

2011

Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφισταμένων και νέων κτιρίων Ω.Σ.

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΠΕΙΡΑΙΑ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΡΕΠΑΠΗΣ ΚΩΝ/ΝΟΣ

Η παρούσα πτυχιακή εργασία πραγματεύεται την σύγκριση παλαιού και νέου αντισεισμικού κανονισμού καθώς επίσης και την χρήση του προγράμματος ETABS για την ορθότερη εξαγωγή συμπερασμάτων

ΜΑΡΑΤΚΟΣ ΧΡΗΣΤΟΣ (Α.Μ.-36387)– ΝΙΚΟΛΑΟΣ
ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ ΠΛΑΤΟΥΛΑΤΟΣ (Α.Μ.-35608)

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
2011



ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΠΡΟΛΟΓΟΣ

2. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΑΛΑΙΟΥ ΚΑΙ ΝΕΟΥ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΛΗΝΙΚΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ

2.1 Εισαγωγή

2.2 Ισχύοντες κανονισμοί προ του 1984 και τρόποι υπολογισμού
2.3 Χαρακτηριστικά των κτιρίων και βασικές αδυναμίες

2.4 Πλαστιμότητα – μια νέα έννοια

2.5 Επεξήγηση και παρουσίαση της φιλοσοφίας του νέου αντισεισμικού κανονισμού (Ε.Α.Κ. 2000) καθώς και επισήμανση του αντικειμένου και των πεδίων εφαρμογής του

3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΦΟΡΑ ΤΗΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ETABS

3.1 Εισαγωγή

3.2 Δεδομένα κτιρίων

3.3 Ευλότυποι

4. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

4.1 Εισαγωγή

4.2 Στατική ανελαστική ανάλυση υπό αυξανόμενης έντασης φορτία (Ανάλυση PUSHOVER)

4.2.1 Πλαστικές αρθρώσεις

4.3 ο ρόλος των τοιχοπληρώσεων στην σεισμική συμπεριφορά κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος

4.3.1 Εισαγωγή

4.3.2 Διατάξεις τοιχοπληρώσεων που επηρεάζουν δυσμενώς την απόκριση του φορέα

4.3.2.1 Ανομοιόμορφη κατανομή των τοιχοπληρώσεων μεταξύ των ορόφων

4.3.2.2 Ασύμμετρη διάταξη σε κάτοψη

4.3.2.3 Διακοπή των τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος εντός ορόφου

4.4 Προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων

4.5 Διαδικασία προσομοίωσης της τοιχοποιίας στο πρόγραμμα etabs

4.5.1 Πλαστικές αρθρώσεις (τοιχοπληρωμένα κτίρια)

4.6 Σημείο επιτελεσματικότητας κατά ATC-40

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα πτυχιακή εργασία εκπονήθηκε στον Τομέα Δομοστατικού Σχεδιασμού του τμήματος Πολιτικών Δομικών Έργων του Τεχνολογικού Εκπαιδευτικού Ιδρύματος Πειραιά υπό την επίβλεψη του Επιστημονικού Συνεργάτη Κωνσταντίνου Ρεπαπή.

Οι διάφορες δυσκολίες που συχνά παρουσιάστηκαν κατά την διάρκεια της όλης προσπάθειας μας είναι και ο βασικός υπαίτιος για τυχόν παραλήψεις ή ατέλειες του τελικού αποτελέσματος. Ο αναγνώστης καλείται να δείξει την απαραίτητη επιείκεια.

Στο σημείο αυτό θα θέλαμε να εκφράσουμε τις ευχαριστίες μας στον κ. Κωνσταντίνο Ρεπαπή, επιστημονικό συνεργάτη στο τεχνολογικό ίδρυμα Πειραιά του τμήματος πολιτικών δομικών έργων, ο οποίος μας περιέβαλε από την πρώτη στιγμή με εμπιστοσύνη, αναθέτοντάς μας το θέμα αυτής της πτυχιακής εργασίας. Μας παραχώρησε ο,τιδήποτε ήταν αναγκαίο για την διεκπεραίωσή της και το πιο σημαντικό στις διάφορες δυσκολίες που παρουσιάστηκαν κατά τη διάρκεια της όλης μας προσπάθειας μας καθοδήγησε ουσιαστικά.

Αθήνα , 2010-2011

Μαραγκός Χρήστος

Νικόλαος – Δημήτριος Παγουλάτος

2. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΑΛΑΙΟΥ ΚΑΙ ΝΕΟΥ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΛΗΝΙΚΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η Ελλάδα είναι μια από τις πλέον σεισμογενείς Ευρωπαϊκές χώρες και τα τελευταία 25 χρόνια έχει θρηνήσει περίπου 260 νεκρούς από σεισμούς ενώ οι οικονομικές ζημιές άμεσες και έμμεσες υπερβαίνουν τα 2-3 δισεκατομμύρια Ευρώ. Οι συνέπειες αυτές θα μπορούσαν να θεωρηθούν σχετικά μικρές, αν για παράδειγμα συγκριθούν με εκείνες από το σεισμό του 1999 στην γειτονική μας Τουρκία. Όμως και οι σεισμοί που τις προκάλεσαν ήταν σχετικά μικροί, αρκετά ασθενέστεροι από τους μέγιστους αναμενόμενους σε διάφορες τεκτονικές ζώνες της χώρας μας.

Το μεγάλο πρόβλημα στη χώρα μας είναι οι οικοδομές οι οποίες έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί πριν το 1984, δηλαδή πριν την πρώτη βασική τροποποίηση του Αντισεισμικού μας Κανονισμού του 1954, ο οποίος στην ουσία αντανάκλασε γνώσεις της δεκαετίας 1920-30. Σ' αυτό συνέβαλε και η απουσία ισχυρών σεισμικών γεγονότων, όπως αυτά που ακολούθησαν στις επόμενες δεκαετίες, που δεν έδωσε την δυνατότητα αποκάλυψης των εγγενών αδυναμιών των ισχυουσών κανονιστικών διατάξεων και των πρακτικών σχεδιασμού δόμησης εκείνης της περιόδου. Έτσι, η έντονη ανοικοδόμηση που επικράτησε κατά την δεκαετία του '60 και '70 είχε ως αποτέλεσμα ένα τεράστιο τμήμα του δομικού πλούτου της Ελλάδας (~70%) και κυρίως των μεγάλων αστικών κέντρων, να αποτελείται από κτίρια της κατηγορίας αυτής που υστερούσαν σημαντικά από πλευράς σεισμικής επάρκειας συγκρινόμενα με τα σύγχρονα κτίρια.

Η παρούσα εργασία πραγματεύεται το θέμα της αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος, σχεδιασμένων με βάση τον παλαιό Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 και το νέο Ε.Α.Κ. 2000. Για το σκοπό αυτό διερευνάται η συμπεριφορά σε σεισμικά φορτία δύο πενταόροφων κτιρίων σχεδιασμένα με βάση τους κανονισμούς αυτούς.

Η διερεύνηση αυτή γίνεται με την χρήση του προγράμματος ETABS. Πιο συγκεκριμένα για την αποτίμηση με στατική ανελαστική ανάλυση (pushover) εξετάστηκε ένα πλαίσιο από κάθε κτίριο. Όσον αφορά την φόρτιση των μοντέλων μας λάβαμε υπόψη τόσο τα μόνιμα φορτία (ίδιο βάρος πλάκας - τοιχοποιίας - εγκάρσιας φόρτισης υποστυλωμάτων – 1.50 KN/m^2) όσο και τα κινητά (εγκάρσια φόρτισης υποστυλωμάτων – 2.00 KN/m^2). Εν συνεχεία πραγματοποιείται σύγκριση των αποτελεσμάτων που εξάγει το πρόγραμμα μεταξύ των δύο κτιρίων. Πιο ουσιαστικά διεξάγεται μία σύγκριση μεταξύ του παλαιού Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 και του Ε.Α.Κ. 2000. Αναφέρονται αδυναμίες και πλεονεκτήματα των κανονισμών και εξάγονται συμπεράσματα για την καταλληλότητα και την αποτελεσματικότητά τους.

2.2 ΙΣΧΥΟΝΤΕΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΠΡΟ ΤΟΥ 1984 ΚΑΙ ΤΡΟΠΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

Ο Αντισεισμικός σχεδιασμός εισήχθη σε όλους τους νομούς της Ελλάδας με την θέσπιση του πρώτου Αντισεισμικού Κανονισμού το 1959 (Βασιλικό Διάταγμα της 19/26.2.1959). Προ του 1959 είχαν εφαρμοσθεί σε ορισμένες περιοχές της χώρας που είχαν πληγεί από σεισμούς, μια σειρά από αντισεισμικά μέτρα, τα οποία κωδικοποίησε ο κανονισμός του 1959. Από την άλλη πλευρά η θέσπιση Αντισεισμικού κανονισμού το 1959, δε σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν με αυτόν, ιδίως οι πολυώροφες από οπλισμένο σκυρόδεμα διέθεταν σημαντική αντοχή σε σεισμό.

Και τούτο διότι ο αντισεισμικός αυτός Κανονισμός αντανakλούσε γνώση της δεκαετίας του 1920-30 και αφορούσε περισσότερο μονώροφες κατασκευές παρά πολυκατοικίες. Η ανάλυση και ο έλεγχος για σεισμικά φορτία βασιζόνταν στο μοντέλο του μονώροφου (ανάλυση κατά Ρουσσόπουλο). Έτσι, ο έλεγχος γινόταν για κάθε όροφο ξεχωριστά με θεώρηση ελαστικής στήριξης για τα υποστυλώματα, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η πλαισιακή λειτουργία και η συμμετοχή των δοκών στην ανάληψη σεισμικής έντασης.

Οι χαμηλοί σεισμικοί συντελεστές που είχαν υιοθετηθεί κατά περιοχές με βάση αυτόν τον κανονισμό, είχαν ως επακόλουθο τους οι σεισμικές δράσεις που λαμβάνονταν κατά την ανάλυση να είναι αρκετά μειωμένες έως ανύπαρκτες. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με την απουσία ισχυρής σεισμικής δραστηριότητας για μεγάλο χρονικό διάστημα, δηλαδή τη μη συνειδητοποίηση του σεισμικού κινδύνου από τους μηχανικούς και τους πολίτες, είχε σαν αποτέλεσμα την ανέγερση πολλών πολυκατοικιών των οποίων ο αντισεισμικός σχεδιασμός ήταν ελλιπέστατος και πρακτικά είχε εκφυλιστεί σε ένα απλό έλεγχο περιμετρικών δοκών. Φυσικά και ο ποιοτικός έλεγχος ήταν πρακτικά ανύπαρκτος γεγονός που είχε πρόσθετες δυσμενείς συνέπειες στη σεισμική αντοχή των κτιρίων της περιόδου εκείνης .

Για τη διαστασιολόγηση του οπλισμένου σκυροδέματος παρέμενε σε ισχύ ο κανονισμός του 1954, ο οποίος ήταν απλή μετάφραση του αντίστοιχου Γερμανικού του 1936, και δεν περιελάμβανε διατάξεις για την κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομέρειες όπλισης μελών με στόχο την τοπική πλαστιμότητα.

Συνεπώς, ο κανονισμός αυτός ήταν προσανατολισμένος αποκλειστικά σχεδόν σε κατασκευές που καλούνται να αναλάβουν κυρίως κατακόρυφα φορτία. Η συγκεκριμένη αντίληψη της ανάληψης, μόνο των κατακόρυφων φορτίων, κυριαρχούσε και στη μόρφωση του δομικού συστήματος .

Ως αποτέλεσμα, τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος πολύ σπάνια διέθεταν ένα σαφώς ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης των οριζοντίων δυνάμεων και στις δυο οριζόντιες διευθύνσεις. Αντίθετα, οι θέσεις των δοκών και των υποστυλωμάτων καθορίζονται απόλυτα από την αρχιτεκτονική διάταξη, με αποτέλεσμα το δομικό σύστημα να κυριαρχείται από έμμεσες στηρίξεις δοκών επί άλλων δοκών και να χαρακτηρίζεται από σχεδόν πλήρη απουσία ξεκάθαρων πλαισίων ή μεικτών συστημάτων.

2.3 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΙ ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΔΥΝΑΜΙΕΣ ΤΟΥΣ

Τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος τα οποία σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν στο διάστημα που περιγράφεται στην προηγούμενη ενότητα, δεν μπορούν να χαρακτηριστούν σε καμία περίπτωση ως ασφαλείς αντισεισμικές κατασκευές. Και τούτο διότι την περίοδο εκείνη, έννοιες όπως ανελαστική συμπεριφορά, πλαστιμότητα, ικανοτικός σχεδιασμός, σεισμικός κίνδυνος κ.λ.π. ήταν παντελώς άγνωστες στους μηχανικούς. Οι έννοιες αυτές άρχισαν να εισέρχονται στην ελληνική βιβλιογραφία και πρακτική μετά τους πρώτους καταστροφικούς σεισμούς (Θεσσαλονίκη 1978, Αλκυονίδες 1981) που έπληξαν μεγάλα αστικά κέντρα και προκάλεσαν καταρρεύσεις πολυκατοικιών.

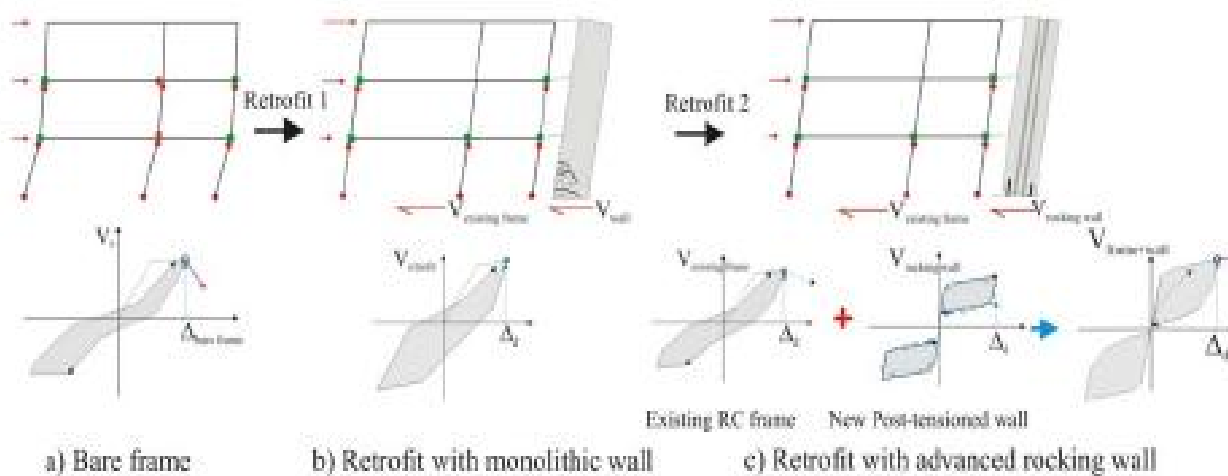
Ως γνωστόν, η γενική συμπεριφορά ενός δομικού συστήματος εξαρτάται από την συμπεριφορά δομικών μελών που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό του. Στη συνέχεια, παρατίθενται τα κύρια χαρακτηριστικά δομικών μελών οπλισμένων σκυροδέματος σχεδιασμένων με βάση τους παλαιούς κανονισμούς:

- 1) Ανεπαρκώς αγκυρωμένοι ή ακόμη ανοιχτοί συνδετήρες σε γωνία 90° , γεγονός που τους εμπόδιζε να αναπτύξουν τη συνολική τους εφελκυστική αντοχή. Πολλές φορές η αντοχή τέτοιων συνδετήρων είναι πρακτικά μηδενική. Αποτέλεσμα : πρακτικά ανύπαρκτος εγκιβωτισμός του σκυροδέματος και πολύ μικρές αντοχές σε διάτμηση.
- 2) Ιδιαίτερα χαμηλά ποσοστά διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού, που για μεν τους πρώτους οφειλόταν κυρίως στη μέθοδο ανάλυσης και στις χαμηλές σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, για δε τους συνδετήρες οφειλόταν επιπλέον στην απουσία ελέγχων περίσφιξης και στις ελλειπείς κατασκευαστικές διατάξεις. Δεν έλειπαν βέβαια και οι περιπτώσεις όπου τα χαμηλά ποσοστά οπλισμού οφειλόταν κυρίως στη μη εφαρμογή της μελέτης από τους εργολάβους, για καθαρά κερδοσκοπικούς λόγους.
- 3) Ανεπαρκείς λεπτομέρειες κατασκευαστικής όπλισης, κυρίως σε ό,τι είχε να κάνει με τον εγκάρσιο οπλισμό.
- 4) Χαμηλές αντοχές σκυροδέματος, καθώς επίσης και ανομοιομορφία στην κατανομή της ποιότητας του σκυροδέματος στα διάφορα τμήματα του φορέα, γεγονός που οφειλόταν κυρίως στην επιτόπου παρασκευή και μεταφορά του σκυροδέματος και στην απουσία ποιοτικών ελέγχων.
- 5) Χαμηλές αντοχές χάλυβα, με ευρεία χρήση λείου οπλισμού με άγκιστρα.
- 6) Φτωχές αγκυρώσεις διαμήκους οπλισμού και ανεπαρκή μήκη αλληλοκάλυψης (ματίσεις οπλισμών) που πολλές φορές γινόταν εντός κρίσιμων περιοχών.
- 7) Ελαφρώς οπλισμένοι ή και σε πολλές περιπτώσεις τελείως άοπλοι κόμβοι δοκών υποστυλωμάτων, στοιχείο που δημιουργούσε τοπικά σημεία αδυναμίας στις θέσεις σύνδεσης των διαφόρων δομικών μελών μεταξύ τους.
- 8) Διαστασιολόγηση με βάση τις επιτρεπόμενες τάσεις και απουσία ικανοτικού σχεδιασμού δοκών υποστυλωμάτων σε κάμψη και διάτμηση.
- 9) Τήρηση μικρών επικαλύψεων με συνέπεια την έντονη ενανθράκωση του σκυροδέματος και διάβρωση των οπλισμών.
- 10) Ανεπαρκέστατοι οπλισμοί τοιχωμάτων δυσκαμψίας κυρίως λόγω εσφαλμένων παραδοχών υπολογισμού (πάκτωση στη βάση, άρθρωση στην κορυφή μοντ.μονωρόφ.)
- 11) Απουσία περισφιγμένων κρυφό-υποστυλωμάτων στα άκρα τοιχωμάτων.

Τα μέχρι τώρα διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα μελών οπλισμένου σκυροδέματος, χωρίς κατασκευαστικές διατάξεις για αντισεισμικότητα, είναι ελάχιστα στον αριθμό. Στο μεγαλύτερο ποσοστό, αυτού του μικρού κατά τα άλλα αριθμού πειραμάτων, έχει εφαρμοσθεί μονοτονική φόρτιση, ενώ πολύ μικρός είναι ο αριθμός εκείνων στα οποία η φόρτιση που εφαρμόστηκε ήταν ανακυκλιζόμενη (fib 2003). Από τα πειράματα αυτά προκύπτει ότι η υιοθέτηση ιδιοτήτων που προκύπτουν από τα αποτελέσματα των μονοτονικών φορτίσεων οδηγεί σε μία σημαντική υπερεκτίμηση της αναμενόμενης συμπεριφοράς αυτών των δομικών στοιχείων, και οδηγεί σε εσφαλμένα αποτελέσματα κατά την φάση της αποτίμησης. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι αγνοείται η ανακύκλιση του φορτίου.

Με την ουσιαστική απουσία περίσφιξης (συντά Φ6/20 ή και Φ6/30) τόσο η αντοχή όσο και η παραμορφωσιμότητα αυτών των μελών μειώνεται δραματικά με τις εναλλαγές του προσήμου της φόρτισης. Καταπονήσεις, όπως διαγώνιος εφελκυσμός και αστοχίες, όπως λυγισμός ράβδων κ.λ.π., επιταχύνονται με αποτέλεσμα την πρόωρη ψαθυρή αστοχία του μέλους. Η ποσοτικοποίηση της πραγματικής αντοχής και ικανότητας παραμόρφωσης τέτοιων δομικών στοιχείων είναι αρκετά πολύπλοκη.

Περιγράφοντας την πιθανή συμπεριφορά τέτοιων πλαισιακών φορέων παλαιού τύπου υπό σεισμικά φορτία, μέσα από τη γενική μορφή μιας καμπύλης οριζοντίων δυνάμεων – μετατόπισης, θα μπορούσαμε να δώσουμε το παρακάτω σχήμα. Σημειώνεται ότι, τέτοιες καμπύλες λαμβάνονται από στατικές αναλύσεις πλευρικής οριακής ώθησης.



Κάθε καμπύλη αντιστοιχεί και σε ένα μηχανισμό αστοχίας του πλαισίου. Περιγράφοντας εν συντομία τον κάθε τύπο ξεχωριστά έχουμε:

- 1) Πρόωρη αστοχία υποστυλωμάτων, λόγω λυγισμού των ράβδων στη θλιβόμενη ζώνη.
- 2) Πρόωρη διατμητική αστοχία υποστυλωμάτων, προτού αναπτυχθεί κάποιος γενικός μηχανισμός.
- 3) Πλαστικός μηχανισμός υποστυλωμάτων (column sideway mechanism)
 - 3a) Μικρή διαθέσιμη πλαστιμότητα κτιρίου, λόγω διατμητικών αστοχιών σε υποστυλώματα.

- 3b) Κτίριο με μεγάλη πλαστιμότητα μετακινήσεων – ικανοποιητική διατμητική αντοχή.
- 4) Πλαστικός μηχανισμός δοκών (Beam sideway mechanism)
- 4a) Μικρή διαθέσιμη πλαστιμότητα κτιρίου, λόγω διατμητικών αστοχιών σε δοκούς.
- 4b) Κτίριο με μεγάλη πλαστιμότητα μετακινήσεων.

Ωστόσο, τονίζεται πως οι περιπτώσεις 3b) και 4b) που αντιστοιχούν σε κτίρια με μεγάλη ή ικανοποιητική πλαστιμότητα, δύσκολα συναντώνται σε παλαιού τύπου κατασκευές, καθ' ότι όπως περιγράφεται παρακάτω η έννοια της πλαστιμότητας ήταν άγνωστη στους μηχανικούς εκείνης της περιόδου.

2.4 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ- ΜΙΑ ΝΕΑ ΕΝΝΟΙΑ

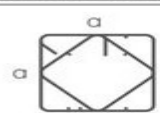
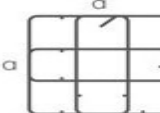
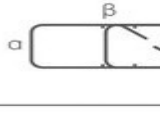
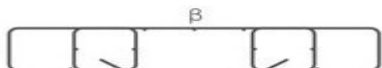
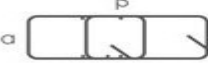
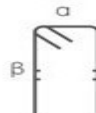
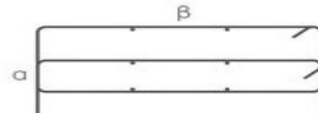
Ο όρος πλαστιμότητα χρησιμοποιείται για τον χαρακτηρισμό της ικανότητας μιας κατασκευής ή υλικού να υποστεί πλαστικές παραμορφώσεις σε μικρό ή μεγάλο βαθμό χωρίς απώλεια ή μείωση της φέρουσας ικανότητας. Υλικά με μικρή ή μηδενική πλαστιμότητα είναι γνωστά σαν ψαθυρά υλικά (απλό σκυρόδεμα) ενώ υλικά με μεγάλη πλαστιμότητα σαν όλκιμα (χάλυβας). Η σημασία της πλαστιμότητας για τις αντισεισμικές κατασκευές είναι μεγάλη, διότι αποτελεί έναν από τους κύριους παράγοντες από τους οποίους θα εξαρτηθεί αν μια κατασκευή θα αποφύγει την κατάρρευση σε περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού. Και τούτο, γιατί οι σεισμικοί συντελεστές που καθορίζονται από διάφορους κανονισμούς έχουν προσδιορισθεί με την προϋπόθεση πως ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας θα εξουδετερωθεί σαν έργο πλαστικής παραμόρφωσης της κατασκευής, δηλαδή πως η κατασκευή θα εισαχθεί στην ανελαστική περιοχή.

Έτσι, αν μια κατασκευή δεν έχει πλαστιμότητα είναι άκρως επικίνδυνη, έστω και αν οι μέγιστες τάσεις από τα φορτία λειτουργίας και τα σεισμικά, είναι αρκετά μικρότερες από τις επιτρεπόμενες τάσεις. Με αποτέλεσμα, η ικανοποίηση σε όλες τις διατομές μιας κατασκευής της συνθήκης $\sigma_{\max} < \sigma_{\text{επ}}$, όπου σ_{\max} περιλαμβάνει και τάσεις από σεισμό, δεν επαρκεί για να εξασφαλίσει την ασφάλεια της κατασκευής ακόμα και για τον σεισμό σχεδιασμού. Και τούτο, διότι λόγω αβεβαιοτήτων στις μελλοντικές σεισμικές δράσεις και στις ιδιότητες των υλικών της κατασκευής κ.λπ., υπάρχει σημαντική πιθανότητα $\sigma_{\max} > \sigma_{\text{επ}}$, άρα η υπέρβαση σημαίνει πρακτικά αστοχία αν δεν υπάρχει πλαστιμότητα.

