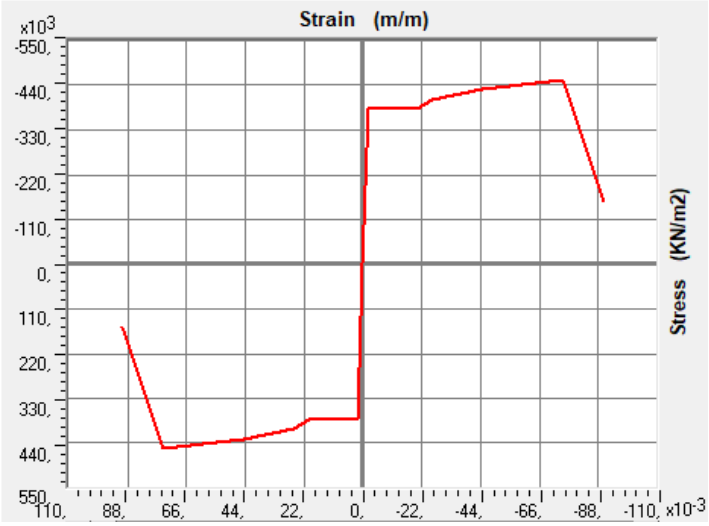
Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή κυλίνδρου: fck=20MPa
Μέση θλιπτική αντοχή: fcm=min{1,2fck, fck+5}=24 Mpa
Αντιπροσωπευτική τιμή αντοχής για την αποτίμηση: 24/1,1=21,82Mpa



***Σχήμα 4.6**: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος*

- Χάλυβας οπλισμού

Τιμή ορίου διαρροής: fyk=fym=420Mpa -> 420//1,1=382Mpa
Τιμή εφελκυστικής αντοχής: ftk=ftm=500 ->500/1,1=455Mpa



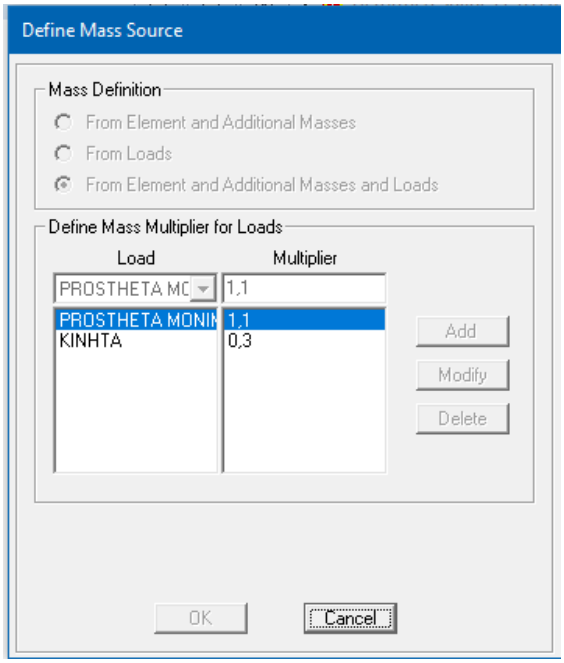
***Σχήμα 4.7**: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα οπλισμού*

4.2.3ΑΔΡΑΝΕΙΑΚΗ ΜΑΖΑ

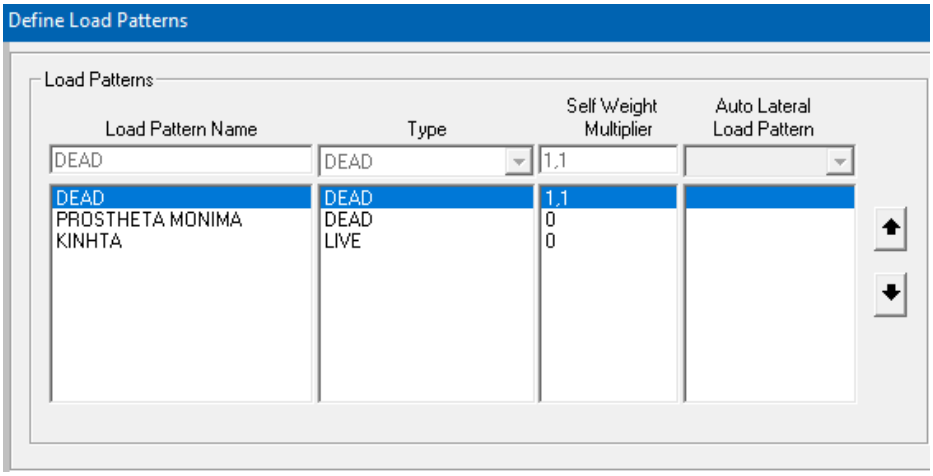
Η μάζα του κτιρίου υπολογίζεται αυτόματα από το συνδυασμό:

1,1G+1,1Gplus+0,3Q

όπου 1,1 ο συντελεστής των μόνιμων δράσεων για το σεισμικό συνδυασμό φόρτισης για Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) Ικανοποιητική



***Σχήμα 4.8**: Καθορισμός μάζας ταλάντωσης στο SAP2000*



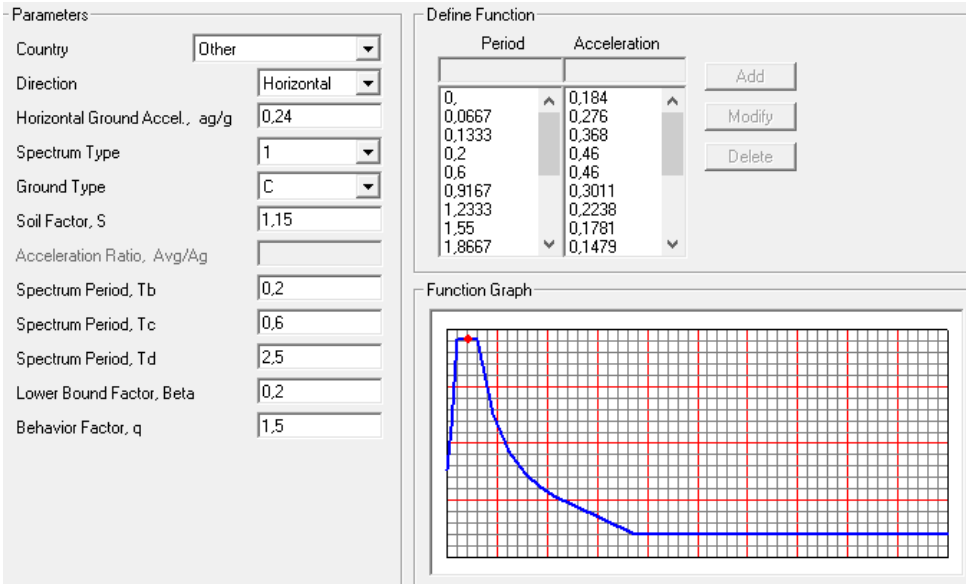
***Σχήμα 4.9**: Προσδιορισμός Load Patterns στο SAP2000*

4.2.4ΦΟΡΤΙΑ

- Μόνιμες δράσεις
  Ίδιο βάρος σκυροδέματος: γc=25KN/m^3
  Ίδιο βάρος χάλυβα: γs= 78,5KN/m^3
  Λοιπά μόνιμα: Gplus=4KN/m^2
  Λοιπά μόνιμα στέγης(μη βατής): Gplus=1,3 KN/m^2
- Μεταβλητές δράσεις
  Κινητά φορτία: Q= 2KN/m^2
  Κινητά φορτία στέγης(μη βατής): Q=0,5 KN/m^2

  Τα λοιπά μόνιμα και τα κινητά δίνονται ως επιφανειακά φορτία στις πλάκες, ενώ τα ίδια βάρη λαμβάνονται αυτόματα από το πρόγραμμα.

- Σεισμικές δράσεις
  Χρησιμοποιήθηκε το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EC-8, Μέρος 1, για κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου ΙΙ, έδαφος C και ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2.



Σχήμα 4.10*: Φάσμα σχεδιασμού για q=1,5*

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

5.ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

5.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

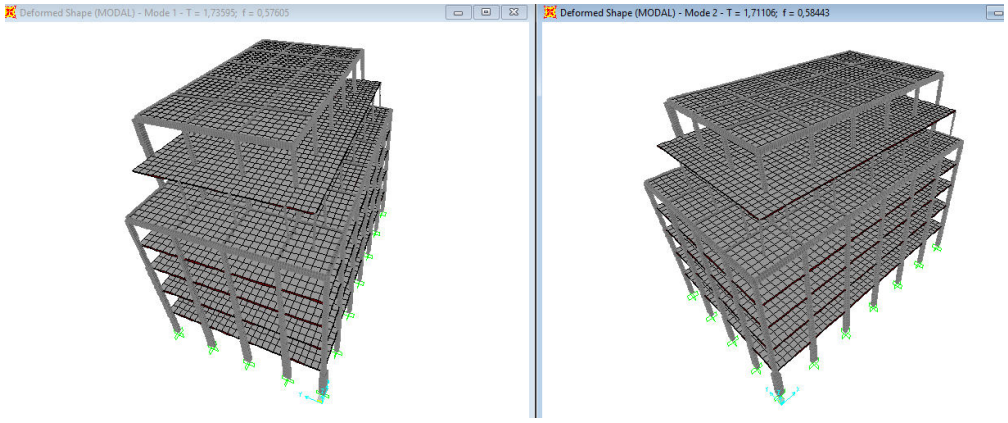
5.1.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Μετά την προσομοίωση του φορέα και των φορτίων που ασκούνται σε αυτόν και αφού γίνει η απομείωση των δυσκαμψιών των μελών του φέροντα οργανισμού, γίνεται ιδιομορφική ανάλυση. Χρειάζονται 9 ιδιομορφές για να συμπεριληφθεί το 90% της δρώσας ιδιομορφικής μάζας. Οι πρώτες τρεις ιδιομορφές του κτιρίου έχουν μεγάλη ιδιοπερίοδο σε σύγκριση με την χαρακτηριστική T0=Tc=0,5sec , συνεπώς το κτίριο θεωρείται εύκαμπτο.

***Πίνακας 5.1**: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργών ιδιομορφικών μαζών*

ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	T(sec)	Ux	Uy	Rz
1	1,67	3%	63,1%	47,3%
2	1,62	67,50%	0,5%	16,4%
3	1,47	0,2%	5,5%	5,8%
4	0,84	2,7%	9,9%	7,4%
5	0,82	8,3%	3,6%	0,6%
6	0,73	2,5%	0,05%	5,6%
7	0,43	4,1%	1,85%	1,6%
8	0,42	1,4%	5,5%	2%
9	0,38	1,5%	0,05%	3,4%
SUM		91,2%	90,05%	90,1%

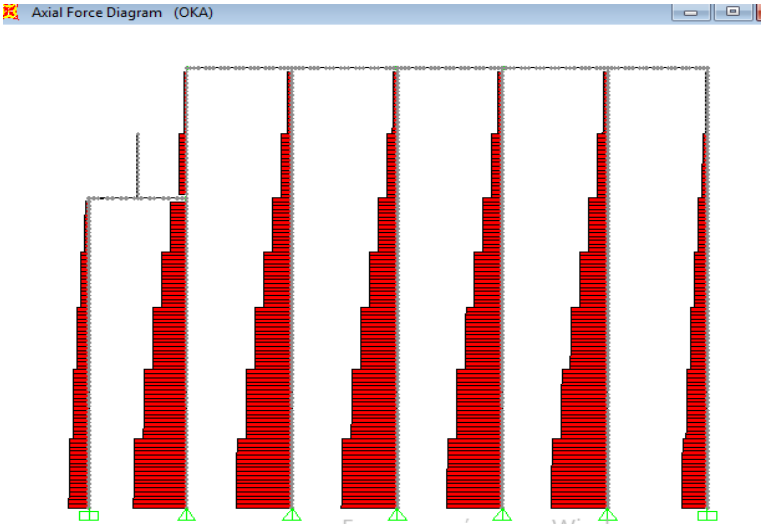
Η $1^{η}$ ιδιομορφή συνδυάζει μετακίνηση κατά y και στροφή, ενώ η $2^{η}$ συνδυάζει μετακίνηση κατά x και στροφή. Οι ιδιοπερίοδοι των δύο πρώτων ιδιομορφών έχουν παραπλήσιες τιμές , συνεπώςτο κτίριο εμφανίζει παραπλήσια συμπεριφορά και στις δύο διευθύνσεις αλλά είναι λίγο πιο εύκαμπτο στη διεύθυνση Y.



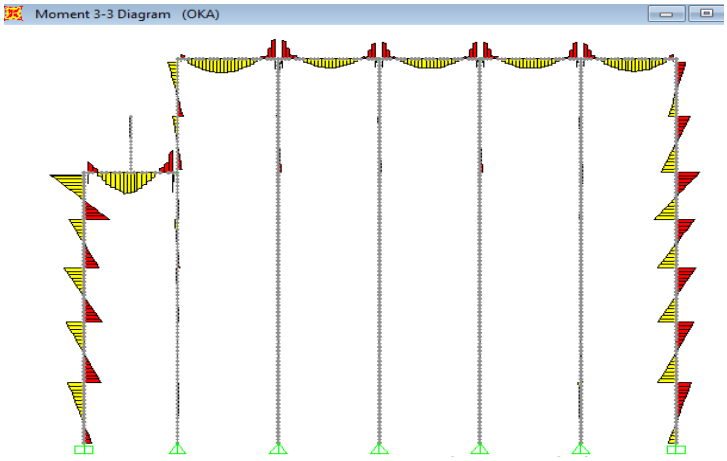
Σχήμα 5.1 *: 1η και 2η ιδιομορφή υφιστάμενου κτιρίου*

5.1.2ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΓΙΑ ΤΟ ΒΑΣΙΚΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ

Γινέται ένας έλεγχος αντοχής του υφιστάμενου κτιρίου σε οριακή κατάσταση αστοχίας υπό τον βασικό συνδυασμό: 1,35G+1,35Gplus+1,5Q. Παρακάτω εικονίζονται τα διαγράμματα αξονικών και ροπών κάμψης ενός ενδιάμεσου πλαισίου. Παρατηρείται ότι τα εσωτερικά υποστυλώματα δεν καταπονούνται σε κάμψη για τον βασικό συνδυασμό.

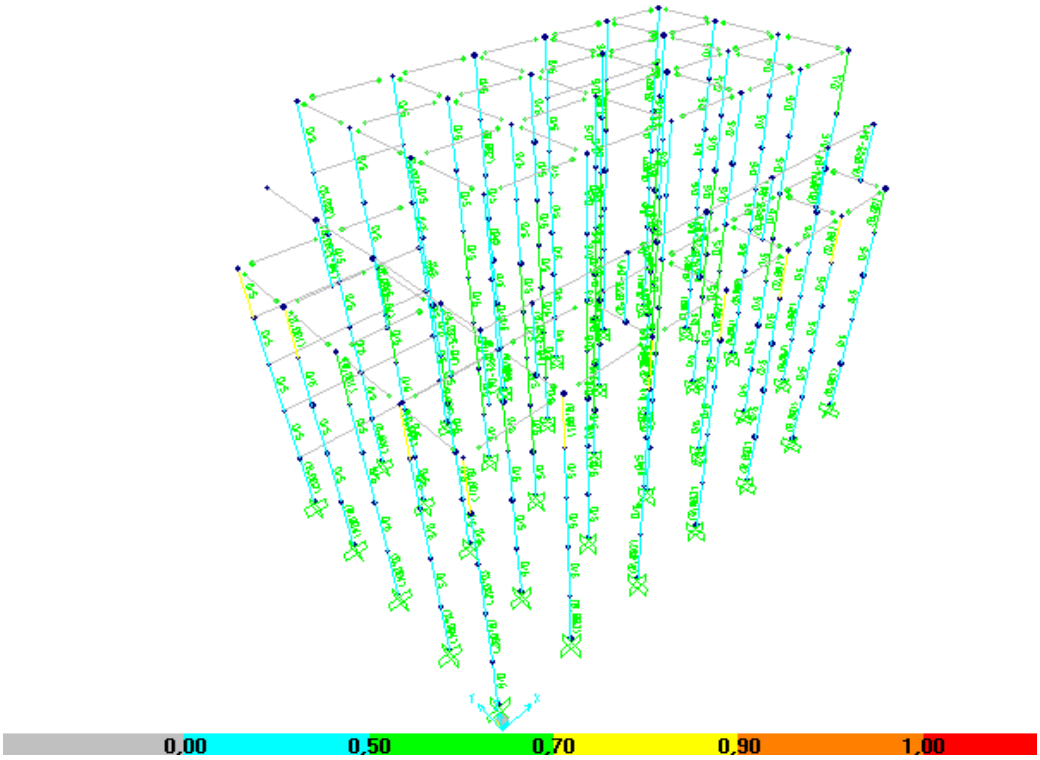


Σχήμα 5.2*: Διάγραμμα Αξονικών για το βασικό συνδυασμό στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας*



***Σχήμα 5.3**: Διάγραμμα ροπών κάμψης για το βασικό συνδυασμό σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας*

Ο έλεγχος επάρκειας των στοιχείων για τον βασικό συνδυασμό σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας καταδεικνύει ότι όλα τα φέροντα στοιχεία επαρκούν με πλέον καταπονούμενα τα υποστυλώματα του 5^{ου} ορόφου.



***Σχήμα 5.4**: Ποσοστά εκμετάλλευσης μελών του φορέα για τον βασικό συνδυασμό*

5.1.3 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

5.1.3.1 ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ 2ας ΤΑΞΕΩΣ

Ελέγχεται η επιρροή φαινομένων $2^{ης}$ τάξης, προκειμένου να διαπιστωθεί αν χρειάζεται να ληφθούν υπόψη στην ανάλυση , προσαυξάνοντας κατάλληλα τις σεισμικές δυνάμεις. Για το σκοπό αυτό πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού του κτιρίου υπό τη δράση των κατακόρυφων φορτίων :

1,1 G+1,1Gplus+0,3Q.

Από την κρίσιμη ιδιομορφή λυγισμού υπολογίζεται ο συντελεστής αcr με τον οποίο θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί η φόρτιση σχεδιασμού, για να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια. Τότε μπορεί να υπολογιστεί ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετάθεσης ορόφου θ από τη σχέση:

$$\theta=\frac{1}{\alpha cr}$$

Καθολικός λυγισμός πραγματοποιείται στην $1^{η}$ ιδιομορφή λυγισμού με αcr=22,2. Οι συντελεστές λυγισμού έχουν προκύψει από τις ελαστικές μετακινήσεις του κτιρίου, άρα για να ληφθούν υπόψη οι πραγματικές πρέπει να διαιρεθεί ο συντελεστής λυγισμού με τον συντελεστή συμπεριφοράς.

αcr=buckling factor/q

Συνεπώς υπολογίζεται:

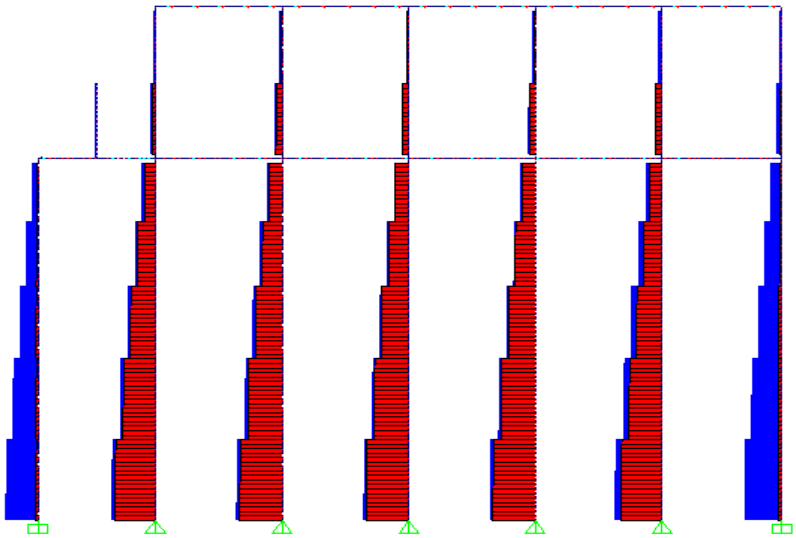
αcr=22,2/1,5=14,8 και θ=1/14,8=0,068<0,1.
Άρα οι επιρροές $2^{ης}$ τάξης μπορούν να αμεληθούν.

5.1.3.2ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΓΙΑ ΤΟ ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ

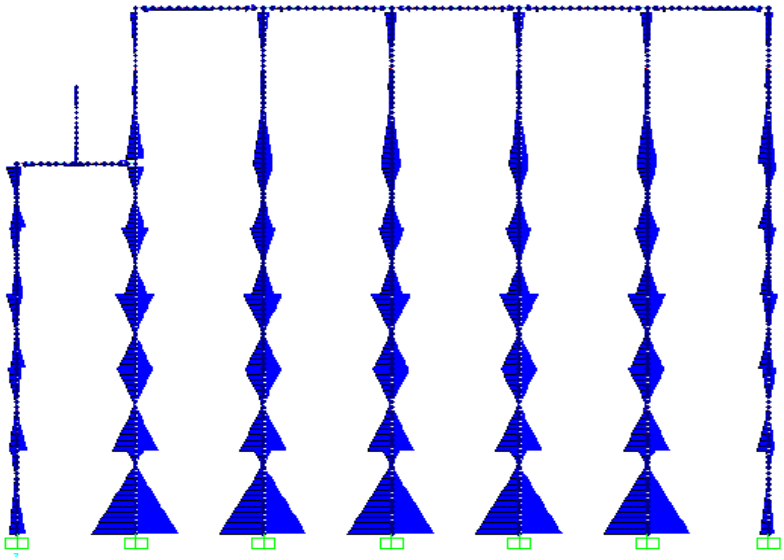
Η δυναμική ανάλυση γίνεται με βάση την μέθοδο της φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης για το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8-1 για τις δύο κύριες διευθύνσεις σεισμικής δράσης και συγκεκριμένα για τους παρακάτω 8 σεισμικούς συνδυασμούς (όπου ο συντελεστής 1,1 λαμβάνεται γιατί έχει θεωρηθεί ΣΑΔ Ικανοποιητική) :

1,1G+1,1Gplus+0,3Q+Ex+0,3Ey
1,1G+1,1Gplus+0,3Q+Ex-0,3Ey
1,1G+1,1Gplus+0,3Q-Ex+0,3Ey
1,1G+1,1Gplus+0,3Q-Ex-0,3Ey
1,1G+1,1Gplus+0,3Q+0,3Ex+Ey
1,1G+1,1Gplus+0,3Q+0,3Ex-Ey
1,1G+1,1Gplus+0,3Q-0,3Ex+Ey
1,1G+1,1Gplus+0,3Q-0,3Ex-Ey

Ο συνδυασμός των αποκρίσεων των απαιτούμενων, για την ικανοποίηση του κριτηρίου μάζας, ιδιομορφών γίνεται με την μέθοδο CQC. Παρακάτω εικονίζονται τα διαγράμματα εντατικών μεγεθων του φορέα σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας για τον σεισμικό συνδυασμό.

