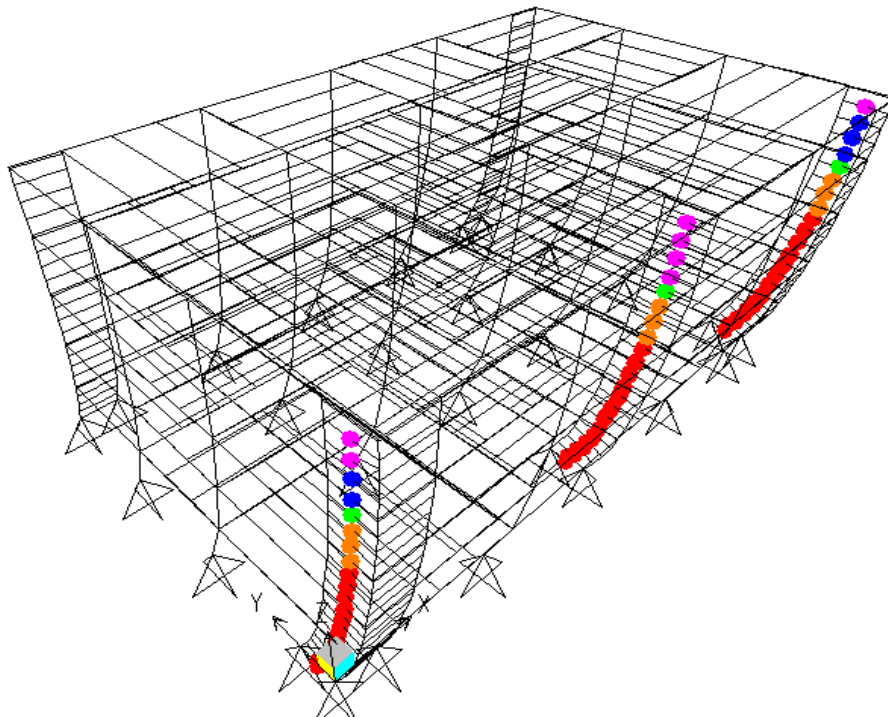




**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ
ΣΠΟΥΔΩΝ: ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ
ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

**ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΝΤΑΩΡΟΦΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ
ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΣΥΣΤΗΜΑ FUSEIS – ΠΕΙΡΟΥΣ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ
ΜΕΘΟΔΟΥΣ**



**Μεταπτυχιακή εργασία
ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ ΓΙΑΝΝΟΠΟΥΛΟΣ**

**Επιβλέπων Καθηγητής
ΙΩΑΝΝΗΣ ΒΑΓΙΑΣ**

Αθήνα, Οκτώβριος 2012

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΡΟΛΟΓΟΣ.....	i
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
2. ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΑΠΟΡΡΟΦΗΣΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ FUSEIS.....	3
2.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ FUSEIS.....	3
2.2 ΕΙΔΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ FUSEIS.....	4
2.3 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ FUSEIS.....	5
3. ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ (ΠΛΑΙΣΙΟ).....	7
3.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ, ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΜΕΛΩΝ.....	7
3.2 ΦΟΡΤΙΑ ΑΠΟ ΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ.....	10
3.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ.....	12
3.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	16
3.5 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	19
3.6 ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ.....	22
3.7 ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ.....	24
3.8 ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΟΥ ΛΟΓΩ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ.....	25
3.9 ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΗΣ.....	26
3.10 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ.....	29
3.11 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS.....	32
3.12 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΚΑΙ ΔΟΚΟΙ ΥΠΟΔΟΧΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ.....	33
3.13 ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER ΤΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ.....	35
4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ (ΚΤΙΡΙΟ).....	40
4.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ, ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΜΕΛΩΝ.....	40
4.2 ΦΟΡΤΙΑ ΑΠΟ ΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ.....	45
4.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ.....	46
4.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	48
4.5 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	51
4.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ.....	54
4.7 ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΟΥ ΛΟΓΩ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ.....	56
4.8 ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ ΔΕΥΤΕΡΗΣ ΤΑΞΗΣ.....	56
4.9 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ.....	59
4.10 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS.....	64
4.11 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΚΑΙ ΔΟΚΟΙ ΥΠΟΔΟΧΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ.....	66
4.12 ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ PUSHOVER.....	67
4.13 ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	73
5. ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	85
5.1 ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ.....	85
5.2 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	86
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	89

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα Μεταπτυχιακή Εργασία συντάχθηκε στα πλαίσια του Διατμηματικού Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών: Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Κατασκευών της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, υπό την επίβλεψη του κ. Ιωάννη Βάγια, Καθηγητή του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών του Τομέα Δομοστατικής της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών.

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στον Καθηγητή κ. Ι. Βάγια για την πολύτιμη συνεισφορά του στην εκπόνηση της μεταπτυχιακής αυτής εργασίας. Η καθοδήγησή του τόσο στην παροχή εκπαιδευτικού υλικού όσο και στον έλεγχο των αποτελεσμάτων και την εξαγωγή γόνιμων συμπερασμάτων υπήρξε καθοριστική για την επιστημονική αρτιότητα και την διεκπεραίωση της εργασίας.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω τις υποψήφιες διδάκτορες της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Γιούλη Δούγκα και Δανάη Δημακογιάννη, για την υπομονή τους και τη βοήθεια που μου προσέφεραν σε οτιδήποτε χρειάστηκα καθ' όλη τη διάρκεια της ενασχόλησής μου με την παρούσα εργασία. Η συνεισφορά τους τόσο στο επίπεδο παροχής επιστημονικών γνώσεων όσο και στο επίπεδο συμβουλών και παρατηρήσεων υπήρξε θεμελιώδης.

Το παρόν αφιερώνεται στην οικογένειά μου, καθώς και σε όλους όσους με ανέχτηκαν καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα τελευταία χρόνια παρατηρείται όλο και μεγαλύτερο ενδιαφέρον για την εύρεση νέων συστημάτων αντισεισμικής προστασίας των μεταλλικών κατασκευών, καθώς επίσης και για τον προσδιορισμό της συμπεριφοράς των κατασκευών στη μετελαστική περιοχή, δηλαδή μετά το σημείο εμφάνισης των πρώτων ζημιών. Το αντικείμενο της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι διττής φύσεως. Αρχικά, η ανάλυση και η μελέτη της συμπεριφοράς ενός πενταώροφου μεταλλικού πλαισίου σε προκαταρκτικό στάδιο και του αντίστοιχου κτιρίου στη συνέχεια, στο οποίο χρησιμοποιείται ως σύστημα απορρόφησης ενέργειας το σύστημα fuseis και συγκεκριμένα οι πείροι. Στη συνέχεια εκτελείται η στατική μη γραμμική (ανελαστική) ανάλυση pushover, από την οποία προκύπτει ο συντελεστής συμπεριφοράς q , ώστε να γίνει η σύγκριση με αυτόν που είχαμε αρχικά υποθέσει. Η εργασία αποτελείται από πέντε κεφάλαια.

Στα δύο πρώτα κεφάλαια, πέραν της εισαγωγής, γίνεται μία σύντομη αναφορά στα συστήματα απορρόφησης ενέργειας fuseis, τόσο σε αυτά με τους πείρους, τα οποία χρησιμοποιούνται και στο κτίριο της παρούσας εργασίας, όσο και σε αυτά με τις απομειωμένες διατομές των δοκών (dogbone). Γίνεται, επίσης, μία στοιχειώδης σύγκριση με τα πλαίσια παραλαβής ροπών, καθώς και με τα κλασικά συστήματα απορρόφησης ενέργειας που χρησιμοποιούν συνδέσμους δυσκαμψίας.

Το τρίτο κεφάλαιο πραγματεύεται το δισδιάστατο μοντέλο (πλαίσιο). Συγκεκριμένα, αναλύεται η γεωμετρία του πλαισίου και γενικότερα το στήσιμο του στο επίπεδο, καθώς και τα υλικά και οι διατομές του φέροντα οργανισμού. Γίνονται οι παραδοχές που αφορούν τα νεκρά και τα ωφέλιμα φορτία και έπειτα οι έλεγχοι που αφορούν τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας και αστοχίας για τις στατικές φορτίσεις. Ακολουθούν οι παραδοχές που αφορούν τα σεισμικά φορτία και οι αντίστοιχοι έλεγχοι που αναφέρονται στον Ευρωκώδικα 8. Τέλος, γίνεται η ανάλυση pushover, από την οποία προκύπτει ο συντελεστής συμπεριφοράς του πλαισίου.

Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται η επίλυση του τρισδιάστατου μοντέλου (κτίριο). Όπως και στο τρίτο κεφάλαιο, αναλύεται η γεωμετρία του κτιρίου και γενικότερα το στήσιμό του στο χώρο, καθώς και τα υλικά και οι διατομές του φέροντα οργανισμού. Τα νεκρά και τα

ωφέλιμα φορτία λαμβάνονται ίδια με αυτά του πλαισίου και έτσι γίνονται οι έλεγχοι στις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας και αστοχίας για τις στατικές φορτίσεις. Τα σεισμικά φορτία παραμένουν και αυτά αμετάβλητα συγκριτικά με εκείνα του πλαισίου και έτσι ακολουθούν οι έλεγχοι του Ευρωκώδικα 8 για όλους τους πιθανούς σεισμικούς συνδυασμούς που προκύπτουν. Έπονται κάποια θεωρητικά στοιχεία που αφορούν την στατική μη γραμμική ανάλυση (pushover) και το κεφάλαιο κλείνει με τους συντελεστές συμπεριφοράς που προκύπτουν από την ανάλυση αυτή καθώς και από τις στάθμες επιτελεστικότητας στις οποίες εισέρχεται το κτίριο για το σεισμό σχεδιασμού.

Στο πέμπτο και τελευταίο κεφάλαιο γίνονται οι συγκρίσεις μεταξύ των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (δυναμική γραμμική ελαστική ανάλυση) και τη μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover). Επίσης, γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων μεταξύ πλαισίου και της αντίστοιχης διεύθυνσης του κτιρίου. Αναλύονται τα αποτελέσματα που προκύπτουν για τον συντελεστή συμπεριφοράς και ελέγχεται κατά πόσο οι αρχικές εκτιμήσεις κ παραδοχές ήταν βάσιμες και αποδεκτές. Τέλος, γίνεται αναφορά στα σημεία στα οποία η ανάλυση pushover εμφανίζει αδυναμίες και τα οποία αφορούν τόσο ατέλειες στο θεωρητικό της υπόβαθρο, όσο και δυσχέρειες στη δημιουργία προγραμμάτων τα οποία θα μπορούσαν να οδηγούν σε ακριβέστερα αποτελέσματα.

Τα προσομοιώματα και οι διάφορες στατικές και δυναμικές αναλύσεις τόσο του πλαισίου όσο και του κτιρίου πραγματοποιήθηκαν στο πρόγραμμα SAP2000 version 14.2.2, ενώ αρκετοί από τους ελέγχους των οριακών καταστάσεων προτιμήθηκε για λόγους ευχέρειας να πραγματοποιηθούν στο excel.

2. ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΑΠΟΡΡΟΦΗΣΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ FUSEIS

2.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ FUSEIS

Στην παρούσα εργασία παρουσιάζεται ένα νέο αντισεισμικό σύστημα σε μεταλλικά κτίρια με την ονομασία FUSEIS. Η συμπεριφορά του συστήματος αυτού αποτελεί αντικείμενο αναλύσεων και πειραμάτων που πραγματοποιήθηκαν στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών ΕΜΠ στα πλαίσια ευρωπαϊκού ερευνητικού προγράμματος.

Το συγκεκριμένο σύστημα αποτελείται από ζεύγη ισχυρών υποστυλωμάτων (συνήθως κοίλης διατομής) σε σχετικά πυκνή διάταξη (οι αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων του συστήματος είναι σημαντικά μικρότερες από τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων του κτιρίου), τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με οριζόντιες δοκούς τόσο στην στάθμη των ορόφων, όσο και ενδιάμεσα. Οι δοκοί αυτές (fuseis) είναι χαμηλότερης ποιότητας χάλυβα, συγκριτικά με το χάλυβα των υποστυλωμάτων, και αποτελούν τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας. Φυσικά, για πρακτικούς λόγους (όπως θα αναφερθεί παρακάτω) καθώς και για λόγους βέλτιστης δυναμικής (αντισεισμικής) συμπεριφοράς, το σύστημα τοποθετείται στα άκρα των πλαισίων. Οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων του συστήματος είναι συνδέσεις ροπής, ενώ οι αντίστοιχες συνδέσεις στο υπόλοιπο κτίριο μπορεί να διαμορφωθούν ως απλές συνδέσεις τέμνουσας. Επίσης, οι συνδέσεις των δοκών του κτιρίου με τα υποστυλώματα του συστήματος είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας, ώστε να μην μεταφέρονται ροπές από το σύστημα στο κτίριο και αντίστροφα. Μία τυπική όψη συστήματος fuseis απεικονίζεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 2.1 Τυπική όψη συστήματος fuseis

2.2 ΕΙΔΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ FUSEIS

Τα είδη συστημάτων fuseis είναι δύο:

- Το σύστημα fuseis με πείρους
- Το σύστημα fuseis με απομειωμένες διατομές δοκών (dogbone)

Στο **σύστημα fuseis με πείρους**, το οποίο και χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία, οι οριζόντιες δοκοί που συνδέουν τα υποστυλώματα του συστήματος αποτελούνται τόσο από τις δοκούς υποδοχής (fuseis receptacle beams), όσο και από τους πείρους (dissipative elements). Συγκεκριμένα, οι δοκοί υποδοχής συνδέονται με τα υποστυλώματα του συστήματος και εκτείνονται περίπου μέχρι το μέσον του ανοίγματος, όπου αφήνουν κάποιο κενό μερικών εκατοστών. Η ποιότητα του χάλυβα των δοκών υποδοχής είναι καλύτερη από την αντίστοιχη των πείρων, ώστε να οδηγηθεί η αστοχία στους τελευταίους. Οι διατομές των δοκών υποδοχής είναι κοίλες, έτσι ώστε μέσα από αυτές να τοποθετηθούν οι πείροι, οι οποίοι εκτείνονται από το ένα υποστυλώμα του συστήματος έως το άλλο. Οι διατομές των πείρων είναι συμπαγείς κυκλικές, διαμέτρου μερικών εκατοστών. Φυσικά, με όσα αναφέρθηκαν παραπάνω, γίνεται αντιληπτό πως στο μέσον του ανοίγματος υπάρχει μόνο ο πείρος. Στα προσομοιώματα που έγιναν στο SAP2000, έγινε η παραδοχή πως από τα υποστυλώματα του συστήματος έως σχεδόν το μέσον του ανοίγματος λειτουργούν μόνο οι δοκοί υποδοχής (χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η επίδραση του πείρου που υπάρχει στο εσωτερικό), ενώ στο ενδιάμεσο τμήμα που δεν υπάρχει δοκός υποδοχής λειτουργεί μόνο ο πείρος.

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

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

2.3 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ FUSEIS

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

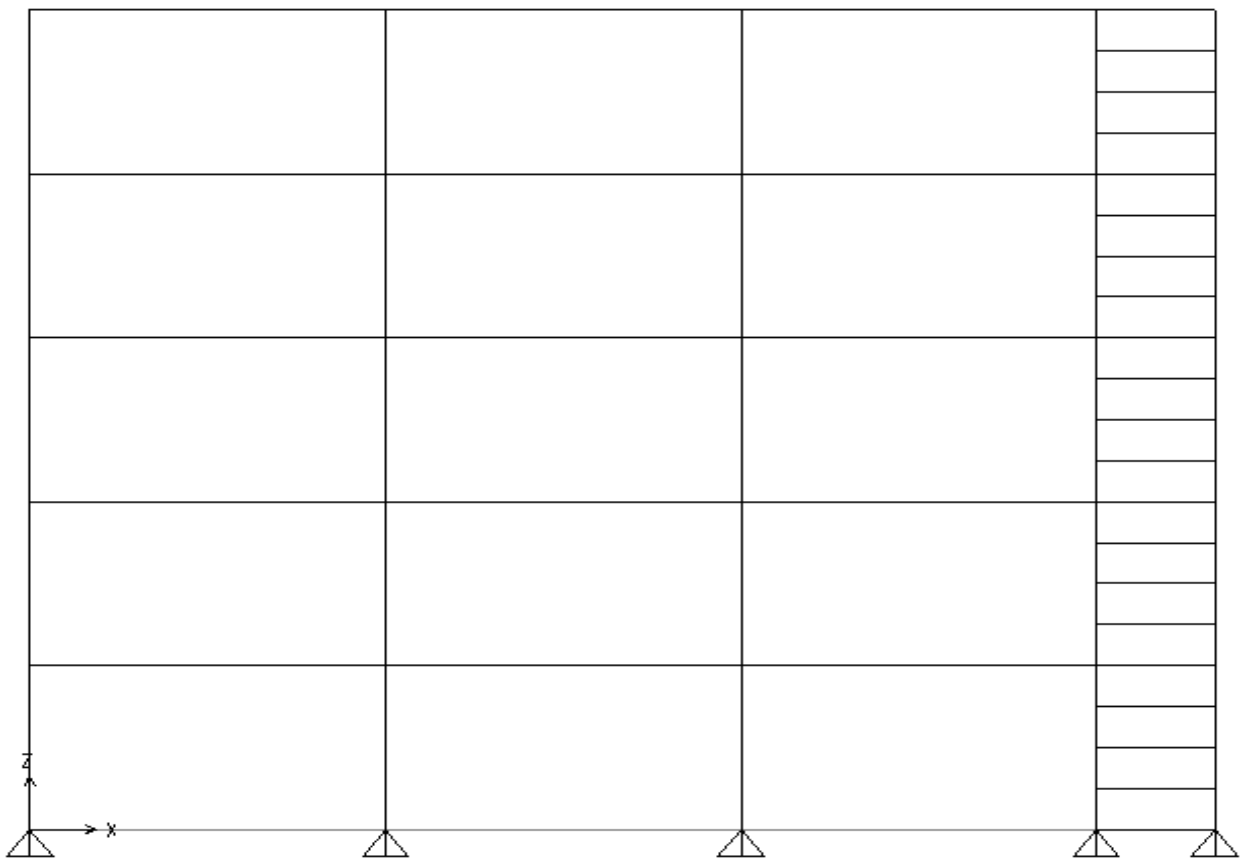
- Ευκολία αντικατάστασης των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας (δοκοί fuseis) σε περίπτωση ισχυρού σεισμού.
- Ικανότητα απορρόφησης μεγάλης ποσότητας ενέργειας μέσω της πλαστικής παραμόρφωσης των δοκών.
- Συγκριτικά με τα συμβατικά συστήματα απορρόφησης ενέργειας, τα συστήματα fuseis παρέχουν ολκιμότητα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

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

3. ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ (ΠΛΑΙΣΙΟ)

3.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ, ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΜΕΛΩΝ

Το παρόν πλαίσιο αποτελεί μία τομή του κτιρίου στο επίπεδο yz. Ο φέρων οργανισμός του είναι μεταλλικός και επειδή οι πλάκες είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα, οι δοκοί προσομοιώθηκαν ως σύμμικτες. Πρόκειται για ένα πενταώροφο πλαίσιο (ισόγειο και τέσσερις όροφοι) με συνολικό ύψος 17m (το ύψος όλων των ορόφων είναι 3,40m). Οι αποστάσεις των υποστυλωμάτων του κτιρίου είναι 6m, ενώ αυτές του συστήματος 2m. Σε κάθε όροφο υπάρχουν πέντε δοκοί που συνδέουν τα υποστυλώματα του συστήματος (ανά 0,85m καθ' ύψος). Το μήκος των δοκών υποδοχής είναι 0,94m, ενώ το αντίστοιχο των πείρων 0,12m ($0,94 + 0,12 + 0,94 = 2m$). Τα θεμέλια της κατασκευής θεωρούνται αρθρώσεις, όπως αρθρωτές είναι και οι συνδέσεις μεταξύ των δοκών του κτιρίου και των υποστυλωμάτων του συστήματος. Αντίθετα, οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων τόσο του κτιρίου όσο και του συστήματος είναι πακτώσεις.



Σχήμα 3.1 Όψη πλαισίου

Οι διατομές των στοιχείων του φέροντος οργανισμού είναι οι εξής:

- **Υποστυλώματα κτιρίου:** 200x200x15 ποιότητας S355
- **Δοκοί κτιρίου:** σύμμικτη πρότυπη HEA260 ποιότητας S355 με πλάκα σκυροδέματος ενεργού πλάτους 1,50m (όπως συντηρητικά προκύπτει από τη γεωμετρία του κτιρίου), πάχους 15cm και ποιότητας C25/30. Ο οπλισμός του σκυροδέματος είναι ποιότητας B500C, τοποθετείται ανά 18cm (άρα έχουμε 9 ράβδους οπλισμού στο πάνω μέρος της πλάκας και 9 στο κάτω) και έχει επικάλυψη 2cm. Η διατομή του είναι Φ8
- **Υποστυλώματα συστήματος:** 450x300x25 ποιότητας S355
- **Δοκοί υποδοχής συστήματος:** 240x240x20 ποιότητας S355
- **Δοκοί fuseis συστήματος:** 1^{ος} όροφος: κυκλική συμπαγής διαμέτρου 8cm (Rod 80) και ποιότητας S235
2^{ος} όροφος: Rod 75 ποιότητας S235
3^{ος} όροφος: Rod 70 ποιότητας S235
4^{ος} όροφος: Rod 65 ποιότητας S235
5^{ος} όροφος: Rod 60 ποιότητας S235

Για την κατηγορία των διατομών του φορέα έχουμε:

- **Rod:** είναι συμπαγείς διατομές και προφανώς δεν ελέγχονται
- **HEA260** ποιότητας χάλυβα S355: Για τα πέλματα έχουμε (έλεγχος σε θλίψη):

$$\frac{c}{t} = \frac{(b-t_w)/2-r}{t_f} = \frac{(260-7,5)/2-24}{12,5} = 8,18 \leq 11,39 = 14 * 0,8136 = 14 \sqrt{\frac{235}{355}} = 14\varepsilon, \text{ άρα}$$

τα πέλματα είναι κατηγορίας 3. Αντίστοιχα για τον κορμό έχουμε:

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{177}{7,5} = 23,6 \leq 58,58 = 72 * 0,8136 = 72 \sqrt{\frac{235}{355}} = 72\varepsilon, \text{ άρα ο κορμός (φυσικά με}$$

τον έλεγχο αυτή τη φορά να γίνεται σε κάμψη αφού πρόκειται για δοκό) είναι κατηγορίας 1. Τελικά η διατομή είναι κατηγορίας 3.

- **Κοίλη τετραγωνική συγκολλητή κοιλοδοκός 200x200x15** ποιότητας χάλυβα S355:

$$\frac{c}{t} = \frac{h-2t_f}{t_w} = \frac{200-2*15}{15} = 11,33 \leq 26,85 = 33 * 0,8136 = 33 \sqrt{\frac{235}{355}} = 33\varepsilon, \text{ άρα η διατομή}$$

είναι κατηγορίας 1, με τον έλεγχο να γίνεται για καθαρή θλίψη αφού πρόκειται για υποστύλωμα.

- Κοίλη τετραγωνική συγκολλητή κοιλοδοκός **450x300x25** ποιότητας χάλυβα S355:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2t_f}{t_w} = \frac{450 - 2 \cdot 25}{25} = 16,00 \leq 26,85 = 33 \cdot 0,8136 = 33 \sqrt{\frac{235}{355}} = 33 \varepsilon, \text{ άρα η διατομή}$$

είναι κατηγορίας 1, με τον έλεγχο να γίνεται για καθαρή θλίψη αφού πρόκειται για υποστύλωμα (η άλλη διεύθυνση δεν ελέγχεται αφού είναι προφανώς πιο ευμενής)

- Κοίλη τετραγωνική συγκολλητή κοιλοδοκός **240x240x20** ποιότητας χάλυβα S355:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2t_f}{t_w} = \frac{240 - 2 \cdot 20}{20} = 10,00 \leq 26,85 = 33 \cdot 0,8136 = 33 \sqrt{\frac{235}{355}} = 33 \varepsilon, \text{ άρα η διατομή}$$

είναι κατηγορίας 1, με τον έλεγχο να γίνεται για καθαρή θλίψη υπέρ ασφαλείας.

Όπως είχαμε αναφέρει και στο προηγούμενο κεφάλαιο, η ποιότητα του χάλυβα των δοκών fuseis (S235) είναι χαμηλότερη από την αντίστοιχη των υπολοίπων μελών του φορέα (S355) μιας και αυτά είναι τα πλάσιμα μέλη του πλαισίου. Όσον αφορά τα υλικά που χρησιμοποιούνται, έχουμε επιλέξει τις εξής παραμέτρους:

- Δομικός χάλυβας S235:
 - Όριο διαρροής $f_y = 235 \text{MPa}$ και αντοχή θραύσης $f_u = 360 \text{MPa}$
 - Ειδικό βάρος $\gamma = 78,5 \text{KN/m}^3$
 - Μέτρο ελαστικότητας $E = 210 \text{GPa}$
 - Λόγος Poisson $\nu = 0,3$
 - Μέτρο διάτμησης $G = E/2(1+\nu) = 80,77 \text{GPa}$
 - Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής: $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ ανά βαθμό $^{\circ}\text{C}$
- Δομικός χάλυβας S355:
 - Όριο διαρροής $f_y = 355 \text{MPa}$ και αντοχή θραύσης $f_u = 510 \text{MPa}$
 - Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά είναι ίδια με αυτά του χάλυβα S235
- Χάλυβας σπλισμού B500C:
 - Όριο διαρροής $f_y = 500 \text{MPa}$ και αντοχή θραύσης $f_u = 510 \text{MPa}$
 - Μέτρο ελαστικότητας $E = 200 \text{MPa}$
 - Λόγος Poisson $\nu = 0,3$
 - Μέτρο διάτμησης $G = 76,92 \text{GPa}$
 - Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά είναι ίδια με αυτά του χάλυβα S235
- Σκυρόδεμα C25/30:
 - Χαρακτηριστική αντοχή $f_{ck} = 25 \text{MPa}$
 - Μέτρο ελαστικότητας $E = 31 \text{GPa}$

- Λόγος Poisson $\nu = 0,2$
- Μέτρο διάτμησης $G = 12,92\text{GPa}$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$ ανά βαθμό $^{\circ}\text{C}$
- Ειδικό βάρος $\gamma = 25\text{KN/m}^3$ (στην εισαγωγή των ιδιοτήτων των υλικών έχει τεθεί μηδενικό ειδικό βάρος και το βάρος του σκυροδέματος έχει ληφθεί υπόψη ως μία επιπλέον φόρτιση).

3.2 ΦΟΡΤΙΑ ΑΠΟ ΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Οι μη σεισμικές δράσεις που δέχεται το πλαίσιο είναι οι ακόλουθες:

- Μόνιμα φορτία (g)
- Κινητά φορτία (q)

Διευκρινίζουμε εδώ, ότι το φορτίο χιονιού, η δράση του ανέμου και τέλος οι ισοδύναμες οριζόντιες δράσεις λόγω αρχικής κλίσης (ατέλειες) έχουν αμεληθεί.

Μόνιμα φορτία (g)

Τα μόνιμα φορτία αποτελούν το ίδιο βάρος ολόκληρης της κατασκευής: Αναλυτικά είναι:

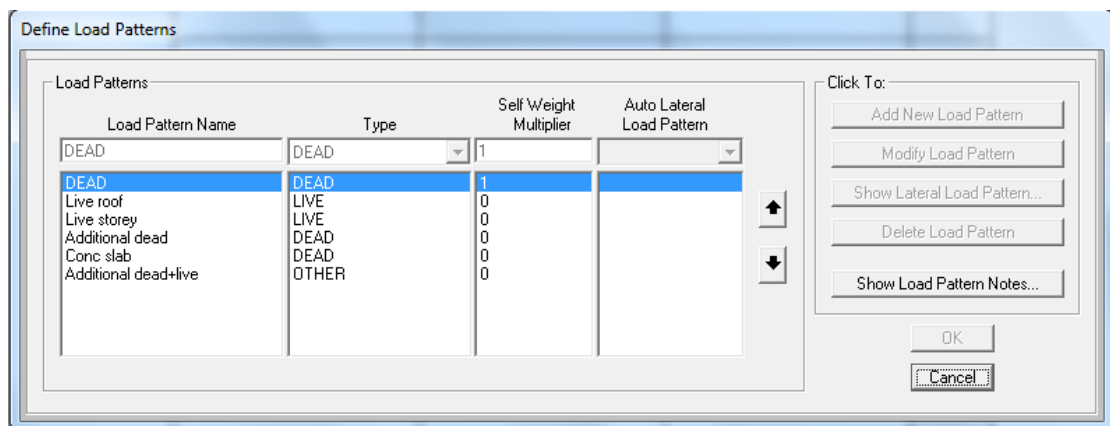
- Το ίδιο βάρος της σιδηροκατασκευής, το οποίο προσδιορίζεται με βάση το ειδικό βάρος του χάλυβα, $\gamma = 78,5\text{KN/m}^3$ και υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα (προφανώς πολλαπλασιάζεται το εμβαδόν διατομής κάθε στοιχείου με το ειδικό βάρος του χάλυβα και προκύπτει το γραμμικό φορτίο).
- Το βάρος από τις πλάκες σκυροδέματος, το οποίο έχει εισαχθεί σαν ξεχωριστή φόρτιση αφού το συγκεκριμένο μοντέλο είναι δισδιάστατο και δεν έχουν τοποθετηθεί πλάκες. Η γραμμική φόρτιση που προκύπτει από τις πλάκες έχει τιμή $0,15 \times 25 \times 8 = 30\text{KN/m}$, όπου 0,15 είναι το πάχος της πλάκας, 25 το ειδικό βάρος του σκυροδέματος και 8 το άνοιγμα από πλαίσιο σε πλαίσιο (όπως προκύπτει από τη γεωμετρία του κτιρίου).
- Το βάρος από την επικάλυψη το δαπέδων, που θεωρήθηκε ίσο με $2,0\text{KN/m}^2$, άρα η τιμή του γραμμικού φορτίου είναι $2 \times 8 = 16\text{KN/m}$.

Κινητά φορτία (q)

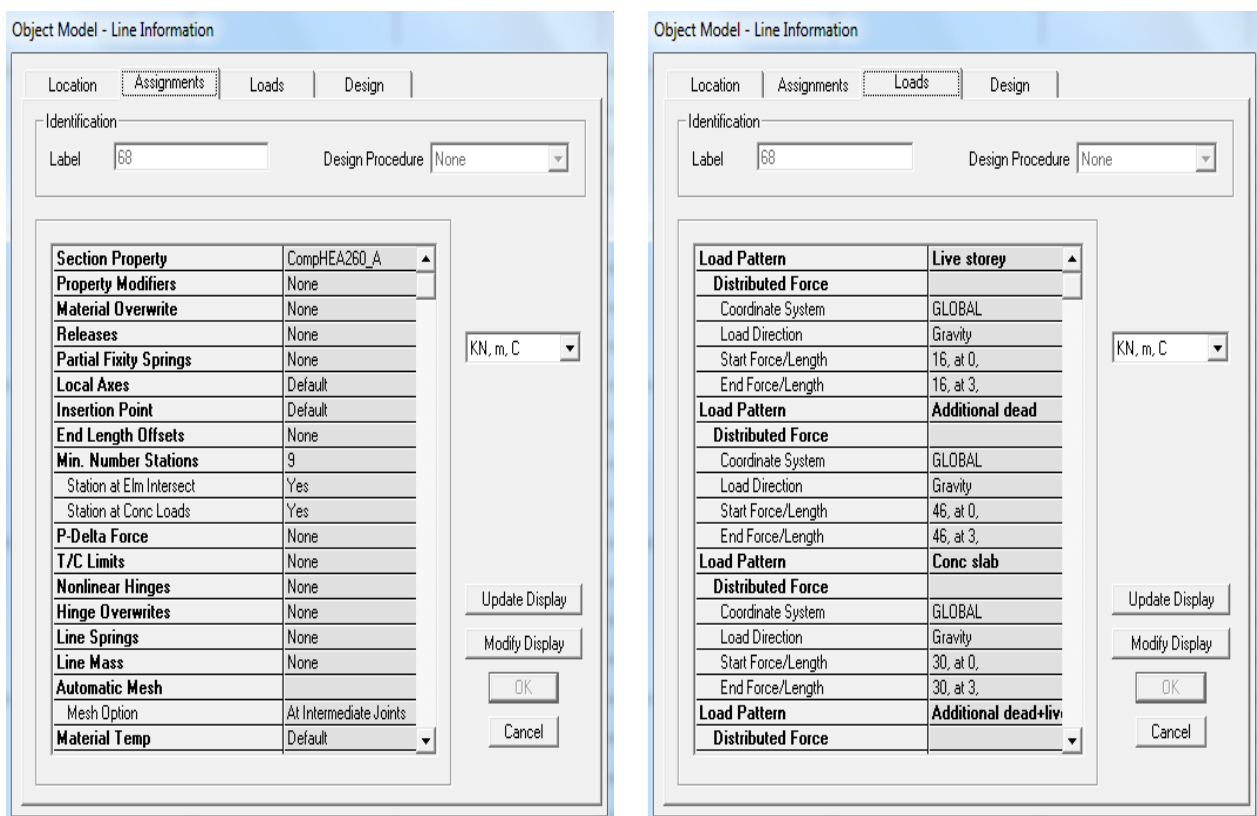
Τα μόνα κινητά φορτία που ασκούνται επί της κατασκευής είναι τα ωφέλιμα με τιμή $2,0\text{KN/m}^2$ (όπως προκύπτει από τις προτεινόμενες τιμές του Εθνικού Προσαρτήματος

του Ευρωκώδικα 1 για επιφάνειες γραφείων) και έτσι η τιμή του γραμμικού φορτίου είναι $2 \times 8 = 16 \text{ kN/m}$.

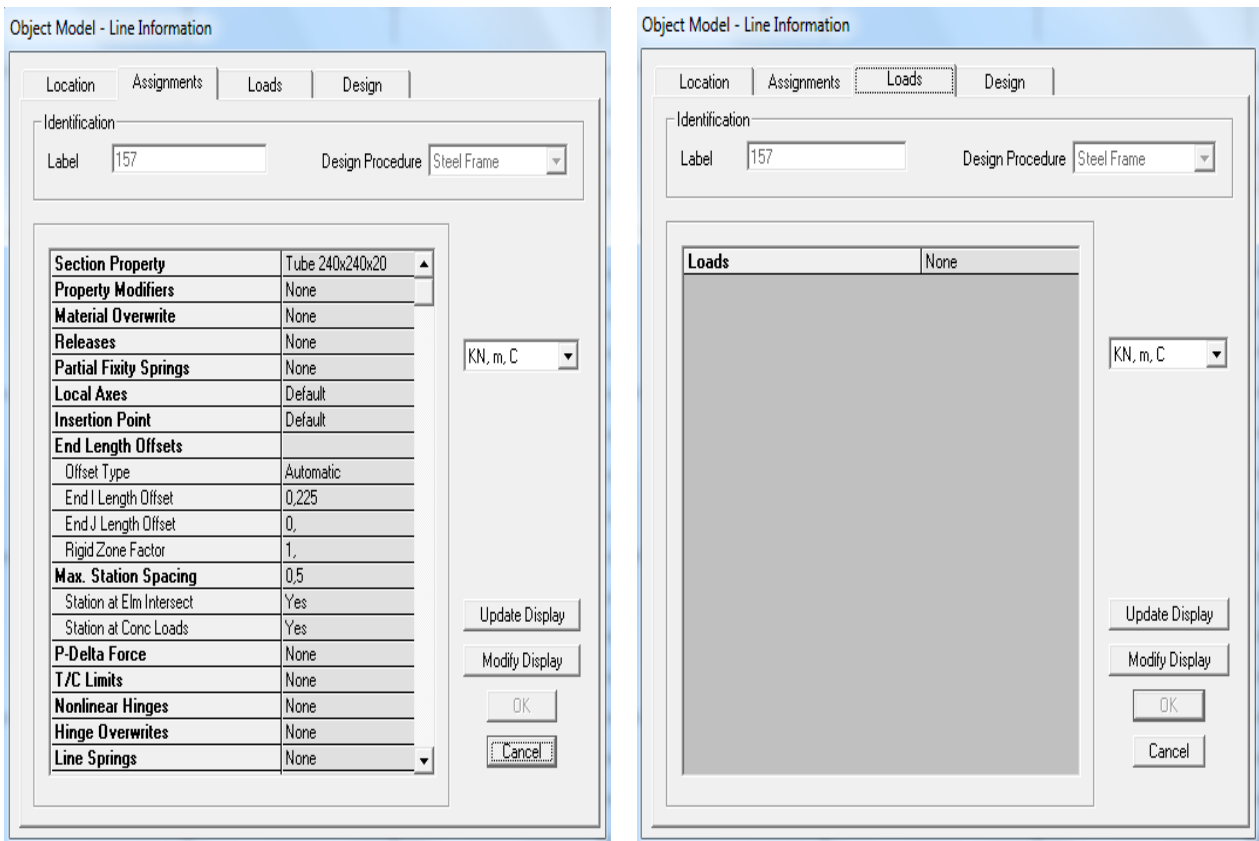
Στα παρακάτω σχήματα δίνονται ενδεικτικά κάποιες αντιπροσωπευτικές διατομές της κατασκευής, στις οποίες φαίνεται ο τρόπος με τον οποίο έχουν εισαχθεί τα γραμμικά φορτία στις δοκούς. Επίσης δίνεται μία εικόνα που δείχνει τα είδη των στατικών φορτίων όπως αυτά έχουν ορισθεί στο στατικό πρόγραμμα επίλυσης.



Σχήμα 3.2 Ορισμός στατικών φορτίσεων στο πρόγραμμα στατικής επίλυσης



Σχήμα 3.3 Σύμμικτη διατομή CompHEA260 και στατικές της φορτίσεις



Σχήμα 3.4 Διατομή 240x240x20 (δοκός υποδοχής) και στατικές της φορτίσεις

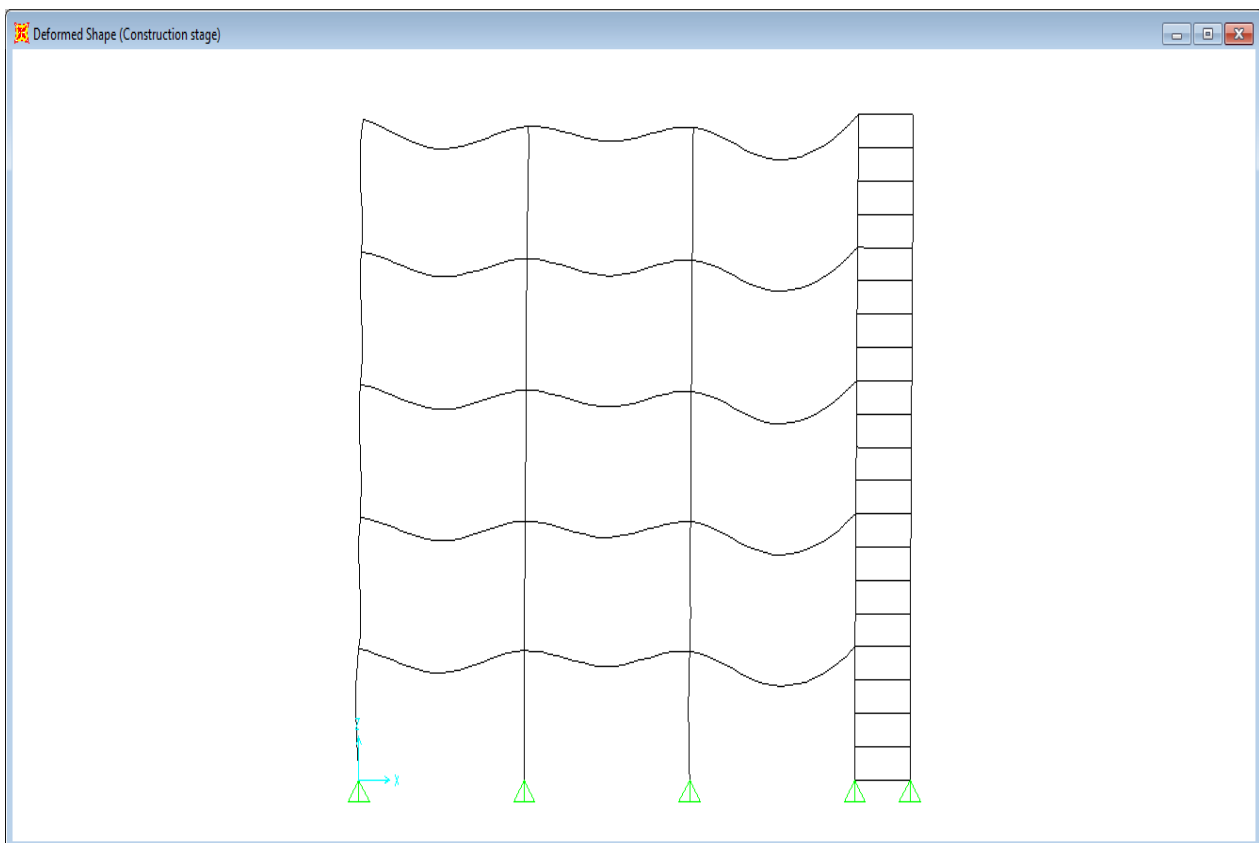
Όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό, τα στοιχεία του συστήματος δεν καταπονούνται από τις παραπάνω φορτίσεις (πλην του ιδίου βάρους τους). Επίσης, παρατηρούμε πως υπάρχουν διαφορετικές φορτίσεις *Live roof* και *Live storey* και ο λόγος για τον οποίο συμβαίνει αυτό θα παρουσιαστεί όταν αναφερθούμε στις σεισμικές φορτίσεις. Τέλος, ο λόγος για τον οποίο η φόρτιση *Additional Dead* είναι 46KN/m δηλαδή περιλαμβάνει και το βάρος από την πλάκα του σκυροδέματος και τις επικαλύψεις, ενώ δημιουργείται και η φόρτιση *Additional Dead+Live*, με γραμμικό φορτίο 32KN/m, δηλαδή περιλαμβάνει τα βάρη από τις επικαλύψεις και από τα ωφέλιμα φορτία, είναι ώστε να μπορούν να δημιουργηθούν ευκολότερα οι συνδυασμοί φόρτισης που απαιτούνται για να γίνουν οι έλεγχοι στις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας και αστοχίας.

3.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αντιστοιχούν σε συνθήκες πέρα από τις οποίες δεν πληρούνται οι προδιαγεγραμμένες απαιτήσεις λειτουργικότητας για ένα δόμημα ή ένα στοιχείο του. Στην παρούσα παράγραφο ασχολούμαστε με τις παραμορφώσεις –

βέλη των (σύμμικτων) δοκών, διακρίνοντας τις περιπτώσεις ύπαρξης ή όχι υποστήριξης στην αρχική φάση μέχρι την σκλήρυνση του σκυροδέματος. Με βάση τον Ευρωκώδικα 4 το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος κάμψης είναι $L/250$, όπου L είναι το μήκος του ανοίγματος. Στο συγκεκριμένο πλαίσιο όλα τα ανοίγματα έχουν μήκος 6m, οπότε το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος κάμψης είναι $6000/250 = 24\text{mm}$.

- Στην περίπτωση που δεν υπάρχει αρχική υποστήριξη, το ίδιο βάρος της σιδηροκατασκευής, καθώς και αυτό του σκυροδέματος το οποίο ακόμα δεν έχει αναπτύξει την αντοχή του, το αναλαμβάνουν οι μεταλλικές δοκοί HEA260 (και προφανώς με αυτές τις διατομές γίνεται η αρχική επίλυση του φορέα). Η φόρτιση αυτή έχει εισαχθεί ως *Construction stage*. Το μέγιστο βέλος που αναπτύσσεται είναι $14,9 - (4,6+0,3)/2 = 12,45\text{mm}$ και βρίσκεται στο τρίτο άνοιγμα (C-D). Διευκρινίζουμε ότι δεν υπάρχει αρχικό αντιβέλος. Παρακάτω παραθέτουμε μία εικόνα από το SAP, στην οποία φαίνεται η παραμόρφωση του φορέα για τη συγκεκριμένη φόρτιση και ακολουθεί ένας πίνακας κατασκευασμένος στο excel, στον οποίο φαίνονται οι μέγιστες τιμές του βέλους κάμψης για κάθε άνοιγμα, καθώς και η σύγκριση με το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος.

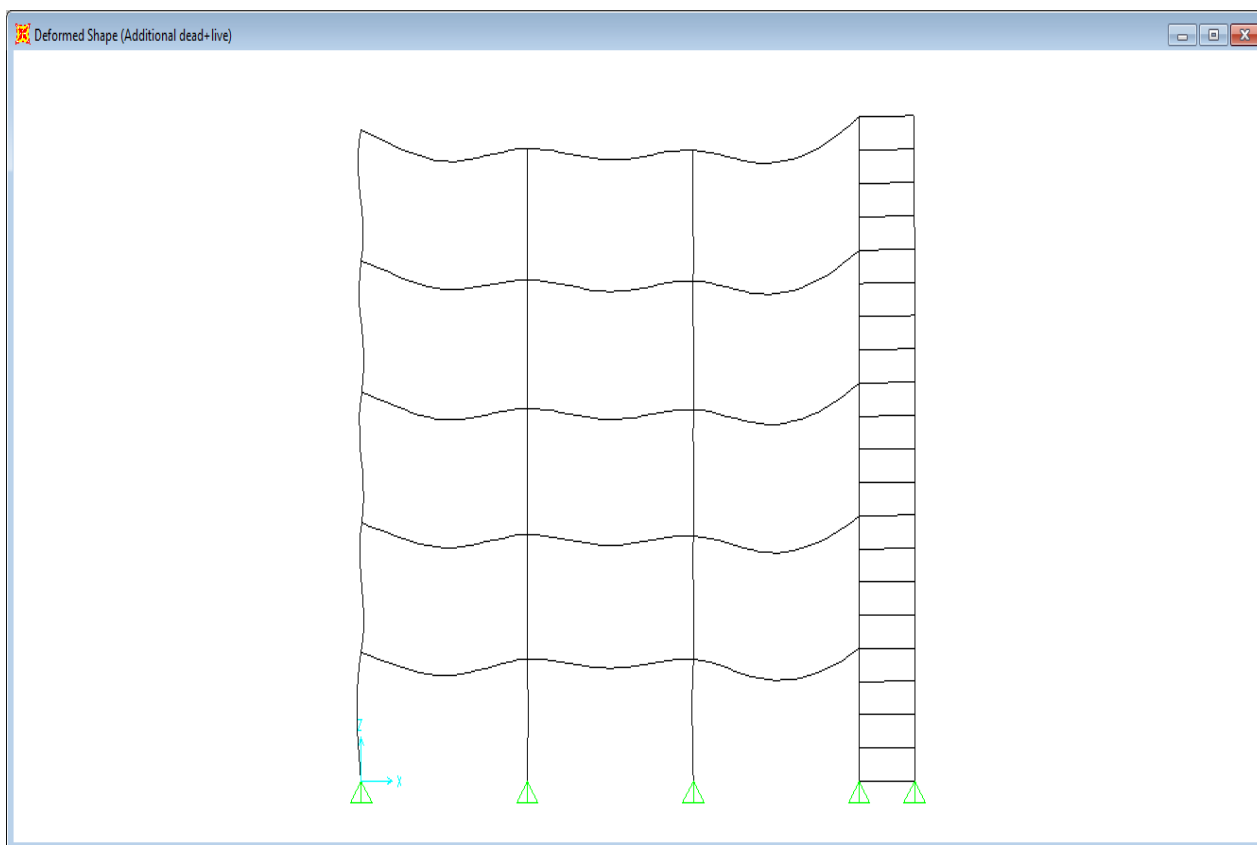


Σχήμα 3.5 Παραμορφωμένος φορέας στη φάση κατασκευής

Beam	Length (m)	deflection (mm)	L/250	$\delta_{tot} < L/250$	pre-camber (mm)
HEA260 A-B	6	8,30	24	OK	0
HEA260 B-C	6	4,60	24	OK	0
HEA260 C-D	6	12,45	24	OK	0

Πίνακας 3.1 Βέλη κάμψης μεταλλικών δοκών HEA260 στη φάση κατασκευής

Τα υπόλοιπα φορτία στη φάση λειτουργίας, δηλαδή οι επικαλύψεις και τα ωφέλιμα φορτία, παραλαμβάνονται πλέον από τις σύμμικτες δοκούς. Τα βέλη που προκύπτουν από τα φορτία αυτά προστίθενται γραμμικά με τα βέλη από την φόρτιση στη φάση κατασκευής και υπολογίζονται τα συνολικά βέλη σε κάθε άνοιγμα. Πρόκειται, προφανώς, για τη φόρτιση *Additional Dead+Live*, η οποία επιλύεται με διαφορετική δυσκαμψία δοκών, φυσικά μεγαλύτερη από την αντίστοιχη στη φάση λειτουργίας. Το μέγιστος βέλος που αναπτύσσεται για την επιπλέον αυτή φόρτιση είναι $6,2 - (4,6+0,4)/2 = 3,70\text{mm}$ και βρίσκεται και πάλι στο τρίτο άνοιγμα. Τελικά, το συνολικό μέγιστο βέλος είναι $12,45 + 3,70 = 16,15\text{mm}$, οπότε ο έλεγχος προφανώς ικανοποιείται. Παρακάτω παραθέτουμε την εικόνα και τον πίνακα για την αντίστοιχη φόρτιση.