Η πλαστιμότητα μιας κατασκευής δεν είναι εύκολο να υπολογιστεί ή έστω και να εκτιμηθεί, γιατί δεν υπάρχουν κατ' αρχάς καθιερωμένες μέθοδοι αντισεισμικού υπολογισμού ή αντισεισμικοί κανονισμοί στους οποίους υπεισέρχεται άμεσα σαν ένα φυσικό μέγεθος. Η πλαστιμότητα σε επίπεδο κατασκευής εξασφαλίζεται μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς των δομικών μελών-φερόντων στοιχείων, από τα οποία εκείνη αποτελείται. Ένα δομικό μέλος αναφέρουμε πως έχει πλάστιμη

συμπεριφορά όταν για μεν μονοτονική ένταση παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων χωρίς ουσιαστική μείωση της αντίστασης (αντοχής), για δε ανακυκλιζόμενη ένταση (σεισμική) οι βρόχοι υστέρησης δύναμης – παραμόρφωσης είναι περίπου σταθεροί σε πλάτος και σε μέγιστη δύναμη για σταθερό εύρος των κύκλων παραμόρφωσης. Αντιθέτως, σε ένα μέλος που δεν έχει πλαστική συμπεριφορά, μετά από δυο ή τρεις κύκλους παρατηρείται απότομη πτώση της αντοχής και της δυσκαμψίας.

Πρακτικά η πλαστική συμπεριφορά ενός μέλους (χαρακτηριστικό πάνω στο οποίο στηρίζονται όλοι οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί), εξασφαλίζεται μέσω της αύξησης της πλαστιμότητας των υλικών που συνθέτουν τη διατομή του και συγκεκριμένα του σκυροδέματος που είναι από την φύση του ψαθυρό. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω κατάλληλων κατασκευαστικών λεπτομερειών όπλισης και συγκεκριμένα μέσω του εγκάρσιου οπλισμού (συνδετήρες) των διατομών.

ΔΙΑΘΕΣΙΜΟΙ ΤΥΠΟΙ			ΜΟΡΦΕΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ	
ΔΙΑΣΤΑΣΗ (cm)		Ø		
α	α	Ø8	Ø10	
30 x 30		•		
35 x 35		•	•	
40 x 40		•	•	
α	α	Ø8	Ø10	
45 x 45		•	•	
55 x 55		•	•	
α	β	Ø8	Ø10	
20 x 40		•	•	
20 x 45		•	•	
25 x 45		•	•	
α	β	Ø8	Ø10	
20 x 95			•	
20 x 115			•	
20 x 145			•	
20 x 95			•	
20 x 115			•	
20 x 145			•	
ΔΙΑΣΤΑΣΗ (cm)		Ø		
α	β	Ø8	Ø10	
20 x 55		•	•	
25 x 55		•	•	
α	β	Ø8	Ø10	
20 x 45		•	•	
25 x 45		•	•	
20 x 55		•	•	
25 x 55		•	•	
α	β	Ø8	Ø10	
35 x 90			•	
45 x 90			•	

Σύγχρονα υποστυλώματα με πυκνούς και κλειστούς συνδετήρες που σχηματίζουν μαζί με τις διαμήκεις ράβδους έναν κλωβό με αμετακίνητους κόμβους, αυξάνουν σημαντικά την αντοχή και πλαστιμότητα του σκυροδέματος μέσω της εγκάρσιας περίσφιξης.

Η εικόνα αυτή δεν σχετίζεται με την εικόνα που παρουσιάζουν τα υποστηλώματα κτιρίων παλαιού τύπου, όπου στην συνηθέστερη περίπτωση τα τσέρκια δεν ξεπερνούσαν το Φ6/20 ή ακόμη και το Φ6/30. Ο ελάχιστος αυτός εγκάρσιος οπλισμός σε συνδυασμό με την ανεπαρκή αγκύρωσή του, έχει σαν αποτέλεσμα τη μειωμένη ικανότητα ανάπτυξης εγκάρσιων τάσεων περίσφιξης του σκυροδέματος, και συνεπώς, οι αντίστοιχοι στύλοι έχουν εξαιρετικά μειωμένες διατμητικές αντοχές και ανύπαρκτη πλαστιμότητα. Άρα, πρόκειται ουσιαστικά περί ψαθυρών στοιχείων.

2.5 ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΚΑΙ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΗΣ ΦΙΛΟΣΟΦΙΑΣ ΤΟΥ ΝΕΟΥ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ (Ε.Α.Κ. 2000) ΚΑΘΩΣ ΚΑΙ ΕΠΙΣΗΜΑΝΣΗ ΤΟΥ ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟΥ ΚΑΙ ΤΩΝ ΠΕΔΙΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΟΥ.

Ο παρών αντισεισμικός κανονισμός, με τίτλο «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, έκδοση 2000 (Ε.Α.Κ. 2000)» αποτελεί αναθεώρηση του ισχύοντος Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (Ν.Ε.Α.Κ), όπως αυτός εγκρίθηκε με την απόφαση αριθμ. Δ17α/08/32/ΦΝ 275/30-9-1993 (Φ.Ε.Κ 613 Β'), ετέθη σε εφαρμογή με την απόφαση Δ 16Γ/15/663/Γ /10-10-1994 και τροποποιήθηκε με την απόφαση αριθμ. Δ17α/04/46/ΦΝ275/20-6-1995 (Φ.Ε.Κ 534Β'). Ο κανονισμός αυτός αφορά τη μελέτη και κατασκευή έργων ικανών να αντέξουν σε σεισμικές δονήσεις ορισμένης εντάσεως. Οι κύριοι στόχοι του Κανονισμού είναι:

- η προστασία της ανθρώπινης ζωής στην περίπτωση υψηλών εντάσεων,
- ο περιορισμός ή και η αποφυγή των οικονομικών απωλειών στην περίπτωση των μετρίων εντάσεων,
- η διασφάλιση μιας ελάχιστης στάθμης λειτουργιών των έργων.

Ο κανονισμός περιέχει τις βασικές απαιτήσεις, τα κριτήρια σχεδιασμού, τις σεισμικές δράσεις και τους κανόνες συνδυασμού τους με άλλες δράσεις, καθώς και διατάξεις σχετικά με το έδαφος και τις αντιστηρίξεις που εφαρμόζονται σε κτίρια και άλλα δομήματα σε σεισμικές περιοχές. Περιέχει επίσης, και κανόνες εφαρμογής για κτιριακά κυρίως έργα. Ο κανονισμός βέβαια, δεν καλύπτει τα λεγόμενα έργα "υψηλού κινδύνου" (π.χ. φράγματα, πυρηνικά εργοστάσια κ.λ.π.) και τα θαλάσσια έργα.

Ο ίδιος κανονισμός περιέχει υποχρεωτικές διατάξεις, οι οποίες καθορίζουν τα εξής:

- τις ελάχιστες σεισμικές δράσεις σχεδιασμού και τους αντίστοιχους συνδυασμούς δράσεων,
- τις απαιτήσεις συμπεριφοράς για τους παραπάνω συνδυασμούς δράσεων,
- καθώς, και τα κριτήρια ελέγχου της ασφάλειας, τις μεθόδους υπολογισμού της εντάσεως και παραμορφώσεως των κατασκευών και τις ειδικότερες κατασκευαστικές διατάξεις των φορέων και των υλικών.

Ο συγκεκριμένος κανονισμός ισχύει, παράλληλα με τους κανονισμούς σχεδιασμού δομημάτων με συγκεκριμένο υλικό (σκυρόδεμα, τοιχοποιία, χάλυβας, ξύλο κ.λ.π.), οι οποίοι περιλαμβάνουν και τα αντίστοιχα ειδικά κριτήρια, καθώς και λεπτομερέστερους πρακτικούς κανόνες διαστασιολόγησης για σεισμική καταπόνηση. Βέβαια, η επιλογή περί γενικών αντισεισμικών διατάξεων στον Αντισεισμικό Κανονισμό και ειδικότερων διατάξεων στους επιμέρους κανονισμούς έχει υιοθετηθεί και στους Ευρωκώδικες. Η αξιοπιστία του παρόντος κανονισμού επηρεάζεται από την ποιότητα σε ολόκληρο το κύκλωμα: υλικά – μελέτη – επίβλεψη – κατασκευή.

Σύμφωνα με τον παρόντα κανονισμό, ο σχεδιασμός, η κατασκευή και η χρήση ενός δομήματος θεωρείται ότι αντιμετωπίζουν επαρκώς το σεισμικό κίνδυνο, δηλαδή εξασφαλίζουν περιορισμένες και επιδιορθώσιμες βλάβες στα στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό το σεισμό σχεδιασμού, ενώ ελαχιστοποιούν τις βλάβες για σειμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης, όταν κατά την επιβολή των σεισμικών δράσεων "σχεδιασμού", με αποδεκτός μικρή πιθανότητα υπερβάσεως τους κατά τη διάρκεια ζωής του δομήματος, ικανοποιούνται οι απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς. Η πιο σημαντική απαίτηση είναι η αποφυγή κατάρρευσης του δομήματος, πιο συγκεκριμένα η πιθανότητα κατάρρευσης όλου του δομήματος ή τμημάτων του, οφείλει να είναι επαρκώς μικρή, όπως ορίζεται στα επιμέρους κριτήρια που περιέχονται στον παρόντα κανονισμό και στους επιμέρους, και να συνδυάζεται με διατήρηση ακεραιότητας και επαρκούς εναπομείνας αντοχής μετά τη λήξη της σεισμικής ακολουθίας. Σκοπός, αυτής της απαίτησης είναι η ελαχιστοποίηση του κινδύνου όσον αφορά τις ανθρώπινες ζωές.

Οι σεισμικές δράσεις υπολογισμού για το σχεδιασμό των κατασκευών διακρίνονται: α. σε συνολικές δράσεις, οι οποίες ασκούνται πάνω στο σύνολο της κατασκευής και β. σε τοπικές δράσεις, οι οποίες ασκούνται σε ορισμένα μόνο φέροντα ή μη φέροντα στοιχεία ή σε ορισμένες εγκαταστάσεις (προσαρτήματα). Σημαντικό επίσης, είναι να ληφθούν υπόψη τα κριτήρια αποφυγής κατάρρευσης έτσι ώστε να ικανοποιείται η απαίτηση δυναμικής ισορροπίας σε όλη την έκταση του φορέα, δηλαδή σε κάθε χρονική στιγμή το χαρακτηριστικό διάνυσμα της μέγιστης εναλλασσόμενης εντατικής καταστάσεως να είναι στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων ίσο, ενώ στις υπόλοιπες κρίσιμες περιοχές μικρότερο από το αντίστοιχο χαρακτηριστικό διάνυσμα αντοχής. Με την καμπτική διαρροή κρίσιμων περιοχών του, δηλαδή το σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων, ο φορέας μπορεί να μετατραπεί σε ελαστοπλαστικό μηχανισμό, που συνεχίζει να αποκρίνεται στις αιχμές των σεισμικών μετακινήσεων με πρακτικά σταθερή ένταση, ελευθερώνοντας σε κάθε ανακύκλιση σημαντικό μέρος από την σεισμική ενέργεια που έχει απορροφήσει. Αυτή η ικανότητα του φορέα (πλαστιμότητα) επιτρέπει την μείωση της υπολογιστικής σεισμικής δράσης σε ένα κλάσμα ($1/q$) εκείνης που αντιστοιχεί σε ελαστική απόκριση, με αποτέλεσμα η προκύπτουσα οικονομική επιβάρυνση από τον αντισεισμικό σχεδιασμό να περιορίζεται σε λογικό ύψος. Παράλληλα, αμβλύνει τις συνέπειες των ποικίλων αβεβαιοτήτων του αντισεισμικού σχεδιασμού. Έτσι λοιπόν, για να επιτευχθεί η επαρκής πλαστιμότητα του φορέα, πρέπει να εξασφαλισθεί, μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού, ένας αξιόπιστος πλαστικός μηχανισμός χωρίς κινδύνους ψαθυρής ή και αλυσιδωτής κατάρρευσης και ένας ελάχιστος βαθμός τοπικής πλαστιμότητας των κρίσιμων περιοχών με κατάλληλη περίσφιξη του σκυροδέματος. Στα πλαίσια της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών, ο όρος πλαστιμότητα αναφερόμενος είτε ως προς ένα στοιχείο, είτε ως προς ένα στατικό σύστημα, χρησιμοποιείται για να καθορίσει την ικανότητα του να καταναλώσει σημαντική ποσότητα ενέργειας μέσα από ανελαστική συμπεριφορά, χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής του.

Ο παρών κανονισμός δεν απαιτεί υπολογισμό της απαιτούμενης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων στις πλαστικές αρθρώσεις, ούτε και ειδικό άμεσο έλεγχο της διαθέσιμης πλαστιμότητας πέραν της τήρησης των αναφερομένων κανόνων εφαρμογής, εκτός από τις αυξημένες δυσκολίες πρακτικής εφαρμογής του, απαιτείται και μια αξιόπιστη αντιμετώπιση των ακόλουθων προβλημάτων, που αυτό δεν είναι γενικά εφικτό στην πράξη με τα σημερινά επιστημονικά/τεχνικά δεδομένα:

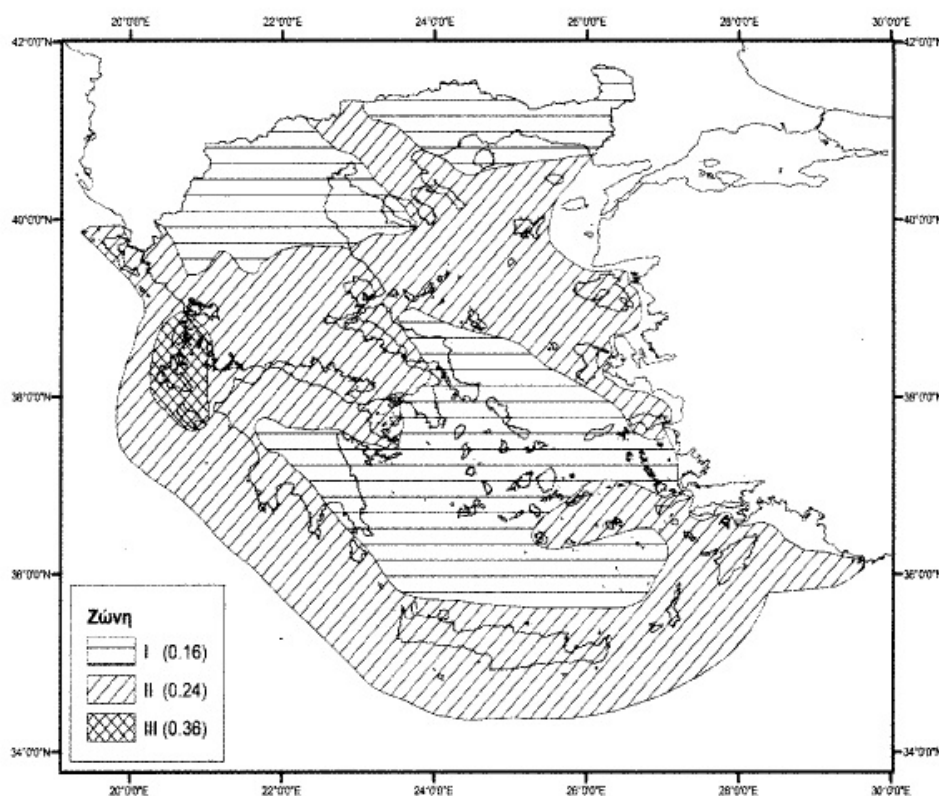
- Συσχέτιση μεταξύ της γενικής πλαστιμότητας του φορέα (πλαστιμότητα μετακινήσεων μ) και του συντελεστή συμπεριφοράς (q).
- Συσχέτιση της πλαστιμότητας μετακινήσεων του φορέα με τις πλαστιμότητες καμπυλοτήτων (μ_k) κάθε πλαστικής άρθρωσης, με ασφαλή αντιμετώπιση της σημαντικής αβεβαιότητας για το μήκος των πλαστικών αρθρώσεων.
- Αποτίμηση γενικής εφαρμογής της διατιθέμενης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων σε συνάρτηση με τη μορφή ή και την όπλιση της διατομής, τη σύνθετη ένταση της περιοχής, το πλήθος των κύκλων μετελαστικής επιπόνησης και την συσσώρευση βλαβών.

Επιπλέον, είναι αναγκαίο να εξασφαλίζεται κάποια ελάχιστη τιμή αντοχής για όλα τα φέροντα στοιχεία, ανεξαρτήτως των αποτελεσμάτων της αναλύσεως και να εξασφαλίζεται μια ελάχιστη στάθμη πλαστιμότητας σε κάθε κρίσιμη περιοχή στην οποία υπάρχει έστω και μικρή πιθανότητα σχηματισμού πλαστικής αρθρώσεως. Τέτοιες περιοχές θεωρούνται π.χ. η βάση και η κορυφή όλων των στύλων πλαισίων ανεξάρτητα από την εκτέλεση ή όχι αντίστοιχων ικανοτικών ελέγχων.

Ο παρών κανονισμός αναφέρεται στα γενικά κριτήρια ελάχιστης στάθμης λειτουργίας που συνοψίζονται στα εξής:

- Οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων υπό την επίδραση ενός σεισμού μικρότερης έντασης και μεγαλύτερης συχνότητας εμφάνισης από τον σεισμό σχεδιασμού πρέπει να είναι μικρότερες από ορισμένες τιμές, οι οποίες θεωρούνται ότι αντιστοιχούν σε ανεκτό βαθμό βλάβης των μη φερόντων στοιχείων και ειδικότερα του οργανισμού πληρώσεως και
- πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκής αντοχή των στοιχείων στηρίξεως των κάθε είδους εγκαταστάσεων και προσαρτημάτων του δομήματος που να αντιστοιχεί σε ανεκτό βαθμό βλάβης τους ανάλογα με την λειτουργία και την σπουδαιότητα του δομήματος και των προσαρτημάτων.

Για την εφαρμογή του παρόντος κανονισμού η χώρα υποδιαιρείται σε 3 ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I,II,III , τα όρια των οποίων καθορίζονται από τον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας.



Σε κάθε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους A .

Σεισμική επιτάχυνση εδάφους $A = \alpha \cdot g$

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	I	II	III
α	0,16	0,24	0,36

Οι τιμές των σεισμικών επιταχύνσεων εδάφους εκτιμάται σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, ότι έχουν πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι λόγω σεισμού ταλαντωτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού καθορίζεται με την επιτάχυνση σχεδιασμού A , ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας. Στην πράξη στην έκταση της κάτωτης συνήθων κτιρίων όλα

τα σημεία του εδάφους θεωρείται ότι εκτελούν την ίδια μεταφορική κίνηση. Η κίνηση αυτή θεωρείται αμετάβλητη από την επιφάνεια του εδάφους μέχρι την στάθμη ή τις στάθμες θεμελίωσης. Ειδικότερα στην περίπτωση κτιρίου με διάφορες στάθμες θεμελίωσης, η σεισμική διέγερση σχεδιασμού υποτίθεται ενιαία σε όλες τις στάθμες. Πέραν της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού υφίσταται και η επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού που θεωρείται ότι καλύπτεται γενικά από τους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_g = 1.35$ και $\gamma_q = 1.50$ στο συνδυασμό βασικών δράσεων (χωρίς σεισμό), καθώς επίσης και από τα υφιστάμενα περιθώρια αξονικής αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στις περιπτώσεις κατά τις οποίες η υπόψη συνιστώσα προκαλεί μεταβολή των μηχανικών χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων λόγω εφελκυσμού. Όσον αφορά την προσομοίωση των μαζών, η συνολική μάζα κάθε τμήματος της κατασκευής συνοδεύει τις μεταφορικές ελευθερίες κίνησης, ενώ οι αδρανειακές ροπές συνοδεύουν τις στροφικές ελευθερίες κίνησης. Επιπλέον, η διατήρηση του κέντρου βάρους επιτυγχάνεται σχετικά εύκολα, ενώ η διατήρηση της ροπής αδράνειας των κατανεμημένων μαζών απαιτεί κατάλληλη πύκνωση των συγκεντρωμένων μαζών. Τέλος, κλασική περίπτωση αυτού του είδους αποτελούν οι αδρανειακές ροπές κατά μήκος του άξονα δοκών/στύλων, οι οποίες είναι αμελητέες και επιτρέπουν την απαλοιφή των στροφικών ελευθεριών κίνησης των κόμβων των πλαισίων από το δυναμικό προσομοίωμα. Στην περίπτωση αυτή, λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών, επιτυγχάνεται πλήρως η διατήρηση του κέντρου βάρους και της αδρανειακής ροπής των κατανεμημένων μαζών περί κατακόρυφο άξονα. Οι αδρανειακές ροπές περί οριζόντιο άξονα παραλείπονται ως αμελητέες.

Η δυναμική φασματική μέθοδος πρόκειται για μέθοδο γραμμικού υπολογισμού και σε γενικές γραμμές περιλαμβάνει:

- Ιδιομορφική ανάλυση, κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες
- Ιδιομορφική απόκριση, κατά την οποία με την χρήση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση) που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης (με καθορισμένο πρόσημο).
- Ισομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο)
- Χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο).

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η θεώρηση ενός μόνο προσανατολισμού των δυο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για $q=1$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $\Phi_e(T)$ ενώ για $q>1$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$.

Για την εξασφάλιση ικανότητας απελευθέρωσης ενέργειας (πλαστιμότητας) στο σύνολο του δομήματος ισχύουν κάποιοι γενικοί κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού που αναφέρονται παρακάτω:

- Για να εξασφαλιστεί η δυνατότητα απελευθέρωσης ενέργειας από το δόμημα κατά την απόκριση στη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς ολική ή μερική κατάρρευση, πρέπει η μετελαστική απόκριση να έχει πλάσטיμη μορφή και να κατανέμεται στο μεγαλύτερο δυνατό

αριθμό φερόντων στοιχείων, σε περιοχές με περιορισμένο μήκος (πλαστικές αρθρώσεις). Αυτό προϋποθέτει ότι έχει εξασφαλιστεί η αποφυγή όλων των πιθανών ψαθυρών μορφών αστοχίας που μπορεί να προηγηθούν.

- Σε μέλη με καμπτική λειτουργία η μετελαστική απόκριση πρέπει να περιορίζεται στο σχηματισμό καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων. Πιθανές ή προβλεπόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει πρόβλεψη ή μεγάλη πιθανότητα εμφάνισης των αρθρώσεων. Ενδεχόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει μικρότερη πιθανότητα δημιουργίας αρθρώσεων, πρέπει όμως να διαθέτουν αυξημένη πλαστιμότητα επειδή βρίσκονται σε περιοχές ιδιαίτερα κρίσιμες για την ευστάθεια του δομήματος. Τέτοιες θέσεις θεωρούνται όλα τα άκρα των υποστυλωμάτων ακόμα και όταν οι πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων βρίσκονται σε δοκούς.
- Η εξασφάλιση ενός τέτοιου αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού απόκρισης του δομήματος στις αιχμές της σεισμικής δράσης επιτυγχάνεται με τον ικανοτικό σχεδιασμό. Συγκεκριμένα η γενική μεθοδολογία του ικανοτικού σχεδιασμού είναι η ακόλουθη:

-Σε όλες τις πιθανές και ενδεχόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων εξασφαλίζεται επαρκής τοπική πλαστιμότητα (πλαστιμότητα καμπυλοτήτων για πλαισιακή λειτουργία).

-Προσδιορίζονται τα εντατικά μεγέθη ικανοτικού σχεδιασμού δηλαδή τα μεγέθη που προκύπτουν από τις συνθήκες ισορροπίας ενός στοιχείου ή ομάδας στοιχείων που όταν στις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων αναπτύσσεται η πιθανή ανώτατη τιμή πλαστικής αντοχής (υπεραντοχή). Με τα ικανοτικά αυτά μεγέθη γίνεται ο έλεγχος αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας σε όλα τα μέλη του φορέα που περιέχουν γειτνιάζουν με πλαστικές αρθρώσεις.

-Σε πολυόροφα κτίρια λαμβάνονται μέτρα για την αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου, δηλαδή συγκεντρώσεις των πλαστικών παραμορφώσεων σε ένα μόνο όροφο.

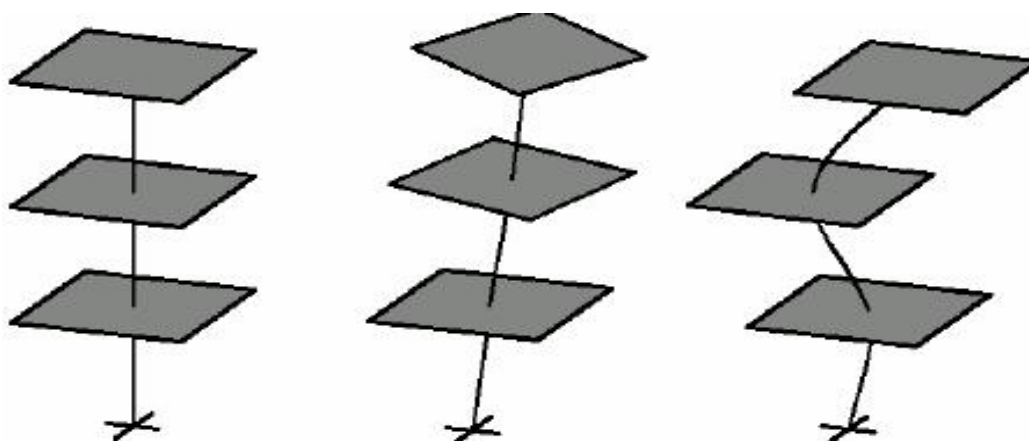
Τέλος, ο παρών κανονισμός αναφέρεται και προσπαθεί να καλύψει τις ειδικές απαιτήσεις που προκύπτουν για τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα και είναι οι ακόλουθες:

- Πρέπει να προβλέπεται επαρκής υπεραντοχή των τμημάτων του φορέα που προορίζονται να παραμείνουν στην ελαστική περιοχή και να εξασφαλίζεται η αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας.
- Στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να λαμβάνονται μέτρα για την εξασφάλιση επαρκούς τοπικής πλαστιμότητας.

