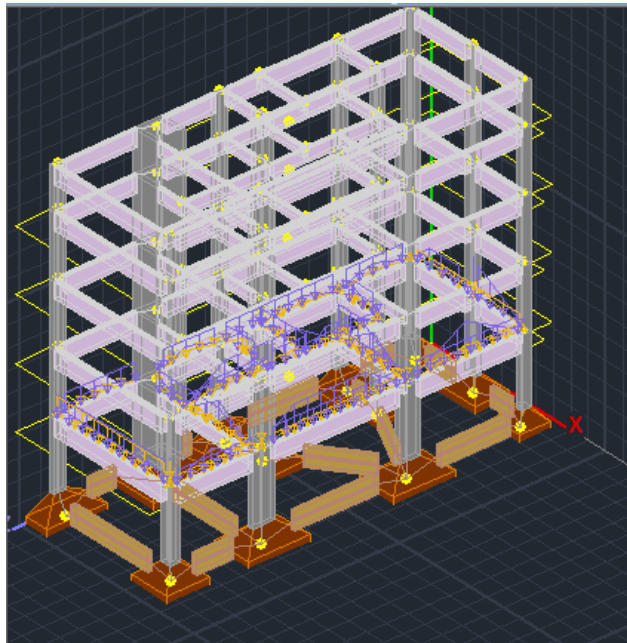




ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΠΕΙΡΑΙΑ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ
ΚΑΝ.ΕΠΕ ΓΙΑ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΟΡΟΦΩΝ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗ
ΤΡΟΠΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΟΥ**



ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σπουδάστρια :Διονυσία Συμεωνίδου

Εισηγητής: Δημήτριος Δρίβας

ΑΘΗΝΑ 2016

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας, είναι ο έλεγχος υφισταμένου κτιρίου από Ω/Σ σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και ο έλεγχος επάρκειας του για την προσθήκη άλλων τριών ορόφων, όπως είχε προβλεφθεί κατά το έτος κατασκευής του. Το κτίριο που θα μελετηθεί αποτελείται από το ισόγειο και άλλους δύο ορόφους και είναι κατασκευής του 1982, οπότε η μελέτη του έγινε με τον τότε ισχύοντα κανονισμό. Για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου θα χρησιμοποιήσουμε την Ανελαστική στατική Ανάλυση (pushover). Κατά την προσομοίωση της ανελαστικής ανάλυσης ο φορέας υποβάλλεται σε μονότονα οριζόντια φόρτιση. Τα φορτία αυτά προσομοιώνουν τις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά τον σεισμό. Η ανάλυση γίνεται μέχρι να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις στο φορέα και τελικά να αστοχήσει. Αξιολογώντας τα αποτελέσματα που προκύπτουν, μπορούμε να έχουμε μία πρώτη εικόνα για τις αστοχίες που παρουσιάζει ο φορέας, καθώς και να δούμε την σεισμική απόκριση του σε σεισμό. Αν τα αποτελέσματα δεν είναι τα επιθυμητά και το κτίριο δε μπορεί να δεχτεί τα φορτία των τριών ορόφων που προστίθενται, τότε επιλέγουμε τι είδους ενισχύσεις πρέπει να γίνουν, ώστε να αυξηθεί η δυσκαμψία, η πλαστιμότητα και η αντοχή του κτιρίου.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα στο σημείο αυτό να ευχαριστήσω πολύ τον κύριο Δημήτρη Δρίβα, τον επιβλέποντα καθηγητή της πτυχιακής μου εργασίας, που με εμπιστεύτηκε και μου ανέθεσε αυτό το θέμα. Επίσης τον ευχαριστώ πολύ για τις ώρες που διέθεσε, εκτός από το πρόγραμμα του για να με βοηθήσει σε προβλήματα που αντιμετώπιζα και κυρίως για την καθοδήγηση του σχετικά με την χρήση του προγράμματος SCADA, που δεν το είχα χρησιμοποιήσει προηγουμένως.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

.....	
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	5
1.1 Γενικά	5
1.2 Σκοπός εργασίας.....	6
1.3 Διάρθρωση εργασίας.....	6
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ	7
2.1 Το κανονιστικό πλαίσιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	7
2.1.1 Η ανάγκη για την ύπαρξη του ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	7
2.1.2 Σκοπός κανονισμού	7
2.1.3 Διατάξεις που ρυθμίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ	8
2.2 Οι βασικές έννοιες του ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	9
2.2.1 Υφιστάμενα κτίρια.....	9
2.2.2 Νέες κατασκευές.....	9
2.2.3 Κύρια δευτερεύον στοιχεία	9
2.2.4 Στάθμες επιτελεστικότητας.....	9
2.2.6 Πλαστικές αρθρώσεις	10
2.2.7 Προσδιορισμός Ιδιοπεριόδου	11
2.2.8 Μορφολογική κανονικότητα.....	11
2.2.9 Δείκτης ανεπάρκειας δομικού στοιχείου λ.....	11
2.2.10 Συντελεστές ασφαλείας για τα προσομοιώματα.....	12
2.2.11 Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων Σ.Α.Δ.....	12
2.2.12 Δείκτης συμπεριφοράς q	13
2.2.13 Καμπύλη έντασης - παραμόρφωσης.....	14
2.3 Διαδικασία και σκοπός αποτίμησης της κατασκευής.....	15
2.3.1 Βασικές αρχές της αποτίμησης	15
2.3.2 Σκοπός της αποτίμησης	15
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΑΝΑΛΥΣΗ	16
3.1 Μέθοδοι ανάλυσης	16
3.1.1 Δυναμική ελαστική ανάλυση.....	16
3.1.2 Ανελαστική στατική μέθοδος	17
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΣΤΟ ΣΚΑΝΤΑ	20
4.1 Συνοπτική διαδικασία Μοντελοποίηση στο πρόγραμμα SCADA	20