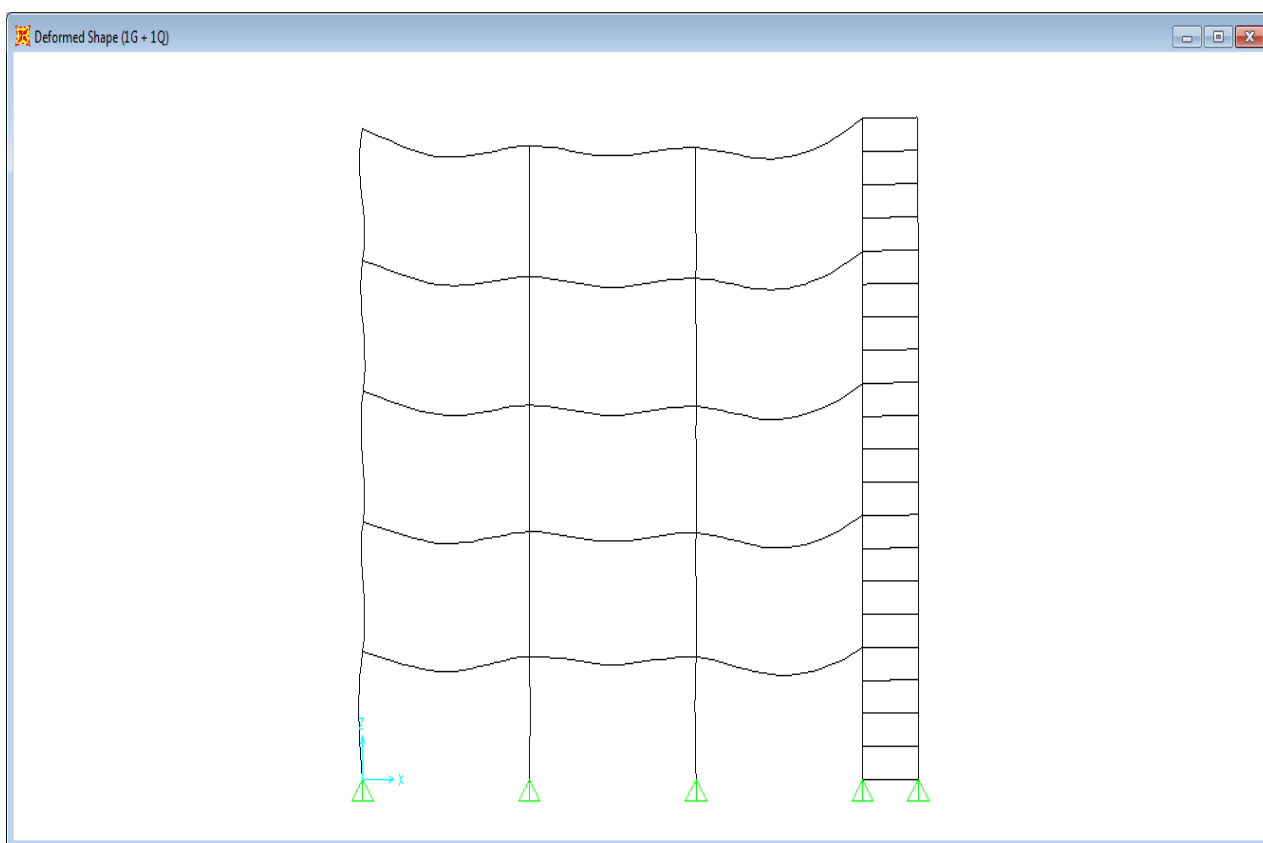


Σχήμα 3.6 Παραμορφωμένος φορέας για τα φορτία λειτουργίας

Beam	Length (m)	deflection (mm)	Total defl. (mm)	L/250	$\delta_{tot} < L/250$
HEA260 A-B	6	2,85	11,15	24	OK
HEA260 B-C	6	1,30	5,90	24	OK
HEA260 C-D	6	3,70	16,15	24	OK

Πίνακας 3.2 Βέλη κάμψης στη φάση λειτουργίας και συνολικά βέλη κάμψης

- Στην περίπτωση που υπάρχει αρχική υποστήριξη, όλα τα φορτία της οριακής φάσης λειτουργικότητας παραλαμβάνονται απευθείας από τις σύμμικτες δοκούς. Η φόρτιση αυτή έχει εισαχθεί ως $1G + 1Q$. Το μέγιστο βέλος που αναπτύσσεται είναι $12,2 - (9,1+0,8)/2 = 7,25\text{mm}$ και βρίσκεται στο τρίτο άνοιγμα. Φυσικά, ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ικανοποιείται.



Σχήμα 3.7 Παραμορφωμένος φορέας στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Beam	Length (m)	deflection (mm)	L/250	$\delta_{tot} < L/250$
HEA260 A-B	6	5,60	24	OK
HEA260 B-C	6	2,65	24	OK
HEA260 C-D	6	7,25	24	OK

Πίνακας 3.3 Βέλη κάμψης στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

3.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αφορούν την ασφάλεια του δομήματος και των περιεχομένων του, καθώς και την ασφάλεια των ατόμων που το χρησιμοποιούν. Στην παρούσα παράγραφο γίνεται η ανάλυση του πλαισίου για το βασικό στατικό συνδυασμό. Δεν εκτελείται διαστασιολόγηση και βελτιστοποίηση των διατομών, αλλά μόνο ο έλεγχος αντοχής των διατομών και των μελών καθώς και ο υπολογισμός του ποσοστού εκμετάλλευσης αυτών. Δεδομένης της παραδοχής της μη ύπαρξης άλλων κινητών φορτίων πέραν του ωφέλιμου (δηλαδή ανεμοπίεσης και φορτίου χιονιού), ο μόνος συνδυασμός στον οποίο πρέπει να γίνει έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας με βάση τον Ευρωκώδικα είναι ο $1,35G + 1,50Q$.

Δοκοί κτιρίου:

- Έλεγχος για θετικές ροπές: Είδαμε παραπάνω ότι η διατομή HEA260 είναι κατηγορίας 3. Όμως, όπως θα δούμε εδώ, στη σύμμικτη διατομή που μας αφορά και για θετικές ροπές, ολόκληρη η μεταλλική διατομή βρίσκεται υπό εφελκυσμό. Έτσι δρα σαν διατομή κατηγορίας 1 και μπορούμε να υπολογίσουμε την πλαστική ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής. Για τον υπολογισμό της πλαστικής ροπής αντοχής της σύμμικτης διατομής θεωρούμε πως ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος ($z_0 \leq 15\text{cm}$). Τότε η θλιπτική δύναμη είναι $D = b z_0 f_{cd}$ και η εφελκυστική είναι $Z = A_a f_{ad}$, όπου b είναι το ενεργό πλάτος της πλάκας του σκυροδέματος, z_0 είναι η θέση του ουδέτερου άξονα με αρχή την άνω ίνα του σκυροδέματος, f_{cd} είναι η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη του σκυροδέματος, A_a είναι το εμβαδόν διατομής της HEA260 και f_{ad} είναι η αντοχή σχεδιασμού (όριο διαρροής) του δομικού χάλυβα. Όμως για να ληφθεί υπόψη, έστω και προσεγγιστικά, η συμβολή του οπλισμού του σκυροδέματος που βρίσκεται υπό θλίψη, στο πλάτος της πλάκας b θα εφαρμοστεί ο μεγεθυντικός συντελεστής

$\left(1 + \rho \left(\frac{f_{sd}}{f_{cd}} - 1\right)\right)$, όπου ρ είναι το ποσοστό του οπλισμού και f_{sd} είναι το όριο

διαρροής σχεδιασμού του χάλυβα οπλισμού. Έτσι το ποσοστό του οπλισμού είναι

$$\rho = \frac{18\pi \cdot 0,8^2 / 4}{150 \cdot 15} = 4,02 \cdot 10^{-3} \text{ και τελικά ο μεγεθυντικός συντελεστής προκύπτει}$$

$$1 + \rho \left(\frac{f_{sd}}{f_{cd}} - 1 \right) = 1 + 4,02 * 10^{-3} \left(\frac{500/1,15}{0,85 * 25/1,5} - 1 \right) = 1,119. \text{ Έτσι, το ενεργό πλάτος της}$$

πλάκας του σκυροδέματος γίνεται $b = 1,119 * 150 = 167,85 \text{ cm}$. Για τον υπολογισμό της θέσης του ουδέτερου άξονα πρέπει να ισχύει η συνθήκη $D = Z$, οπότε η θέση

$$\text{αυτή είναι } z_0 = \frac{A_a f_{ad}}{b f_{cd}} = \frac{86,82 * 355}{167,85 * 0,85 * 25/1,5} = 12,96 \text{ cm που φυσικά είναι μικρότερη}$$

από τα 15cm που είναι το πάχος της πλάκας του σκυροδέματος, οπότε η αρχική υπόθεση πως ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος είναι ορθή. Τελικά η πλαστική ροπή αντοχής της σύμμικτης

$$\text{διατομής είναι } M_{pl,Rd} = A_a f_{ad} \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) = 86,82 * 35,5 \left(0,275 - \frac{0,1296}{2} \right) = 647,86 \text{ kNm,}$$

όπου z_a είναι η απόσταση του κέντρου βάρους της σιδηροδοκού από την άνω ίνα του σκυροδέματος. Από την ανάλυση του προγράμματος προκύπτει πως η μέγιστη θετική ροπή που ασκείται στις δοκούς είναι $M_{Ed,max} = 263,59 \text{ kNm}$, οπότε $M_{Ed,max}/M_{pl,Rd} = 263,59/647,86 = 0,41$, δηλαδή ο έλεγχος ικανοποιείται.

	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed}/M_{Rd}	$M_{Ed} < M_{Rd}$
HEA260 A-B	210,69	647,86	0,33	OK
HEA260 B-C	125,83	647,86	0,19	OK
HEA260 C-D	263,59	647,86	0,41	OK

Πίνακας 3.4 Έλεγχος θετικών ροπών κάμψης

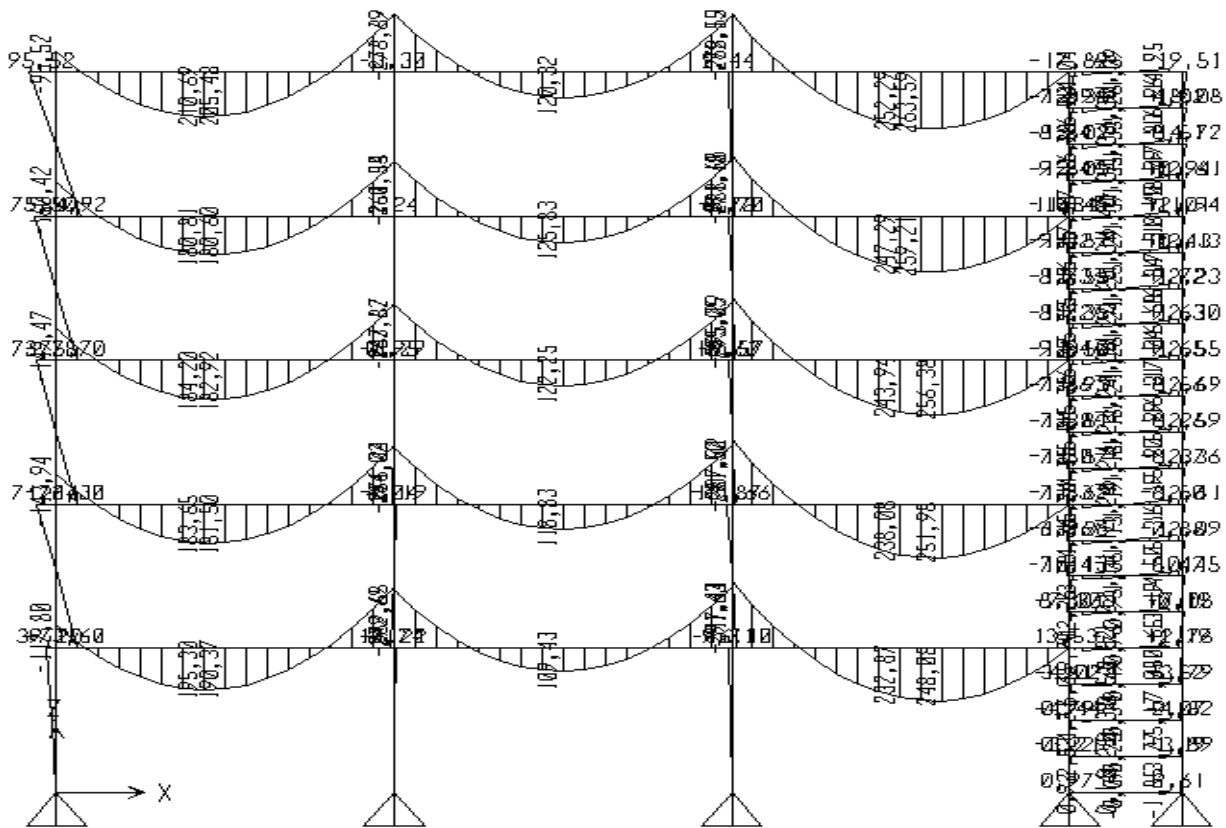
- Έλεγχος για αρνητικές ροπές: Εδώ θα υπολογίσουμε καταχρηστικά την πλαστική ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής σαν να ήταν κατηγορίας 1 η διατομή HEA260. Ο οπλισμός της πλάκας του σκυροδέματος τοποθετείται σε δύο στρώσεις με $A_{s1} = A_{s2} = 9\pi 0,8^2 / 4 = 4,52 \text{ cm}^2$, $z_{s1} = 2,4 \text{ cm}$ και $z_{s2} = 12,6 \text{ cm}$, αφού η επικάλυψη του σκυροδέματος θεωρήθηκε 2cm. $D = 86,82 * 35,5 = 3082,11 \text{ kN}$, $Z_{s1} = Z_{s2} = 4,52 * 50/1,15 = 196,52 \text{ kN}$ και $Z_f = 2 * 35,5 * 26 * 1,25 = 2307,5 \text{ kN}$. Έτσι έχουμε $z_0 = 15 + 1,25 + \frac{3082,11 - 2 * 196,52 - 2307,5}{2 * 35,5 * 0,75} = 23,42 \text{ cm}$, δηλαδή ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του κορμού της σιδηροδοκού. Οπότε είναι, $Z_w = 2 * 35,5 * 0,75 (23,42 - 15 - 1,25) = 381,80 \text{ kN}$ και τελικά η ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής στις αρνητικές ροπές είναι:

$$M_{Rd} = 3082,11 * 0,275 - 196,52(0,024 + 0,0126) - 2307,5 * (0,15 + 0,0125 / 2) - 381,80 \left(\frac{0,2342 + 0,15 + 0,0125}{2} \right) = 381,83 \text{ kNm} \cdot$$

Από την ανάλυση του προγράμματος προκύπτει πως η μέγιστη αρνητική ροπή που ασκείται στις δοκούς είναι $M_{Ed,max} = 317,44 \text{ kNm}$, οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται, αφού $M_{Ed,max} / M_{Rd} = 317,44 / 381,83 = 0,83$.

M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed} / M_{Rd}	$M_{Ed} < M_{Rd}$
289,65	381,83	0,7585837	OK
291,63	381,83	0,7637692	OK
317,44	381,83	0,8313647	OK

Πίνακας 3.5 Έλεγχος αρνητικών ροπών κάμψης



Σχήμα 3.8 Ροπές κάμψης στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Υποστυλώματα κτιρίου και συστήματος:

Τα υποστυλώματα του κτιρίου δεν καταπονούνται τόσο από τις σεισμικές δυνάμεις, όσο από τις δυνάμεις του στατικού συνδυασμού στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Το αντίθετο συμβαίνει για τα υποστυλώματα του συστήματος. Παρατηρούμε, λοιπόν, πως ο μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης για τα υποστυλώματα του κτιρίου είναι 0,847, ενώ ο

αντίστοιχος για τα υποστυλώματα του συστήματος είναι 0,066. Και στις δύο περιπτώσεις ο έλεγχος προφανώς ικανοποιείται.

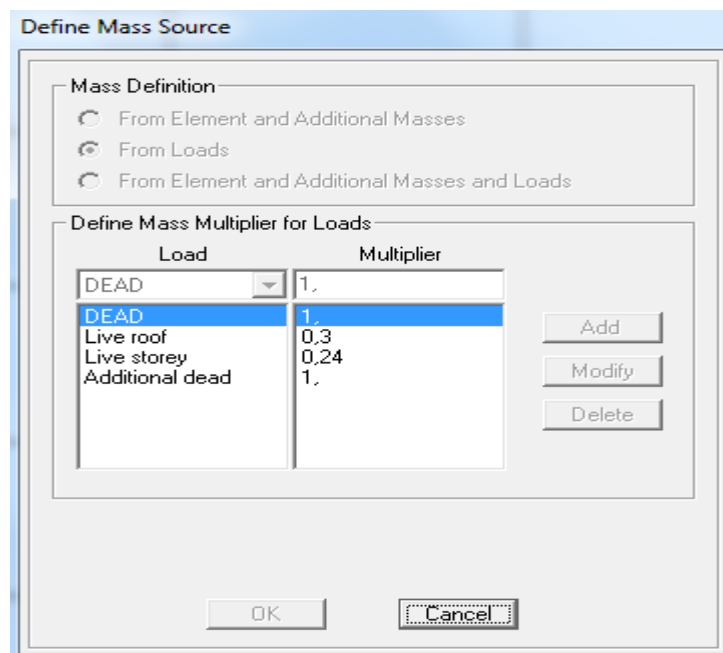


Σχήμα 3.9 Ποσοστά εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων

3.5 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Ο φορέας επιλύθηκε με τη δυναμική φασματική μέθοδο, η οποία πραγματοποιήθηκε για το συνδυασμό $1G + 0,3Live\ roof + 0,3*0,8Live\ storey$. Ο συντελεστής 0,8 προκύπτει από τον Ευρωκώδικα 8 και έχει να κάνει με τις συσχετισμένες χρήσεις των ορόφων. Φυσικά, το πρόγραμμα αυτόματα μετατρέπει τα ίδια βάρη και τα υπόλοιπα φορτία που παίρνουν μέρος στη δυναμική αυτή ανάλυση σε επικόμβιες μάζες και έπειτα προσδιορίζει τις ιδιομορφές του κτιρίου με φθίνουσα τιμή ιδιοπεριόδου. Με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, και εφόσον θα γίνει χρήση της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση της κατασκευής, οπότε πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας και επιπλέον πρέπει το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών

μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα. Παρακάτω παραθέτουμε εικόνες με το συνδυασμό για τον οποίο επιλύθηκε η ιδιομορφική ανάλυση, τις σημαντικότερες ιδιομορφές με τις ιδιοπεριόδους τους, καθώς και τον αντίστοιχο πίνακα αποτελεσμάτων όπως αυτός προέκυψε από το SAP.

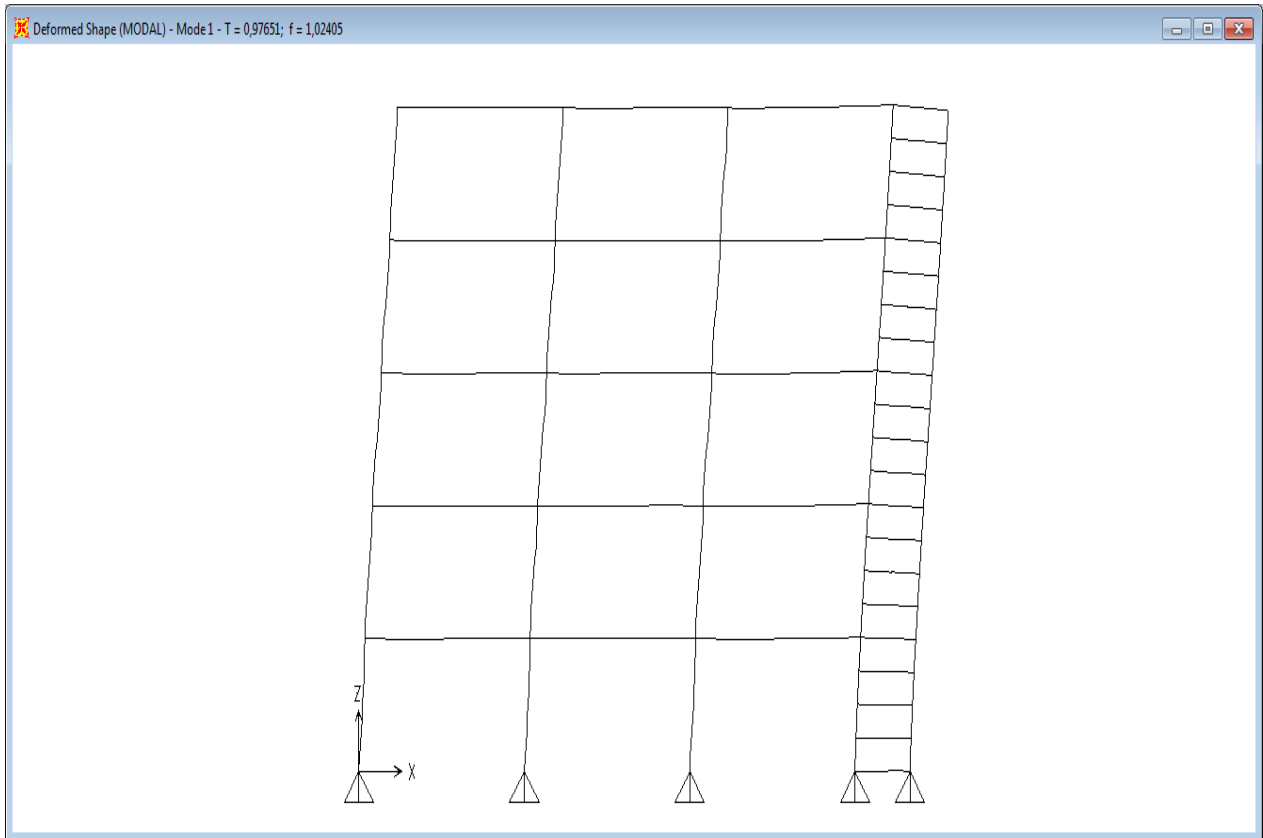


Σχήμα 3.10 Φορτία που παίρνουν μέρος στην ιδιομορφική ανάλυση

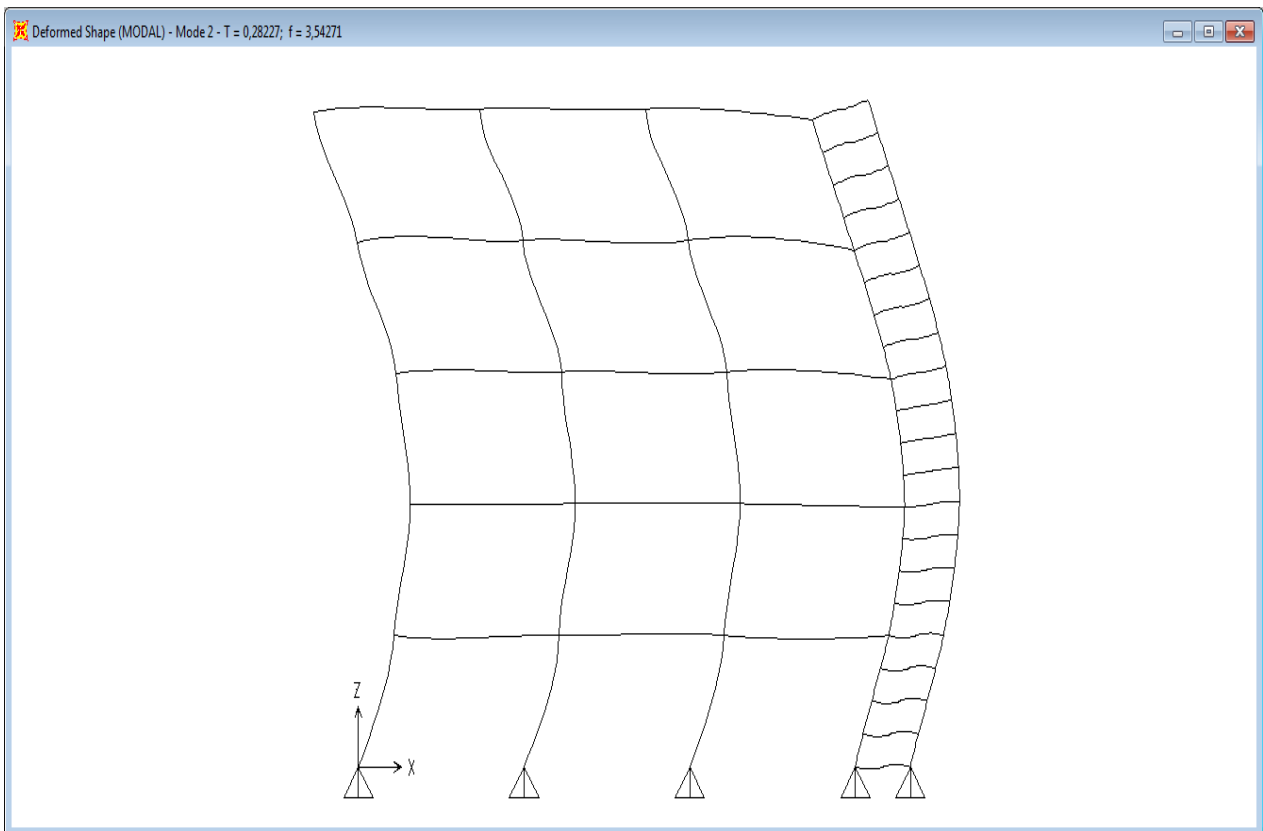
StepNum	Period	UX	SumUX
1	0,976512	0,78299	0,78299
2	0,28227	0,16924	0,95223
3	0,181686	0,000001823	0,95223
4	0,174086	0,000003058	0,95224
5	0,169737	0,000000247	0,95224
6	0,167772	0,000011	0,95225
7	0,166564	0,00017	0,95241
8	0,163507	0,00088	0,9533
9	0,158529	0,00002412	0,95332
10	0,148399	0,03243	0,98575
11	0,143933	0,00012	0,98587
12	0,141879	0,000002429	0,98587

Πίνακας 3.6 Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά δρυσών ιδιομορφικών μαζών

Παρατηρούμε ότι με χρήση των δύο πρώτων ιδιομορφών ικανοποιούνται τα κριτήρια του Ευρωκώδικα 8 (αν και στην ανάλυση λάβαμε υπόψη όλες τις ιδιομορφές).



Σχήμα 3.11 1^η ιδιομορφή και ιδιοπερίοδος της



Σχήμα 3.12 2^η ιδιομορφή και ιδιοπερίοδος της

3.6 ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

Διευκρινίζουμε ότι η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης δεν έχει ληφθεί υπόψη. Για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, με βάση τον Ευρωκώδικα 8, ισχύουν οι παρακάτω σχέσεις:

- $S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$ για $0 \leq T \leq T_B$
- $S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q}$ για $T_B \leq T \leq T_C$
- $S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right]$ αλλά $S_d(T) \geq \beta a_g$ για $T_C \leq T \leq T_D$
- $S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$ αλλά $S_d(T) \geq \beta a_g$ για $T_D \leq T$

Για τα σύμβολα που αναφέρονται παραπάνω ισχύουν τα εξής:

S_d(T) είναι η τιμή του (ανελαστικού) φάσματος σχεδιασμού, όπως αυτή προκύπτει με βάση τις τιμές όλων των μεταβλητών στο SAP2000

T είναι η περίοδος ταλάντωσης της εκάστοτε ιδιομορφής, που έχουν ήδη υπολογιστεί

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A. Ισχύει $a_g = \gamma_I a_{gR}$

όπου γ_I είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας και για συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν σε άλλη κατηγορία (δηλαδή για κατηγορία σπουδαιότητας II) όπως είναι τα κτίρια γραφείων ισούται με 1,0, ενώ a_{gR} είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς σε έδαφος κατηγορίας A, η οποία για την Αθήνα που εντάσσεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, ισούται με 0,24g

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης που για έδαφος κατηγορίας B ισούται με 0,15 sec

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης που για έδαφος κατηγορίας B ισούται με 0,50 sec

T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος που για έδαφος κατηγορίας B ισούται με 2,00 sec

S είναι ο συντελεστής εδάφους που για έδαφος κατηγορίας B ισούται με 1,20

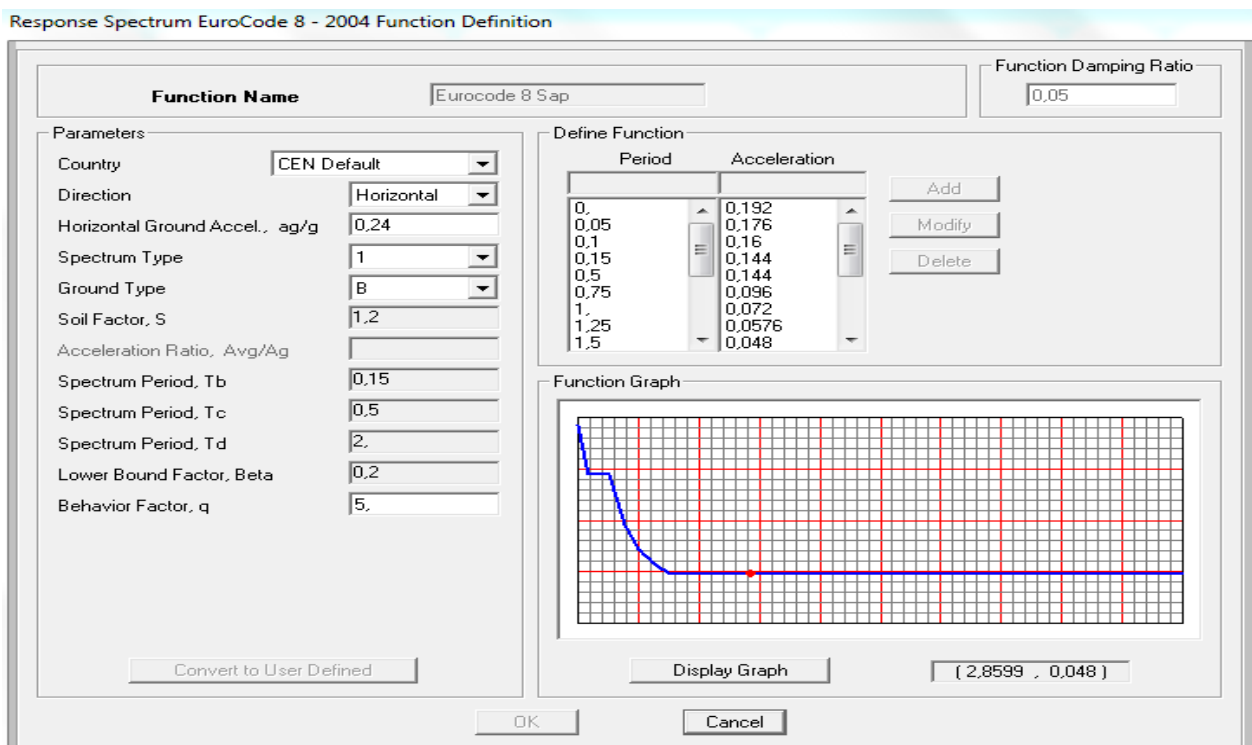
η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, που ισούται με $\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$ και επειδή έχουμε θεωρήσει απόσβεση $\xi = 5\%$, είναι $\eta = 1$

β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, ίσος με 0,20

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς και επειδή για κτίρια με σύστημα fuseis δεν υπάρχουν προτεινόμενες τιμές ούτε στον Ευρωκώδικα 8, ούτε από κάποιες σχετικές έρευνες, έχει θεωρηθεί αυθαίρετα ίσος με 5 και η τιμή αυτή θα συγκριθεί αργότερα με αυτήν που θα προκύψει από την ανάλυση pushover για να δούμε κατά πόσο ήταν εύλογη

2,5 είναι ο συντελεστής μέγιστης φασματικής ενίσχυσης

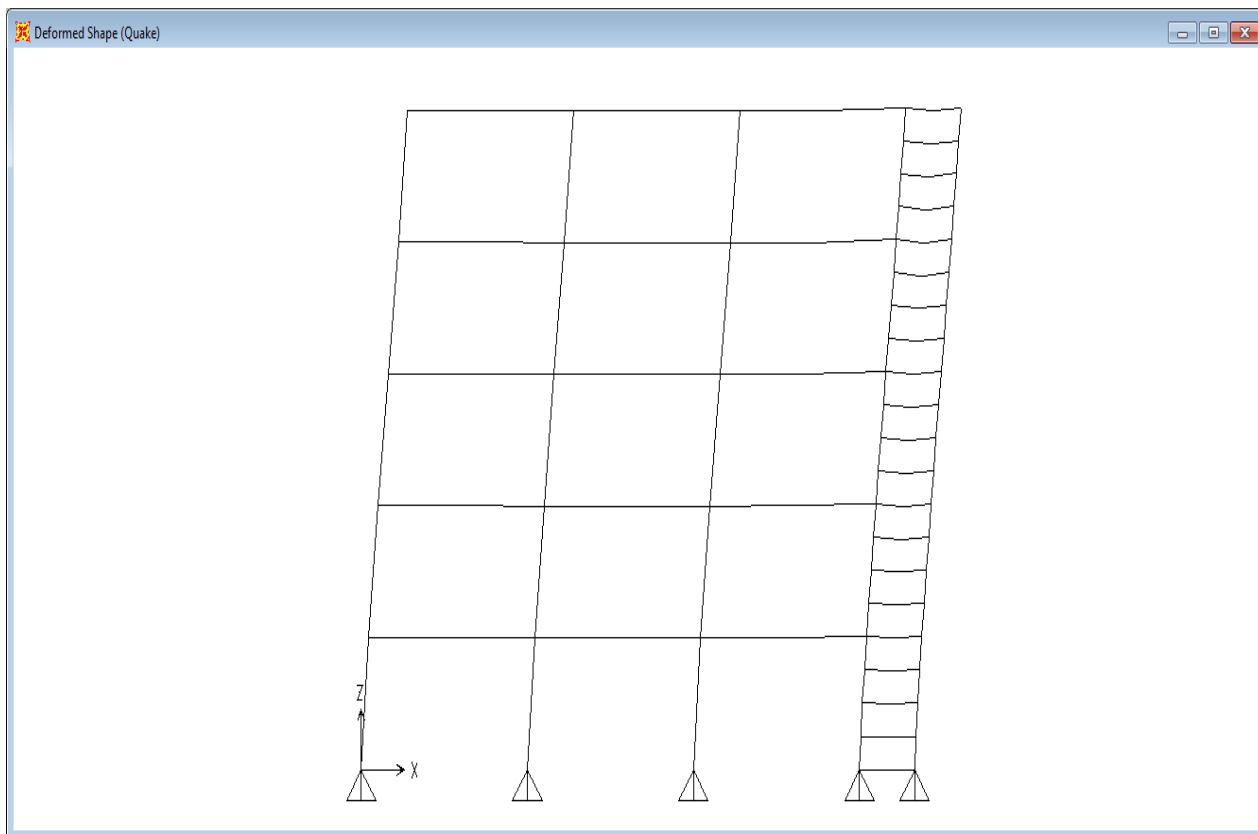
Φυσικά έχουμε κάνει την παραδοχή πως το κτίριό μας είναι κατασκευασμένο σε έδαφος κατηγορίας B, δηλαδή σε αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος. Επιπλέον, το Εθνικό μας Προσάρτημα για τον Ευρωκώδικα 8 προβλέπει τη χρήση φάσματος τύπου 1 οπότε σε συνδυασμό με την κατηγορία B του εδάφους προκύπτουν οι τιμές των παραμέτρων T_B , T_C , T_D και S που έχουμε αναφέρει στα προηγούμενα. Επίσης, πρόκειται για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς ίση με 0,24g και για κτίριο με συντελεστή σπουδαιότητας 1,00 αφού εντάσσεται στην κατηγορία σπουδαιότητας II. Με βάση όλα τα παραπάνω, το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού όπως αυτό κατασκευάζεται στο SAP φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Σχήμα 3.13 Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά Ευρωκώδικα 8 και συντελεστές του

3.7 ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται, αν για τη σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού ικανοποιείται ο περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου. Θεωρούμε ότι τα μη-φέροντα στοιχεία της κατασκευής μας είναι πλάστιμα, οπότε πρέπει να ισχύει $d_{r,v} \leq 0,0075h$ όπου h είναι το ύψος του ορόφου, v είναι ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς του σεισμού που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών και για κατηγορία σπουδαιότητας II ισούται με 0,5 και d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου. Ισχύει $d_s = q_d d_e$ όπου q_d είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης που λαμβάνεται ίσος με q (5,00) αφού η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T (0,98 sec) δεν είναι μικρότερη του T_c (0,50 sec) και d_e είναι η οριζόντια μετακίνηση όπως προσδιορίζεται από τη γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού. Παρακάτω φαίνεται μία εικόνα με τον παραμορφωμένο φορέα από τον σεισμό σχεδιασμού και ο πίνακας με τους αντίστοιχους ελέγχους.



Σχήμα 3.14 Παραμορφωμένος φορέας από τον σεισμό σχεδιασμού

Quake X	5th storey	4th storey	3rd storey	2nd storey	1st storey
detop(mm)=	24,00	19,20	13,90	8,70	3,90
debot(mm)=	19,20	13,90	8,70	3,90	0,00
v=	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
dr=(detop-debot)*q=	24	26,5	26	24	19,5
dr*v=	12	13,25	13	12	9,75
0,0075*h=	25,5	25,5	25,5	25,5	25,5
Check dr*v<0,0075*h	OK	OK	OK	OK	OK

Πίνακας 3.7 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Παρατηρούμε, λοιπόν, πως ο έλεγχος περιορισμού βλαβών ικανοποιείται για όλους τους ορόφους, αφού παντού ισχύει $d_r v \leq 0,0075h$.

3.8 ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΟΥ ΛΟΓΩ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, εάν από τις σεισμικές δυνάμεις και το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει ότι $V_{tot} / P_{tot} > \beta a_g$, τότε δεν απαιτείται προσαύξηση της τιμής του σεισμικού συντελεστή λόγω τέμνουσας βάσης, ενώ σε διαφορετική περίπτωση χρησιμοποιείται προσαυξητικός συντελεστής ίσος με $\beta a_g / (V_{tot} / P_{tot})$. Από το SAP2000 βλέπουμε (μέσω του αθροίσματος των μαζών του συνόλου των κόμβων της κατασκευής) ότι η συνολική μάζα της κατασκευής για το σεισμικό συνδυασμό είναι 485,16KN/(m/sec²) και έτσι το βάρος είναι $P_{tot} = 9,81 \cdot 485,16 = 4759\text{KN}$. Η τέμνουσα βάσης υπολογίζεται μέσω του SAP2000 ως το άθροισμα των οριζοντίων αντιδράσεων στήριξης λόγω σεισμού και ισούται με $V_{tot} = 300\text{KN}$. Έτσι είναι $V_{tot}/P_{tot} = 300/4759 = 0,063$. Όπως έχουμε αναφέρει παραπάνω, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι $a_g = 0,24$ (σε g) και ο συντελεστής κατώτατου ορίου του φάσματος είναι $\beta = 0,20$. Έτσι είναι $\beta \cdot a_g = 0,20 \cdot 0,24 = 0,048$. Τελικά έχουμε $V_{tot}/P_{tot} = 0,063 > 0,048 = \beta \cdot a_g$, οπότε δεν χρειάζεται προσαύξηση λόγω τέμνουσας βάσης.

Σε περίπτωση που απαιτούνταν προσαύξηση του σεισμικού συντελεστή λόγω τέμνουσας βάσης, τότε ο συντελεστής αυτός τα πολλαπλασιαζόταν με αυτόν που προκύπτει από την απαίτηση λόγω φαινομένων 2ας τάξης και θα προέκυπτε ο τελικός συντελεστής από τον οποίο θα οριζόταν ο σεισμικός συνδυασμός σχεδιασμού για το πλαίσιο.

3.9 ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΗΣ

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, επιτρέπεται να χρησιμοποιηθεί ανάλυση 1^{ης} τάξης υπό την προϋπόθεση ότι η αύξηση των σχετικών εντατικών μεγεθών ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα, που οφείλεται σε παραμορφώσεις, μπορεί να αμεληθεί. Σε διαφορετική περίπτωση πρέπει να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης. Ο έλεγχος του κατά πόσο πρέπει να λάβουν μέρος στην ανάλυση της κατασκευής τα φαινόμενα αυτά πραγματοποιείται με δύο μεθόδους:

- Με τον υπολογισμό του συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ

που ισούται με $\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h}$ όπου d_r και h είναι όπως ορίστηκαν στην 3.7, P_{tot} είναι

το συνολικό φορτίο βαρύτητας του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου. Αν $\theta \leq 0,10$ σε όλους τους ορόφους τα αποτελέσματα 2^{ης} τάξης (αποτελέσματα P-Δ) δε χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη, αν $0,10 < \theta \leq 0,20$ μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις (με πολλαπλασιασμό του αντίστοιχου συντελεστή του σεισμού στο σεισμικό συνδυασμό) με το συντελεστή $1/(1-\theta)$, ενώ ο θ δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0,30.

- Με τον υπολογισμό των ιδιομορφών λυγισμού ολόκληρης της κατασκευής και την εύρεση των αντίστοιχων κρίσιμων συντελεστών. Επειδή η ανάλυση που χρησιμοποιούμε είναι πλαστική, για να μπορούμε να κάνουμε ανάλυση 1^{ης} τάξης

θα πρέπει να είναι $\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15$, όπου α_{cr} είναι ο συντελεστής με τον οποίο θα

πρέπει να πολλαπλασιαστεί η φόρτιση σχεδιασμού, ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια και ο οποίος εάν πρόκειται για σεισμικό συνδυασμό πρέπει να διαιρεθεί με το συντελεστή συμπεριφοράς q , F_{Ed} είναι το φορτίο σχεδιασμού του φορέα και F_{cr} είναι το ελαστικό οριακό φορτίο λυγισμού για καθολική αστάθεια, που βασίζεται στις αρχικές ελαστικές δυσκαμψίες. Σε περίπτωση που δεν ισχύει το παραπάνω κριτήριο, υπολογίζεται ο συντελεστής θ ως $\theta = 1/\alpha_{cr}$ (για το συντελεστή θ ισχύουν τα όρια που ίσχυαν και στην προηγούμενη μέθοδο) και τέλος υπολογίζεται ο συντελεστής αύξησης της σεισμικής δράσης ως το κλάσμα $1/(1-\theta)$.

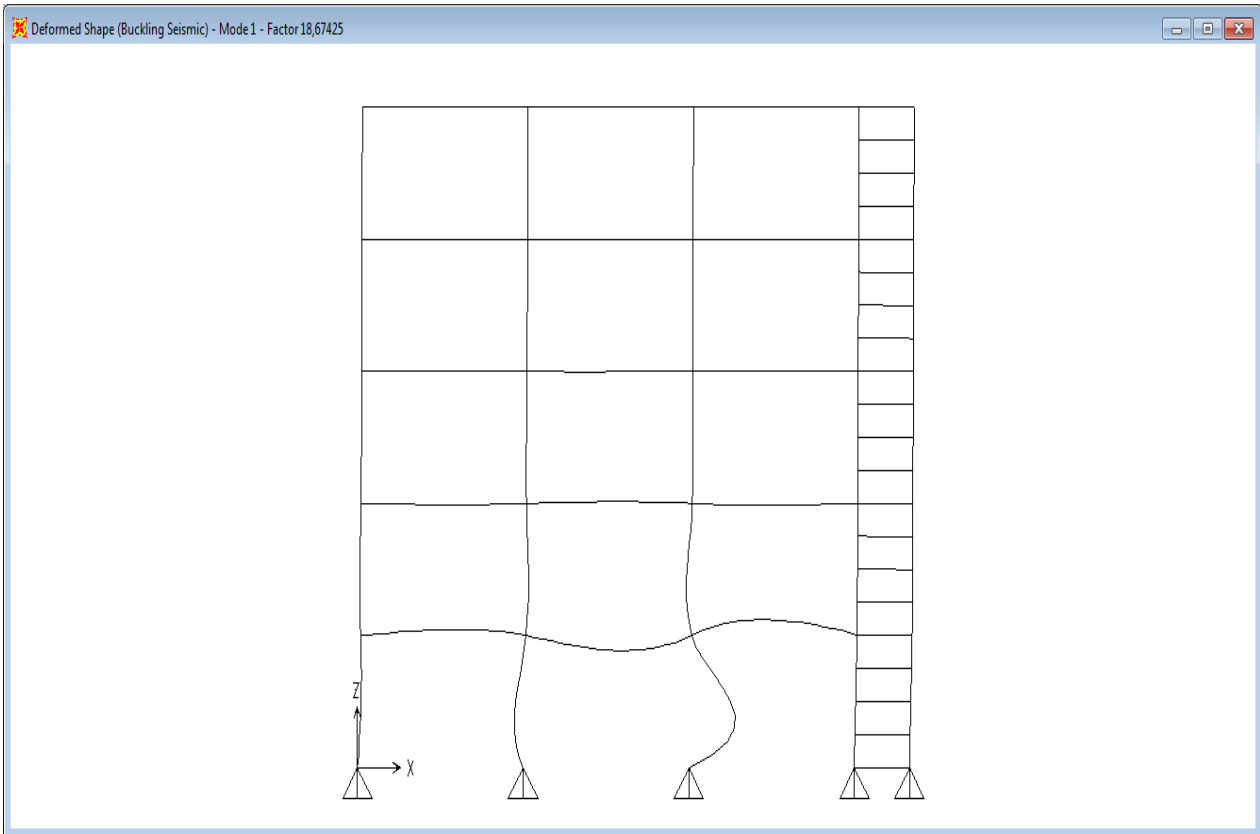
Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί η δεύτερη μέθοδος. Για τον σκοπό αυτό εισήχθηκε στο SAP2000 μία φόρτιση λυγισμού για το σεισμικό συνδυασμό (1,00G + 0,30Live roof + 0,24Live storey) με την ονομασία Buckling Seismic. Ο αντίστοιχος πίνακας με τους κρίσιμους συντελεστές λυγισμού καθώς και ο παραμορφωμένος φορέας για το δυσμενέστερο από αυτούς παρουσιάζονται παρακάτω.

OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor
Buckling Seismic	Mode	1	18,674254
Buckling Seismic	Mode	2	19,766687
Buckling Seismic	Mode	3	41,374367
Buckling Seismic	Mode	4	48,659718
Buckling Seismic	Mode	5	74,386984
Buckling Seismic	Mode	6	77,445307
Buckling Seismic	Mode	7	97,448321
Buckling Seismic	Mode	8	110,142654
Buckling Seismic	Mode	9	115,728861
Buckling Seismic	Mode	10	142,8595
Buckling Seismic	Mode	11	153,731971
Buckling Seismic	Mode	12	164,686445
Buckling Seismic	Mode	13	173,395541
Buckling Seismic	Mode	14	226,813664
Buckling Seismic	Mode	15	247,915171

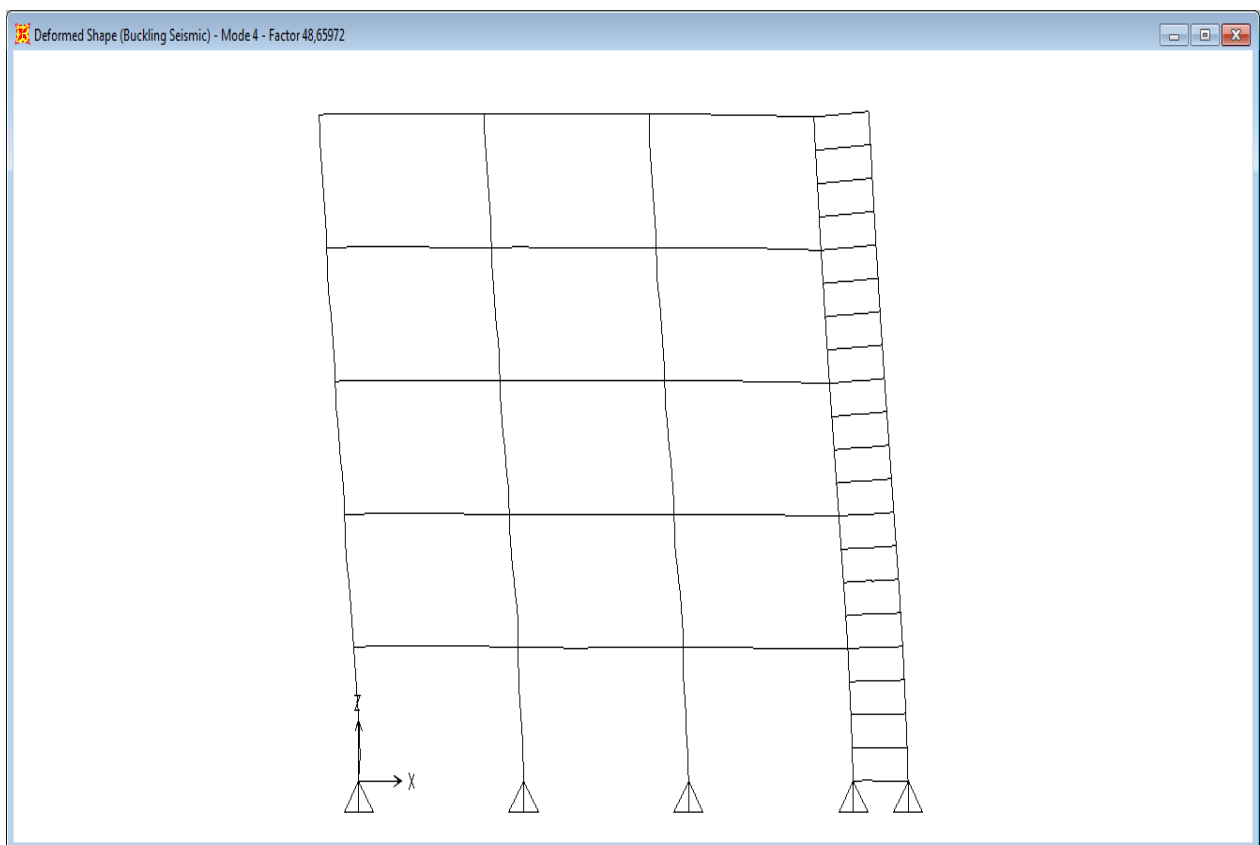
Πίνακας 3.8 Κρίσιμοι συντελεστές λυγισμού για το σεισμικό συνδυασμό

Η ιδιομορφή που μας αφορά είναι αυτή με το μικρότερο κρίσιμο συντελεστή λυγισμού και η οποία ταυτόχρονα αναφέρεται σε ολόκληρο το πλαίσιο και όχι μόνο στο λυγισμό κάποιου μέλους του. Η ιδιομορφή αυτή είναι η 4^η, καθώς οι τρεις πρώτες αναφέρονται σε λυγισμό κάποιου υποστυλώματος και μόνο, με συντελεστή λυγισμού ίσο με 48,66. Επειδή πρόκειται για σεισμικό συνδυασμό ο αντίστοιχος κρίσιμος συντελεστής λυγισμού είναι $\alpha_{cr} = 48,66/5 = 9,73$, οπότε ο συντελεστής θ είναι $\theta = 1/9,73 = 0,103$ (μεγαλύτερος από 0,1 και μικρότερος από 0,2) και τελικά ο συντελεστής αύξησης της σεισμικής δράσης είναι $1/(1-0,103) = 1,11$. Πρόκειται για τον τελικό συντελεστή αύξησης μιας και στην παράγραφο 3.8 αποδείξαμε ότι δεν υπάρχει αύξηση λόγω τέμνουσας βάσης.