3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΦΟΡΑ ΤΗΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ETABS

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το πρόγραμμα ETABS αφού περαστούν τα δεδομένα του κάθε κτιρίου (έχει προηγηθεί η διαστασιολόγηση), ψηφιοποιεί την κατασκευή με ένα μοντέλο – προσομοιωτή με βάση ορισμένες παραδοχές, ώστε η συμπεριφορά του μοντέλου να πλησιάζει με ικανοποιητική ακρίβεια την πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής. Το μοντέλο μιας πολυώροφης κατασκευής είναι ένα σύστημα πολλών βαθμών ελευθερίας, το οποίο μπορεί να ταλαντώνεται υπό την επίδραση εξωτερικών δράσεων. Η επιβολή δύναμης ή μετατόπισης εκτρέπει την κατασκευή από την αρχική θέση ισορροπίας θέτοντάς την σε ταλάντωση, τα χαρακτηριστικά της οποίας εξαρτώνται τόσο από την ίδια την κατασκευή όσο και από το είδος της εξωτερικής φόρτισης. Έτσι, το πολυώροφο κτίριο προσομοιώνεται με ένα πολυβάθμιο ταλαντωτή του οποίου οι μάζες είτε είναι συγκεντρωμένες στο κέντρο βάρους του κάθε ορόφου, είτε θεωρούνται κατανεμημένες πάνω σε κάθε στοιχείο ακαμψίας. Τα συνήθη πολυώροφα κτίρια αποτελούνται από τα υποστυλώματα πάνω στα οποία στηρίζονται οι πλάκες. Οι πλάκες συνήθως έχουν ορθογωνικό σχήμα, ενώ το πάχος τους είναι πολύ μικρό συγκριτικά με τις άλλες δύο διαστάσεις τους. Αυτά τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά τους δίνουν τη δυνατότητα να παραμορφώνονται πολύ εύκολα όταν φορτίζονται κάθετα στο επίπεδό τους, ενώ είναι αδύνατον να παραμορφωθούν όταν φορτίζονται από δυνάμεις που διέρχονται από το επίπεδό τους. Έτσι, θεωρείται ότι η πλάκα μετακινείται σαν ένα στερεό σώμα κατά την οριζόντια διεύθυνση, ενώ μπορεί να κάμπτεται κάθετα στο επίπεδό της. Αυτή η συμπεριφορά της πλάκας ονομάζεται διαφραγματική λειτουργία και ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα μόνο όταν ικανοποιούνται οι αντίστοιχες απαιτήσεις του ΕΑΚ 2000.



Παρακάτω φαίνονται τα δεδομένα των δύο πενταόροφων κτιρίων υπό εξέταση, καθώς και οι ξυλότυποι του κάθε ορόφου. Οι δύο πενταόροφες οικοδομές έχουν διαστασιολογηθεί, σύμφωνα με τον παλιό αντισεισμικό κανονισμό (Κ59) και το ελληνικό αντισεισμικό κανονισμό 2000 (Ε.Α.Κ 2000) (Κ60). Ουσιαστικά, πρόκειται για ένα πενταόροφο κτίριο που έχει υποβληθεί σε εξέταση και από τους δύο αντισεισμικούς κανονισμούς, με διαφορετικά χαρακτηριστικά ως προς τον οπλισμό και την τοιχοποιία το καθένα.

3.2 ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΚΤΙΡΙΟΥ

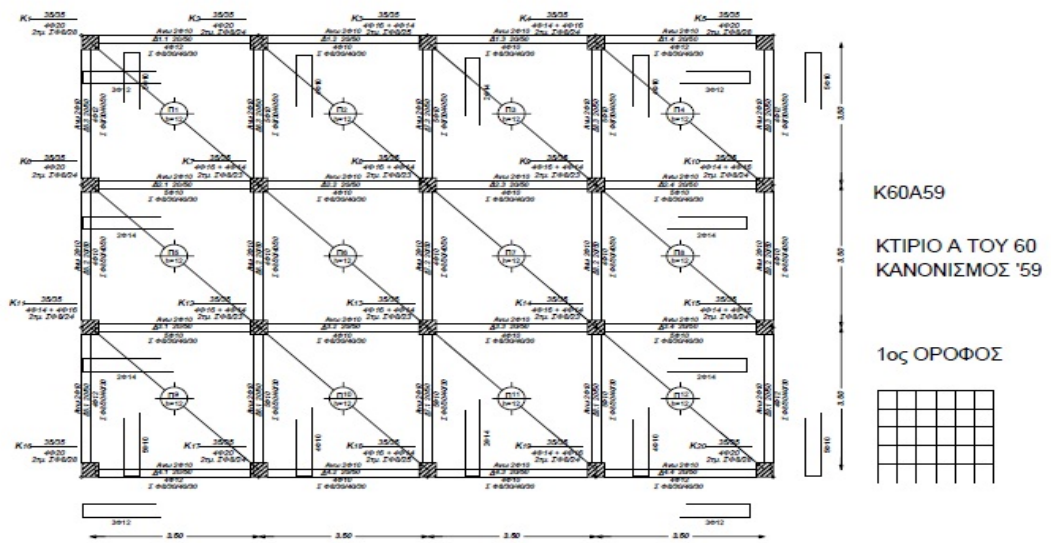
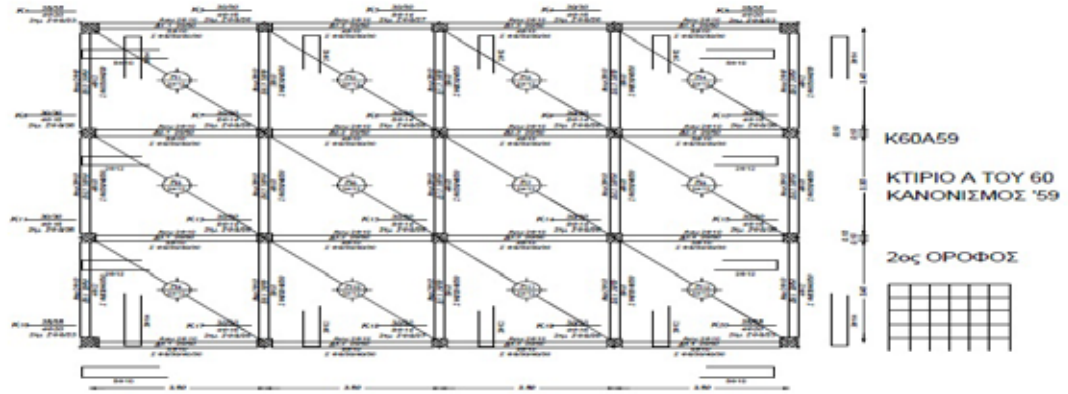
Η ανάλυση των κτιρίων πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα ETABS. Εν συνεχεία πραγματοποιήθηκε στατική ανελαστική ανάλυση υπό αυξανόμενης έντασης φορτία (pushover). Οι κανονισμοί εφαρμόστηκαν κατά τον σχεδιασμό των κτιρίων. Το ένα κτίριο σχεδιάστηκε σύμφωνα με τον Κανονισμό του '59 (ΒΔ 1959) και το άλλο κτίριο σχεδιάστηκε σύμφωνα με τον ελληνικό αντισεισμικό κανονισμό Ε.Α.Κ. 2000. Για το κτίριο που σχεδιάστηκε με βάση τον Ε.Α.Κ 2000 η ζώνη σεισμικότητας της περιοχής είναι Ι, ($A=0,16g$), η κατηγορία του εδάφους είναι Β. Αντίθετα το κτίριο που σχεδιάστηκε με βάση τον ΒΔ 1959 έχει κατηγορία εδάφους Α και $\varepsilon=0,04$. Η κατηγορία σπουδαιότητας και για τα δύο κτίρια είναι συνήθης ($\Sigma 2$) (κατοικίες, γραφεία). Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν και στις δύο κατασκευές είναι σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25, χάλυβας ράβδων-συνδετήρων B500C. Το φορτίο επικάλυψης είναι $1,5 \text{ kN/m}^2$, το κινητό φορτίο πλακών είναι $2,0 \text{ kN/m}^2$ και το φορτίο δρομικής τοιχοποιίας που προστέθηκε στις πλάκες ως μόνιμο φορτίο είναι $1,0 \text{ kN/m}^2$. Το ύψος του ορόφου και το μήκος ανοίγματος από κέντρο σε κέντρο υποστυλώματος είναι 3.00 και 3.50 m αντίστοιχα.

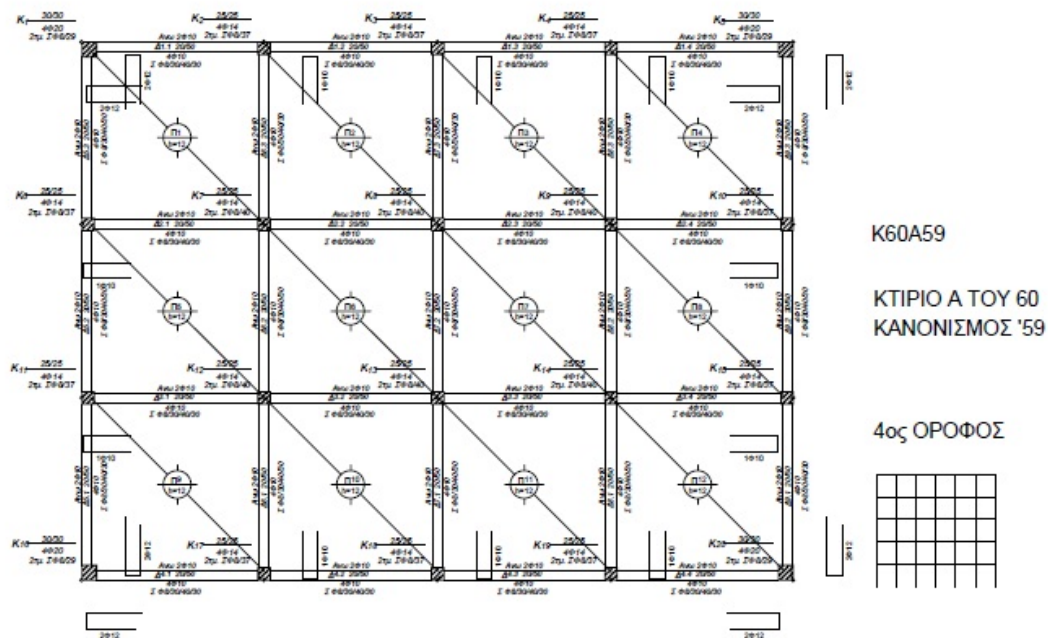
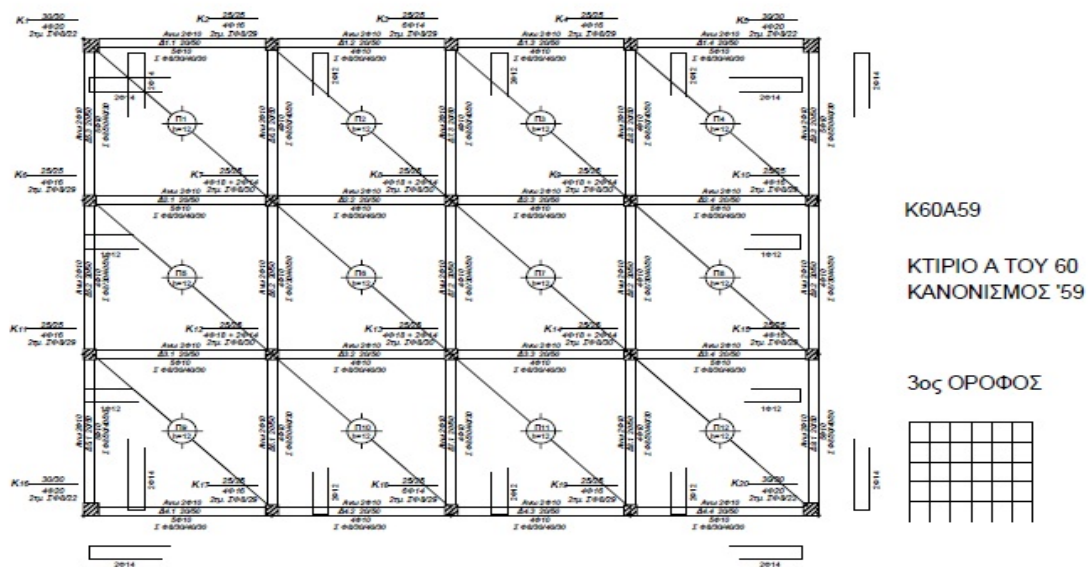
Όσον αφορά την κατασκευή που σχεδιάστηκε με βάση τον κανονισμό Ε.Α.Κ 2000, η ανάλυση του πραγματοποιήθηκε θεωρώντας διαφραγματική λειτουργία στις στάθμες των πλακών (όπως παρουσιάστηκε στην εισαγωγή του κεφαλαίου) και κατά την διαστασιολόγηση πραγματοποιήθηκε ικανοτικός έλεγχος των κόμβων, ούτως ώστε να προηγηθεί η διαρροή των δοκών της διαρροής των υποστυλωμάτων. Οι ξυλότυποι των ορόφων του κτιρίου παρουσιάζονται παρακάτω.

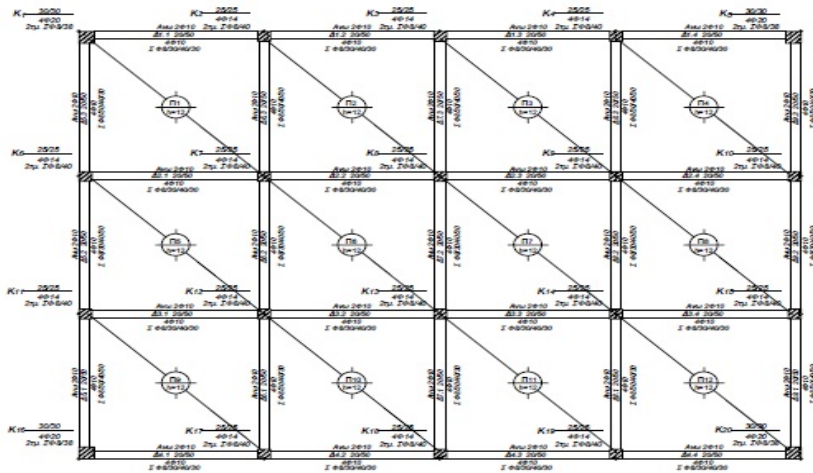
3.3 ΞΥΛΟΤΥΠΟΙ

Αρχικά, παραθέτονται οι ξυλότυποι των πέντε ορόφων του κάθε κτιρίου, όπως σχεδιάστηκαν και στην συνέχεια παρουσιάζεται ένας συγκεντρωτικός πίνακας με τα χαρακτηριστικά του εγκάρσιου οπλισμού που χρησιμοποιήθηκε.

ΚΤΙΡΙΟ 1 ΠΑΛΑΙΟΥ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ '59



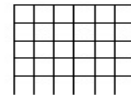




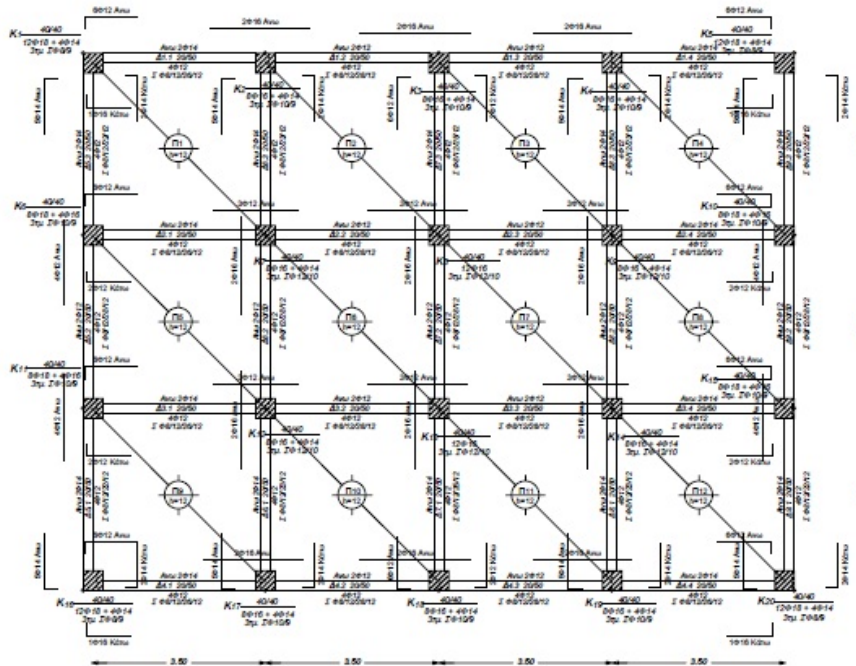
K60A59

ΚΤΙΡΙΟ Α ΤΟΥ 60 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ '59

5ος ΟΡΟΦΟΣ



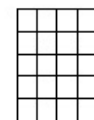
ΚΤΙΡΙΟ 2 ΝΕΟΥ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ Ε.Α.Κ 2000

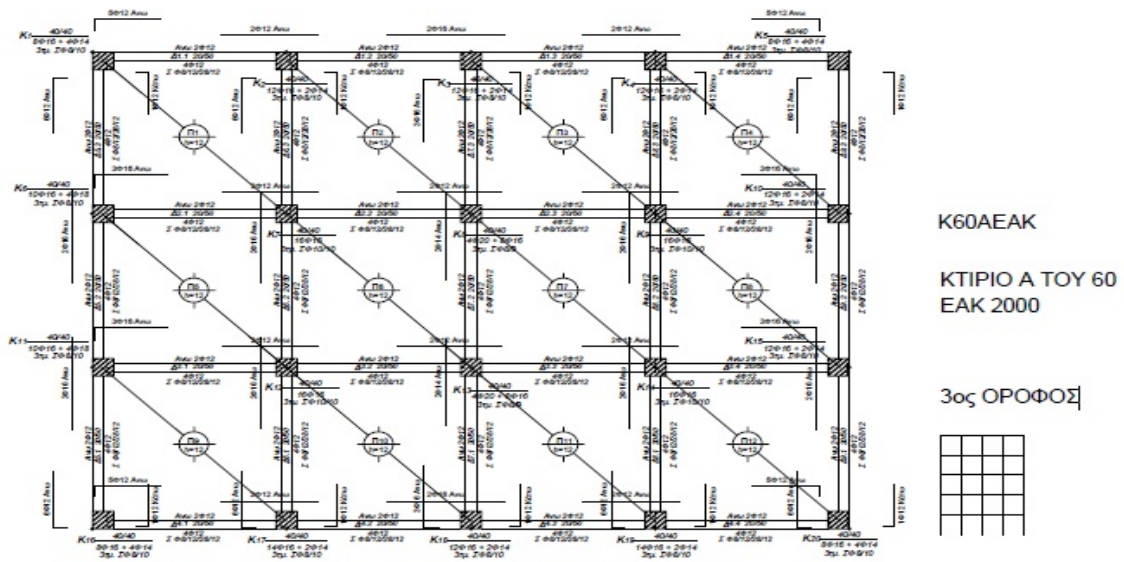
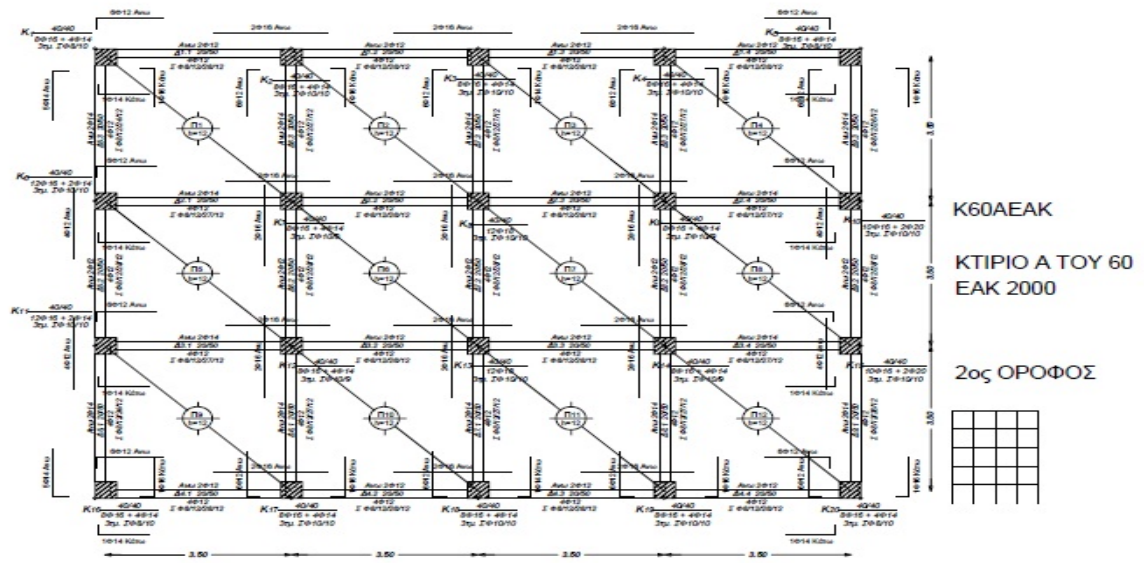


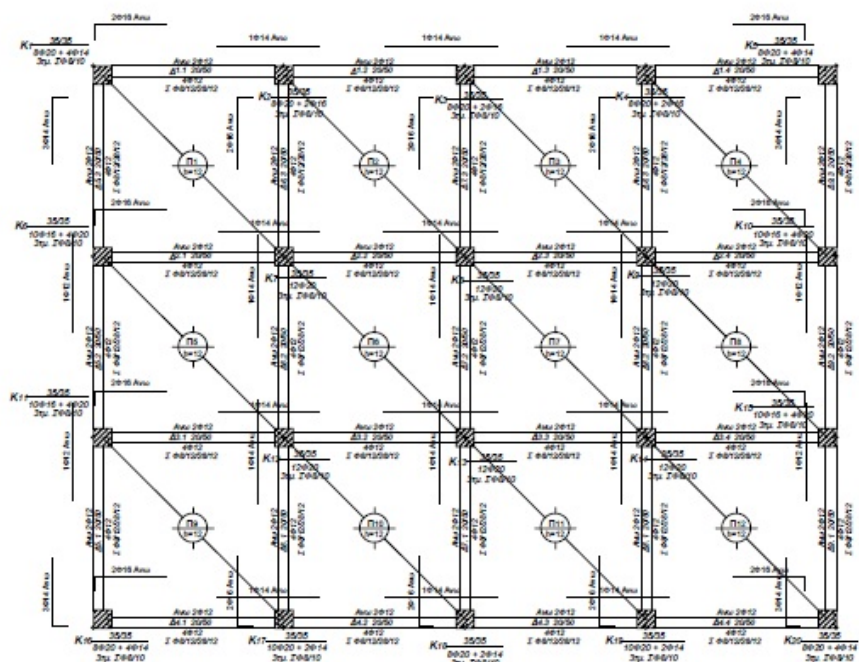
K60AEAK

ΚΤΙΡΙΟ Α ΤΟΥ 60 ΕΑΚ 2000

1ος ΟΡΟΦΟΣ



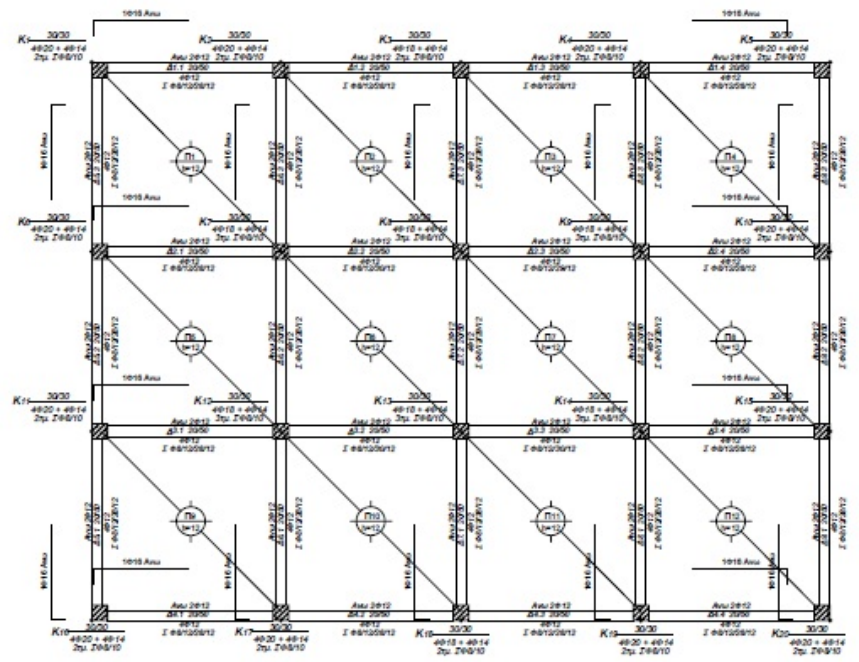
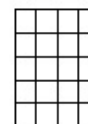




K60AEAK

ΚΤΙΡΙΟ Α ΤΟΥ 60
ΕΑΚ 2000

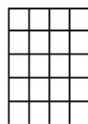
4ος ΟΡΟΦΟΣ



K60AEAK

ΚΤΙΡΙΟ Α ΤΟΥ 60
ΕΑΚ 2000

5ος ΟΡΟΦΟΣ



ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ Κ60ΕΑΚ

ΥΠΟΣΤ	ΔΙΑΣΤ	Κ1	Κ2	Κ3	Κ4	Κ5
1 ^{ος}	40X40	8Φ18+4Φ16	8Φ16+4Φ14	12Φ16	8Φ16+4Φ14	8Φ18+4Φ16
2 ^{ος}	40X40	12Φ16+2Φ14	8Φ16+4Φ14	12Φ18	8Φ16+4Φ14	10Φ16+2Φ20
3 ^{ος}	40X40	10Φ16+4Φ18	16Φ16	4Φ20+8Φ16	16Φ16	12Φ16+2Φ14
4 ^{ος}	35X35	10Φ16+4Φ20	12Φ20	12Φ20	12Φ20	10Φ16+4Φ20
5 ^{ος}	30X30	4Φ20+4Φ14	4Φ18+4Φ14	4Φ18+4Φ14	4Φ18+4Φ14	4Φ20+4Φ14