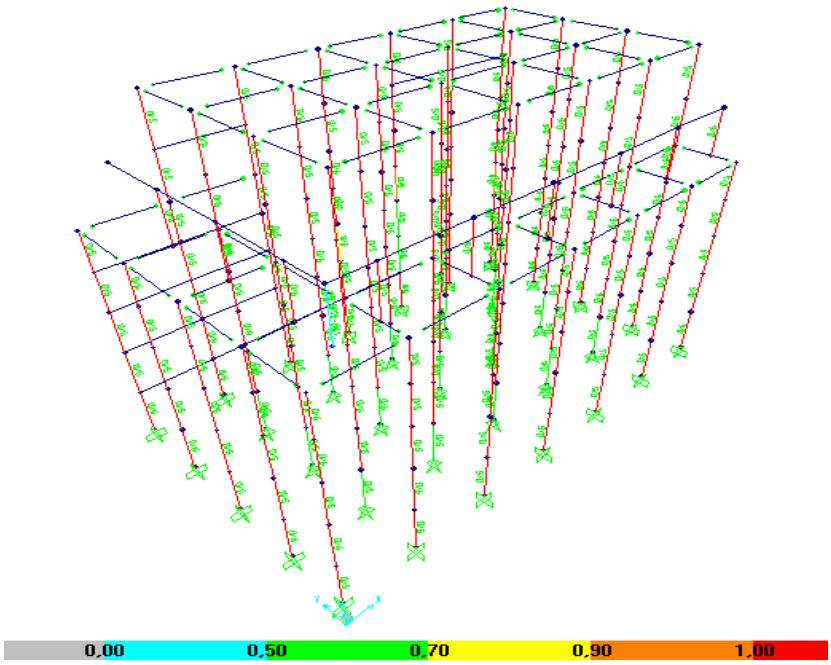


Σχήμα 5.5: Διάγραμμα αξονικών για το σεισμικό συνδυασμό στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας



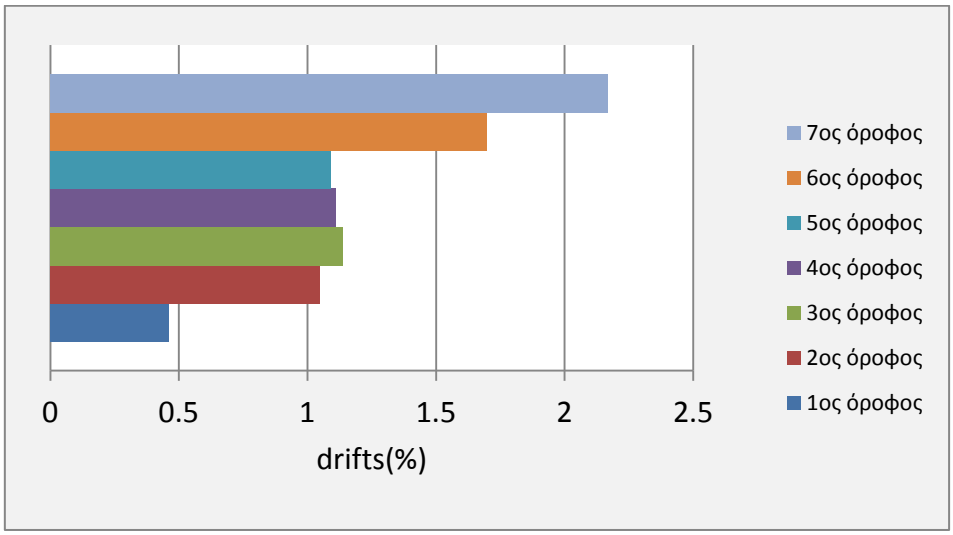
Σχήμα 5.6 Διάγραμμα ροπών κάμψης για το σεισμικό συνδυασμό στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Ο έλεγχος επάρκειας των στοιχείων για τους παραπάνω συνδυασμούς καταδεικνύει ότι τα φέροντα στοιχεία δεν επαρκούν .

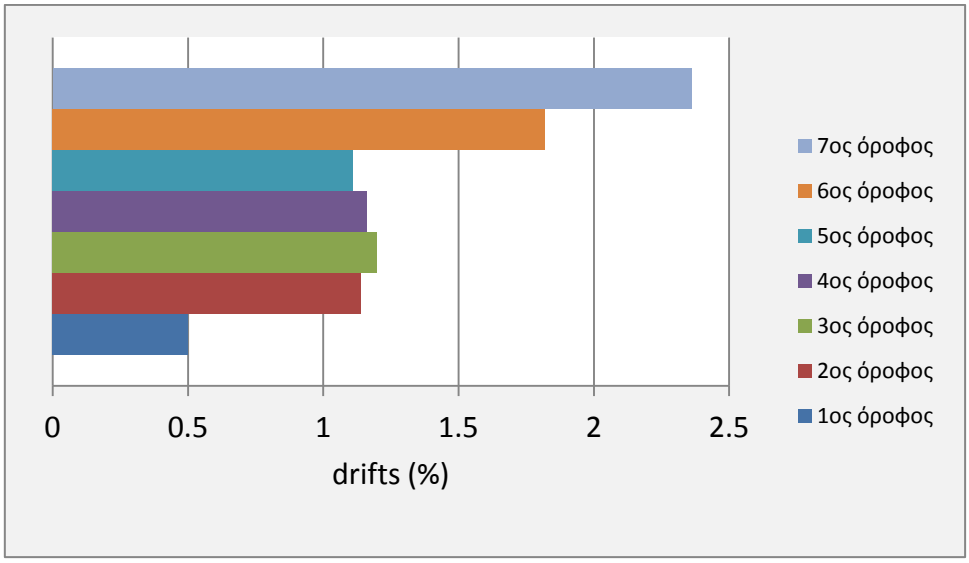


Σχήμα 5.7*: Ποσοστά εκμετάλλευσης μελών του φορέα για τους σεισμικούς συνδυασμούς*

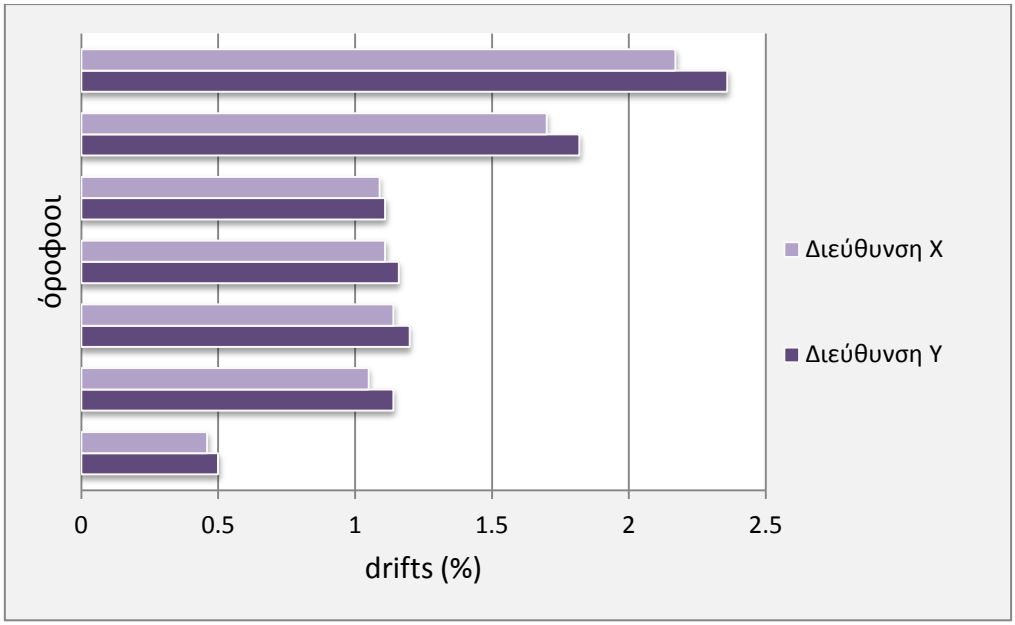
Στη συνέχεια, υπολογίζονται τα drifts των ορόφων για τους σεισμικούς συνδυασμούς.. Με βάση τη θεώρηση του ATC-40 ότι για να προκληθούν μόνιμες οριζόντιες μετακινήσεις στα κατακόρυφα στοιχεία τα drifts πρέπει να είναι της τάξης του 2 %, μπορεί να θεωρηθεί ότι θα προκληθούν μόνο ελαφριές βλάβες στους 5 κατώτερους ορόφους και σημαντικότερες στους 2 ανώτερους. Παρατηρούμε ότι δεν ικανοποιείται η απαίτηση να είναι $dr \cdot v/H < 0{,}0075$ για τον 6° και 7° όροφο.



***Σχήμα 5.8**: Drifts ορόφων κατά X*



Σχήμα 5.9: Drifts ορόφων κατά Y

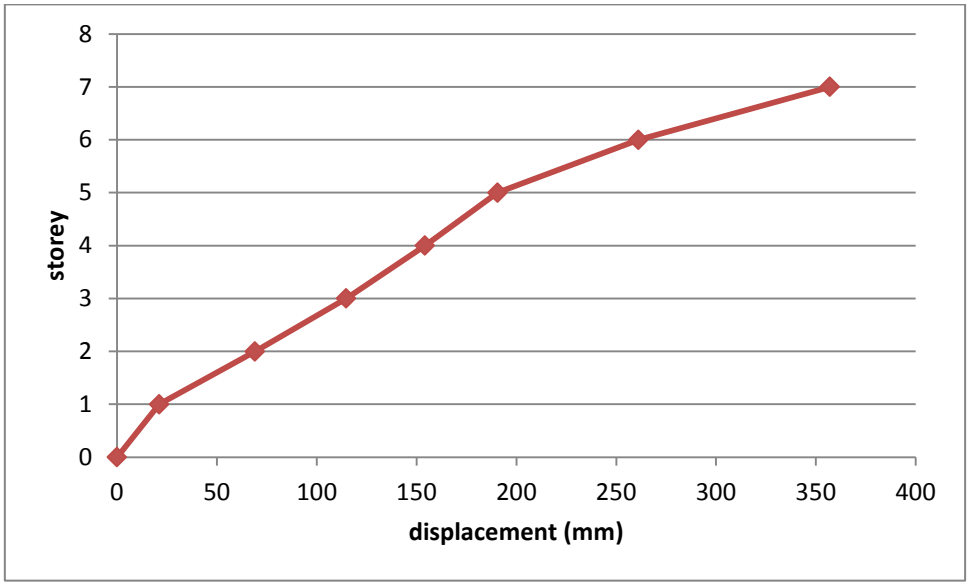


Σχήμα 5.10: *Σύγκριση των drifts του κτιρίου στις δύο διευθύνσεις*

Το κτίριο παρουσιάζει παραπλήσια συμπεριφορά κατά τις δύο διευθύνσεις, αλλά είναι λίγο πιο εύκαμπτο στη διεύθυνση Y, όπου παρατηρούνται μεγαλύτερα drifts. Αυτό συμφωνεί και με την ιδιομορφική ανάλυση που καταδεικνύει ότι το κτίριο είναι περισσότερο εύκαμπτο κατά τη διεύθυνση Y. Και στις δύο διευθύνσεις ο $1^{ος}$ όροφος είναι ο πιο δύσκαμπτος , ενώ οι δύο ανώτεροι εμφανίζουν τις μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις. Αυτό είναι απόλυτα αναμενόμενο αφού στον $1^{ο}$ όροφο τα υποστυλώματα έχουν πολύ μεγαλύτερες διαστάσεις από αυτές στους παραπάνω ορόφους. Στον παρακάτω πίνακα καταγράφονται οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων όπως υπολογίστηκαν με την ελαστική δυναμική ανάλυση.

Πίνακας 5.2*: Έλεγχος σχετικών μετακινήσεων ορόφων*

dκάτω	dάνω	dσχ	dr=q * dσχ	v*dr		
0	14,1	14,1	21,15	10,6	<	31,65
14,1	46,1	32	48	24	<	31,6
46,1	76,5	30,4	45,6	22,8	<	28,5
76,5	102,8	26,3	39,45	19,7	<	25,5
102,8	127,1	24,3	36,45	18,2	<	24,6
17,1	174,2	47,1	70,7	35,4	>	29,2
174,2	238,1	63,9	95,85	47,9	>	30,4



Σχήμα 5.11*: Διάγραμμα σχετικών μετακινήσεων ΚΜ ορόφων*

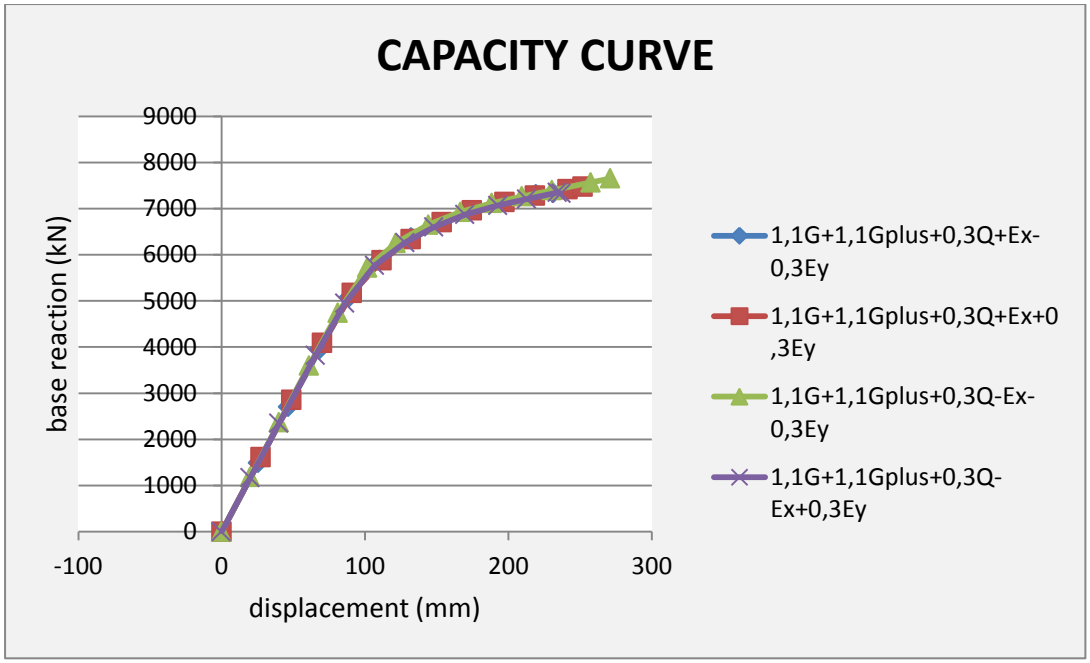
Το κτίριο δεν έχει πλαισιακή λειτουργία εξαιτίας της απουσίας των δοκών. Αποτέλεσμα αυτού είναι η ανάπτυξη μεγάλων σχετικών μετακινήσεων των ορόφων του κτιρίου και κυρίως των δύο ανωτέρων. Εξαίρεση στα παραπάνω αποτελεί, όπως προαναφέρθηκε ο 1^{ος} όροφος.

5.2 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

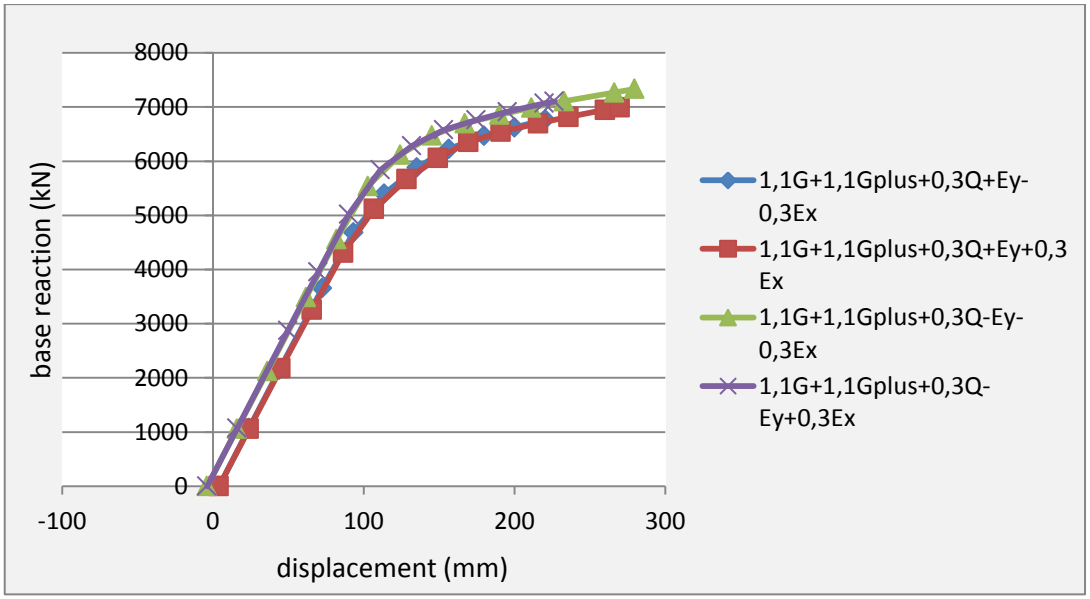
Η αποτίμηση υφιστάμενου κτιρίου με τη χρήση των σταθμών επιτελεστικότητας και η διερεύνηση της μετελαστικής συμπεριφοράς του γίνεται με την βοήθεια της μη γραμμικής ανελαστικής ανάλυσης. Για να πραγματοποιηθεί η τελευταία, ορίζονται στα άκρα των φερόντων στοιχείων πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων, εκτός από τα φυτευτά υποστυλώματα του 6ου ορόφου τα οποία θεωρούνται δευτερεύοντα στοιχεία. Η μη γραμμική ανελαστική ανάλυση ή με άλλα λόγια pushover analysis πραγματοποιείται με σταδιακή προσαύξηση των οριζόντιων φορτίων υπό τη δράση σταθερών κατακορύφων φορτίων. Τα κατακόρυφα φορτία δίνονται από τον συνδυασμό 1,1G+1,1Gplus+0,3Q. Ο συντελεστής των μόνιμων φορτίων λαμβάνεται 1,1 επειδή η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων θεωρείται Ικανοποιητική. Στόχος της σεισμικής ικανότητας ορίζεται η υπέρβαση της στάθμης Προστασία Ζωής (LS) για τον σεισμό σχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης 10% στην θεωρούμενη πενηντάχρονη διάρκεια ζωής του έργου. Σαν κόμβος ελέγχου επιλέγεται ο πλησιέστερος στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου, εδώ ο κόμβος 268. Η κατανομή των οριζόντιων φορτίων είναι ομοιόμορφη. Οι προκύπτοντες συνδυασμοί που ορίζονται κατά τις διευθύνσεις x,-x, y, -y του σεισμού λαμβάνουν υπόψη και το 30% της συνεισφοράς της άλλης διεύθυνσης. Έτσι προκύπτουν 8 συνδυασμοί.

1,1G+1,1Gplus+0,3Q+Ex+0,3Ey
1,1G+1,1Gplus+0,3Q+Ex-0,3Ey
1,1G+1,1Gplus+0,3Q-Ex-0,3Ey
1,1G+1,1Gplus+0,3Q+Ey+0,3Ex
1,1G+1,1Gplus+0,3Q+Ey-0,3Ex
1,1G+1,1Gplus+0,3Q-Ey+0,3Ex
1,1G+1,1Gplus+0,3Q-Ey-0,3Ex

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης και πιο συγκεκριμένα οι καμπύλες ικανότητας V-δ για καθέναν από τους δυσμενέστερους συνδυασμούς ανά κατεύθυνση , τα φάσματα ικανότητας σε μορφή ADRS καθώς και τα φάσματα απαίτησης. Η αποτίμηση γίνεται με χρήση της μεθόδου ATC-40 και το σημείο επιτελεστικότητας είναι το σημείο τομής της πορτοκαλί (φάσμα απαίτησης) και της πράσινης (φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβαθμίου σε μορφή ADRS) γραμμής.