Παρακάτω εκτός από τον παραμορφωμένο φορέα για την 4^η ιδιομορφή που μας ενδιαφέρει, δίνουμε και εικόνα με τον παραμορφωμένο φορέα της 1^{ης} ιδιομορφής ώστε να διασαφηνιστεί πως πρόκειται για λυγισμό ενός μόνο υποστυλώματος.



Σχήμα 3.15 1^η ιδιομορφή και τιμή κρίσιμου συντελεστή λυγισμού



Σχήμα 3.16 4^η ιδιομορφή και τιμή κρίσιμου συντελεστή λυγισμού

3.10 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

Όπως αποδείχθηκε στην προηγούμενη παράγραφο, ο σεισμικός συνδυασμός για τον οποίο πρέπει να ελεγχθούν οι δοκοί fuseis είναι ο 1,00G + 0,30Live roof + 0,24Live storey + 1,11Quake. Οι διατομές των δοκών fuseis καθώς και τα χαρακτηριστικά τους φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Sections	$A_v(\text{cm}^2)$	$W_{pl}(\text{cm}^3)$	$A(\text{cm}^2)$	L_{fuseis}
ROD 60	23,96	35,65	28,27	0,12
ROD 65	28,12	45,33	33,18	0,12
ROD 70	32,61	56,62	38,48	0,12
ROD 75	37,44	69,64	44,18	0,12
ROD 80	42,60	84,51	50,27	0,12

Πίνακας 3.9 Χαρακτηριστικά διατομών fuseis

Οι έλεγχοι αυτοί αφορούν την αξονική δύναμη, την τέμνουσα δύναμη και, τέλος, τη ροπή κάμψης. Συγκεκριμένα πρέπει να ικανοποιούνται ταυτόχρονα οι παρακάτω σχέσεις: $N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,15$, $V_{Ed} / V_{pl,Rd} < 1$ και $M_{Ed} / M_{pl,Rd} < 1$, όπου $N_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ και $M_{pl,Rd}$ είναι αντίστοιχα οι πλαστικές αντοχές των διατομών σε αξονική, τέμνουσα και ροπή, ενώ N_{Ed} , V_{Ed} και M_{Ed} είναι τα δρώντα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού. Διευκρινίζεται ότι, όσον αφορά την δρώσα διατμητική δύναμη σχεδιασμού, προκύπτει από την σχέση $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ όπου $V_{Ed,G}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις και $V_{Ed,M}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται στην εφαρμογή των πλαστικών ροπών (με αντίθετα πρόσημα) στις διατομές των άκρων της δοκού. Επισημαίνουμε, επίσης, πως στους ελέγχους που ακολουθούν δεν έχει πραγματοποιηθεί μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας στις περιπτώσεις όπου $V_{Ed} / V_{pl,Rd} > 0,5$.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι πίνακες με τους ελέγχους (με σειρά M,N,V), ενώ έπειτα ακολουθούν εικόνες για τα διάφορα εντατικά μεγέθη από τις οποίες προέκυψαν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού. Ο συντελεστής Ω , που υπολογίζεται στον πίνακα με τους ελέγχους για τη ροπή κάμψης, είναι ο συντελεστής υπεραντοχής και θα χρησιμοποιηθεί παρακάτω, ώστε να υπολογισθεί ο σεισμικός συνδυασμός από τον οποίο θα γίνει ο έλεγχος για τον ικανοτικό σχεδιασμό.

Sections	$M_{pl,rd}$	M_{ed}	$\Omega = M_{pl,rd}/M_{ed}$	$1/\Omega = M_{ed}/M_{pl,rd}$	$M_{ed}/M_{pl,rd} < 1$
ROD 60	8,38	3,17	2,64	0,38	OK
ROD 65	10,65	4,64	2,30	0,44	OK
ROD 70	13,31	5,86	2,27	0,44	OK
ROD 75	16,37	7,09	2,31	0,43	OK
ROD 80	19,86	7,90	2,51	0,40	OK

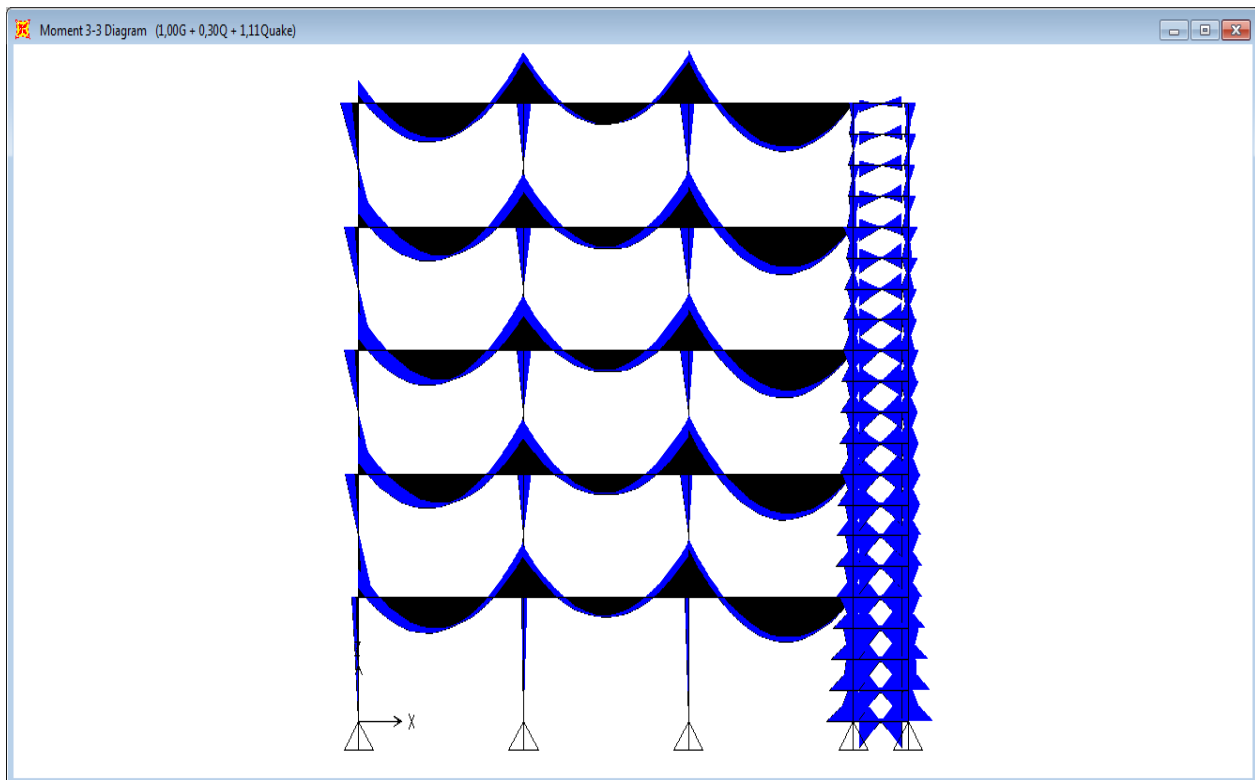
Πίνακας 3.10 Έλεγχος fuseis σε ροπή κάμψης

Sections	$N_{pl,rd}$	N_{Ed}	$N_{Ed}/N_{pl,rd}$	$N_{Ed}/N_{pl,rd} < 0,15$
ROD 60	664,35	54,80	0,08	OK
ROD 65	779,73	30,00	0,04	OK
ROD 70	904,28	28,70	0,03	OK
ROD 75	1038,23	29,32	0,03	OK
ROD 80	1181,35	36,94	0,03	OK

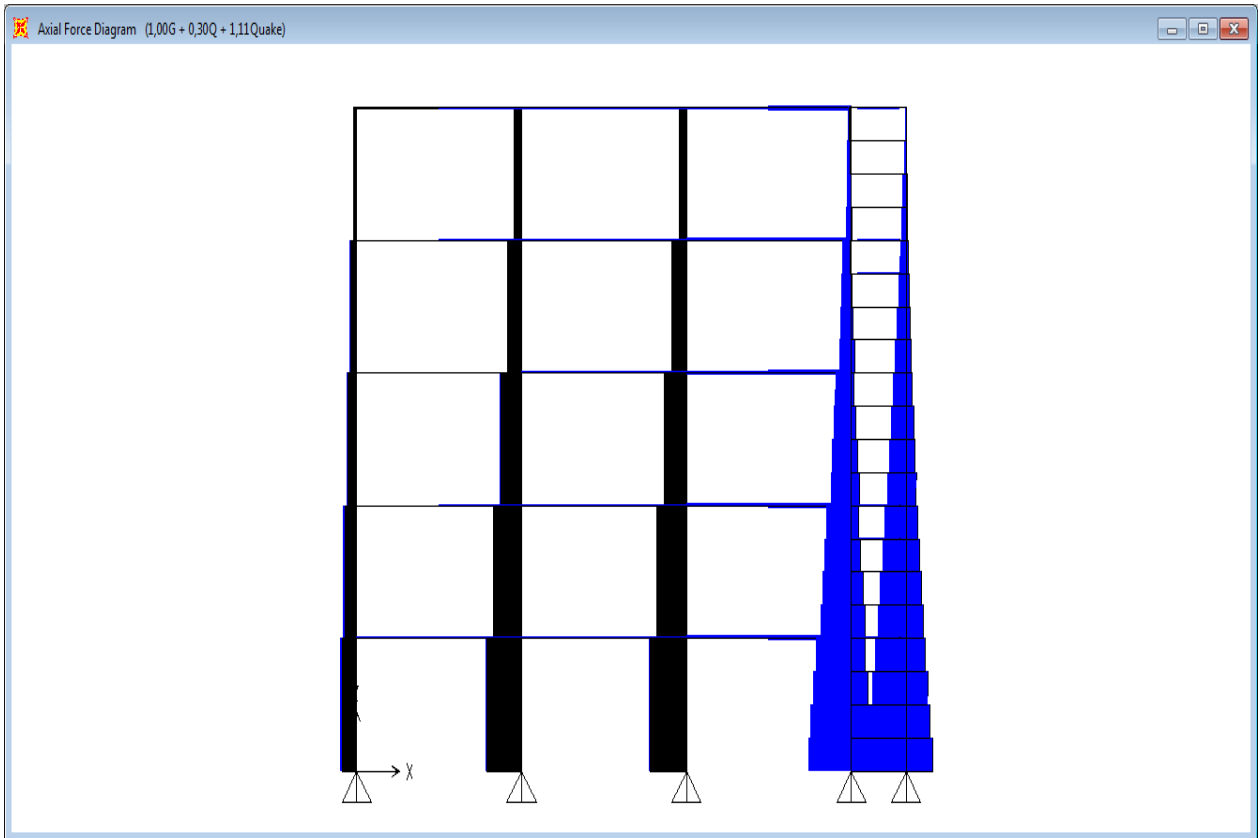
Πίνακας 3.11 Έλεγχος fuseis σε αξονική δύναμη

Sections	$V_{pl,rd}$	V_{ed}	$V_{Ed}/V_{pl,rd}$	$V_{Ed}/V_{pl,Rd} < 1$
ROD 60	325,08	152,94	0,47	OK
ROD 65	381,52	191,05	0,50	OK
ROD 70	442,44	234,20	0,53	OK
ROD 75	507,98	284,57	0,56	OK
ROD 80	577,99	338,65	0,59	OK

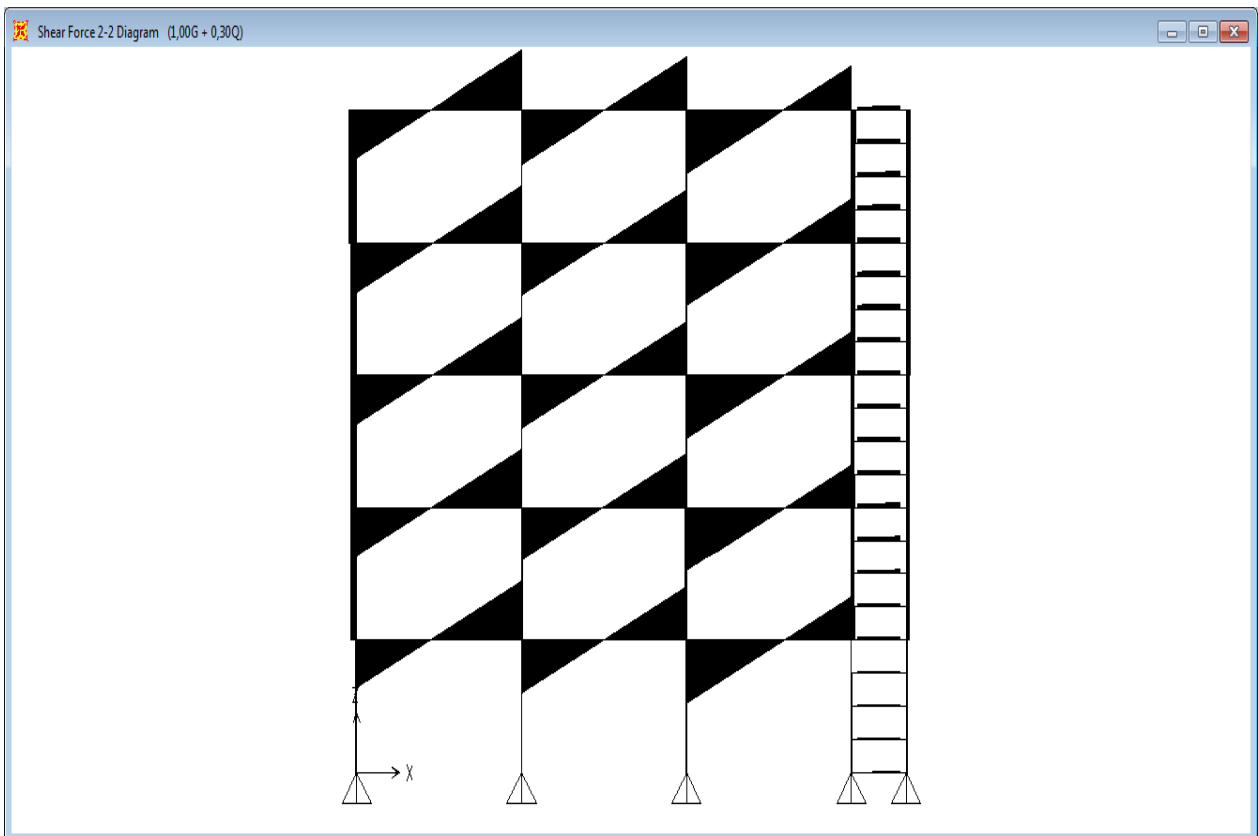
Πίνακας 3.12 Έλεγχος fuseis σε διατμητική δύναμη



Σχήμα 3.17 Διάγραμμα (περιβάλλουσα) ροπών κάμψης



Σχήμα 3.18 Διάγραμμα (περιβάλλουσα) αξονικών δυνάμεων

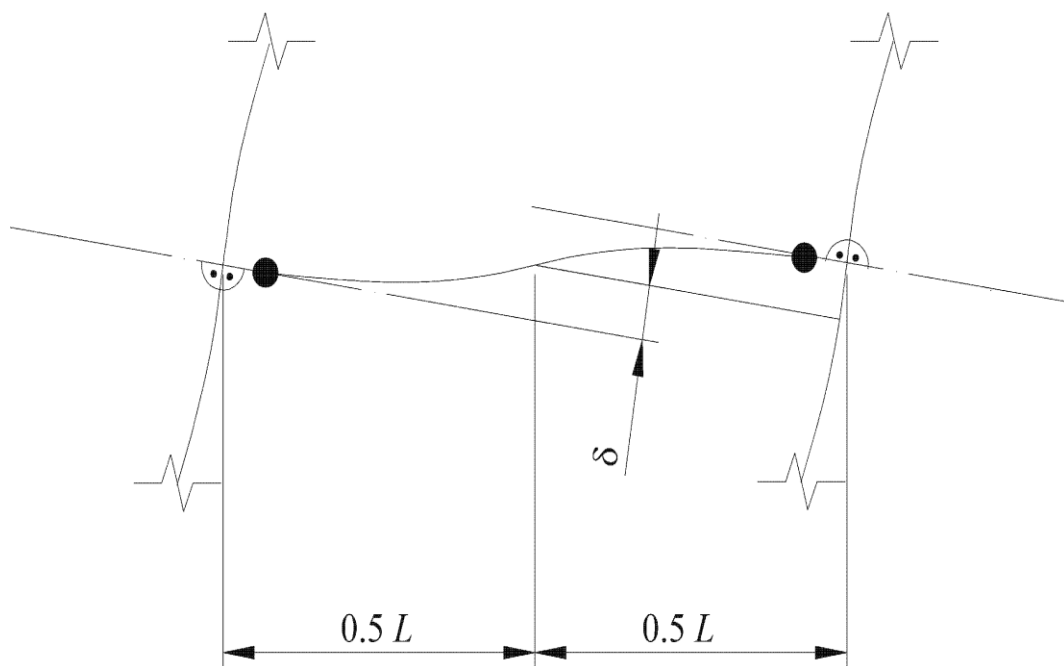


Σχήμα 3.19 Διάγραμμα μη σεισμικών τεμνουσών δυνάμεων

Παρατηρούμε πως ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι που αφορούν τις δοκούς fuseis για όλους τους ορόφους (αφού ικανοποιούνται για όλα τα Rod). Τέλος, ικανοποιείται και ο προαιρετικός έλεγχος του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος σχετίζεται με τη μεταβολή των υπεραντοχών (Ω) σε ολόκληρη την έκταση της κατασκευής, αφού πρέπει $\max\Omega/\min\Omega < 1,25$ και για το πλαίσió μας είναι $\max\Omega = 2,64$ και $\min\Omega = 2,27$, οπότε τελικά είναι $\max\Omega/\min\Omega = 2,64/2,27 = 1,16$.

3.11 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS

Η γωνία στροφής θ_p των fuseis πρέπει να είναι συμβατή με τις συνολικές παραμορφώσεις. Ο σχεδιασμός των συνδέσεων θα πρέπει να είναι τέτοιος ώστε $\theta_p < (drift) L_{beam} / L_{link}$, όπου θ_p είναι η στροφή και ορίζεται ως $\theta_p = \theta / 0,5L_{link}$ με το θ να είναι η καμπτική παραμόρφωση στο μέσον του ανοίγματος και δίνεται από την σχέση $\theta = \delta q$ (προσαύξηση). Φυσικά το δ είναι η μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα, και η προσαύξηση σχετίζεται με την τέμνουσα βάσης και τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης (έχει υπολογισθεί παραπάνω και ισούται με 1,11). Το drift είναι η γωνιακή παραμόρφωση (σχετική παραμόρφωση ορόφων) και ισούται με 0,04, το L_{beam} είναι το μήκος της δοκού συνολικά και ισούται με $2,00 - 0,45 = 1,55\text{m}$ και το L_{link} είναι το μήκος της δοκού fuseis και ισούται με 0,12m.



Σχήμα 3.20 Καμπτική παραμόρφωση της δοκού για τον υπολογισμό του θ_p

Για τη δυσμενέστερη περίπτωση έχουμε : $\theta_p = \frac{\delta q(\text{προσαύξηση})}{0,5L_{link}} = \frac{0,0013*5*1,11}{0,5*0,12} = 0,12$

και $(drift)L_{beam} / L_{link} = 0,04*1,55 / 0,12 = 0,52$ οπότε προφανώς ο έλεγχος ικανοποιείται.

Παρακάτω παρουσιάζεται ο πίνακας με τους ελέγχους για όλους τους ορόφους.

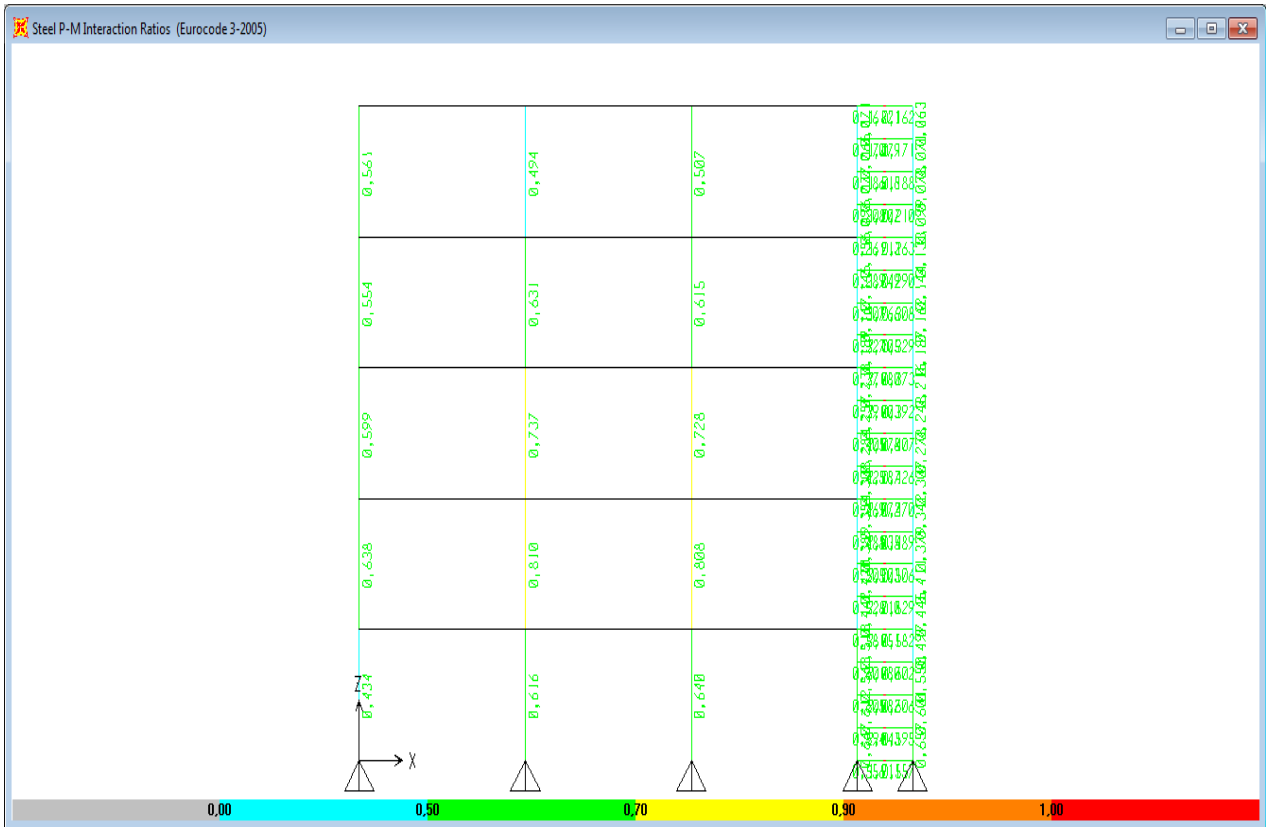
Sections	$\theta_p = \delta * q * (\text{Seis. Load mult.}) / 0,5L$	$\delta_{vert}(\text{mm})$	drift	drift* Lbeam/Llink	Check $\theta_p < \text{drift} * L_{beam} / L_{link}$
ROD 60	0,1207	1,30	0,04	0,517	OK
ROD 65	0,1115	1,20	0,04	0,517	OK
ROD 70	0,1022	1,10	0,04	0,517	OK
ROD 75	0,0836	0,90	0,04	0,517	OK
ROD 80	0,0464	0,50	0,04	0,517	OK

Πίνακας 3.13 Έλεγχος γωνίας στροφής δοκών fuseis

3.12 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΚΑΙ ΔΟΚΟΙ ΥΠΟΔΟΧΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

Όπως έχουμε αναφέρει, τα πλάστιμα μέλη της κατασκευής είναι οι δοκοί fuseis. Για να εξασφαλίσουμε πως θα αστοχήσουν πρώτα τα στοιχεία αυτά και όχι τα υποστυλώματα ή οι δοκοί υποδοχής του συστήματος, τα τελευταία ελέγχονται με βάση το σεισμικό συνδυασμό του ικανοτικού σχεδιασμού. Με βάση, λοιπόν, τον ικανοτικό σχεδιασμό ο έλεγχος γίνεται για τα δρώντα εντατικά μεγέθη N_{Ed} , V_{Ed} και M_{Ed} τα οποία προκύπτουν από την σχέση $A_{Ed} = A_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega A_{Ed,E}$, όπου $A_{Ed,G}$ είναι το εκάστοτε εντατικό μέγεθος που οφείλεται στις μη σεισμικές δράσεις του σεισμικού συνδυασμού, $A_{Ed,E}$ είναι το εντατικό μέγεθος που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού, γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής που ισούται με 1,25 και Ω είναι το $\min\Omega$ όπως αυτό προσδιορίστηκε στην παράγραφο 3.10. Τελικά, ο σεισμικός συνδυασμός του ικανοτικού σχεδιασμού είναι ο $1,00G + 0,30\text{Live roof} + 0,24\text{Live storey} + 3,48\text{Quake}$, αφού $1,1*1,11*1,25*2,27 = 3,48$, όπου 1,11 είναι ο συντελεστής λόγω φαινομένων 2^{ης} τάξης και 2,27 είναι το $\min\Omega$. Ο συνδυασμός αυτός έχει εισαχθεί στο SAP ως Capacity design.

Παρακάτω παρουσιάζουμε μία εικόνα με τους συντελεστές εκμετάλλευσης των υποστυλωμάτων (και του συστήματος και του κτιρίου) και των δοκών υποδοχής, όπως αυτοί προέκυψαν με βάση τον Ευρωκώδικα 3. Για τα υποστυλώματα του συστήματος ελήφθη συντελεστής μήκους λυγισμού 0,5. Επίσης, παρουσιάζεται η εικόνα με τους συντελεστές σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 3 – 2005.



Σχήμα 3.21 Συντελεστές εκμετάλλευσης για ικανοτικό σχεδιασμό

The dialog box displays the following design preferences:

Item	Value
1 Design Code	Eurocode 3-2005
2 Country	CEN Default
3 Combinations Equation	Eq. 6.10
4 Reliability Class	Class 2
5 Interaction Factors Method	Method 2 (Annex B)
6 Multi-Response Case Design	Envelopes
7 Framing Type	DCH-MRF
8 Behavior Factor, q	5.
9 System Overstrength Factor, Omega	1.
10 GammaM0	1.
11 GammaM1	1.
12 GammaM2	1.25
13 Ignore Seismic Code?	No
14 Ignore Special Seismic Load?	No
15 Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
16 Consider Deflection?	No
17 DL Limit, L /	120.
18 Super DL+LL Limit, L /	120.
19 Live Load Limit, L /	360.
20 Total Limit, L /	240.
21 Total-Camber Limit, L /	240.
22 Pattern Live Load Factor	0.75
23 Demand/Capacity Ratio Limit	1.

Explanation of Color Coding for Values:

- Blue:** Default Value
- Black:** Not a Default Value
- Red:** Value that has changed during the current session

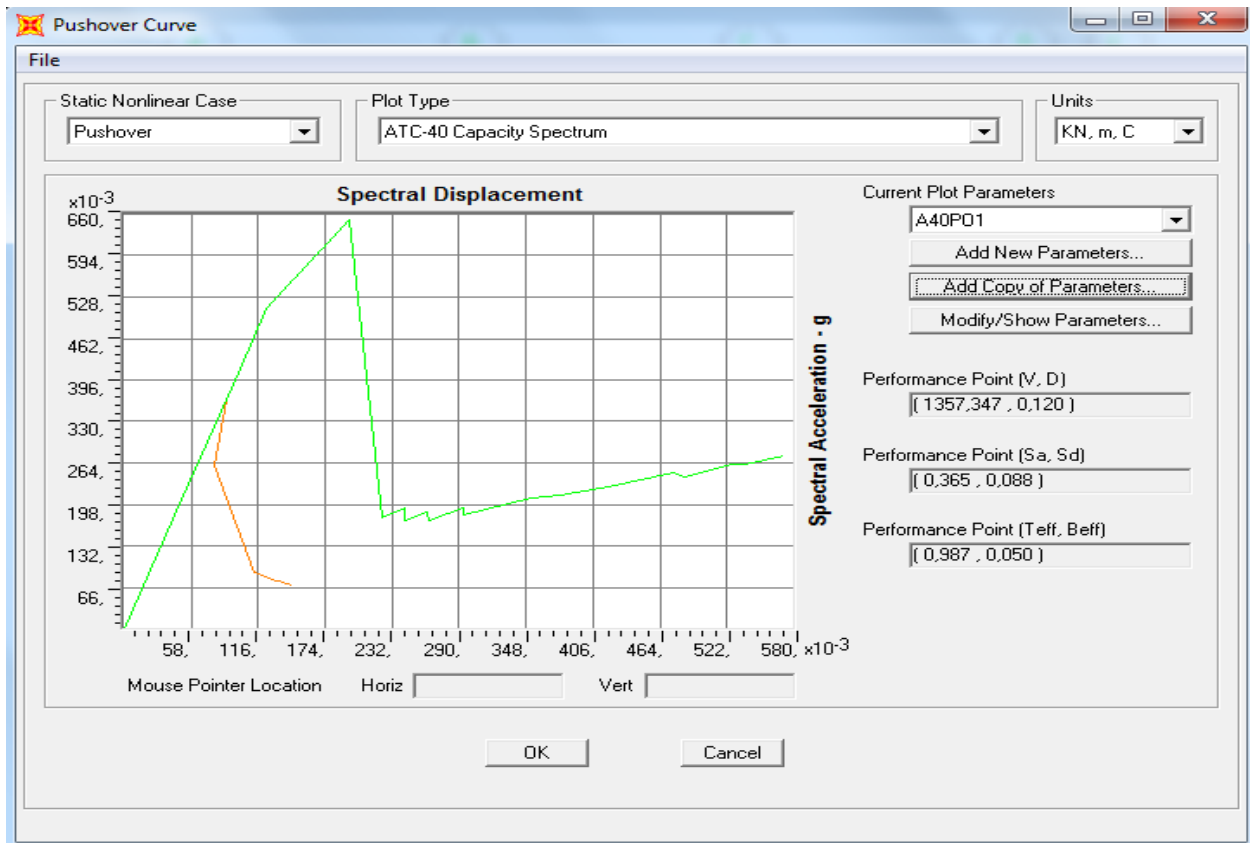
Σχήμα 3.22 Συντελεστές σχεδιασμού Ευρωκώδικα 3 – 2005

Από το σχήμα 3.21 προκύπτει ότι ο μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης για τα υποστυλώματα του συστήματος είναι 0,667 ενώ ο αντίστοιχος για τις δοκούς υποδοχής είναι 0,606, οπότε προφανώς ο έλεγχος για τον ικανοτικό σχεδιασμό ικανοποιείται. Τέλος, παρατηρούμε ότι ο μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης για τα υποστυλώματα του κτιρίου είναι 0,810, δηλαδή μικρότερος από 0,847 που ήταν για τον βασικό στατικό συνδυασμό, γεγονός που αποδεικνύει ότι οι σεισμικές δυνάμεις παραλαμβάνονται από το σύστημα fuseis και όχι από τα υπόλοιπα μέλη του κτιρίου, τα οποία καταπονούνται κυρίως από τα κατακόρυφα φορτία.

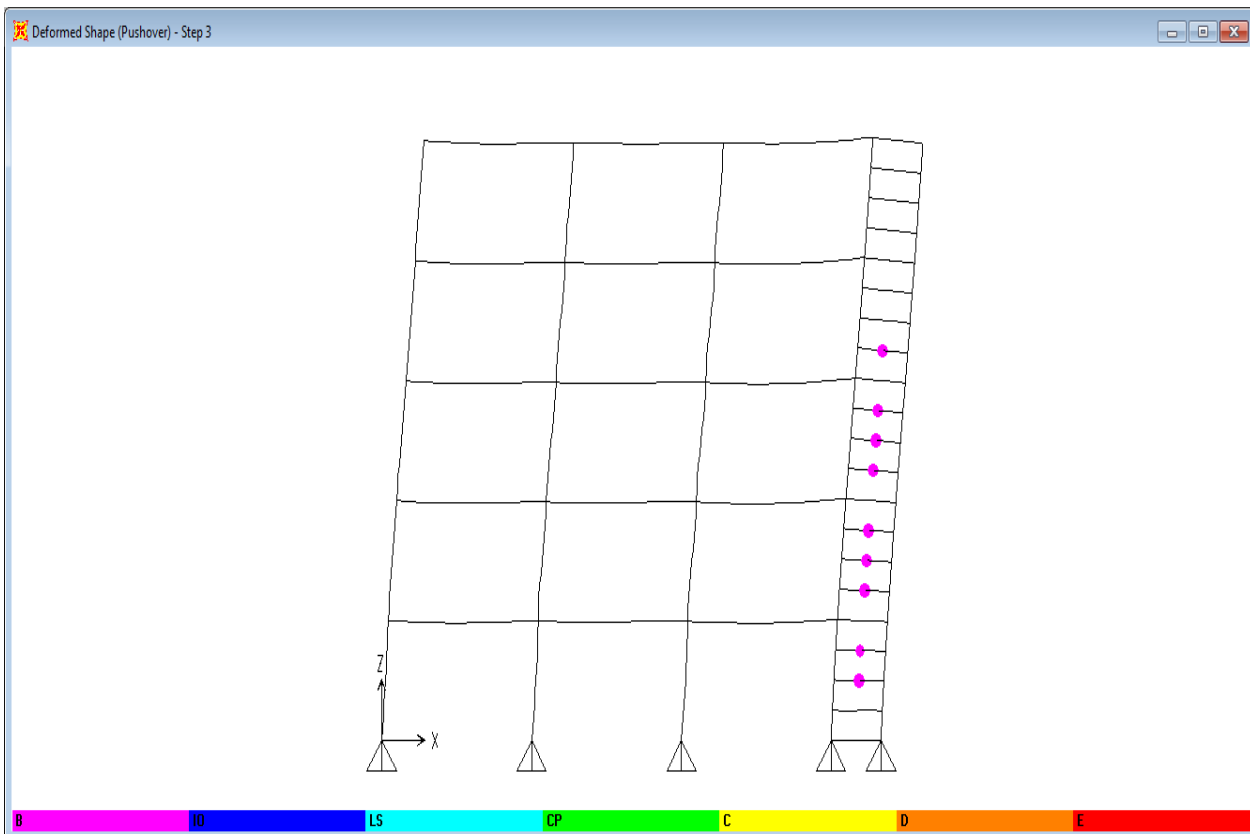
3.13 ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER ΤΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Τα θεωρητικά στοιχεία τα οποία σχετίζονται με την στατική μη γραμμική ανάλυση pushover, καθώς και οι αιτιολογήσεις για τις τιμές των παραμέτρων που έχουμε θεωρήσει, θα δοθούν στις αντίστοιχες ενότητες του επόμενου κεφαλαίου. Στις ίδιες ενότητες θα παρουσιαστούν και οι εικόνες με την εισαγωγή των δεδομένων στο SAP. Στην παρούσα παράγραφο θα δοθούν απλώς οι τιμές των παραμέτρων αυτών και στη συνέχεια θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

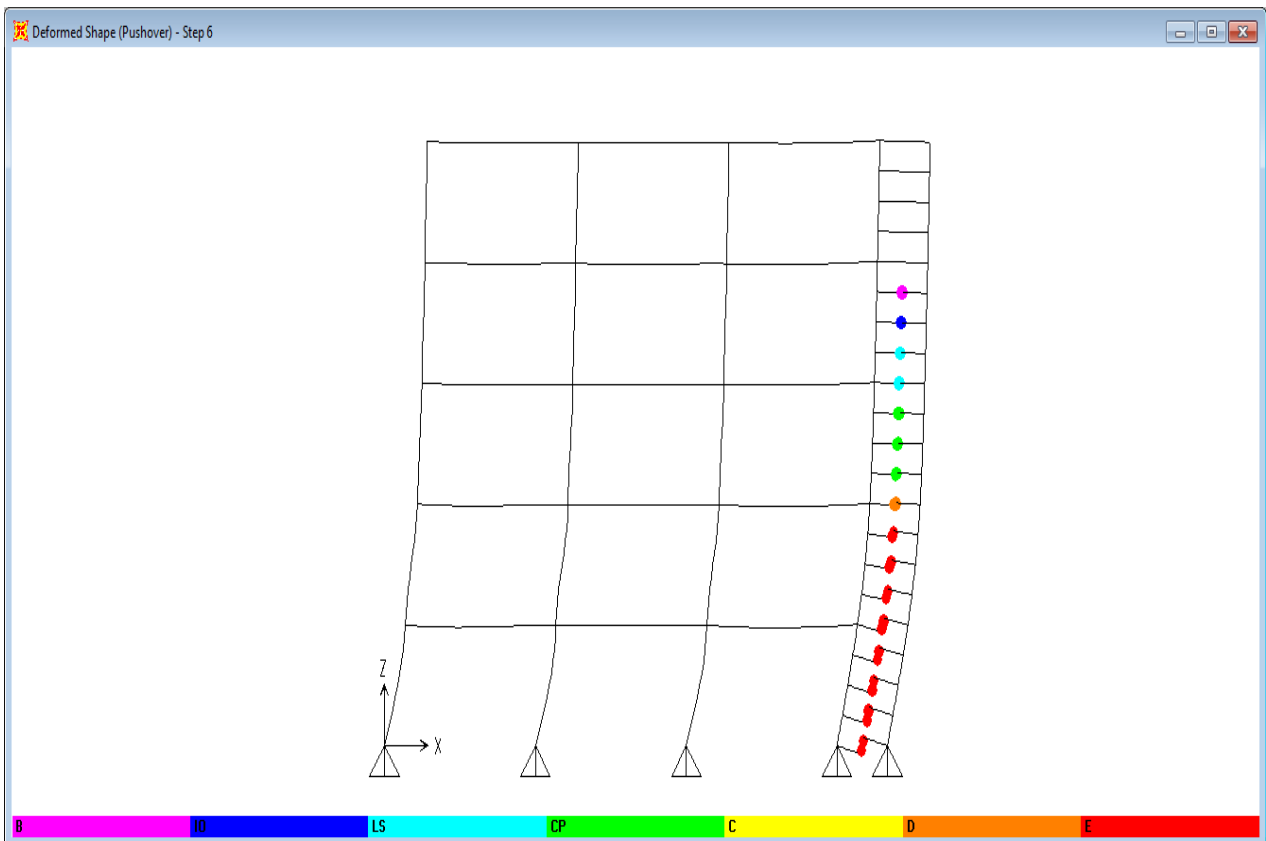
Με βάση όσα έχουν παρουσιαστεί μέχρι τώρα, γίνεται αντιληπτό πως οι σεισμικές δυνάμεις παραλαμβάνονται επί της ουσίας από τις δοκούς fuseis, οπότε επιλέγεται να τοποθετηθούν πλαστικές αρθρώσεις μόνο στα στοιχεία αυτά. Οι πλαστικές αυτές αρθρώσεις είναι τύπου M3 με ροπές διαρροής τις $M_{pl,Rd}$ του πίνακα 3.10, ενώ οι λοιπές τους παράμετροι θα δοθούν στο επόμενο κεφάλαιο. Επιλέγουμε ως σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων το 10% και το 90% του μήκους των fuseis (άρα τα 0,012m και 0,108m αφού $L = 0,12m$), ώστε να βεβαιωθούμε ότι η πλαστικοποίηση θα πραγματοποιηθεί στα στοιχεία αυτά και όχι στις δοκούς υποδοχής. Στην παρούσα παράγραφο χρησιμοποιούμε μόνο μία καθ' ύψος κατανομή, αυτήν που αντιστοιχεί στην 1^η ιδιομορφή του πλαισίου (δηλαδή παραλείπεται προς το παρόν η ομοιόμορφη καθ' ύψος κατανομή). Ως μετατόπιση ελέγχου επιλέγεται το 4% του ύψους του πλαισίου (αυτόματα από το πρόγραμμα ως σχετική μετακίνηση αστοχίας, χωρίς βλάβη της γενικότητας, αφού θα μπορούσαμε να επιλέξουμε οποιαδήποτε μετακίνηση επιθυμούμε), δηλαδή τα 0,68m. Επειδή ο σεισμός σχεδιασμού είναι 0,24g, οι σεισμικές παράμετροι C_a και C_v του ATC-40 είναι $C_a = 0,288$ και $C_v = 0,36$.



Σχήμα 3.23 Καμπύλη φασματικής ικανότητας

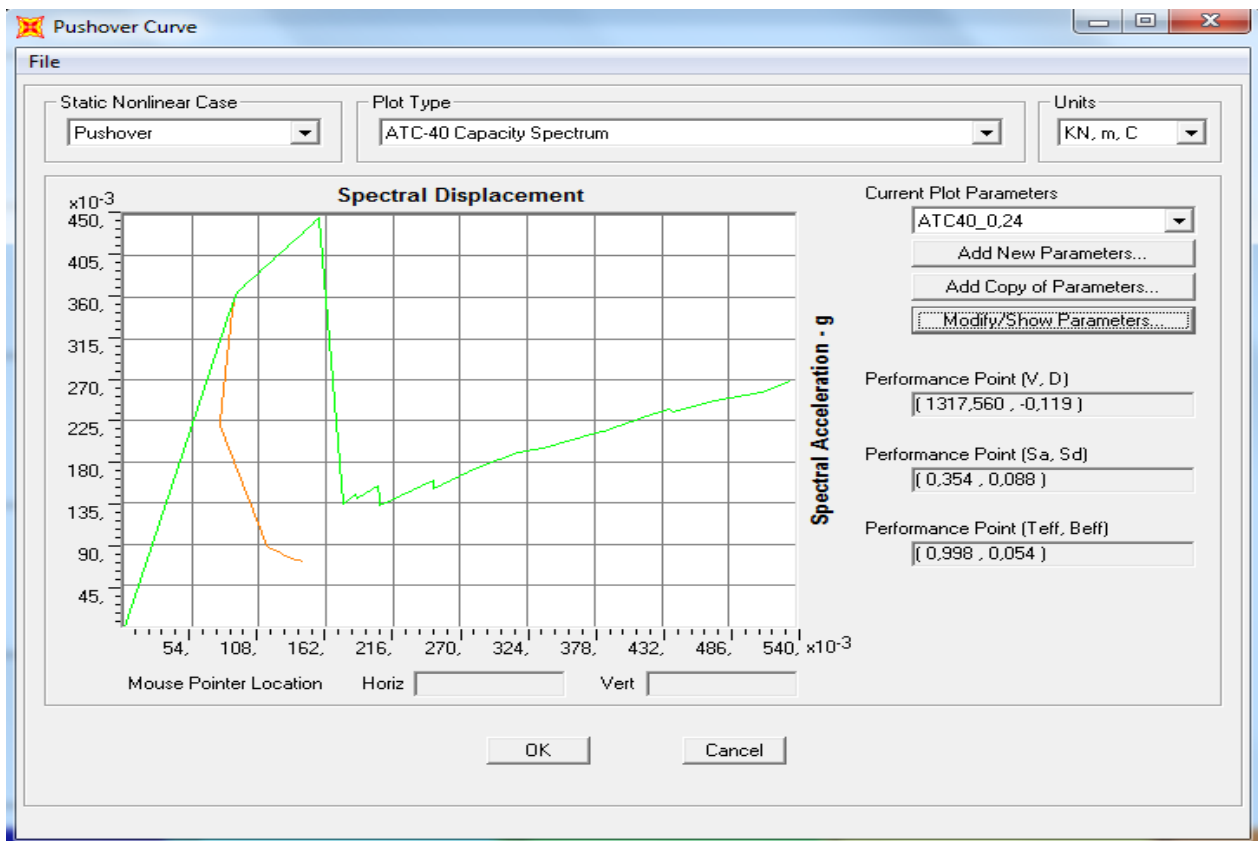


Σχήμα 3.24 Παραμορφωμένος φορέας στον σχηματισμό της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης

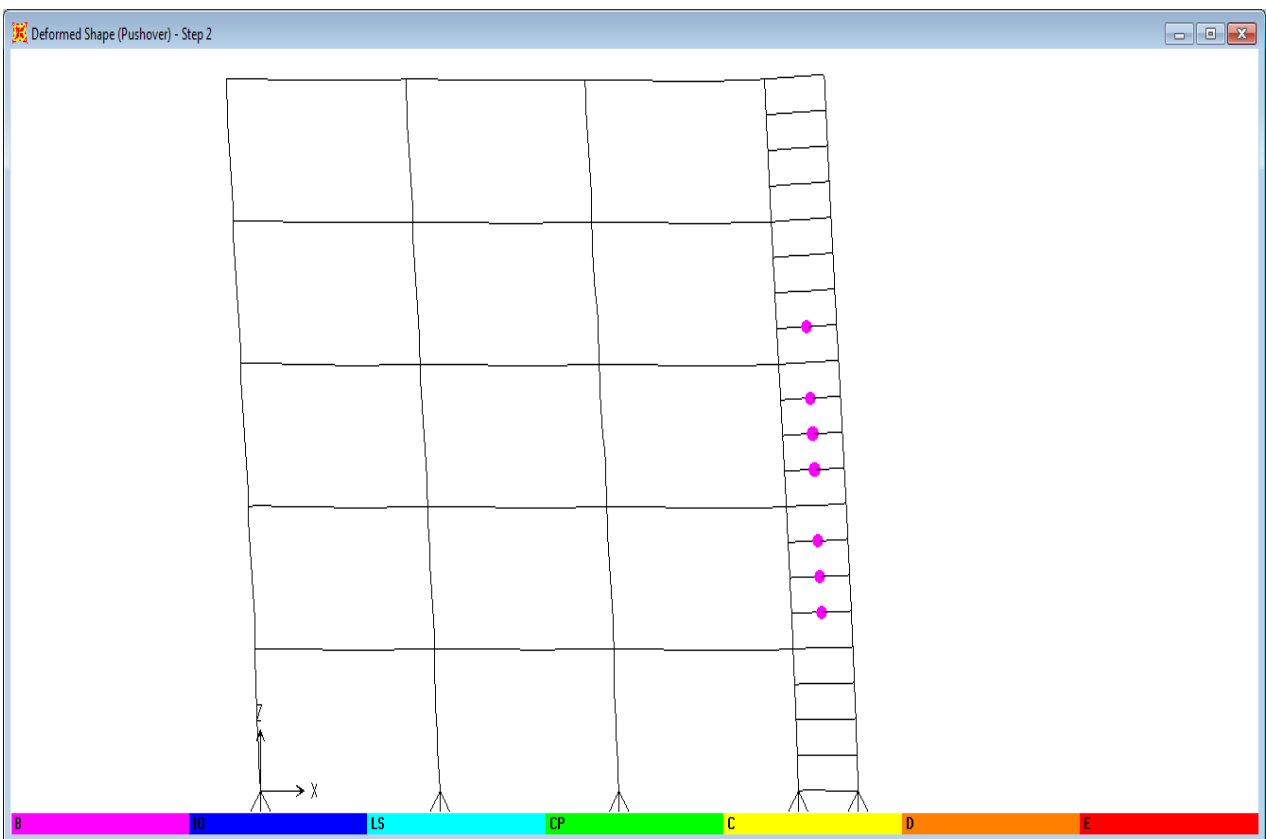


Σχήμα 3.25 Παραμορφωμένος φορέας για drift 4% στο ισόγειο

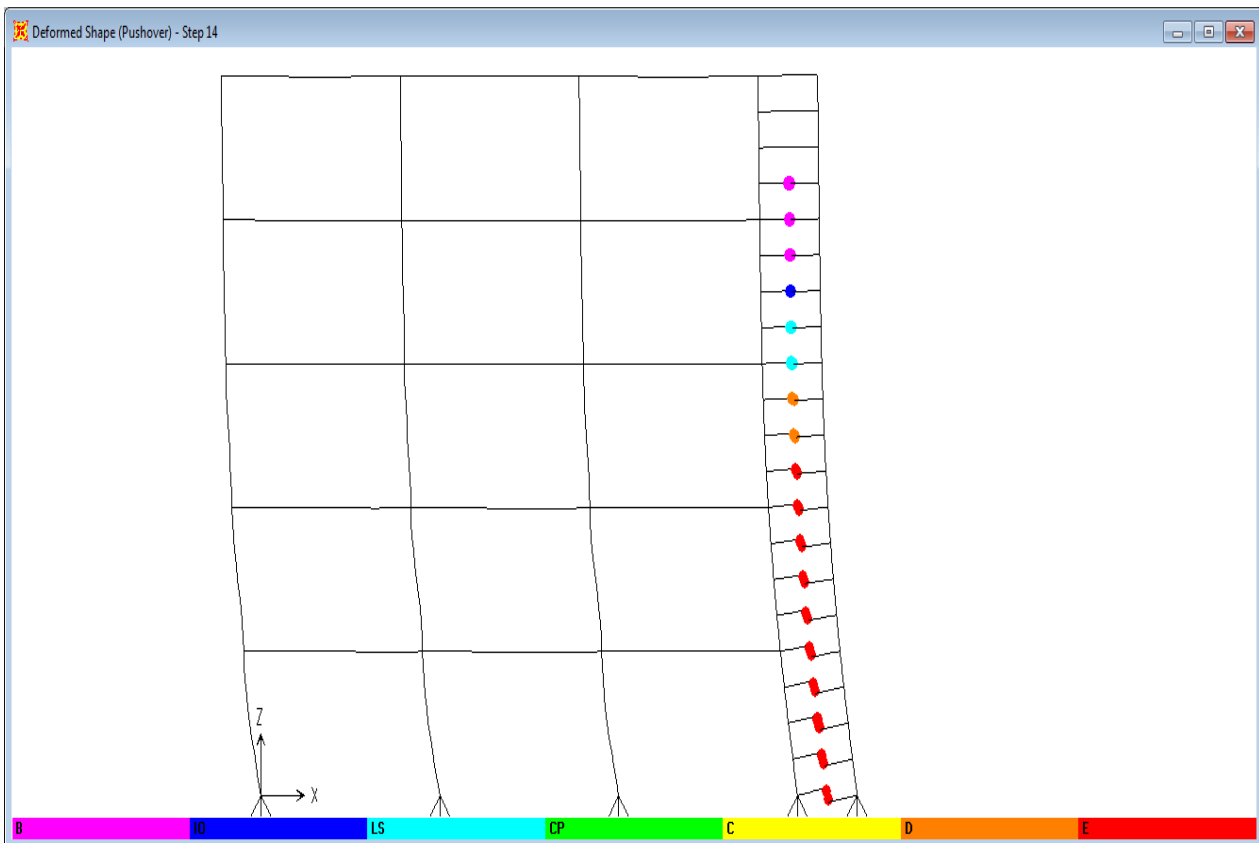
Στο κεφάλαιο 3.7 είχαμε υπολογίσει τη μετακίνηση οροφής ίση με $5 \cdot 2,4 = 12\text{cm}$ και παρατηρούμε πως η αντίστοιχη μετακίνηση του σημείου επιτελεστικότητας είναι ακριβώς η ίδια. Από τους πίνακες του SAP2000 προκύπτει πως η μετακίνηση οροφής για το σημείο διαρροής είναι $\delta_y = 0,1677\text{m}$. Επίσης, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.23 η μετακίνηση οροφής του σημείου επιτελεστικότητας είναι $\delta_{\text{per}} = 0,120\text{m}$. Έτσι, είναι προφανές πως το πλαίσιο παραμένει στην ελαστική περιοχή για το σεισμό σχεδιασμού, αφού είναι $q_{\text{per}} = \delta_{\text{per}}/\delta_y = 0,120/0,1677 = 0,716 < 1$. Όσον αφορά την κατάρρευση, αυτή θεωρούμε ότι λαμβάνει χώρα όταν η σχετική μετακίνηση δύο οποιονδήποτε ορόφων (drift) φτάσει το 4%, δηλαδή τα $0,04 \cdot 3,4 = 0,136\text{m}$ αφού το ύψος των ορόφων είναι $3,40\text{m}$. Αυτό πραγματοποιείται στο βήμα 6 (σχήμα 3.25) όπου στο ισόγειο η μετακίνηση είναι $0,13621\text{m}$ και η μετακίνηση οροφής είναι $0,2838\text{m}$. Έτσι τελικά ο συντελεστής συμπεριφοράς του πλαισίου είναι $q = 0,2838/0,1677 = 1,69$, δηλαδή αρκετά μικρότερος από αυτόν που είχαμε υποθέσει αρχικά. Επειδή όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα της στατικής μη γραμμικής ανάλυσης ο φορέας είναι υπερδιαστασιοποιημένος εκτελούμε νέα ανάλυση pushover χρησιμοποιώντας μικρότερες δοκούς fuseis (Rod 70 στο ισόγειο με σταδιακή μείωση ως Rod 50 στον 5^ο όροφο) με τα παρακάτω αποτελέσματα:



Σχήμα 3.26 Καμπύλη φασματικής ικανότητας



Σχήμα 3.27 Παραμορφωμένος φορέας στον σχηματισμό της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης



Σχήμα 3.28 Παραμορφωμένος φορέας για drift 4% στο ισόγειο

Η μετακίνηση οροφής για το σημείο επιτελεστικότητας είναι 0,119m, δηλαδή παραμένει πρακτικώς αμετάβλητη. Από τους πίνακες του SAP2000 προκύπτει πως η μετακίνηση οροφής για το σημείο διαρροής είναι $\delta_y = 0,113m$. Έτσι, προφανώς το πλαίσιο μπαίνει, έστω και οριακά, στην πλαστική περιοχή, αφού είναι $\alpha_{per} = \delta_{per}/\delta_y = 0,119/0,113 = 1,05 > 1$. Επιπλέον, το απαιτούμενο drift (4%) το έχουμε στο βήμα 14 με μετακίνηση ισογείου 0,143m (drift 4,2%) και μετακίνηση οροφής 0,331m. Έτσι, τελικά ο συντελεστής συμπεριφοράς του πλαισίου είναι $q = 0,331/0,113 = 2,93$, δηλαδή αρκετά μικρότερος από αυτόν που είχαμε αρχικά υποθέσει. Διευκρινίζουμε πως για τη διατομή Rod 55 είναι $M_{pl,Rd} = 6,45KNm$ και για τη Rod 50 είναι $M_{pl,Rd} = 4,85KNm$.