Πίνακας 1. Οπλισμοί υποστυλωμάτων

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ Κ60Α59

ΥΠΟΣΤ	ΔΙΑΣΤ	Κ1	Κ2	Κ3	Κ4	Κ5
1 ^{ος}	35X35	4Φ20	4Φ16+4Φ14	4Φ16+4Φ14	4Φ16+4Φ14	4Φ16+4Φ14
2 ^{ος}	30X30	4Φ16	8Φ14	8Φ14	8Φ14	4Φ16
3 ^{ος}	25X25	4Φ16	4Φ18+2Φ14	4Φ18+2Φ14	4Φ18+2Φ14	4Φ16
4 ^{ος}	25X25	4Φ14	4Φ14	4Φ14	4Φ14	4Φ14
5 ^{ος}	25X25	4Φ14	4Φ14	4Φ14	4Φ14	4Φ14

Πίνακας 2. Οπλισμοί υποστυλωμάτων

ΔΟΚΟΙ Κ60

ΔΟΚΟΙ		Δ1		Δ2		Δ3		Δ4	
		ΑΡΙΣΤΕΡΑ	ΔΕΞΙΑ	ΑΡΙΣΤΕΡΑ	ΔΕΞΙΑ	ΑΡΙΣΤΕΡΑ	ΔΕΞΙΑ	ΑΡΙΣΤΕΡΑ	ΔΕΞΙΑ
1 ^{ος}	ΑΝΩ	6Φ12 2Φ14	2Φ143 Φ12	5Φ12	5Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ14 3Φ12	6Φ12 2Φ14
	ΚΑΤΩ	6Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	6Φ12
2 ^{ος}	ΑΝΩ	6Φ12 2Φ14	2Φ14 2Φ16	2Φ16 2Φ12	2Φ12 2Φ16	2Φ16 2Φ12	2Φ12 2Φ16	2Φ16 2Φ14	6Φ12 2Φ14
	ΚΑΤΩ	1Φ14 4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12 1Φ14
3 ^{ος}	ΑΝΩ	3Φ16 2Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	3Φ16 2Φ12
	ΚΑΤΩ	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12
4 ^{ος}	ΑΝΩ	2Φ16 2Φ12	2Φ12 1Φ14	2Φ12 1Φ14	2Φ12 1Φ14	2Φ12 1Φ14	2Φ12 1Φ14	2Φ12 1Φ14	2Φ16 2Φ12
	ΚΑΤΩ	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12
5 ^{ος}	ΑΝΩ	1Φ16 2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	1Φ16 2Φ12
	ΚΑΤΩ	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12

Πίνακας 3. Οπλισμοί δοκών

ΔΟΚΟΙ Κ59

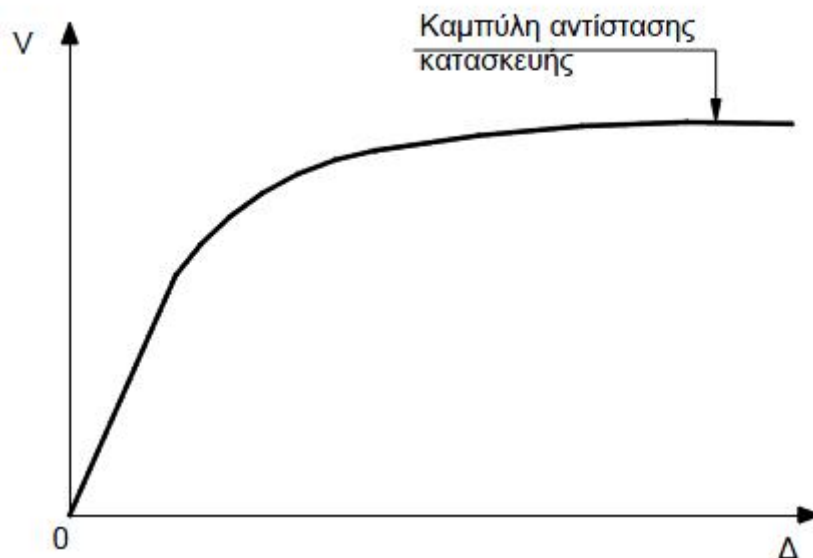
ΔΟΚΟΙ		Δ1		Δ2		Δ3		Δ4	
		ΑΡΙΣΤΕΡΑ	ΔΕΞΙΑ	ΑΡΙΣΤΕΡΑ	ΔΕΞΙΑ	ΑΡΙΣΤΕΡΑ	ΔΕΞΙΑ	ΑΡΙΣΤΕΡΑ	ΔΕΞΙΑ
1 ^{ος}	ΑΝΩ	2Φ14 4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	2Φ14 4Φ10
	ΚΑΤΩ	2Φ14 3Φ10	3Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ10	3Φ10	2Φ14 3Φ10
2 ^{ος}	ΑΝΩ	2Φ12 4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	2Φ12 4Φ10
	ΚΑΤΩ	3Φ10 2Φ12	3Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ10	3Φ10	3Φ10 2Φ12
3 ^{ος}	ΑΝΩ	1Φ12 4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	1Φ12 4Φ10
	ΚΑΤΩ	3Φ10	3Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ10	3Φ10	3Φ10
4 ^{ος}	ΑΝΩ	1Φ10 4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	1Φ10 4Φ10
	ΚΑΤΩ	3Φ10	3Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ10	3Φ10	3Φ10
5 ^{ος}	ΑΝΩ	1Φ10 4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	1Φ10 4Φ10
	ΚΑΤΩ	3Φ10	3Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ10	3Φ10	3Φ10

Πίνακας 4. Οπλισμοί δοκών

4. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

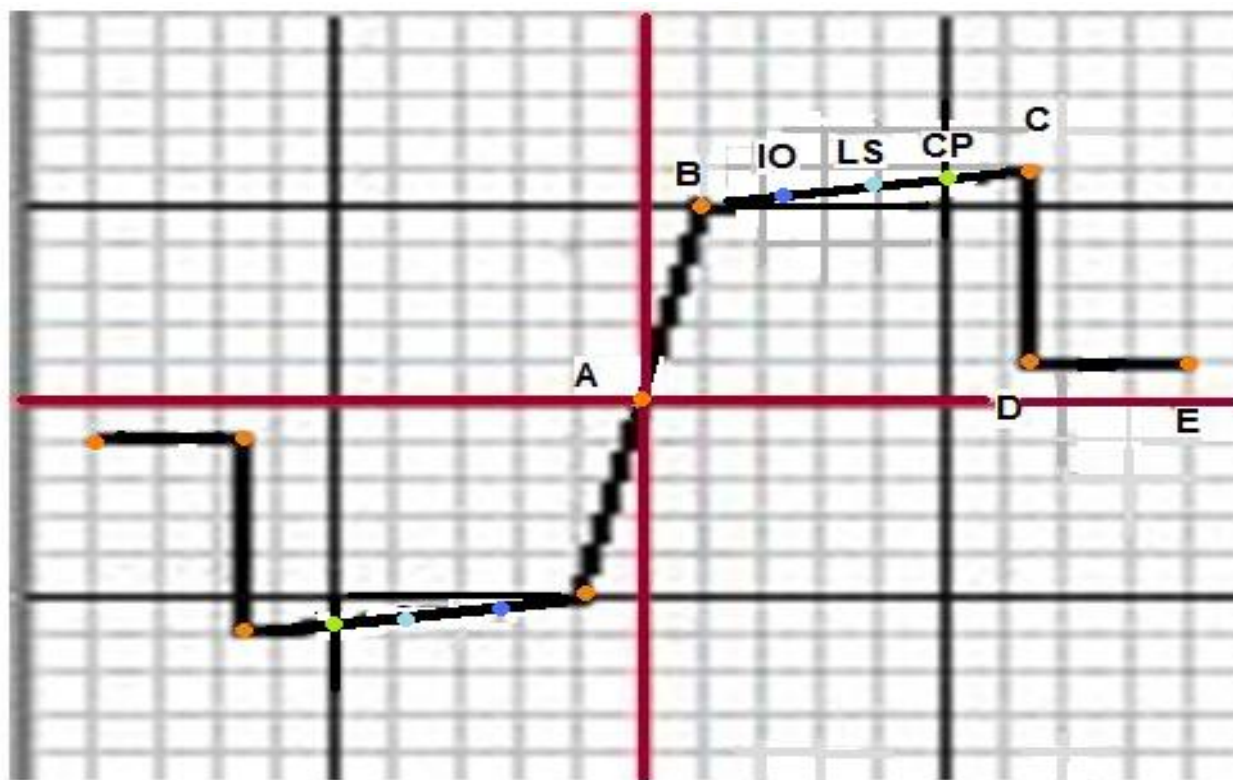
Κατά την ανάλυση αυτή, θεωρούμε πλευρική φόρτιση αυτήν που εφαρμόζεται με αυξανόμενη ένταση στον επιλεγμένο φορέα. Αν και τα διάφορα προγράμματα που υπάρχουν κάνουν την ανελαστική ανάλυση με διαφορετικό τρόπο το καθένα, όλα έχουν ένα κοινό παρονομαστή, οδηγούν στη δημιουργία της καμπύλης αντοχής της κατασκευής η οποία είναι γνωστή ως «**καμπύλη pushover**» (εικόνα 4.1). Η καμπύλη pushover είναι ένα γράφημα της τέμνουσας βάσης συναρτήσει της οριζόντιας μετακίνησης της οροφής και αναπαριστά την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά ενέργεια, όταν υπόκειται σε σεισμική διέγερση.



Εικόνα 4.1. Καμπύλη pushover (ATC 40)

Στην στατική ανελαστική ανάλυση υπό αυξανόμενης έντασης φορτία (pushover ανάλυση), τα μέλη του φορέα δεν συμπεριφέρονται ελαστικά αλλά υπακούουν σε συγκεκριμένα μοντέλα πλαστικής παραμόρφωσης. Ο μελετητής μπορεί να επιλέξει συγκεκριμένα σημεία στον φορέα, τις πλαστικές αρθρώσεις (“hinges”), πέραν των οποίων η διατομή μπαίνει στην πλαστική περιοχή.

Τα μοντέλα πλαστικής παραμόρφωσης περιγράφονται μέσα από διαγράμματα συμπεριφοράς υλικών, όπως φαίνεται στην εικόνα 4.2.



Εικόνα 4.2. Διάγραμμα συμπεριφοράς υλικών (ETABS, 2000)

Όπου κάθετος άξονας είναι η δύναμη (αξονική, διατμητική ή ροπή) και οριζόντιος η παραμόρφωση (μετατόπιση ή στρόφι). Η AB είναι η περιοχή ελαστικής συμπεριφοράς. Το B είναι το σημείο διαρροής. Ακολουθεί η πλαστική περιοχή BC, όπου C το σημείο μέγιστης αντοχής. Έπειτα, η αντοχή μειώνεται (σημείο D) μέχρι το σημείο μέγιστης παραμόρφωσης, χωρίς την ικανότητα παραλαβής φορτίων, σημείο E. Στο ίδιο διάγραμμα φαίνονται και οι στάθμες επιτελεστικότητας.

- IO (Immediate Occupancy): «Άμεση χρήση μετά το σεισμό»
- LS (Life Safety): «Προστασία Ζωής»
- CP (Collapse Prevention): «Αποφυγή οιονεί κατάρρευση»

Για τις ανάγκες της ανάλυσης στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία δοκού με πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα, για τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Ενώ για τα σημεία ελέγχου της πλαστικής παραμόρφωσης χρησιμοποιήθηκαν έτοιμα διαγράμματα συμπεριφοράς, του προγράμματος ETABS και επιλέχθηκαν ως εξής:

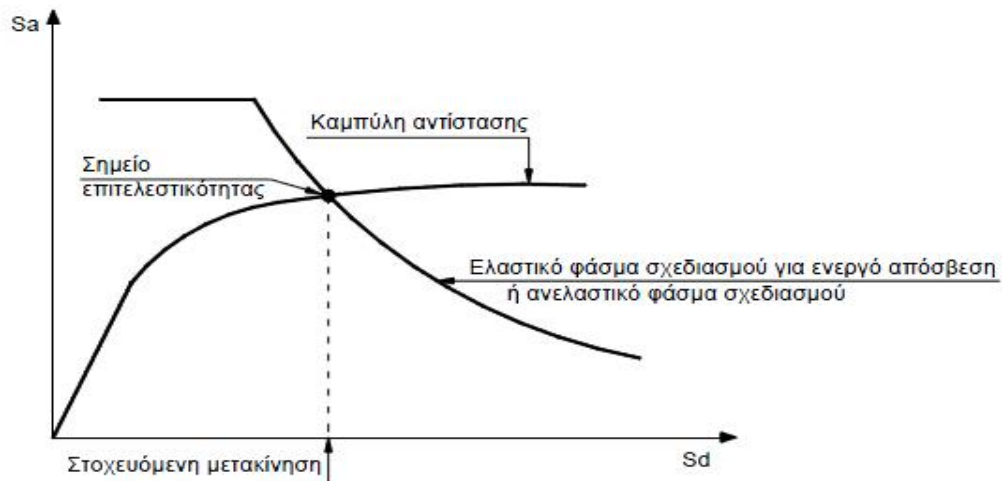
- Στα υποστυλώματα επιλέχθηκε πλαστική άρθρωση (hinge) P-M-M, δηλαδή αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης με ροπές ως προς τους δύο εγκάρσιους άξονες, στις δύο παρειές τους (πάνω από την κάτω δοκό και κάτω από την άνω δοκό)
- Στο δοκάρια επιλέχθηκε πλαστική άρθρωση M3 (ροπή-στροφή) στις δύο παρειές



Εικόνα 4.3. Τρόπος προσομοίωσης πλαστικών αρθρώσεων

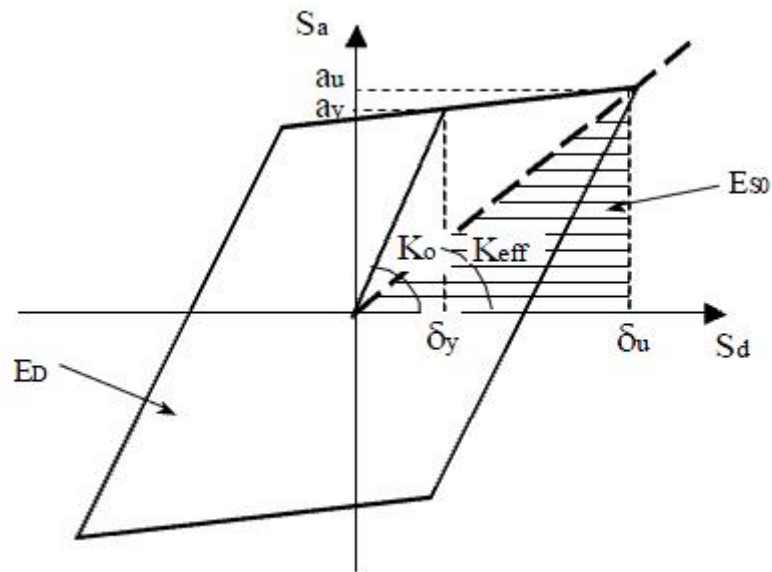
Οι πλαστικές αρθρώσεις σε κάθε βήμα της ανάλυσης παρουσιάζονται με διαφορετικό χρώμα ανάλογα με την τιμή της πλαστικής στρώσης. Η ανάλυση pushover διενεργείται έως ότου δημιουργηθεί τέτοιος αριθμός πλαστικών αρθρώσεων, ώστε να υπάρξει μηχανισμός ορόφου, δηλαδή δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα όλων των υποστυλωμάτων του συγκεκριμένου ορόφου. Ο ικανοτικός σχεδιασμός που επιβάλλουν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί εξασφαλίζει η καμπτική αστοχία να προηγείται πάντοτε της διατμητικής.

Για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (performance point) της κατασκευής γι' αυτό το σεισμό (εικόνα 4.4).



Εικόνα 4.4. Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης (ATC40)

Παρακάτω παρουσιάζεται ο τρόπος υπολογισμού του σημείου επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον κανονισμό ATC-40.



Εικόνα 4.5. Υπολογισμός υστερητικής απόσβεσης κατά Chopra

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

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

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

όπου $\delta_1 = \delta_u$ και $a_1 = a_u$

Πίνακας 3 . Τύποι συμπεριφοράς κτηρίων.

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

Πίνακας 4 . Τιμές διορθωτικού συντελεστή κ.

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

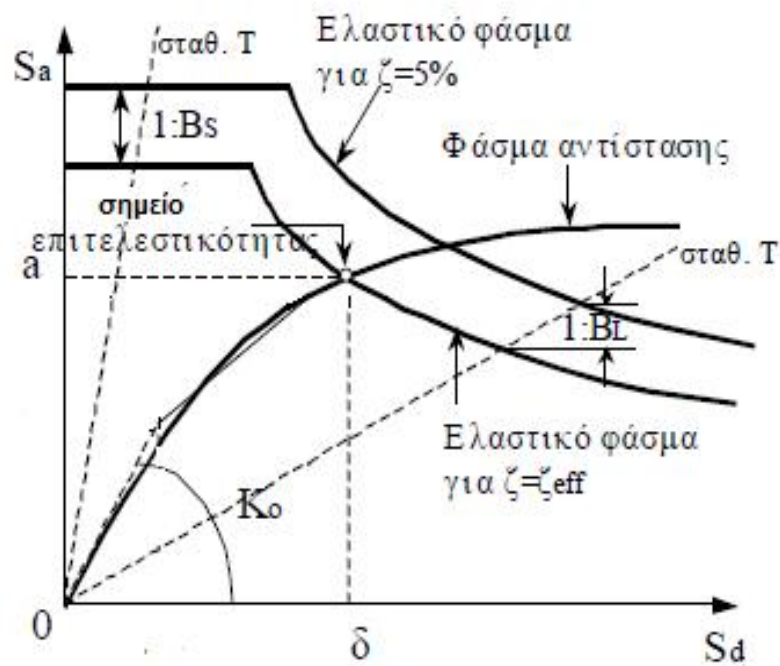
Πίνακας 5 . Ελάχιστες τιμές μειωτικών συντελεστών απόσβεσης

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

$$SR_A = \frac{1}{B_S} = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln \zeta_{eff}}{2.12} \geq SR_{A,min}$$

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

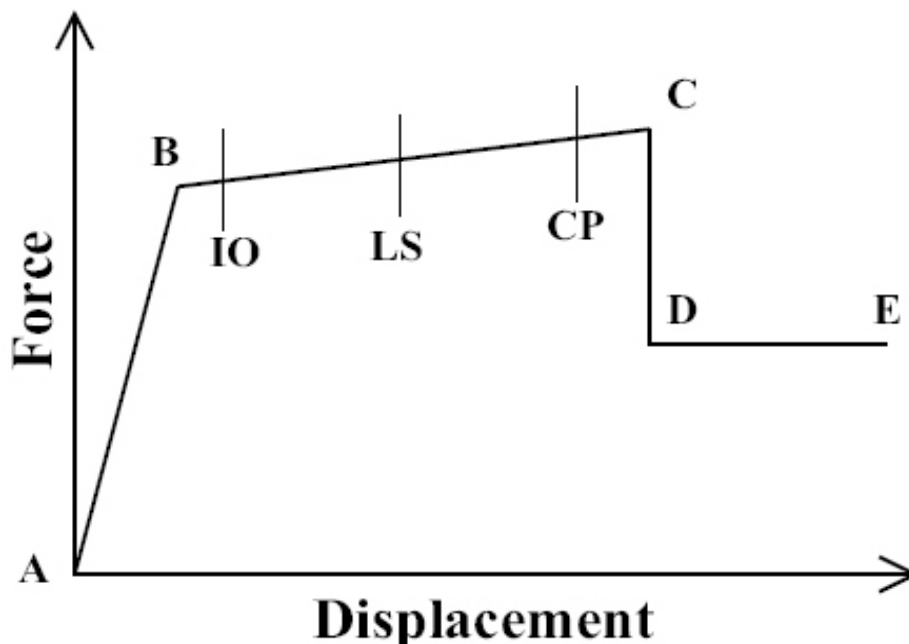
Το σημείο τομής μεταξύ του φάσματος σχεδιασμού για $\zeta = \zeta_{eff}$ και του φάσματος αντίστασης ορίζει το σημείο επιτελεσματικότητας (εικόνα 4.6).



Εικόνα 4.6. Σημείο επιτελεσματικότητας για $\zeta = \zeta_{eff}$ (ATC40)

4.2 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ ΦΟΡΤΙΑ(ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER)

4.2.1 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ

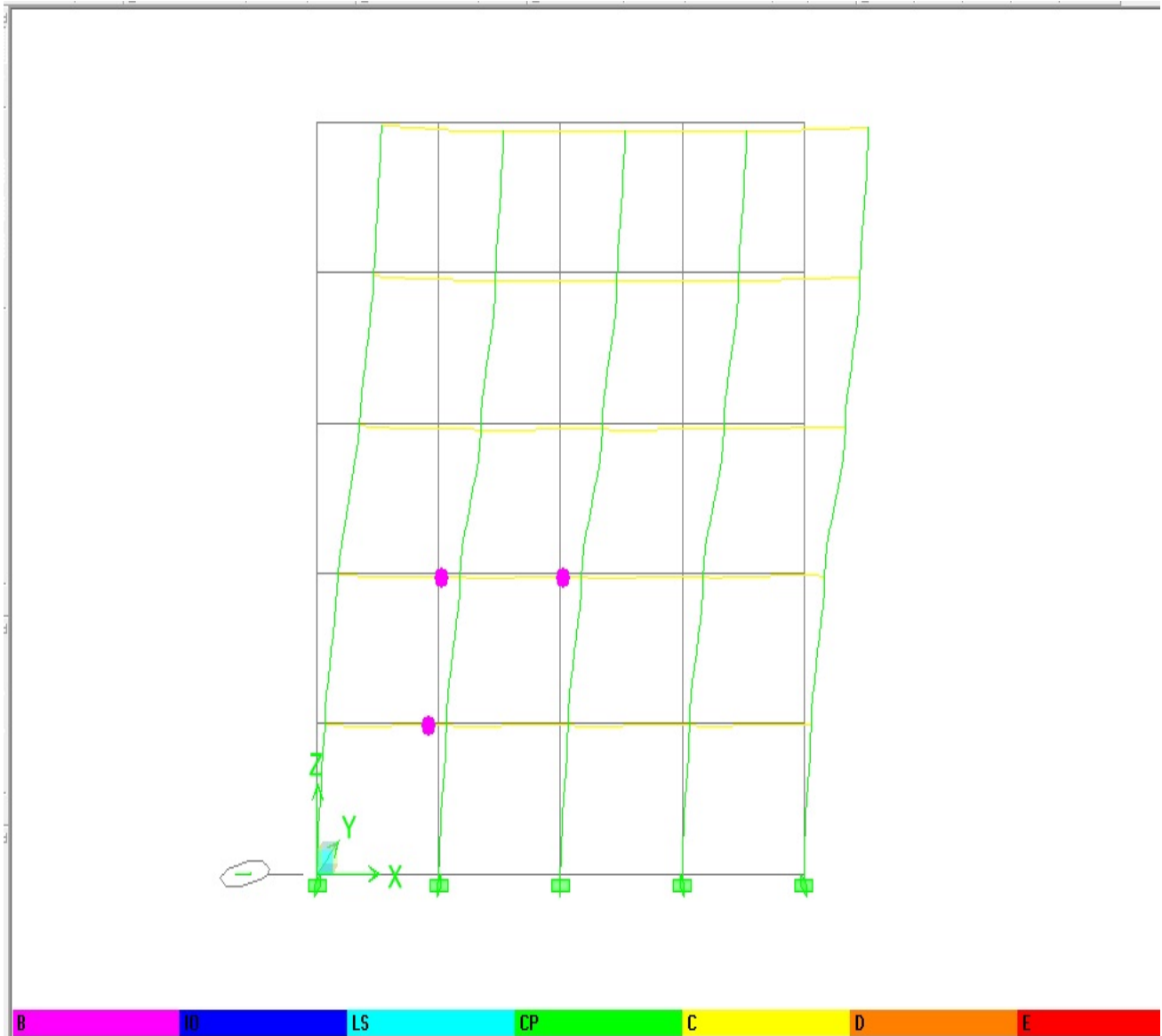


Εικόνα 4.7. Διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης (ETABS, 2000)

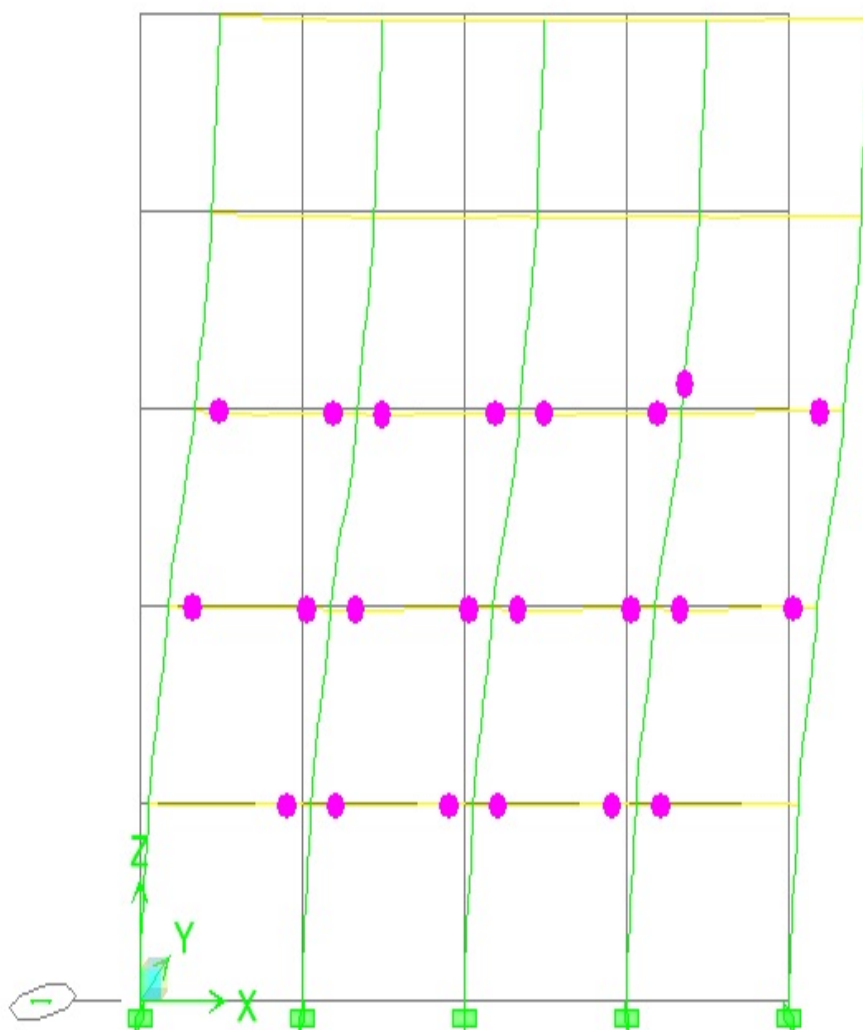
Παρακάτω θα παρατεθούν τα πλαίσια με τις πλαστικές αρθρώσεις σε διάφορα βήματα της ανάλυσης. Θα θεωρήσουμε ότι το πλαίσιο αστοχεί όταν το πρώτο υποστύλωμα φτάσει το σημείο C του παραπάνω διαγράμματος, καθώς αυτό το σημείο καθορίζει τη μέγιστη αντοχή του υποστυλώματος, ή όταν η σχετική μετακίνηση κάποιου ορόφου ξεπεράσει το 1,25% για το κτίριο που κατασκευάστηκε σύμφωνα με τον παλιό αντισεισμικό κανονισμό (ΒΔ 1959) και το 2,50% για το κτίριο που κατασκευάστηκε με τον νέο ελληνικό αντισεισμικό κανονισμό (Ε.Α.Κ.2000). Λάβαμε υπόψη την τελευταία παραδοχή, διότι τα κτίρια που κατασκευάστηκαν και υπολογίστηκαν με τον κανονισμό του '59 δεν διέθεταν συνδετήρες, οπότε δεν είχαν δυνατότητα πλάστιμης συμπεριφοράς.

ΜΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΟ

ΚΤΙΡΙΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ '59

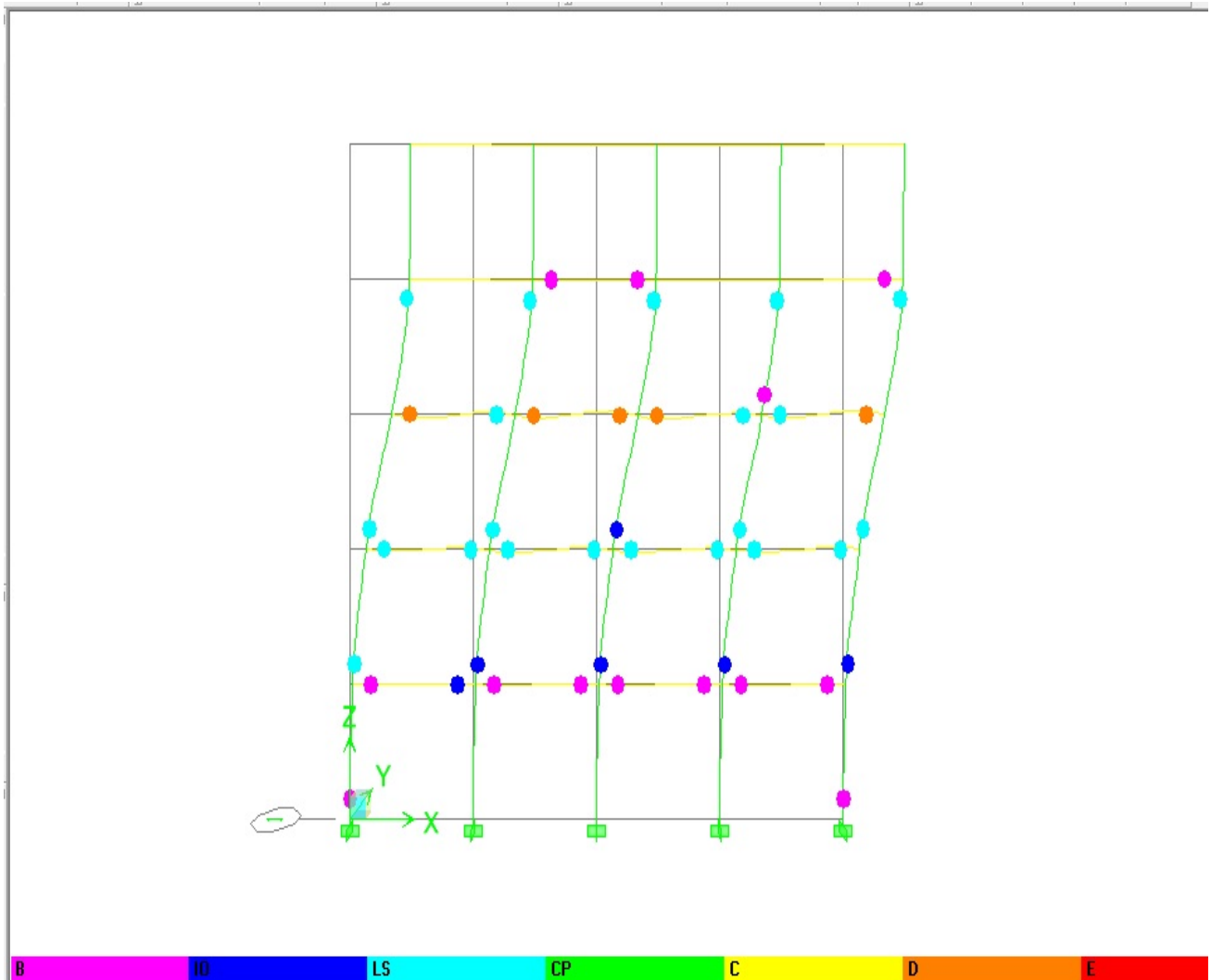


ΕΙΚΟΝΑ 1. – ΠΡΩΤΗ ΦΑΣΗ/ ΔΙΑΡΡΟΗ ΔΟΚΩΝ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ=3,40cm

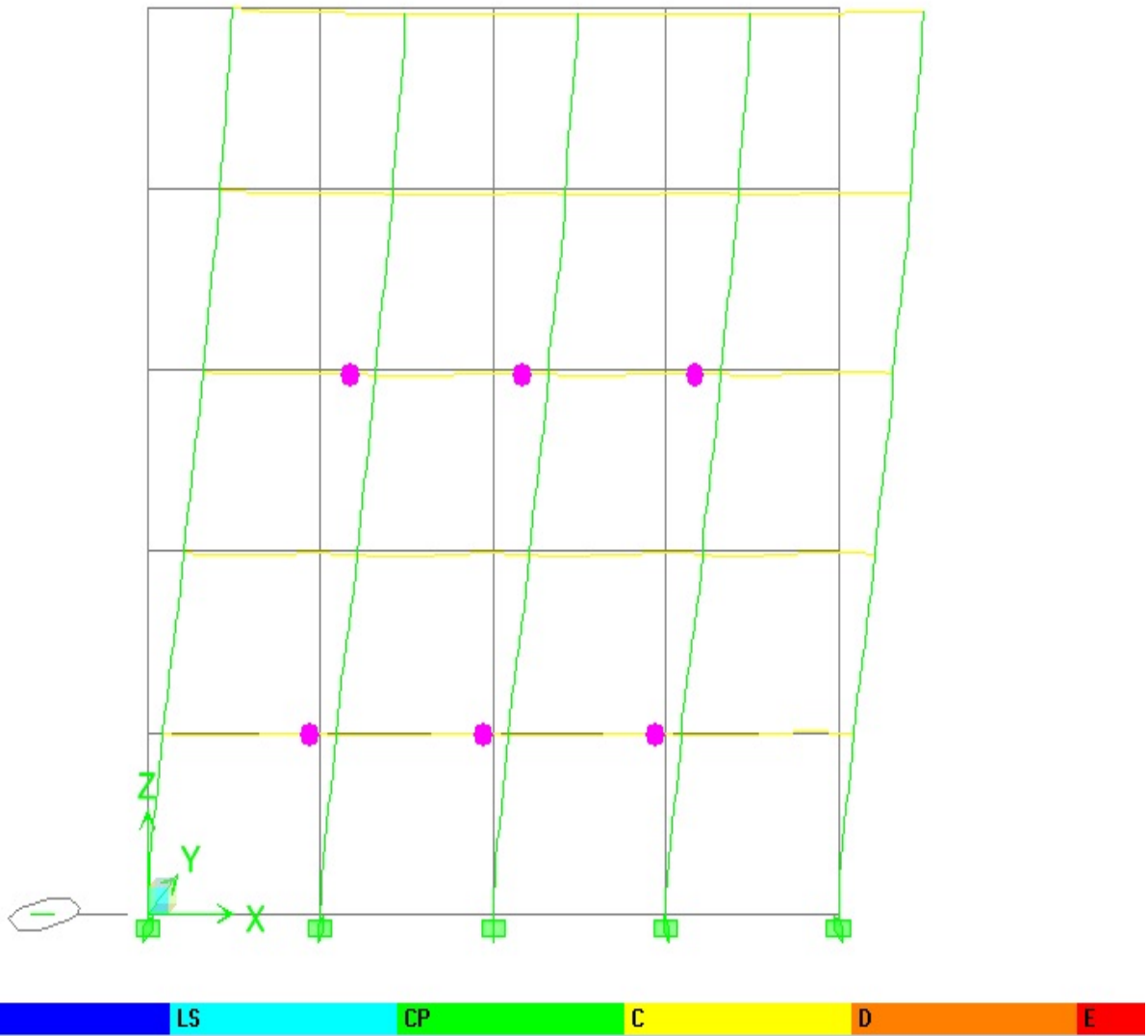
ΚΤΙΡΙΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ '59

ΕΙΚΟΝΑ 2.-ΔΕΥΤΕΡΗ ΦΑΣΗ/ΔΙΑΡΡΟΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ=5,56cm

ΚΤΙΡΙΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ '59

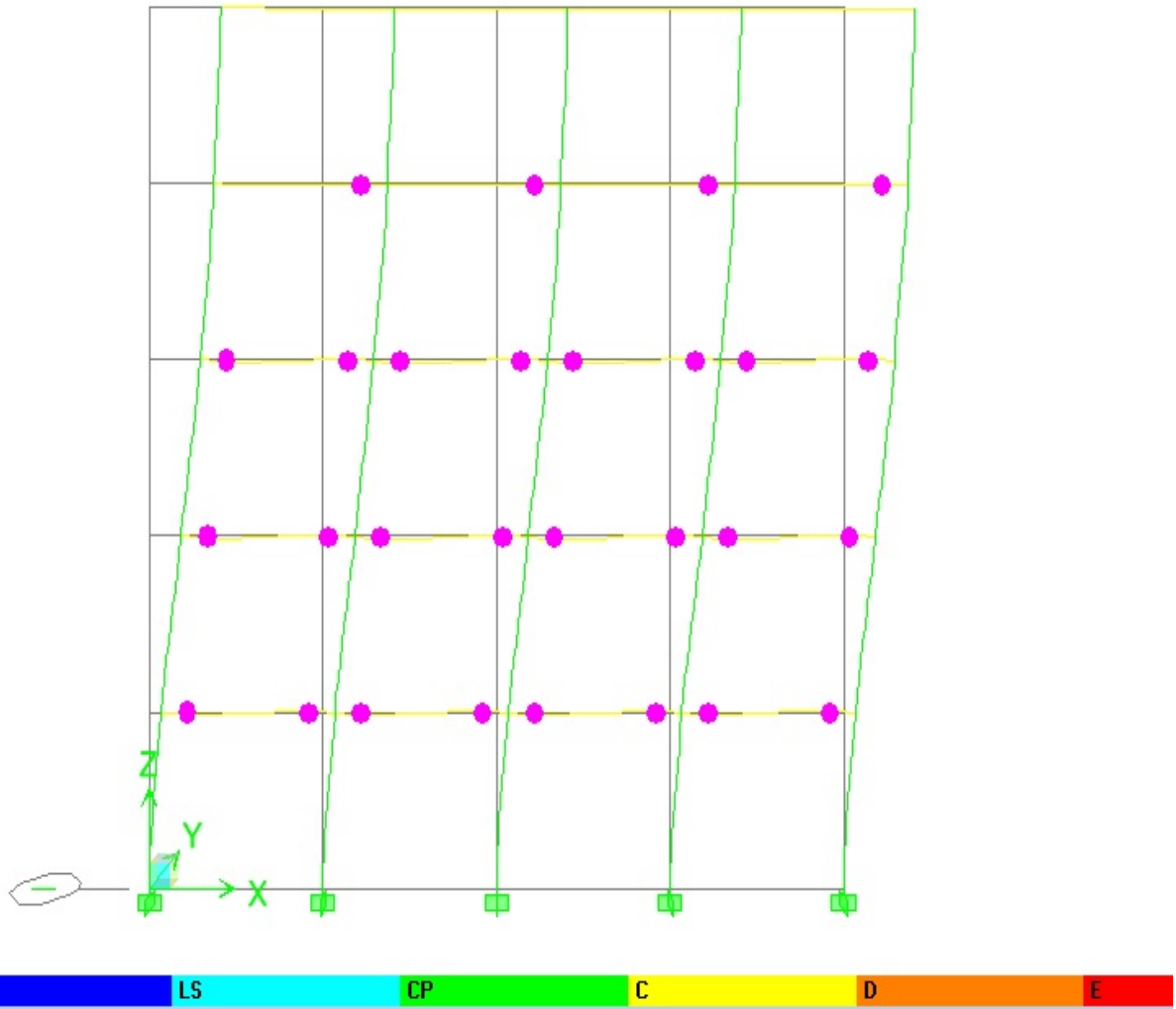


ΕΙΚΟΝΑ 3.-ΤΡΙΤΗ ΦΑΣΗ/ΤΕΛΙΚΟ ΣΤΑΔΙΟ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ=18,64cm

ΜΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΟΚΤΙΡΙΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ (Ε.Α.Κ. 2000)

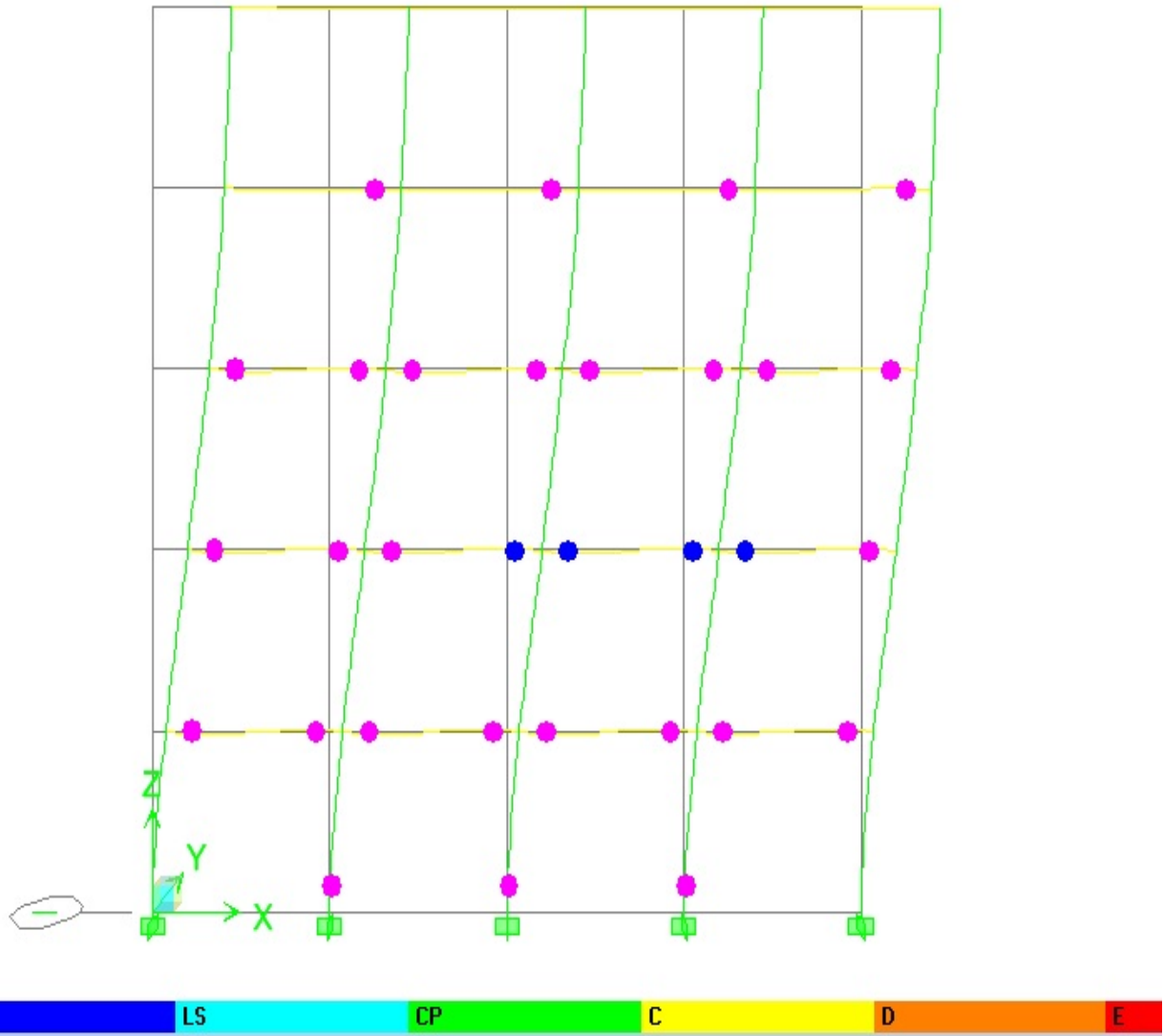
ΕΙΚΟΝΑ 1.-ΠΡΩΤΗ ΦΑΣΗ Α΄/ΔΙΑΡΡΟΗ ΔΟΚΩΝ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ=3,00cm

ΚΤΙΡΙΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ (Ε.Α.Κ. 2000)



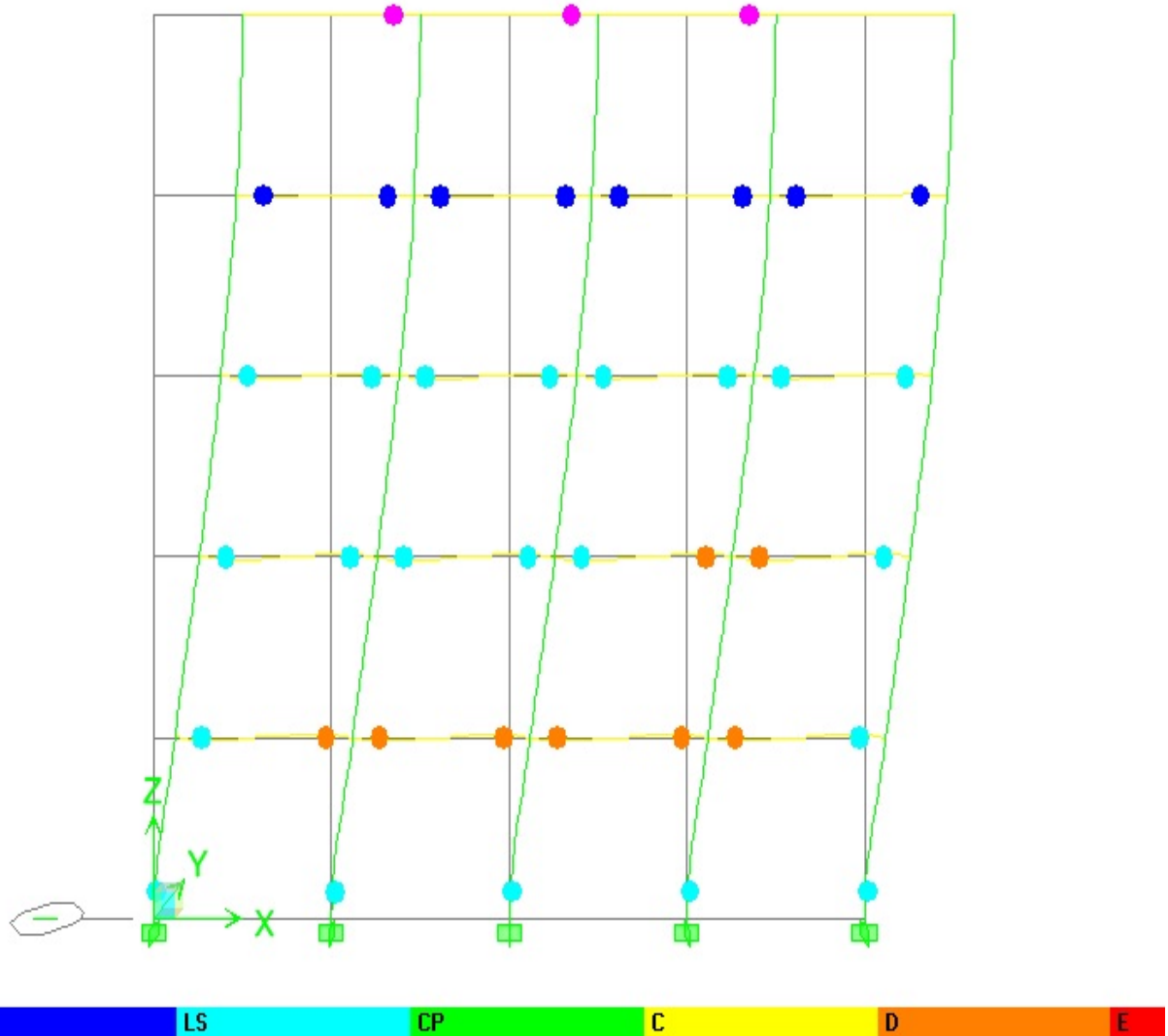
ΕΙΚΟΝΑ 2.-ΠΡΩΤΗ ΦΑΣΗ Β' / ΔΙΑΡΡΟΗ ΔΟΚΩΝ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ=6,88cm

ΚΤΙΡΙΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ (Ε.Α.Κ. 2000)



ΕΙΚΟΝΑ 3.-ΔΕΥΤΕΡΗ ΦΑΣΗ /ΔΙΑΡΡΟΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ=7,48cm

ΚΤΙΡΙΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ (Ε.Α.Κ. 2000)



ΕΙΚΟΝΑ 3.-ΤΡΙΤΗ ΦΑΣΗ/ΤΕΛΙΚΟ ΣΤΑΔΙΟ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ=23,18cm

Συμπέρασμα

Σύμφωνα με τις παραπάνω εικόνες, στο κτίριο που σχεδιάστηκε με βάση τον Ε.Α.Κ 2000, φαίνεται ότι προηγούνται οι διαρροές των δοκών. Αυτό είναι επιθυμητό καθώς, έχει γίνει ικανοτικός σχεδιασμός κόμβου, δηλαδή σχεδιασμός ώστε να προηγείται η διαρροή των δοκών της διαρροής των υποστυλωμάτων. Αντίθετα, θα περιμέναμε στο κτίριο που σχεδιάστηκε με βάση τον ΒΔ 1959, να προηγούνται οι διαρροές στα υποστυλώματα. Ωστόσο, δεν προέκυψε το αναμενόμενο αποτέλεσμα επειδή εξετάσαμε μόνο το εσωτερικό πλαίσιο του κτιρίου και είχαμε διαρροή πρώτα στις δοκούς. Αυτό δικαιολογείται διότι στις εσωτερικές δοκούς θεωρήσαμε ότι δεν περνούσαν οι οπλισμοί από το ένα άνοιγμα στο άλλο, δηλαδή ο οπλισμός των δοκών ήταν λίγος, οπότε τελικά οι δοκοί διέρρευσαν πριν τα υποστυλώματα. Επιπλέον, παρατηρείται ότι η κατασκευή που σχεδιάστηκε με τον καινούριο αντισεισμικό ελληνικό κανονισμό αποδίδει μεγαλύτερες αντοχές σε αντίθεση με την κατασκευή του παλαιού κανονισμού. Αφού η μετακίνηση αστοχίας του παλιού κτιρίου (10,11cm) είναι μικρότερη από εκείνη του καινούριου. Το καινούριο αστοχεί σε μεγαλύτερη μετακίνηση, όπως είναι αναμενόμενο (23,18cm). Αντίθετα, το σημείο επιτελεστικότητας, δηλαδή η αναμενόμενη μετακίνηση, είναι μεγαλύτερη στο παλιό κτίριο (0.075 , 246.2409) από ότι στο καινούριο (0.039 , 429.3595). Όταν γίνει δηλαδή ο σεισμός σχεδιασμού, περιμένουμε ότι το παλιό κτίριο θα μετακινηθεί περισσότερο σε σύγκρισή με το καινούριο. Τέλος, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν μέσω του προγράμματος ETABS, έγιναν σε επιλεγμένα πλαίσια και όχι σε όλη την κατασκευή. Αυτό δεν είναι απολύτως ορθό ως προς τα αποτελέσματα γιατί διαφορετικά συμπεριφέρεται στον σεισμό όλη η κατασκευή και διαφορετικά κάποιο τμήμα αυτής. Πάραυτα, μπορεί να πραγματοποιηθεί σύγκριση των δυο κατασκευών και να διεξαχθούν συμπεράσματα ως προς την σεισμική τους συμπεριφορά.

Παρακάτω στο τμήμα 4.6 (Σημείο επιτελεστικότητας κατά ATC-40) του παρόντος κεφαλαίου παρουσιάζονται οι μετακινήσεις και οι δυνάμεις για κάθε μη τοιχοπληρωμένο κτίριο παλαιού και νέου αντισεισμικού κανονισμού.