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΙΝ ΤΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ	21
5.1 Προέλεγχος Αποτελέσματα	21
5.2 Αποτελέσματα Ανελαστικής Ανάλυσης (PUSHOVER)	25
5.2.1.2 Πλαστικές αρθρώσεις για ΚΑΝ.ΕΠΕ 50%.....	33
5.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων για ΚΑΝ.ΕΠΕ 10% και 50%	39
5.4 Επιλογή στοιχείων που θα δεχτούν επέμβαση	40
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	41
6.1 Βήματα στον Ανασχεδιασμό	41
6.2 Έλεγχοι κατά τον ανασχεδιασμό.....	41
6.3 Στόχοι- αρχές επεμβάσεων	42
6.4 Επεμβάσεις :ορισμοί	42
6.5 Κριτήρια επιλογής δομητικής επέμβασης.....	43
6.6 Είδη βλαβών	44
6.7 Υλικά επεμβάσεων	44
6.8 Εφαρμογή μεθόδων επεμβάσεων	45
6.8.1 Υποστυλώματα.....	45
6.8.2 Δοκοί.....	46
6.8.3 Μέθοδοι επεμβάσεων στα υπόλοιπα μέλη της κατασκευής	46
6.9 Υποστυλώματα επιλογή επέμβασης.....	47
6.10 Δοκοί επιλογή επέμβασης	48
6.11 Θεωρία για τα Ινοπλισμένα πολυμερή.....	48
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΕΤΑ ΤΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ	50
7.1 Περιγραφή παραμορφωμένου φορέα	51
7.2 Αποτελέσματα ελέγχων.....	53
7.3 Σύγκριση ορθογωνικής – τριγωνικής κατανομής	54
7.4 Στοχευόμενη μετακίνηση	58
7.5 Καμπύλη ικανότητας	59
7.6 Διγραμμική καμπύλη.....	61
7.7 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης.....	61
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	65
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	66
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ	67

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Η παρούσα πτυχιακή εργασία βασίζεται στον κανονισμό επεμβάσεων, ο οποίος εφαρμόζεται προκειμένου τα δομικά στοιχεία που πλήττονται από σεισμούς ή φθορές, να μπορούν να αντεπεξέλθουν και να αυξήσουν την συνολική σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου μέσω των κατάλληλων ενισχύσεων που γίνονται σε αυτά.

Γενικά στην χώρα μας, η πλειοψηφία των υφισταμένων κτιρίων είναι κυρίως κτίρια μεταξύ του 1960 και 1990. Επομένως κατά την μελέτη ενός κτιρίου παλαιότερης κατασκευής πρέπει να λάβουμε υπόψη, ότι η κατασκευή και η αποτίμηση του έχουν γίνει με βάση παλαιότερους κανονισμούς που ίσχυαν το τότε έτος κατασκευής του και μπορεί να παρουσιάζει ανεπάρκειες όσον αφορά τον οπλισμό των κύριων στοιχείων του.

Εφόσον το κτίριο κατασκευάστηκε πριν το έτος 2000, η κατασκευή και η μελέτη του βασίστηκαν στο παράρτημα Ε' του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ2000 (Εφαρμογή κανονισμών σε ειδικές περιπτώσεις επεμβάσεων σε υπάρχοντα κτίρια). Το 2016 όμως, το παράρτημα Ε' αντικαθίσταται από τον ΦΕΚ Β' 350/17-02-16 (Τροποποίηση κανονισμών που αφορούν σε ειδικές περιπτώσεις επεμβάσεων σε υπάρχοντα κτίρια). Επομένως, για την αποτίμηση και την μελέτη των επεμβάσεων πρέπει να βασιστούμε στον ΦΕΚ Β' 350/17-02-16.

Το κτίριο που θα μελετηθεί είναι πλαισιακή κατασκευή ωπλισμένου σκυροδέματος με έναν πυρήνα, κατασκευής του 1982. Το δόμημα αποτελείται από το ισόγειο και άλλους δύο υφιστάμενους ορόφους 110 τμ ο καθένας. Το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι 10.20 μ .Το ισόγειο έχει ύψος 4,20μ και ο πρώτος και δεύτερος όροφος είναι ύψους 3,00μ. Όσον αφορά τον οργανισμό πλήρωσης, αποτελείται από οπτοπλινθοδομές μπατικές για τους εξωτερικούς τοίχους και δρομικές για τους εσωτερικούς με τις ακόλουθες διαστάσεις . Οι εξωτερικοί μπατικοί τοίχοι έχουν πάχος 0,30 εκ, ενώ οι εσωτερικοί δρομικοί είναι διαστάσεων 0,10 εκ. Όσον αφορά την παθολογία του κτιρίου, στο παρελθόν υπήρχαν σεισμικές καταπονήσεις που προκάλεσαν ελαφριές βλάβες που δεν έχρηζαν όμως την ανάγκη επισκευών.

1.2 Σκοπός εργασίας

Όπως προαναφέρθηκε στην προηγούμενη παράγραφο, όλα αυτά τα κτίρια που βασίστηκαν σε παλαιότερους κανονισμούς, πρέπει να μελετηθούν σύμφωνα με τα νέα πρότυπα που ορίζει το κανονιστικό κείμενο των επεμβάσεων και να δεχτούν τις ανάλογες επεμβάσεις ώστε να βελτιωθεί η σεισμική τους επάρκεια.

Σκοπός της πτυχιακής εργασίας, είναι να γίνει ο έλεγχος της συμπεριφοράς υφισταμένου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, για την προσθήκη άλλων τριών ορόφων και να επιλεγούν τρόποι ενίσχυσης του (αν απαιτείται) για την βελτίωση της σεισμικής του απόκρισης.