4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ (ΚΤΙΡΙΟ)

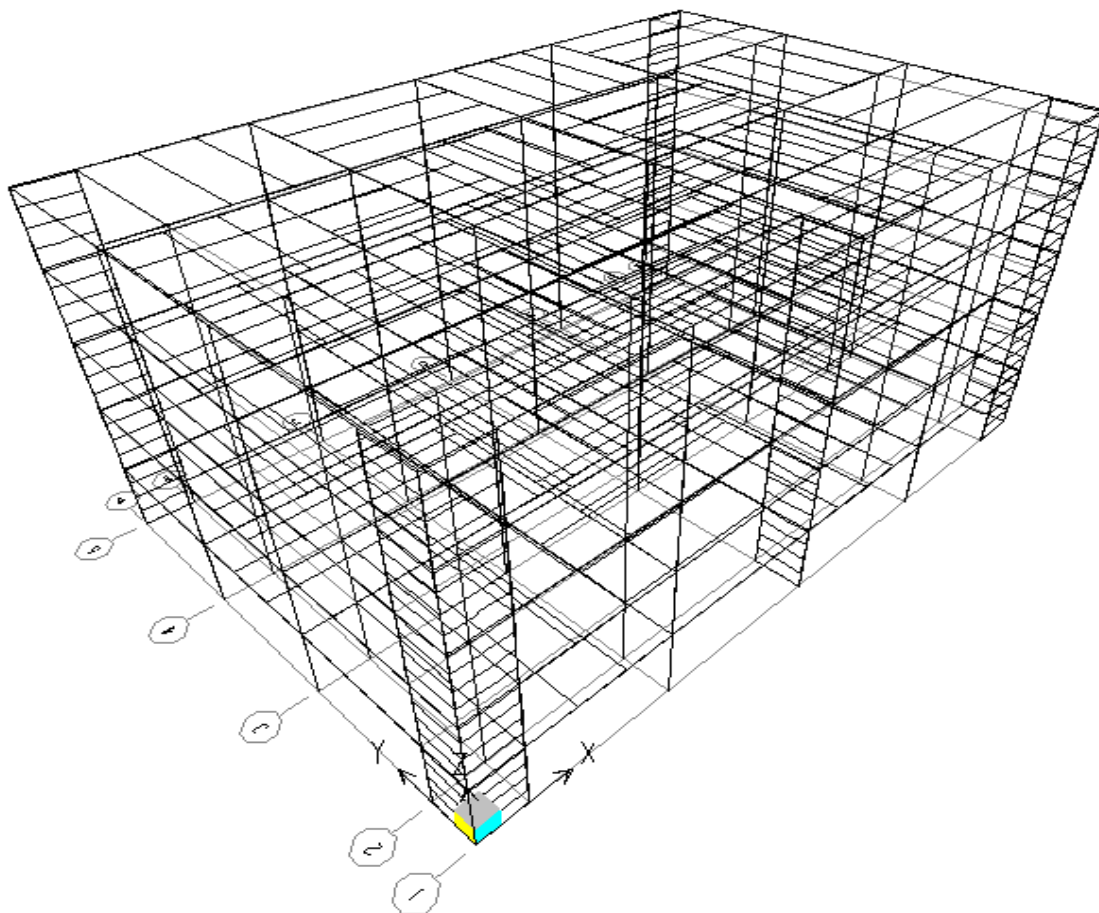
4.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ, ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΜΕΛΩΝ

Το παρόν κτίριο αποτελεί επέκταση του πλαισίου που αναλύθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Συγκεκριμένα στη διεύθυνση yz έχει τοποθετηθεί (σχεδόν) αυτούσιο το παραπάνω πλαίσιο στις τομές A, D και G (δηλαδή στις δύο ακραίες και στη μεσαία), ενώ στις υπόλοιπες τομές υπάρχει η ίδια γεωμετρία χωρίς το σύστημα. Στη διεύθυνση xz τοποθετούνται συστήματα fuseis και στα δύο άκρα στις τομές 1 και 5 (ακραίες), ενώ οι υπόλοιπες τομές έχουν την ίδια γεωμετρία χωρίς τα συστήματα. Οι αποστάσεις των υποστυλωμάτων του συστήματος είναι και σε αυτήν τη διεύθυνση 2m, ενώ για τα υποστυλώματα του κτιρίου οι αποστάσεις από αριστερά προς τα δεξιά είναι 6m, 7m, 7m, 6m. Στη διεύθυνση αυτή διατηρούμε σταθερή τη διατομή των δοκών fuseis (Rod 70) σε όλους τους ορόφους και μεταβάλλουμε το μήκος τους, έτσι ώστε να μη μεταβάλλεται η αντίστοιχη δυσκαμψία που υπάρχει στην άλλη διεύθυνση. Στην εισαγωγή των δεδομένων στο SAP έχουμε εισάγει οριακά μεγαλύτερο μήκος στους πάνω ορόφους (μικρότερη δυσκαμψία) και οριακά μικρότερο στους κάτω (μεγαλύτερη δυσκαμψία), όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα. Φυσικά το μήκος των δοκών υποδοχής υπολογίζεται από την σχέση $(2-L)/2$ σε m.

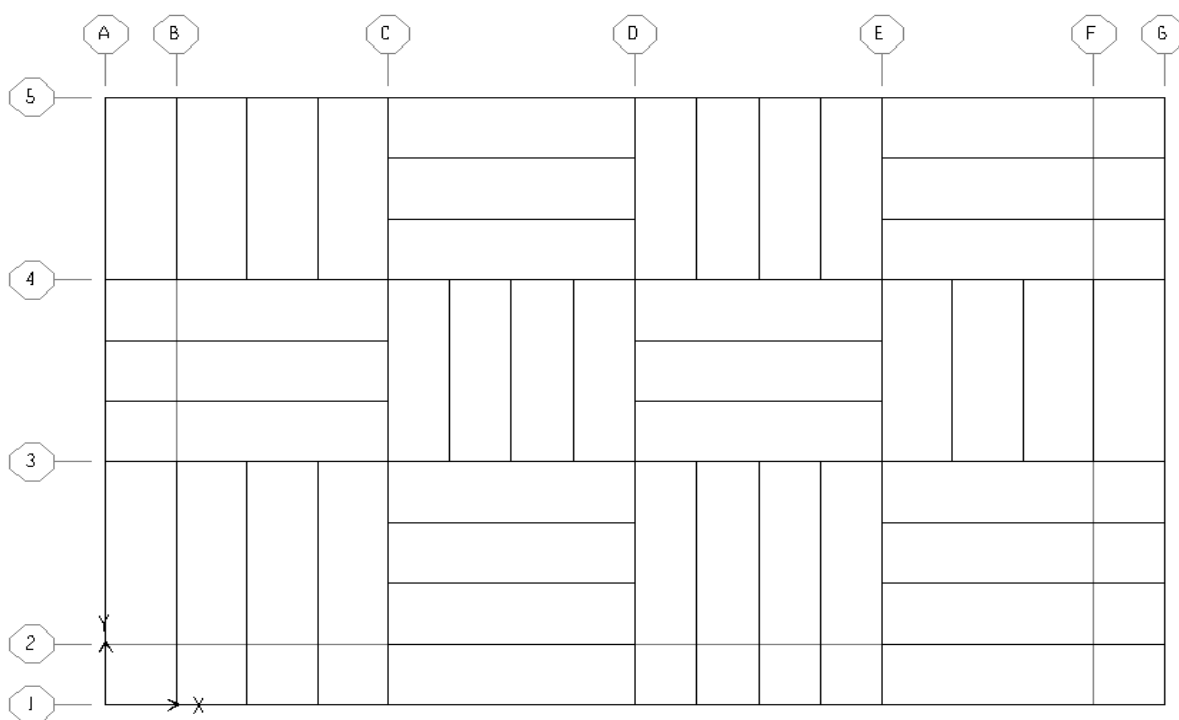
Profil	Lfuseis (cm)	fy	Wel	My,d (kN.m)	2*My,d/LRBS	Lexcel	Lsap	Lδοκών υποδ
ROD 60	12	23,50	20,93	4,92	81,98	0,191	0,198	0,901
ROD 65	12	23,50	26,61	6,25	104,22	0,15	0,152	0,924
ROD 70	12	23,50	33,24	7,81	130,19	0,12	0,12	0,94
ROD 75	12	23,50	40,89	9,61	160,15	0,098	0,096	0,952
ROD 80	12	23,50	49,62	11,66	194,35	0,08	0,078	0,961

Πίνακας 4.1 Μήκη δοκών fuseis και δοκών υποδοχής

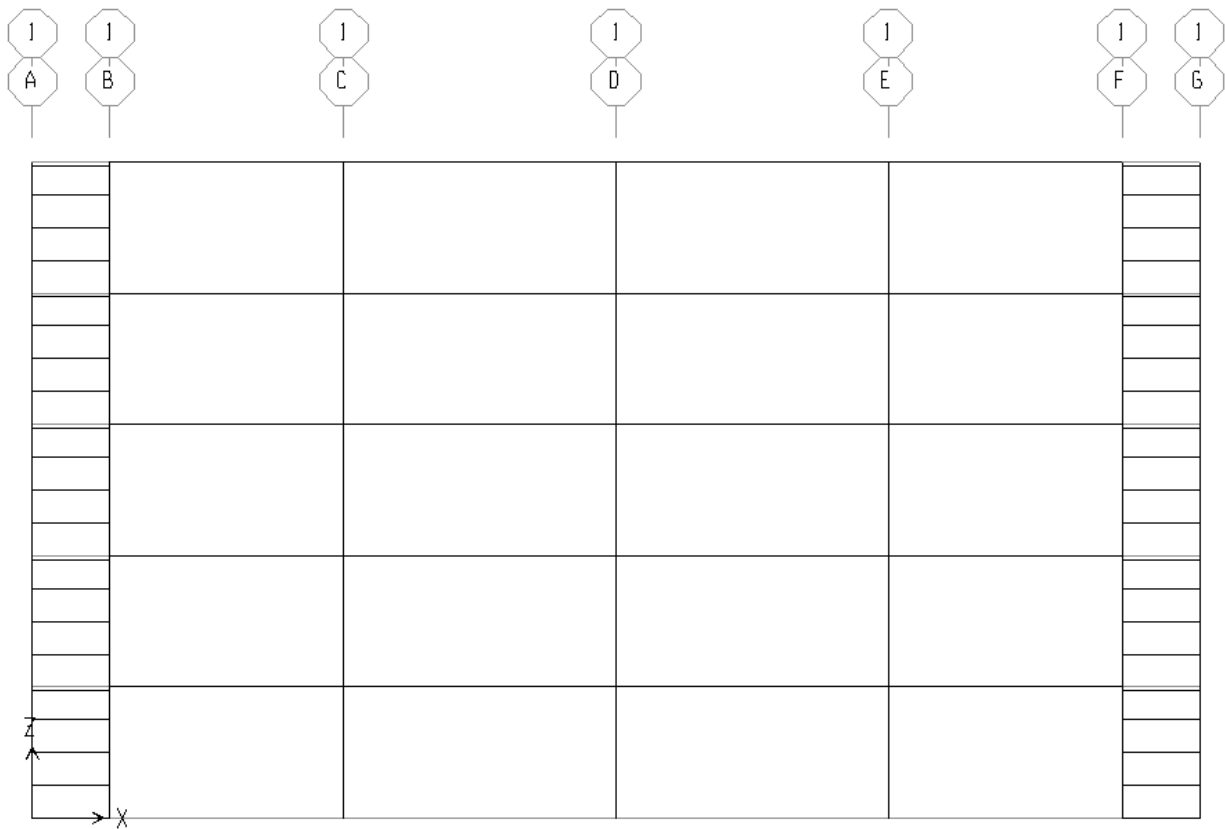
Είναι προφανές ότι η κάτοψη του κτιρίου έχει διαστάσεις 30x20m. Οι ενδιάμεσες δοκοί είναι διατομής HEA140 (λειτουργούν ως σύμμικτες) και είναι αμφιέρειστες. Όπως φαίνεται στις τομές που παρουσιάζονται παρακάτω, οι ανώτερες δοκοί fuseis σε κάθε όροφο βρίσκονται οριακά χαμηλότερα (10cm) από τις δοκούς του κτιρίου ώστε να μην παραλαμβάνουν στατικά φορτία. Τέλος, σε όλες τις στάθμες των ορόφων έχουν τοποθετηθεί διαφράγματα.



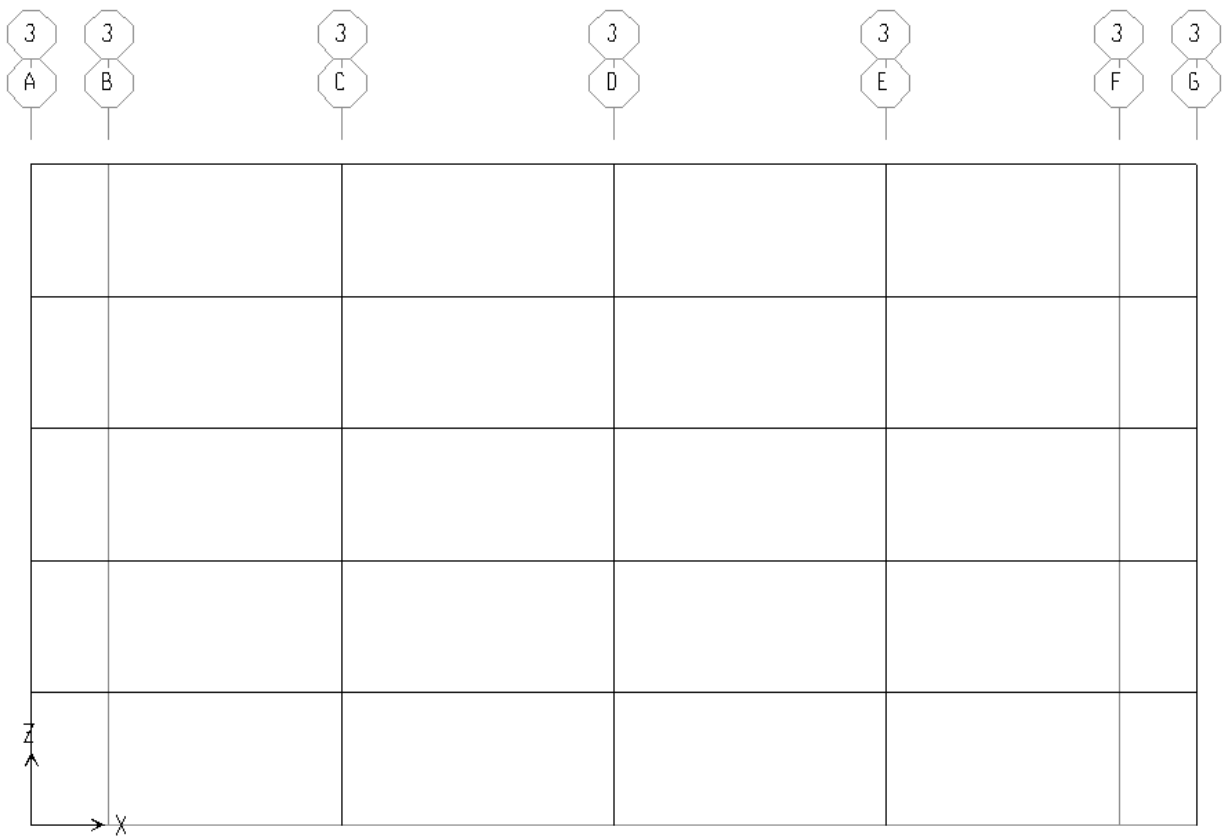
Σχήμα 4.1 Τρισδιάστατη απεικόνιση φέροντος οργανισμού



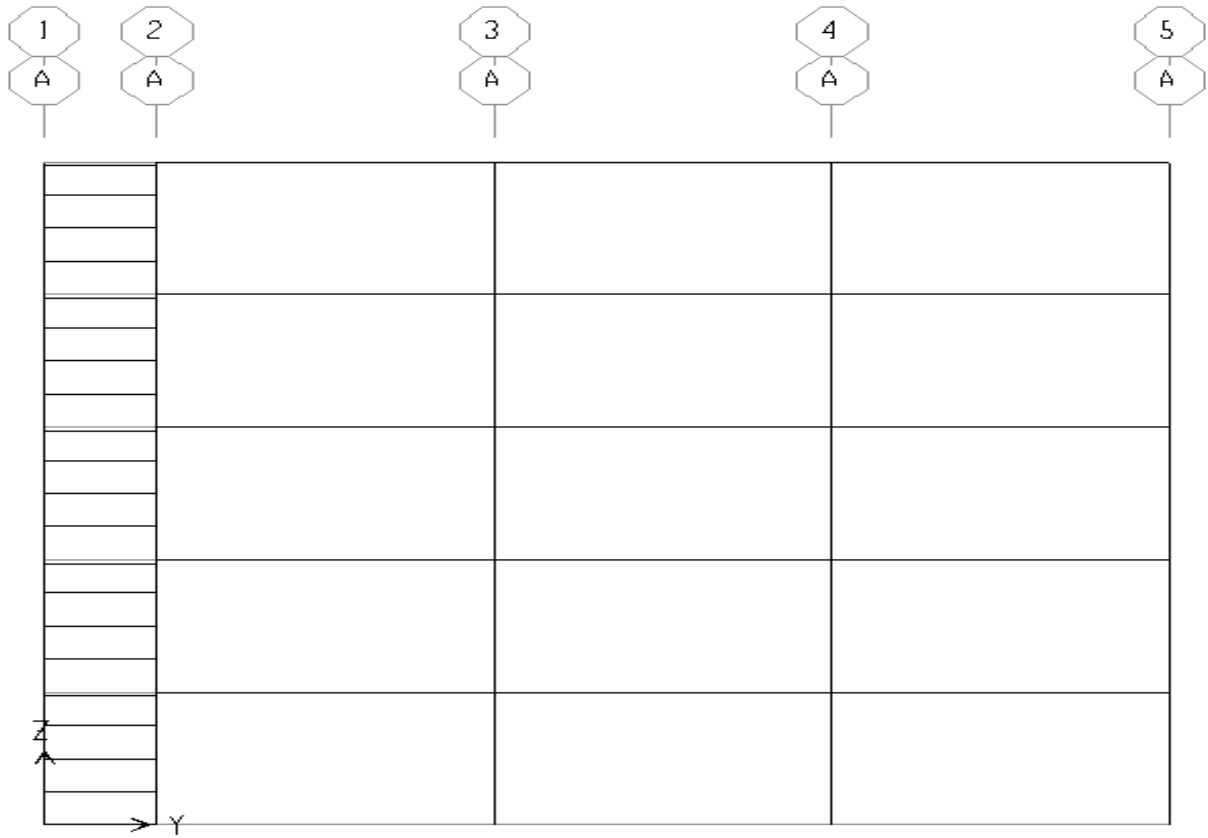
Σχήμα 4.2 Τυπική κάτοψη κτιρίου



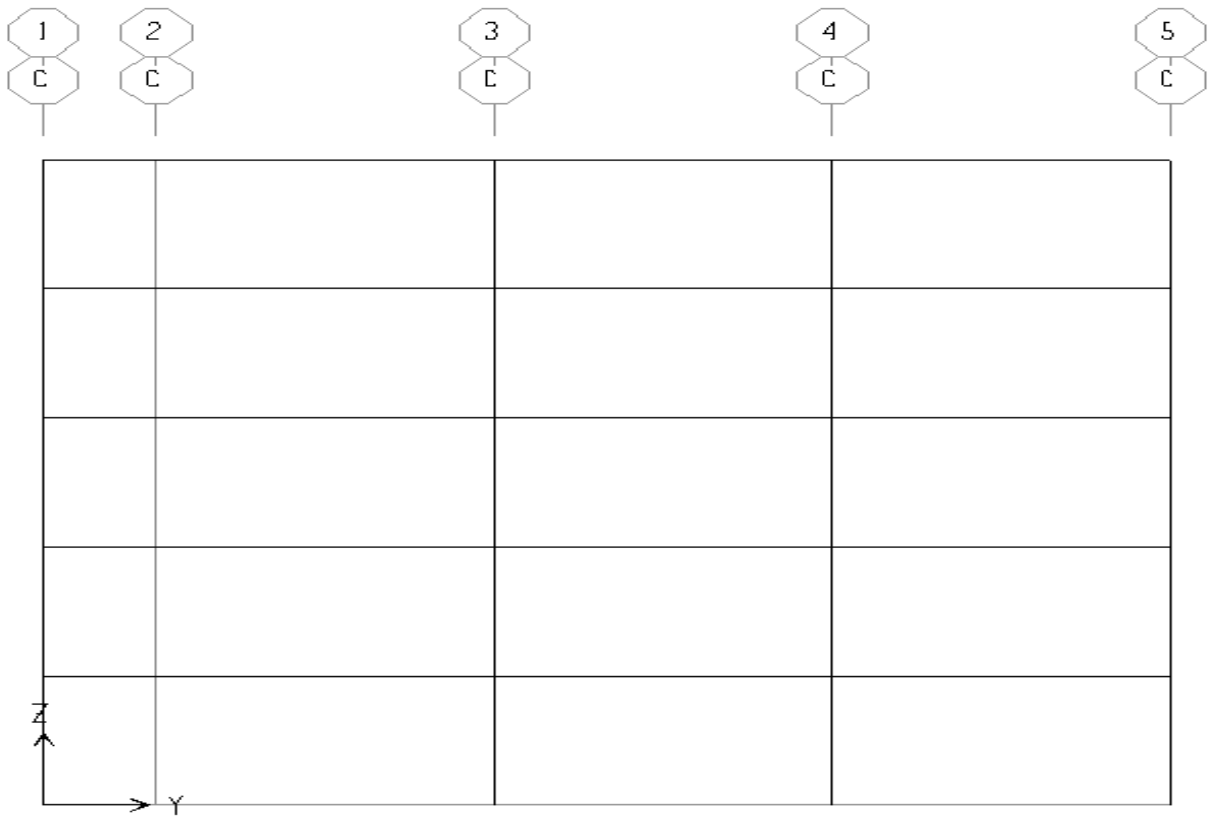
Σχήμα 4.3 Όψη κτιρίου στη διεύθυνση xz με συστήματα



Σχήμα 4.4 Τομή κτιρίου στη διεύθυνση xz χωρίς συστήματα



Σχήμα 4.5 Όψη κτιρίου στη διεύθυνση yz με σύστημα



Σχήμα 4.6 Τομή κτιρίου στη διεύθυνση yz χωρίς σύστημα

Οι διατομές των στοιχείων του φέροντος οργανισμού είναι οι εξής:

- **Υποστυλώματα κτιρίου:** Στο ισόγειο αυξήσαμε τη διατομή σε 250x250x20 (S355), αφού οι αρχικές διατομές 200x200x15 (S355), οι οποίες και διατηρήθηκαν σε όλους τους άλλους ορόφους, αστοχούσαν (σε διάτμηση). Η αποκατάσταση της συνέχειας θεωρείται ότι επιτυγχάνεται με κοχλίες και στην παρούσα εργασία δεν θα ασχοληθούμε περαιτέρω με τι θέμα αυτό.
- **Δοκοί κτιρίου:** Για τις δοκούς των πλαισίων διατηρήθηκε η σύμμικτη HEA260 με $b_{eff} = 1,66m$, όπως συντηρητικά προκύπτει από την κάτοψη (το b_{eff} επηρεάζει τη δυσκαμψία της διατομής και άρα τα βέλη – για τον έλεγχο αντοχής σε ροπή κάμψης χρησιμοποιήθηκε, υπέρ ασφαλείας, η $M_{pl,Rd}$ που προέκυψε για $b_{eff} = 1,50m$). Οι υπόλοιπες, εσωτερικές, δοκοί είναι σύμμικτες HEA140 (S355) με $b_{eff} = 2,00m$ (ομοίως και εδώ το $b_{eff} = 2,00m$ χρησιμοποιείται για τα βέλη, ενώ για τον υπολογισμό της $M_{pl,Rd}$ χρησιμοποιείται, υπέρ ασφαλείας, και με βάση την κάτοψη, $b_{eff} = 1,75m$).
- **Υποστυλώματα συστήματος:** Διατηρούνται 450x300x25 (S355) με τον ίδιο προσανατολισμό που είχαν και στο πλαίσιο.
- **Δοκοί υποδοχής συστήματος:** Διατηρούνται 240x240x20 (S355).
- **Δοκοί fuseis συστήματος:** Στη διεύθυνση xz είναι παντού Rod 70. Στη διεύθυνση yz είναι: 1^{ος} όροφος Rod 70 (μειώθηκε η διατομή από Rod 80 ώστε να μειωθεί αισθητά το $\min\Omega$ και να ικανοποιούνται τελικά οι ικανοτικοί έλεγχοι). Στους υπόλοιπους ορόφους οι διατομές είναι όπως στο πλαίσιο για το οποίο έγινε στο τέλος η ανάλυση pushover (σταδιακή μείωση από Rod 65 σε Rod 50). Για όλες τις δοκούς fuseis χρησιμοποιείται χάλυβας ποιότητας S235.

Για την κατηγορία των διατομών του κτιρίου έχουμε:

- **HEA140** ποιότητας χάλυβα S355: Για τα πέλματα έχουμε (έλεγχος σε θλίψη):

$$\frac{c}{t} = \frac{(b-t_w)/2-r}{t_f} = \frac{(140-5,5)/2-12}{8,5} = 6,5 \leq 7,32 = 9*0,8136 = 9\sqrt{\frac{235}{355}} = 9\varepsilon, \text{ άρα τα}$$

πέλματα είναι κατηγορίας 1. Αντίστοιχα για τον κορμό έχουμε:

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{92}{5,5} = 16,73 \leq 58,58 = 72*0,8136 = 72\sqrt{\frac{235}{355}} = 72\varepsilon, \text{ άρα και ο κορμός (φυσικά}$$

με τον έλεγχο αυτή τη φορά να γίνεται σε κάμψη αφού πρόκειται για δοκό) είναι κατηγορίας 1. Τελικά η διατομή είναι κατηγορίας 1.

- Κοίλη τετραγωνική συγκολλητή κοιλοδοκός **250x250x20** ποιότητας χάλυβα S355:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2t_f}{t_w} = \frac{250 - 2 \cdot 20}{20} = 10,5 \leq 26,85 = 33 \cdot 0,8136 = 33 \sqrt{\frac{235}{355}} = 33 \varepsilon, \text{ \u03c1\u03b1 \u03b7 \u03b4\u03b9\u03b1\u03c4\u03bf\u03bc\u03b7}$$

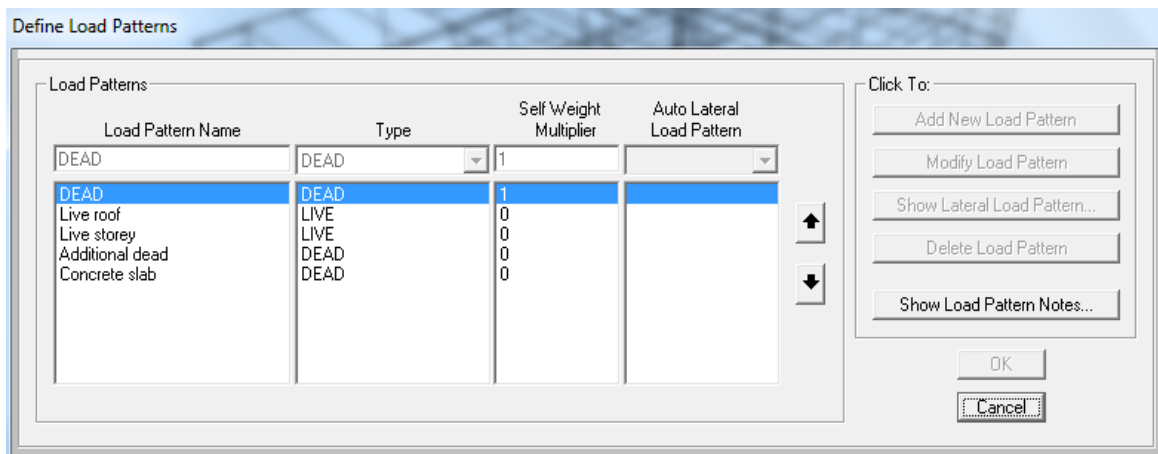
\u03b5\u03b9\u03bd\u03b1 \u03ba\u03b1\u03c4\u03b7\u03b3\u03bf\u03c1\u03b9\u03b1\u03c3 \u0391, \u03bc\u03b5 \u03c4\u03bf\u03bd \u03b5\u03bb\u03b5\u03b3\u03c7\u03bf \u03bd\u03b1 \u03b3\u03b9\u03bd\u03b5\u03c4\u03b1\u03b9 \u03b3\u03b9\u03b1 \u03ba\u03b1\u03b8\u03b1\u03c1\u03b7 \u03b8\u03bb\u03b9\u03c6\u03b7 \u03b1\u03c6\u03bf\u03c5 \u03c0\u03c1\u03cc\u03ba\u03b5\u03b9\u03c4\u03b1 \u03b3\u03b9\u03b1 \u03c5\u03c0\u03bf\u03c3\u03c4\u03c5\u03bb\u03c9\u03bc\u03b1.

- \u039f\u03b9 \u03c5\u03c0\u03cc\u03bb\u03bf\u03b9\u03c0\u03b5\u03c2 \u03b4\u03b9\u03b1\u03c4\u03bf\u03bc\u03b5\u03c2 \u03b5\u03c7\u03bf\u03bd \u03b5\u03bb\u03b5\u03b3\u03b8\u03b5\u03b9 \u03c3\u03c4\u03bf \u03c0\u03bb\u03b1\u03b9\u03c3\u03b9\u03bf.

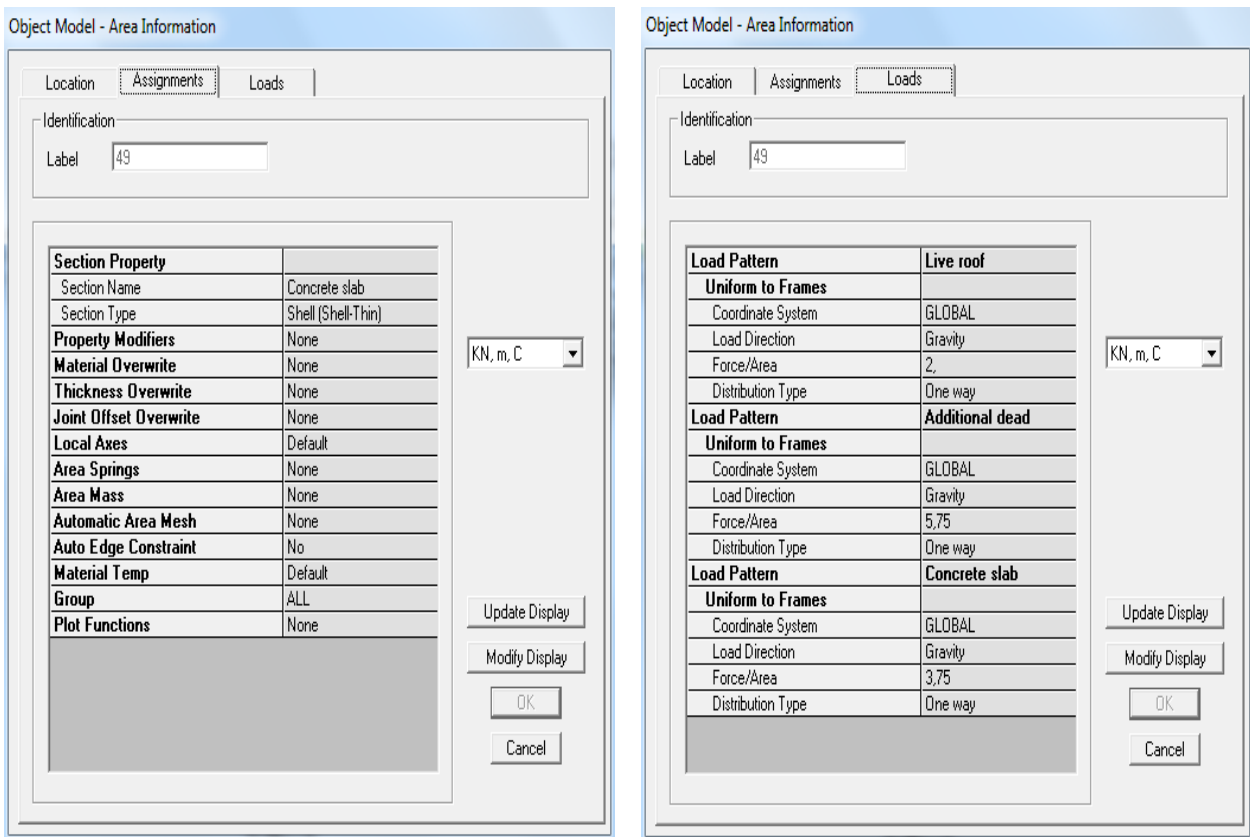
\u0393\u03b9\u03b1 \u03c4\u03b1 \u03c5\u03bb\u03b9\u03ba\u03ac \u03c0\u03bf\u03c5 \u03c7\u03c1\u03b7\u03c3\u03b9\u03bc\u03bf\u03c0\u03bf\u03b9\u03bf\u03c5\u03bd\u03c4\u03b1\u03b9 \u03b9\u03c3\u03c7\u03bf\u03c5\u03bd \u03c4\u03b1 \u03b9\u03b4\u03b9\u03b1 \u03c7\u03b1\u03c1\u03b1\u03ba\u03c4\u03b7\u03c1\u03b9\u03c3\u03c4\u03b9\u03ba\u03ac \u03bc\u03b5 \u03c4\u03bf \u03c0\u03bb\u03b1\u03b9\u03c3\u03b9\u03bf.

4.2 \u03a6\u039f\u03a1\u03a4\u0399\u0391 \u0391\u03a0\u039f \u039d\u0397 \u03a3\u0395\u0399\u03a3\u039c\u0399\u039a\u0395\u03a3 \u0394\u03a1\u0391\u03a3\u0395\u0399\u03a3

\u039a\u03b1\u03b9 \u03c3\u03c4\u03bf \u03ba\u03c4\u03b9\u03c1\u03b9\u03bf \u03b5\u03c7\u03bf\u03bd \u03b1\u03bc\u03b5\u03bb\u03b7\u03b8\u03b5\u03b9 \u03c4\u03bf \u03c6\u03bf\u03c1\u03c4\u03b9\u03bf \u03c7\u03b9\u03bd\u03b9\u03bf\u03c5, \u03b7 \u03b4\u03c1\u03ac\u03c3\u03b7 \u03c4\u03bf\u03c5 \u03b1\u03bd\u03b5\u03bc\u03bf\u03c5 \u03ba\u03b1\u03b9 \u03bf\u03b9 \u03b9\u03c3\u03bf\u03b4\u03c5\u03bd\u03b1\u03bc\u03b5\u03c2 \u03bf\u03c1\u03b9\u03b6\u03cc\u03bd\u03c4\u03b9\u03b5\u03c2 \u03b4\u03c1\u03ac\u03c3\u03b5\u03b9\u03c2 \u03bb\u03cc\u03b3\u03c7\u03bf \u03b1\u03c1\u03c7\u03b9\u03ba\u03b7\u03c2 \u03ba\u03bb\u03b9\u03c3\u03b7\u03c2 (\u03b1\u03c4\u03b5\u03bb\u03b5\u03b9\u03b5\u03c2) \u03ba\u03b1\u03b9 \u03b7 \u03ba\u03b1\u03c4\u03b1\u03c3\u03ba\u03b5\u03c5\u03b7 \u03ba\u03b1\u03c4\u03b1\u03c0\u03bd\u03b5\u03b9\u03c4\u03b1\u03b9 \u03bc\u03cc\u03bd\u03bf \u03b1\u03c0\u03cc \u03c4\u03b1 \u03bc\u03cc\u03bd\u03b9\u03bc\u03b1 \u03ba\u03b1\u03b9 \u03c4\u03b1 \u03ba\u03b9\u03bd\u03b7\u03c4\u03b1 \u03c6\u03bf\u03c1\u03c4\u03b9\u03b1. \u0391\u03bd \u03b5\u03be\u03b9\u03c1\u03b5\u03c3\u03bf\u03bc\u03b5 \u03c4\u03bf \u03b9\u03b4\u03b9\u03bf \u03b2\u03ac\u03c1\u03bf\u03c2 \u03c4\u03b7\u03c2 \u03ba\u03b1\u03c4\u03b1\u03c3\u03ba\u03b5\u03c5\u03b7\u03c2, \u03c4\u03bf \u03c3\u03c0\u03bf\u03b9\u03bf \u03b1\u03c5\u03c4\u03cc\u03bc\u03b1\u03c4\u03b1 \u03c5\u03c0\u03bf\u03bb\u03bf\u03b3\u03b9\u03b6\u03b5\u03c4\u03b1\u03b9 \u03ba\u03b1\u03b9 \u03b5\u03b9\u03c3\u03ac\u03b3\u03b5\u03c4\u03b1\u03b9 \u03c9\u03c2 \u03b3\u03c1\u03b1\u03bc\u03bc\u03b9\u03ba\u03cc \u03c6\u03bf\u03c1\u03c4\u03b9\u03bf \u03c3\u03c4\u03b1 \u03bc\u03b5\u03bb\u03b7, \u03c4\u03b1 \u03c5\u03c0\u03cc\u03bb\u03bf\u03b9\u03c0\u03b1 \u03c6\u03bf\u03c1\u03c4\u03b9\u03b1, \u03c4\u03b1 \u03c3\u03c0\u03bf\u03b9\u03bf\u03b1 \u03b5\u03b9\u03bd\u03b1 \u03c4\u03bf \u03b2\u03ac\u03c1\u03bf\u03c2 \u03b1\u03c0\u03cc \u03c4\u03b9\u03c2 \u03c0\u03bb\u03ac\u03ba\u03b5\u03c2 \u03c3\u03ba\u03c5\u03c1\u03bf\u03b4\u03b5\u03bc\u03b1\u03c4\u03bf\u03c2 (0,15*25 = 3,75KN/m\u00b2), \u03c4\u03bf \u03b2\u03ac\u03c1\u03bf\u03c2 \u03c4\u03b7\u03c2 \u03b5\u03c0\u03b9\u03ba\u03ac\u03bb\u03c5\u03c8\u03b7\u03c2 (2,0KN/m\u00b2) \u03ba\u03b1\u03b9 \u03c4\u03b1 \u03c9\u03c6\u03b5\u03bb\u03b9\u03bc\u03b1 \u03c6\u03bf\u03c1\u03c4\u03b9\u03b1 (2,0KN/m\u00b2), \u03b5\u03b9\u03c3\u03ac\u03b3\u03bf\u03bd\u03c4\u03b1\u03b9 \u03c9\u03c2 \u03b5\u03c0\u03b9\u03c6\u03b1\u03bd\u03b5\u03b9\u03b1\u03ba\u03ac \u03b5\u03c0\u03b9 \u03c4\u03c9\u03bd \u03c0\u03bb\u03b1\u03ba\u03cc\u03bd \u03c3\u03ba\u03c5\u03c1\u03bf\u03b4\u03b5\u03bc\u03b1\u03c4\u03bf\u03c2 \u03ba\u03b1\u03b9 \u03b1\u03c0\u03cc \u03b5\u03ba\u03b5\u03b9 \u03bc\u03b5\u03c3\u03c7\u03c9 \u03c4\u03c9\u03bd \u03b4\u03bf\u03ba\u03cc\u03bd compHEA140 \u03ba\u03b1\u03c4\u03b1\u03bd\u03b5\u03bc\u03bf\u03bd\u03c4\u03b1\u03b9 \u03c3\u03c4\u03b9\u03c2 \u03b4\u03bf\u03ba\u03cc\u03c5 \u03c3\u03c0\u03c1HEA260. \u0394\u03b9\u03b5\u03ba\u03c1\u03b9\u03bd\u03b9\u03b6\u03bf\u03bc\u03b5 \u03c0\u03c7\u03c9\u03c2 \u03b5\u03c6\u03cc\u03c3\u03bf\u03bd \u03bf\u03b9 \u03b4\u03bf\u03ba\u03cc\u03b9 \u03b5\u03c7\u03bf\u03bd \u03c4\u03bf\u03c0\u03bf\u03b8\u03b5\u03c4\u03b7\u03b8\u03b5\u03b9 \u03c9\u03c2 \u03c3\u03cd\u03bc\u03bc\u03b9\u03ba\u03c4\u03b5\u03c2 \u03ba\u03b1\u03b9 \u03b1\u03c6\u03bf\u03c5 \u03c5\u03c0\u03ac\u03c1\u03c7\u03b5\u03b9 \u03be\u03c7\u03c7\u03c9\u03c1\u03b9\u03c3\u03c4\u03b7 \u03c6\u03cc\u03c1\u03c4\u03b9\u03c3\u03b7 \u03c0\u03c5\u03bf \u03b1\u03bd\u03c4\u03b9\u03c3\u03c4\u03bf\u03b9\u03c7\u03b5\u03b9 \u03c3\u03c4\u03bf \u03b2\u03ac\u03c1\u03bf\u03c2 \u03c4\u03c9\u03bd \u03c0\u03bb\u03b1\u03ba\u03cc\u03bd \u03c4\u03bf\u03c5 \u03c3\u03ba\u03c5\u03c1\u03bf\u03b4\u03b5\u03bc\u03b1\u03c4\u03bf\u03c2, \u03bf\u03b9 \u03c0\u03bb\u03ac\u03ba\u03b5\u03c2 \u03b1\u03c5\u03c4\u03b5\u03c2 \u03c4\u03bf\u03c0\u03c0\u03bf\u03b8\u03b5\u03c4\u03bf\u03bd\u03c4\u03b1\u03b9 \u03bf\u03c5\u03c3\u03b9\u03b1\u03c3\u03c4\u03b9\u03ba\u03ac \u03b3\u03b9\u03b1 \u03bd\u03b1 \u03b3\u03b9\u03bd\u03b5\u03b9 \u03c3\u03c7\u03c9\u03c3\u03c4\u03b1 \u03b7 \u03b4\u03b9\u03b1\u03bd\u03bf\u03bc\u03b7 \u03c4\u03c9\u03bd \u03b5\u03c0\u03b9\u03c6\u03b1\u03bd\u03b5\u03b9\u03b1\u03ba\u03cc\u03bd \u03c6\u03bf\u03c1\u03c4\u03b9\u03c9\u03bd \u03ba\u03b1\u03b9 \u03c4\u03bf \u03b2\u03ac\u03c1\u03bf\u03c2 \u03ba\u03b1\u03b9 \u03b7 \u03b4\u03c5\u03c3\u03ba\u03b1\u03bc\u03c0\u03b9\u03b1 \u03c4\u03c9\u03c2 \u03b5\u03b9\u03bd\u03b1 \u039f.