4.3. Ο ΡΟΛΟΣ ΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΤΙΡΙΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

4.3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο κεφάλαιο αυτό θα παρουσιασθεί η συμπεριφορά κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος με τοιχοπληρώσεις υπό την επίδραση σεισμικών φορτίων. Οι τοιχοπληρώσεις, κατά κύριο λόγο, κατασκευάζονται για να εξυπηρετούν αρχιτεκτονικές ανάγκες ή και για αισθητικούς λόγους και μέχρι σήμερα δεν θεωρούνται σαν φέροντα μέλη των κατασκευών. Παρ' όλα αυτά, η αντοχή τους δεν είναι αμελητέα και είναι σίγουρο πως ενεργοποιούνται και δουλεύουν με τον υπόλοιπο φορέα, όταν αυτός υποβάλλεται σε πλευρικές, σεισμικές κυρίως φορτίσεις. Αγνοώντας έτσι την παρουσία τους, αναπτύσσονται τάσεις στον υπόλοιπο φορέα οπλισμένου σκυροδέματος, κατά τον σεισμό, που απέχουν αρκετά απ' αυτές για τις οποίες αυτός σχεδιάστηκε και διαστασιολογήθηκε.

Από τα αποτελέσματα αρκετών ερευνών που έχουν γίνει κατά καιρούς έχει προσδιοριστεί σε μεγάλο βαθμό η ευμενής ή δυσμενής επιρροή των τοιχοπληρώσεων, κάτι που αναγνωρίζεται και από τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς (π.χ. ο Κανονισμός Επεμβάσεων δίνει τη δυνατότητα να ληφθεί υπόψη και τοιχοπλήρωση στην ενίσχυση των κτιρίων). Οι θετικές επιδράσεις που έχουν διαπιστωθεί είναι η αύξηση της υπεραντοχής και της πλευρικής δυσκαμψίας των κτιρίων. Ενώ στις αρνητικές επιδράσεις των τοίχων πλήρωσης καταγράφονται η ανομοιόμορφη διάταξή τους και οι δυσχέρειες δημιουργίας μοντέλων προσομοίωσής τους, που θα αναπτυχθούν παρακάτω.

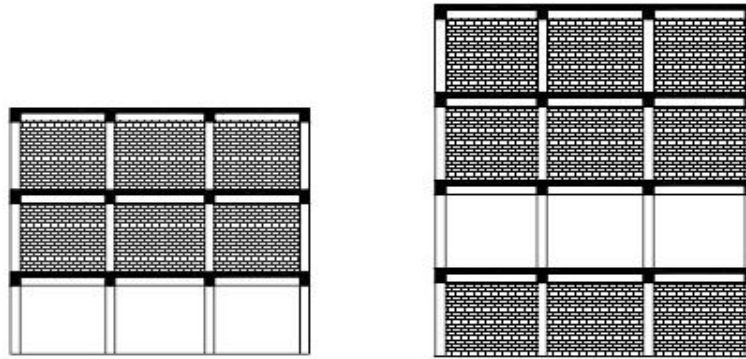
Στην πραγματικότητα όμως ελάχιστοι είναι οι πλαισιακοί φορείς οπλισμένου σκυροδέματος με γεωμετρία που να χαρακτηρίζεται από συμμετρίες και τοιχοπληρώσεις ομοιόμορφα κατανεμημένες.

4.3.2 Διατάξεις τοιχοπληρώσεων που επηρεάζουν δυσμενώς την απόκριση του φορέα

Η απόλυτη συμμετρία στη διάταξη των τοιχοπληρώσεων είναι αυτή που επιφέρει τη θετικότερη επιρροή στους πλαισιακούς φορείς οπλισμένου σκυροδέματος. Συγκεκριμένα, η ομοιόμορφη κατανομή τους κατά μήκος της περιμέτρου του κτιρίου αυξάνει την αντοχή υπό οριζόντια φόρτιση και την πλευρική δυσκαμψία, οπότε μειώνονται οι σεισμικές μετακινήσεις, άρα και ροπές και τέμνουσες 2ας τάξεως.

Ωστόσο, το σύννηθες φαινόμενο είναι η ανομοιομορφία και η ασυμμετρία των τοίχων πλήρωσης στις κατασκευές, με επακόλουθο τη δυσμενή απόκριση του φορέα κατά τον σεισμό. Έτσι, διακρίνονται οι παρακάτω περιπτώσεις ακανονικότητας.

4.3.2.1 Ανομοιόμορφη κατανομή των τοιχοπληρώσεων μεταξύ των ορόφων



(α) πιλοτή

(β) ενδιάμεσος μη τοιχο-
πληρωμένος όροφος

Εικόνα 1. Κατανομή των τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος (Αντωνόπουλος, 2006)

Εξαιρετικά δυσμενής διάταξη είναι εκείνη κατά την οποία οι τοιχοπληρώσεις είναι ανομοιόμορφα κατανεμημένες καθ' ύψος όπως στην περίπτωση της εικόνας (1). Η συγκεκριμένη ασυμμετρία έχει ως συνέπεια σε πολλές περιπτώσεις την ανάπτυξη μηχανισμού «μαλακού ορόφου». Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι ο ασθενής όροφος είναι αυτός στον οποίο συγκεντρώνονται οι παραμορφώσεις που αναπτύσσει η κατασκευή στον σεισμό, μιας και οι τοιχοπληρωμένοι όροφοι εμποδίζουν την ανάπτυξη ανελαστικών παραμορφώσεων καθώς επίσης κι ότι η ύπαρξη των τοιχοπληρώσεων σε έναν όροφο συνεισφέρει σημαντικά στην διατμητική αντοχή του ορόφου.

Ουσιαστικά δημιουργείται μηχανισμός με πλαστικές αρθρώσεις στην κορυφή και τη βάση των υποστυλωμάτων του μη τοιχοπληρωμένου ορόφου και συγκέντρωση εκεί όλων των μετακινήσεων της κατασκευής με αποτέλεσμα την ανάπτυξη φαινομένων δευτέρας τάξεως που οδηγούν σε μερική ή ολική κατάρρευση όπως φαίνεται στην εικόνα (2).



(α) Olive View Hospital, σεισμός San Fernando, Καλιφόρνια 1971



(β) Διώροφη κατοικία με πιλοτή, σεισμός Αιγίου 1995

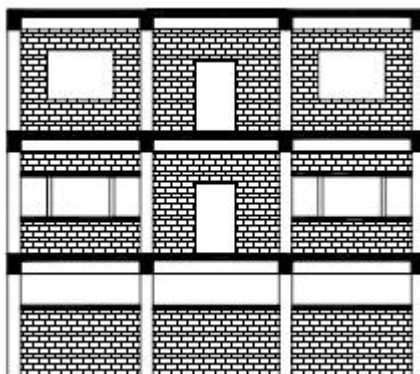
Εικόνα 2. Αποτελέσματα ασυνέχειας των τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος (Αντωνόπουλος, 2006)

4.3.2.2 Ασύμμετρη διάταξη σε κάτοψη

Η συγκεκριμένη διάταξη δημιουργεί ασυμμετρίες που οδηγούν σε στροφή γύρω από τον κατακόρυφο άξονα της κατασκευής κατά την σεισμική δράση. Μεγαλύτερο κίνδυνο παρουσιάζουν κτίρια που έχουν τοιχοπληρώσεις σε δύο συνεχόμενες πλευρές (π.χ. γωνιακές οικοδομές) και κτίρια με τοιχοπληρώσεις με μεγάλα ανοίγματα ή καθόλου τοιχοπληρώσεις στις απέναντι πλευρές. Η

εκκεντρότητα αυτή που προκαλείται μεταξύ του κέντρου μάζας και του ενεργού κέντρου δυσκαμψίας προκαλεί στρέψη που επιβαρύνει την πλευρά της κάτοψης με τις λιγότερες τοιχοπληρώσεις.

4.3.2.3 Διακοπή των τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος εντός ορόφου



Εικόνα 3. Διακοπή των τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος εντός του ισογείου (Αντωνόπουλος, 2006)

Τέτοια διάταξη δημιουργείται όταν οι τοιχοπληρώσεις διακόπτονται καθ' ύψος π.χ. στη στάθμη της ποδιάς παραθύρων ή σε ψηλότερη στάθμη (για λόγους φωτισμού), που συναντάται σε πολλά σχολεία. Αποτέλεσμα αυτής της ασυνέχειας εντός του φατνώματος είναι η δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων. Τα κοντά υποστυλώματα είναι στοιχεία μικρής λυγηρότητας και ιδίως όταν βρίσκονται στον κατώτερο όροφο με τη μέγιστη σεισμική τέμνουσα, αστοχούν διατμητικά και αναπτύσσουν διαγώνιες ρωγμές, όπως φαίνεται και στην εικόνα (4).



Εικόνα 4. Αστοχίες κοντών υποστυλωμάτων (σεισμός Αθήνας 1999)

(Αντωνόπουλος, 2006)

Υπάρχουν περιπτώσεις όπου οι τοιχοπληρώσεις είναι αρκετά δύσκαμπτες και περιβάλλονται από σχετικά αδύνατα πλαίσια, τότε μπορούν να προκαλέσουν τοπικές αστοχίες στα γειτονικά στοιχεία.

Ακόμη, ένα υποστύλωμα μπορεί να είναι αρκετά ασθενέστερο από την τοιχοπλήρωση, ώστε η ρηγματώση που υφίσταται η τοιχοπλήρωση να διαπερνά το υποστύλωμα, όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 5. Αστοχίες υποστυλωμάτων λόγω ισχυρών τοιχοπληρώσεων
(Αντωνόπουλος, 2006)

4.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Η αναλυτική προσομοίωση τοιχοπληρωμένων πλαισίων παρουσιάζει δυσκολία αλλά και μειωμένη αξιοπιστία, λόγω του σύνθετου χαρακτήρα των δυνάμεων στις περιοχές επαφής πλαισίου σκυροδέματος-στοιχείου πλήρωσης, των μεθόδων σύνδεσης και της επίδρασης της ολίσθησης και στροφής του στοιχείου πλήρωσης.

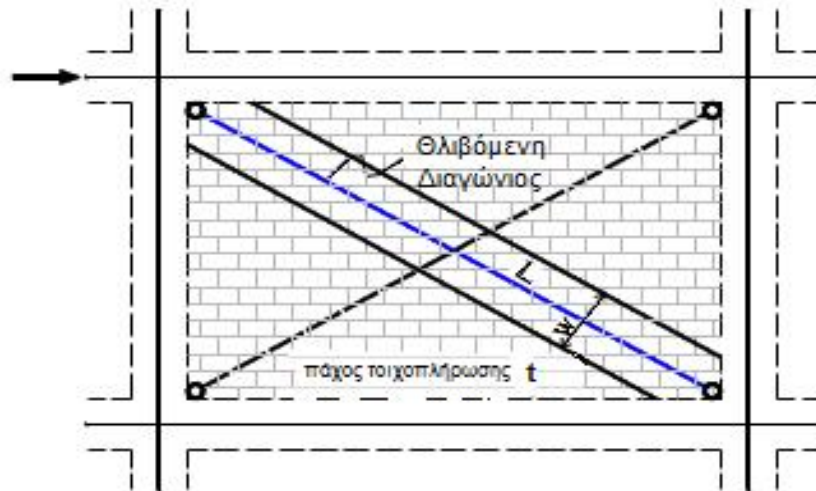
Τα δύο μοντέλα προσομοίωσης που χρησιμοποιούνται ως επί το πλείστον είναι η **μέθοδος του διαγώνιου θλιπτήρα** και η **μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων**. Στην πρώτη περίπτωση, του διαγώνιου θλιπτήρα, η τοιχοπλήρωση εξιδανικεύεται με ένα γραμμικό στοιχείο που δουλεύει μόνο σε θλίψη. Το πάχος του στοιχείου εξαρτάται από το πάχος της τοιχοπλήρωσης ενώ το πλάτος του εξαρτάται από το μήκος της επαφής της τοιχοπλήρωσης με το περιβάλλον πλαίσιο. Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) προτείνει τιμές για το πλάτος του διαγώνιου θλιπτήρα που θα χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση, ανάλογα με τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας:

«Σχεδόν πλήρης λειτουργικότητα κατά το σεισμό»: $w=0.20L$

«Άμεση χρήση μετά το σεισμό»: $w=0.15L$

«Προστασία ζωής»: $w=0.10L$

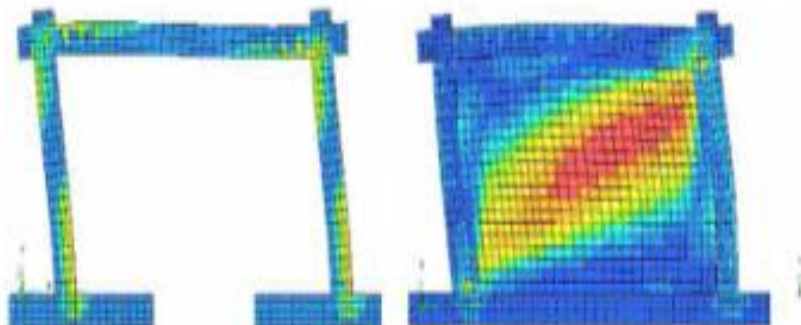
«Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης»: $w=0.00L$



Εικόνα 6. Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με διαγώνιους θλιπτήρες (Αντωνόπουλος, 2008)

Εναλλακτικός τρόπος ανάλυσης τοιχοπληρωμένων πλαισίων είναι αυτός της χρήσης **πεπερασμένων στοιχείων** (εικόνα 7). Τόσο το στοιχείο πλήρωσης όσο και το πλαίσιο αναλύονται σαν πεπερασμένα στοιχεία, επίπεδα και γραμμικά, αντίστοιχα.

Οι κόμβοι στα σημεία επαφής οφείλουν να έχουν τις ίδιες μετατοπίσεις όταν υπάρχουν σύνδεσμοι πλαισίου-στοιχείου πλήρωσης, σε αντίθετη περίπτωση μπορεί να επιτραπεί ολίσθηση. Ωστόσο ο μεγάλος αριθμός των στοιχείων που πρέπει να χρησιμοποιούνται για να είναι λεπτομερής η προσομοίωση, απαιτεί τεράστιο όγκο που πρέπει να αποθηκεύονται κατά τη διάρκεια μιας μη γραμμικής ανάλυσης περιορίζοντας σημαντικά την έκταση του προσομοιώματος. Έτσι, τέτοιου είδους αναλύσεις είναι ιδανικές μόνο για τη μελέτη κάποιου εργαστηριακού πειράματος ή για τη βελτιστοποίηση των παραμέτρων ενός στοιχείου τύπου διαγώνιου θλιπτήρα.

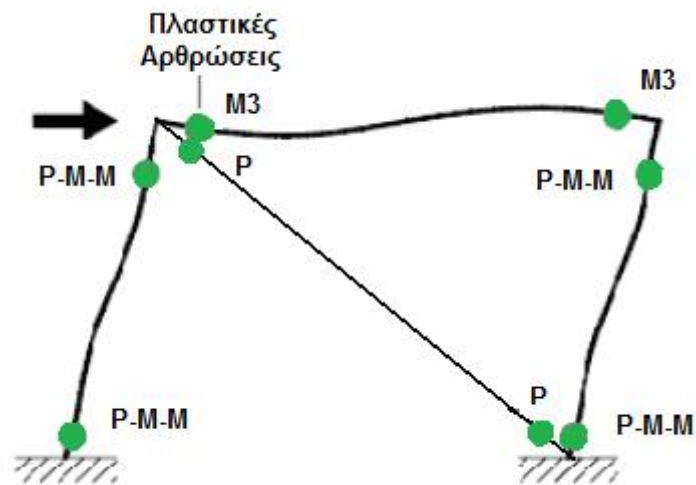


Εικόνα 7. Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με πεπερασμένα στοιχεία

4.5 ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS

Για τις ανάγκες της ανάλυσης στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν διαγώνιοι θλιπτήρες για την τοιχοποιία. Ενώ για τα σημεία ελέγχου της πλαστικής παραμόρφωσης χρησιμοποιήθηκαν έτοιμα διαγράμματα συμπεριφοράς, του προγράμματος ETABS και επιλέχθηκε:

- a) Για την τοιχοποιία (διαγώνιους θλιπτήρες) πλαστική άρθρωση P (αξονική καταπόνηση-παραμόρφωση) στην αρχή και το πέρας των διαγωνίων (εικόνα 8).



Εικόνα 8. Τρόπος προσομοίωσης πλαστικών αρθρώσεων

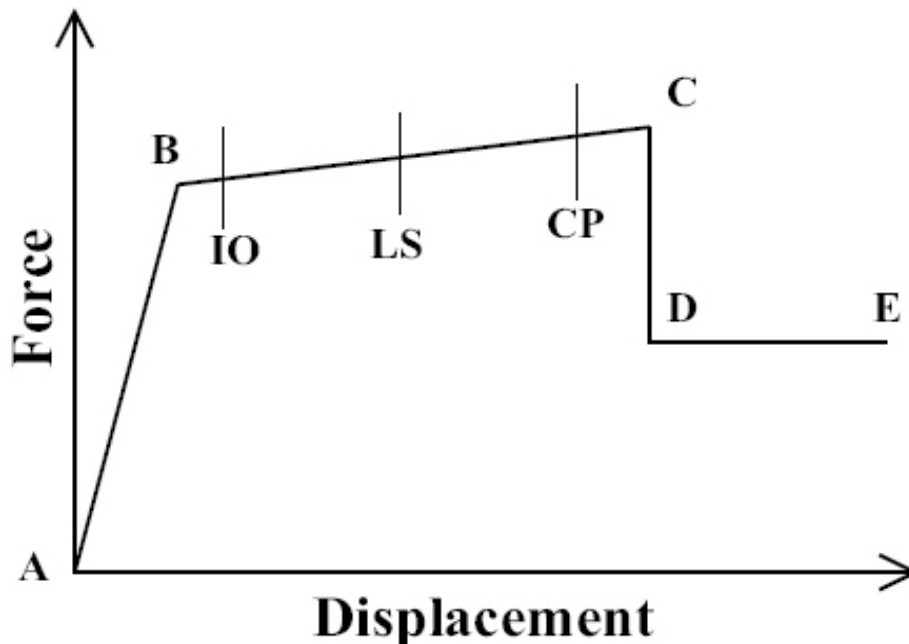
Το συγκεκριμένο πλαίσιο θα εξετασθεί:

- a. με τοίχους πλήρωσης
 i. σε όλους τους ορόφους(τοιχοπληρωμένο),

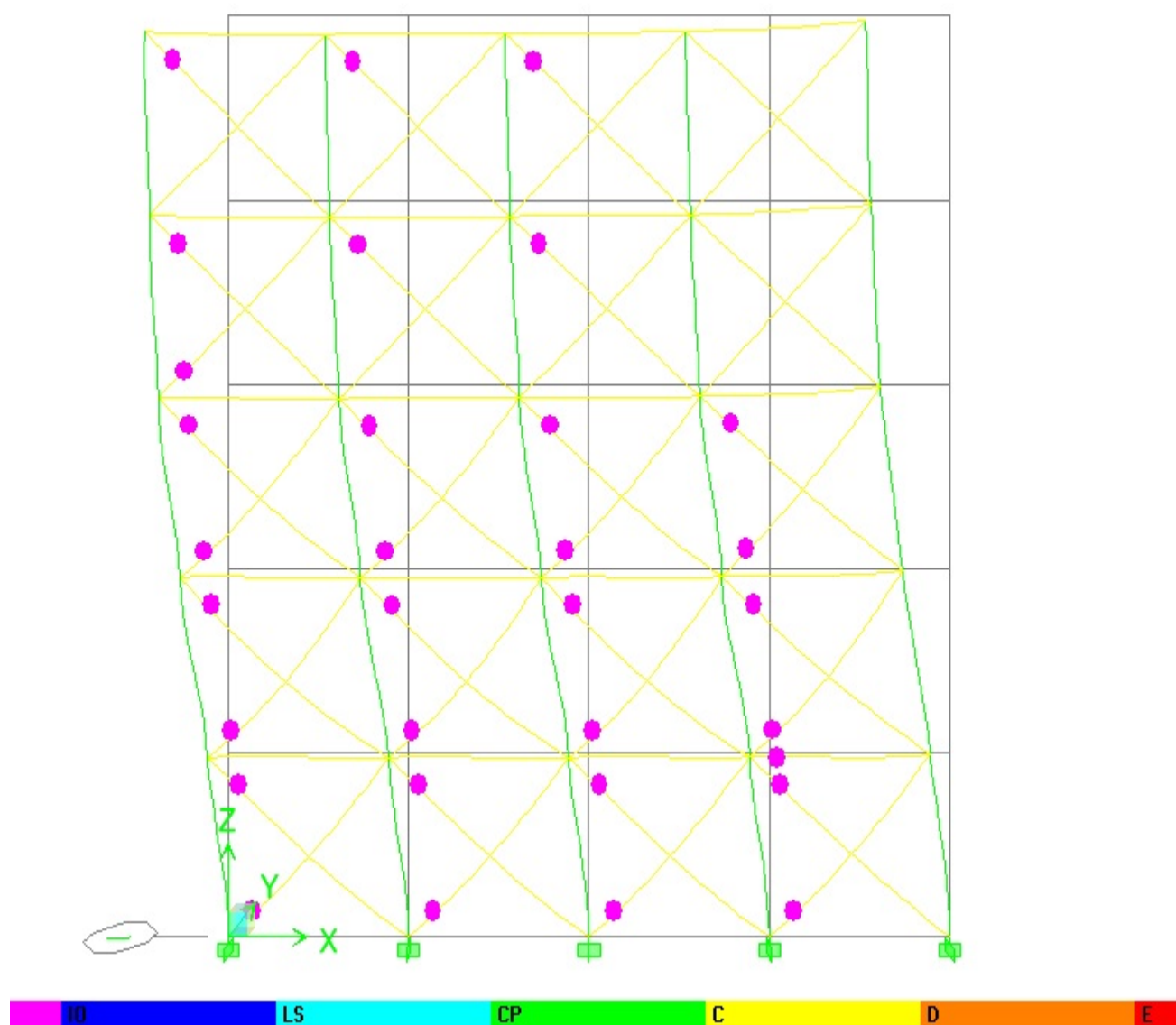
Τα πλαίσια είναι πακτωμένα στη βάση τους. Έχουν ληφθεί φορτία από την πλάκα με την μέθοδο κατανομής των τραπεζίων με συντελεστές ασφαλείας 1 για τα μόνιμα φορτία και 0,3 για τα κινητά.

Ακόμη, όσον αφορά τους υπολογισμούς των μεγεθών του διαγώνιου θλιπτήρα υιοθετήθηκε η πρόταση του Mainstone [1971] για τον καθορισμό της αρχικής δυσκαμψίας K_1 και του πλάτους W_{eff} , η πρόταση των Paulay and Priestley [1992] για την εκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας E_w , και για την εκτίμηση της μέγιστης αντοχής της τοιχοποιίας πληρώσεως F_{max} , η πρόταση των Dolsek and Fajfar [2002], όπως υπολογίστηκαν αναλυτικά στις εργασίες των {Ρεπαπής 2007}, {Τάσιου 2003}.