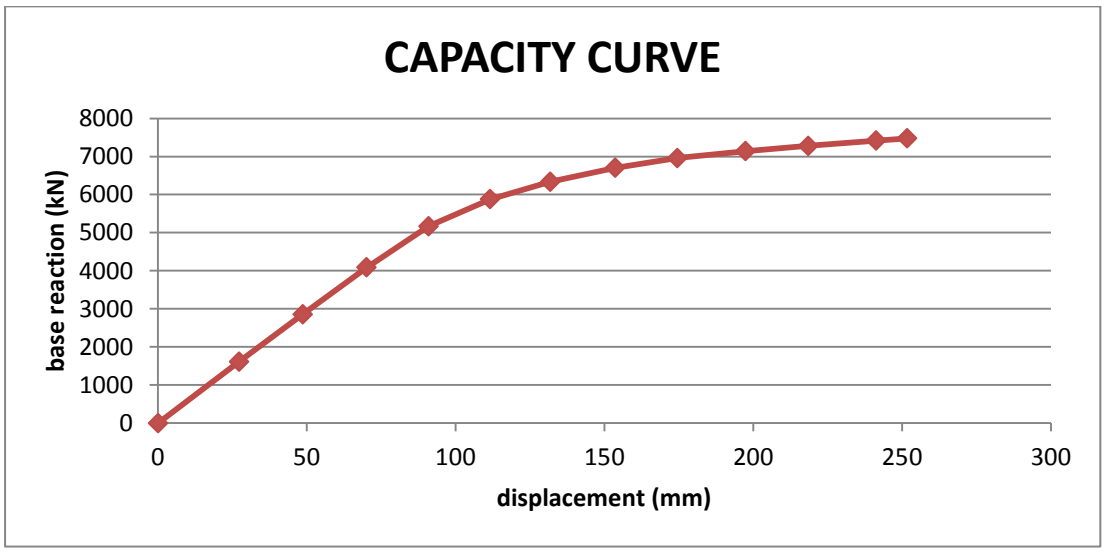


Σχήμα 5.11*: Καμπύλη Ικανότητας του κτιρίου για προεξάρχοντα σεισμό κατά Χ*

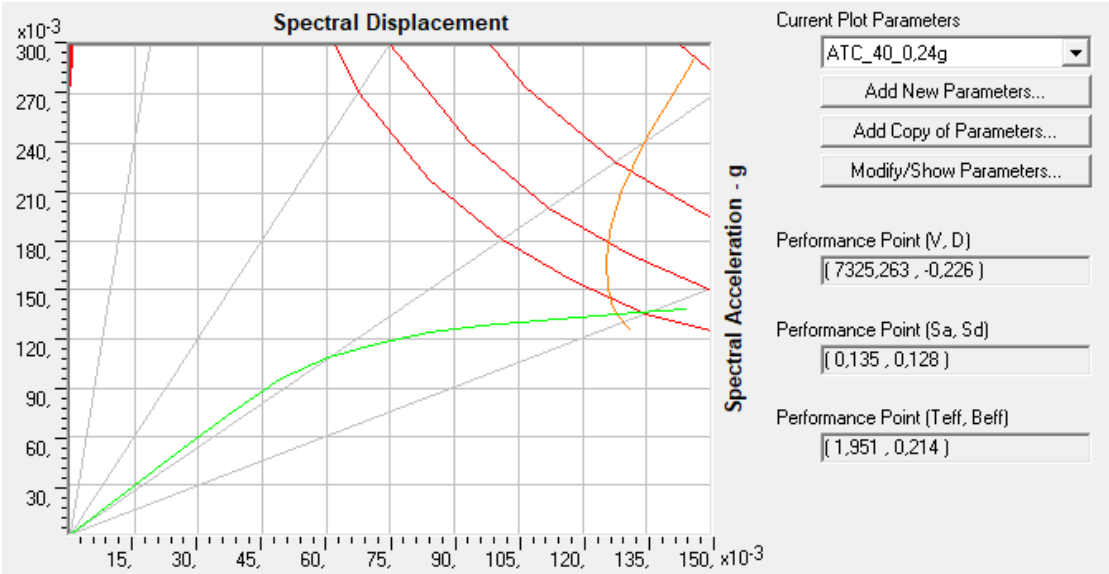


Σχήμα 5.12*:Καμπύλη Ικανότητας του κτιρίου για προεξάρχοντα σεισμό κατά Υ*

- Διεύθυνση Χ
  Δυσμενέστερος συνδυασμός : 1,1G+1,1Gplus+0,3Q+Ex+0,3Ey



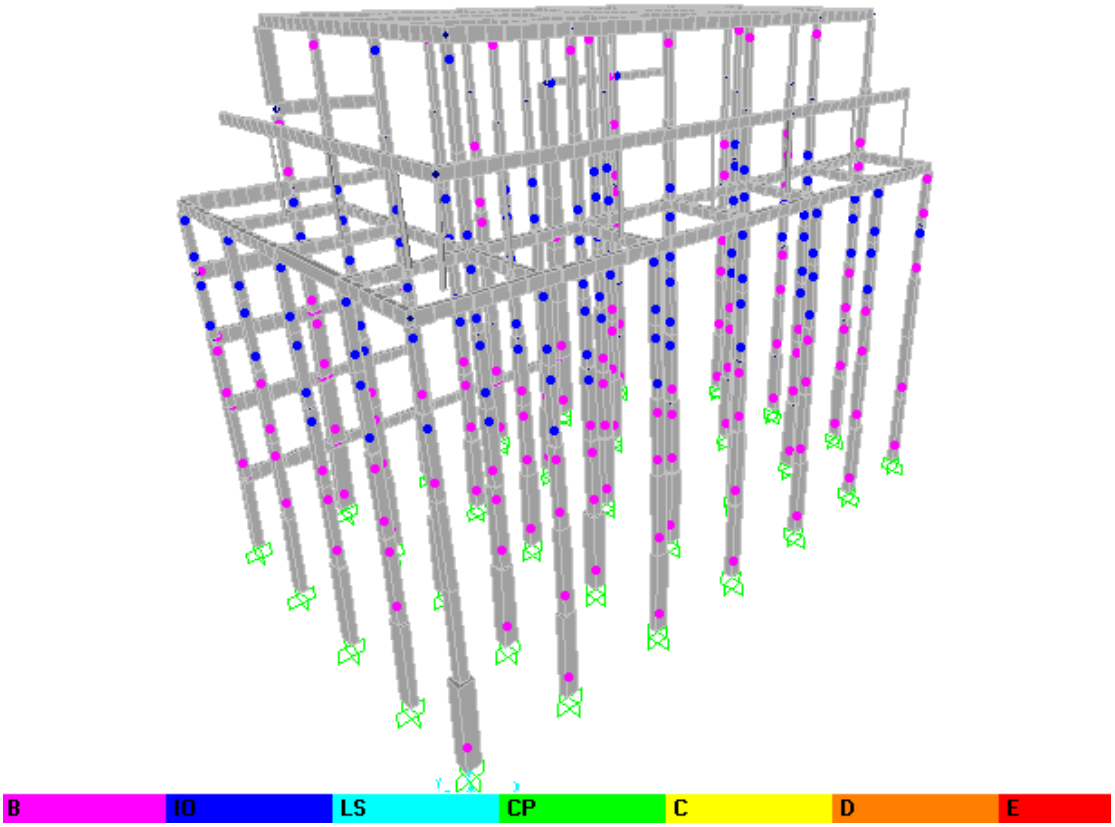
***Σχήμα 5.13**: Καμπύλη ικανότητας για συνδυασμό 1,1G+1,1Gplus+0,3Q+Ex+0,3Ey*



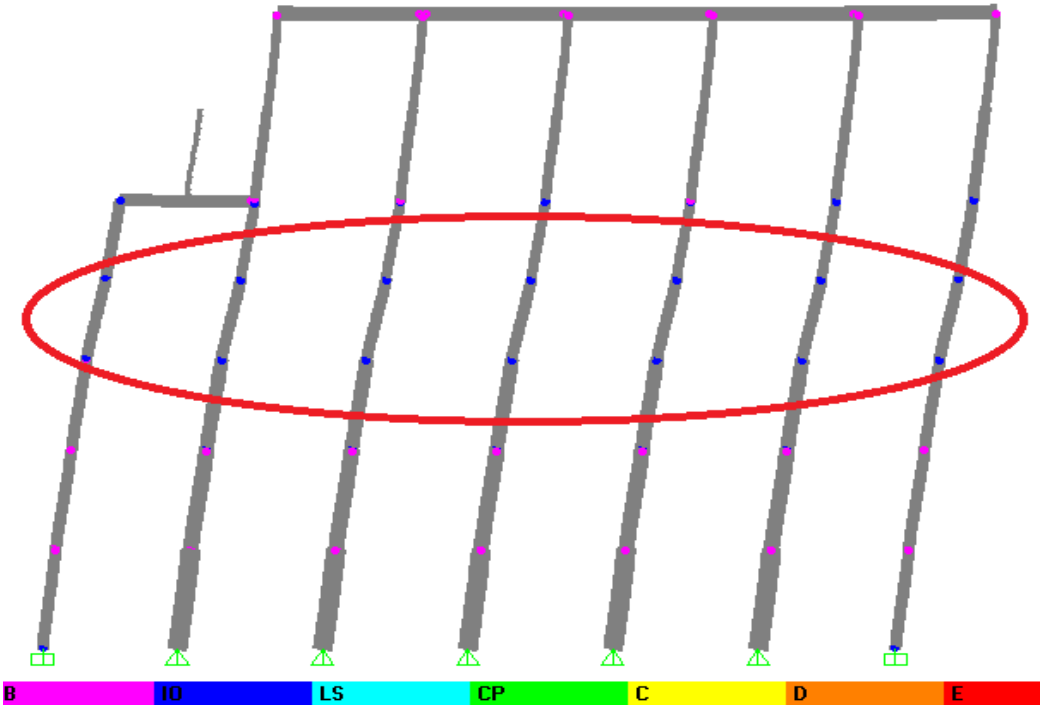
***Σχήμα 5.14**: Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης με τη μέθοδο ATC-40*

Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης V=7325KN και μετακίνηση κορυφής δ=0,226m. Στο σημείο επιτελεστικότητας έχουν σχηματιστεί 590 πλαστικές αρθρώσεις εκ των οποίων 6 έχουν περάσει τη στάθμη 'Προστασία Ζωής'. Η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας εικονίζεται στην παρακάτω εικόνα. Παρατηρείται δημιουργία μεγάλου αριθμού πλαστικών αρθρώσεων στους 2°,3° ,4° , 5° και 6° ορόφους. Στον 4° όροφο συγκεκριμένα σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις και στα δύο άκρα όλων των υποστυλωμάτων (δημιουργία μαλακού ορόφου).

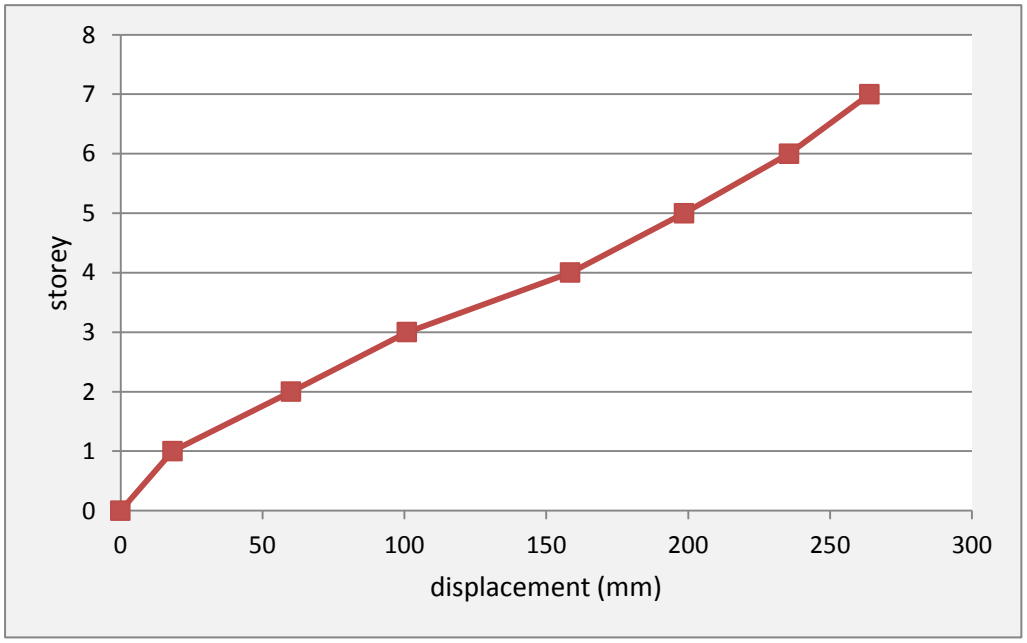
Τα παραπάνω δικαιολογούν τις μεγάλες σχετικές μετακινήσεις των ενδιάμεσων ορόφων. Αντίθετα ο πρώτος όροφος καταπονείται λιγότερο από τους άλλους , πράγμα που οφείλεται στα μεγάλων διαστάσεων υποστυλώματά του.



Σχήμα 5.15: Παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας

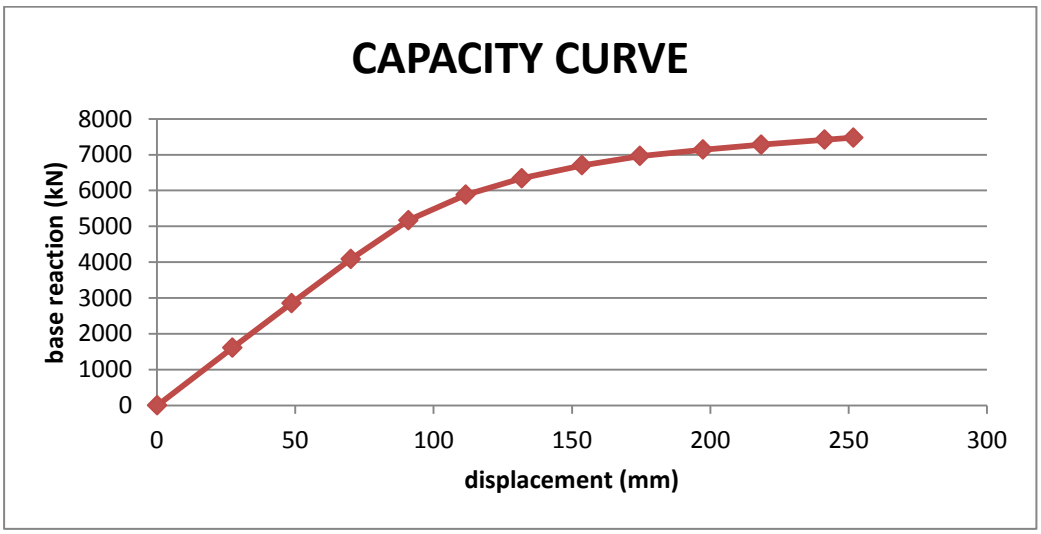


Σχήμα 5.16*: Δημιουργία μαλακού ορόφου*

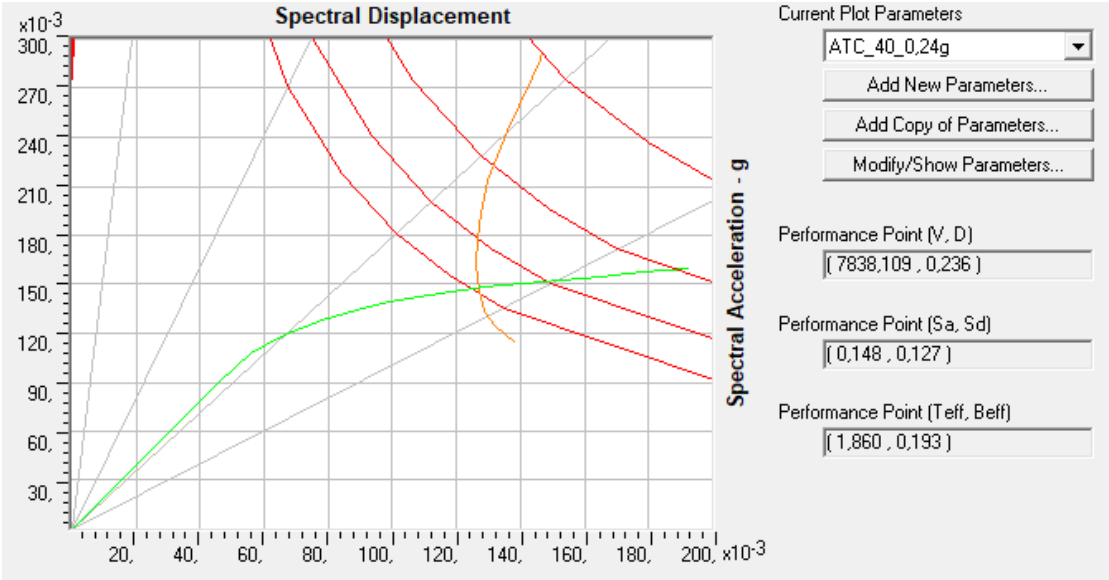


Σχήμα 5.17*: Σχετικές μετακινήσεις ορόφων στο σημείο επιτελεστικότητας*

- Διεύθυνση –Χ
  Δυσμενέστερος συνδυασμός: 1,1G+1,1Gplus+0,3Q-Ex-0,3Ey



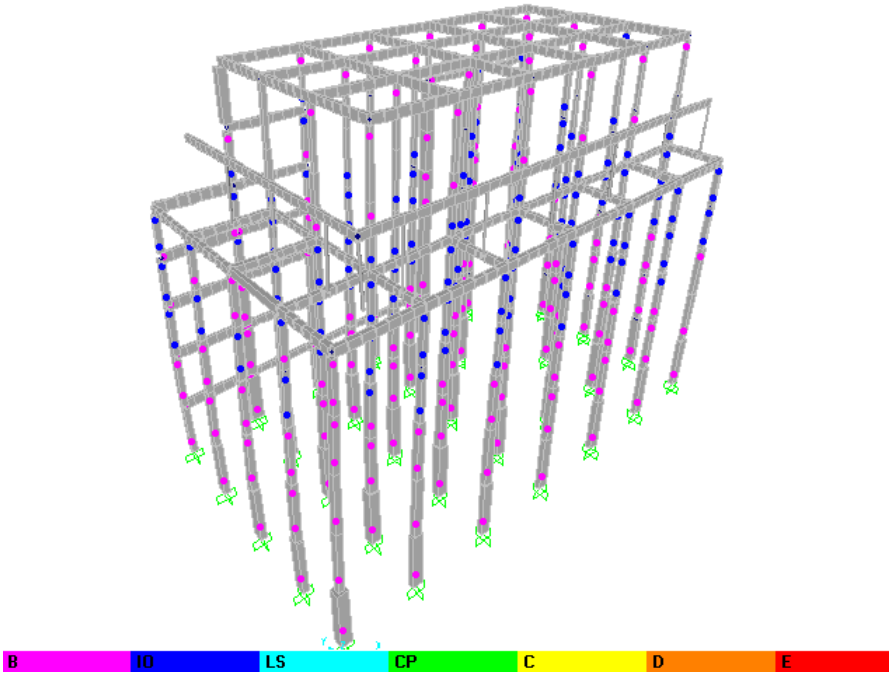
Σχήμα 18: *Καμπύλη ικανότητας για το συνδυασμό 1,1G+1,1Gplus+0,3Q-Ex-0,3Ey*



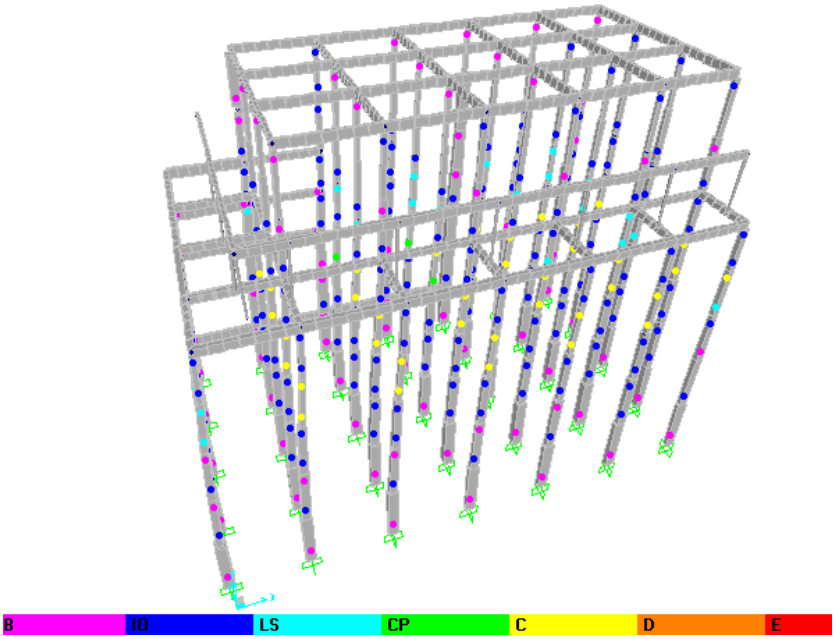
Σχήμα 19*: Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης με τη μέθοδο ATC-40*

Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης V=7838KN και μετακίνηση κορυφής δ=0,236m. Στο σημείο επιτελεστικότητας έχουν σχηματιστεί 590 πλαστικές αρθρώσεις εκ των οποίων 156 έχουν περάσει τη στάθμη 'Άμεση Χρήση' , αλλά όχι τη στάθμη 'Προστασία Ζωής'.

Η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας εικονίζεται στην παρακάτω εικόνα.