\u03a3\u03c7\u03b7\u03bc\u03b1 4.7 \u039f\u03c1\u03b9\u03c3\u03bc\u03cc\u03c2 \u03c3\u03c4\u03b1\u03c4\u03b9\u03ba\u03cc\u03bd \u03c6\u03bf\u03c1\u03c4\u03b9\u03c3\u03b5\u03c9\u03bd \u03c3\u03c4\u03bf \u03c0\u03c1\u03cc\u03b3\u03c1\u03b1\u03bc\u03bc\u03b1 \u03c3\u03c4\u03b1\u03c4\u03b9\u03ba\u03b7\u03c2 \u03b5\u03c0\u03b9\u03bb\u03c5\u03c3\u03b7\u03c2



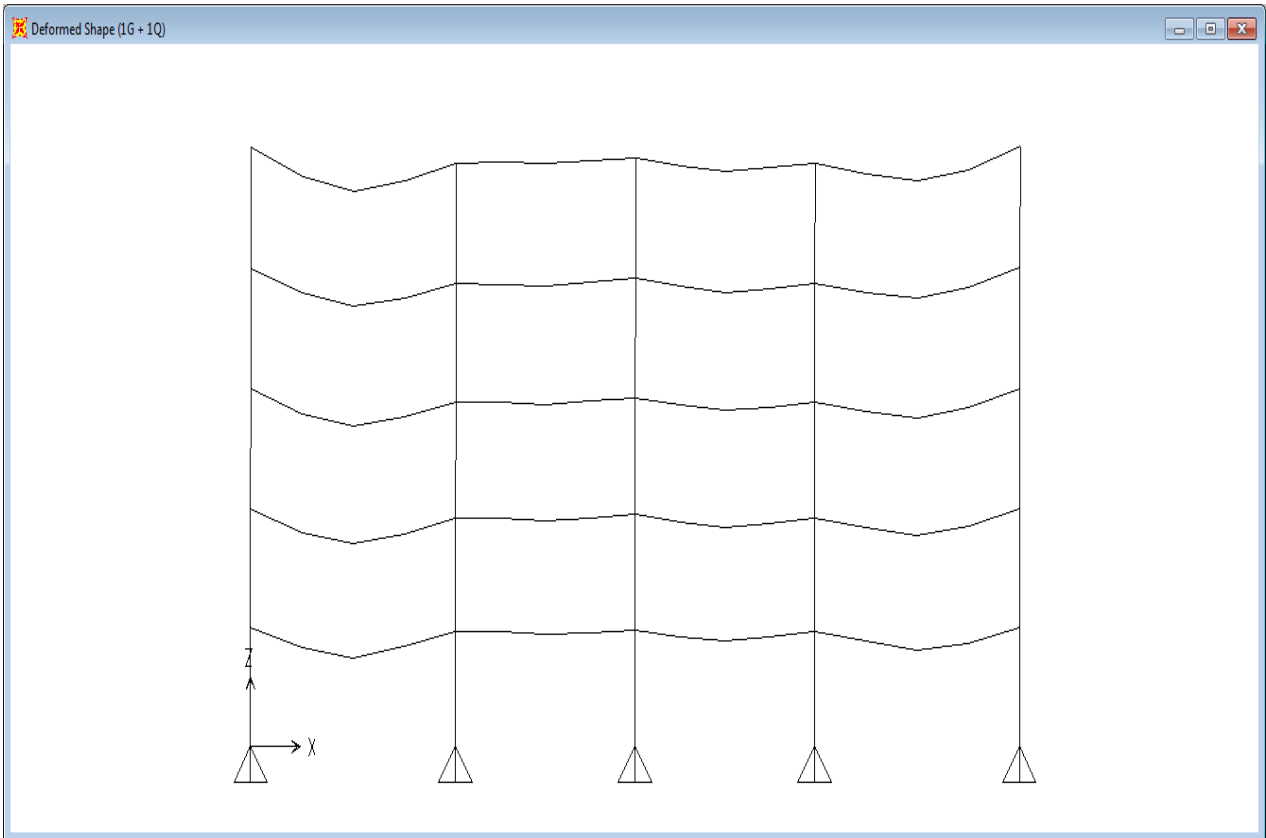
Σχήμα 4.8 Τυχαία πλάκα και στατικές της φορτίσεις

4.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

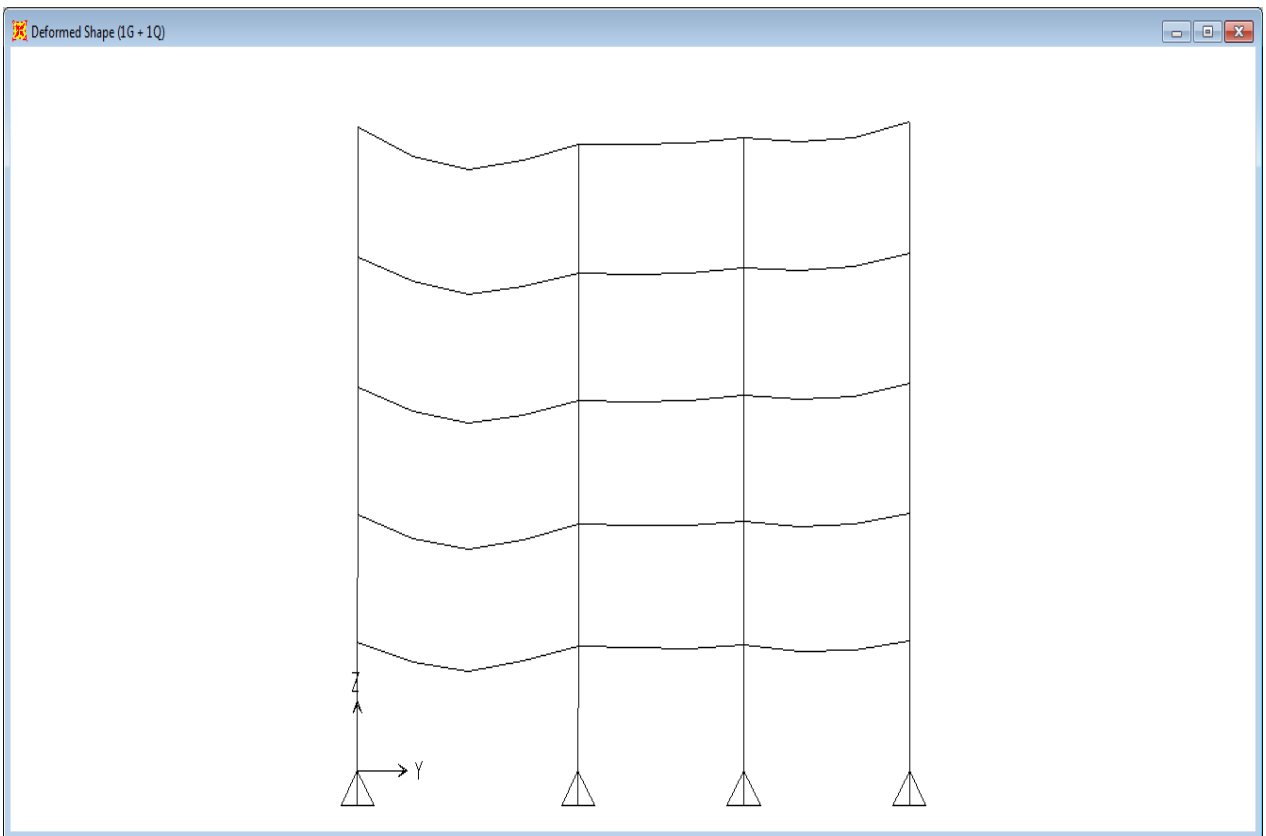
Σε αντίθεση με το πλαίσιο, όπου διακρίναμε περιπτώσεις για το αν υπάρχει υποστήριξη στη φάση κατασκευής, εδώ θεωρούμε από την αρχή πως υπάρχει υποστήριξη. Έτσι, έχουμε να ελέγξουμε τις σύμμικτες δοκούς compHEA140 και compHEA260 ως προς τα βέλη για το συνδυασμό 1G + 1Q. Εφόσον τα μέγιστα μήκη των ανοιγμάτων είναι $L = 8\text{m}$, το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος κάμψης και για τις δύο δοκούς είναι $8000/250 = 32\text{mm}$. Με χειρισμούς όμοιους με αυτούς που έγιναν στο προηγούμενο κεφάλαιο, υπολογίζουμε ότι το μέγιστο βέλος κάμψης για τη δοκό compHEA260 είναι $10,01\text{mm}$, ενώ το αντίστοιχο για τη δοκό compHEA140 είναι $26,53\text{mm}$. Έτσι είναι προφανές ότι ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ικανοποιείται.

Beam	Length (m)	deflection (mm)	L/250	$\delta_{\text{tot}} < L/250$
HEA140	8	26,53	32	OK
HEA 260	8	10,01	32	OK

Πίνακας 4.2 Βέλη κάμψης στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας



Σχήμα 4.9 Παραμορφωμένος φορέας (xz) στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας



Σχήμα 4.10 Παραμορφωμένος φορέας (yz) στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

4.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Δοκοί κτιρίου:

- Για τις δοκούς compHEA260 διατηρούμε, υπέρ ασφαλείας, τις ροπές αντοχής τόσο για τις θετικές όσο και για τις αρνητικές ροπές, που έχουμε υπολογίσει στο πλαίσιο, παρότι το ενεργό πλάτος της πλάκας σκυροδέματος είναι κατά λίγο μεγαλύτερο. Έτσι, για τις θετικές ροπές η αντοχή είναι $M_{pl,Rd} = 647,86\text{KNm}$ ενώ η μέγιστη δρώσα θετική ροπή είναι $M_{Ed,max} = 244,15\text{KNm}$, δηλαδή $M_{Ed,max}/M_{pl,Rd} = 244,15/647,86 = 0,38 < 1$, οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται. Για τις αρνητικές ροπές η αντοχή είναι $M_{Rd}^- = 381,83\text{KNm}$ ενώ η μέγιστη δρώσα αρνητική ροπή είναι $M_{Ed,max} = 297,07\text{KNm}$ δηλαδή $M_{Ed,max}/M_{Rd}^- = 297,07/381,83 = 0,78 < 1$ οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.

	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed}/M_{Rd}	$M_{Ed} < M_{Rd}$
HEA260	244,15	647,86	0,38	OK
HEA260	297,07	381,83	0,78	OK

Πίνακας 4.3 Έλεγχος δοκών HEA260 (compHEA260)

- Για τις δοκούς compHEA140 γνωρίζουμε πως είναι αμφιέριστες, οπότε αναπτύσσουν μόνο θετικές ροπές. Για τον υπολογισμό της πλαστικής ροπής αντοχής ακολουθούμε διαδικασία όμοια με αυτήν που είχαμε ακολουθήσει στο πλαίσιο για τη δοκό comHEA260, αμελώντας όμως τώρα τη συμβολή του σπλισμού της πλάκας. Έτσι, θεωρώντας πως ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος και θεωρώντας πως το ενεργό πλάτος του σκυροδέματος είναι $b_{eff} = 1,75\text{m}$ (και όχι $b_{eff} = 2,00\text{m}$) έχουμε:

$$z_0 = \frac{A_a f_{ad}}{b_{eff} f_{cd}} = \frac{31,42 * 355}{175 * 0,85 * 25 / 1,5} = 4,50\text{cm}$$

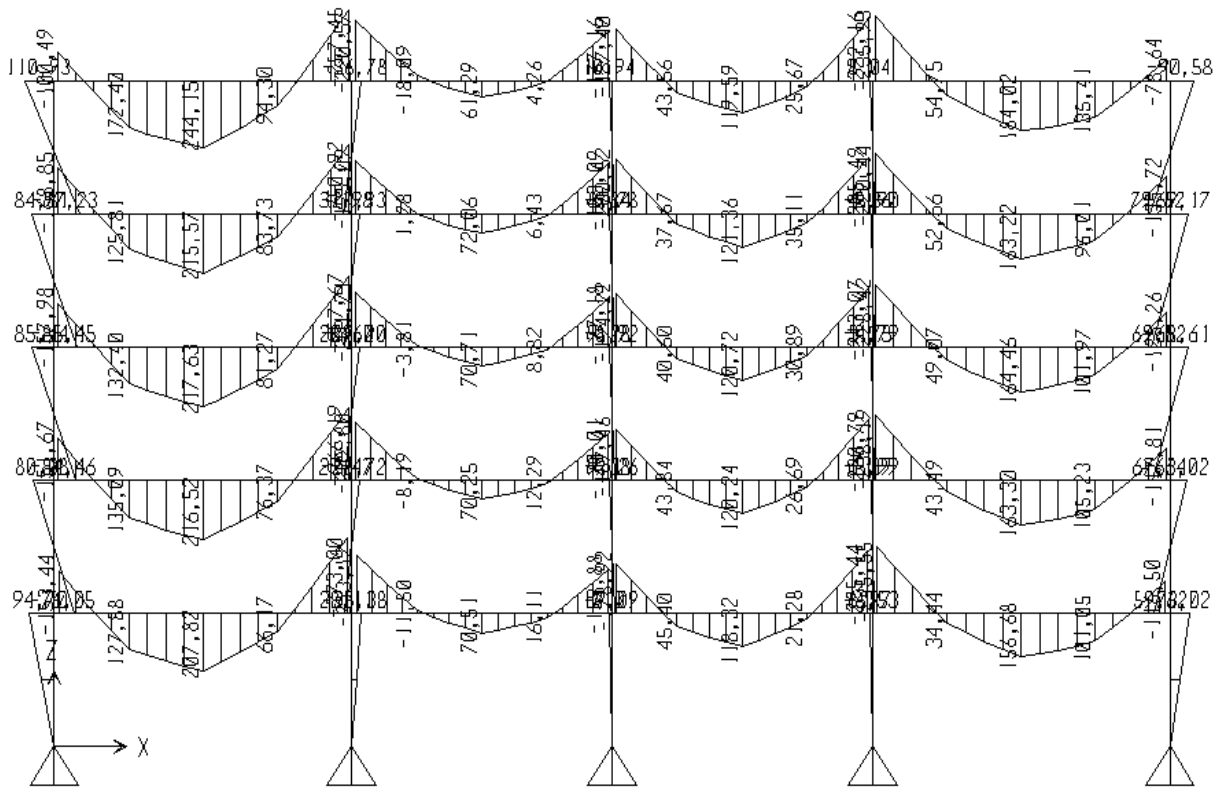
που είναι μικρότερο από τα 15cm με τα

οποία ισούται το πάχος της πλάκας του σκυροδέματος, οπότε η αρχική υπόθεση πως ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος είναι ορθή. Τελικά η πλαστική ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής είναι

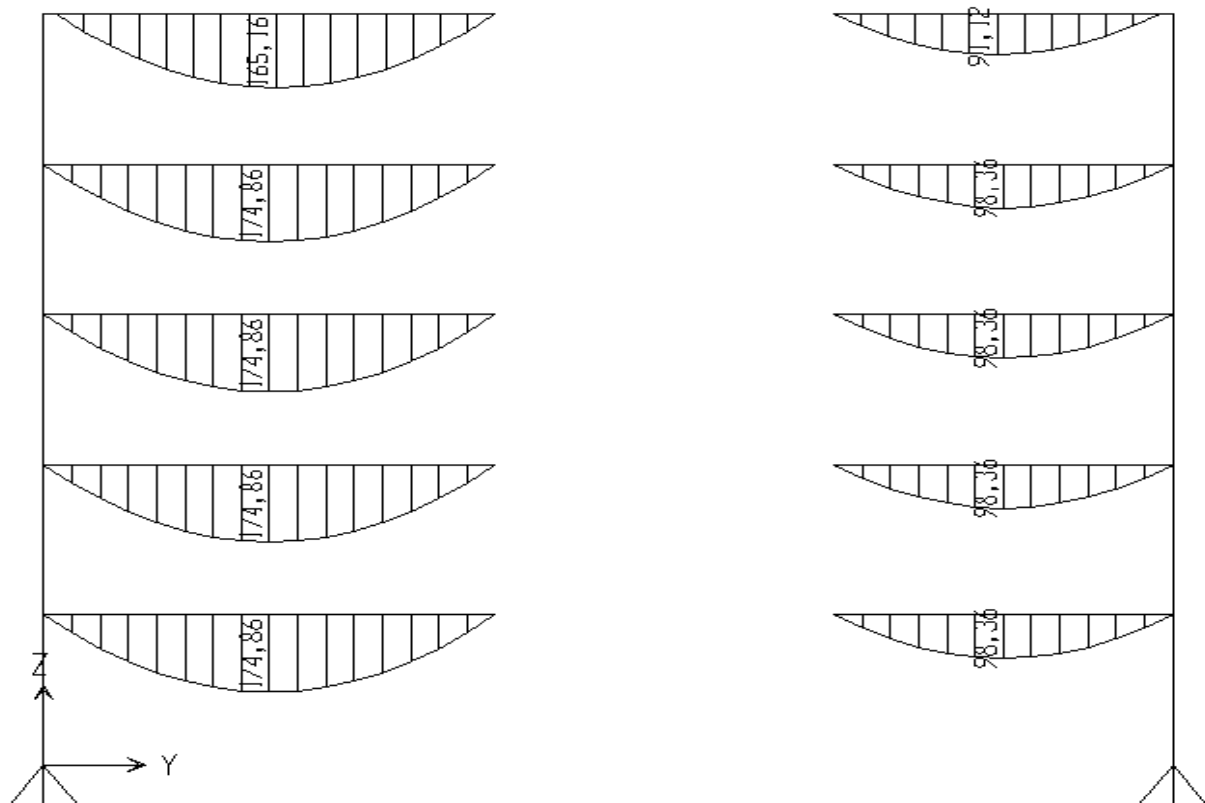
$$M_{pl,Rd} = A_a f_{ad} \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) = 31,42 * 35,5 \left(0,2165 - \frac{0,045}{2} \right) = 216,39\text{KNm}$$

Από την

ανάλυση προκύπτει πως η μέγιστη θετική ροπή είναι $M_{Ed,max} = 174,86\text{KNm}$, οπότε $M_{Ed,max}/M_{pl,Rd} = 174,86/216,39 = 0,81 < 1$ και έτσι ο έλεγχος ικανοποιείται.

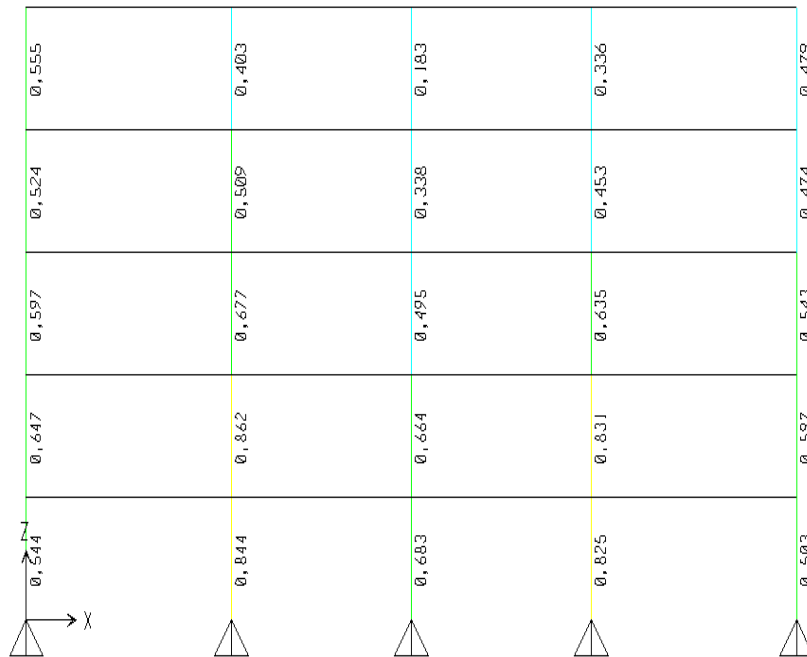


Σχήμα 4.11 Ροπές κάμψης (δοκών HEA260) στην οριακή κατάσταση αστοχίας

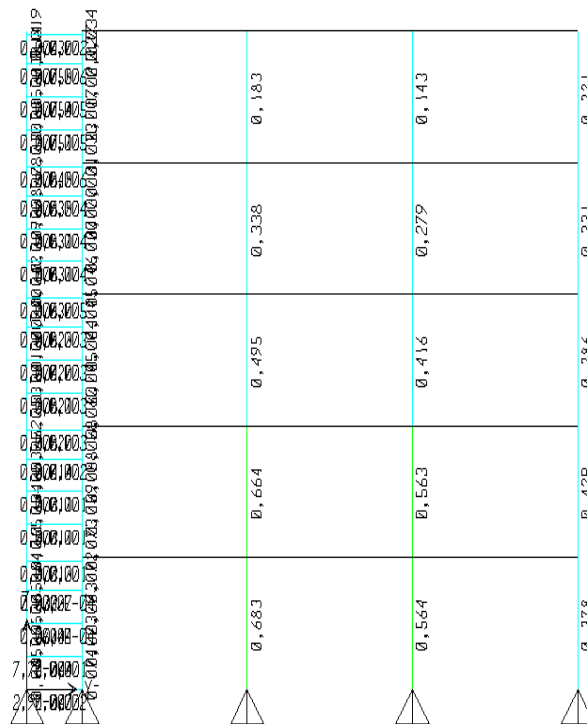


Σχήμα 4.12 Ροπές κάμψης (δοκών HEA140) στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Υποστυλώματα κτιρίου και συστήματος:



Σχήμα 4.13 Ποσοστά εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων κτιρίου



Σχήμα 4.14 Ποσοστά εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων συστήματος

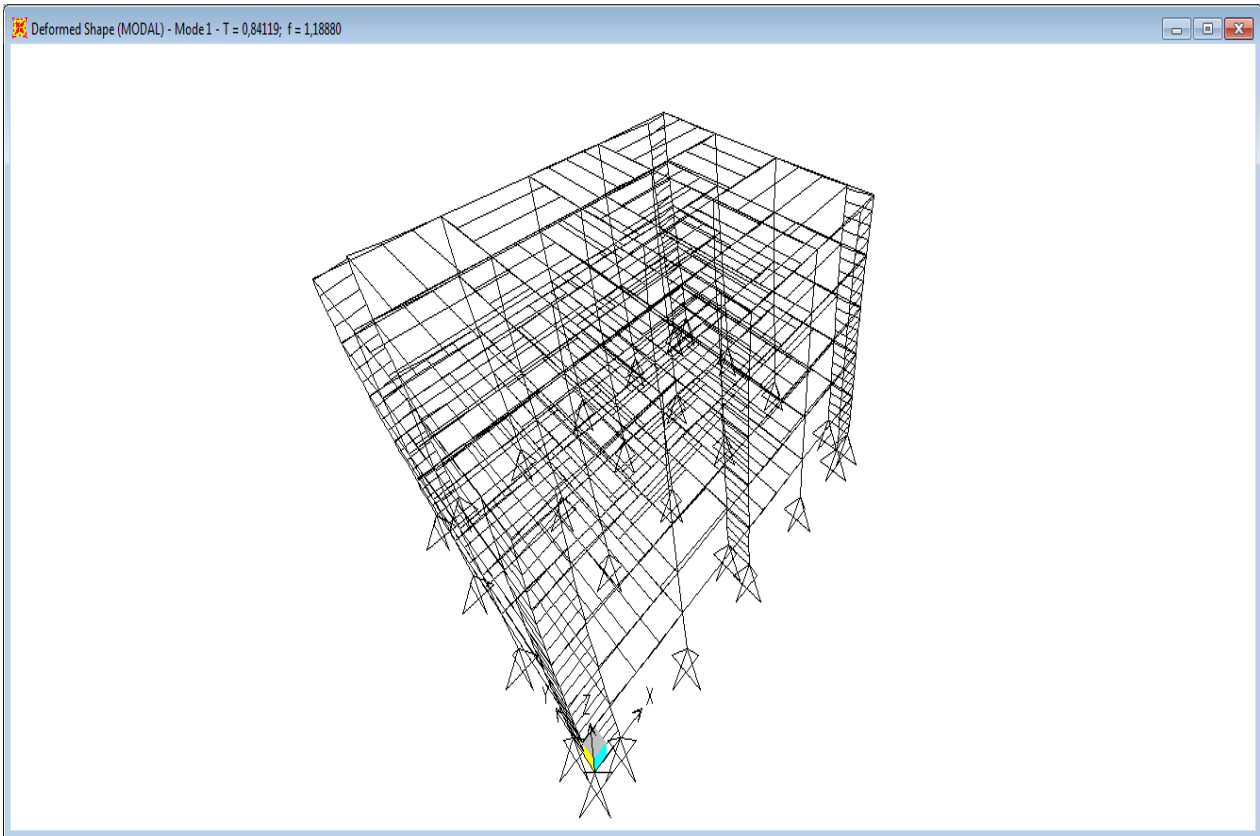
Όπως παρατηρούμε από τις παραπάνω εικόνες, το μέγιστο ποσοστό εκμετάλλευσης για τα υποστυλώματα ισογείου του κτιρίου είναι 0,844, για τα υπόλοιπα υποστυλώματα του κτιρίου είναι 0,862 και, τέλος, για τα υποστυλώματα του συστήματος είναι 0,074. Τελικά είναι προφανές πως ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι.

4.5 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

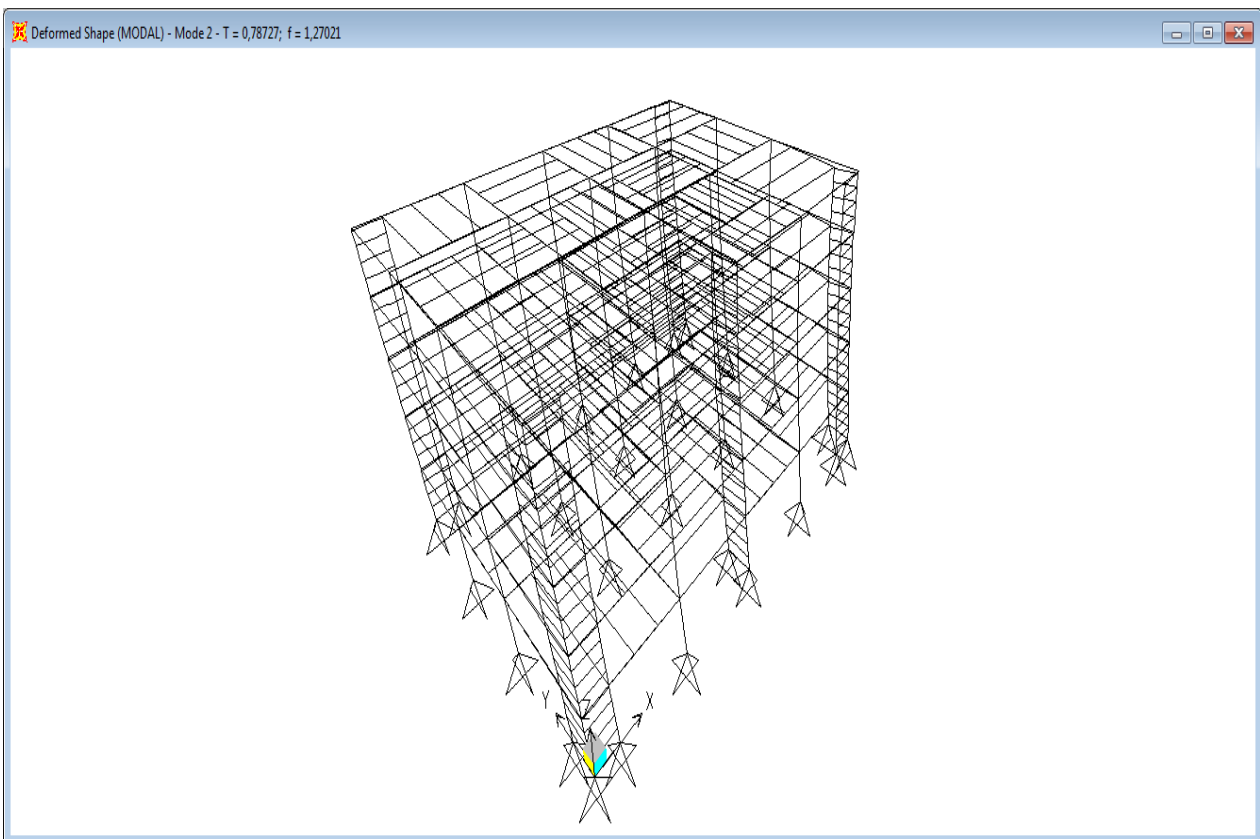
StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,841186	0,82673	0,000003021	0,82673	3E-06
2	0,78727	0,000003764	0,85063	0,82673	0,85063
3	0,551251	0,01119	0,000002667	0,83792	0,85063
4	0,267186	0,12306	7,178E-07	0,96098	0,85063
5	0,247526	7,278E-07	0,11493	0,96098	0,96557
6	0,194168	0,00001378	0,0000016	0,961	0,96557
7	0,1914	0,000003827	0,000005714	0,961	0,96557
8	0,184081	4,378E-07	0,000002683	0,961	0,96558
9	0,177485	0,000001109	0,000001504	0,961	0,96558
10	0,176708	0,00002793	0,000000273	0,96103	0,96558
11	0,175743	0,00083	4,327E-08	0,96185	0,96558
12	0,174475	0,000001864	0,000000731	0,96186	0,96558

Πίνακας 4.4 Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά δρwsών ιδιομορφικών μαζών

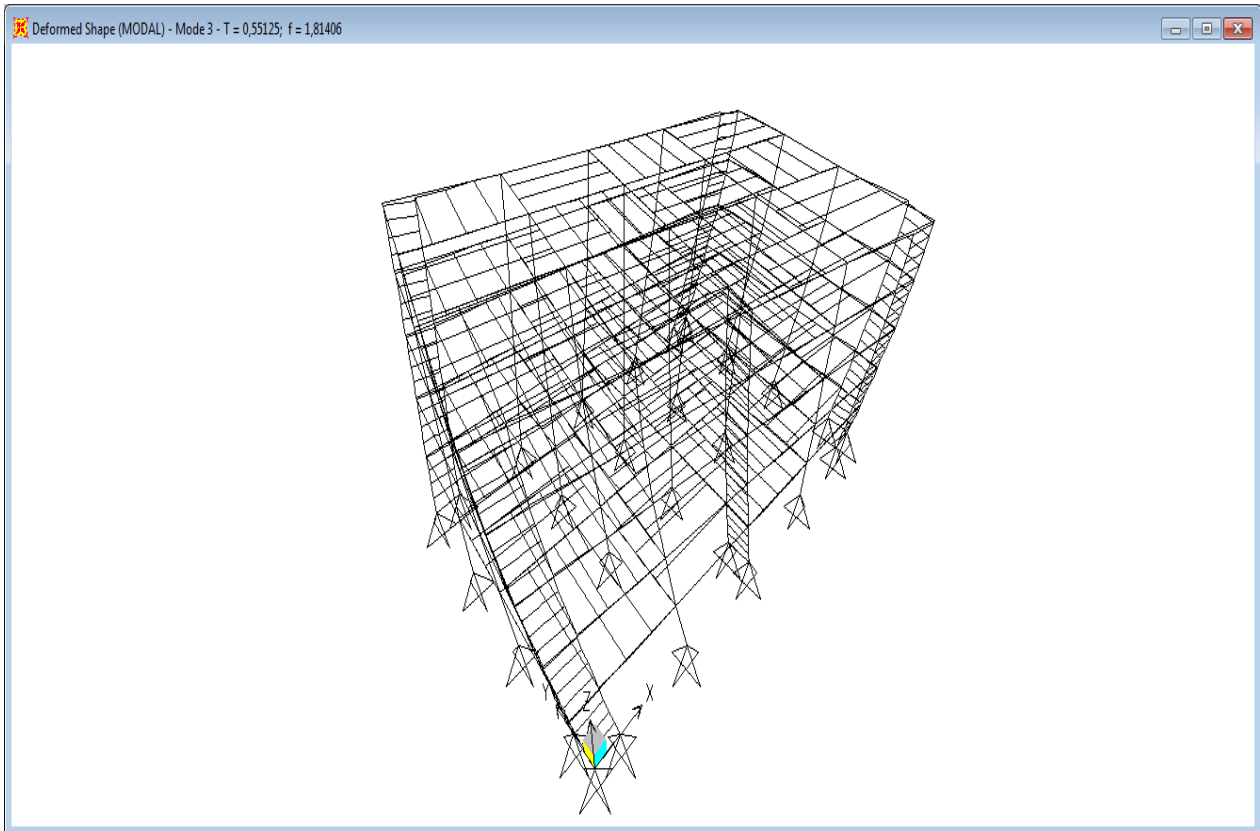
Παρατηρούμε ότι για να ικανοποιούνται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, οι οποίες επαναλαμβάνεται ότι απαιτούν να ληφθούν υπόψη για κάθε διεύθυνση όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας της κατασκευής η οποία παίρνει μέρος στις αντίστοιχες αναλύσεις και επιπλέον όσες απαιτούνται ώστε το άθροισμα των δρwsών ιδιομορφικών μαζών (σε κάθε διεύθυνση και πάλι) να ξεπερνά το 90%, πρέπει για τη διεύθυνση x να ληφθούν υπόψη οι ιδιομορφές 1 και 4, ενώ για τη διεύθυνση y οι ιδιομορφές 2 και 5. Έτσι στη διεύθυνση x το άθροισμα των δρwsών ιδιομορφικών μαζών είναι $82,67 + 12,31 = 94,98\%$ ενώ στη διεύθυνση y είναι $85,06 + 11,49 = 96,55\%$. Φυσικά στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν έχουν ληφθεί υπόψη όλες οι ιδιομορφές ώστε να επιτύχουμε μεγαλύτερη ακρίβεια. Διευκρινίζουμε πως η επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας καθώς και οι αντίστοιχοι έλεγχοι παραλείπονται, όπως εξάλλου έγινε και στο πλαίσιο. Παρακάτω παρουσιάζονται οι πρώτες πέντε ιδιομορφές της κατασκευής, η διεύθυνση την οποία επηρεάζουν κυρίως καθώς και οι ιδιοπερίοδοί τους (η ιδιομορφή 3 παρουσιάζεται παρότι δεν επηρεάζει ιδιαίτερα την κατασκευή).



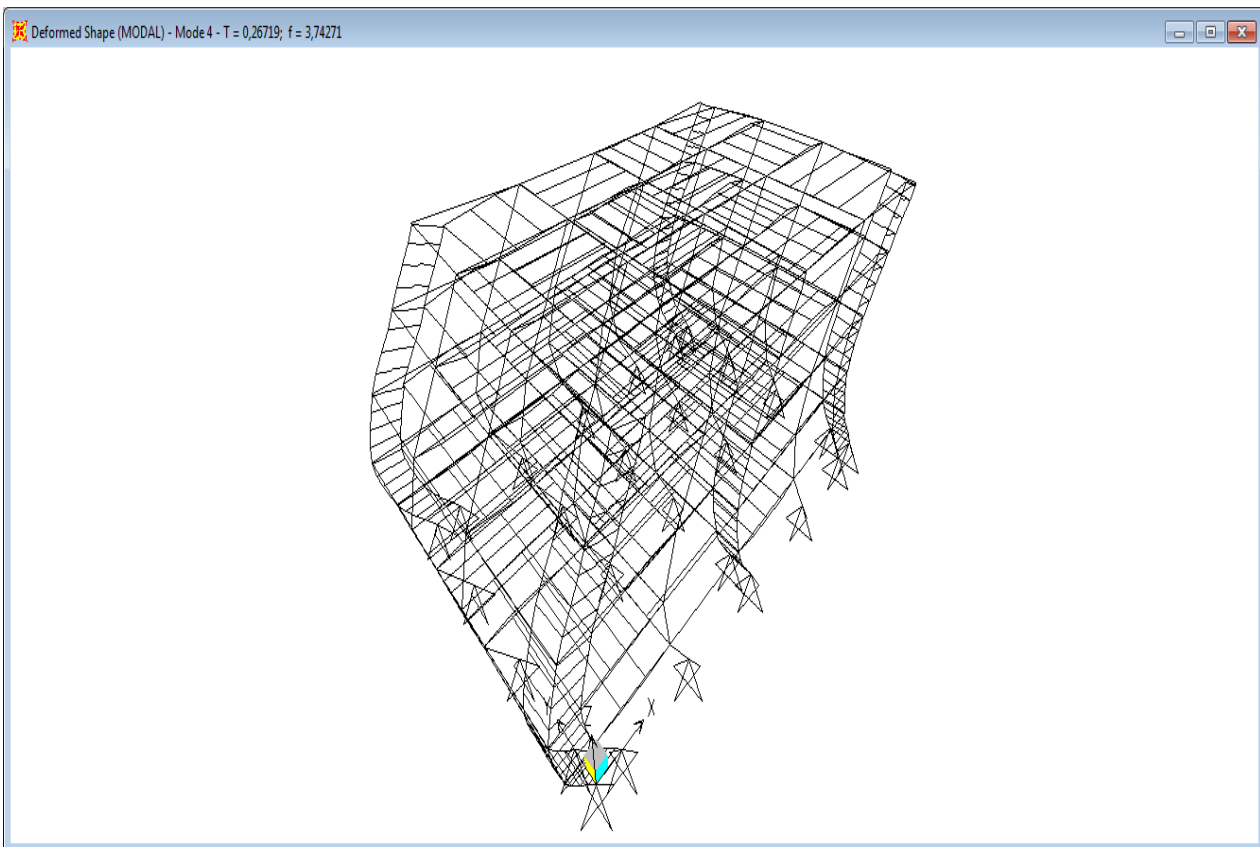
Σχήμα 4.15 1^η ιδιομορφή (κατά x) και ιδιοπερίοδος της



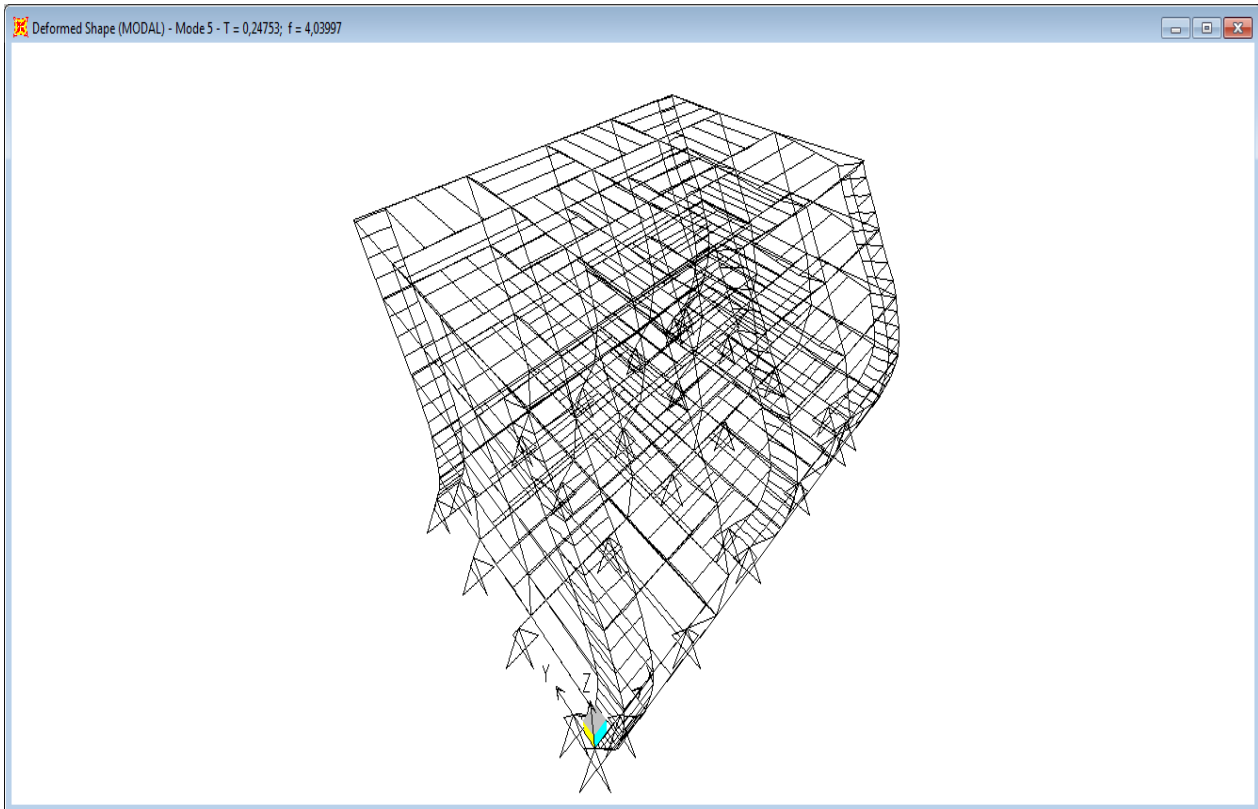
Σχήμα 4.16 2^η ιδιομορφή (κατά y) και ιδιοπερίοδος της



Σχήμα 4.17 3^η ιδιομορφή (στρεπτική) και ιδιοπερίοδος της



Σχήμα 4.18 4^η ιδιομορφή (κατά x) και ιδιοπερίοδος της

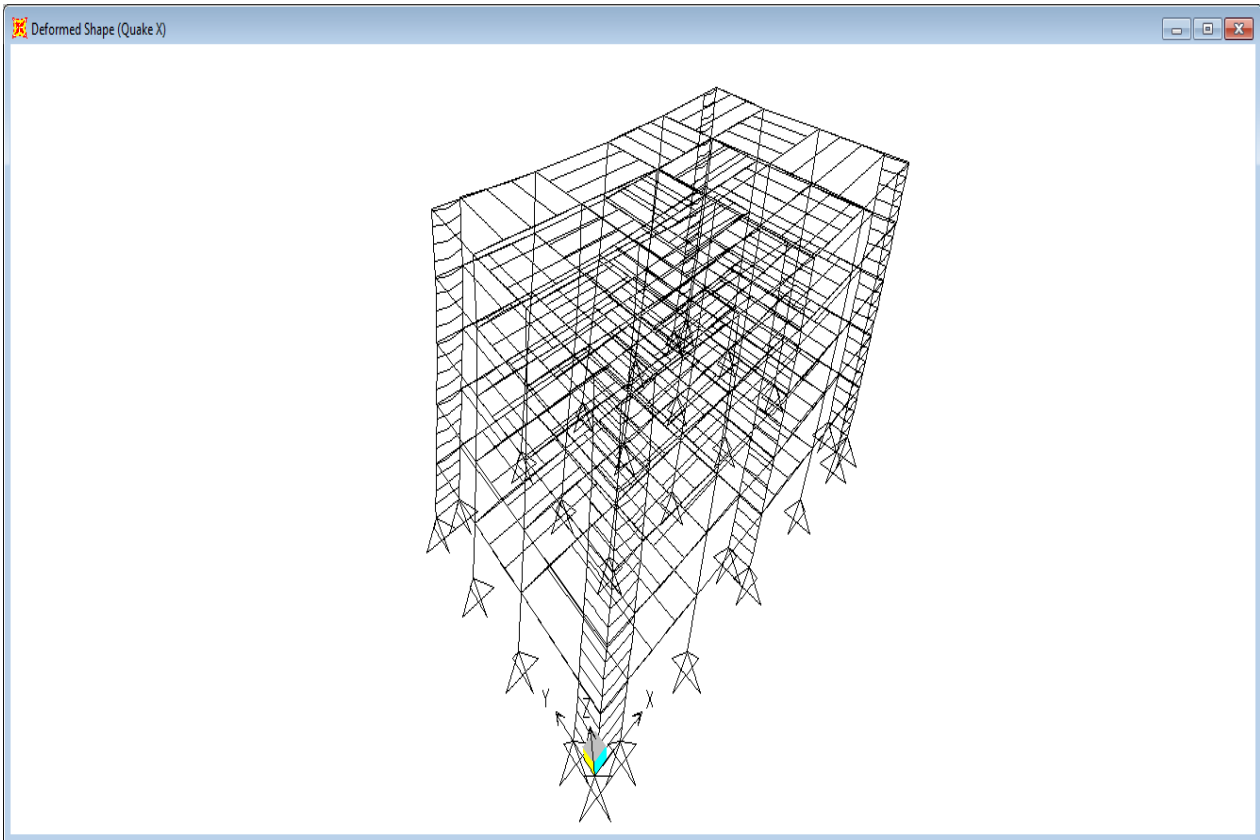


Σχήμα 4.19 5^η ιδιομορφή (κατά y) και ιδιοπερίοδος της

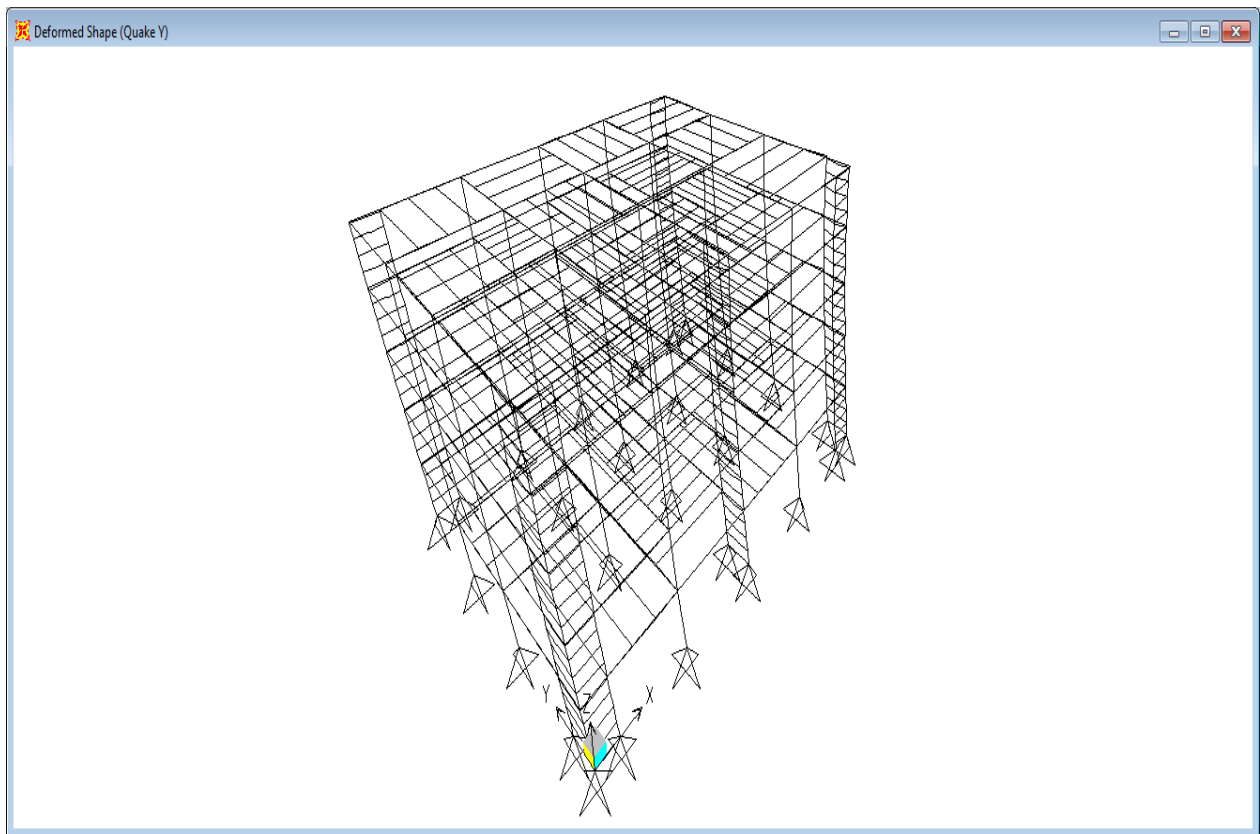
4.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ

Quake X	5th storey	4th storey	3rd storey	2nd storey	1st storey
detop(mm)=	22,10	18,80	14,60	9,80	4,80
debot(mm)=	18,80	14,60	9,80	4,80	0,00
v=	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
dr=(detop-debot)*q=	16,5	21	24	25	24
dr*v=	8,25	10,5	12	12,5	12
0,0075*Hop=	25,5	25,5	25,5	25,5	25,5
Check dr*v<0,0075*Hop	OK	OK	OK	OK	OK
Quake Y	5th storey	4th storey	3rd storey	2nd storey	1st storey
detop(mm)=	18,60	16,20	12,80	8,90	4,60
debot(mm)=	16,20	12,80	8,90	4,60	0,00
v=	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
dr=(detop-debot)*q=	12	17	19,5	21,5	23
dr*v=	6	8,5	9,75	10,75	11,5
0,0075*Hop=	25,5	25,5	25,5	25,5	25,5
Check dr*v<0,0075*Hop	OK	OK	OK	OK	OK

Πίνακας 4.5 Έλεγχος περιορισμού βλαβών και στις δύο διευθύνσεις



Σχήμα 4.20 Παραμορφωμένος φορέας για το σεισμό σχεδιασμού κατά x



Σχήμα 4.21 Παραμορφωμένος φορέας για το σεισμό σχεδιασμού κατά y

Όπως παρατηρούμε από τον παραπάνω πίνακα, ο έλεγχος περιορισμού βλαβών ικανοποιείται τόσο στη διεύθυνση x όσο και στη διεύθυνση y (οι έλεγχοι φυσικά έχουν πραγματοποιηθεί στο excel).