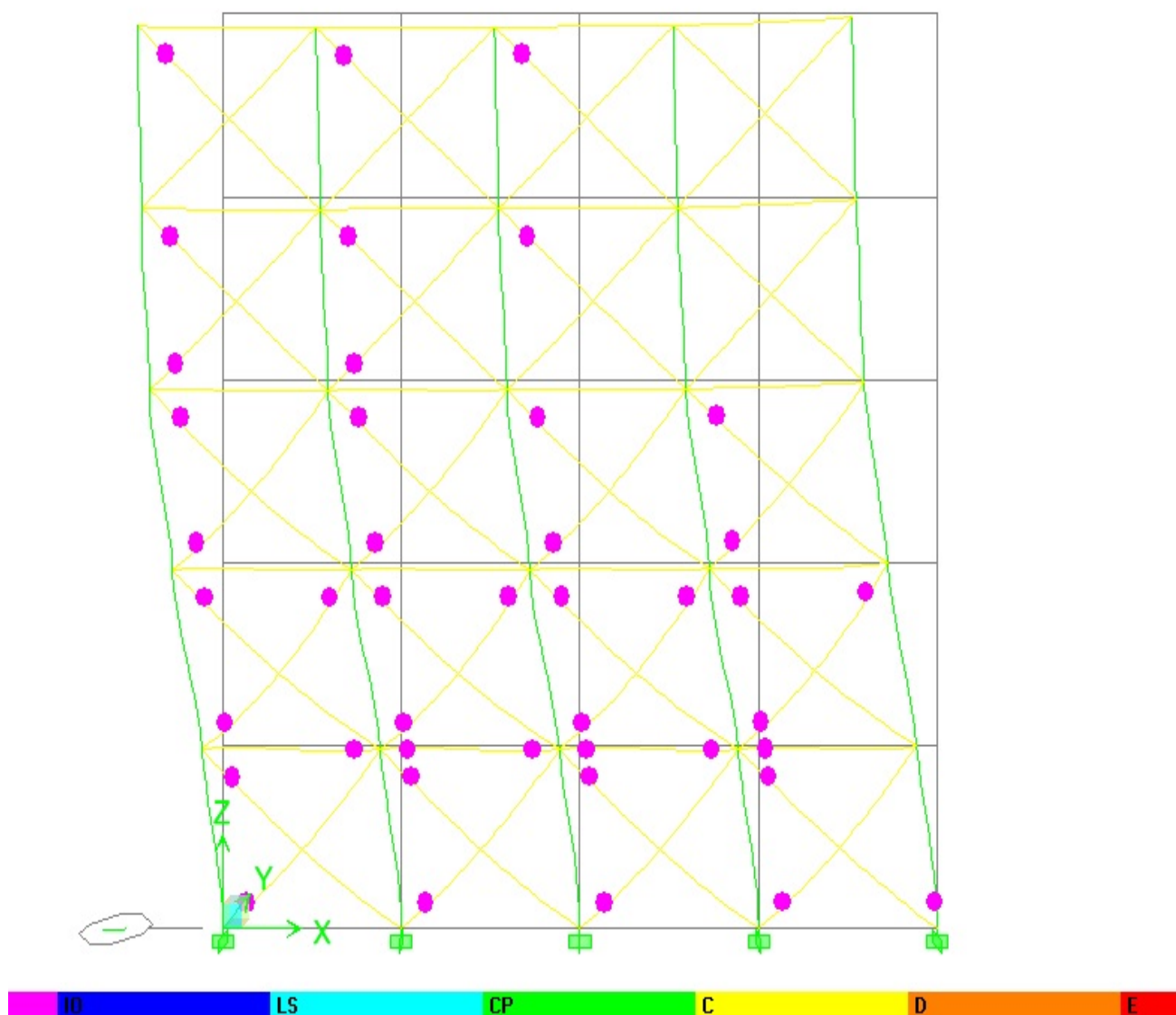
4.5.1 Πλαστικές αρθρώσεις - (Pushover)



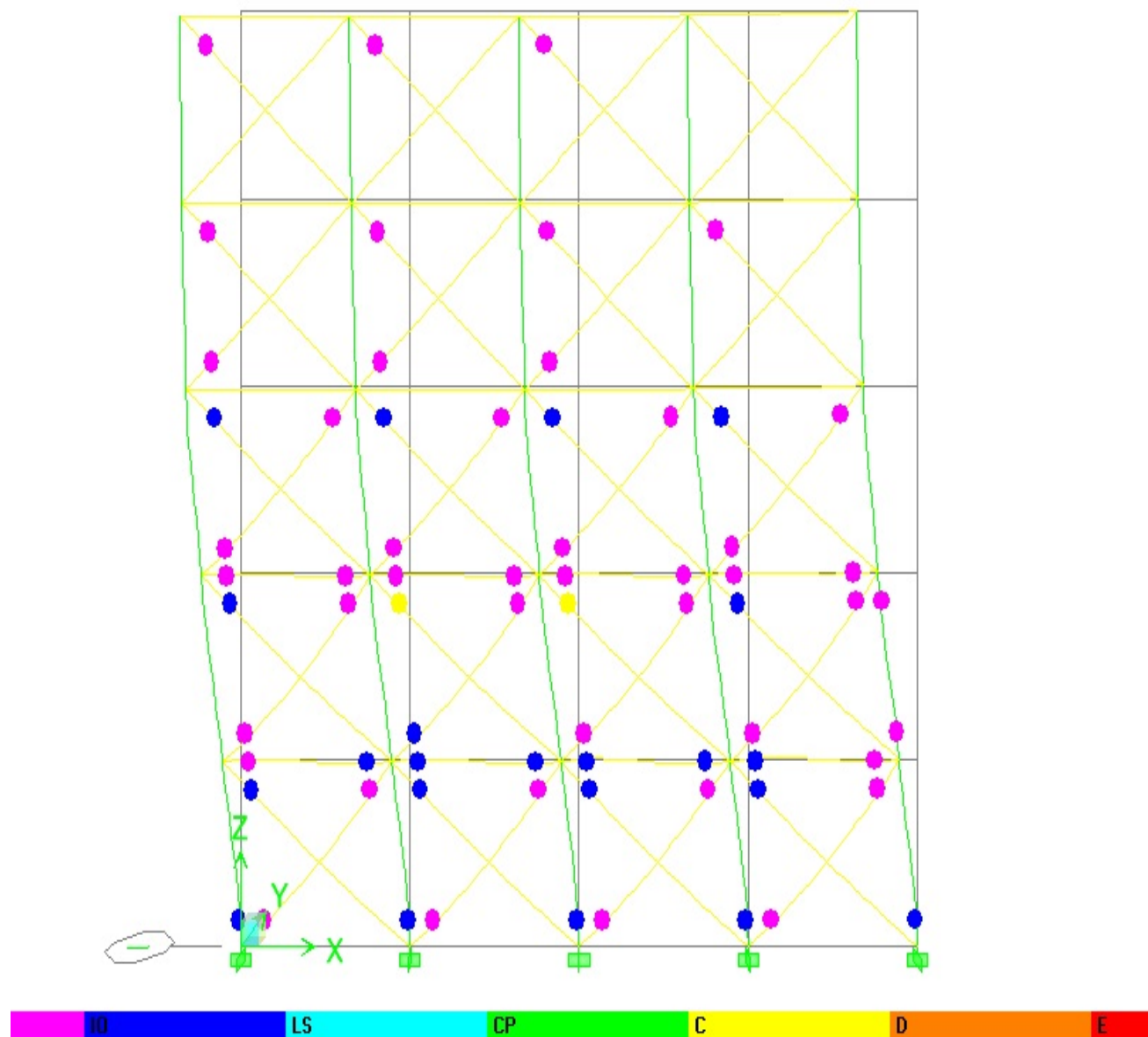
Παρακάτω θα παρατεθούν τα πλαίσια με τις πλαστικές αρθρώσεις σε διάφορα βήματα της ανάλυσης. Θα θεωρήσουμε ότι το πλαίσιο αστοχεί όταν η τοιχοποιία φτάνει το σημείο C του παραπάνω διαγράμματος, καθώς αυτό το σημείο καθορίζει τη μέγιστη αντοχή της τοιχοποιίας ή όταν η σχετική μετακίνηση κάποιου ορόφου ξεπεράσει το 1,25% για το κτίριο που κατασκευάστηκε με τον παλιό αντισεισμικό κανονισμό και το 2,50% για το κτίριο που κατασκευάστηκε με τον νέο ελληνικό αντισεισμικό κανονισμό (Ε.Α.Κ.2000). Λάβαμε υπόψη την τελευταία παραδοχή διότι τα κτίρια που κατασκευάστηκαν και υπολογίστηκαν με τον κανονισμό του '59 δεν διέθεταν συνδετήρες οπότε δεν είχαν δυνατότητα πλαστικής συμπεριφοράς.

ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΟΚΤΙΡΙΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ '59

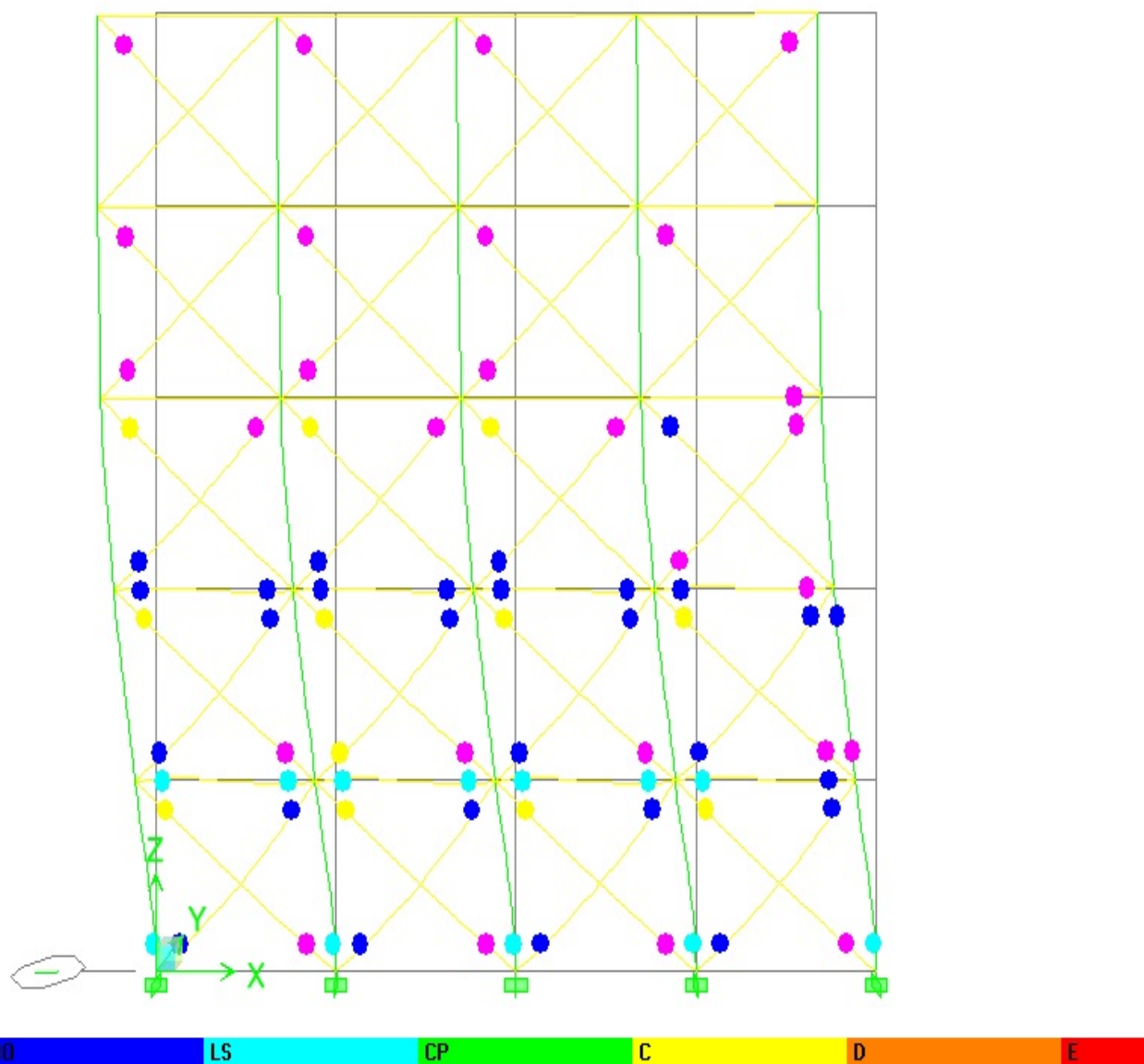
ΕΙΚΟΝΑ 1. – ΠΡΩΤΗ ΦΑΣΗ/ ΔΙΑΡΡΟΗ ΔΟΚΩΝ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ=2,03cm

ΚΤΙΡΙΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ '59

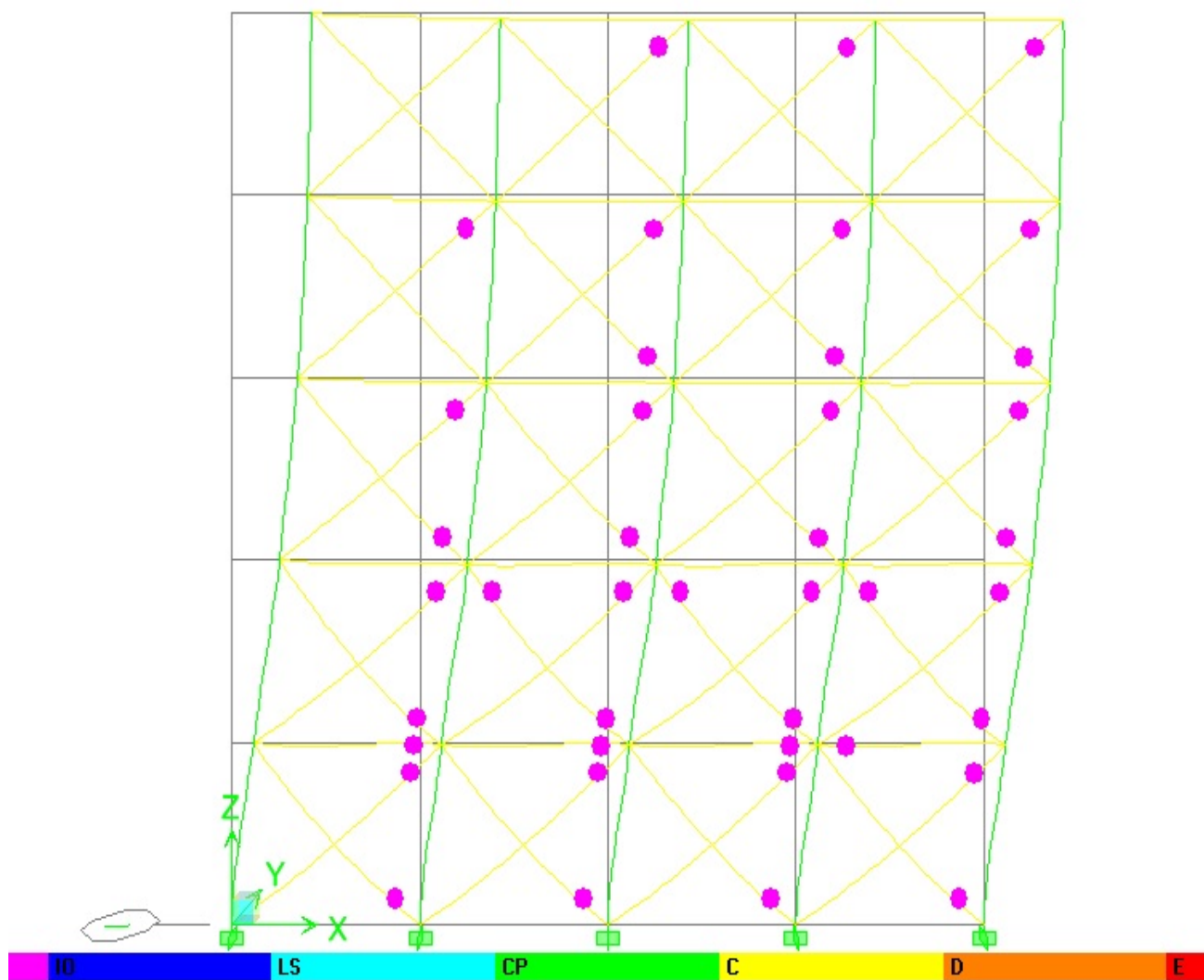
ΕΙΚΟΝΑ 2.-ΔΕΥΤΕΡΗ ΦΑΣΗ/ΔΙΑΡΡΟΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ=2,79cm

ΚΤΙΡΙΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ '59

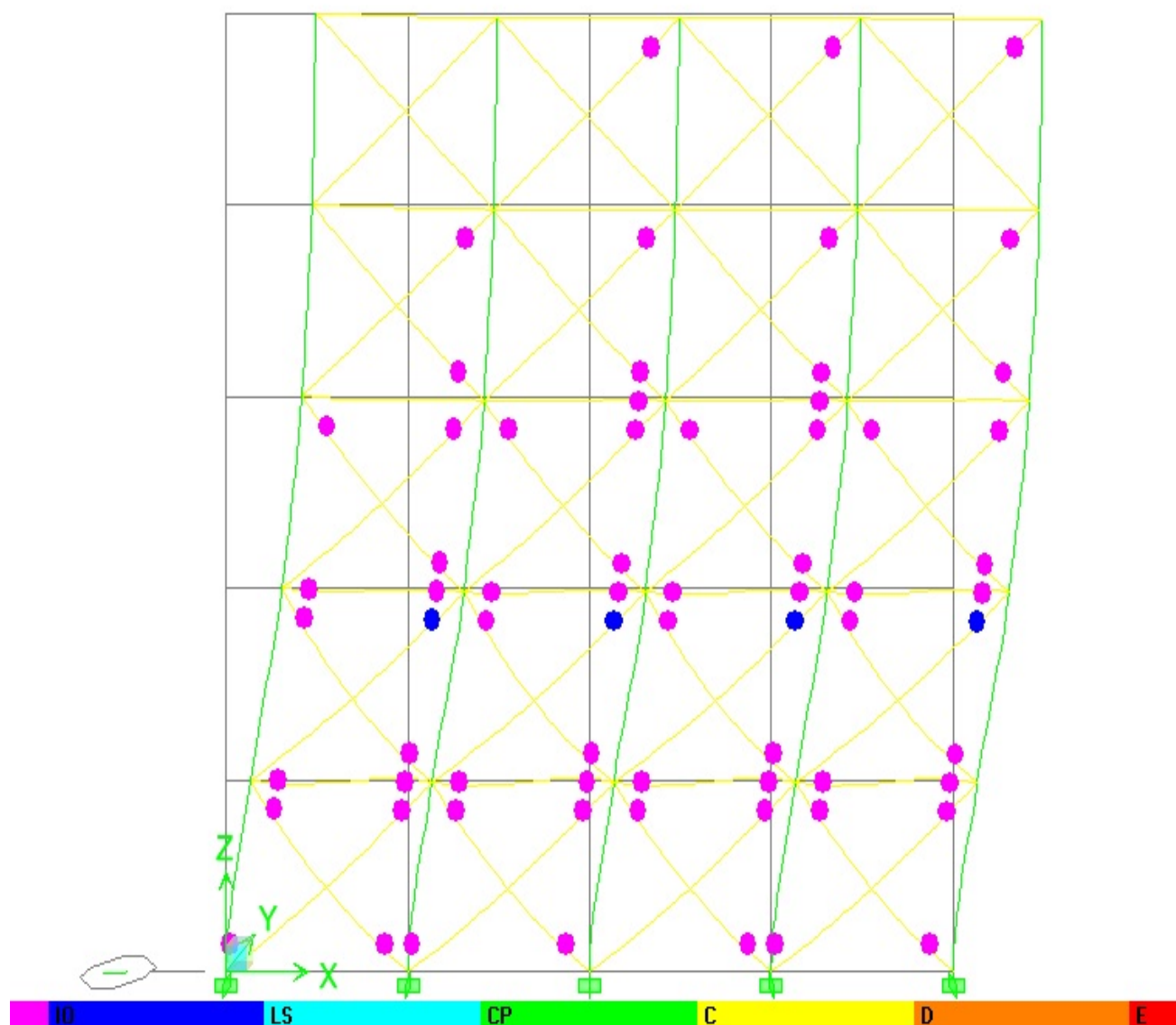
ΕΙΚΟΝΑ 3.-ΤΡΙΤΗ ΦΑΣΗ/ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ=6,29cm

ΚΤΙΡΙΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ '59

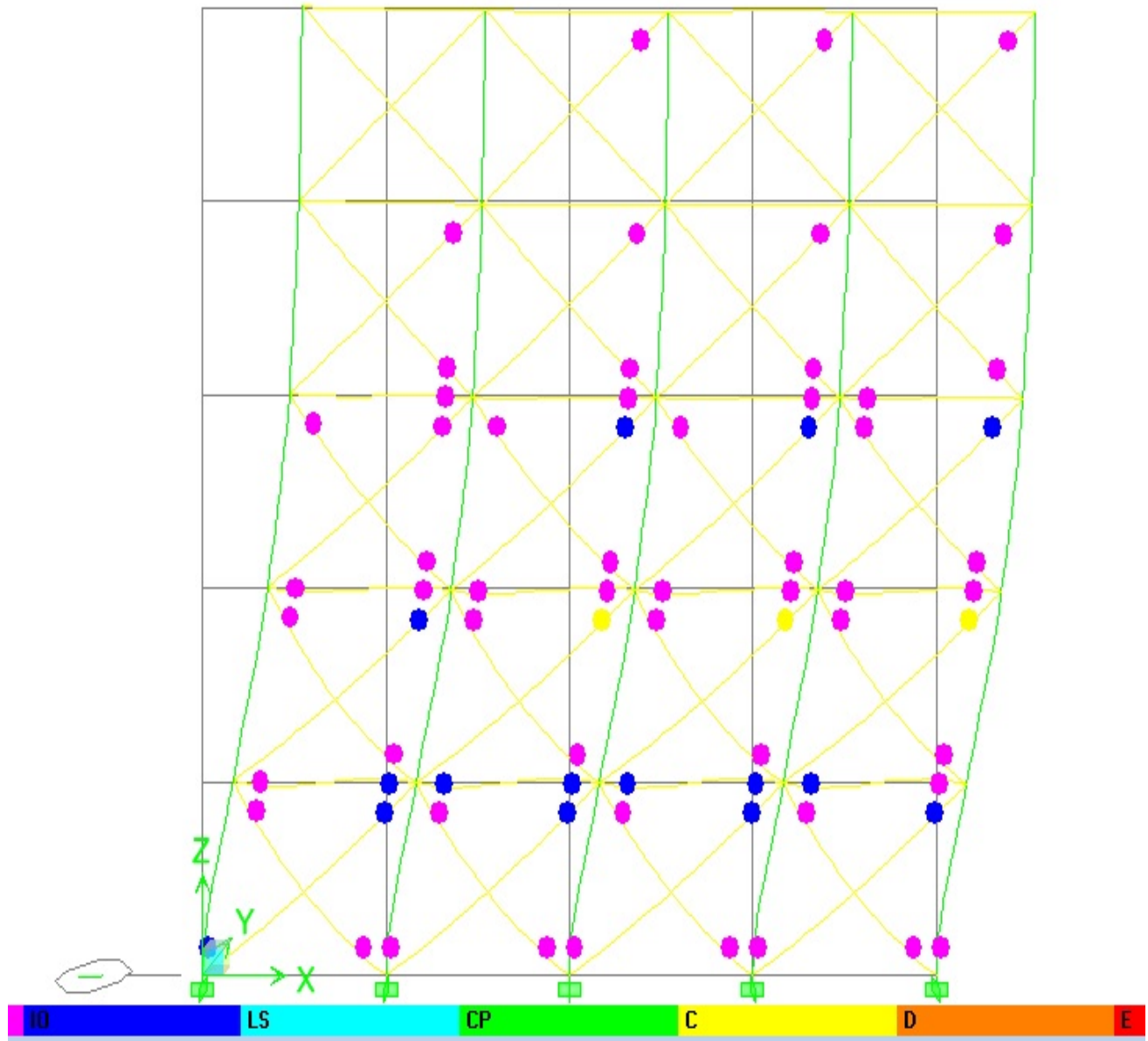
ΕΙΚΟΝΑ 4.-ΤΕΤΑΡΤΗ ΦΑΣΗ / ΤΕΛΙΚΟ ΣΤΑΔΙΟ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ=11,54cm

ΜΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΟΚΤΙΡΙΟ ΝΕΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ (Ε.Α.Κ.2000)

ΕΙΚΟΝΑ 1. – ΠΡΩΤΗ ΦΑΣΗ/ ΔΙΑΡΡΟΗ ΔΟΚΩΝ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ=2,48cm

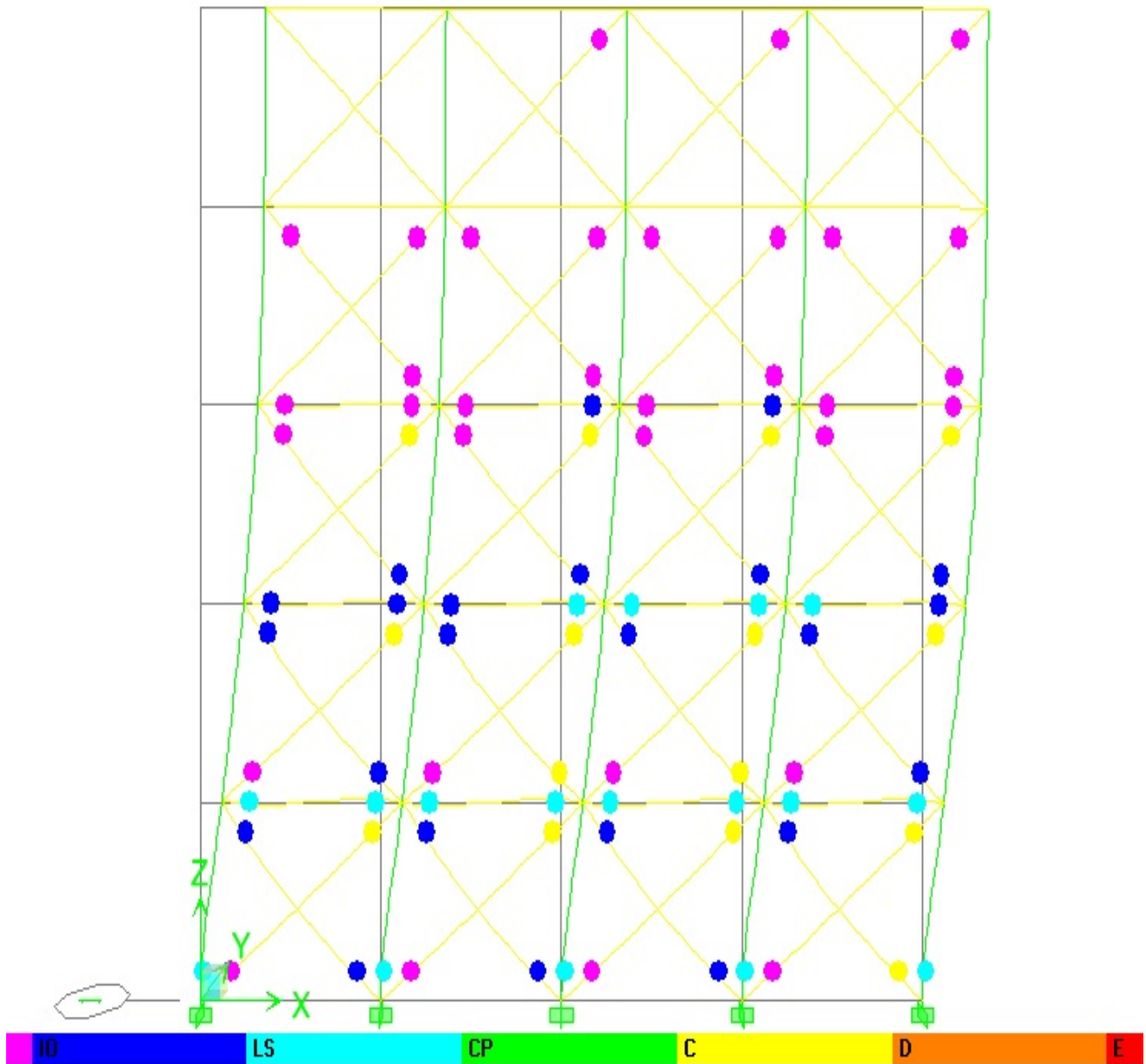
ΚΤΙΡΙΟ ΝΕΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ (Ε.Α.Κ.2000)**ΕΙΚΟΝΑ 2.-ΔΕΥΤΕΡΗ ΦΑΣΗ/ΔΙΑΡΡΟΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ=4,31cm**