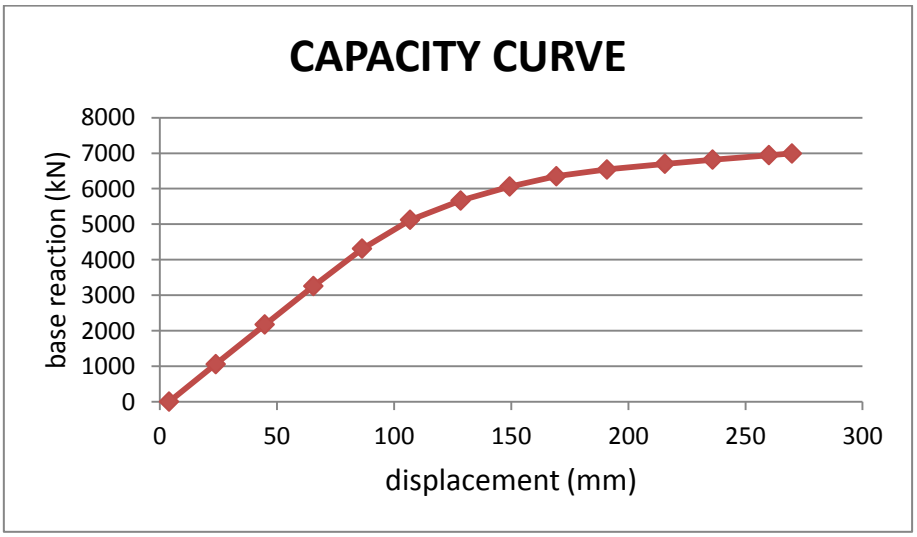


Σχήμα 5.20*:Παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας*

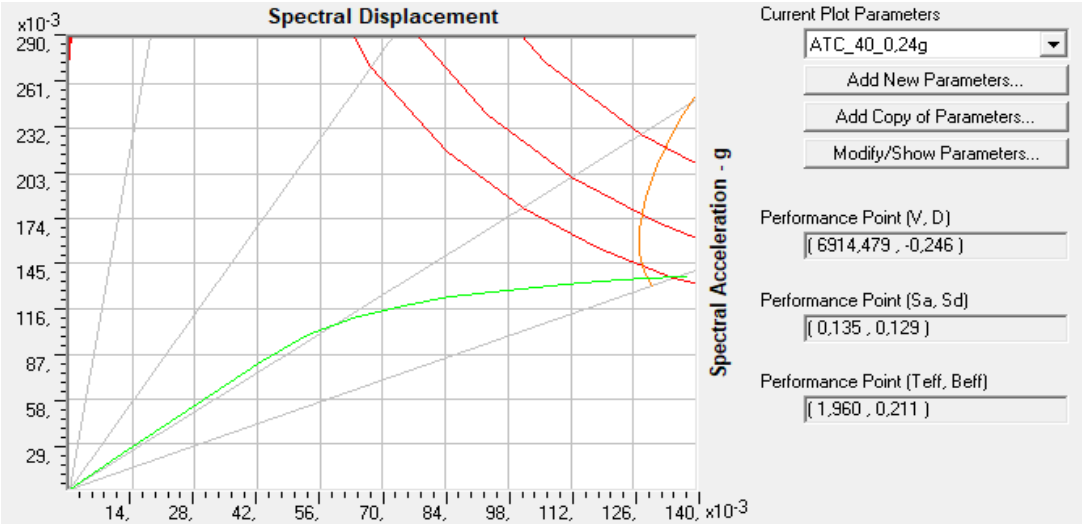


Σχήμα 5.21*: Εικόνα του φορέα στην κατάρρευση*

- Διεύθυνση Y
  Δυσμενέστερος συνδυασμός: 1,1G+1,1Gplus+0,3Q+Ey+0,3Ex

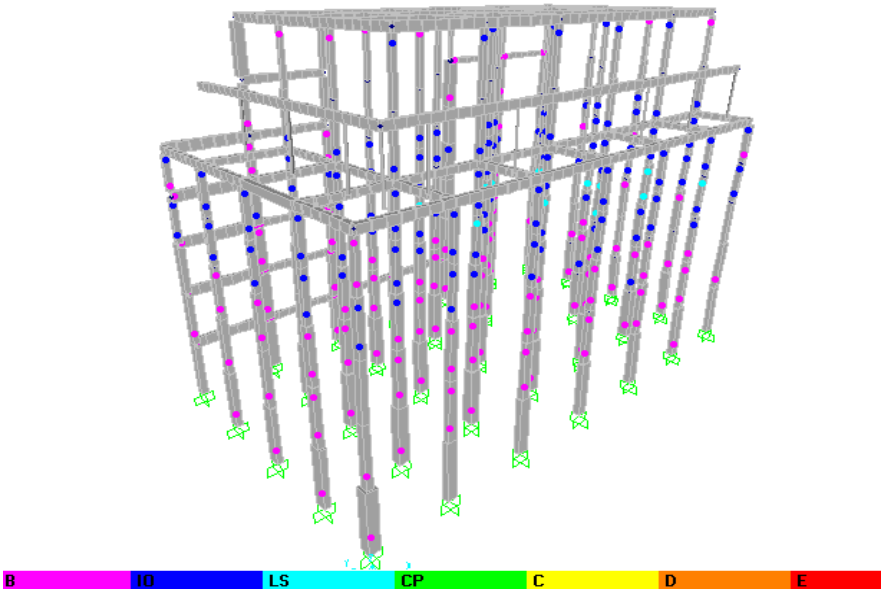


Σχήμα 5.22:*Καμπύλη ικανότητας για το συνδυασμό 1,1G+1,1Gplus+0,3Q+Ey+0,3Ex*

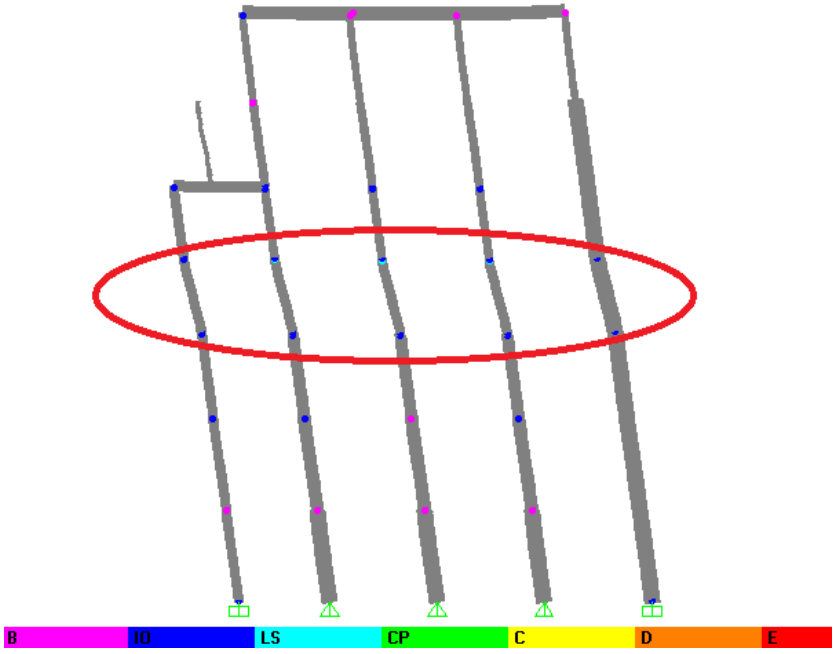


Σχήμα 5.23: *Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης με τη μέθοδο ATC-40*

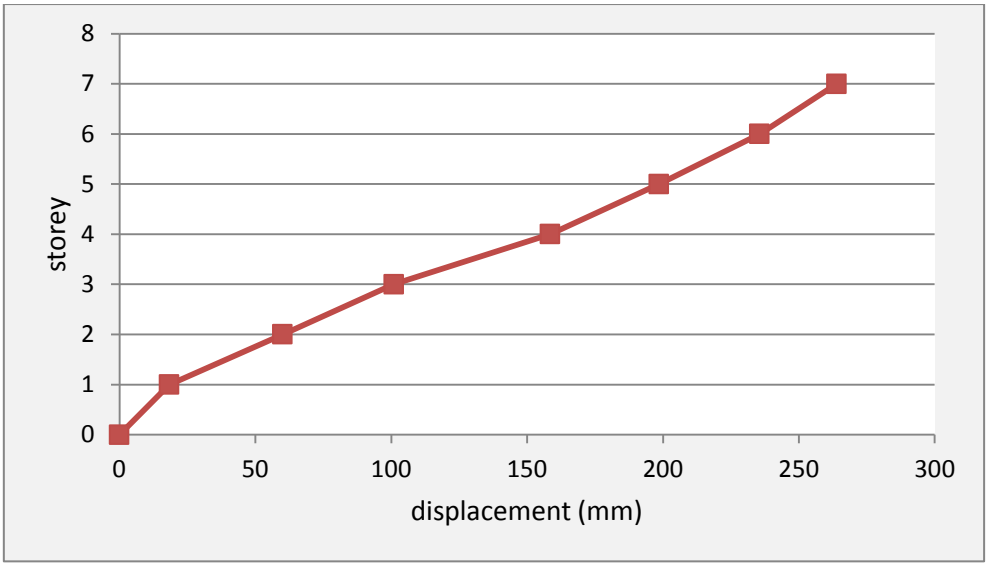
Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης V=6915KN και μετακίνηση κορυφής δ=0,246m. Σο σημείο επιτελεστικότητας έχουν σχηματιστεί 590 πλαστικές αρθρώσεις εκ των οποίων 18 έχουν περάσει τη στάθμη 'Προστασία Ζωής' .Η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας εικονίζεται στην παρακάτω εικόνα. Παρατηρούμε και πάλι ότι καταπονούνται περισσότερο οι ενδιάμεσοι όροφοι.



Σχήμα 5.23*: Παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας*

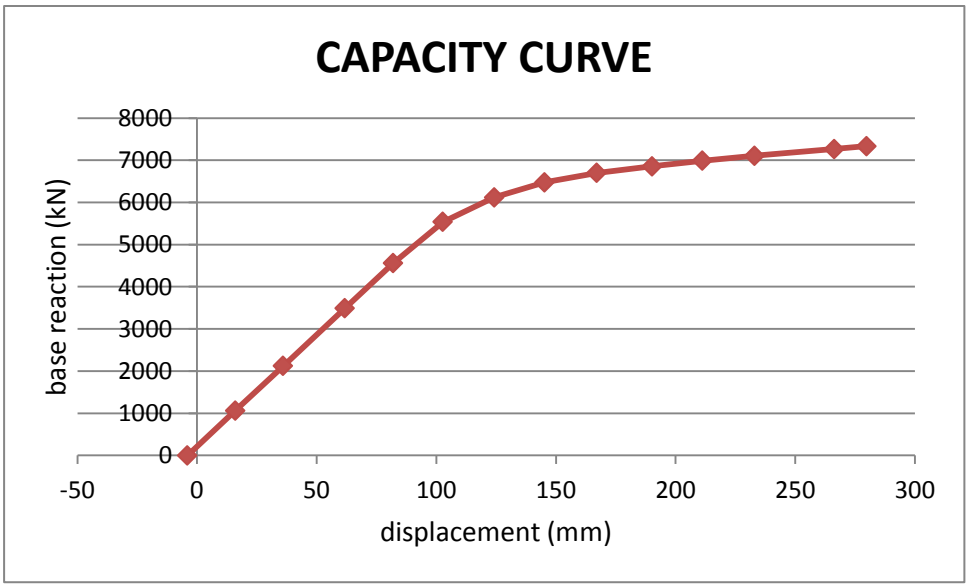


Σχήμα 5.24*:Δημιουργία μαλακού ορόφου*

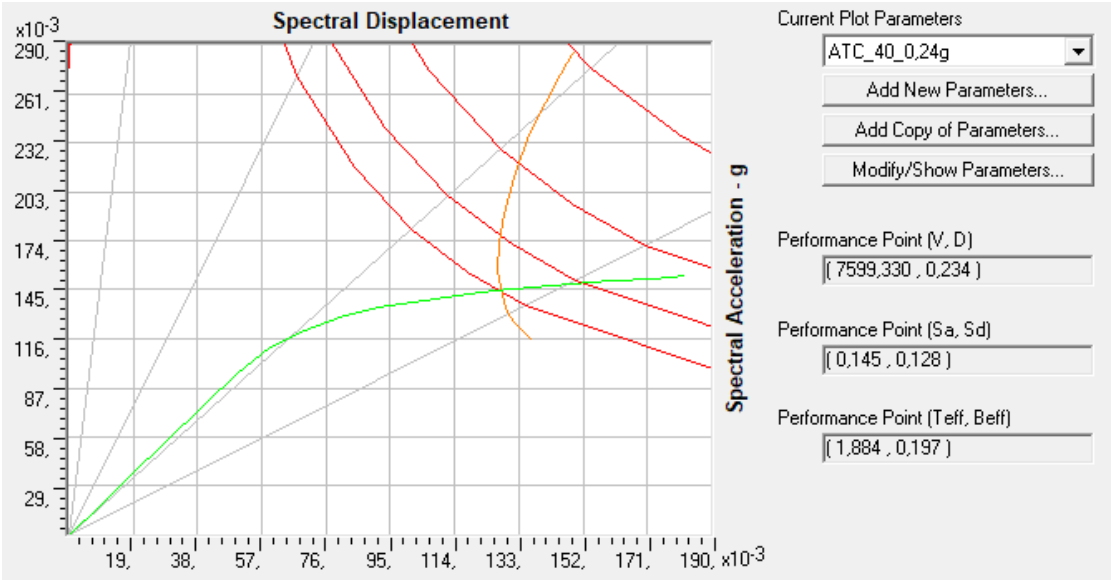


Σχήμα 5.25*: Διάγραμμα μετακινήσεων κέντρων μάζας ορόφων στο σημείο επιτελεστικότητας*

- Διεύθυνση –Y
  Δυσμενέστερος συνδυασμός : 1,1G+1,1Gplus+0,3Q-Ey-0,3Ex

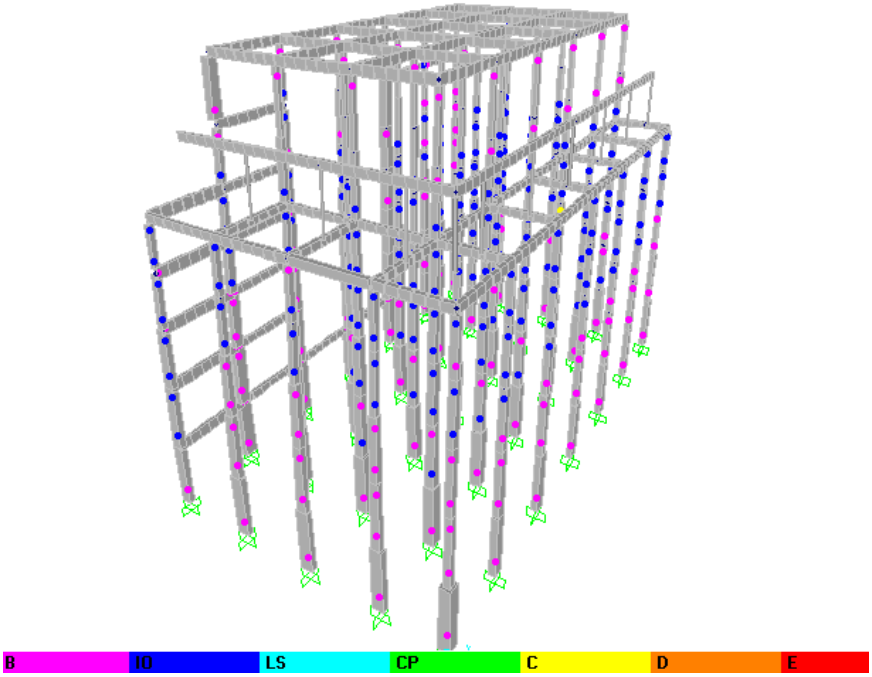


Σχήμα 5.26*: Καμπύλη ικανότητας για το συνδυασμό 1,1G+1,1Gplus+0,3Q-Ey-0,3Ex*

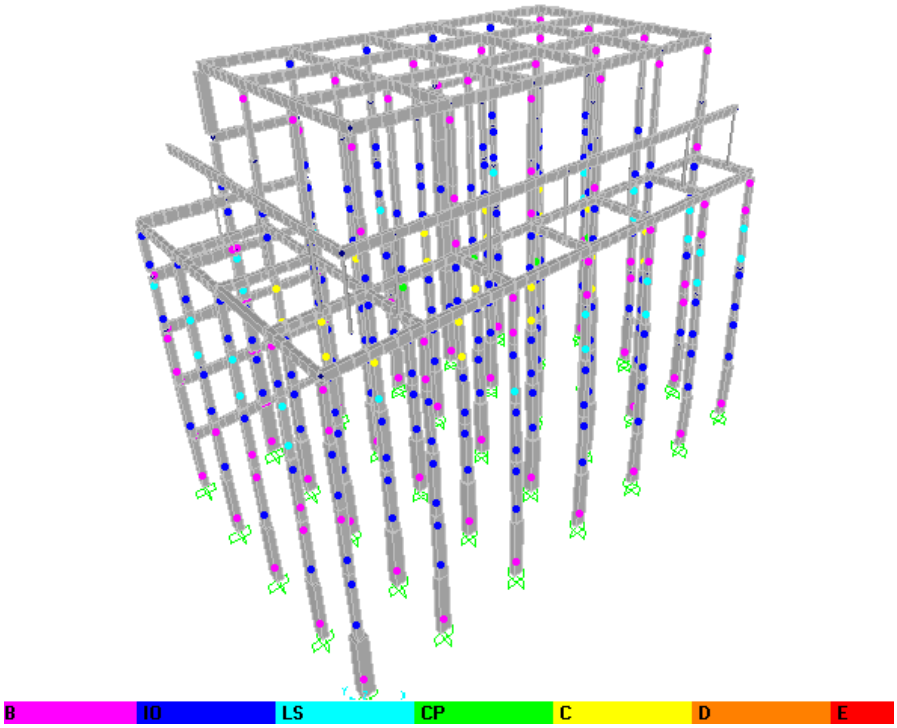


Σχήμα 5.27: *Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης με τη μέθοδο ATC-40*

Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης V=7600KN και μετακίνηση κορυφής δ=0,234m. Στο σημείο επιτελεστικότητας έχουν σχηματιστεί 590 πλαστικές αρθρώσεις εκ των οποίων 1 έχει περάσει τη στάθμη 'Προστασία Ζωής' .Η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας εικονίζεται στην παρακάτω εικόνα.

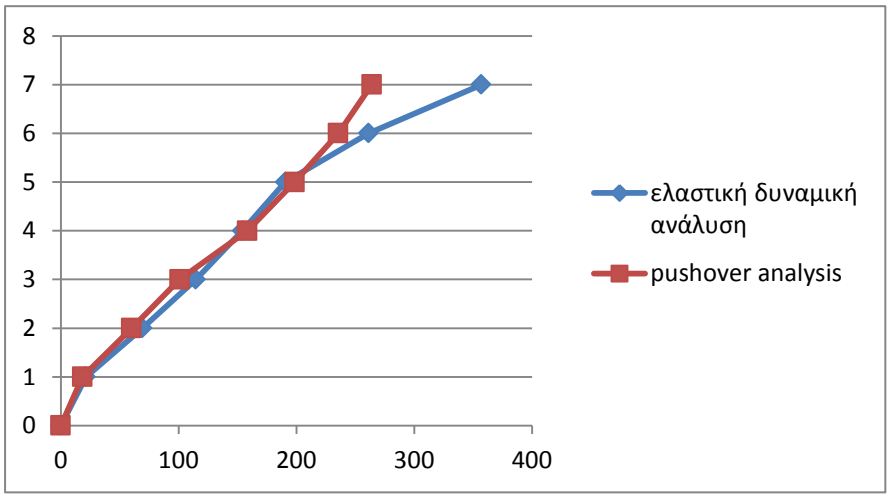


***Σχήμα 5.28**: Παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας*



***Σχήμα 5.29**: Παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στην κατάρρευση*

Στη συνέχεια γίνεται μια σύγκριση των μετακινήσεων των ορόφων όπως προέκυψαν από την ελαστική δυναμική ανάλυση και από την pushover στο σημείο επιτελεστικότητας. Γίνεται αμέσως αντιληπτό πως η ελαστική δυναμική ανάλυση είναι πολύ δυσμενέστερη για τους δύο ανώτερους ορόφους, των οποίων η κάτοψη έχει μικρότερο εμβαδό από τους κατώτερους ορόφους (εσοχή).