4.7 ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΟΥ ΛΟΓΩ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ

Παραπάνω δεν αναφέραμε τίποτα για το φάσμα σχεδιασμού και τα σεισμικά φορτία, διότι έχουν οριστεί ακριβώς όπως και στο πλαίσιο. Ο έλεγχος για την προσαύξηση του σεισμού λόγω τέμνουσας βάσης είναι προφανές ότι πρέπει να πραγματοποιηθεί και στις δύο διευθύνσεις.

Διεύθυνση x:

Από το SAP2000 βλέπουμε ότι η συνολική μάζα της κατασκευής για το σεισμικό συνδυασμό είναι $2135,15\text{KN}/(\text{m}/\text{sec}^2)$ και έτσι το βάρος είναι $P_{\text{tot}} = 9,81 \cdot 2135,15 = 20946\text{KN}$. Η τέμνουσα βάσης υπολογίζεται μέσω του SAP ως το άθροισμα των οριζοντίων αντιδράσεων στήριξης (στη διεύθυνση x) λόγω σεισμού (κατά x) και ισούται με $V_{\text{tot}} = 1556\text{KN}$. Έτσι είναι $V_{\text{tot}}/P_{\text{tot}} = 1556/20946 = 0,074$. Τελικά επειδή είναι $\beta \cdot a_g = 0,20 \cdot 0,24 = 0,048 < 0,074 = V_{\text{tot}}/P_{\text{tot}}$, δεν απαιτείται προσαύξηση λόγω τέμνουσας βάσης.

Διεύθυνση y:

Από το SAP2000 βλέπουμε ότι η συνολική μάζα της κατασκευής για το σεισμικό συνδυασμό είναι $2135,15\text{KN}/(\text{m}/\text{sec}^2)$ και έτσι το βάρος είναι $P_{\text{tot}} = 9,81 \cdot 2135,15 = 20946\text{KN}$. Η τέμνουσα βάσης υπολογίζεται μέσω του SAP ως το άθροισμα των οριζοντίων αντιδράσεων στήριξης (στη διεύθυνση y) λόγω σεισμού (κατά y) και ισούται με $V_{\text{tot}} = 1678\text{KN}$. Έτσι είναι $V_{\text{tot}}/P_{\text{tot}} = 1678/20946 = 0,080$. Τελικά επειδή είναι $\beta \cdot a_g = 0,20 \cdot 0,24 = 0,048 < 0,080 = V_{\text{tot}}/P_{\text{tot}}$, δεν απαιτείται προσαύξηση λόγω τέμνουσας βάσης.

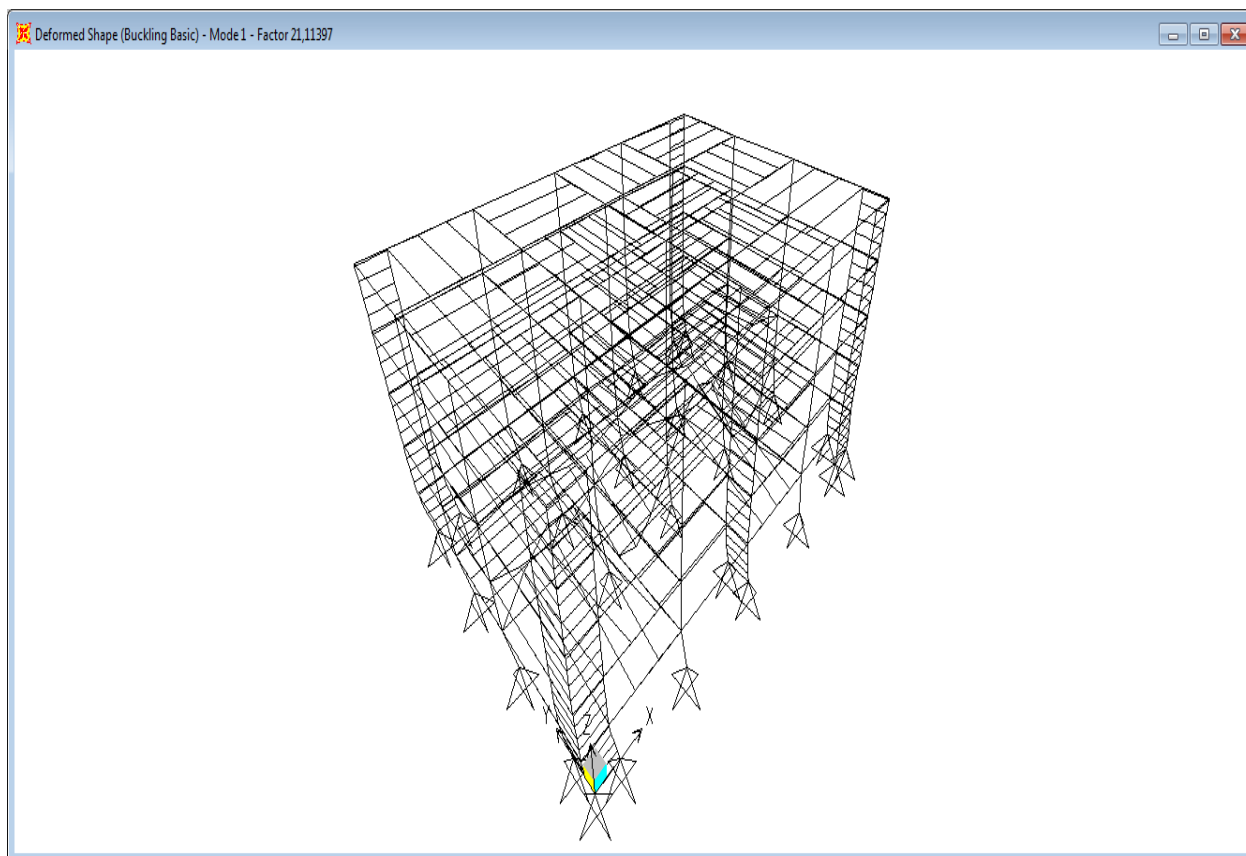
4.8 ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ ΔΕΥΤΕΡΗΣ ΤΑΞΗΣ

Όπως και στο πλαίσιο, ο έλεγχος θα γίνει με τον υπολογισμό των ιδιομορφών λυγισμού ολόκληρης της κατασκευής και την εύρεση των αντίστοιχων κρίσιμων συντελεστών. Στην

παρούσα παράγραφο ο έλεγχος είναι πιο ενδελεχής και έτσι εκτός από τη φόρτιση Buckling Seismic, έχει εισαχθεί και η φόρτιση Buckling Basic ($1,35G + 1,50Q$). Φυσικά, επειδή η τελευταία φόρτιση είναι στατική, δε διαιρούμε με η τους κρίσιμους συντελεστές λυγισμού που προκύπτουν από αυτήν.

OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor
Buckling Basic	Mode	1	21,113966
Buckling Basic	Mode	2	21,867034
Buckling Basic	Mode	3	22,121225
Buckling Basic	Mode	4	22,471916
Buckling Basic	Mode	5	25,359659
Buckling Basic	Mode	6	26,777111
Buckling Basic	Mode	7	27,067437
Buckling Basic	Mode	8	27,121316
Buckling Basic	Mode	9	27,608099
Buckling Basic	Mode	10	27,963689
Buckling Basic	Mode	11	30,445528
Buckling Basic	Mode	12	30,983407

Πίνακας 4.6 Κρίσιμοι συντελεστές λυγισμού για τον στατικό συνδυασμό

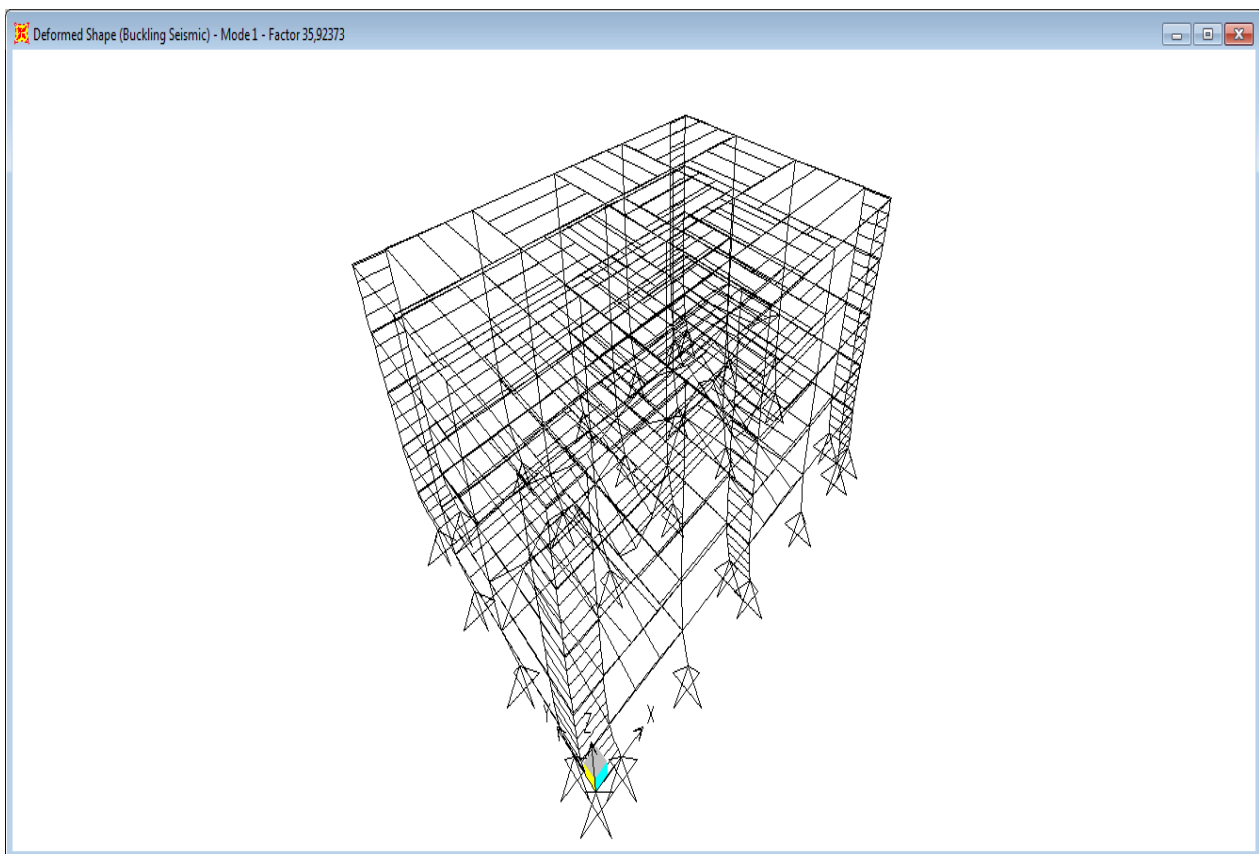


Σχήμα 4.22 1^η ιδιομορφή στατικού συνδυασμού και τιμή κρίσιμου συντελεστή λυγισμού

Η ιδιομορφή που μας αφορά είναι η 1^η, αφού είναι αυτή με το μικρότερο κρίσιμο συντελεστή λυγισμού και ταυτόχρονα αναφέρεται σε ολόκληρο το κτίριο. Ο συντελεστής λυγισμού είναι $21,11 > 15$, οπότε με βάση τον στατικό συνδυασμό δεν απαιτείται αύξηση του σεισμού λόγω φαινομένων 2^{ης} τάξης.

OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor
Buckling Seismic	Mode	1	35,923729
Buckling Seismic	Mode	2	37,206911
Buckling Seismic	Mode	3	37,643924
Buckling Seismic	Mode	4	38,245711
Buckling Seismic	Mode	5	43,111065
Buckling Seismic	Mode	6	45,488519
Buckling Seismic	Mode	7	46,029926
Buckling Seismic	Mode	8	46,068284
Buckling Seismic	Mode	9	46,95195
Buckling Seismic	Mode	10	47,556792
Buckling Seismic	Mode	11	51,716197
Buckling Seismic	Mode	12	52,638519

Πίνακας 4.7 Κρίσιμοι συντελεστές λυγισμού για το σεισμικό συνδυασμό



Σχήμα 4.23 1^η ιδιομορφή σεισμικού συνδυασμού και τιμή κρίσιμου συντελεστή λυγισμού

Η ιδιομορφή που μας αφορά είναι η 1^{η} , αφού είναι αυτή με το μικρότερο κρίσιμο συντελεστή λυγισμού και ταυτόχρονα αναφέρεται σε ολόκληρο το κτίριο. Ο συντελεστής λυγισμού είναι $35,92/5 = 7,184$, οπότε ο συντελεστής θ είναι $\theta = 1/7,184 = 0,139$ (μεγαλύτερος από 0,1 και μικρότερος από 0,2). Τελικά ο συντελεστής αύξησης της σεισμικής δράσης είναι $1/(1-0,139) = 1,16$. Ο συντελεστής αυτός είναι ο τελικός μιας και στην παράγραφο 4.7 αποδείξαμε ότι δεν υπάρχει αύξηση λόγω τέμνουσας βάσης.

4.9 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

Με βάση τα αποτελέσματα της προηγούμενης παραγράφου προκύπτει πως οι 8 σεισμικοί συνδυασμοί για τους οποίους πρέπει να ελεγχθεί το κτίριο είναι οι $1,00G + 0,30\text{Live roof} + 0,24\text{Live storey} \pm 1,16\text{QuakeX} \pm 0,35\text{QuakeY}$ και οι $1,00G + 0,30\text{Live roof} + 0,24\text{Live storey} \pm 0,35\text{QuakeX} \pm 1,16\text{QuakeY}$. Για να είναι ευκολότερη η διαδικασία ελέγχου, δημιουργήσαμε και το συνδυασμό Envelope που περιλαμβάνει όλους τους παραπάνω συνδυασμούς και δίνει την περιβάλλουσά τους. Εφόσον για τις ιδιοπερίόδους του κτιρίου δεν ικανοποιείται η σχέση $T_j \leq 0,9T_i$ (που περιλαμβάνει και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές), για το συνδυασμό των ιδιομορφικών μεγίστων χρησιμοποιούμε τη μέθοδο του Πλήρους Τετραγωνικού Συνδυασμού (CQC), ενώ για τη χωρική επαλληλία κάνουμε χρήση της μεθόδου SRSS. Οι διατομές των δοκών fuseis (σε κάθε διεύθυνση) καθώς και τα χαρακτηριστικά τους φαίνονται στους παρακάτω πίνακες.

Sections	$A_v(\text{cm}^2)$	$W_{pl}(\text{cm}^3)$	$A(\text{cm}^2)$	L_{fuseis}
ROD 50	16,64	20,63	19,63	0,12
ROD 55	20,14	27,46	23,76	0,12
ROD 60	23,96	35,65	28,27	0,12
ROD 65	28,12	45,33	33,18	0,12
ROD 70	32,61	56,62	38,48	0,12

Πίνακας 4.8 Χαρακτηριστικά διατομών fuseis (διεύθυνση y)

Sections	$A_v(\text{cm}^2)$	$W_{pl}(\text{cm}^3)$	$A(\text{cm}^2)$	L_{fuseis}
ROD 70	32,61	56,62	38,48	0,198
ROD 70	32,61	56,62	38,48	0,152
ROD 70	32,61	56,62	38,48	0,12
ROD 70	32,61	56,62	38,48	0,096
ROD 70	32,61	56,62	38,48	0,078

Πίνακας 4.9 Χαρακτηριστικά διατομών fuseis (διεύθυνση x)

Ακολουθούν οι πίνακες με τους ελέγχους (αρχικά κατά y και έπειτα κατά x).

Sections	$M_{pl,rd}$	M_{ed}	$\Omega = M_{pl,rd}/M_{ed}$	$1/\Omega = M_{ed}/M_{pl,rd}$	$M_{ed}/M_{pl,rd} < 1$
ROD 50	4,85	2,79	1,74	0,58	OK
ROD 55	6,45	4,15	1,55	0,64	OK
ROD 60	8,38	6,18	1,36	0,74	OK
ROD 65	10,65	8,17	1,30	0,77	OK
ROD 70	13,31	12,21	1,09	0,92	OK
ROD 70	13,31	3,27	4,07	0,25	OK
ROD 70	13,31	5,17	2,57	0,39	OK
ROD 70	13,31	5,84	2,28	0,44	OK
ROD 70	13,31	5,94	2,24	0,45	OK
ROD 70	13,31	6,21	2,14	0,47	OK

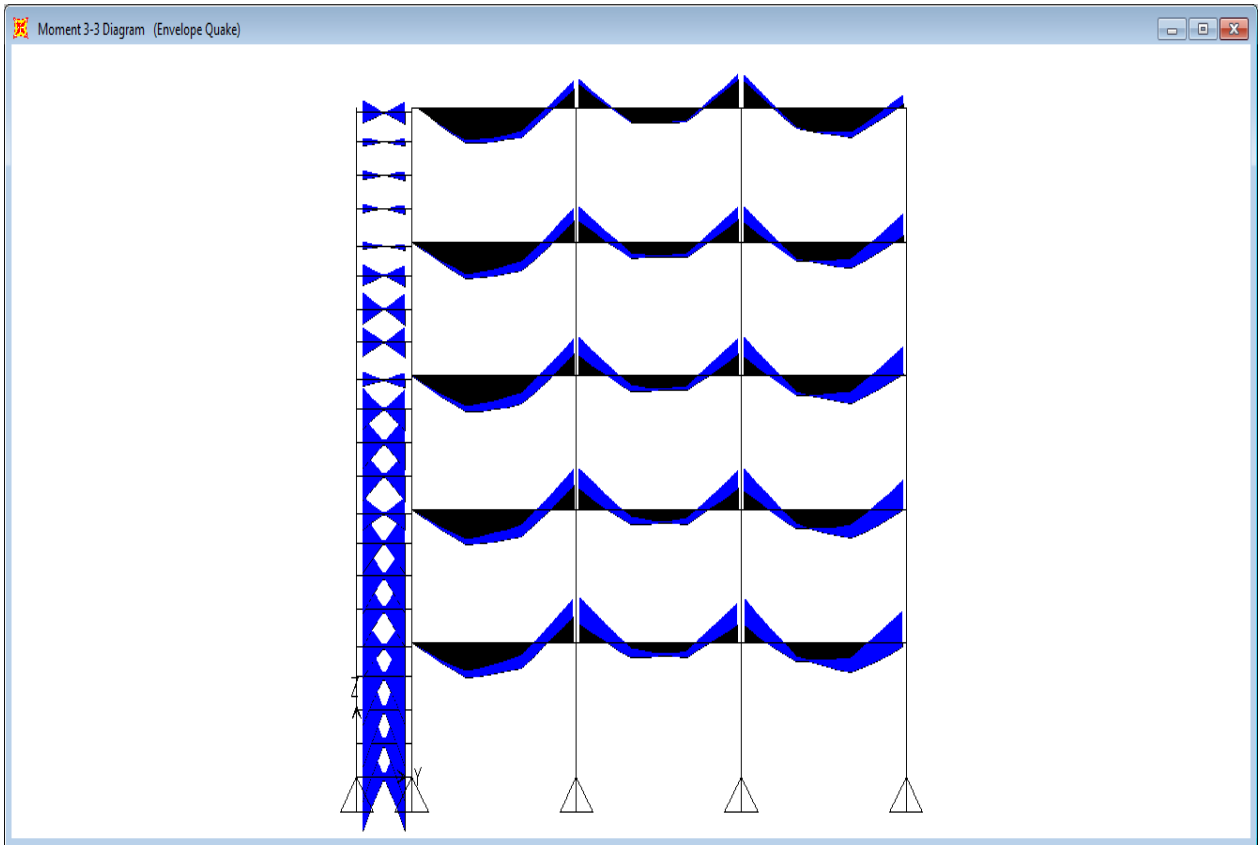
Πίνακας 4.10 Έλεγχος fuseis σε ροπή κάμψης

Sections	$N_{pl,rd}$	N_{Ed}	$N_{Ed}/N_{pl,rd}$	$N_{Ed}/N_{pl,rd} < 0,15$
ROD 50	461,43	3,36	0,01	OK
ROD 55	558,32	0,34	0,00	OK
ROD 60	664,45	0,43	0,00	OK
ROD 65	779,80	0,71	0,00	OK
ROD 70	904,28	3,14	0,00	OK
ROD 70	904,28	2,99	0,00	OK
ROD 70	904,28	0,58	0,00	OK
ROD 70	904,28	0,72	0,00	OK
ROD 70	904,28	1,10	0,00	OK
ROD 70	904,28	3,30	0,00	OK

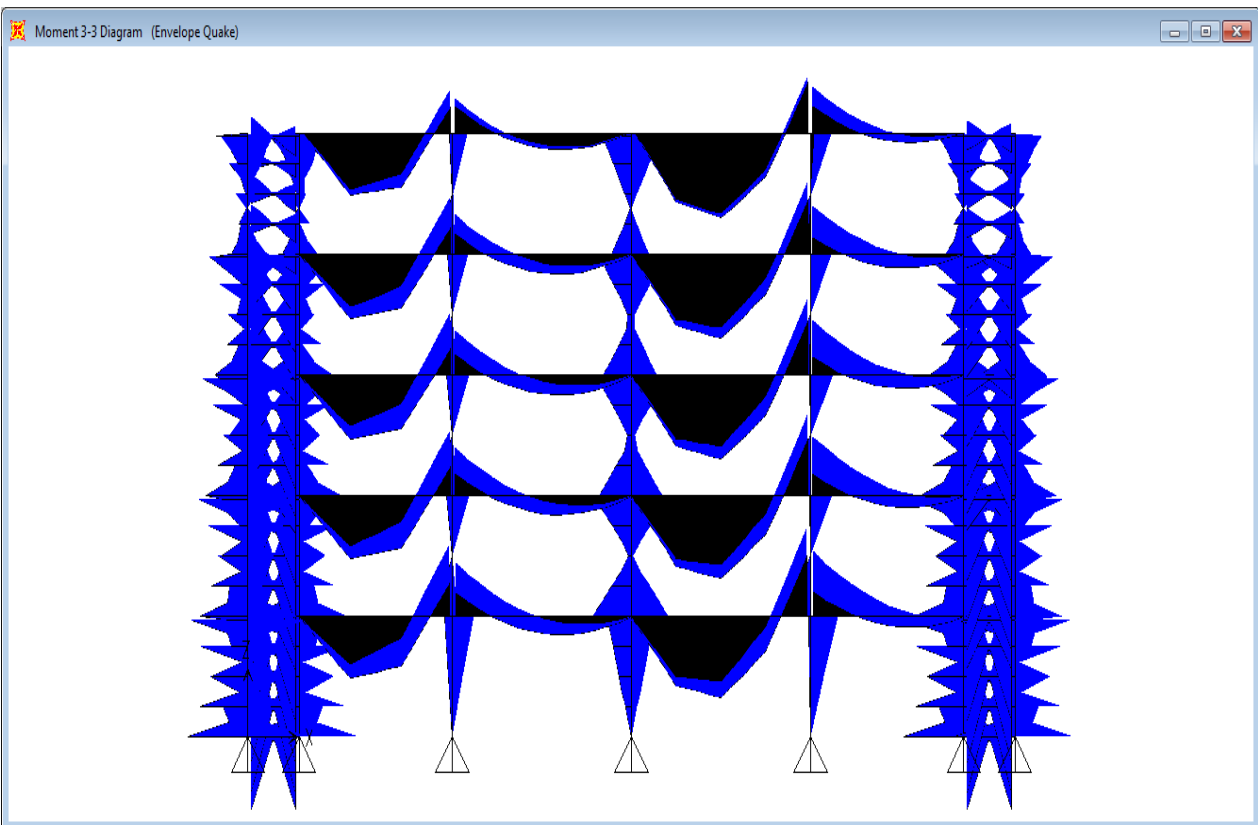
Πίνακας 4.11 Έλεγχος fuseis σε αξονική δύναμη

Sections	$V_{pl,rd}$	V_{ed}	$V_{Ed}/V_{pl,rd}$	$V_{Ed}/V_{pl,Rd} < 1,0$
ROD 50	225,77	89,96	0,40	OK
ROD 55	273,25	117,39	0,43	OK
ROD 60	325,08	148,10	0,46	OK
ROD 65	381,52	184,18	0,48	OK
ROD 70	442,44	225,61	0,51	OK
ROD 70	442,44	142,48	0,32	OK
ROD 70	442,44	184,19	0,42	OK
ROD 70	442,44	229,69	0,52	OK
ROD 70	442,44	283,67	0,64	OK
ROD 70	442,44	345,23	0,78	OK

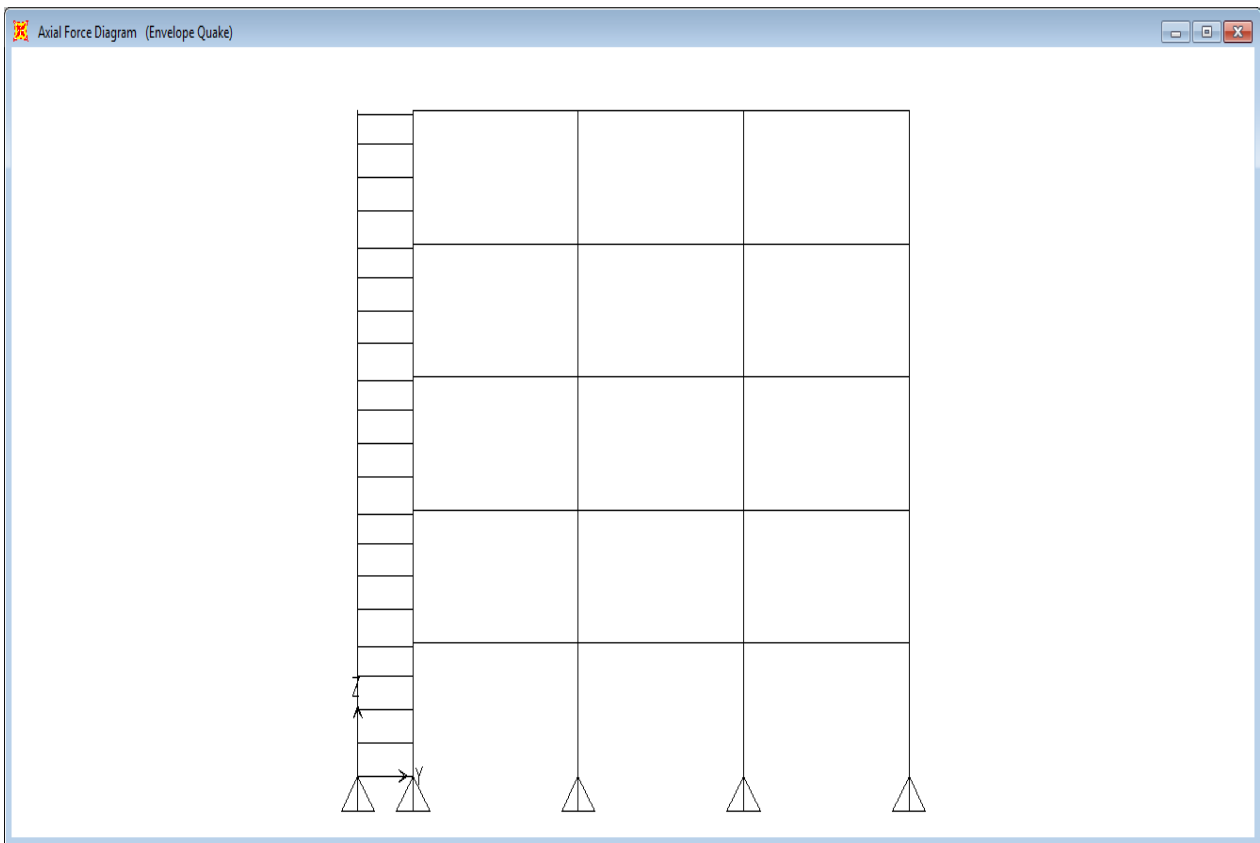
Πίνακας 4.12 Έλεγχος fuseis σε διατμητική δύναμη



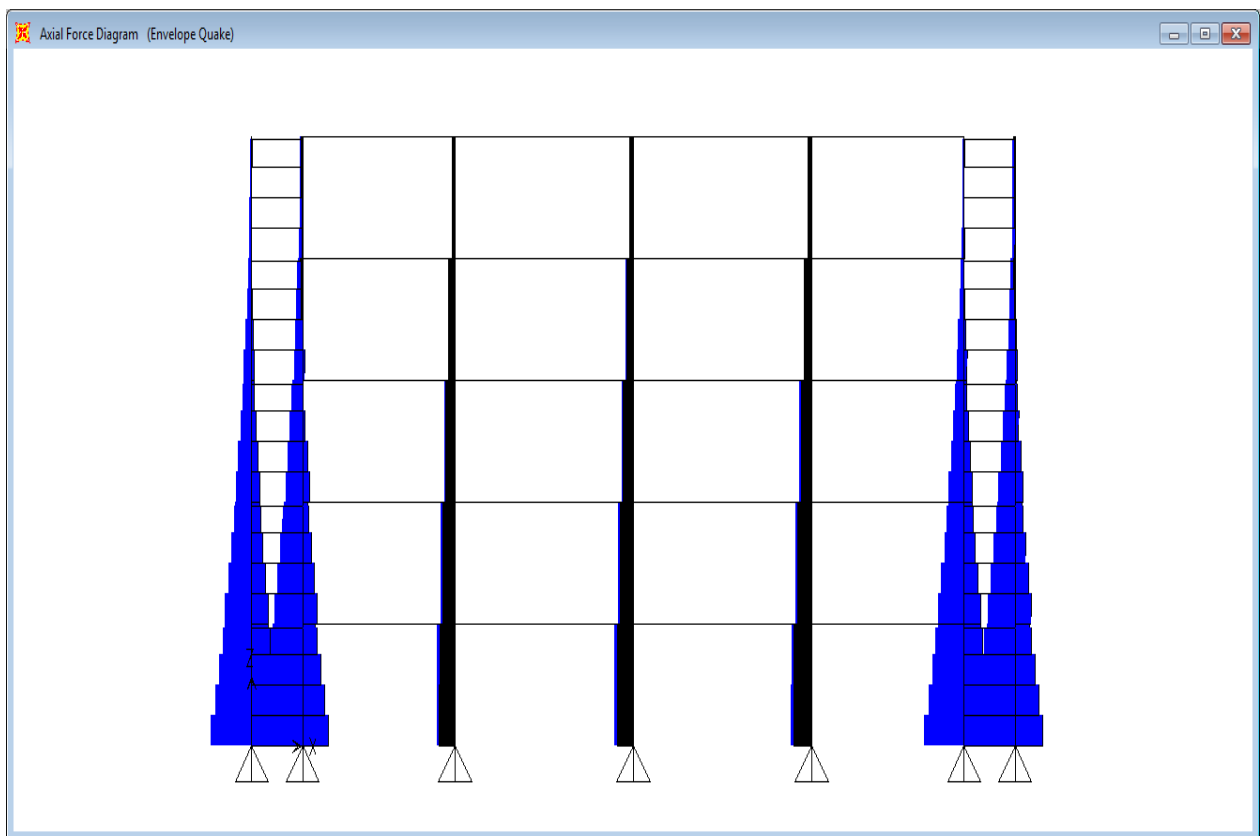
Σχήμα 4.24 Περιβάλλουσα ροπών κάμψης – διεύθυνση y



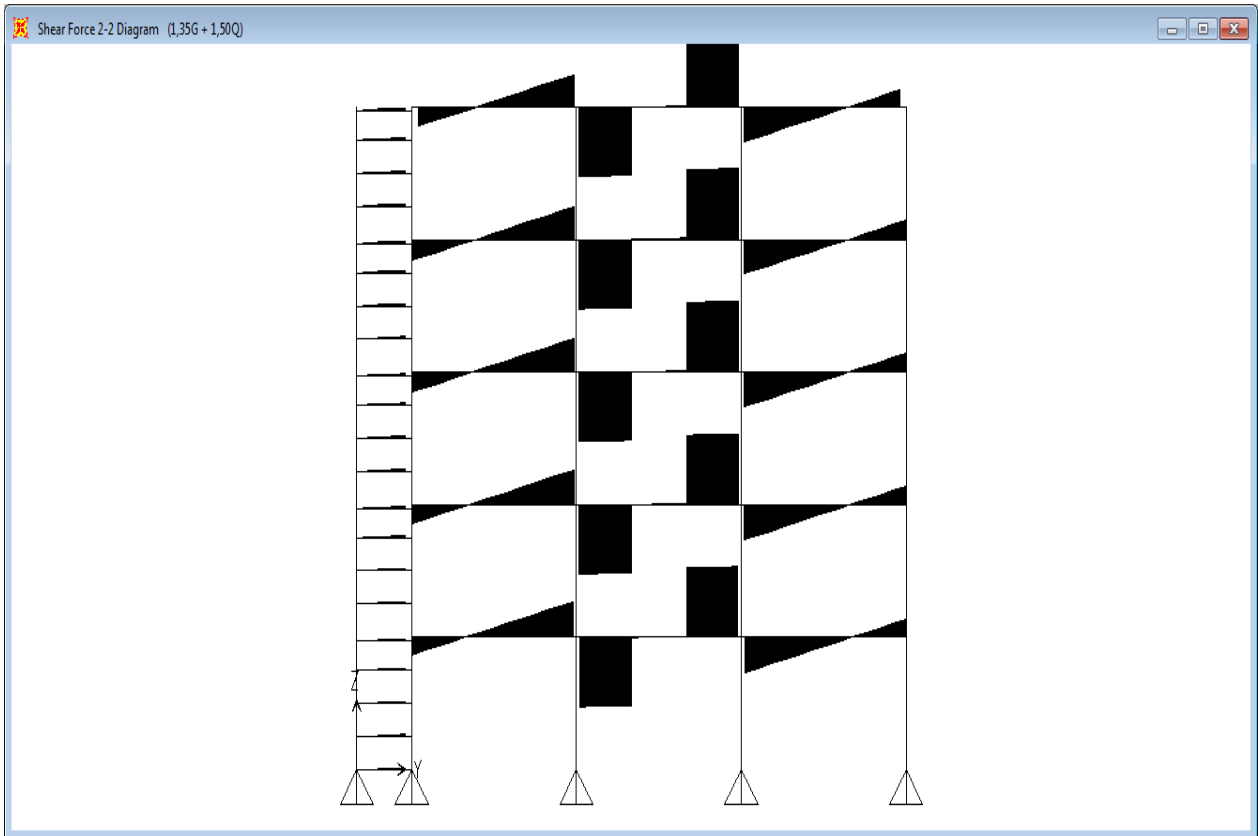
Σχήμα 4.25 Περιβάλλουσα ροπών κάμψης – διεύθυνση x



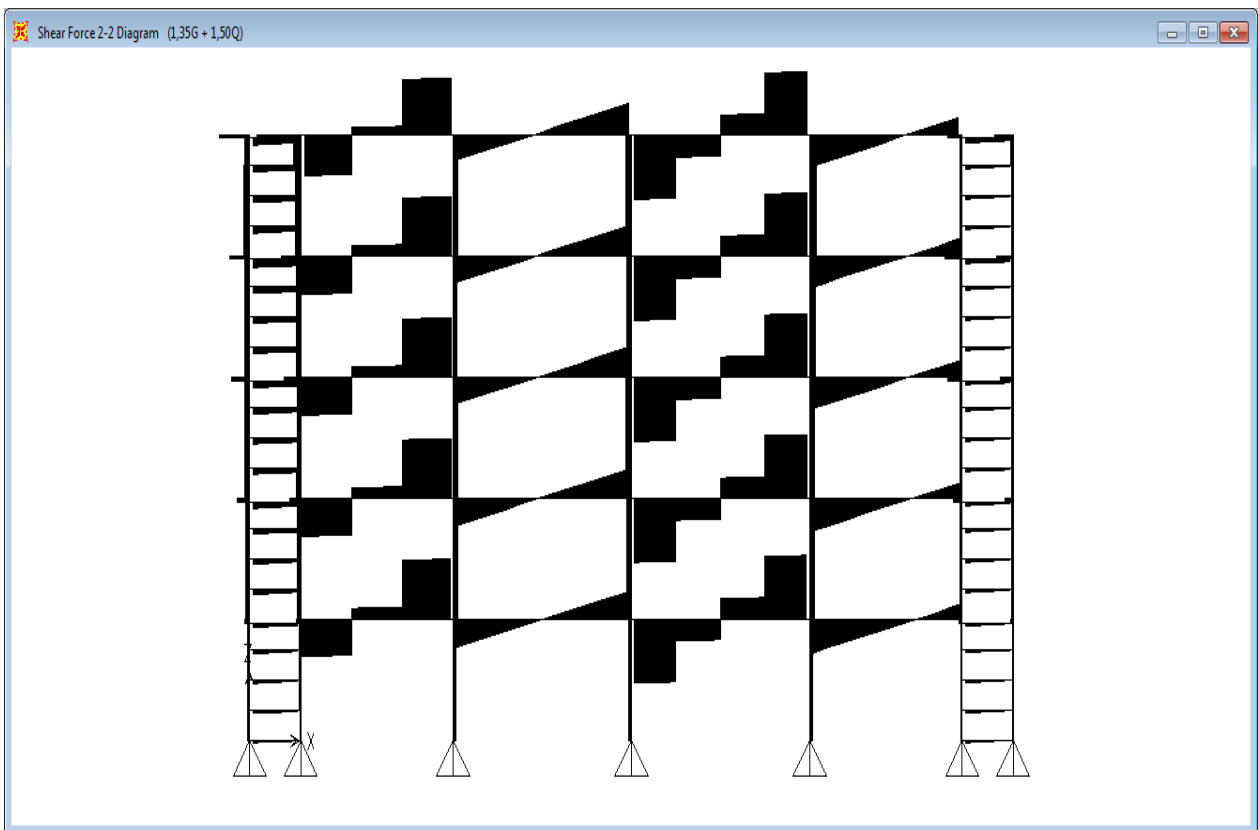
Σχήμα 4.26 Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων – διεύθυνση y



Σχήμα 4.27 Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων – διεύθυνση x



Σχήμα 4.29 Διάγραμμα μη σεισμικών τεμνουσών δυνάμεων – διεύθυνση y



Σχήμα 4.30 Διάγραμμα μη σεισμικών τεμνουσών δυνάμεων – διεύθυνση x

Παρατηρούμε πως ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι που αφορούν τις δοκούς fuseis, για όλους τους ορόφους και για τις δύο διευθύνσεις. Τέλος, ο ελάχιστος συντελεστής υπεραντοχής που θα χρησιμοποιηθεί για τους ελέγχους του ικανοτικού σχεδιασμού είναι $\min\Omega = 1,09$.

4.10 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS

Με βάση τη θεωρία που αναπτύξαμε στο αντίστοιχο κεφάλαιο του πλαισίου, για τις δύο διευθύνσεις του κτιρίου έχουμε:

Διεύθυνση y:

Για τη δυσμενέστερη περίπτωση έχουμε: $\theta_p = \frac{\delta q(\text{προσαύξηση})}{0,5L_{link}} = \frac{0,0008*5*1,16}{0,5*0,12} = 0,077$

και $(drift)L_{beam} / L_{link} = 0,04*1,55 / 0,12 = 0,517$ οπότε προφανώς ο έλεγχος ικανοποιείται.

Παρακάτω παρουσιάζεται ο πίνακας με τους ελέγχους για όλους τους ορόφους.

Sections	$\theta_p = \delta * q * (\text{προσαύξηση}) / 0,5L$	$\delta_{vert}(\text{mm})$	drift	$\text{drift} * L_{beam} / L_{link}$	Check $\theta_p < \text{drift} * L_{beam} / L_{link}$
ROD 50	0,0678	0,70	0,04	0,517	OK
ROD 55	0,0774	0,80	0,04	0,517	OK
ROD 60	0,0774	0,80	0,04	0,517	OK
ROD 65	0,0678	0,70	0,04	0,517	OK
ROD 70	0,0387	0,40	0,04	0,517	OK

Πίνακας 4.13 Έλεγχος γωνίας στροφής δοκών fuseis – διεύθυνση y

Διεύθυνση x:

Για τη δυσμενέστερη περίπτωση έχουμε: $\theta_p = \frac{\delta q(\text{προσαύξηση})}{0,5L_{link}} = \frac{0,0009*5*1,16}{0,5*0,198} = 0,053$

και $(drift)L_{beam} / L_{link} = 0,04*1,70 / 0,198 = 0,343$ οπότε προφανώς ο έλεγχος ικανοποιείται.

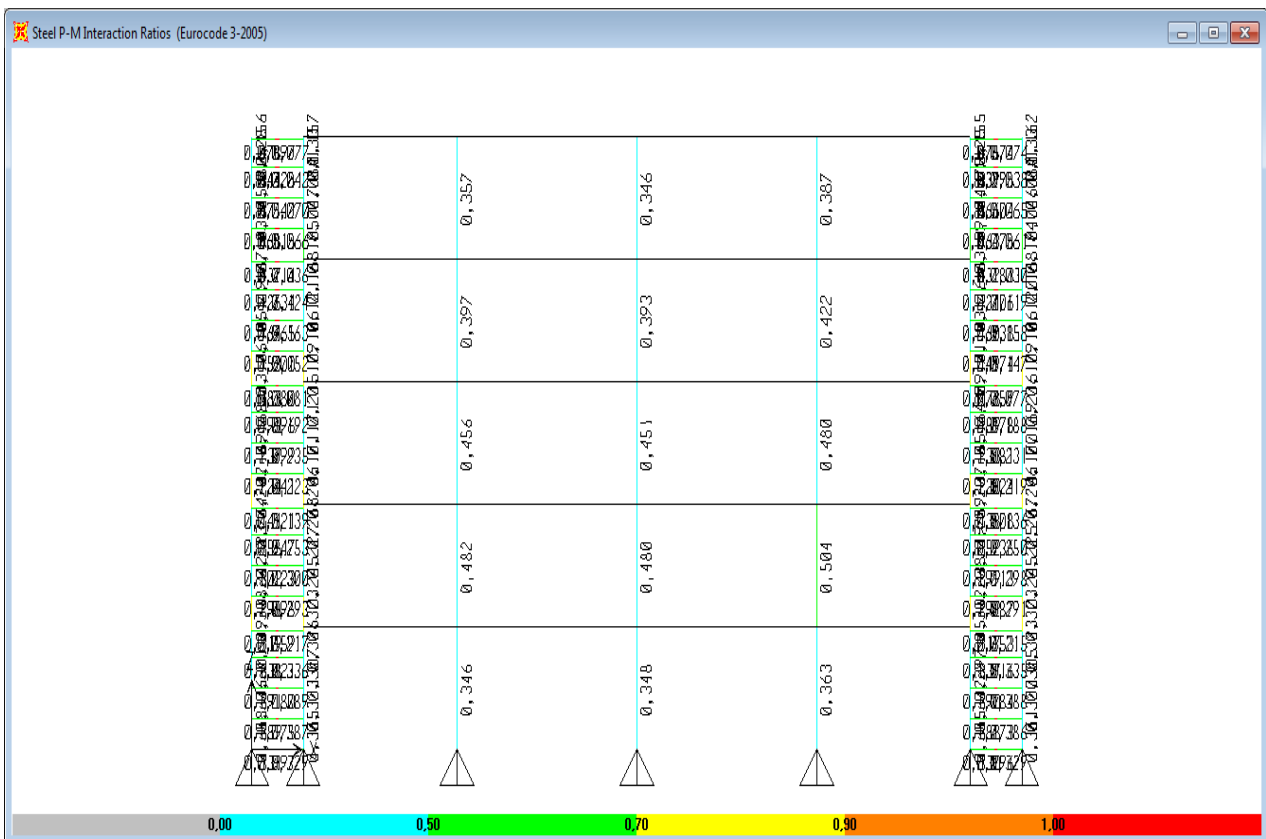
Παρακάτω παρουσιάζεται ο πίνακας με τους ελέγχους για όλους τους ορόφους.

Sections	$\theta_p = \delta * q * (\text{προσαύξηση}) / 0,5L$	$\delta_{vert}(\text{mm})$	drift	$\text{drift} * L_{beam} / L_{link}$	Check $\theta_p < \text{drift} * L_{beam} / L_{link}$
ROD 70	0,0528	0,90	0,04	0,343	OK
ROD 70	0,0688	0,90	0,04	0,447	OK
ROD 70	0,0774	0,80	0,04	0,567	OK
ROD 70	0,0847	0,70	0,04	0,708	OK
ROD 70	0,0596	0,40	0,04	0,872	OK

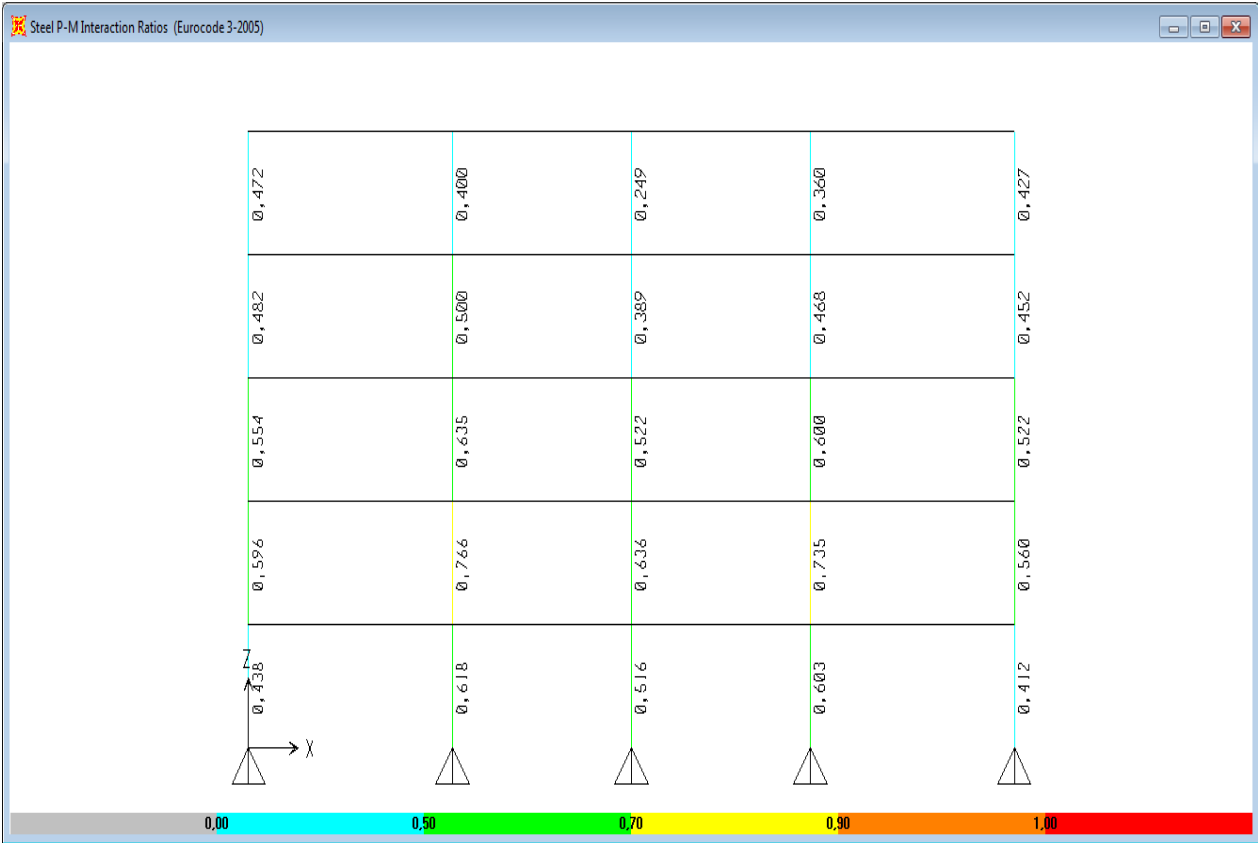
Πίνακας 4.14 Έλεγχος γωνίας στροφής δοκών fuseis – διεύθυνση x

4.11 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΚΑΙ ΔΟΚΟΙ ΥΠΟΔΟΧΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

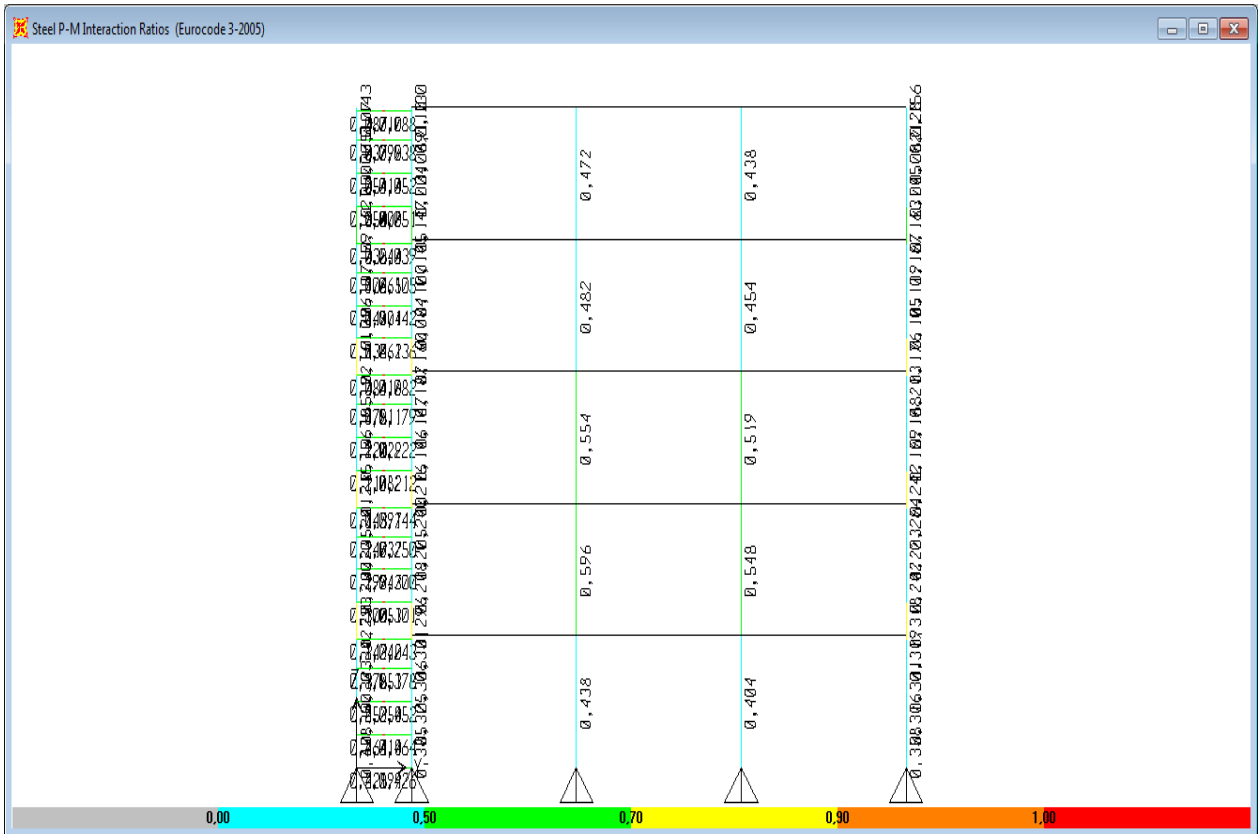
Οι 8 σεισμικοί συνδυασμοί του ικανοτικού σχεδιασμού είναι οι $1,00G + 0,30\text{Live roof} + 0,24\text{Live storey} \pm 1,74\text{QuakeX} \pm 0,52\text{QuakeY}$ και οι $1,00G + 0,30\text{Live roof} + 0,24\text{Live storey} \pm 0,52\text{QuakeX} \pm 1,74\text{QuakeY}$, αφού $1,1*1,16*1,25*1,09 = 1,74$ και $0,3*1,74 = 0,52$. Διευκρινίζουμε ότι 1,16 είναι ο συντελεστής λόγω φαινομένων δευτέρας τάξης και 1,09 είναι το $\min\Omega$. Παρακάτω παρουσιάζουμε εικόνες με τους συντελεστές εκμετάλλευσης των υποστυλωμάτων (και του συστήματος και του κτιρίου) και των δοκών υποδοχής. Όπως προκύπτει από τις εικόνες αυτές, ο μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης για τα υποστυλώματα του συστήματος είναι 0,820, ενώ ο αντίστοιχος για τις δοκούς υποδοχής είναι 0,588, οπότε προφανώς ο έλεγχος για τον ικανοτικό σχεδιασμό ικανοποιείται. Τέλος, για τα υποστυλώματα ισογείου του κτιρίου ο συντελεστής εκμετάλλευσης είναι 0,618 (αντί για 0,844 που ήταν στην στατική ανάλυση) και για τα λοιπά υποστυλώματα του κτιρίου είναι 0,766 (αντί για 0,862 που ήταν στην στατική ανάλυση), γεγονός που αποδεικνύει πως οι σεισμικές δυνάμεις παραλαμβάνονται από το σύστημα fuseis και όχι από το κτίριο.