1.3 Διάρθρωση εργασίας

Στο σημείο αυτό θα γίνει μία ανάλυση των περιεχομένων της εν λόγω εργασίας. Στο πρώτο κεφάλαιο, στην εισαγωγή περιγράφεται ποιος είναι ο σκοπός της εργασίας και το πρόβλημα που καλούμαστε να αντιμετωπίσουμε. Στο δεύτερο κεφάλαιο περιγράφονται οι Γενικές διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Πιο συγκεκριμένα αναλύονται οι βασικές έννοιες του κανονισμού επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ, πάνω στις οποίες στηρίζεται η μελέτη, διατυπώνονται οι βασικοί ορισμοί όπως οι στάθμες επιτελεστικότητας, οι στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων, ο καθολικός δείκτης συμπεριφοράς q , οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού, οι συντελεστές ασφαλείας κτλ. Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται εισαγωγή στην ανάλυση του φορέα και αναλύονται οι μέθοδοι αναλύσεων. Ακολουθεί το τέταρτο κεφάλαιο με μία συνοπτική περιγραφή της διαδικασίας μοντελοποίησης στο πρόγραμμα SCADA, η αναλυτική περιγραφή όλης της διαδικασίας της μοντελοποίησης βρίσκεται στο παράρτημα.

Στο πέμπτο κεφάλαιο που ακολουθεί περιγράφονται αναλυτικά τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τον προέλεγχο δυναμικής ανάλυσης και από την ανελαστική στατική ανάλυση (pushover). Από την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων προκύπτει ότι ο φορέας αστοχεί, οπότε στο επόμενο κεφάλαιο περιγράφεται η διαδικασία του ανασχεδιασμού και οι επεμβάσεις. Πιο συγκεκριμένα στο έκτο κεφάλαιο αναλύονται οι μέθοδοι επεμβάσεων για δοκούς και υποστυλώματα, επισημαίνεται ο σκοπός και η ανάγκη των επεμβάσεων στην κατασκευή και ορίζεται τι είδους επεμβάσεις θα γίνουν στα υποστυλώματα και στις δοκούς, προκειμένου ο φορέας να είναι σε θέση να δεχτεί τα φορτία των τριών επιπλέον ορόφων. Στο επόμενο κεφάλαιο αναλύονται τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης που προκύπτουν μετά την εφαρμογή των επεμβάσεων για να αξιολογήσουμε αν όντως βελτιώθηκε η σεισμική απόκριση του κτιρίου και αν είναι τώρα σε θέση να δεχτεί τα φορτία των επιπλέον ορόφων. Επίσης γίνεται σύγκριση και εξέταση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν πριν και μετά τις ενισχύσεις. Το όγδοο κεφάλαιο αποτελείται από την ενότητα των συμπερασμάτων, όπου συγκεντρώνονται όλα τα απαραίτητα συμπεράσματα που προέκυψαν από την μελέτη. Τέλος ακολουθεί το ένατο κεφάλαιο με την βιβλιογραφία και το παράρτημα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ

2.1 Το κανονιστικό πλαίσιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ

2.1.1 Η ανάγκη για την ύπαρξη του ΚΑΝ.ΕΠΕ

Στο παρελθόν είχαν γίνει προσπάθειες για την σύνταξη ενός κειμένου κανονισμού επεμβάσεων, με πρώτη προσπάθεια αυτή του Ευρωκώδικα το 1994 ΕΚ8. Στη συνέχεια, η επόμενη απόπειρα έγινε το 2004 με τον ΕΚ8 και εν συνεχεία με τον ΕΚ8 του 2005. Όμως και αυτά τα κείμενα του Ευρωκώδικα δεν μπορούμε να πούμε με ακρίβεια ότι είναι σωστά διατυπωμένα και πλήρη, ώστε να μπορούν να εφαρμόζονται χωρίς προβλήματα. Εκτός από τις προσπάθειες που έγιναν όπως αναφέρθηκαν παραπάνω στην Ευρώπη, και οι ΗΠΑ προσπάθησαν να διευθετήσουν το ζήτημα των δομητικών επεμβάσεων με τα Κανονιστικά κείμενα της FEMA που καλύπτουν όμως μόνο γενικές περιπτώσεις. Την τελική θέση στους παραπάνω κανονισμούς κατέχει το Κείμενο Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων, πάνω στο οποίο βασίζεται η παρούσα εργασία.

Είναι απαραίτητο να αναφερθεί, ότι τα κτίρια υποβαλλόμενα σε σεισμική φόρτιση, μπορεί να παρουσιάσουν σοβαρές βλάβες που χρήζουν γρήγορα αντιμετώπιση. Ωστόσο, όταν υπάρχει άγνοια σχετικά με τις επεμβάσεις πρέπει να γίνουν ή όταν οι ίδιοι οι ιδιοκτήτες επιλέγουν να μην προβούν σε αυτές, τότε ο κίνδυνος κατάρρευσης του κτιρίου αυξάνεται σημαντικά. Δεν είναι λίγες οι περιπτώσεις που δεν έχει γίνει σωστή μελέτη για τις επεμβάσεις ή δεν δόθηκε ιδιαίτερη προσοχή κατά την διεξαγωγή τους, με αποτέλεσμα η επικινδυνότητα να φτάνει σε πιο υψηλό επίπεδο και να κινδυνεύουν ακόμα και ανθρώπινες ζωές. Για όλα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω, είναι επιτακτική η ανάγκη ύπαρξης ενός κειμένου που θα ορίζει τις επεμβάσεις πρέπει να γίνουν σε κάθε περίπτωση και ποιές αρχές θα πρέπει να ακολουθούνται.

2.1.2 Σκοπός και Δυσκολίες του κανονισμού

Ο σκοπός του ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι μέσα από θεσμοθετημένα άρθρα, να γίνει η αποτίμηση του φέροντος οργανισμού των υφισταμένων κτιρίων, καθώς και να οριστικοποιηθούν οι κανόνες εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους, αλλά και για τις επεμβάσεις που πρέπει να πραγματοποιηθούν στα δομικά στοιχεία τους.