***Σχήμα 5.30**: Σύγκριση μετακινήσεων ορόφων στην ελαστική δυναμική και στην μη γραμμική στατική ανάλυ*

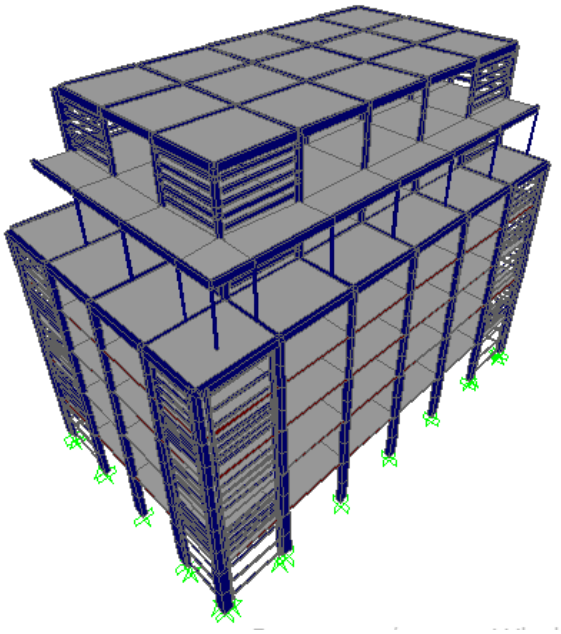
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

6.ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΚΤΙΡΙΟ

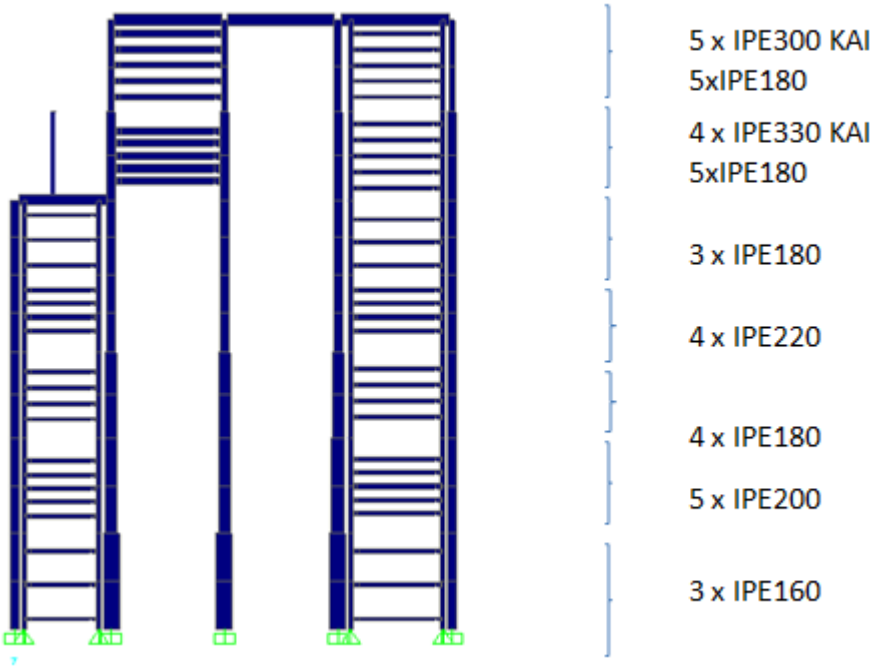
6.1ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Η ελαστική και η ανελαστική ανάλυση αποδεικνύουν ότι το κτίριο πρέπει να ενισχυθεί τόσο για αύξηση της αντοχής όσο και της δυσκαμψίας του. Σαν τρόπος ενίσχυσης αποφασίστηκε να τοποθετηθούν συστήματα fuseis. Συγκεκριμένα , τοποθετούνται μεταλλικά υποστυλώματα δίπλα στα γωνιακά υποστυλώματα του υφιστάμενου κτιρίου και συνδέονται με αυτά μέσω αγκυρίων. Μεταξύ των μεταλλικών υποστυλωμάτων τοποθετείται διαφορετικός αριθμός ασθενέστερων δοκών. Η διατομή των υποστυλωμάτων αποφασίζεται με κριτήριο την επιθυμητή πλευρική δυσκαμψία. Παρατηρήθηκε ότι σε περίπτωση που επιλεγεί μεγάλη διατομή η ανισοκατανομή της δυσκαμψίας μεταξύ του κατώτερου και των υπερκείμενων ορόφων αυξάνεται πολύ με αποτέλεσμα η σεισμική δύναμη να καταπονεί κυρίως τον κάτω όροφο με συγκέντρωση της πλειονότητας των πλαστικών αρθρώσεων σε αυτόν. Έχει αποδειχθεί ότι τα υποστυλώματα σε ένα σύστημα FUSEIS είναι καλό να απέχουν το ένα από το άλλο 1,5 με 2m.Στην προκειμένη περίπτωση εξαιτίας της τοποθέτησης των νέων υποστυλωμάτων δίπλα στα ήδη υπάρχοντα αυτά απέχουν μεταξύ τους αποστάσεις έως και 4m. Μετά από πολλές δοκιμές αποφασίστηκαν τα παρακάτω.

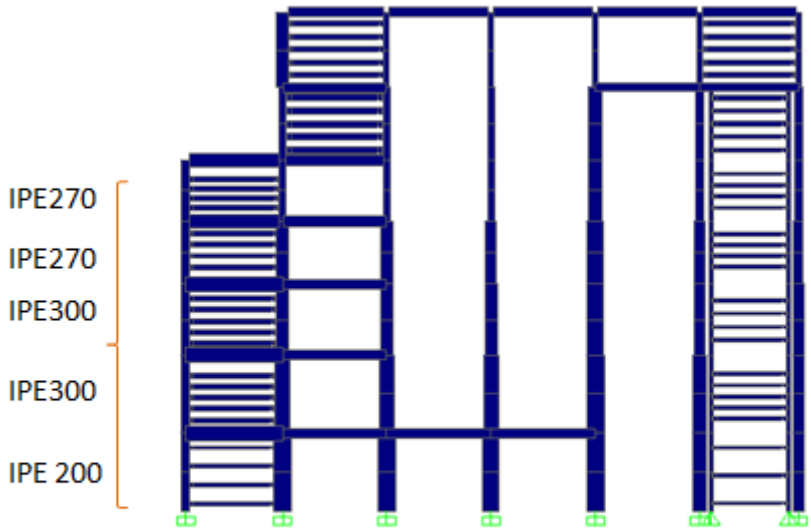
- Επελέγησαν υποστυλώματα HEB200 ,στη βάση των οποίων έχει οριστεί άρθρωση.
- Τοποθετήθηκαν 3 δοκοί στο 1^{ο} όροφο,5 δοκοί στον 2^{ο} ,4^{ο},6^{ο} και 7^{ο} όροφο , και 4 δοκοί στον 3ο και στον 4^{ο}.
- Θεωρήθηκε συντελεστής συμπεριφοράς του κτιρίου ίσος με 2,5. Νέες κατασκευές με συστήματα FUSEIS έχουν συντελεστή συμπεριφοράς έως και 5. Στην προκειμένη περίπτωση τα νέα μεταλλικά υποστυλώματα συνδέονται με τα παλιά συνεπώς δεν θα ήταν σωστό να γίνει ο σχεδιασμός του συστήματος ενίσχυσης για ένα τόσο μεγάλο q, γιατί τότε θα έπρεπε να εξασφαλίζεται και μεγάλη διαθέσιμη πλαστιμότητα. Ο ήδη υπάρχον φορέας δεν διαθέτει , συνεπώς θα πάθαινε ακόμα πιο εκτεταμένες βλάβες.



Σχήμα6.1*: Χωρικό προσομοίωμα ενισχυμένου φορέα*



Σχήμα 6.2: Διάταξη συστήματος FUSEIS σε μία όψη του φορέα



Σχήμα 6.2: Διάταξη συστήματος FUSEIS σε μία όψη του φορέα

Όπως φαίνεται στο σχήμα 6.2 στο αριστερό φάτνωμα της όψης επιλέχθηκε να μην τοποθετηθούν μεταλλικά υποστυλώματα εξαιτίας της ύπαρξης των δοκών. Από τους ελέγχους προέκυψε όμως η ανάγκη οι δοκοί σε εκείνο το φάτνωμα να έχουν μεγαλύτερη διατομή.

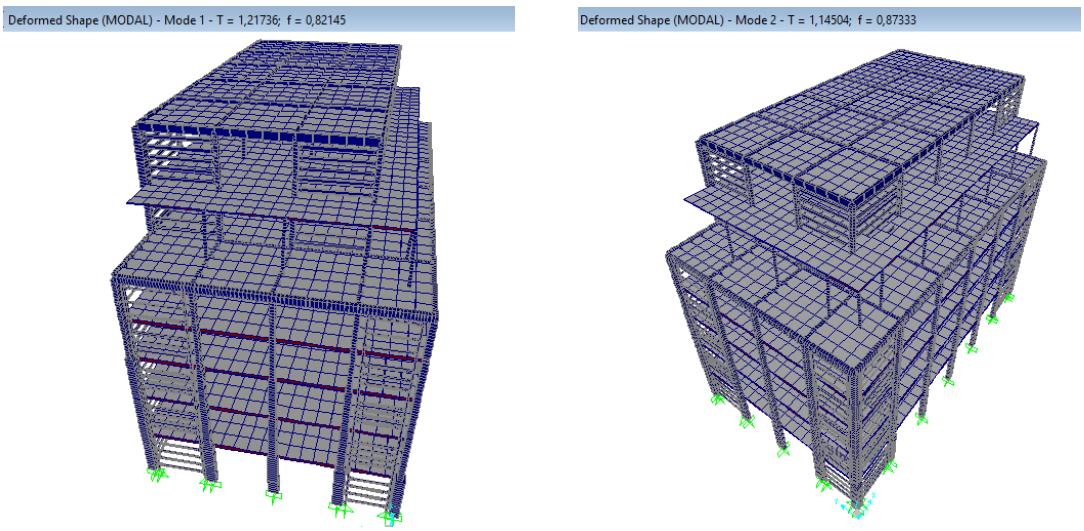
6.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

6.2.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Χρειάζονται 12 ιδιομορφές για να συμπεριληφθεί το 90% της δρώσας ιδιομορφικής μάζας. Οι πρώτες δύο ιδιομορφές του κτιρίου έχουν μεγάλη ιδιοπερίοδο σε σύγκριση με την χαρακτηριστική T0=Tc=0,5sec , συνεπώς το κτίριο θεωρείται εύκαμπτο.

Ιδιομορφή	T(sec)	Ux	Uy	Rz
$1^{η}$	1,24	0,3%	74,4%	47,1%
$2^{η}$	1,23	74,6%	0,3%	12,9%
$3^{η}$	0,53	0,06%	8,9%	3%
$4^{η}$	0,52	9,1%	0,07%	0,8%
$5^{η}$	0,4	0,07%	0,42%	15%
$6^{η}$	0,33	0	6,1%	1,3%
$7^{η}$	0,32	5,92%	0	0,7%
$8^{η}$	0,28	0,06%	0,05%	9,6%
$9^{η}$	0,27	0	0	0
$10^{η}$	0,25	0	0	0
$11^{η}$	0,24	0	0	0
$12^{η}$	0,23	0	0	0
sum		90,11%	90,24%	90,4%

Παρατηρούμε πως οι ιδιοπερίοδοι των δύο πρώτων ιδιομορφών του κτιρίου έχει ελαττωθεί , πράγμα που δείχνει την αύξηση δυσκαμψίας του κτιρίου. Η $1^{η}$ ιδιομορφή συνδυάζει μετακίνηση κατά y και στροφή και η $2^{η}$ συνδυάζει μετακίνηση κατά x και στροφή.



***Σχήμα 6.4**: 1η και 2η ιδιομορφή ενισχυμένου κτιρίου*

6.2.2 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

6.2.2.1 ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ 2ας ΤΑΞΕΩΣ

Ελέγχεται η επιρροή φαινομένων $2^{ης}$ τάξης, προκειμένου να διαπιστωθεί αν χρειάζεται να ληφθούν υπόψη στην ανάλυση , προσαυξάνοντας κατάλληλα τις σεισμικές δυνάμεις. Για το σκοπό αυτό πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού του κτιρίου υπό τη δράση των κατακόρυφων φορτίων :1,1 G+1,1Gplus+0,3Q. Από την κρίσιμη ιδιομορφή λυγισμού υπολογίζεται ο συντελεστής αcr με τον οποίο θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί η φόρτιση σχεδιασμού, για να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια. Τότε μπορεί να υπολογιστεί ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετάθεσης ορόφου θ από τη σχέση:

$$\theta=\frac{1}{\alpha cr}$$

Καθολικός λυγισμός πραγματοποιείται στην $3^{η}$ ιδιομορφή λυγισμού.

Οι συντελεστές λυγισμού έχουν προκύψει από τις ελαστικές μετακινήσεις του κτιρίου, άρα για να ληφθούν υπόψη οι πραγματικές πρέπει να διαιρεθεί ο συντελεστής λυγισμού με τον συντελεστή συμπεριφοράς.

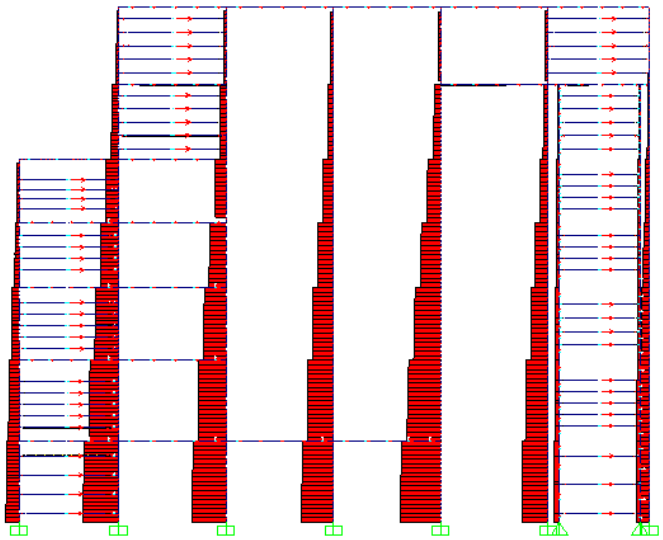
αcr=buckling factor/q

Συνεπώς υπολογίζεται:

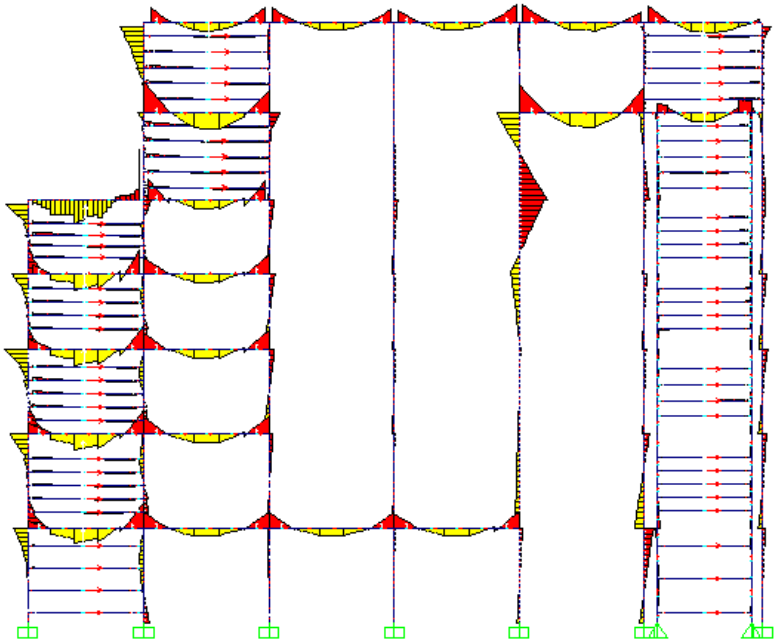
αcr=35,4/2,5=14,16 και θ=1/14,16=0,071<0,1.
Άρα οι επιρροές $2^{ης}$ τάξης μπορούν να αμεληθούν.

6.2.2.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΥΠΟ ΤΟΝ ΒΑΣΙΚΟ ΚΑΙ ΤΟΥΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥΣ

Έγινε ανάλυση του κτιρίου για τον βασικό συνδυασμό 1,35G+1,35Gplus+1,5Q και για τους 8 σεισμικούς συνδυασμούς που αναφέρθηκαν και στο προηγούμενο κεφάλαιο. Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών για τους συνδυασμούς αυτούς.

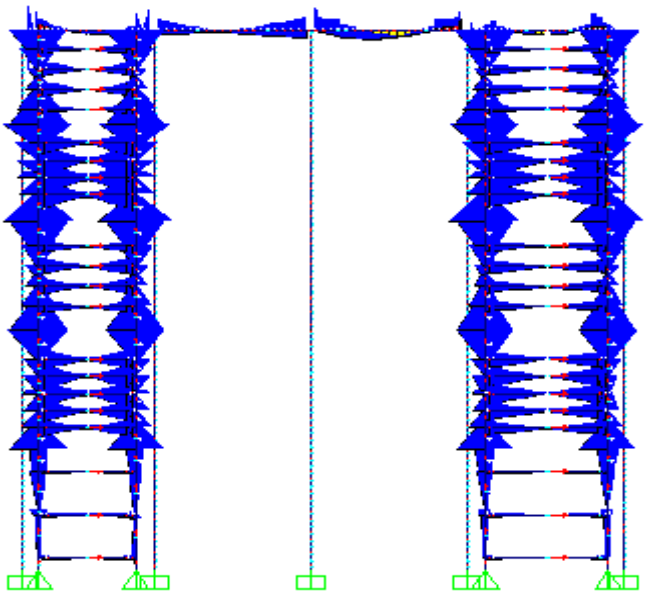


***Σχήμα 6.4**: Διάγραμμα αξονικών σε Οριακή κατάσταση αστοχίας υπό τον βασικό συνδυασμό*



Σχήμα6.5: Διάγραμμα ροπών κάμψης σε Οριακή κατάσταση αστοχίας υπό τον βασικό συνδυασμό

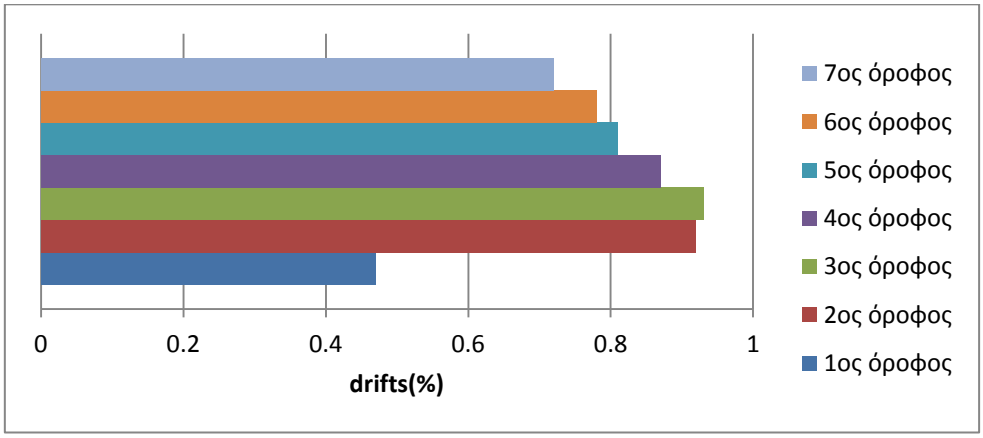
.



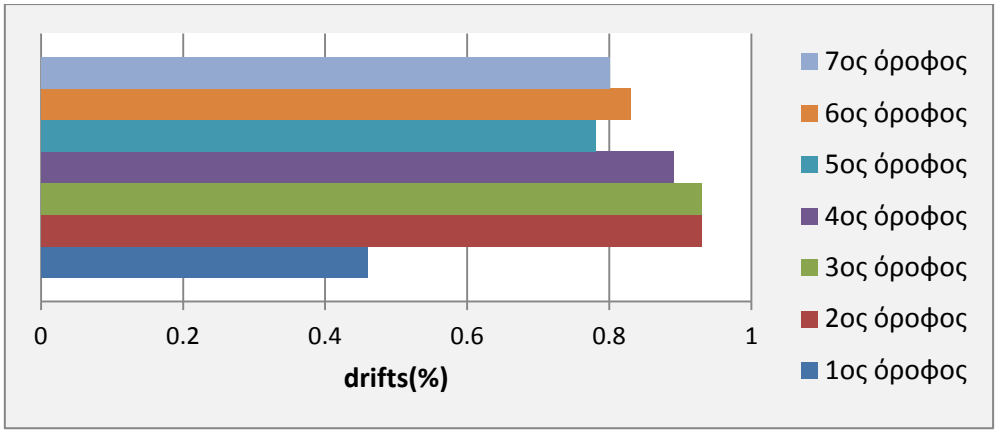
***Σχήμα 6.6**: Διάγραμμα ροπων κάμψης του μεταλλικού συστήματος ενίσχυσης υπό το σεισμικό συνδυασμό*

Από τα παραπάνω διαγράμματα επαληθεύεται ότι οι δοκοί FUSEIS παραλαμβάνουν τις σεισμικές φορτίσεις αλλά δεν συμμετέχουν στην παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων, μιας και είναι τοποθετημένοι μεταξύ των ορόφων. Αυτός είναι και ο λόγος που είναι εύκολα αντικαταστάσιμα στοιχεία, πράγμα που είναι και το μεγάλο πλεονέκτημά τους.

Στη συνέχεια, υπολογίζονται τα drifts των ορόφων για τους σεισμικούς συνδυασμούς.. Με βάση τη θεώρηση του ATC-40 ότι για να προκληθούν μόνιμες οριζόντιες μετακινήσεις στα κατακόρυφα στοιχεία τα drifts πρέπει να είναι της τάξης του 2 %, μπορεί να θεωρηθεί ότι πλέον θα προκληθούν μόνο ελαφριές βλάβες στα υποστυλώματα του κτιρίου.



***Σχήμα 6.7**: Drifts ορόφων κατά X*



***Σχήμα 6.8**: Drifts ορόφων κατά Y*

Στον παρακάτω πίνακα απεικονίζεται ο έλεγχος των γωνιακών παραμορφώσεων όλων των ορόφων. Μετά την ενίσχυση η απαίτηση ν*dr≤0,0075H επαληθεύεται για όλους τους ορόφους.

***Πίνακας 6.2**:Έλεγχος για τον περιορισμό της γωνιακής παραμόρφωσης τωνορόφων*

dκάτω	dάνω	dσχ	dr=q*dσχ	ν*dr	Πριν την ενίσχυση		0,0075H
0	7,8	7,8	19,5	9,75	20,6	<	31,7
7,8	23,5	15,7	39,3	19,6	26,7	<	31,6
23,5	37,7	14,2	35,5	17,8	23,1	<	28,5
37,7	49,8	12,1	30,3	15,1	19,7	<	25,5
49,8	60	10,2	25,5	12,8	17,6	<	24,6
60	73	13	32,5	16,3	33,6	<	29,2
73	86	13	32,5	16,3	42,4	<	30,4

Ακολουθούν οι έλεγχοι των πλάστιμων στοιχείων του συστήματος της ενίσχυσης για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό , όπως αυτοί περιγράφηκαν στο κεφάλαιο 2.