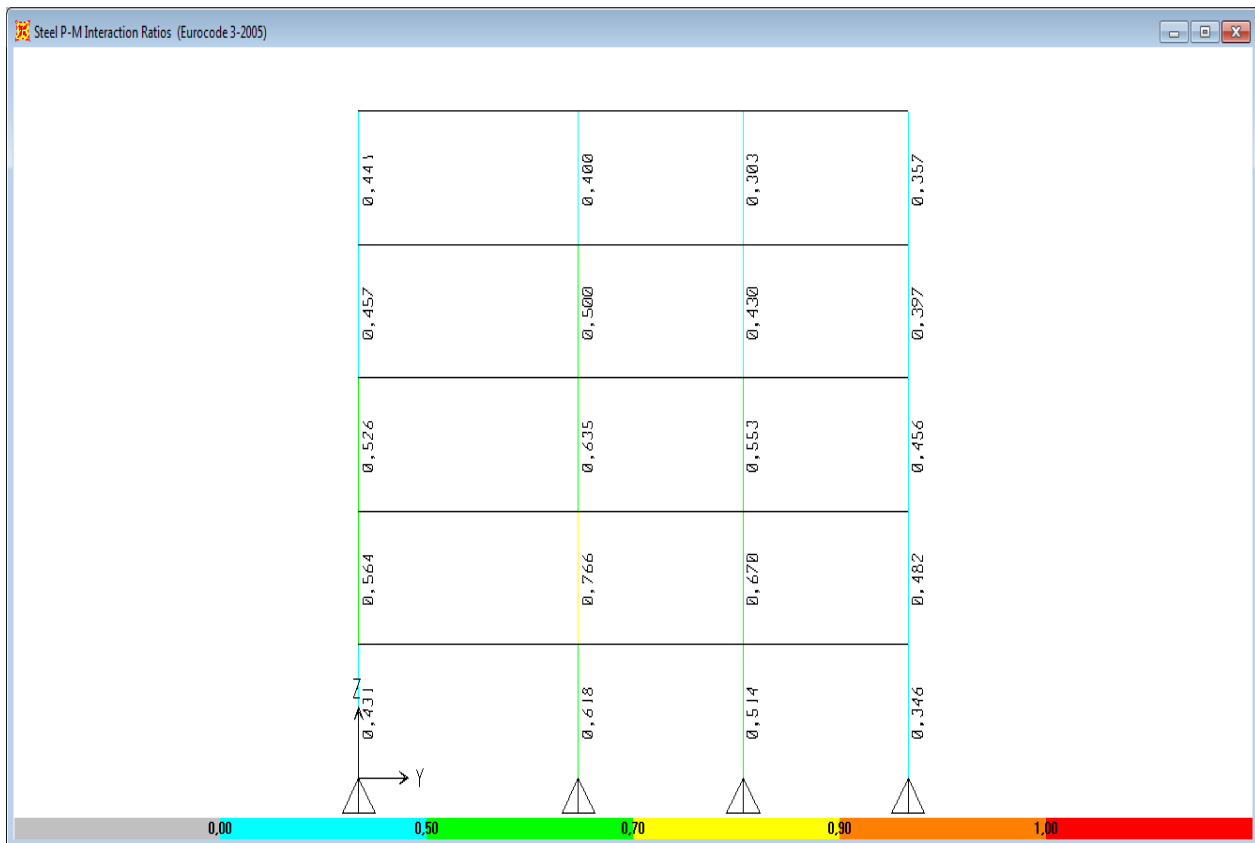
Σχήμα 4.31 Συντελεστές εκμετάλλευσης για ικανοτικό σχεδιασμό (xz)



Σχήμα 4.32 Συντελεστές εκμετάλλευσης για ικανοτικό σχεδιασμό (xz)



Σχήμα 4.33 Συντελεστές εκμετάλλευσης για ικανοτικό σχεδιασμό (yz)



Σχήμα 4.34 Συντελεστές εκμετάλλευσης για ικανοτικό σχεδιασμό (yz)

4.12 ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ PUSHOVER

Γενικά:

Η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (γραμμική - ελαστική) σε συνδυασμό με τα φάσματα, τον συντελεστή συμπεριφοράς q που λαμβάνει υπόψη την ελαστοπλαστική συμπεριφορά της κατασκευής και τους ικανοτικούς ελέγχους έχει το μειονέκτημα ότι δε μπορεί να εφαρμοστεί για τον έλεγχο υπάρχουσών κατασκευών, διότι δεν πληρούνται οι ικανοτικές προϋποθέσεις που εξασφαλίζονται εκ των προτέρων στις νέες κατασκευές. Όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενο κεφάλαιο, προκειμένου να γίνει η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτιρίου που σχεδιάστηκε σύμφωνα με παλαιότερους κανονισμούς εφαρμόζονται μέθοδοι υπολογισμού της μετελαστικής του συμπεριφοράς. Οι μέθοδοι αυτές διακρίνονται σε δυναμικές και στατικές ανάλογα με τον τρόπο επιβολής της διέγερσης. Στην προσομοιωτική δυναμική ανάλυση επιβάλλονται σεισμικές δράσεις, η ένταση των οποίων αυξάνεται σταδιακά μέχρι την κατάρρευση, ενώ στην στατική υπερωθητική ή αλλιώς ανελαστική ανάλυση (static pushover) το αποτέλεσμα της δράσης της σεισμικής διέγερσης προσομοιώνεται με στατικά επιβαλλόμενες μετατοπίσεις ή

στατικά φορτία σταδιακά αυξανόμενα μέχρι την κατάρρευση. Οι 2 αυτές προσεγγιστικές μέθοδοι που βασίζονται στην στατική υπερωθητική ανάλυση και μετατρέπουν το ανελαστικό δυναμικό πρόβλημα σε ανελαστικό στατικό, είναι γνωστές και ως μέθοδος της σεισμικής αποτίμησης και σχεδιασμού με επιβολή μετατοπίσεων (displacement - based seismic design method) και ως μέθοδος φασματικής ικανότητας (capacity spectrum method) με επιβολή δυνάμεων. Η μέθοδος φασματικής ικανότητας θεωρείται πιο κοντά στη δυναμική ανάλυση στην οποία επιβάλλονται αδρανειακές δυνάμεις και έχει υιοθετηθεί από τους αμερικάνικους κανονισμούς ATC-40 και FEMA 356.

Στην στατική ανελαστική ανάλυση, και συγκεκριμένα στη μέθοδο φασματικής ικανότητας, η κατασκευή φορτίζεται με σταθερά κατακόρυφα φορτία (μόνιμα και κινητά του σεισμικού συνδυασμού) και με μονοτονικά επιβαλλόμενα στατικά πλευρικά φορτία που αντιπροσωπεύουν τις σεισμικές δυνάμεις και αυξάνονται βαθμιαία μέχρι την τελική κατάρρευση ή έως η κατασκευή να παραλάβει μία προκαθορισμένη μετακίνηση οροφής. Αναλυτικότερα, τα βήματα της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης επηρεάζονται από τη θεώρηση που υιοθετείται για την προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα. Η γραμμικοποιημένη μέθοδος βήμα προς βήμα προϋποθέτει τη γραμμική συμπεριφορά του φορέα μέσα σε κάθε προσαυξητικό βήμα φόρτισης, λαμβάνοντας φυσικά υπόψη και τη μείωση της δυσκαμψίας των μελών που έχουν πλαστικοποιηθεί στα προηγούμενα βήματα και έχοντας έτσι δημιουργήσει μια νέα κατανομή πλευρικής φόρτισης, για την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας. Προφανώς, η παραδοχή αυτή ισχύει με τη θεώρηση της συγκεντρωμένης πλαστικότητας και του ακαριαίου σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων μέσω μιας ελαστικής – απολύτως πλαστικής θεώρησης. Στην πιο ρεαλιστική θεώρηση της κατανεμημένης πλαστικότητας, η πλαστικοποίηση πραγματοποιείται σταδιακά καθ' ύψος της διατομής και κατά το διαμήκη άξονα των ράβδων του φορέα, με αποτέλεσμα η κατασκευή να συμπεριφέρεται μη γραμμικά σε κάθε προσαυξητικό βήμα φόρτισης και συγκεκριμένα να συμπεριφέρεται μη γραμμικά αμέσως μετά την πλαστικοποίηση της ακρότατης ίνας της διατομής του πρώτου στοιχείου που πλαστικοποιείται και να παραμένει στη μη γραμμική περιοχή έως την τελική κατάρρευση. Στην περίπτωση αυτή ακολουθείται μία μη γραμμική προσαυξητική - επαναληπτική διαδικασία για τον υπολογισμό της καμπύλης φορτίου (τέμνουσα βάσης) – μετατόπισης (οροφής).

Γενικά οι απλοποιημένες ανελαστικές στατικές μέθοδοι, που βασίζονται στον έλεγχο των μετακινήσεων, απαιτούν τον προσδιορισμό της ικανότητας καθώς και της απαίτησης σε μετακίνηση και έπειτα της συμπεριφοράς της κατασκευής που εξαρτάται από τον τρόπο με τον οποίο η ικανότητα μπορεί να ανταποκρίνεται στην απαίτηση:

A) ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ: Η συνολική ικανότητα της κατασκευής εξαρτάται από την επιμέρους ικανότητα των δομικών στοιχείων που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό. Προκειμένου να προσδιοριστεί η ικανότητα πέρα από το όριο διαρροής, απαιτείται κάποιας μορφής ανελαστική ανάλυση (static pushover). Με βάση τη διαδικασία που αναλύθηκε στα προηγούμενα και λαμβάνοντας υπόψη και φαινόμενα 2^{ης} τάξης (P-Δ), υπολογίζεται η καμπύλη ικανότητας που έχει ως άξονες την τέμνουσα βάσης που ασκείται στο φορέα (V) και την ανελαστική μετακίνηση κορυφής της κατασκευής (δ). Για τον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας πρέπει να εφαρμόζονται τουλάχιστον δύο καθ' ύψος κατανομές των οριζοντίων φορτίων: η ομοιόμορφη κατανομή που είναι βασισμένη σε οριζόντια φορτία που είναι ανάλογα προς τη μάζα ανεξάρτητα από την στάθμη (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης) και η ιδιομορφική κατανομή που είναι ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση όπως προκύπτει από την ελαστική ανάλυση.

B) ΑΠΑΙΤΗΣΗ ΣΕ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ: Η μετακίνηση του εδάφους κατά τη διάρκεια ενός σεισμού προκαλεί στις κατασκευές σύνθετες οριζόντιες μετακινήσεις που μεταβάλλονται με το χρόνο. Η παρακολούθηση των μετακινήσεων σε κάθε χρονικό βήμα είναι πολύ δύσκολη. Έτσι στις ανελαστικές μεθόδους για μια δεδομένη κατασκευή και εδαφική κίνηση, η απαίτηση σε μετακίνηση αποτελεί εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης του φορέα. Για τον προσδιορισμό της απαίτησης σε μετακίνηση χρησιμοποιούμε τη μέθοδο φασματικής ικανότητας.

Γ) ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ: Δεδομένης της ικανότητας και της απαίτησης σε μετακίνηση του φορέα ελέγχεται η συμπεριφορά της κατασκευής ώστε να διαπιστωθεί κατά πόσο τα στοιχεία της έχουν υποστεί βλάβες μικρότερες από τα επιτρεπτά όρια για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Προκειμένου να γίνει σύγκριση της διατιθέμενης με την απαιτούμενη αντοχή, τόσο η καμπύλη P-δ όσο και το φάσμα σχεδιασμού μετατρέπονται στο διάγραμμα φασματικών συντεταγμένων Sa-Sd.

Στάθμες επιτελεστικότητας:

Η χρήση μόνο μίας στάθμης σεισμού από τον Ευρωκώδικα 8 στην ελαστική ανάλυση δε μας επιτρέπει να εξάγουμε συμπεράσματα ως προς τις ζημιές ή την ενδεχόμενη

κατάρρευση που θα συμβεί υπό σεισμική διέγερση μικρότερης ή μεγαλύτερης έντασης αντίστοιχα κάτι όμως που είναι σαφές πως είναι σκόπιμο να γνωρίζουμε. Έτσι στους διεθνείς κανονισμούς ορίζεται η έννοια της σεισμικής επίδοσης ή επιτελεστικότητας που αποτελεί την επιθυμητή (ή ανεκτή) οριακή κατάσταση βλαβών λόγω σεισμών διαφόρων εντάσεων και εξαρτάται από τη σύγκριση της ικανότητας και της απαίτησης του κτιρίου υπολογίζοντας διάφορα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς του όπως η παραμόρφωση των ορόφων και οι πλαστικές παραμορφώσεις. Οι 3 βασικές στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται από τους κανονισμούς ανάλογα με το είδος και το επίπεδο των ζημιών που αναπτύσσονται στην κατασκευή είναι οι εξής:

Στάθμη 1: Άμεση λειτουργία (Immediate Occupancy – IO): Η κατασκευή συνεχίζει τη λειτουργία της με ελαφρές μόνο βλάβες. Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό, το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε καμία λειτουργία του κτιρίου να μη διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Τα στοιχεία του φορέα δεν έχουν εισαχθεί σημαντικά στη μετελαστική περιοχή με αποτέλεσμα να διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους και οι παραμένουσες παραμορφώσεις, κυρίως σε επίπεδο σχετικών μετακινήσεων ορόφων, θεωρούνται ασήμαντες, οπότε δεν επηρεάζεται η ικανότητα της κατασκευής να φέρει κατακόρυφα και οριζόντια φορτία στον ίδιο βαθμό όπως και πριν το σεισμό. Ο κίνδυνος τραυματισμού ατόμων είναι αμελητέος, ενώ οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφαλείας (κλιμακοστάσια, πόρτες, ανελκυστήρες, συστήματα πυρασφάλειας, γεννήτριες κτλ) παραμένουν σε λειτουργία. Στα μη φέροντα στοιχεία παρατηρούνται μικρές μόνο βλάβες που δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες.

Στάθμη 2: Ασφάλεια ζωής (Life Safety – LS): Αναμένεται να παρουσιαστούν επισκευάσιμες βλάβες στο φέροντα οργανισμό, χωρίς όμως να συμβούν σημαντικές βλάβες στην οικοσκευή και χωρίς να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός. Το κτίριο διατηρεί ένα σημαντικό μέρος της αντοχής και της δυσκαμψίας του έναντι οριζόντιων δράσεων, αλλά πριν τη λειτουργία του είναι σκόπιμο να γίνουν επισκευές και να εφαρμοστούν προσωρινά συστήματα ενίσχυσης της δυσκαμψίας, όπως χιαστί σύνδεσμοι. Τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία είναι ικανά να φέρουν τα υπερκείμενα φορτία και οι παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι μέτριες. Όλα τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά τα πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να διαθέτουν σημαντικό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας τους.

Τα μη φέροντα στοιχεία (όπως διαχωριστικοί τοίχοι) αναμένεται να υποστούν βλάβες χωρίς όμως απειλή κατάρρευσης.

Στάθμη 3: Αποφυγή κατάρρευσης (Collapse Prevention – CP): Αναμένεται να παρουσιαστούν εκτεταμένες βλάβες (μη επισκευάσιμες κατά κανόνα) στο φέροντα οργανισμό. Ο φορέας έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά τη διάρκεια και για ένα διάστημα μετά το σεισμό) χωρίς όμως να διαθέτει ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι μερικής ή ολικής κατάρρευσης. Υπάρχει ακόμα σημαντική μείωση της αντοχής και δυσκαμψίας του συστήματος ανάληψης οριζοντίων φορτίων. Οι παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι μεγάλες και μη αναστρέψιμες. Το κτίριο δεν είναι ασφαλές προς χρήση αφού μπορεί να καταρρεύσει σε ένα μετασεισμό. Στα κατακόρυφα μη φέροντα στοιχεία δεν επιτρέπεται να ξεπεραστεί η διαθέσιμη παραμόρφωση αστοχίας, ενώ στα οριζόντια επιτρέπονται υπερβάσεις.

Η SEAOC 1999 (Structural Engineers Association of California) ορίζει τους σεισμούς που φαίνονται στον παρακάτω πίνακα με διαφορετικές περιόδους επαναφοράς και φυσικά διαφορετικές εντάσεις:

Χαρακτηρισμός σεισμού	Περίοδος επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα εμφάνισης σε 1 έτος
Συχνός	42	0,023
Περιστασιακός	72	0,014
Σπάνιος (Σχεδιασμού)	475	0,002
Πολύ σπάνιος	970	0,001

Πίνακας 4.15 Στάθμες σεισμού κατά SEAOC 1999

Οι 4 παραπάνω στάθμες σεισμού οδηγούν σε 4 διαφορετικές τιμές για τη μέγιστη πιθανή μετακίνηση οροφής του κτιρίου. Για να χαρακτηριστεί η συμπεριφορά της κατασκευής ως ικανοποιητική θα πρέπει να εξασφαλίζεται η ασφάλεια ζωής για το σεισμό σχεδιασμού και η αποφυγή κατάρρευσης για τον πολύ σπάνιο σεισμό, ενώ για να χαρακτηριστεί ως καλή θα πρέπει να εξασφαλίζεται η άμεση λειτουργία για συχνό σεισμό και οι περιορισμένες ζημιές για περιστασιακό σεισμό. Τα παραπάνω αποτελούν το βασικό στόχο στις στάθμες επιτελεστικότητας. Υπάρχει ακόμα η αυξημένη απαίτηση (περιορισμός βλαβών στο σεισμό σχεδιασμού και αναλόγως οι υπόλοιπες στάθμες) και η πολύ αυξημένη απαίτηση (άμεση λειτουργία στο σεισμό σχεδιασμού και αναλόγως οι υπόλοιπες στάθμες). Σε κτίρια υψηλής επιτελεστικότητας (άμεση λειτουργία) εφαρμόζονται γραμμικές (ελαστικές) δυναμικές μέθοδοι ανάλυσης, ενώ σε κτίρια χαμηλής επιτελεστικότητας (ασφάλεια ζωής και αποφυγή κατάρρευσης) έχει νόημα η

χρήση μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων (που είναι όμως χρονοβόρες και επίπονες) και μη γραμμικών στατικών μεθόδων ανάλυσης (pushover) με στόχο το ρεαλιστικότερο (σε σχέση με τις γραμμικές) και απλούστερο (σε σχέση με τις δυναμικές μη γραμμικές) προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής.

Ο Ευρωκώδικας 8 από τη μεριά του ορίζει τις ακόλουθες 3 στάθμες επιτελεστικότητας:

Στάθμη 1: Περιορισμού βλαβών (DL): Ο φορέας έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να έχουν αποφύγει σημαντική διαρροή και να διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Τα μη φέροντα στοιχεία (διαχωριστικά, τοιχοπληρώσεις κτλ) μπορεί να παρουσιάζουν κατανεμημένη ρηγμάτωση, όμως η βλάβη θα μπορούσε να επισκευαστεί με οικονομικό τρόπο. Οι μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων είναι αμελητέες. Ο φορέας δεν απαιτεί μέτρα επισκευής.

Στάθμη 2: Σημαντικών βλαβών (SD): Ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, διαθέτει, όμως, ορισμένη εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι σε θέση να αντέξουν τα κατακόρυφα φορτία. Τα μη φέροντα στοιχεία έχουν υποστεί βλάβες, αν και δεν παρουσιάζουν αστοχίες εκτός επιπέδου. Υπάρχουν μέτριες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης. Η επισκευή του φορέα ενδεχομένως να είναι αντισοικονομική.

Στάθμη 3: Οιονεί κατάρρευσης (NC): Ο φορέας έχει υποστεί σοβαρή ζημιά, με χαμηλή εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, αν και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι ακόμα σε θέση να αντέχουν κατακόρυφα φορτία. Τα περισσότερα μη φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει. Υπάρχουν μεγάλες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας απέχει λίγο από την κατάρρευση και πιθανόν δε θα επιβίωνε σε άλλο σεισμό, ακόμα και μέτριας έντασης.

Ο παραπάνω ορισμός της οιονεί κατάρρευσης προσεγγίζει περισσότερο την πραγματική κατάρρευση του κτιρίου από ό,τι ο αντίστοιχος στη γραμμική δυναμική ανάλυση (που χοντρικά ισοδυναμεί με την οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών που ορίστηκε παραπάνω) και ανταποκρίνεται στην πληρέστερη εκμετάλλευση της ικανότητας παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.

Η περίοδος επαναφοράς και η πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια της σεισμικής διέγερσης που αντιστοιχεί σε κάθε μία από τις παραπάνω οριακές καταστάσεις, ώστε η προστασία να θεωρείται κατάλληλη, για συνήθη νέα κτίρια δίνεται στον επόμενο πίνακα:

Οριακή κατάσταση	Περίοδος επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη
Περιορισμού βλαβών	225	20%
Σημαντικών βλαβών	475	10%
Οιονεί κατάρρευσης	2475	2%

Πίνακας 4.16 Στάθμες σεισμού κατά Ευρωκώδικα 8

4.13 ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

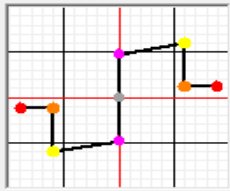
Όπως αναφέραμε και στο προηγούμενο κεφάλαιο οι πλαστικές αρθρώσεις που χρησιμοποιούμε είναι τύπου M3. Οι διάφορες παράμετροι προκύπτουν πειραματικά και για τη διατομή Rod 70 φαίνονται στο παρακάτω σχήμα. Ομοίως προκύπτουν και για τις υπόλοιπες διατομές, για τις οποίες μεταβάλλονται μόνο η ροπή και η στροφή.

Frame Hinge Property Data for Rod 70 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0,5	-150
D-	-0,5	-100
C-	-2,5	-100
B-	-2	0
A	0	0
B	2,	0,
C	2,5	100,
D	0,5	100,
E	0,5	150,



Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF: 13,31	
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation (Steel Objects Only)	Rotation SF: 1,100E-03	

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Immediate Occupancy	30,	
<input type="checkbox"/> Life Safety	45,	
<input type="checkbox"/> Collapse Prevention	60,	

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length:

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Σχήμα 4.35 Παράμετροι πλαστικής άρθρωσης για Rod 70

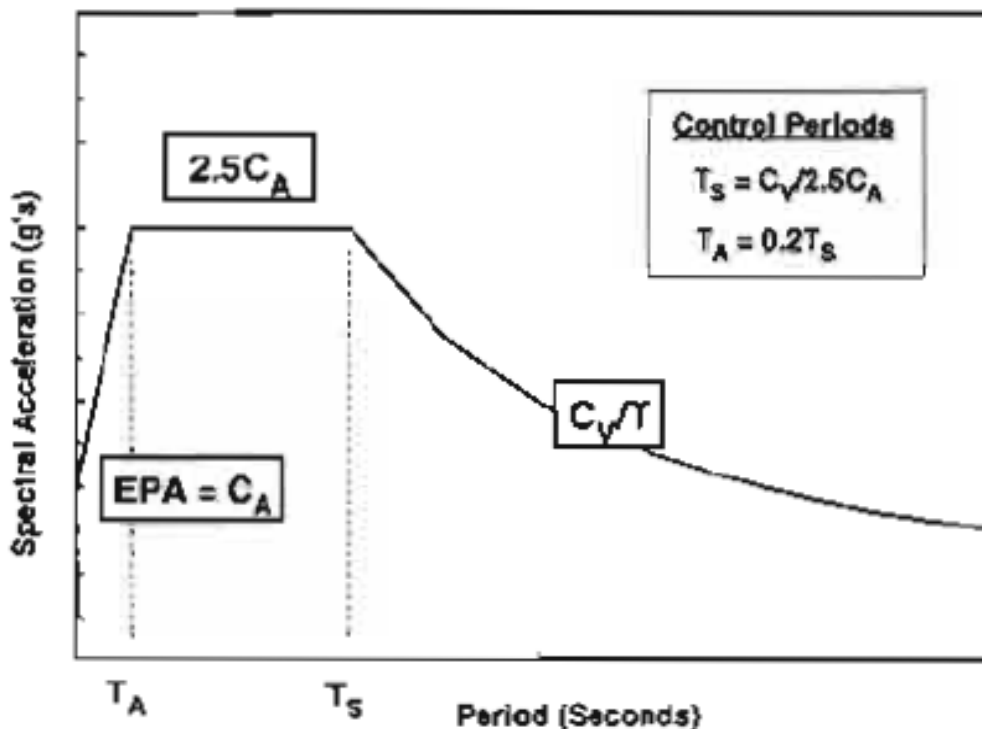
Και στις δύο διευθύνσεις οι πλαστικές αρθρώσεις τοποθετούνται στο 10% και στο 90% του μήκους του πείρου. Έτσι στη διεύθυνση yz τοποθετούνται στα 0,012m και στα 0,108m (αφού όλοι οι πείροι έχουν μήκος 0,12m) ενώ στη διεύθυνση xz αλλάζει το απόλυτο μήκος σε κάθε όροφο, αφού μεταβάλλεται το μήκος των πείρων.

Οι τιμές των σεισμικών παραμέτρων C_a και C_v ελέγχουν το σχήμα του ελαστικού φάσματος απόκρισης. Για κάθε επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας, αποδίδεται στην κατασκευή μία ορισμένη τιμή των σεισμικών συντελεστών σύμφωνα με κάποιους πίνακες του κανονισμού ATC-40. Οι πίνακες αυτοί όμως δεν έχουν εφαρμογή στην ελληνική (και γενικά στην ευρωπαϊκή) πραγματικότητα και έτσι για τον υπολογισμό των συντελεστών χρησιμοποιείται ένας εναλλακτικός τρόπος. Σύμφωνα με τον κανονισμό ATC-40 ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης βασίζεται στις σεισμικές παραμέτρους της περιοχής C_a και C_v , για κάθε επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας. Εξισώνοντας το φάσμα του αμερικάνικου κανονισμού (ATC-40) με το ελαστικό φάσμα απόκρισης (και όχι με το ελαστοπλαστικό φάσμα απόκρισης) του Ευρωκώδικα 8 υπολογίζουμε τις σεισμικές παραμέτρους ως εξής:

$$2,5C_a = 2,5a_g S \rightarrow C_a = 0,24 * 1,2 \rightarrow C_a = 0,288$$

$$\frac{C_v}{T} = 2,5a_g S \frac{T_c}{T} \rightarrow C_v = 2,5 * 0,24 * 1,2 * 0,5 \rightarrow C_v = 0,36$$

Φυσικά, ο συντελεστής η παραλείπεται από τις παραπάνω σχέσεις αφού έχουμε θεωρήσει απόσβεση 5% και έτσι προκύπτει ίσος με 1. Το φάσμα του ATC-40 που χρησιμοποιήσαμε φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.

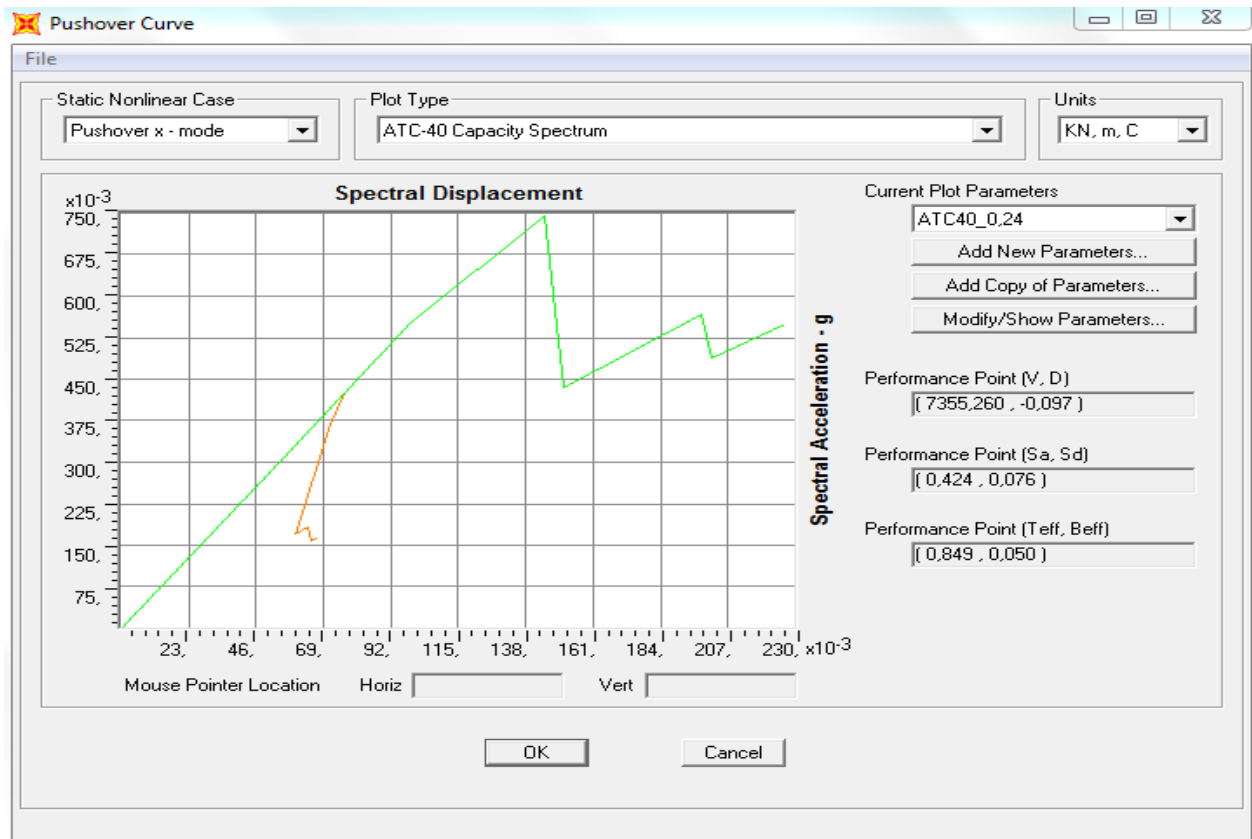


Σχήμα 4.36 Ελαστικό φάσμα απόκρισης του κανονισμού ATC-40

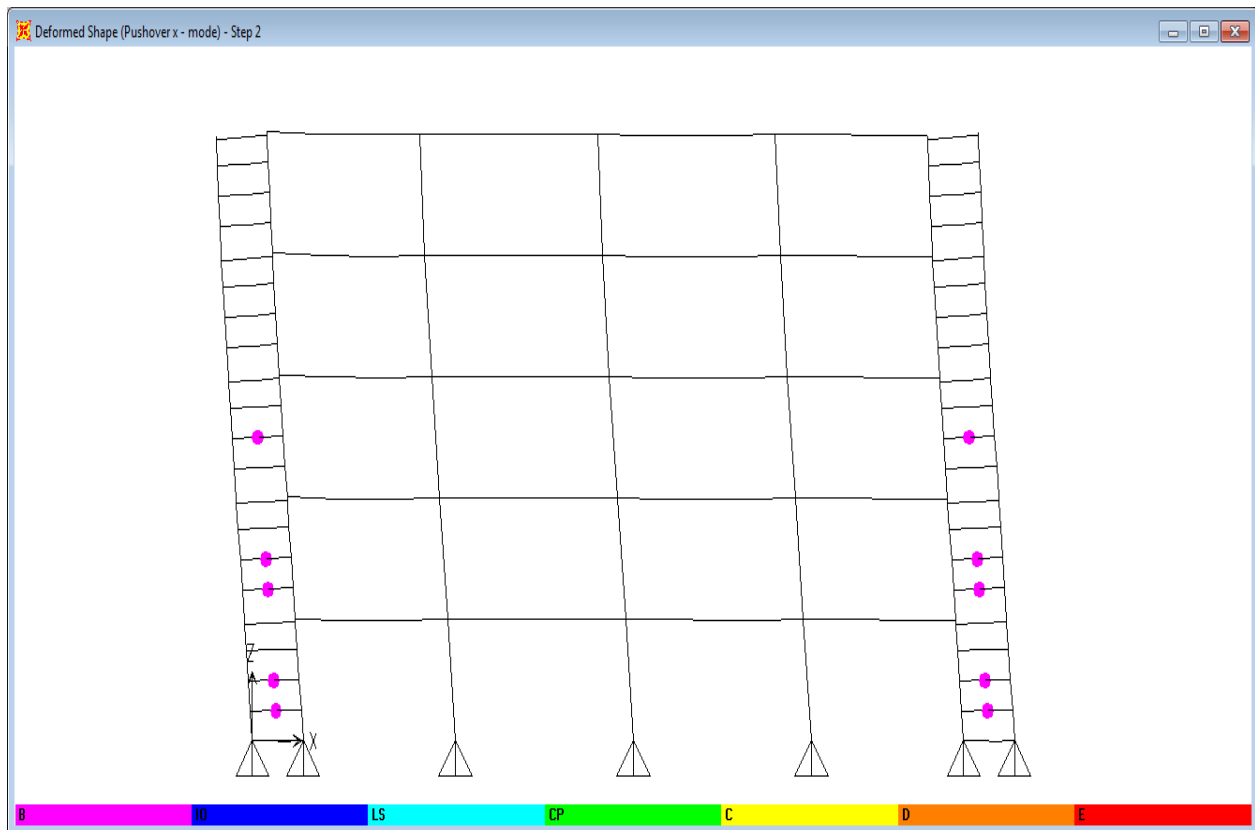
Στον τύπο της κατασκευής (structural behavior type) επιλέγουμε την κατηγορία B με βάση τον ATC-40, αφού γίνονται οι παραδοχές πως το κτίριο είναι πρακτικώς νέο χωρίς μη φέροντα στοιχεία, δε λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα εγγύς πεδίου (μεγάλη διάρκεια σεισμού) και το μέγεθος του αναμενόμενου σεισμού είναι $M \leq 6,5$ και τέλος ότι το έδαφος θεμελίωσης είναι σκληρό (όπως είναι τα εδάφη κατηγορίας B που έχουμε θεωρήσει). Οι παράμετροι για το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του ATC-40 όπως έχουν ορισθεί στο SAP2000 παρουσιάζονται στο παρακάτω σχήμα.

Σχήμα 4.37 Παράμετροι ελαστικού φάσματος σχεδιασμού του ATC-40

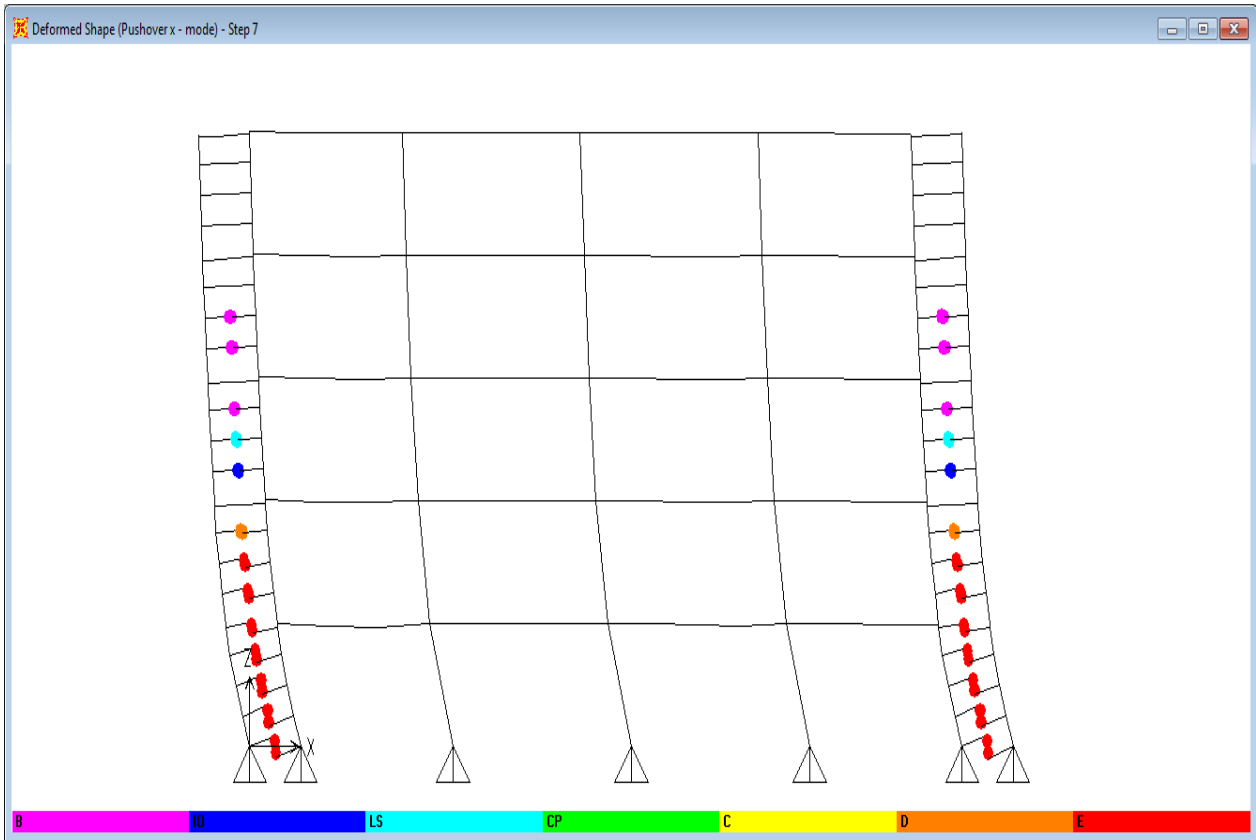
Παρακάτω παρουσιάζουμε τα αποτελέσματα των αναλύσεων pushover για το κτίριο. Διευκρινίζουμε πως πλέον για κάθε διεύθυνση έχουν πραγματοποιηθεί 2 αναλύσεις που ανταποκρίνονται στην απαίτηση του Ευρωκώδικα 8 για 2 καθ' ύψος κατανομές. Η μία αντλεί τα φορτία από την 1^η ιδιομορφή στην αντίστοιχη διεύθυνση, ενώ η δεύτερη από τις μάζες των ορόφων (ομοιόμορφη κατανομή). Βέβαια στη διεύθυνση yz, επειδή δεν υπάρχει συμμετρία πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις και με αρνητικά πρόσημα, αλλά τα αποτελέσματα ήταν πρακτικά ίδια και παραλείπονται.



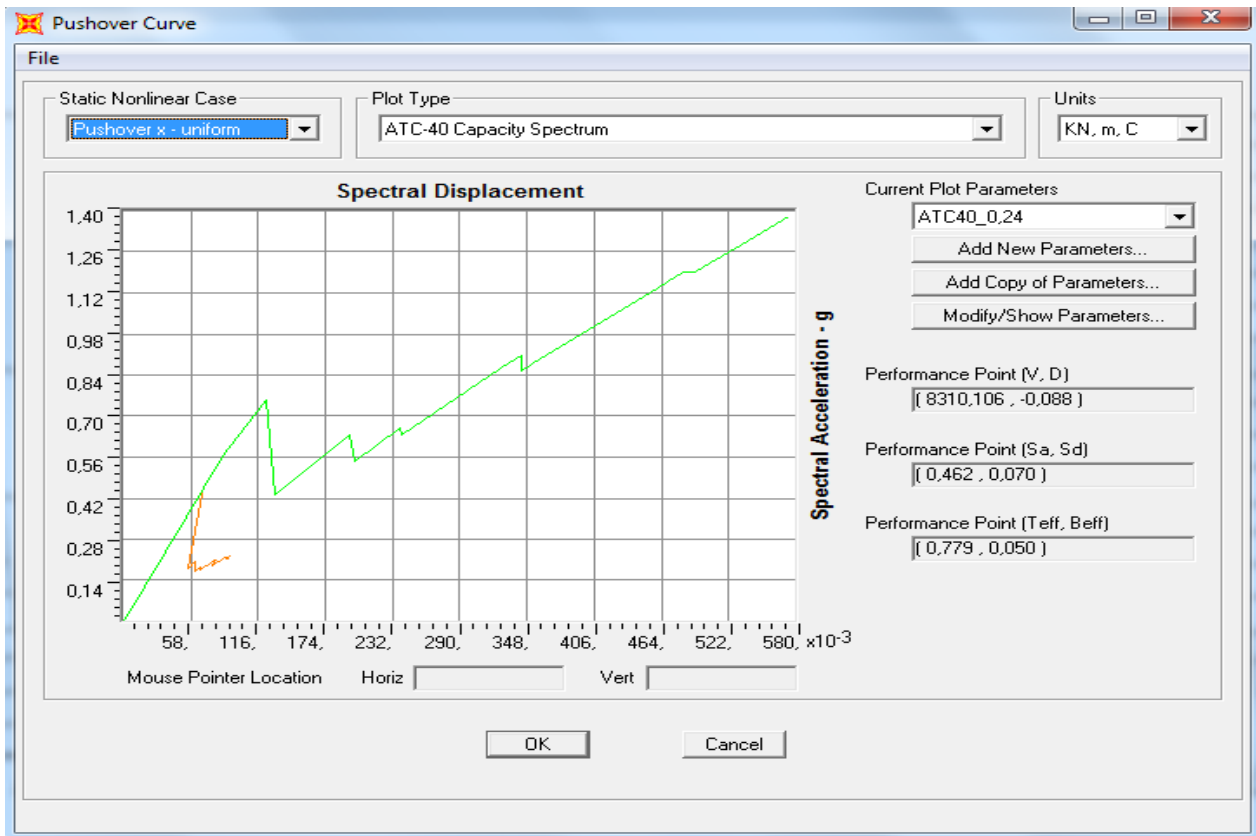
Σχήμα 4.38 Καμπύλη φασματικής ικανότητας – φόρτιση x mode



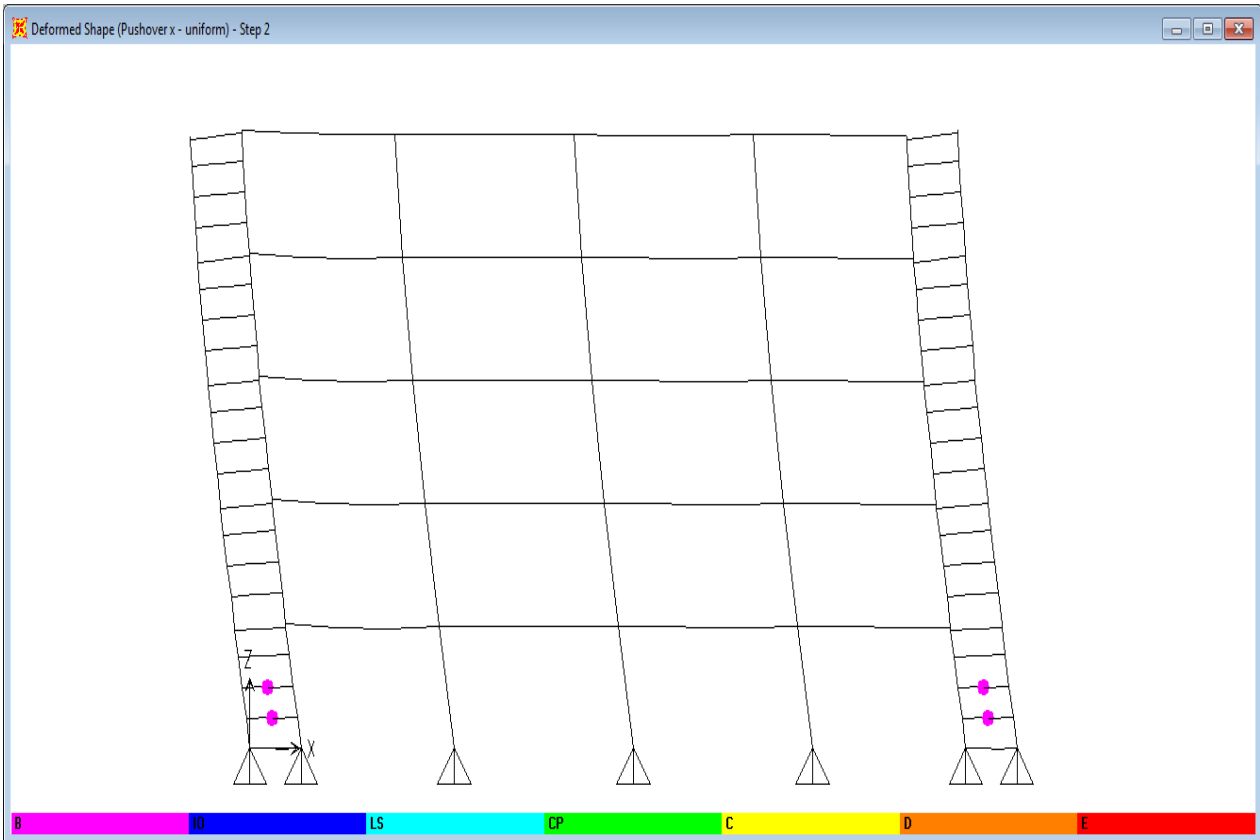
Σχήμα 4.39 Παραμορφωμένος φορέας στη διαρροή – φόρτιση x mode