Γενικά ένα Κανονιστικό κείμενο, οφείλει να διέπεται από ορισμένες αρχές. Πρέπει να είναι νομικώς συνεπής, πλήρης ως προς το περιεχόμενο του, να είναι επιστημονικά συντεταγμένος, οικονομικός, ασφαλής, κατανοητός ως προς την εφαρμογή του, αλλά και απλός και γρήγορος. Εν αντιθέσει με τις προηγούμενες γενιές κανονισμών, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ διαθέτει πολλά από τα παραπάνω χαρακτηριστικά.

Βέβαια υπάρχουν ορισμένα προβλήματα, που καθιστούν ακόμα πιο περίπλοκη την σύνταξη του κανονισμού. Ένα τέτοιο πρόβλημα είναι ότι ο ΚΑΝ.ΕΠΕ έχει να κάνει με μελέτες πάνω σε υφιστάμενα δομήματα, πράγμα που δυσχεραίνει ακόμα

περισσότερο το έργο της σύνταξης, αφού πρέπει να προηγηθούν μελέτες για την συμπεριφορά του κτιρίου και την κατάσταση στην οποία βρίσκεται και εφόσον κατανοηθούν σωστά, τότε μπορεί να γίνει μελέτη για τροποποιήσεις ώστε να βελτιωθεί η συμπεριφορά του.

Ένα άλλο πρόβλημα είναι ότι όταν γίνεται μία μορφή επέμβασης, η μελέτη που πρέπει να γίνει είναι διπλάσια γιατί θα πρέπει να εξεταστούν τα υλικά των επεμβάσεων και τα δομικά στοιχεία που θα προστεθούν. Επίσης πρέπει να γίνει μελέτη και για τις διεπιφάνειες ανάμεσα στα νέα στοιχεία ή υλικά και στα ήδη υφιστάμενα μέλη, ώστε να βρούμε την συμπεριφορά που θα έχει το κτίριο μετά από τις επεμβάσεις. Τέλος το γεγονός ότι στις Πανεπιστημιακές σχολές δεν διδάσκονται επακριβώς οι έννοιες και οι πρακτικές εφαρμογής για θέματα ενισχύσεων και επισκευών, καθιστούν ακόμα πιο δύσκολο το έργο της σύνταξης του κανονισμού.

Συνοψίζοντας είναι σημαντικό να επισημανθεί, ότι παρά την ύπαρξη πολλών και απροσδιόριστων προβλημάτων που κάνουν την ρύθμιση και την κατανόηση του κανονισμού δυσχερέστερη, δεν πρέπει σε καμιά περίπτωση να προβούμε σε απλοποιήσεις του κανονισμού, θεωρώντας ότι έτσι θα γίνει πιο κατανοητός, γιατί υπάρχει κίνδυνος να χαθεί έτσι μεγάλο μέρος της ουσίας και στην τελική αντί να βρίσκουμε λύσεις στα προβλήματα να δημιουργούμε νέα και ισχυρότερα, που μπορεί να αποβούν μοιραία για την ασφάλεια του κτιρίου.

2.1.3 Διατάξεις που ρυθμίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ

Το παρών Κανονιστικό κείμενο αποτελείται από διατάξεις, οι οποίες πρέπει να εφαρμόζονται υποχρεωτικά. Αυτές οι διατάξεις ρυθμίζουν όλο το Νομοθέτημα και πιο συγκεκριμένα τα παρακάτω :

- Τα κριτήρια, σύμφωνα με τα οποία γίνεται η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας μίας υπάρχουσας κατασκευής.
- Τις ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας για ανασχεδιασμένα δομήματα ή τμήματα.
- Τους τρόπους με τους οποίους μπορεί να γίνει η επέμβαση.
- Το πώς σχετίζεται ο υπάρχον Κανονισμός με άλλους κανονισμούς (υλικών, φορτίσεων κτλ)

2.2 Οι βασικές έννοιες του ΚΑΝ.ΕΠΕ

2.2.1 Υφιστάμενα κτίρια

Για υφιστάμενα δομήματα ισχύουν τα εξής :

- Μελετώντας τα μπορούμε να συλλέξουμε πληροφορίες για τις μεθόδους και τεχνικές που ίσχυαν εκείνη την χρονική περίοδο κατασκευής τους.
- Είναι πολύ πιθανό να υπάρχουν βλάβες και φθορές που να μην έχουν διαπιστωθεί και να είναι πολύ σοβαρές.
- Υπάρχει η πιθανότητα να έχουν υποστεί άγνωστες καταπονήσεις, για τις οποίες μπορεί να μην γνωρίζουμε.

2.2.2 Νέες κατασκευές

Όσον αφορά τις νέες κατασκευές, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι αποδεκτό να υπάρχει μία πιθανότητα αστοχίας. Στα υφιστάμενα δομήματα όμως, υπάρχουν ήδη αβεβαιότητες από την φάση της μελέτης, επομένως η στάθμη αβεβαιότητας και η πιθανότητα να αστοχήσει η κατασκευή αυξάνονται σημαντικά, έτσι όλες αυτές οι αβεβαιότητες, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά την φάση αποτίμησης και ανασχεδιασμού.

2.2.3 Κύρια δευτερεύον στοιχεία

Στο σημείο αυτό θα γίνει ένας διαχωρισμός των δομικών στοιχείων του φορέα, αλλά και του επιμέρους φέροντα οργανισμού σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία. Αυτές οι δύο κατηγορίες του φορέα επηρεάζουν την δυσκαμψία και τον τρόπο κατανομής της έντασης στο δόμημα στο στάδιο της αποτίμησης ή του ανασχεδιασμού.

Κύρια στοιχεία: Είναι τα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς που συμβάλλουν στην αντοχή και στην ευστάθεια του κτιρίου έναντι σεισμού.