Α) Έλεγχος αξονικών

***Πίνακας 6.3**: Έλεγχος αξονικών τωνRBS διατομών*

Όροφος	Διατομή	Πλάτος RBS	NEd	Npl,RBS,Rd	NEd/Npl,RBS,Rd≤0,15
$1^{ος}$	IPE160	41	7,4	367	0,02
$2^{ος}$	IPE200	70	1,3	609	0,002
$3^{ος}$	IPE180	45	2	415	0,005
$4^{ος}$	IPE220	80	1,7	732	0,002
$5^{ος}$	IPE180	45	1,44	415	0,003
$6^{ος}$	IPE330	100	69	1266	0,055
$7^{ος}$	IPE300	80	6,8	1075	0,006

Β) Έλεγχος σε διάτμηση

Πίνακας 6.3: *Έλεγχος σε διάτμηση των RBS διατομών*

Όροφος	Διατομή	Πλάτος RBS	VCD,Ed	Vpl,RBS,Rd	VCD,Ed/Vpl,RBS,Rd≤0,5
1ος	IPE160	41	15,3	127	0,12
2ος	IPE200	70	33,7	178	0,2
3ος	IPE180	45	20,6	152	0,14
4ος	IPE220	80	45	207	0,22
5ος	IPE180	45	20,6	152	0,14
6ος	IPE330	100	86,2	338	0,26
7ος	IPE300	80	51,5	393	0,13

Γ) Έλεγχος ροπών κάμψης

Πίνακας 6.4*: Έλεγχος ροπών κάμψης των RBS διατομών*

Όροφος	Διατομή	Πλάτος RBS	MEd	Mpl,RBS,Rd	Ποσοστό εκμετάλλευσης	Ω
1ος	IPE160	41	7,5	20	0,38	2,6
2ος	IPE200	70	31,6	44,2	0,71	1,4
3ος	IPE180	45	19,5	26,8	0,73	1,37
4ος	IPE220	80	41,6	59	0,71	1,42
5ος	IPE180	45	18,9	26,8	0,73	1,42
6ος	IPE330	100	107	177,5	0,6	1,66
7ος	IPE300	80	72,6	106	0,68	1,46

Δ) Έλεγχος καθολικής ικανότητας απορρόφησης ενέργειας

Οι δοκοί του συστήματος FUSEIS στον 1ο όροφο δεν καταπονούνται ιδιαίτερα από το σεισμό. Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων του αρχικού φορέα στον 1ο όροφο είναι πολύ μεγάλες, συνεπώς παραλαμβάνουν αυτά κυρίως τη σεισμική δύναμη. Για τους υπόλοιπους ορόφους ισχύει:

$$\frac{max\Omega}{min\Omega} = \frac{1,66}{1,37} = 1,21 \leq 1,25$$

Συνεπώς αναμένεται μια σχετικά ομοιόμορφη πλάστιμη συμπεριφορά του φορέα σύμφωνα με την δυναμική ελαστική ανάλυση.

Ε)Στροφές δοκών

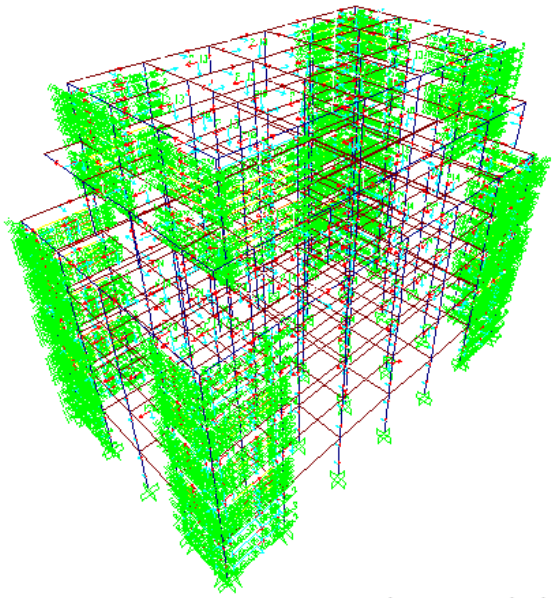
***Πίνακας 6.5**:Έλεγχος στροφών δοκών*

Όροφος	Διατομή	Πλάτος RBS	θRBS		θULS,RBS (mrad)
1ος	IPE160	41	27,7	<	50
2ος	IPE200	70	28,5	<	50
3ος	IPE180	45	28	<	50
4ος	IPE220	80	28,8	<	50
5ος	IPE180	45	28	<	50
6ος	IPE330	100	31,2	<	50
7ος	IPE300	80	30,6	<	50

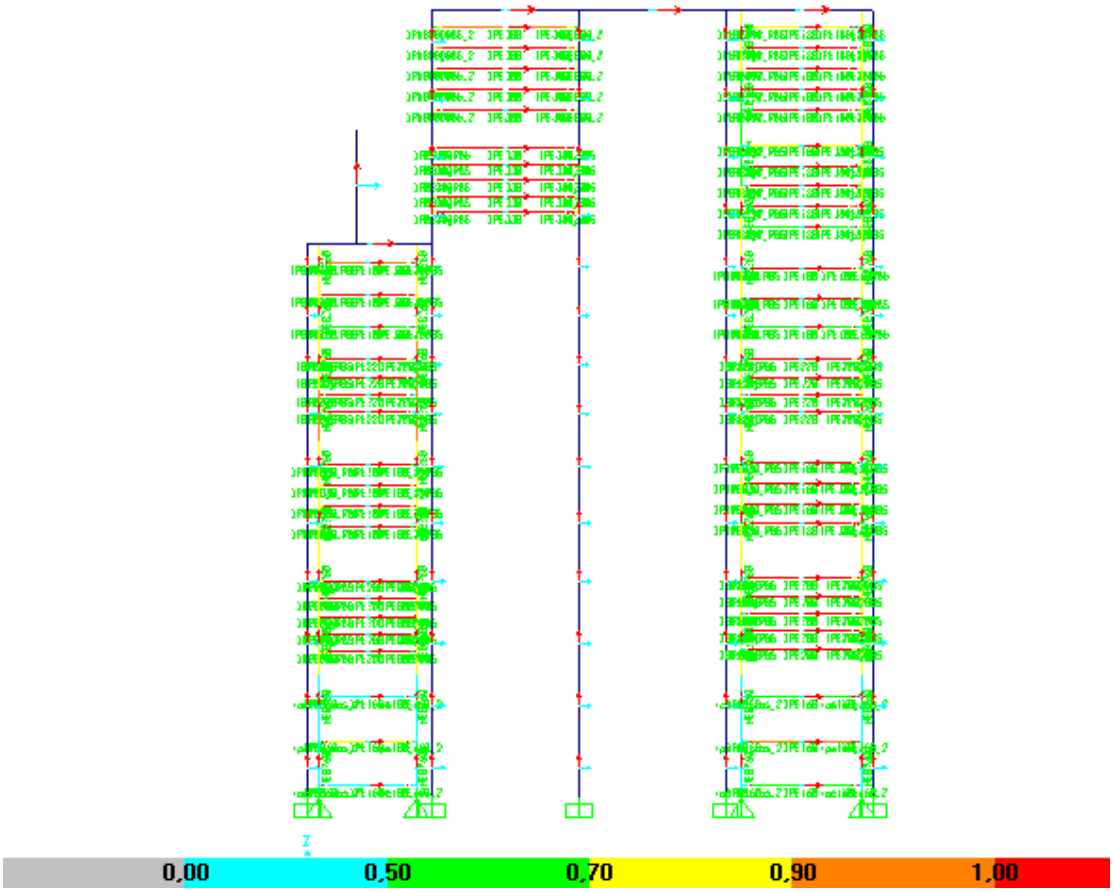
Έλεγχος μη πλάστιμων στοιχείων συστήματος FUSEIS

Α) Έλεγχος μεταλλικών υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα σχεδιάστηκαν ικανοτικά για φορτία προσαυξημένα σε σχέση με τα μεγέθη αντοχής των δοκών. Οπωςφαίνεται και στα παρακάτω σχήματα το μέγιστο ποσοστό εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων που καταγράφηκε είναι 0,95. Διαπιστώνεται επίσης πως οι μεταλλικοί δοκοί του συστήματος έχουν αστοχήσει σε όλους τους ορόφους με εξαίρεση τον 1ο. Αυτό είναι αναμενόμενο αν αναλογιστούμε ότι οι δοκοί αυτοί έχουν μεγάλη υπεραντοχή.



Σχήμα 6.9:Ποσοστά εκμετάλλευσης του φορέα για το ικανοτικό συνδυασμό



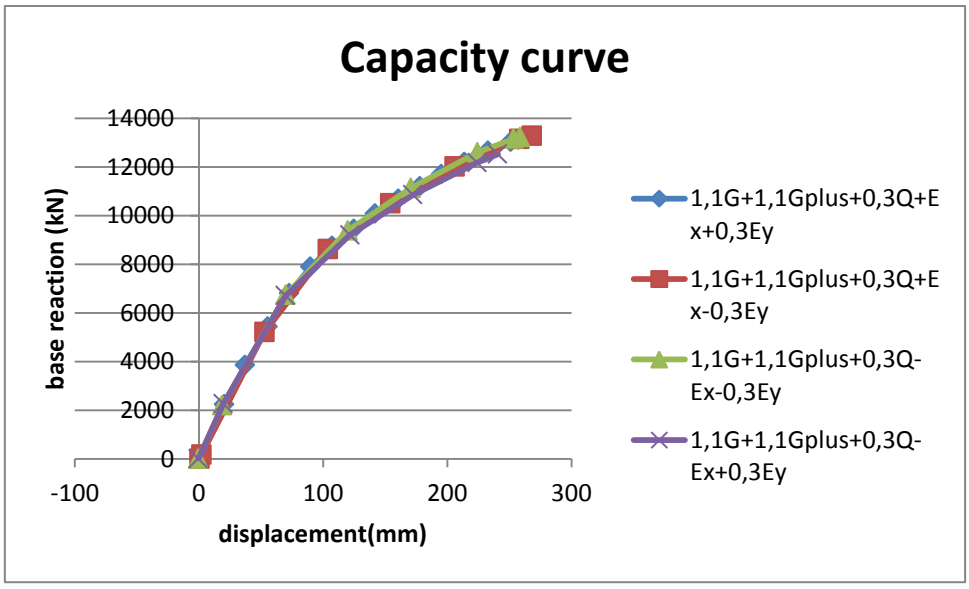
***Σχήμα 6.10**: Ποσοστά εκμετάλλευσης του μελών του φορέα για το ικανοτικό συνδυασμό*

Β) Έλεγχος περιοχής δοκού με πλήρη διατομή

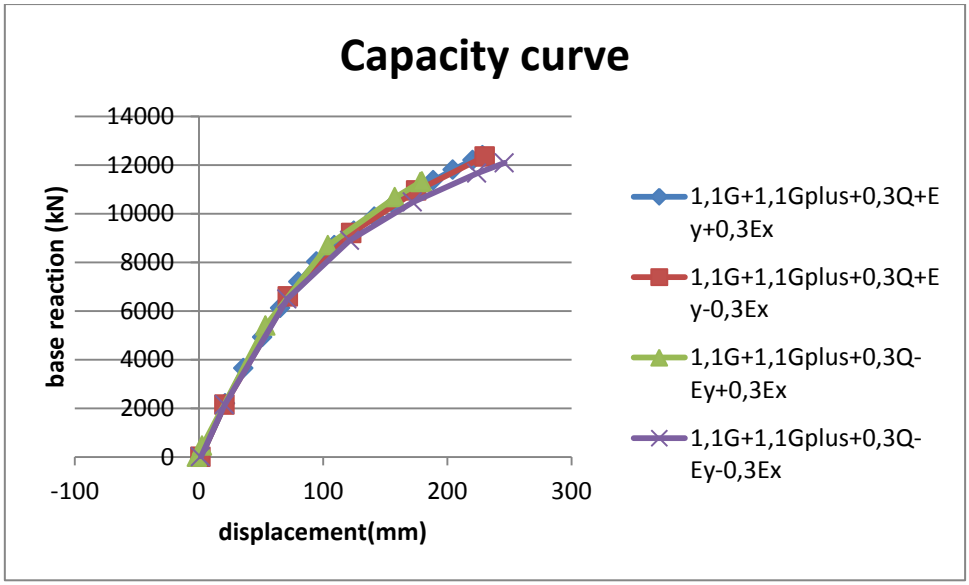
Όροφος	Διατομή	Πλάτος RBS	$M_{CD,Ed}$	$M_{pl,Rd}$	$M_{CD,Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1$
$1^{ος}$	IPE160	41	22,1	32,7	0,68
$2^{ος}$	IPE200	70	50,3	57,7	0,87
$3^{ος}$	IPE180	45	28	44,2	0,63
$4^{ος}$	IPE220	80	68	75,2	0,9
$5^{ος}$	IPE180	45	28	44,2	0,63
$6^{ος}$	IPE330	100	186,7	209,8	0,89
$7^{ος}$	IPE300	80	140	165,6	0,85

6.3 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η διερεύνηση του μηχανισμού πλαστικοποίησης των δοκών FUSEIS1-1 και αξιολόγησης της κατάστασης στην οποία βρίσκονται τα υπόλοιπα μέλη της κατασκευής, έγινε με τη βοήθεια μη γραμμικών στατικών αναλύσεων (Pushover). Η φόρτιση περιλάμβανε τα κατακόρυφα φορτία, μόνιμα και κινητά, του σεισμικού συνδυασμού και αυξανόμενα οριζόντια φορτία μέχρι τη μετακίνηση-στόχο .Εφαρμόστηκε μια «ομοιόμορφη» κατανομή εγκάρσιων φορτίων. Οι μη γραμμικές ιδιότητες που εισήχθησαν στις δοκούς FUSEIS1-1 στις θέσεις των RBS ήταν καμπτικού τύπου και ελήφθησαν όπως στον πίνακα 2.3 Οι παράμετροι των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων υπολογίστηκαν λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση ροπής και αξονικής (διάγραμμα P - M) βάσει του FEMA-356 . Μετά την εκτέλεση της μη γραμμικής ανάλυσης, το λογισμικό SAP2000 παράγει αυτόματα την καμπύλη ικανότητας, την καμπύλη φασματικής απαίτησης και μέσω αυτών προσδιορίζεται το σημείο επιτελεστικότητας. Για την εξαγωγή της καμπύλης απαίτησης εισήχθησαν οι παράμετροι του ελαστικού φάσματος του σεισμού σχεδιασμού σύμφωνα με την Οδηγία ATC-40 .

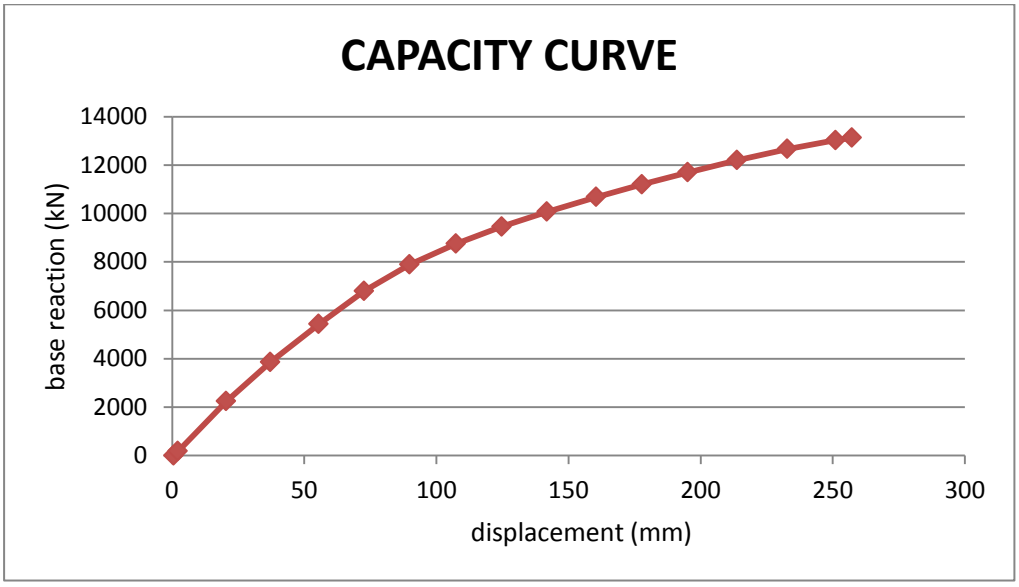


Σχήμα 6.11*: Καμπύλη Ικανότητας του κτιρίου για προεξάρχοντα σεισμό κατά Χ*

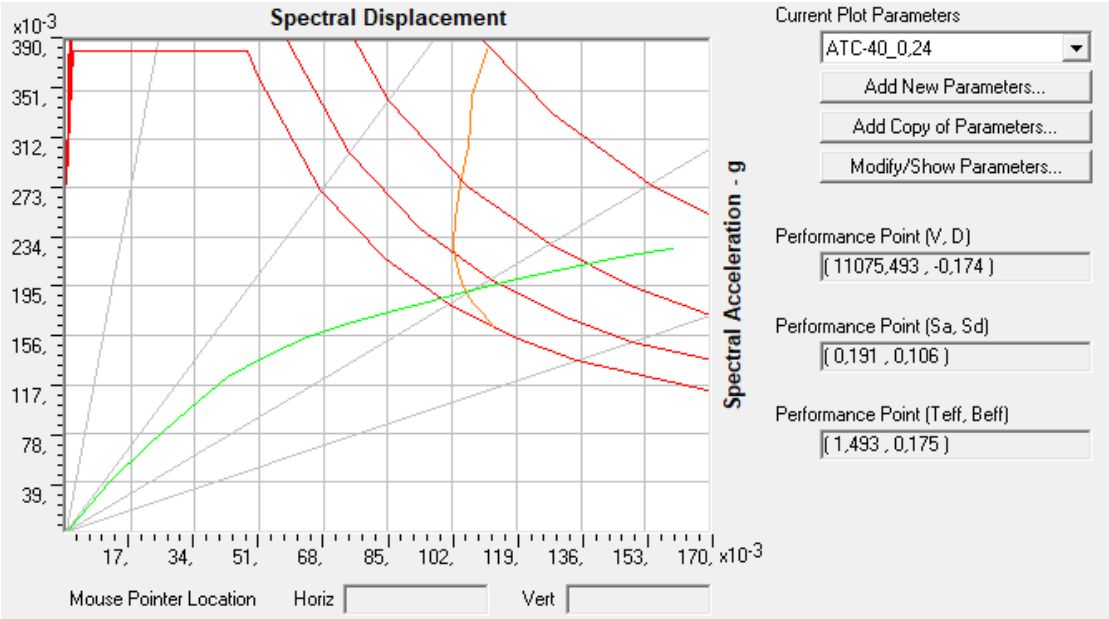


***Σχήμα 6.12**: Καμπύλη Ικανότητας του κτιρίου για προεξάρχοντα σεισμό κατά Y*

- Διεύθυνση X
  Δυσμενέστερος συνδυασμός : 1,1G+1,1Gplus+0,3Q+Ex+0,3Ey

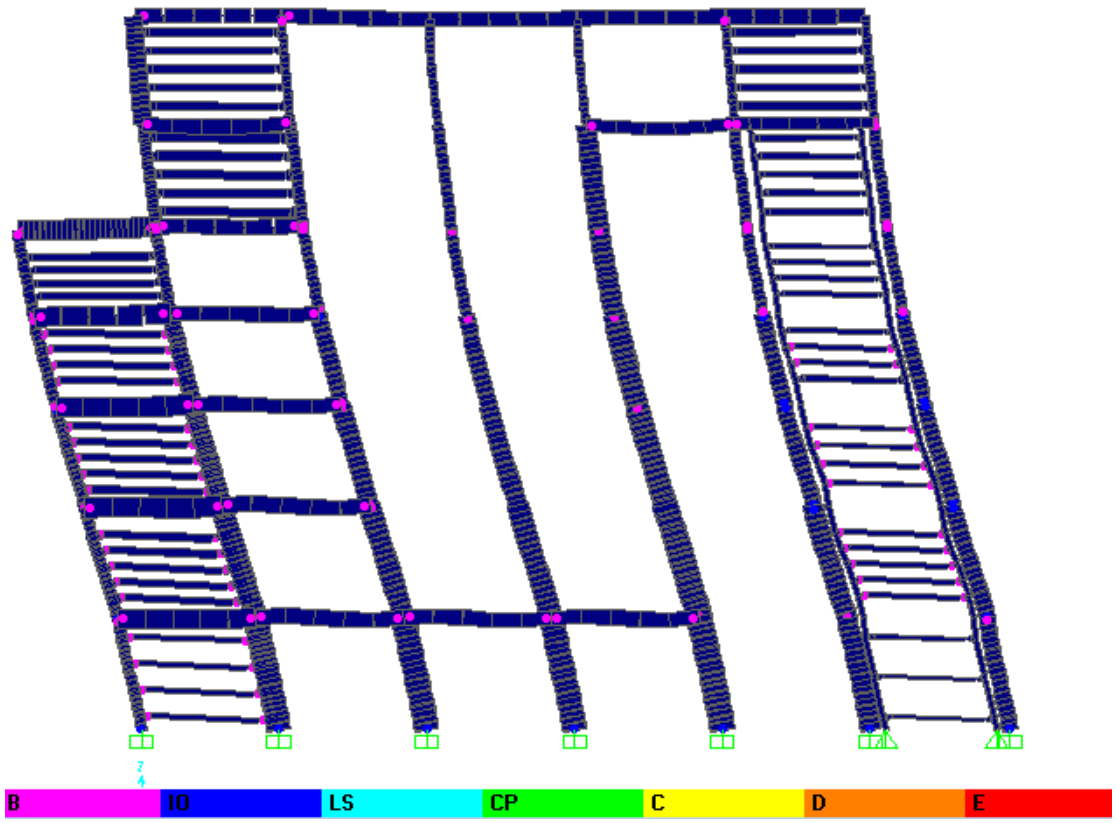


***Σχήμα 6.13**: Καμπύλη ικανότητας για το συνδυασμό 1,1G+1,1Gplus+0,3Q+Ex+0,3Ey*

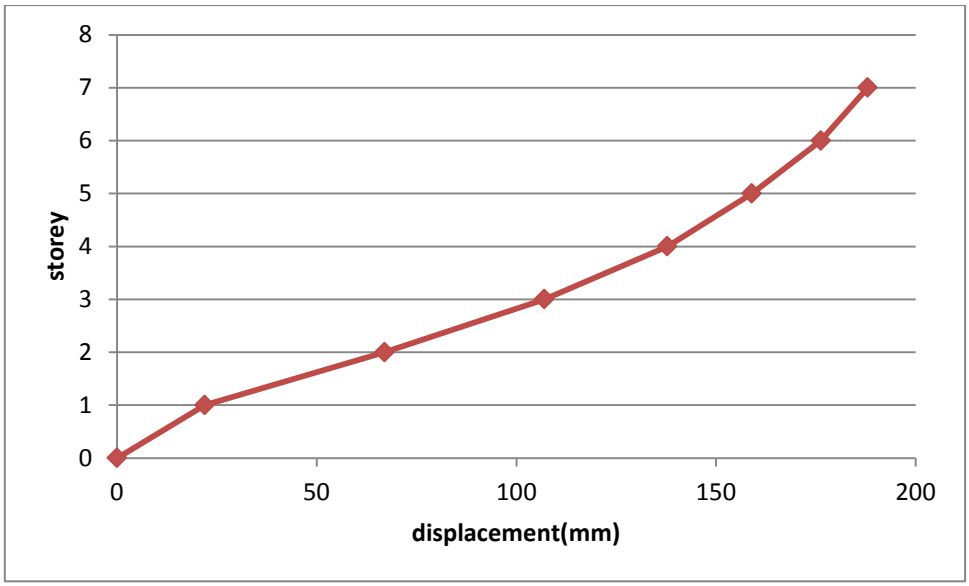


***Σχήμα 6.14**: Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης με τη μέθοδο ATC-40*

Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης V=11075KN και μετακίνηση κορυφής δ=0,174m. Στο σημείο επιτελεστικότητας έχουν σχηματιστεί 1229 πλαστικές αρθρώσεις εκ των οποίων 134 έχουν περάσει τη στάθμη ‘Άμεση Χρήση’ .Η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας εικονίζεται στην παρακάτω εικόνα.