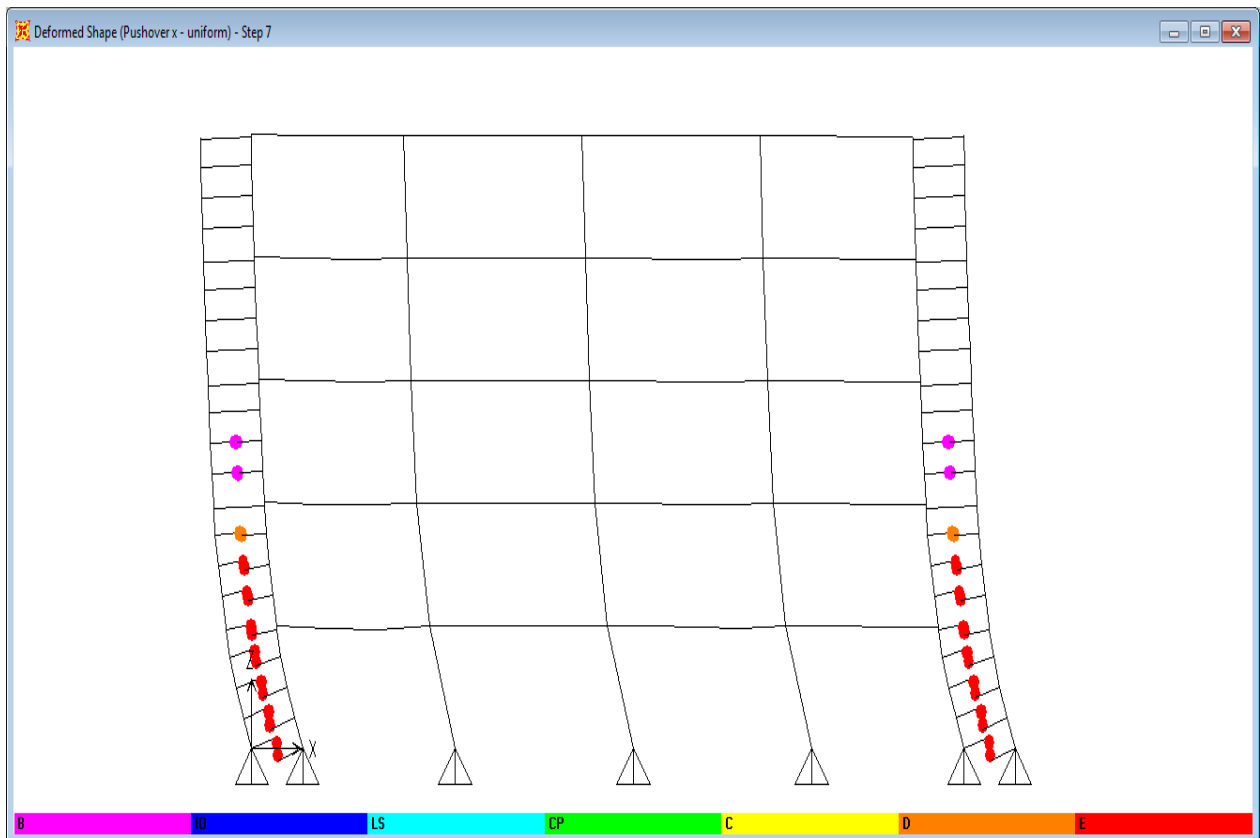
Σχήμα 4.40 Παραμορφωμένος φορέας για drift 4% στο ισόγειο – φόρτιση x mode



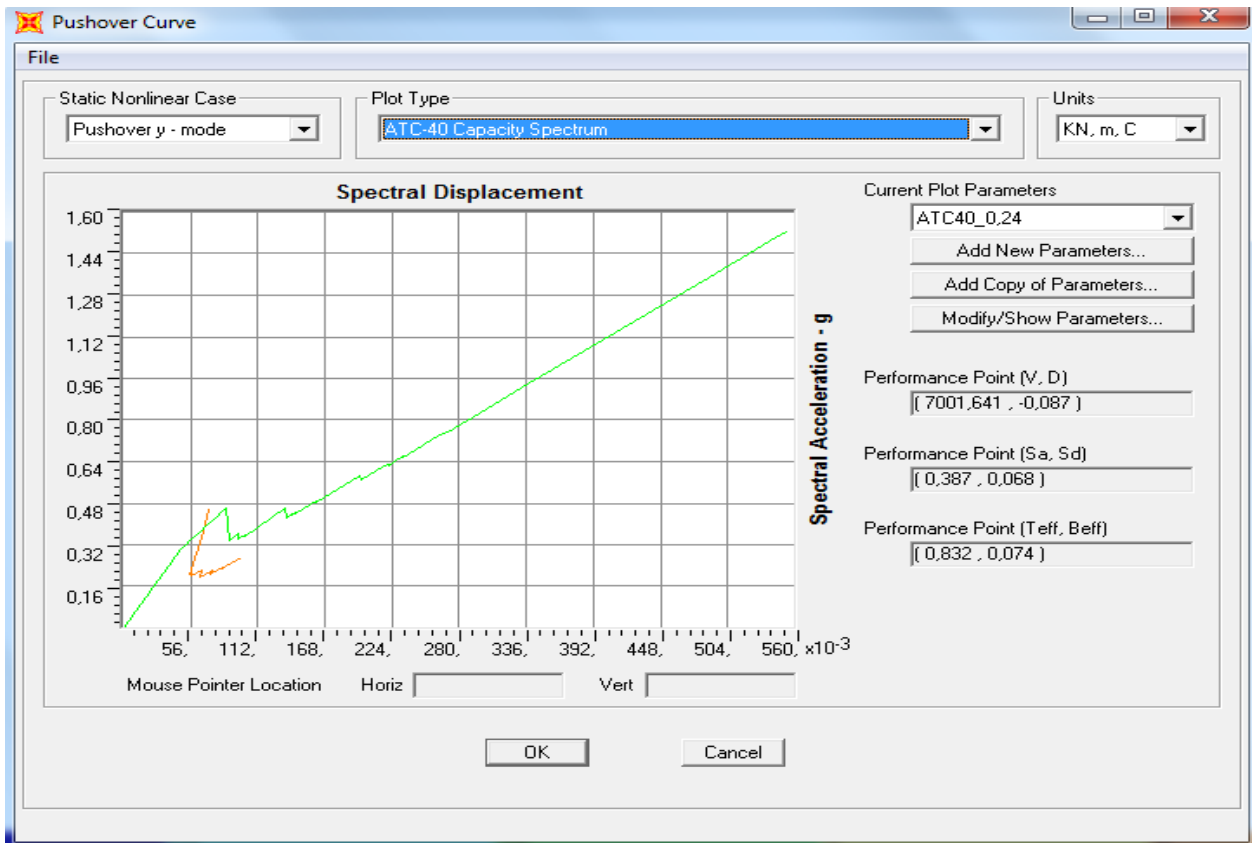
Σχήμα 4.41 Καμπύλη φασματικής ικανότητας – φόρτιση x uniform



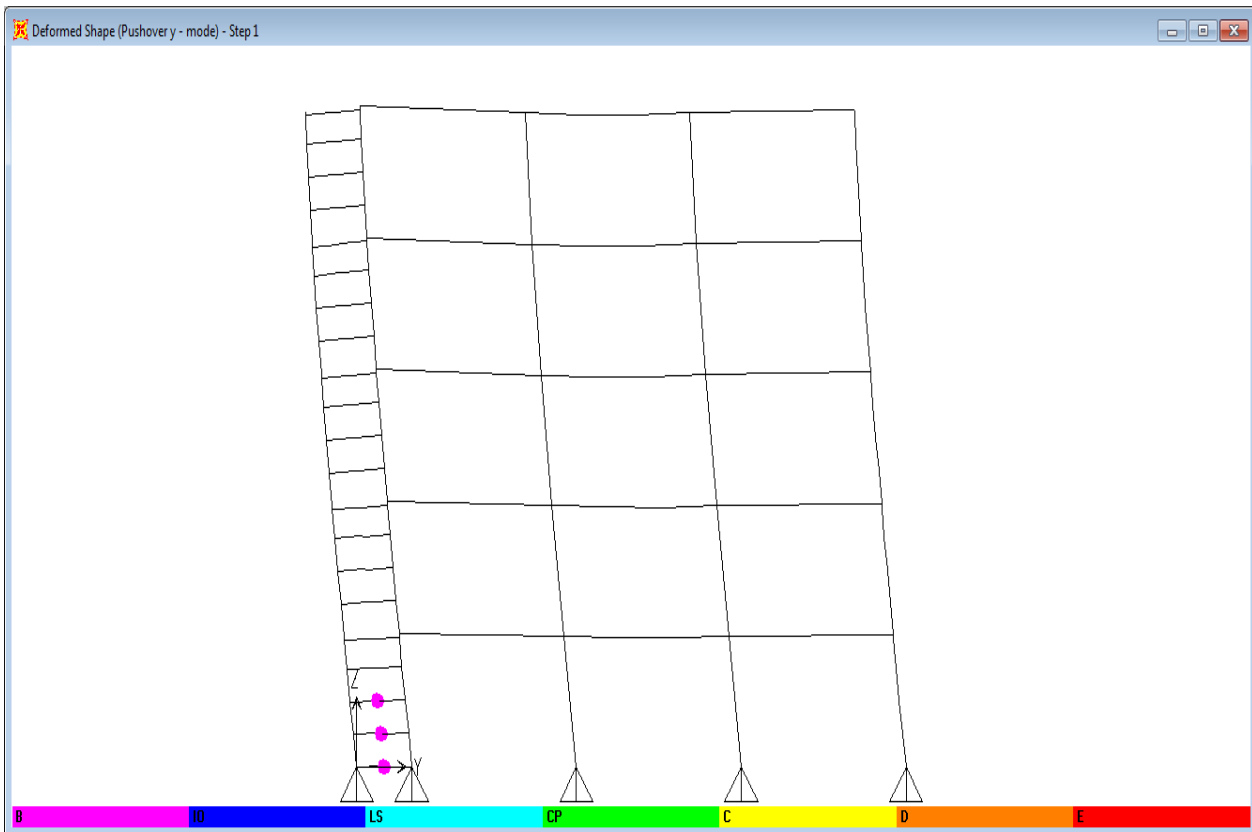
Σχήμα 4.41 Παραμορφωμένος φορέας στη διαρροή – φόρτιση x uniform



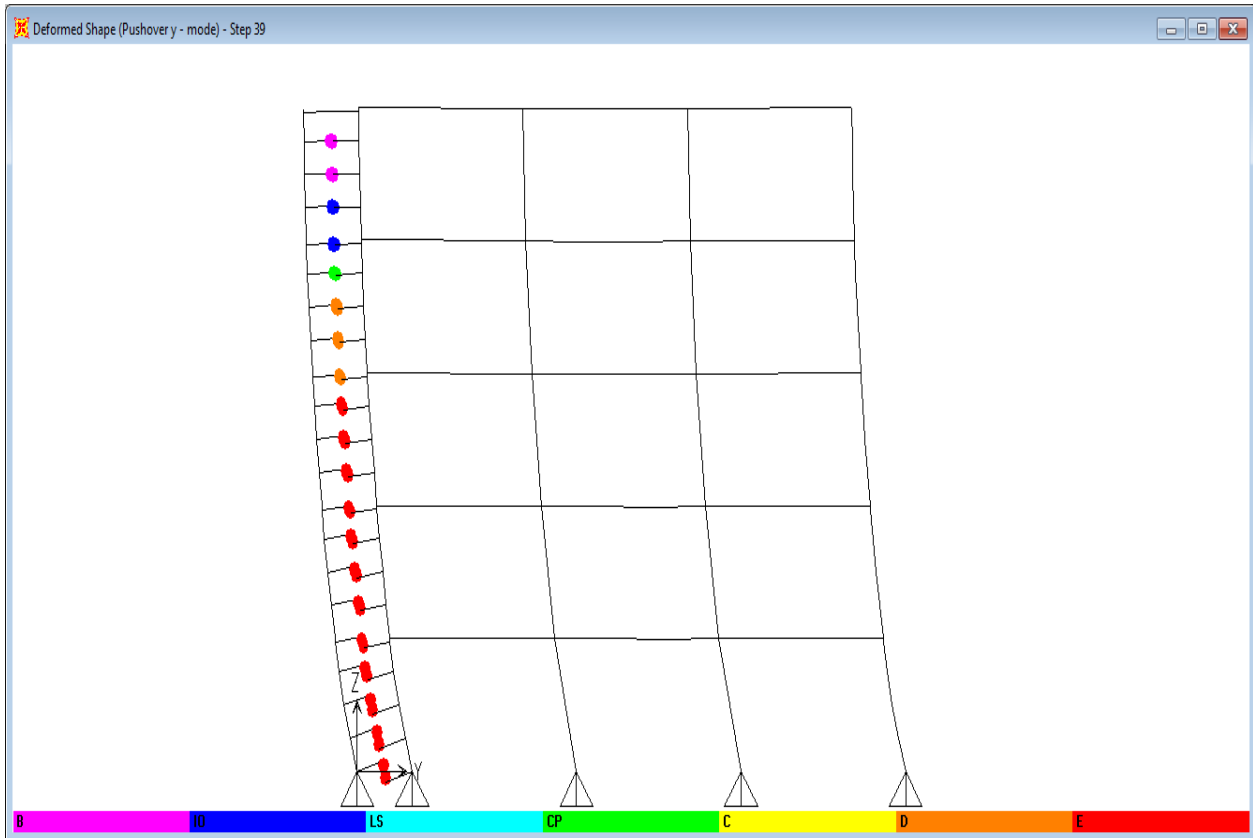
Σχήμα 4.42 Παραμορφωμένος φορέας για drift 4% στο ισόγειο – φόρτιση x uniform



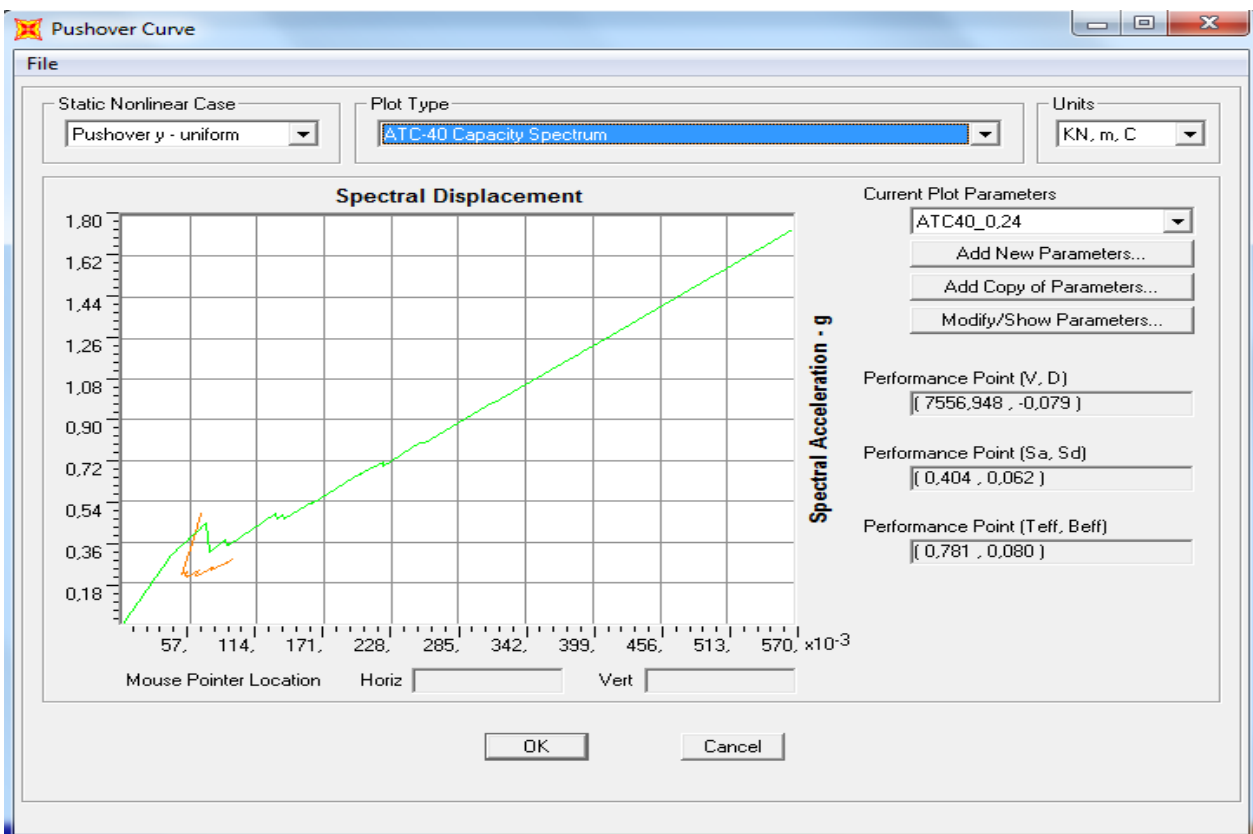
Σχήμα 4.43 Καμπύλη φασματικής ικανότητας – φόρτιση y mode



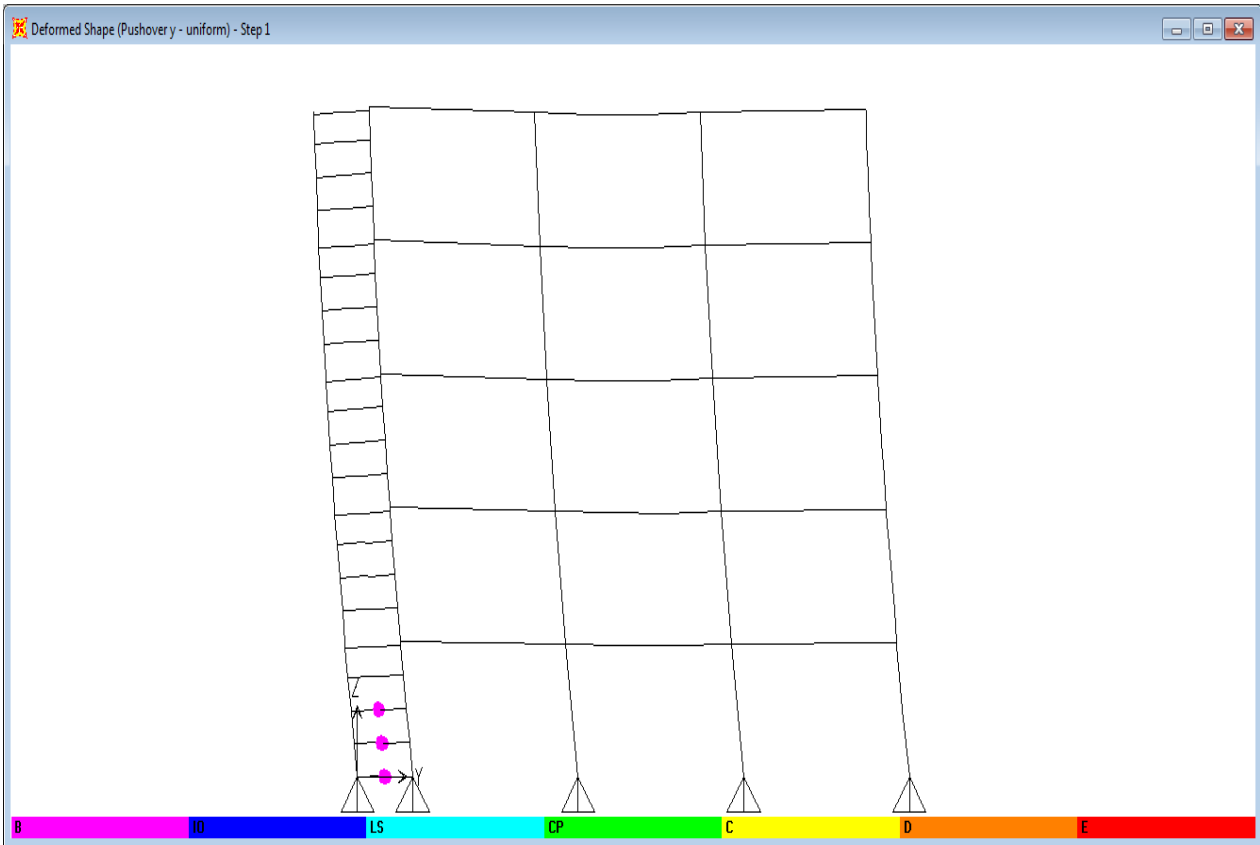
Σχήμα 4.44 Παραμορφωμένος φορέας στη διαρροή – φόρτιση y mode



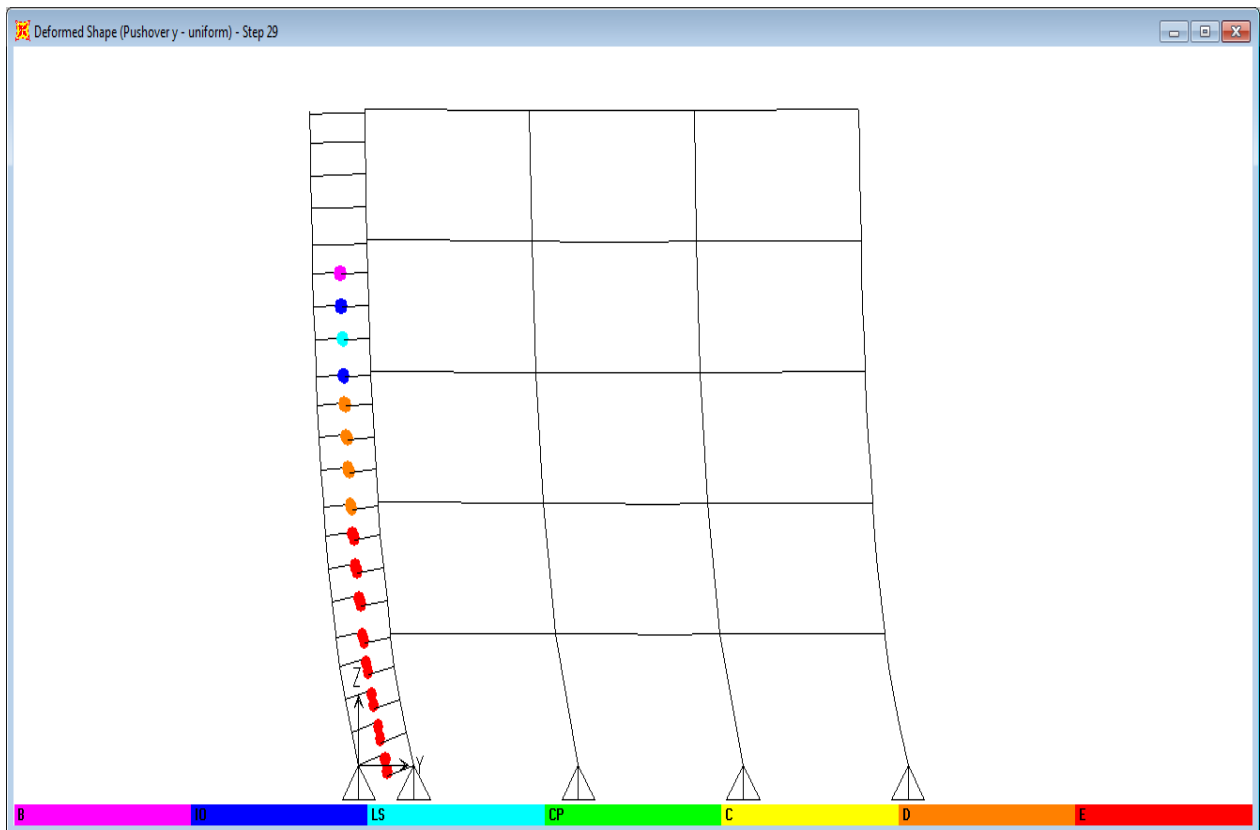
Σχήμα 4.45 Παραμορφωμένος φορέας για drift 4% στο ισόγειο – φόρτιση y mode



Σχήμα 4.46 Καμπύλη φασματικής ικανότητας – φόρτιση y uniform



Σχήμα 4.47 Παραμορφωμένος φορέας στη διαρροή – φόρτιση y uniform



Σχήμα 4.48 Παραμορφωμένος φορέας για drift 4% στο ισόγειο – φόρτιση y uniform

Τα αριθμητικά δεδομένα για κάθε φόρτιση είναι τα εξής:

Φόρτιση x mode:

Σημείο επιτελεστικότητας: $\delta_{per} = 0,097m$

Σημείο διαρροής: $\delta_y = 0,126059m$

Drift 4% (0,13157m δηλαδή drift 3,87%): $\delta_{top} = 0,28772m$

Τελικά είναι $q_{per} = 0,097/0,126059 = 0,77$ και $q = 0,28772/0,126059 = 2,28$

Φόρτιση x uniform:

Σημείο επιτελεστικότητας: $\delta_{per} = 0,088m$

Σημείο διαρροής: $\delta_y = 0,108211m$

Drift 4% (0,14550m δηλαδή drift 4,28%): $\delta_{top} = 0,28842m$

Τελικά είναι $q_{per} = 0,088/0,108211 = 0,81$ και $q = 0,28842/0,108211 = 2,67$

Είναι προφανές ότι στη διεύθυνση x δεν υπάρχει διαρροή και επίσης ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι σχετικά μικρός, γεγονός που οφείλεται στην υπερδιαστασιολόγηση της διεύθυνσης αυτής, που πραγματοποιήθηκε με βάση το 1^ο υπερδιαστασιολογημένο πλαίσιο.

Φόρτιση y mode:

Σημείο επιτελεστικότητας: $\delta_{per} = 0,087m$

Σημείο διαρροής: $\delta_y = 0,062482m$

Drift 4% (0,13521m δηλαδή drift 3,98%): $\delta_{top} = 0,32717m$

Τελικά είναι $q_{per} = 0,087/0,062482 = 1,39$ και $q = 0,32717/0,062482 = 5,24$

Φόρτιση y uniform:

Σημείο επιτελεστικότητας: $\delta_{per} = 0,079m$

Σημείο διαρροής: $\delta_y = 0,052469m$

Drift 4% (0,14082m δηλαδή drift 4,14%): $\delta_{top} = 0,29758m$

Τελικά είναι $q_{per} = 0,079/0,052469 = 1,51$ και $q = 0,29758/0,052469 = 5,67$

Στη διεύθυνση yz παρατηρούμε πως ο φορέας μπαίνει στη μετελαστική περιοχή (έστω και στα αρχικά στάδια), και ο συντελεστής συμπεριφοράς βρίσκεται αρκετά κοντά στην αρχική μας υπόθεση (5). Τέλος, είναι αρκετά μεγαλύτερος από αυτόν του πλαισίου.

Επειδή, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, η διεύθυνση xz είναι υπερδιαστασιοποιημένη πραγματοποιούμε μία επιπλέον ανάλυση pushover αλλάζοντας τις διατομές των δοκών fuseis (από Rod 70 σε Rod 60) μόνο σε αυτή τη διεύθυνση και κρατώντας όλα τα άλλα στοιχεία και τα μήκη σταθερά. Αυτό το κάνουμε διότι για τη διεύθυνση αυτή δεν υπάρχει κάποιο πλαίσιο ώστε να γίνουν οι συγκρίσεις. Διευκρινίζουμε πως τα αποτελέσματα για την άλλη διεύθυνση (yz) δεν παρουσιάζονται (αφού είναι πρακτικώς αμετάβλητα με τις αποκλίσεις να κυμαίνονται σε ποσοστά μικρότερα του 2%) για την ανάλυση αυτή και πως το SAP έτρεξε μόνο τη φόρτιση x uniform (ενώ για τη φόρτιση x mode σταμάτησε στα αρχικά βήματα). Έτσι για την ανάλυση **x uniform** τα αποτελέσματα είναι τα εξής:

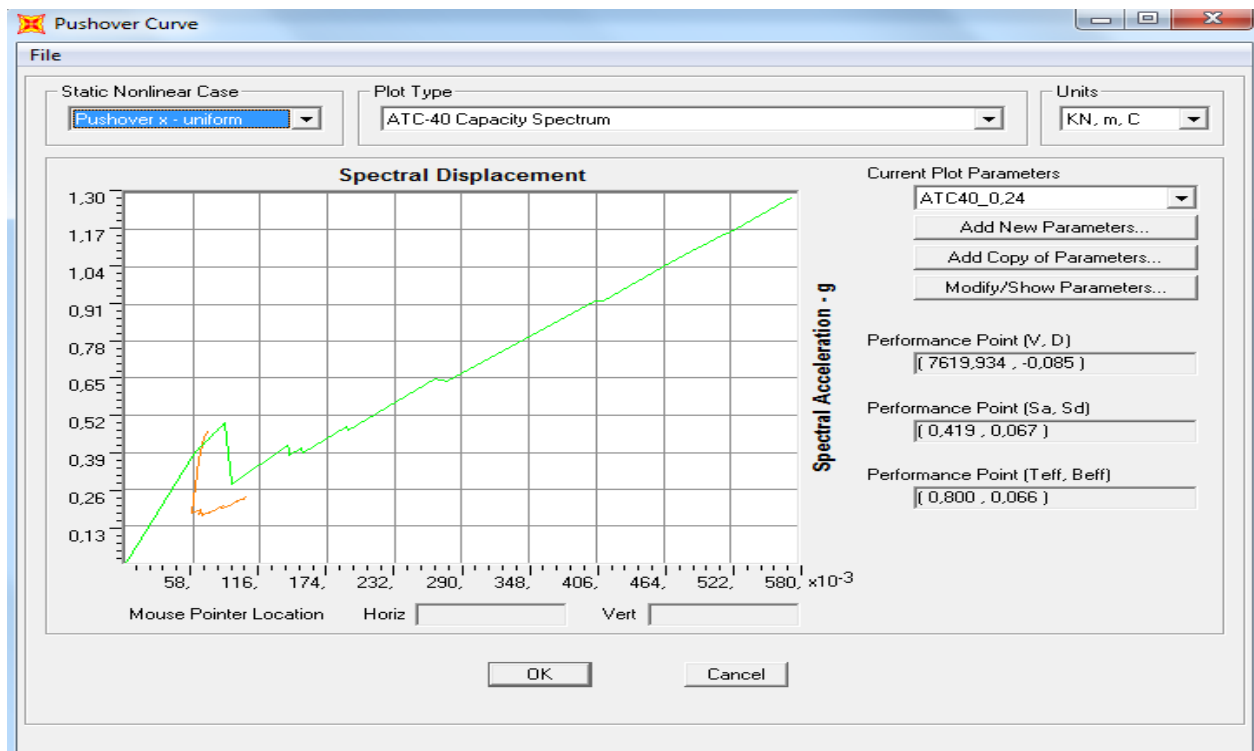
Σημείο επιτελεστικότητας: $\delta_{per} = 0,085m$

Σημείο διαρροής: $\delta_y = 0,067688m$

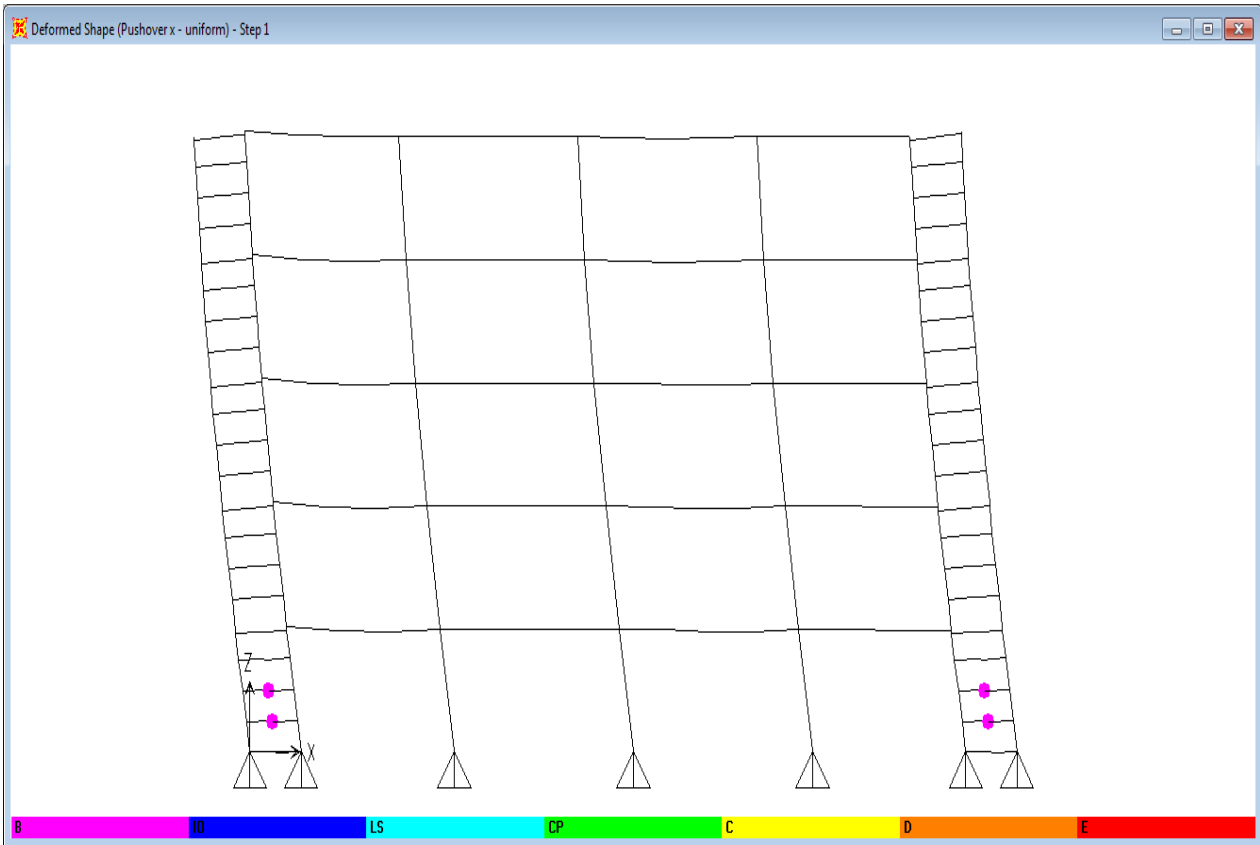
Drift 4% (0,11656m δηλαδή drift 3,43%, οπότε για να έχει νόημα η σύγκριση με το αρχικό κτίριο κάνουμε γραμμική παρεμβολή, όπως κάνει και το SAP από βήμα σε βήμα, και παίρνουμε 0,14550m δηλαδή drift 4,28%): $\delta_{top} = 0,26929m$

Τελικά είναι $q_{per} = 0,085/0,067688 = 1,26$ και $q = 0,26929/0,067688 = 3,98$

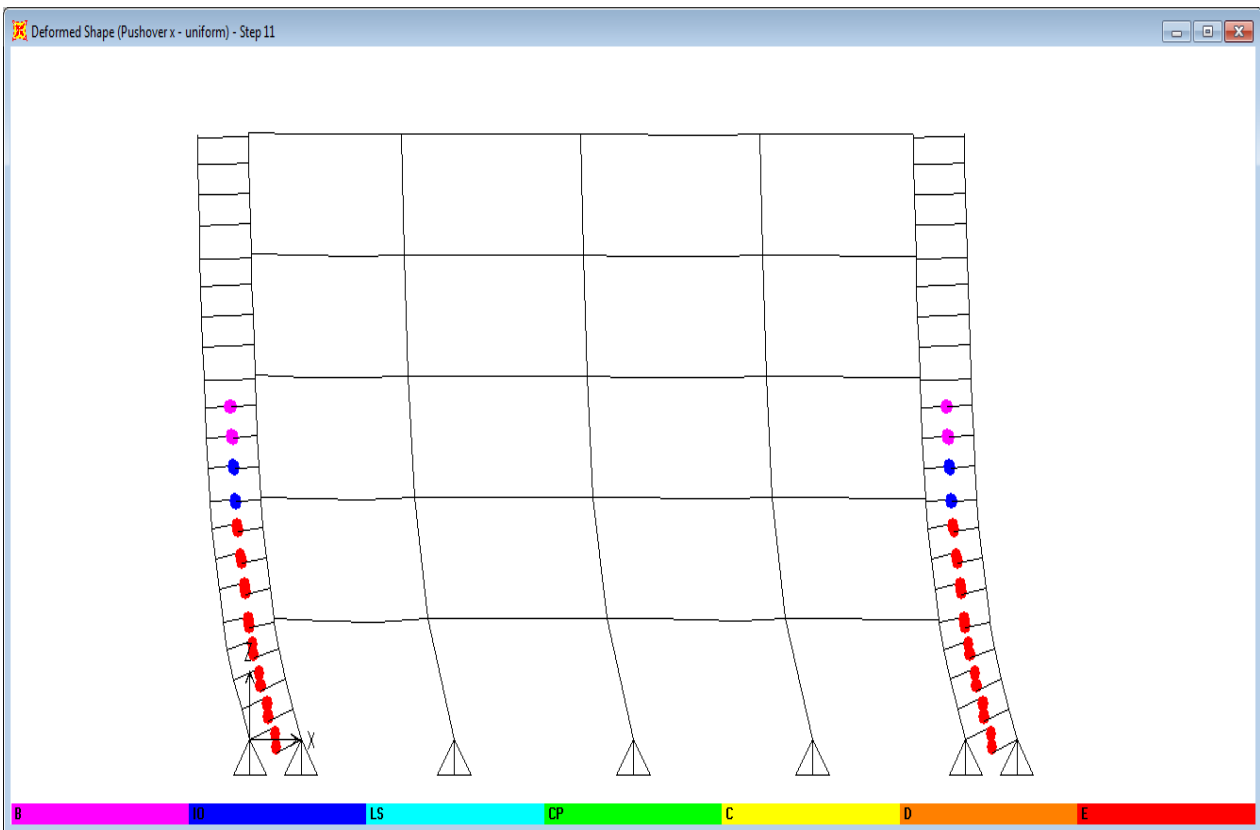
Έτσι είναι προφανές πως πλέον η κατασκευή, για μικρότερες διατομές δοκών fuseis, μπαίνει στην πλαστική περιοχή και πως ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι σημαντικά μεγαλύτερος.



Σχήμα 4.49 Καμπύλη φασματικής ικανότητας – φόρτιση x uniform



Σχήμα 4.50 Παραμορφωμένος φορέας στη διαρροή – φόρτιση x uniform



Σχήμα 4.51 Παραμορφωμένος φορέας για drift 4% στο ισόγειο – φόρτιση x uniform

5. ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

5.1 ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ

Όσον αφορά τη **μετακίνηση οροφής** έχουμε τα παρακάτω αποτελέσματα:

- Πλαίσιο: Με βάση τον EC8 είναι 0,12m, όπως ακριβώς προκύπτει και για το σημείο επιτελεστικότητας οπότε δεν υπάρχει καμία διαφορά.
- Κτίριο κατά x: Με βάση τον EC8 είναι $5 \cdot 0,0221 = 0,1105\text{m}$, ενώ στις δύο αναλύσεις pushover είναι 0,097m (mode) και 0,088m (uniform), δηλαδή έχουμε αποκλίσεις -12,22% και -20,36% αντίστοιχα.
- Κτίριο κατά y: Με βάση τον EC8 είναι $5 \cdot 0,01860 = 0,093\text{m}$, ενώ στις δύο αναλύσεις pushover είναι 0,087m (mode) και 0,079m (uniform), δηλαδή έχουμε αποκλίσεις -6,45% και -15,05%.
- Πλαίσιο με κτίριο κατά y: Όσον αφορά τα αποτελέσματα του EC8 έχουμε αντίστοιχα 0,12m και 0,093m που όμως δεν είναι συγκρίσιμα καθώς έχουν προκύψει για διαφορετικές διατομές δοκών fuseis και υποστυλωμάτων ισογείου του κτιρίου. Όσον αφορά την ανάλυση pushover, η οποία αναφέρεται στις ίδιες διατομές δοκών fuseis αλλά σε διαφορετικές διατομές υποστυλωμάτων ισογείου του κτιρίου, έχουμε αντίστοιχα 0,119m και 0,087m.

Μετακίνηση οροφής (m)				
	EC8	Pushover mode	Pushover uniform	Αποκλίσεις % (-)
Πλαίσιο	0,12	0,12	-	-
Κτίριο κατά x	0,1105	0,097	0,088	12,22 - 20,36
Κτίριο κατά y	0,093	0,087	0,079	6,45 - 15,05
Πλαίσιο με κτίριο κατά y	0,12 - 0,093	0,119 - 0,087	-	22,5 - 26,89

Πίνακας 5.1 Συγκεντρωτικός πίνακας μετακινήσεων οροφής

Οι αποκλίσεις μεταξύ πλαισίου και διεύθυνσης yz του κτιρίου μπορούν να αμεληθούν καθώς δεν αναφέρονται σε ακριβώς ίδιες κατασκευές. Αντίθετα οι αποκλίσεις μεταξύ EC8 και pushover στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου οφείλονται στους εξής λόγους:

- Η pushover λαμβάνει υπόψη μόνο ένα είδος φορτίου (είτε αυτό που προκύπτει από τη θεμελιώδη ιδιομορφή είτε ομοιόμορφο κατανεμημένο) ενώ η ιδιομορφική

ανάλυση φάσματος απόκρισης χρησιμοποιεί επαλληλία περισσότερων ιδιομορφών.

- Στην pushover δε λαμβάνονται υπόψη τα δυναμικά χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης αλλά τα φορτία επιβάλλονται στατικά.
- Στην pushover λαμβάνεται υπόψη η σταδιακή αύξηση της ενεργού απόσβεσης με τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων, ενώ δεν ισχύει το ίδιο και για την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.
- Η pushover θεωρεί ανεξάρτητη την ικανότητα της κατασκευής και την απαίτηση της σεισμικής διέγερσης (κάτι που φυσικά δεν ισχύει στην πραγματικότητα), ενώ η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης όχι.

Όσον αφορά τους **συντελεστές συμπεριφοράς q** έχουμε τα παρακάτω αποτελέσματα:

Συντελεστές συμπεριφοράς q				
	q_{per} (mode)	q (mode)	q_{per} (uniform)	q (uniform)
Αρχικό πλαίσιο	0,72	1,69	-	-
Τελικό πλαίσιο	1,05	2,93	-	-
Κτίριο yz	1,39	5,24	1,51	5,67
Κτίριο xz	0,77	2,28	0,81	2,67
Κτίριο xz τελικό	-	-	1,26	3,98

Πίνακας 5.2 Συγκεντρωτικός πίνακας συντελεστών συμπεριφοράς q

Από τον παραπάνω πίνακα παρατηρούμε πως όσο λιγότερο υπερδιαστασιολογημένη είναι η κατασκευή τόσο περισσότερο εισέρχεται στην πλαστική περιοχή και κυρίως τόσο μεγαλύτερο συντελεστή συμπεριφοράς αποκτά (βλ αρχικό και τελικό πλαίσιο όπως και κτίριο στη διεύθυνση xz). Όμως, παρατηρούμε πως υπάρχουν σημαντικές διαφορές ανάμεσα στο πλαίσιο και στο κτίριο που αναφέρονται σε σχεδόν όμοιες κατασκευές και επιπλέον πέραν της διεύθυνσης yz του κτιρίου, όλες οι άλλες αναλύσεις δίνουν συντελεστή συμπεριφοράς αρκετά μικρότερο από το 5 που είχαμε αρχικά υποθέσει. Διευκρινίζουμε στο σημείο αυτό πως οι συντελεστές συμπεριφοράς υπολογίστηκαν ως $q_d = \mu_d$ αφού είναι $T > T_c$ οπότε ισχύει η θεωρία ίσων μετακινήσεων.

5.2 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Με βάση όσα είδαμε παραπάνω προκύπτει πως το σύστημα fuseis ακόμα δεν μπορεί να

χρησιμοποιηθεί στην πράξη μέχρι να γίνουν και άλλες μελέτες ώστε να έχουμε πιο ασφαλή συμπεράσματα για το συντελεστή συμπεριφοράς, παρότι στο κεφάλαιο 2 είδαμε ότι παρουσιάζει σημαντικά πλεονεκτήματα έναντι των συμβατικών συστημάτων απορρόφησης ενέργειας. Οι μελέτες αυτές ενδεχομένως να πρέπει να στραφούν σε δισδιάστατα μοντέλα (πλαίσια) τα οποία δίνουν πιο συντηρητικά αποτελέσματα συγκριτικά με τα τρισδιάστατα (κτίρια).

Κλείνοντας αναφέρουμε πως παρότι η στατική ανελαστική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται συμπληρωματικά προς την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης για καλύτερη εποπτεία της μετελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής, κυρίως λόγω του γεγονότος ότι είναι εύχρηστη, έχει κάποιες σημαντικές αδυναμίες που δεν την καθιστούν πλήρως αξιόπιστη και οι οποίες είναι οι εξής:

- Η δυναμική δράση των σεισμών καταπονεί τον πολυβάθμιο ελαστοπλαστικό ταλαντωτή κατά σύνθετο τρόπο και προκειμένου να απλοποιήσουμε το πρόβλημα στην πράξη εξομοιώνουμε το πολυβάθμιο σύστημα με μονοβάθμιο. Αν και σε πολλές περιπτώσεις η απόκριση καθορίζεται σχεδόν αποκλειστικά από τη θεμελιώδη ιδιομορφή, η εξομοίωση αυτή δε μπορεί να αποτελέσει μέσο γενίκευσης διότι η απόκριση των παραμορφώσεων μπορεί να είναι αρκετά ανακριβής όταν είναι σημαντική η επίδραση των υψηλότερων ιδιομορφών, αφού αυτές αγνοούνται.
- Λαμβάνεται υπόψη η προοδευτική μείωση της δυσκαμψίας και η προοδευτική αύξηση της ιδιοπεριόδου λόγω σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων, αλλά στη φόρτιση δε λαμβάνεται υπόψη η αλλαγή των ιδιομορφών έτσι ώστε σε κάθε βήμα η κατασκευή να επιφορτίζεται με την εκάστοτε 1^η ιδιομορφή της, αλλά διαρκώς καταπονείται με φορτία που προκύπτουν από την αρχική 1^η ιδιομορφή.
- Δεν παρακολουθείται ολόκληρη η χρονική εξέλιξη του φαινομένου, όπως στη μέθοδο της χρονοολοκλήρωσης, αλλά εξετάζεται μόνο ο αρχικός κλάδος φόρτισης – μετακίνησης υπό σταδιακά αυξανόμενο οριζόντιο στατικό φορτίο, αγνοώντας τα δυναμικά χαρακτηριστικά της σεισμικής φόρτισης καθώς και τη χρονική της διάρκεια που πιθανότατα να οδηγήσει σε αύξηση της απαιτούμενης ενέργειας απορρόφησης λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης είτε και σε αστοχία λόγω ολιγοκυκλικής κόπωσης.

- Λαμβάνονται υπόψη μόνο οι οριζόντιες σεισμικές συνιστώσες, παραλείποντας παντελώς την κατακόρυφη που σε ορισμένες περιπτώσεις είναι σημαντική.
- Απαιτείται διαχωρισμός μεταξύ της διαθέσιμης και της απαιτούμενης σεισμικής ικανότητας, κάτι που είναι απόλυτα αναληθές αφού η ανελαστική σεισμική απόκριση είναι πλήρως εξαρτημένη από την πορεία των δυνάμεων και η ικανότητα της κατασκευής σχετίζεται άμεσα με τη σεισμική διέγερση και απαίτηση.
- Δε λαμβάνεται υπόψη η μη ολόνομη συμπεριφορά της κατασκευής και είναι πιθανό να οδηγηθούμε σε λαθεμένους μηχανισμούς κατάρρευσης.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βάγιας, Ι.: *Σιδηρές Κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση*, Κλειδάριθμος, 2003
2. Βάγιας, Ι., Ερμόπουλος, Ι., Ιωαννίδης, Γ.: *Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3*, Τόμος Ι, 2^η Έκδοση, Κλειδάριθμος, 2005
3. Βάγιας, Ι., Ερμόπουλος, Ι., Ιωαννίδης, Γ.: *Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3*, Τόμος ΙΙ, Κλειδάριθμος, 2004
4. Βάγιας, Ι., Ερμόπουλος, Ι., Ιωαννίδης, Γ.: *Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, Με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων*, Κλειδάριθμος, 2005
5. Βαρκαράκης, Κ.: *Επίλυση και σχεδιασμός των γραμμικών φορέων με τη θεωρία πλαστικότητας*, ΕΜΠ, 1988
6. Γιαννακού, Α., Ζαφειροπούλου, Β., Ζωσιμά, Ε.: *Σχεδιασμός κτιρίων και κατασκευών με επιφανειακά στοιχεία από χάλυβα*, Α δημοσίευτη εργασία για το μάθημα «Σχεδιασμός κτιρίων και κατασκευών με επιφανειακά στοιχεία από χάλυβα», ΔΠΜΣ: ΔΣΑΚ, ΕΜΠ, 2008
7. Γιαννόπουλος, Δ.: *Αντισεισμικός έλεγχος εξώροφου μεταλλικού κτιρίου με ανελαστικές μεθόδους*, Διπλωματική εργασία ΕΜΠ, 2010
8. Δερμιτζάκη, Ε.: *Μελέτη πολυώροφης σύμμικτης κατασκευής με συστήματα fuseis*, Διπλωματική εργασία ΕΜΠ, 2010
9. *ΕΑΚ 2000, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000*, ΟΑΣΠ, ΣΠΜΕ, 2001
10. Ερμόπουλος, Ι.: *Ευρωκώδικας 1, Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής*, 2^η Έκδοση, Κλειδάριθμος, 2005
11. *Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια (EN 1993-1-1:2005)*, CEN, 2005
12. *Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια (EN 1998-1:2004)*, CEN, 2004
13. *Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων (EN 1998-3:2005)*, CEN, 2005
14. Παπαδρακάκης, Μ.: *Μαθήματα Στατικής V, Πλαστική ανάλυση ραβδωτών φορέων, Σύγχρονες μέθοδοι*, ΕΜΠ, 1996
15. Παπασταματίου, Δ., Ψυχάρης, Ι.: *Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας*, ΕΜΠ, 2005

16. Σταματάκη, Θ.: *Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου με τη στατική μη γραμμική ανάλυση (pushover)*, Μεταπτυχιακή εργασία ΕΜΠ, 2010
17. Τεντολούρης, Ε.: *Επίδραση της υπεραντοχής επίπεδων μεταλλικών πλαισίων στον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς*, Μεταπτυχιακή εργασία Πανεπιστημίου Πατρών, 2007
18. *ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Volume 1, Applied Technology Council, 1996
19. Chopra, A., Goel, R.: *A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: summary and evaluation*, Fifth National Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, 2003
20. Krawinkler, H., Seneviratna, G.D.P.K.: *Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation*, Engineering Structures, Volume 20, Nos 4-6, pp 452-464, 1998