Δευτερεύων: Είναι όλα τα υπόλοιπα στοιχεία που δεν συμβάλουν σημαντικά στην ευστάθεια και στην αντοχή του κτιρίου. Η διάκριση αυτή γίνεται με βάση το πως επηρεάζεται η δυσκαμψία

2.2.4 Στάθμες επιτελεστικότητας

Οι διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας (στοχευόμενες συμπεριφορές), για αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού εξυπηρετούν κοινωνικές και οικονομικές ανάγκες. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού είναι ένας συνδυασμός μίας τέτοιας στάθμης επιτελεστικότητας και μίας σεισμικής δύναμης .

Παρακάτω γίνεται η κατηγοριοποίηση των τριών στάθμεων επιτελεστικότητας, ανάλογα με την σοβαρότητα της βλάβης.

A) << περιορισμένες βλάβες (A) >> : Όταν ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί ελαφριές βλάβες, αλλά τα δομικά στοιχεία του δεν έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και διατηρούν την αντοχή και την δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.

B) << Σημαντικές βλάβες (B) >> : Όταν ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες βλάβες, αλλά βλάβες που να μπορούν να επισκευαστούν. Τα δομικά στοιχεία έχουν την εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και μπορούν να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους, ενώ ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης.

Γ) << Οιονεί κατάρρευση (Γ) >>: Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες βλάβες, οι οποίες είναι μη-επισκευάσιμες κατά το μεγαλύτερο μέρος. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός είναι ακόμα σε θέση να παραλάβει τα προβλεπόμενα φορτία και κατά την διάρκεια του σεισμού για ένα διάστημα, αλλά και μετά, όμως δεν έχει πλέον μεγάλο περιθώριο ασφαλείας έναντι κατάρρευσης ολικής ή μερικής, αλλά και απέναντι σε μετασεισμούς μεσαίας έντασης.

2.2.5 Κόμβος ελέγχου

Ως κόμβο επιλέγουμε τον κόμβο που βρίσκεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Στην περίπτωση που το κτίριο έχει και σοφίτα, τότε ο κόμβος επιλέγεται στην οροφή του υποκείμενου ορόφου. Από την ανάλυση του προσομοιώματος υπολογίζεται η μετακίνηση του κόμβου για τα οριζόντια στατικά φορτία.

2.2.6 Πλαστικές αρθρώσεις

Σε μία κατασκευή οι πλαστικές αρθρώσεις είναι πολύ σημαντικές, γιατί είναι αυτές που κατά κύριο λόγο απορροφούν την σεισμική ενέργεια. Επομένως, ο κύριος στόχος είναι να μπορούμε να προσδιορίσουμε το μέγεθος και τις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων που θα δημιουργηθούν, δηλαδή να εντοπίσουμε τα στοιχεία που παρουσιάζουν ανελαστική συμπεριφορά (υποστυλώματα, τοιχώματα και δοκοί στα σημεία αρχής και τέλους) και να τα συγκρίνουμε με τις αποδεκτές τιμές για τις οποίες αυτά επαρκούν. Όσον αφορά τα υποστυλώματα, οι κρίσιμες παραμορφώσεις εντοπίζονται σε διαξονική κάμψη κατά τις δύο διευθύνσεις και σε αξονική δύναμη, ενώ στις δοκούς εμφανίζονται μόνο έναντι καμπτικής ροπής.

2.2.7 Προσδιορισμός Ιδιοπεριόδου :

Η ισοδύναμη κυριαρχούσα Ιδιοπερίοδος υπολογίζεται βάση της εξιδανικευμένης καμπύλης αντίστασης και η τιμή της, υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση .

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$$

Όπου T είναι η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στην θεωρούμενη διεύθυνση, που υπολογίζεται βάση της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης. K₀ είναι η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία και K_e είναι η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία.

2.2.8 Μορφολογική κανονικότητα

Ένα κτίριο θεωρείται κανονικό, όταν ικανοποιούνται οι παρακάτω συνθήκες :

- Όλοι οι επιμέρους φορείς που αναλαμβάνουν σεισμικά φορτία, δεν πρέπει να διακόπτονται καθ ύψος, ούτε να συνεχίζουν σε διαφορετικό φάτνωμα.
- Οι παραπάνω επιμέρους φορείς δεν πρέπει να συνεχίζουν σε εσοχή εκτός επιπέδου σε γειτονικό όροφο.
- Το κτίριο δεν πρέπει να περιλαμβάνει όροφο με μέσο δείκτη ανεπάρκειας λ_k μεγαλύτερο από 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού ορόφου υποκειμένου ή υπερκειμένου.
- Το κτίριο δεν πρέπει να περιλαμβάνει όροφο, του οποίου το πηλίκο του λόγου λ του στοιχείου που βρίσκεται στη μια πλευρά του ορόφου, προς τον λόγο του στοιχείου που βρίσκεται που βρίσκεται σε οποιαδήποτε άλλη πλευρά του ορόφου να είναι μεγαλύτερο από το 1,5

2.2.9 Δείκτης ανεπάρκειας δομικού στοιχείου λ

Οι δείκτες ανεπάρκειας λ υπολογίζονται κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, για κάθε πρωτεύον φέρον στοιχείο από την σχέση $\lambda = SE/R_m$. Όπου SE είναι η ροπή λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (με σεισμική δράση χωρίς μείωση q=1). R_m είναι η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, και υπολογίζεται με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών. Οι λόγοι λ χρησιμοποιούνται για να εξετάσουμε την κανονικότητα ενός κτιρίου, αλλά και για να έχουμε και μια γενική εικόνα για την αντίσταση του κτιρίου απέναντι στο σεισμό. Αν για παράδειγμα προκύψει λ>4 για τα περισσότερα στοιχεία, αυτό σημαίνει ότι το κτίριο δεν επαρκεί και δεν έχει νόημα να γίνει περαιτέρω αποτίμηση του κτιρίου.