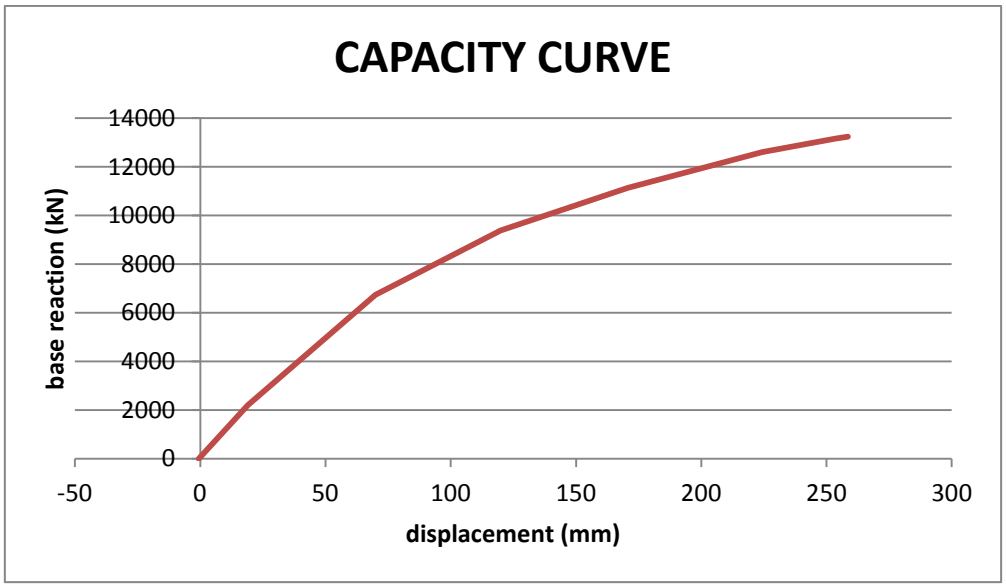


***Σχήμα 6.15:** Παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας*

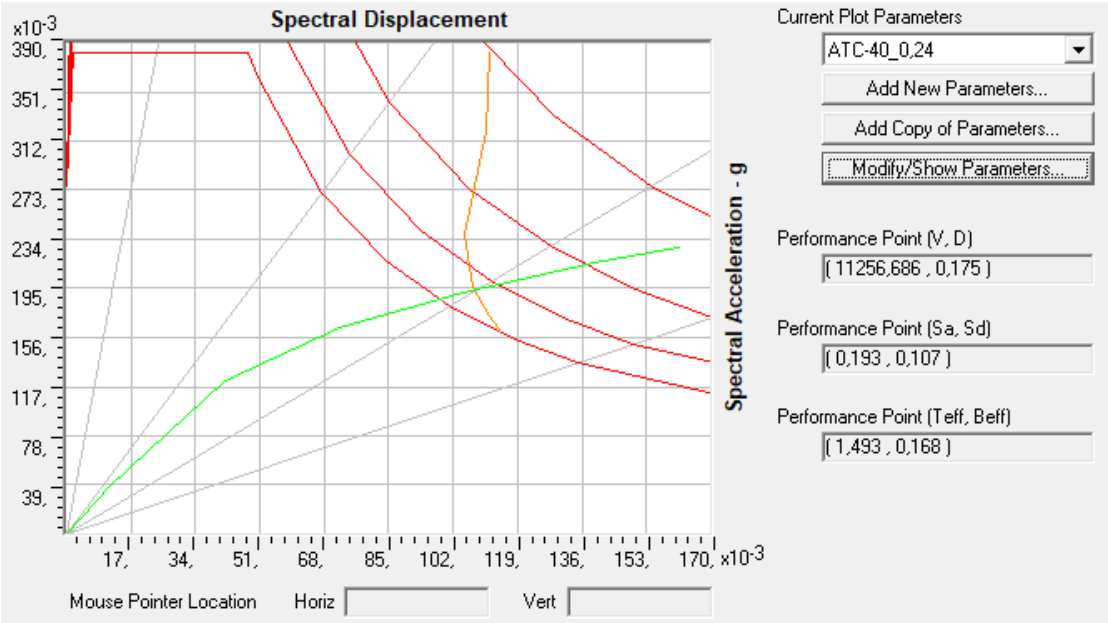


Σχήμα 6.16*:Διάγραμμα μετακινήσεων ΚΜ ορόφων στο σημείο επιτελεστικότητας*

- Διεύθυνση –X
  Δυσμενέστερος συνδυασμός : 1,1G+1,1Gplus+0,3Q-Ex-0,3Ey

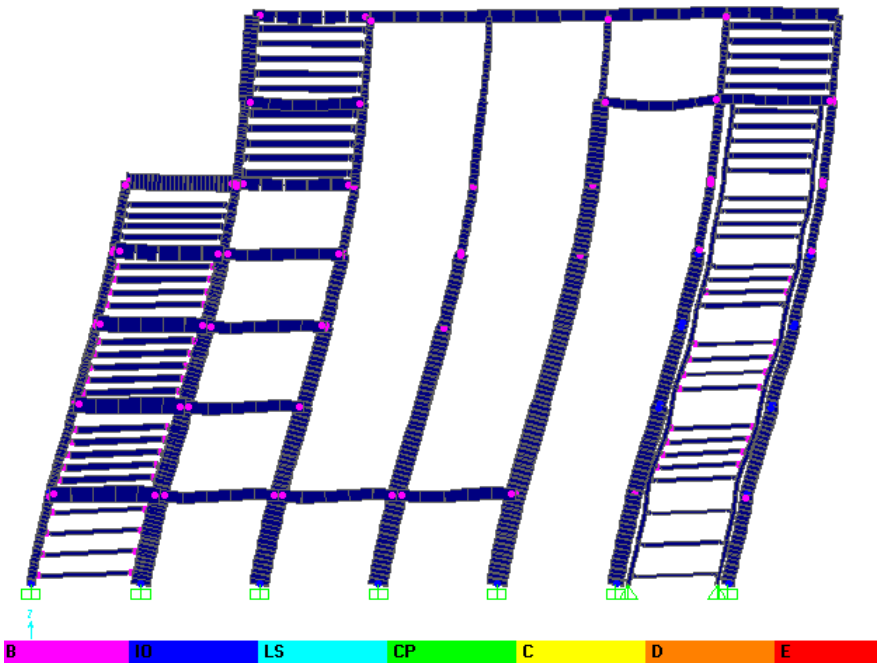


Σχήμα 6.17*: Καμπύλη ικανότητας για το συνδυασμό 1,1G+1,1Gplus+0,3-Ex-0,3Ey*

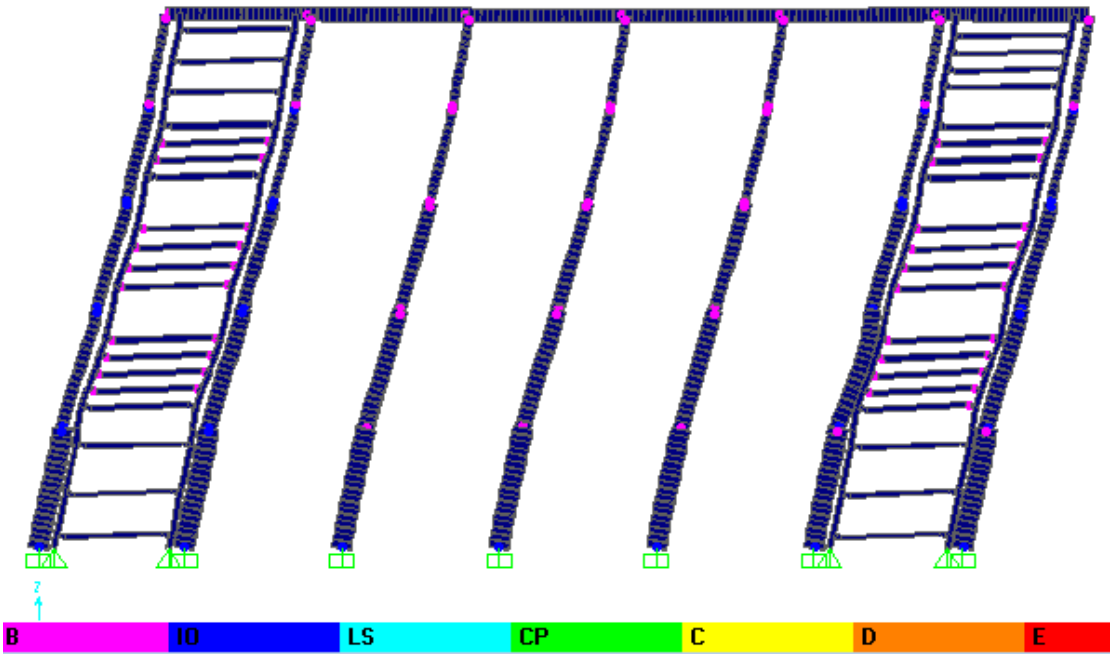


***Σχήμα 6.18**: Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης με τη μέθοδο ATC-40*

Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης V=11257KN και μετακίνηση κορυφής δ=0,175m. Στο σημείο επιτελεστικότητας έχουν σχηματιστεί 1229 πλαστικές αρθρώσεις εκ των οποίων 90 έχουν περάσει τη στάθμη 'Άμεση Χρήση' .Η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας εικονίζεται στην παρακάτω εικόνα.

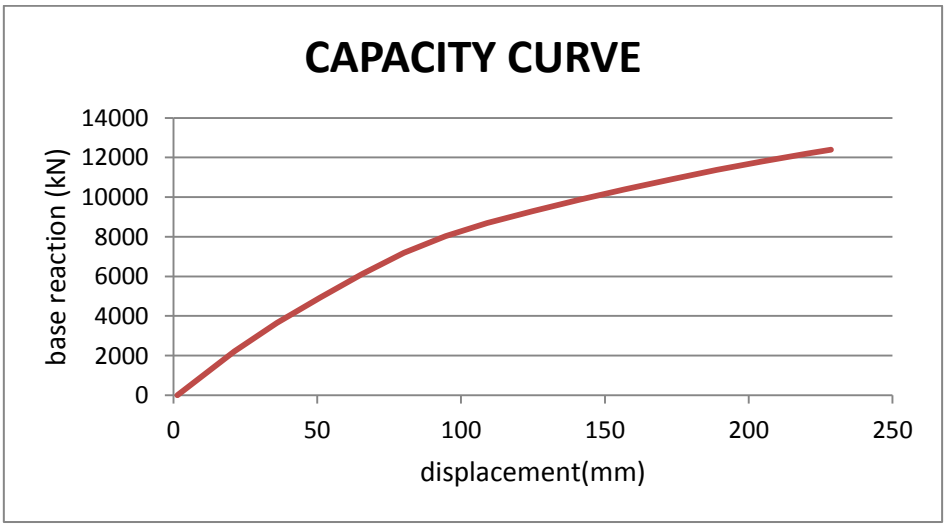


***Σχήμα 6.19**: Παραμορφωσιακή κατάσταση μιας όψης του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας*

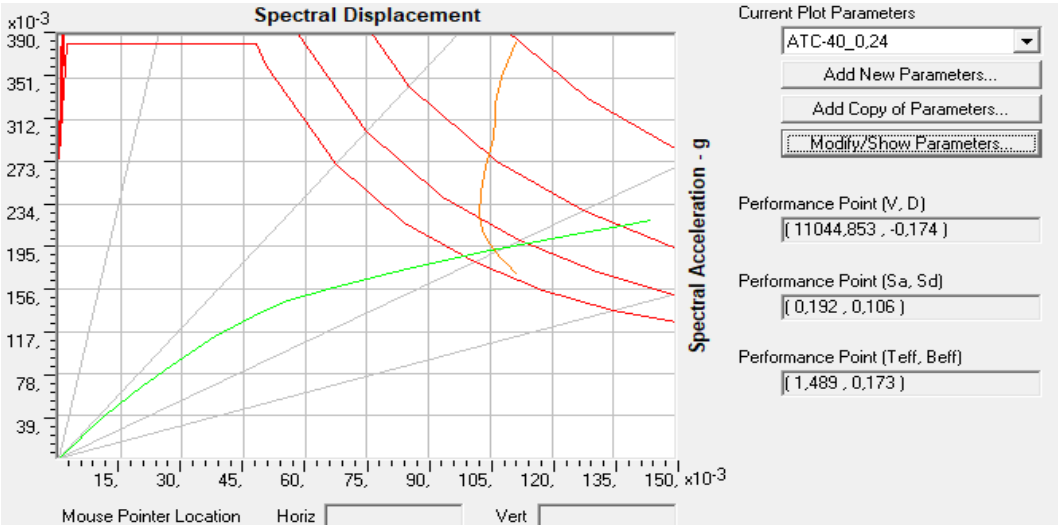


Σχήμα 6.20*: Παραμορφωσιακή κατάστασης μίας όψης του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας*

- Διεύθυνση Y
  Δυσμενέστερος συνδυασμός: 1,1G+1,1Gplus+0,3Q+Ey+0,3Ex

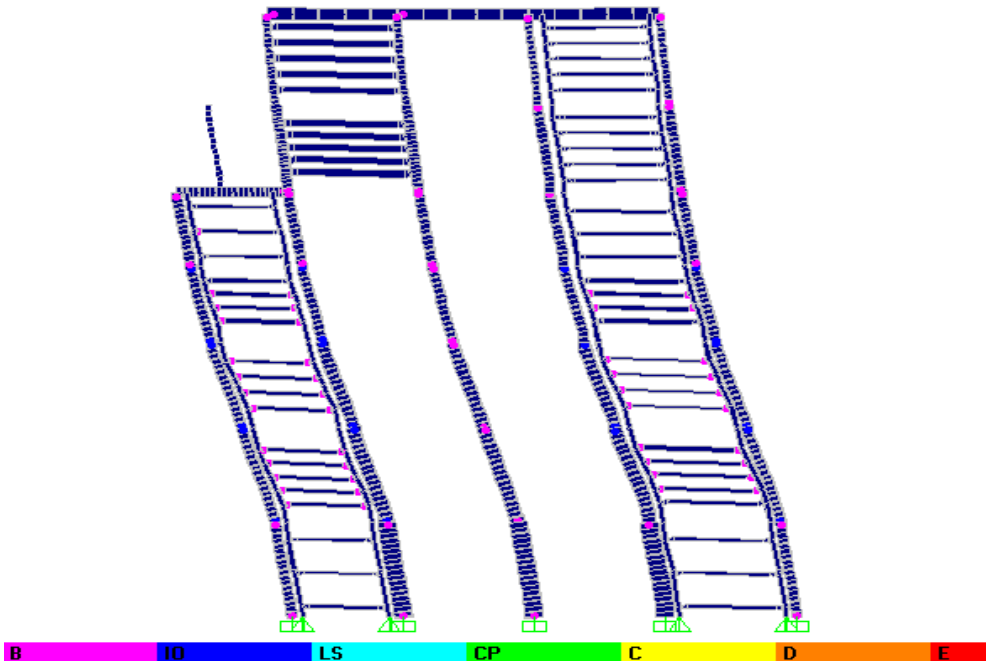


Σχήμα 6.21: *Καμπύλη ικανότητας για το συνδυασμό 1,1G+1,1Gplus+0,3Q+Ey+0,3Ex*

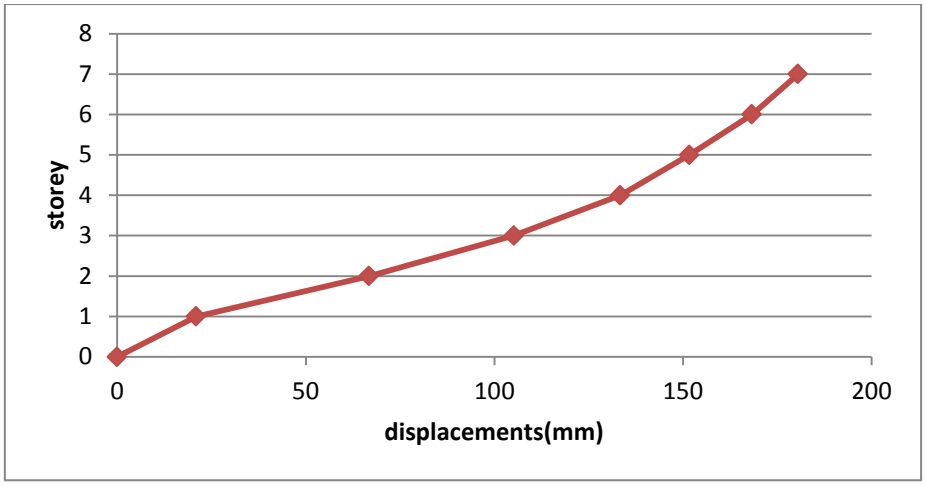


***Σχήμα 6.22**: Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης με τη μέθοδο ATC-40*

Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης V=11045KN και μετακίνηση κορυφής δ=0,174m. Στο σημείο επιτελεστικότητας έχουν σχηματιστεί 1229 πλαστικές αρθρώσεις εκ των οποίων 123 έχουν περάσει τη στάθμη 'Άμεση Χρήση' .Η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας εικονίζεται στην παρακάτω εικόνα.