ΚΤΙΡΙΟ ΝΕΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ (Ε.Α.Κ.2000)



ΕΙΚΟΝΑ 3.-ΤΡΙΤΗ ΦΑΣΗ/ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ=6,31cm

ΚΤΙΡΙΟ ΝΕΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ (Ε.Α.Κ.2000)



ΕΙΚΟΝΑ 4.-ΤΕΤΑΡΤΗ ΦΑΣΗ / ΤΕΛΙΚΟ ΣΤΑΔΙΟ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ=12,67cm

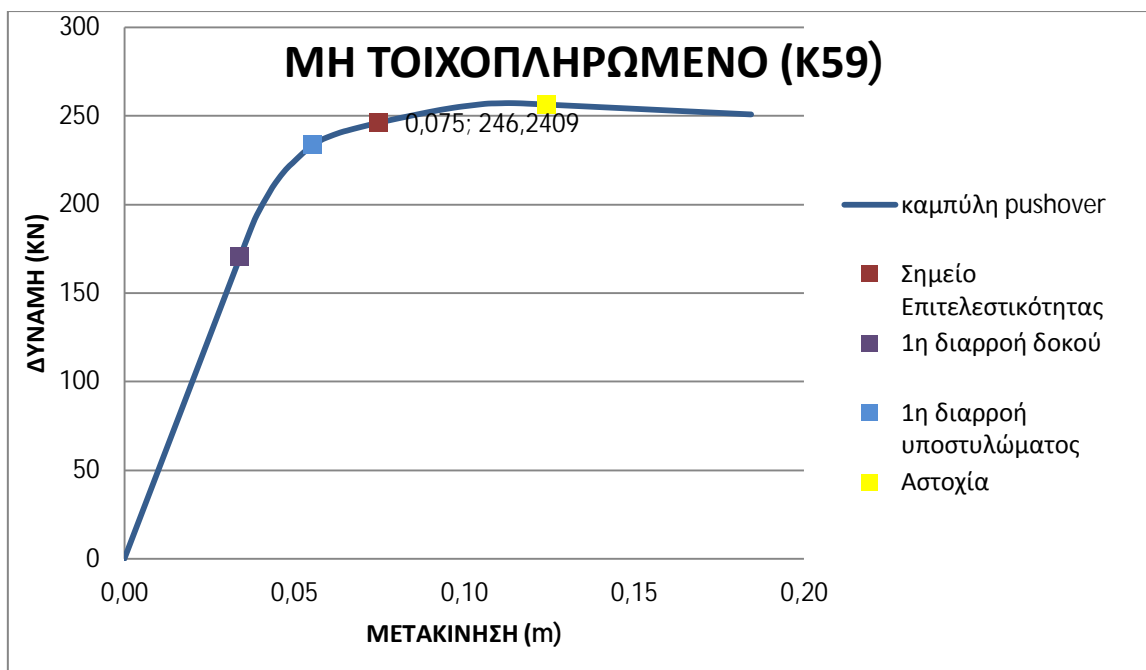
Συμπέρασμα

Αυτό που περιμέναμε ως αποτέλεσμα, από τις παραπάνω εικόνες που προέκυψαν από την ανάλυση των τοιχοπληρωμένων κτιρίων, είναι η αντοχή θα έχει αυξηθεί λόγω της ομοιόμορφης κατανομής των τοίχων πληρώσεως. Η ομοιόμορφη καθ' ύψος παρουσία των τοίχων πληρώσεως προσδίδει μεγάλη αντοχή, η οποία μειώνεται με αυξανόμενη παραμόρφωση, λόγω σταδιακής αστοχίας των τοιχοπληρώσεων. Οι διαφορές μεταξύ των δυο κτιρίων ως προς τον υπολογισμό τους με τον παλιό και νέο αντισεισμικό κανονισμό, εξακολουθούν να είναι ίδιες και έχουν αναφερθεί σε παραπάνω ανάλυση. Αυτό που περιμέναμε να προκύψει είναι ότι στο παλιό κτίριο, στο μη τοιχοπληρωμένο, η μετακίνηση αστοχίας θα ήταν μικρότερη από την αναμενόμενη, οπότε το κτίριο δεν θα ήταν ασφαλές, και θα βελτιωνόταν η κατάσταση όταν του προσθέταμε τοίχους. Επειδή όμως εξετάσατε μόνο το εσωτερικό πλαίσιο, και είχαμε κάνει αυτή την παραδοχή για τον οπλισμό των δοκών, τελικά αστόχησε σε μεγαλύτερη μετακίνηση. Βέβαια, αστοχούν οι δοκοί αλλά εμείς έχουμε κάνει την παραδοχή ότι θα θεωρήσουμε αστοχία του κτιρίου, όταν έχουμε αστοχία υποστυλώματος. Τέλος, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν μέσω του προγράμματος ETABS έγιναν σε επιλεγμένα πλαίσια και όχι σε όλη την κατασκευή. Αυτό δεν είναι απολύτως ορθό ως προς τα αποτελέσματα γιατί διαφορετικά συμπεριφέρεται στον σεισμό όλη η κατασκευή και διαφορετικά κάποιο τμήμα αυτής. Πάραυτα, μπορεί να πραγματοποιηθεί σύγκριση των δυο κατασκευών και να διεξαχθούν συμπεράσματα ως προς την σεισμική τους συμπεριφορά.

Παρακάτω στο τμήμα 4.6 (Σημείο επιτελεστικότητας κατά ATC-40) του παρόντος κεφαλαίου παρουσιάζονται οι μετακινήσεις και οι δυνάμεις για κάθε τοιχοπληρωμένο κτίριο του παλαιού και νέου κανονισμού.

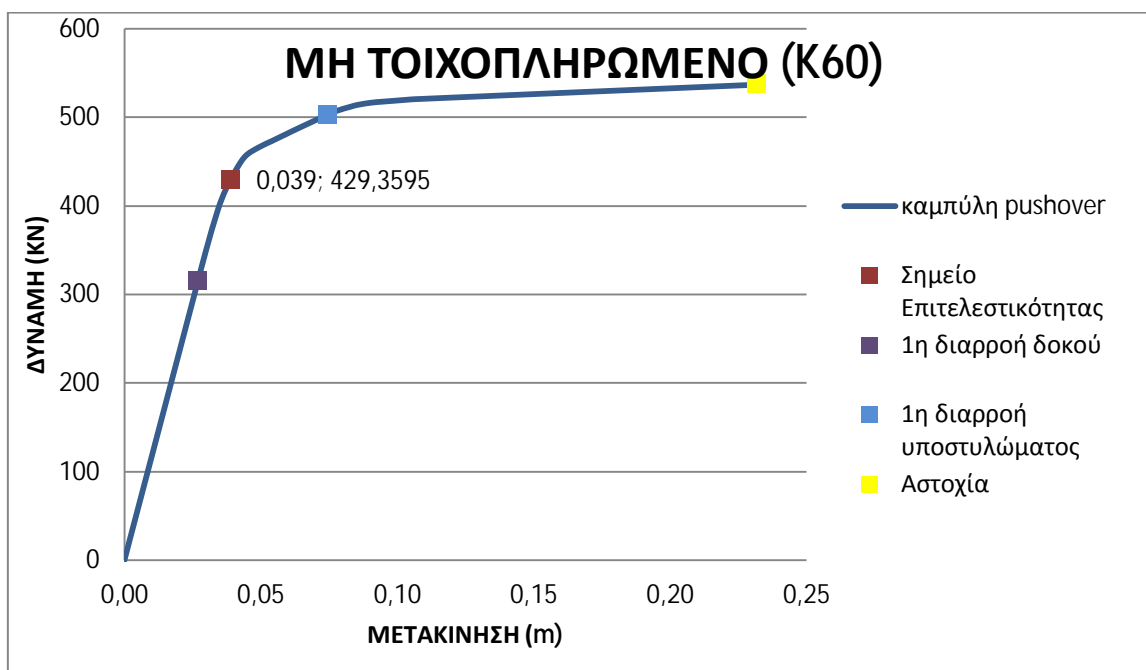
4.6 ΣΗΜΕΙΟ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ ATC-40

Μετά την στατική ανελαστική ανάλυση (ανάλυση pushover) που έγινε για κάθε πλαίσιο ξεχωριστά βρέθηκαν τα αντίστοιχα σημεία επιτελεστικότητας κατά τον ATC-40 δηλαδή, η αναμενόμενη μετακίνηση των πλαισίων για συγκεκριμένο φάσμα σεισμού. Παρακάτω παρατίθενται τα διαγράμματα των αναλύσεων με στοιχεία, των πλαστικών αρθρώσεων (όπως σημείο 1^{ης} διαρροής δοκού, σημείο αστοχίας υποστυλώματος κ.α.), καθώς επίσης και το σημείο επιτελεστικότητας.



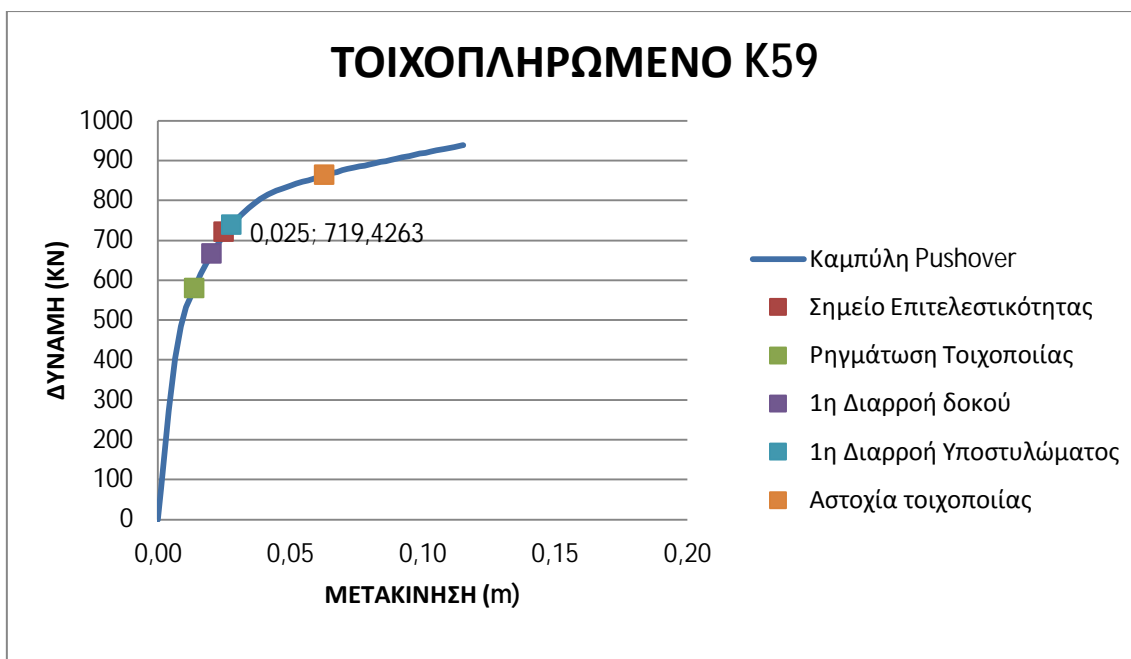
(α) Καμπύλη pushover μη τοιχοπληρωμένου πλαισίου – κατασκευή κανονισμού '59

Σημείο επιτελεστικότητας: (0.075 , 246.2409)



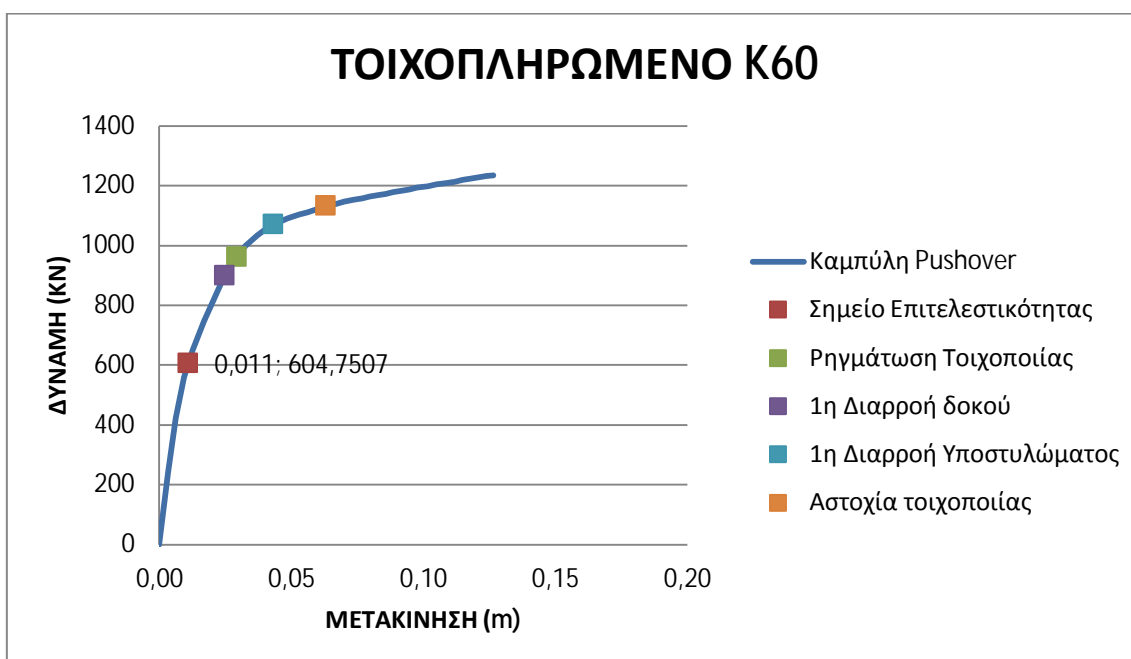
(β) Καμπύλη pushover μη τοιχοπληρωμένου πλαισίου – κατασκευή κατά Ε.Α.Κ.2000

Σημείο επιτελεστικότητας: (0.039 , 429.3595)



(α) Καμπύλη pushover τοιχοπληρωμένου πλαισίου – κατασκευή κανονισμού '59

Σημείο επιτελεστικότητας: (0.025 , 719.4263)



(β) Καμπύλη pushover τοιχοπληρωμένου πλαισίου – κατασκευή κατά Ε.Α.Κ.2000

Σημείο επιτελεστικότητας: (0.011 , 604.7507)

Σύμφωνα με όσα παρουσιάστηκαν στις παραπάνω εικόνες διαμορφώθηκε ο εξής πίνακας:

ΠΛΑΙΣΙΟ	ΣΗΜΕΙΑ	ΔΥΝΑΜΗ (KN)	ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ (cm)
<i>μη τοιχοπληρωμένο κτίριο κανονισμού '59</i>	Σ.Ε.	246,2409	7,50
	1^η Δ.Δ.	170,1692	3,40
	1^η Δ.Υ.	233,3942	5,56
	Α.Δ.	-	-
	Α.Υ.	256,3863	12,44
	P.T.	-	-
	Α.Τ.	-	-
<i>μη τοιχοπληρωμένο κτίριο κανονισμού Ε.Α.Κ.2000</i>	Σ.Ε.	429,3595	3,90
	1^η Δ.Δ.	315,4883	2,70
	1^η Δ.Υ.	503,2278	7,48
	Α.Δ.	-	-
	Α.Υ.	536,8267	23,18
	P.T.	-	-
	Α.Τ.	-	-
<i>Τοιχοπληρωμένο κτίριο κανονισμού '59</i>	Σ.Ε.	719,4263	2,50
	1^η Δ.Δ.	664,9768	2,03
	1^η Δ.Υ.	737,2432	2,79
	Α.Δ.	-	-
	Α.Υ.	-	-
	P.T.	579,0486	1,38
	Α.Τ.	863,1732	6,29
<i>Τοιχοπληρωμένο κτίριο κανονισμού Ε.Α.Κ.2000</i>	Σ.Ε.	604,7507	1,10
	1^η Δ.Δ.	898,1406	2,48
	1^η Δ.Υ.	1069,024	4,31
	Α.Δ.	-	-
	Α.Υ.	-	-
	P.T.	960,7242	2,93
	Α.Τ.	1130,949	6,31

Πίνακας. Συνοπτικός πίνακας των σημείων των διαγραμμάτων των αναλύσεων.

Όπου:

Σ.Ε.: Σημείο Επιτελεστικότητας

Α.Υ.: Αστοχία Υποστυλώματος

1^η Δ.Δ.: 1^η Διαρροή Δοκού

P.T.: Ρηγμάτωση Τοιχοποιίας

1^η Δ.Υ.: 1^η Διαρροή Υποστυλώματος

Α.Τ.: Αστοχία Τοιχοποιίας

Α.Δ.: Αστοχία Δοκού

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι το μη τοιχοπληρωμένο πλαίσιο έχει μεγαλύτερη πλαστιμότητα, δηλαδή ο λόγος της μετακίνησης αστοχίας προς τη μετακίνηση διαρροής ($\mu = \delta_u / \delta_y$) είναι μεγαλύτερος από αυτόν του πλήρως τοιχοπληρωμένου πλαισίου. Παρ' όλα αυτά, η ομοιόμορφη καθ' ύψος παρουσία των τοίχων πληρώσεως προσδίδει μεγάλη αντοχή, η οποία μειώνεται με αυξανόμενη παραμόρφωση, λόγω σταδιακής αστοχίας των τοιχοπληρώσεων. Αυτό φαίνεται και από το σημείο επιτελεστικότητας όπου η αναμενόμενη μετακίνηση του τοιχοπληρωμένου είναι μικρότερη απ' αυτή του μη τοιχοπληρωμένου κι αυτό οφείλεται στη δυσκαμψία που του προσδίδουν οι τοίχοι πληρώσεως. Έτσι, διαπιστώνεται ότι το πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο παρουσιάζει καλύτερη συμπεριφορά και μικρότερη απαίτηση για ενίσχυση απ' ότι το «γυμνό» πλαίσιο.

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η διεξαγωγή της ανάλυσης των δύο πενταόροφων κτιρίων που σχεδιάστηκαν αντίστοιχα με τον παλαιό ελληνικό αντισεισμικό κανονισμό και το νέο (Ε.Α.Κ 2000) μας έδωσε τη δυνατότητα για εκτίμηση και σύγκριση της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων, καθώς και την εξαγωγή συμπερασμάτων ως προς την καταλληλότητα των δύο κανονισμών. Γενικά, ο νέος κανονισμός έθεσε σε μία καλύτερη γνωστική βάση τον σχεδιασμό των κτιρίων. Παρατηρείται, ότι ο νέος κανονισμός επιχειρεί περισσότερους ελέγχους καθώς και εισάγει νέες έννοιες ως προς τον σχεδιασμό όπως είναι ο ικανοτικός έλεγχος, η πλαστιμότητα και το σημείο επιτελεστικότητας. Σκοπός του νέου κανονισμού είναι να προστατεύσει τον μελετητή μέσα από αρκετούς ελέγχους και συντελεστές που χρησιμοποιούνται για να εξαλειφθούν όσο το δυνατόν παράγοντες που θα αποβούν ζημιογόνοι για την συμπεριφορά της κατασκευής κατά την επίδραση της σεισμικής φόρτισης. Τα παραπάνω επαληθεύονται παρατηρώντας τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση των δύο κτιρίων μέσω του προγράμματος ETABS. Παρατηρείται, ότι το κτίριο που σχεδιάστηκε με τον νέο αντισεισμικό κανονισμό αποδίδει μεγαλύτερες αντοχές και κατά συνέπεια λιγότερες πιθανότητες κατάρρευσης από ότι το κτίριο με τον παλαιό κανονισμό. Γενικά, ο νέος ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός σε σύγκριση με τον παλαιό είναι σαφώς καλύτερος, με περισσότερους ελέγχους καθώς και πιο λεπτομερείς ως προς τον σχεδιασμό των κτιρίων, αφού δεν στηρίζεται στα εμπειρικά δεδομένα αλλά στα υπολογιστικά. Επιπλέον, θα πρέπει να αναφέρουμε ότι τα δύο παραπάνω κτίρια εξετάστηκαν και με τοιχοποιία πληρώσεως για να διεξάγουμε συμπεράσματα για το αν η τοιχοποιία επηρεάζει σημαντικά τη συμπεριφορά του κτιρίου στο σεισμό. Γενικά, οι τοιχοπληρώσεις αυξάνουν τόσο την δυσκαμψία όσο και την αντοχή του κτιρίου αλλά μειώνουν την ολική πλαστιμότητα. Η πλήρως κατανεμημένη τοιχοποιία που εξετάσαμε μέσω του προγράμματος ETABS, μειώνει σημαντικά την παραμόρφωση παρουσιάζοντας έτσι μια αποδεκτή συμπεριφορά σε σχέση με το αντίστοιχο «γυμνό» πλαίσιο.

Όμως, τα παραπάνω συμπεράσματα είναι αποτέλεσμα της ανάλυσης που έγινε σε ένα πλαίσιο του κτιρίου. Για την ακριβέστερη αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς πρέπει να γίνει ανάλυση σε όλο το κτίριο και να επιλεγεί ένα μεγαλύτερο πλήθος κτιρίων με περισσότερες μορφές ακανονικότητας, διαφορετικές γεωμετρίες, διαφορετικούς αριθμούς ανοιγμάτων, μήκη φατνωμάτων και αριθμό ορόφων.

Στην συγκεκριμένη εργασία έγινε επιλογή ενός μοντέλου προσομοίωσης της τοιχοποιίας, αυτό του διαγώνιου θλιπτήρα. Όμως, θα πρέπει πριν χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε μοντέλο προσομοίωσης, να συγκριθεί με πειραματικά αποτελέσματα ώστε να διαπιστωθεί η ακρίβεια και η καταλληλότητά του. Ακόμη, για τα διαγράμματα ροπών-στροφών χρησιμοποιήθηκαν τα προκαθορισμένα από το πρόγραμμα του ETABS, σε μια πραγματική κατασκευή, όμως θα πρέπει να προσδιοριστούν τα διαγράμματα για κάθε διατομή ξεχωριστά. Όπως και για τις τιμές της αντοχής του σκυροδέματος και του χάλυβα να χρησιμοποιηθούν οι πραγματικές κι όχι οι χαρακτηριστικές.

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η συνεισφορά των τοίχων πληρώσεως είναι σημαντική και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [-] ATC [1996] Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council, Report ATC-40/SSC 96-01, Redwood City, California
- [-] Chopra, A.K.& Goel,R.K.[1999a] Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF System, Report No PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
- [-] ETABS, Computer and Structures Inc. Berkeley, California, USA, 2000
- [-] Αλεξιάκης Χαράλαμπος, «Ενίσχυση φορέων ωπλισμένου σκυροδέματος με μεταλλικούς δικτυωτούς συνδέσμους. Εφαρμογή push-over ανάλυσης (H/Y) για την περιγραφή της συμπεριφοράς τους σε σεισμό», «11^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών 05» Πάτρα, 2005
- [-] Αντωνόπουλος Θεμιστοκλής, «Συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων στις κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος», «12^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών» Πάτρα, Φεβρουάριος 2006
- [-] Αντωνόπουλος Θεμιστοκλής, «Σεισμική συμπεριφορά παλαιών κτιρίων με pilotis και πρακτικές προτάσεις βελτίωσής της» Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης, Πάτρα, 2008
- [-] Κοτανίδης Χ., Δουδούμης Ν., Δουδούμης Ι., «Συγκριτική μελέτη εφαρμογής των μεθόδων ανάλυσης “Static Pushover” και “Time History” σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος», «15^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ», Αλεξανδρούπολη, 25-27 Οκτωβρίου 2006
- [-] Ρεπαπής Κωνσταντίνος, «Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων από ωπλισμένο σκυροδέμα», «Διδακτορική Διατριβή ΕΜΠ», Αθήνα, 2007
- [-] Ρεπαπής Κ., Βιντζηλαίου Ε., Ζέρης Χ., «Εκτίμηση συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων από ωπλισμένο σκυροδέμα με χρήση δυναμικών αναλύσεων αυξανόμενης έντασης», Πρακτικά 15ου Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Αλεξανδρούπολη, Ελλάδα, Οκτώβριος 2006.
- [-] Σταματάκος Παναγιώτης, «Ο ρόλος των τοιχοπληρώσεων στη σεισμική συμπεριφορά κτιρίων από οπλισμένο σκυροδέμα», «14^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών» Πάτρα, Φεβρουάριος 2008
- [-] Συρμακέζης Κ., Αστερής Π., Αντωνόπουλος Α., «Επιρροή τοιχοπληρώσεων στην σεισμική συμπεριφορά των πλαισιωτών δομικών συστημάτων ωπλισμένου σκυροδέματος», «15^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ», Αλεξανδρούπολη, 25-27 Οκτωβρίου 2006
- [-] Κόντου Χρύσα, «Επιρροή των τοιχοπληρώσεων στην σεισμική συμπεριφορά κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος», Σεπτέμβριος 2010
- [-] Τάσιου Νατάσσα, «Τοιχοπληρώσεις σε πλαίσια ωπλισμένου σκυροδέματος: φέροντα ή μη φέροντα μέλη;», Paper, 2003
- [-] Τεντολούρης Ε., Καλογεροπούλου Γ., «Έλεγχος συμπεριφοράς νέας κατασκευής (Ε.Α.Κ. 2003-Ε.Κ.Ω.Σ. 2000) αποτιμώμενης με pushover ανάλυση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.», «12^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών» Πάτρα, Φεβρουάριος 2006
- [-] Ψυχάρης Γιάννης, «Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας», «Σημειώσεις για το μάθημα 9^ο εξαμήνου “Αντισεισμικής Τεχνολογίας” ΕΜΠ», Αθήνα, 2007
- [-] Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός