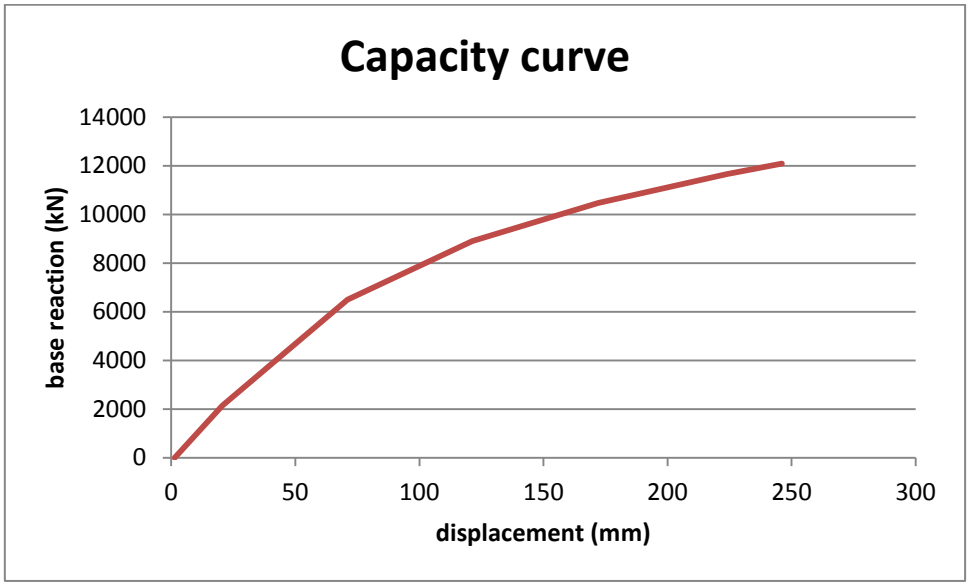


***Σχήμα 6.23**: Παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας*

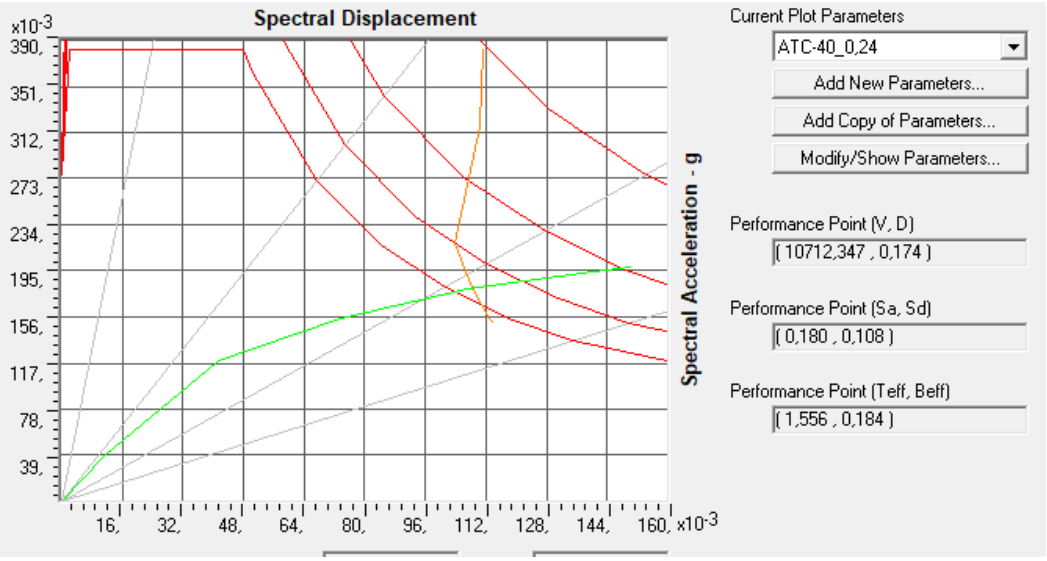


Σχήμα 6.24*:Διάγραμμα μετακινήσεων ΚΜ ορόφων στο σημείο επιτελεστικότητας*

- Διεύθυνση -Y
  Δυσμενέστερος συνδυασμός: 1,1G+1,1Gplus+0,3Q-Ey-0,3Ex

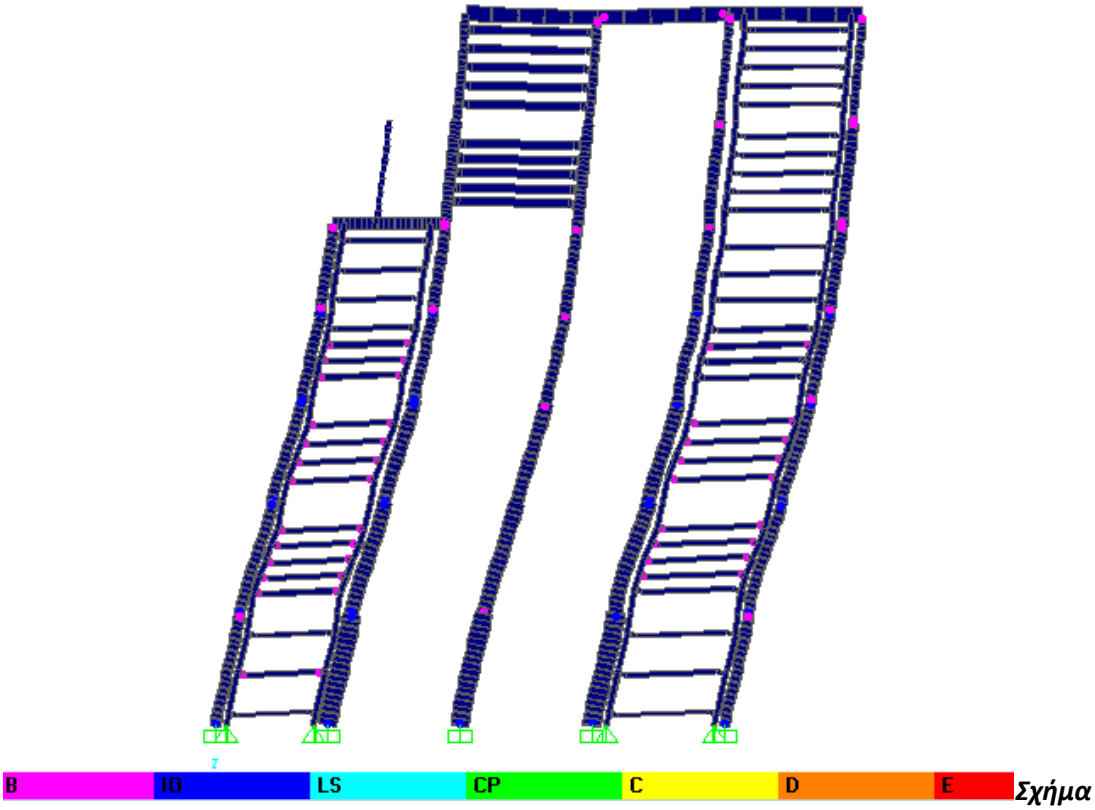


Σχήμα 6.25: Καμπύλη ικανότητας για το συνδυασμό 1,1G+1,1Gplus+0,3Q-Ey-0,3Ex



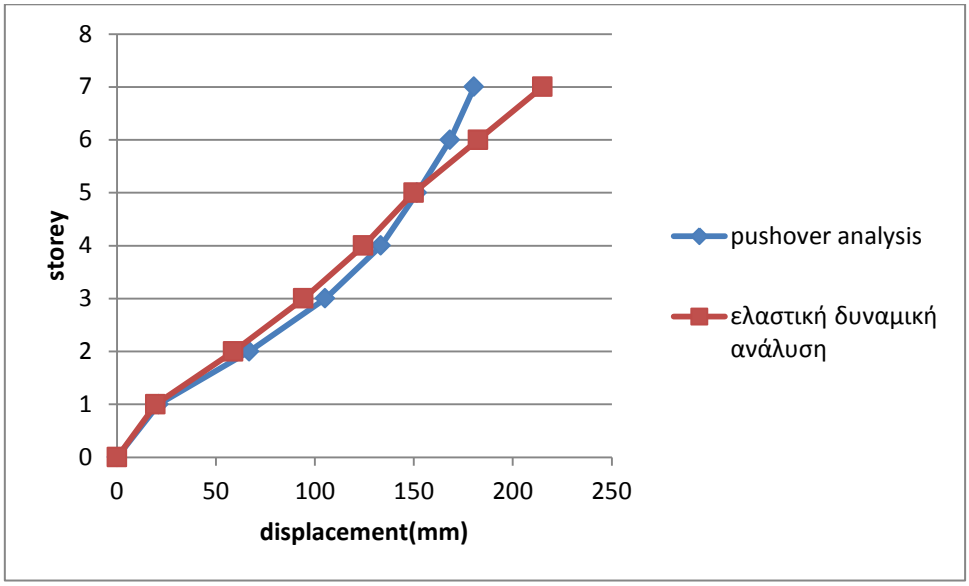
***Σχήμα 6.26**: Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης με τη μέθοδο ATC-40*

Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης V=10712KN και μετακίνηση κορυφής δ=0,174m. Στο σημείο επιτελεστικότητας έχουν σχηματιστεί 1229 πλαστικές αρθρώσεις εκ των οποίων 130 έχουν περάσει τη στάθμη 'Άμεση Χρήση' .Η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας εικονίζεται στην παρακάτω εικόνα.



***Σχήμα 6.27**: Παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας*

Στη συνέχεια γίνεται μια σύγκριση των μετακινήσεων των ορόφων όπως προέκυψαν από την ελαστική δυναμική ανάλυση και από την pushover στο σημείο επιτελεστικότητας. Η ελαστική δυναμική ανάλυση παραμένει δυσμενέστερη για τους δύο ανώτερους ορόφους, αλλά πλέον οι αποκλίσεις είναι μικρότερες. Για τους 5 κατώτερους ορόφους οι τιμές των μετακινήσεων είναι σχεδόν ίδιες.

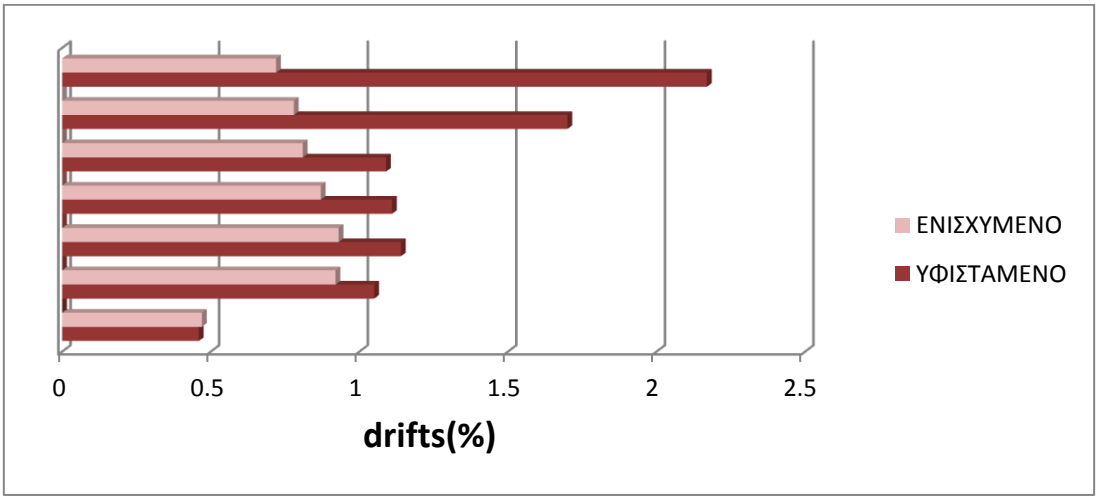


Σχήμα 6.28*: Συγκριτικό διάγραμμα μετακινήσεων ΚΜ ορόφων για σεισμό Ey+0,3Ex*

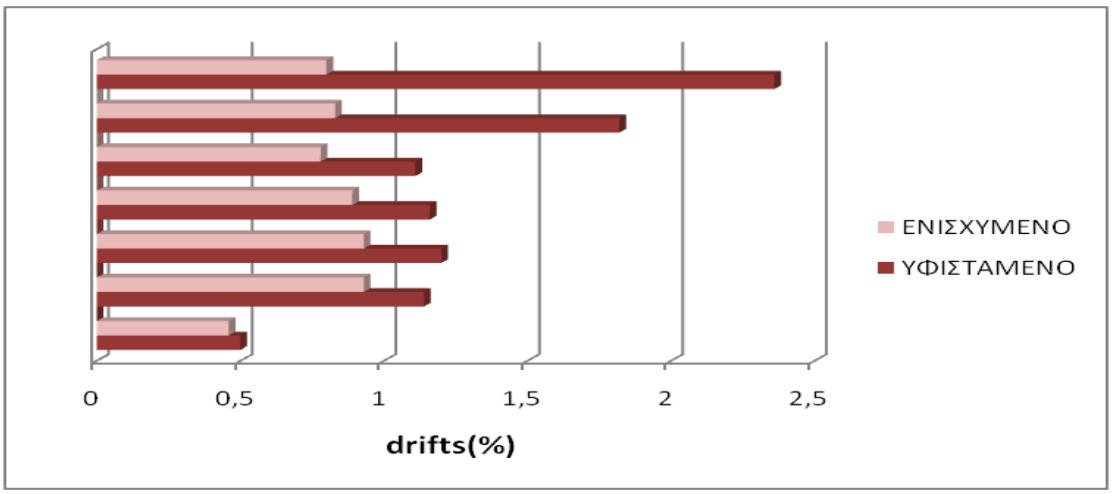
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

7. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

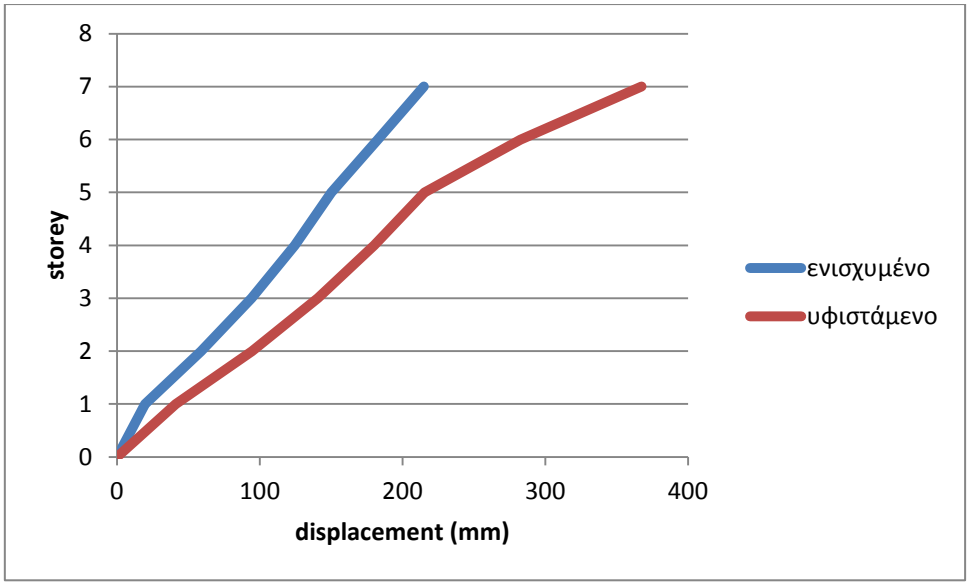
- Ελαστική δυναμική ανάλυση



Σχήμα 7.1*: Σύγκριση drifts ορόφων υπό το σεισμικό συνδυασμό 1,1G+1,1Gplus+0,3Q+Ex+0,3Ey*



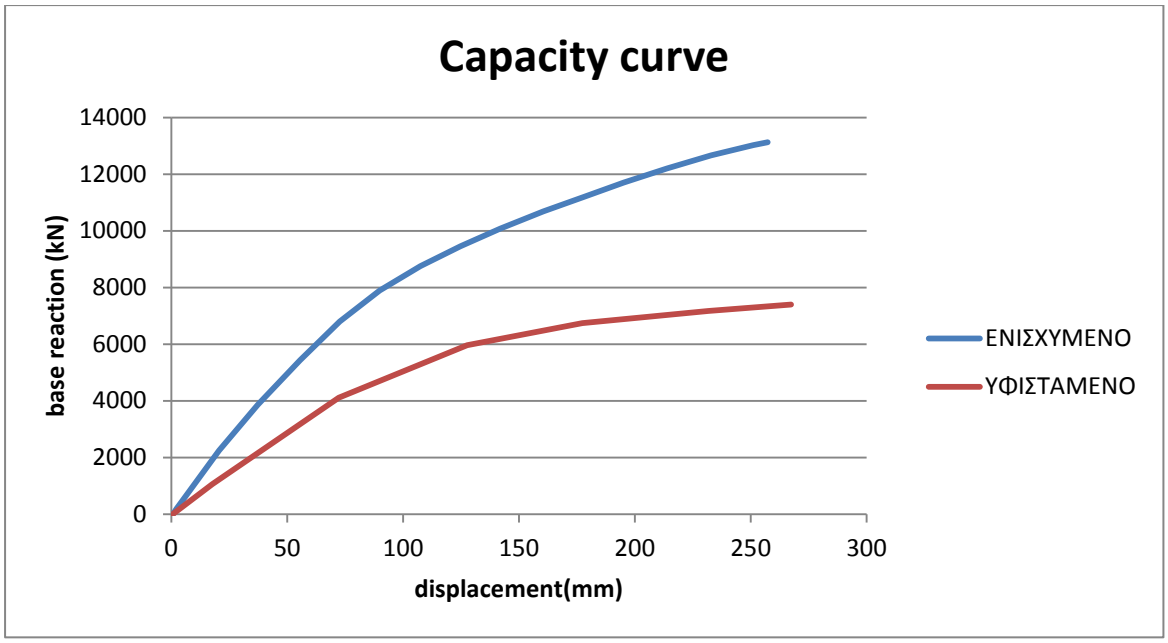
Σχήμα 7.2*: Σύγκριση drifts ορόφων υπό το σεισμικό συνδυασμό 1,1G+1,1Gplus+0,3Q+Ey+0,3Ex*



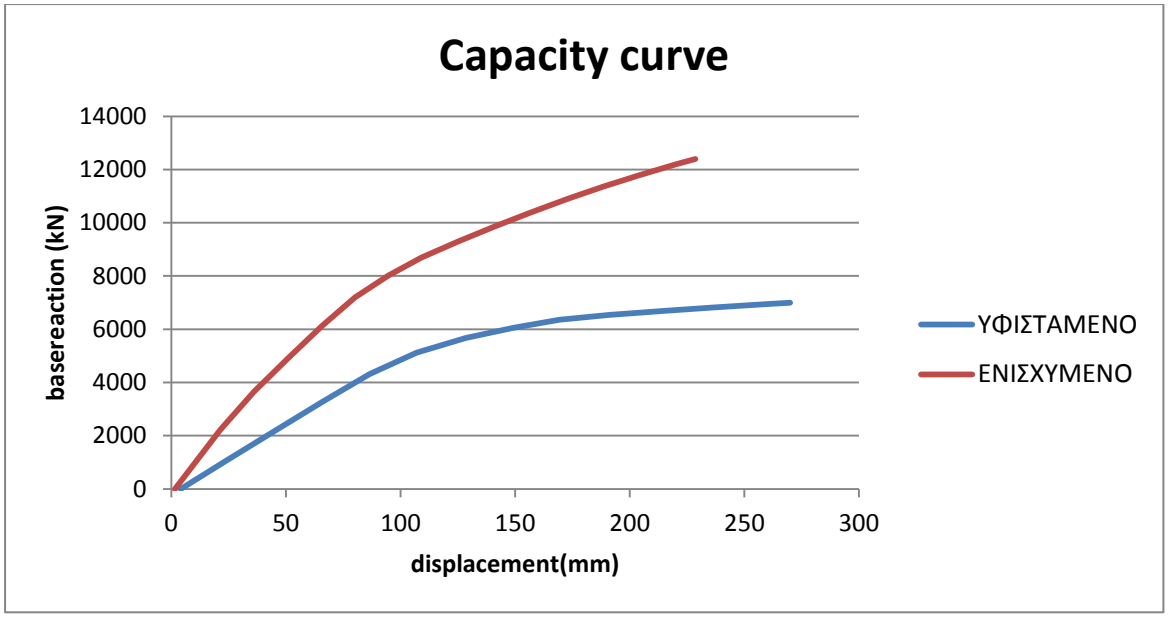
***Σχήμα 7.3**: Σύγκριση μετακινήσεων ΚΜ ορόφων στην ελαστική δυναμική ανάλυση*

Στα τρία παραπάνω διαγράμματα, φαίνεται ότι επιτυγχάνεται μείωση των σχετικών μετακινήσεων σε όλους τους ορόφους και κυρίως στους δύο ανώτερους.

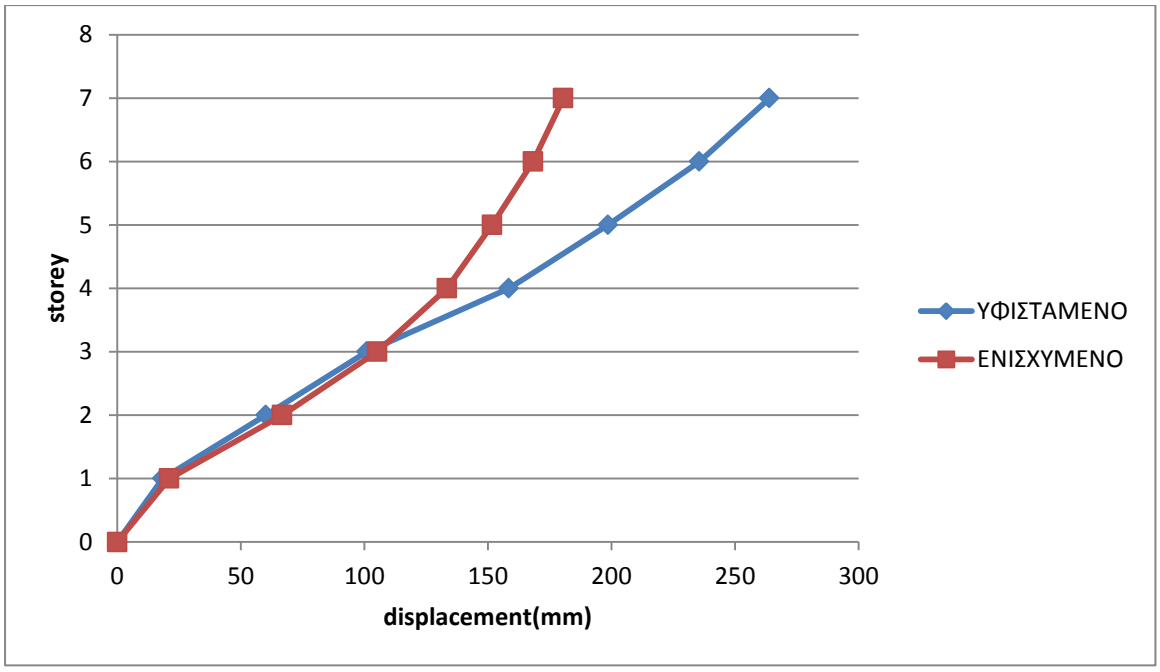
- Μη γραμμική στατική ανάλυση



***Σχήμα7.4**: Σύγκριση καμπύλων ικανότητας για σεισμό Ex+0,3Ey*



***Σχήμα 7.5**: Σύγκριση καμπύλων ικανότητας για σεισμό Ey+0,3Ex*



***Σχήμα 7.6**: Σύγκριση μετακινήσεων ΚΜ ορόφων στο σημείο επιτελεστικότητας*

Τα παραπάνω διαγράμματα δείχνουν την αύξηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής καθώς και τη μείωση των σχετικών μετακινήσεων όλων των ορόφων από τον 3° και πάνω. Με την ενίσχυση αποφεύγεται πλέον ο σχηματισμός μαλακού ορόφου στην 4° στάθμη.

Βιβλιογραφία

1) ΟΑΣΠ(2017). Κανονισμός Επεμβάσεων.
2) Vayas, I., Thanopoulos P., Tsarpalis P., Dimakogianni, D., Innovative anti-seismic devices and systems - The INNOSEIS Project, Information Brochures. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2016
3) Δούγκα Γ.(2016), «Ανάπτυξη Συστημάτων Σεισμικής Προστασίας Πολυώροφων Κτιρίων», Διδακτορική Διατριβή.
4) Anil K.Chopra (2007), «Δυναμική των κατασκευών» ,Εκδόσεις Μ.Γκιούρδας
5) Ψυχάρης Ι., «Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας,σημειώσεις για το μάθημα τοθ 9ου εξαμήνου Αντισεισμική τεχνολογία 2». Εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα.
6) EN1993-1, Eurocode 3: Design of steel structures
7) EN1998-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
8) Computers and Structures «SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures – STEEL DESIGN MANUAL», Berkeley, California, USA