2.2.10 Συντελεστές ασφαλείας για τα προσομοιώματα

γsd

Για να γίνει η εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας γsd, πρέπει να λάβουμε υπόψη μας την σοβαρότητα και την έκταση των βλαβών ή και των επεμβάσεων που μπορεί να έχουν γίνει. Για τον σκοπό αυτόν υπάρχει ο παρακάτω πίνακας 2.0 που γενικεύει τις περιπτώσεις. Για κτίριο που δεν έχει καθόλου βλάβες και επεμβάσεις ισχύει γsd=1.

Για τα προσομοιώματα ανάλυσης και για τους ελέγχους, υπάρχουν οι συντελεστές ασφαλείας γSd γRd, ώστε να λάβουμε υπόψη και πιθανές αβεβαιότητες που μπορεί να έχουν προκύψει. Στην περίπτωση που ο φορέας που παραλαμβάνει τα σεισμικά φορτία είναι νέος και επαρκής το γSd =1. Όταν όμως τα σεισμικά φορτία παραλαμβάνονται και από το υφιστάμενο δόμημα ή μόνο από αυτό, τότε για την εκτίμηση του γSd πρέπει να λάβουμε υπόψη την σοβαρότητα και την έκταση των βλαβών. Αναλυτικά φαίνονται οι συντελεστές στον πίνακα που ακολουθεί.

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
γsd= 1,20	γsd=1,10	γsd=1,00

Πίνακας 2.0 : Τιμές του συντελεστή γsd

2.2.11 Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων Σ.Α.Δ.

Οι στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων αφορούν τις δράσεις ή τις αντιστάσεις και εκφράζουν το κατά πόσο είναι επαρκής οι πληροφορίες που συλλέξαμε για το κτίριο, καθώς και αν έχουν γίνει σωστά οι αποτυπώσεις του φέροντα οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων. Οι στάθμες αξιοπιστίας είναι αναγκαίες στα στάδια της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού.

Κατηγορίες Σ.Α.Δ.

Υπάρχουν τρεις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων :

- Υψηλή
- Ικανοποιητική
- Ανεκτή

Όσον αφορά τα δευτερεύοντα στοιχεία, ακόμα και αν οι πληροφορίες για τα χαρακτηριστικά τους δεν είναι επαρκής, μπορούμε να πούμε ότι ανήκουν στην << Ανεκτή>> Σ.Α.Δ.

2.2.12 Δείκτης συμπεριφοράς q

Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς q, ορίζεται ως το γινόμενο του παράγοντος υπεραντοχής q_u και του παράγοντος πλαστιμότητας q_p και δίνεται από την σχέση $q = q_u \cdot q_p$.

Για τα στάδια της αποτίμησης ή του ανασχεδιασμού του φέροντος οργανισμού από τον πίνακα 2.1 που ακολουθεί, βλέπουμε τις διαφοροποιημένες τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q^* , ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας.

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ		
<<Περιορισμένες Βλάβες>> (Α)	<<Σημαντικές Βλάβες>> (Β)	<<Οιονεί Κατάρρευση>> (Γ)
0,6 Πάντως δεν 1,0 < q < 1,5	1,0	1,4

Πίνακας 2.1: Τιμές του λόγου q^*/q' ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας, , είναι η τιμή αναφοράς που ισχύει για στάθμη επιτελεστικότητας Β (Σημαντικές βλάβες).

Κατά την φάση της αποτίμησης του κτιρίου, η τιμή του δείκτη συμπεριφοράς q' , προκύπτει από τον παρακάτω πίνακα για <<στάθμη επιτελεστικότητας Β>>. Επομένως ο δείκτης συμπεριφοράς εξαρτάται από την σοβαρότητα των βλαβών, από την ευμενής ή δυσμενής παρουσία των τοιχοπληρώσεων καθώς και από τους κανονισμούς που ίσχυαν για το έτος κατασκευής του κτιρίου. Ο δείκτης συμπεριφοράς q για έτος κατασκευής 1980 και με ευμενής παρουσία τοιχοπληρώσεων είναι $q=2,3$.

Εφαρμοσμένοι Κανονισμοί Μελέτης και Κατασκευής	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων		Δυσμενής(γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδης βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδης βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<...	3,0	2,3	2,3	1,7
1985<...<1995	2,3	1,7	1,7	1,3
...<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Πίνακας 2.3 : Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q' για την στάθμη επιτελεστικότητας Β (Σημαντικές βλάβες).

2.2.13 Καμπύλη έντασης - παραμόρφωσης

Χρησιμοποιούμε τα διαγράμματα έντασης-παραμόρφωσης $F-\delta$ για να εκτιμήσουμε την μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου όταν βρίσκεται σε κρίσιμη περιοχή. Το εντατικό μέγεθος F προσομοιώνει την ένταση της σεισμικής δύναμης που δέχεται το κτίριο και επιλέγουμε εμείς την διεύθυνση που θέλουμε να έχει. Η παραμόρφωση δ , μας δείχνει πως παραμορφώνεται το στοιχείο στην κρίσιμη περιοχή όταν υπόκειται υπό σεισμική φόρτιση.

Περιγραφή των φάσεων

- Οιονεί ελαστικός κλάδος και διαρροή

Το πολυγραμμικό διάγραμμα $F-\delta$ το χρησιμοποιούμε για τις ανάγκες του σχεδιασμού. Το πρώτο ευθύγραμμο τμήμα, ξεκινάει από την αρχή των αξόνων μέχρι την συμβατική διαρροή του στοιχείου (κρίσιμη περιοχή). Μετά η καμπύλη $F-\delta$ συνεχίζει σε ένα οριζόντιο τμήμα και ισχύει $F_u = F_y$, δηλαδή η αντίσταση διαρροής F_y ισούται με την οριακή αντίσταση.

Η οιονεί ελαστική (ενεργός) δυσκαμψία K που χρησιμοποιείται στην ανάλυση υπολογίζεται από τον παρακάτω τύπο : $K = F_y / \delta_y$. Η δυσκαμψία αυτή βασίζεται στις μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών σύμφωνα με το κεφάλαιο 4 του Κανονισμού επεμβάσεων.

- Μετελαστικός κλάδος

Το τμήμα της καμπύλης $F-\delta$ μέχρι το σημείο της οριακής παραμόρφωσης αστοχίας δ_u μπορεί να θεωρηθεί ως οριζόντιο, στην περίπτωση που επιδιώκουμε να έχουμε αξιόπιστη πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές.

Ο μετελαστικός κλάδος πρέπει να λαμβάνεται με αρνητική κλίση, σε περίπτωση που έχουμε έντονη εξασθένηση της απόκρισης με την ανακύκλιση της παραμόρφωσης ή φαινόμενα 2ας τάξεως.

- Παραμόρφωση αστοχίας και πλαστιμότητα.

Όταν παρατηρείται απότομη μείωση του εντατικού μεγέθους F υπό μονοτονικά αυξανόμενη παραμόρφωση, τότε έχουμε αστοχία του δομικού στοιχείου. Συνεπώς μπορούμε να θεωρήσουμε ότι αστοχία έχουμε όταν μειωθεί η αντίσταση στο 20% της μέγιστης τιμής της. Παραμόρφωση αστοχίας δ_u , είναι εκείνη η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην μειωμένη αντίσταση κατά 20%. Η παραμόρφωση δ_u μπορεί να εκφράζεται ως ανηγμένο μέγεθος με την βοήθεια του δείκτη πλαστιμότητας παραμορφώσεων $\mu_\delta = \delta / \delta_y$. Ως μέγιστη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας παραμορφώσεων, ορίζεται η $\mu_{\delta u} = \delta_u / \delta_y$.

- Απομένουσα αντίσταση

Μετά το στάδιο της παραμόρφωσης αστοχίας δ_u , υπό την σεισμική φόρτιση αρχίζει και μειώνεται σημαντικά η αντίσταση του στοιχείου, με αυξανόμενη παραμόρφωση δ χωρίς όμως να μηδενίζεται. Η αντίσταση αυτή που μπορεί να ληφθεί περίπου σταθερή μέχρι το σημείο της παραμόρφωσης, όπου μειώνεται σημαντικά έναντι των φορτίων βαρύτητας, ονομάζεται απομένουσα αντίσταση F_{res} .

2.3 Διαδικασία και σκοπός αποτίμησης της κατασκευής

2.3.1 Βασικές αρχές της αποτίμησης

Στο σημείο αυτό παρουσιάζονται τα βήματα που πρέπει να ακολουθούνται κατά την διαδικασία της αποτίμησης. Κατά την αποτίμηση των κατασκευών σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, πρέπει να ακολουθήσουμε την παρακάτω διαδικασία :

- Αρχικά γίνεται μία έρευνα γύρω από το υφιστάμενο κτίριο. Συλλέγουμε πληροφορίες σχετικά με το ιστορικό του κτιρίου και την παθολογία του .
- Μετά γίνεται η ανάλυση της κατασκευής, για να δούμε πως ανταποκρίνεται το δόμημα στο φορτίο που του επιβάλλουμε.
- Στο τέλος γίνεται έλεγχος των οριακών καταστάσεων.

2.3.2 Σκοπός της αποτίμησης

Ο σκοπός της αποτίμησης, είναι να προσδιοριστεί η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου και να δούμε αν ικανοποιούνται οι ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις που επιβάλλει ο κανονισμός. Για τον σκοπό αυτό είναι απαραίτητες οι πληροφορίες που συγκεντρώνουμε για το ιστορικό και την παθολογία του κτιρίου. Υπεύθυνος για την αποτίμηση είναι ο Μελετητής Μηχανικός, ο οποίος πρέπει να επιβλέψει και να προσδιορίσει τις εργασίες που θα γίνουν. Ανάλογα με το αν το κτίριο έχει βλάβες ή όχι, η διαδικασία που θα ακολουθηθεί διαφέρει στην κάθε περίπτωση, αναλυτικότερη αναφορά θα γίνει παρακάτω.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΑΝΑΛΥΣΗ

Η Ανάλυση είναι το τελευταίο βήμα που πρέπει να γίνει για την αποτίμηση μίας κατασκευής. Σκοπός της ανάλυσης είναι να προσδιορίσουμε τα εντατικά μεγέθη και τις παραμορφώσεις του κτιρίου, για τους διάφορους συνδυασμούς δράσεων και για να αξιολογήσουμε την σεισμική απόκριση του κτιρίου και αν πρέπει να γίνουν ενισχύσεις για την βελτίωση της συμπεριφοράς του. Αφού γίνει η ανάλυση με μία από τις προτεινόμενες μεθόδους και λάβουμε τα αποτελέσματα για τα εντατικά μεγέθη και τις παραμορφώσεις, τότε σειρά έχουν οι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

3.1 Μέθοδοι ανάλυσης

Οι μέθοδοι ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση είναι :

- Ελαστική στατική/Δυναμική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (α) ή τοπικό δείκτη πλαστιμότητας (m)
- Ανελαστική στατική/Δυναμική ανάλυση

3.1.1 Δυναμική ελαστική ανάλυση

Προϋποθέσεις εφαρμογής

α) Για να εφαρμοστεί η ελαστική δυναμική ανάλυση, για όλα τα στοιχεία πρέπει να ισχύει $\lambda < 2.5$ ή στην περίπτωση που για ένα ή περισσότερα στοιχεία ισχύει $\lambda > 2.5$, τότε το κτίριο θα πρέπει να είναι μορφολογικά κανονικό.

β) Στην περίπτωση που δεν ισχύουν τα παραπάνω κριτήρια, αλλά με την προϋπόθεση ότι το κτίριο δεν παρουσιάζει σοβαρές βλάβες, τότε μπορεί να γίνει η εφαρμογή της δυναμικής ανάλυσης μόνο για την αποτίμηση αλλά με προσαύξηση του συντελεστή ασφαλείας κατά 0,15.

Προσομοίωση και ανάλυση

Υπάρχουν δύο τρόποι για να γίνει η προσομοίωση της δυναμικής ανάλυσης. Η μέθοδος χρονιστορίας της απόκρισης και η μέθοδος της φασματικής απόκρισης που χρησιμοποιείται στην πτυχιακή και αναλύεται περαιτέρω.

Μέθοδος φασματικής απόκρισης

α) Για να προσδιορίσουμε τις μέγιστες τιμές που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή, χρησιμοποιούμε την μέθοδο της φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης, χρησιμοποιώντας κατάλληλο αριθμό ιδιομορφών σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα.

β) Οι μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών, των μετακινήσεων, δυνάμεων ορόφων, τεμνουσών ορόφων και τεμνουσών βάσεων, για κάθε ιδιομορφή πρέπει να συνδυάζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ-8 .

γ) Επίσης οι διατάξεις του ΕΚ-8 ρυθμίζουν και την χωρική επαλληλία των παραπάνω μεγεθών .

Προσδιορισμός εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων

α) Όταν η δυναμική ανάλυση γίνεται με την μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς (q) και σύμφωνα με την φασματική ιδιομορφική μέθοδο, είτε την μέθοδο της χρονοιστορίας, τότε οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται είναι πολλαπλασιασμένες με τον συντελεστή συμπεριφοράς (q). Με αυτόν τον τρόπο, λαμβάνουμε υπόψη και την επιρροή της ανελαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων της κατασκευής.

β) Όταν η ανάλυση γίνεται με την μέθοδο των επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας (m), με μία από τις δύο παραπάνω μεθόδους, τότε τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που προκύπτουν αυξάνονται ανάλογος, ώστε να ληφθεί υπόψη και η ανελαστική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων.

γ) Σε κάθε περίπτωση τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις θα αυξάνονται, ώστε να λαμβάνεται υπόψη και η επιρροή της στρέψης.

3.1.2 Ανελαστική στατική μέθοδος

3.1.2.1 Σκοπός της ανάλυσης

Ο κύριος σκοπός της ανελαστικής ανάλυσης, είναι να μας δώσει ακριβή αποτελέσματα, σχετικά με την σεισμική απόκριση του κτιρίου, καθώς με την μέθοδο αυτή μπορούμε να γνωρίζουμε την συμπεριφορά του κτιρίου σε κάθε χρονική στιγμή κατά την διάρκεια του σεισμού. Επιπλέον η μέθοδος αυτή δίνει χρήσιμα συμπεράσματα σχετικά με τα σημεία του κτιρίου που είναι κρίσιμα και τις αδυναμίες που παρουσιάζει το κτίριο.

Όπως έχει ήδη αναφερθεί σκοπός του κανονιστικού κειμένου επεμβάσεων, είναι να γίνει η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου, αλλά και να σχεδιαστεί το κτίριο αντισεισμικά, ακλουθώντας τα κριτήρια της μεθόδου.

3.1.2.2 Προϋποθέσεις Ανελαστικής ανάλυσης

Για την καλύτερη και αποτελεσματικότερη εφαρμογή της μεθόδου, πρέπει να δίνουμε ιδιαίτερη σημασία στα παρακάτω :

- Δεν πρέπει να αγνοούμε τις αστοχίες λόγω διάτμησης.
- Τα κριτήρια και οι στόχοι επιτελεσματικότητας πρέπει να γίνονται πλήρως κατανοητά.
- Η προσομοίωση που θα κάνουμε πρέπει να είναι ακριβής.

- Τα κατακόρυφα φορτία πρέπει να προσομοιωθούν σωστά.
- Πρέπει να κατανοούμε πλήρως τον τρόπο κατανομής των οριζόντιων σεισμικών φορτίων .
- Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στις αγκυρώσεις και στα ματίσματα .
- Δεν πρέπει να συγχέουμε την pushover με την σεισμική φόρτιση .
- Για τρισδιάστατες κατασκευές πρέπει να γίνουν περισσότερες από μία pushover.
- Τα αποτελέσματα από τα διαγράμματα φορτίου-παραμόρφωσης (P-δ) είναι πολύ σημαντικά.
- Μετά την αστοχία του δομήματος, δεν πρέπει να ασκούμε επιπλέον σεισμικά φορτία, μόνο αν προηγούμενος έχει γίνει σωστή προσομοίωση της αστοχίας.

3.1.2.3 Προσομοίωση ανελαστικής ανάλυσης

Κατά την στατική ανελαστική ανάλυση, χρησιμοποιούμε ένα προσομοίωμα του φορέα, το οποίο βασίζεται στους ανελαστικούς νόμους σχετικά με το διάγραμμα φορτίο- παραμόρφωση για τα δομικά στοιχεία του κτιρίου.

Κατά την προσομοίωση της ανελαστικής ανάλυσης ο φορέας υποβάλλεται σε μονότονα οριζόντια φόρτιση, η κατανομή της οποίας αλλάζει καθ' ύψος της κατασκευής. Τα φορτία αυτά προσομοιώνουν τις αδρανειακές οριζόντιες δυνάμεις που αναπτύσσονται στους ορόφους του δομήματος κατά την δράση του σεισμού, η ανάλυση γίνεται μέχρι να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις στο φορέα και τελικά να αστοχήσει. Η μορφή αστοχίας που μπορεί να παρατηρηθεί, είναι να αστοχήσουν σε κάμψη οι κρίσιμες διατομές. Για τις περιοχές που αστοχούν, το πρόγραμμα δημιουργεί τις καμπύλες μονότονης φόρτισης μεταξύ φορτίου και παραμόρφωσης, όπου φαίνεται το σημείο που παρουσιάζει ανελαστική συμπεριφορά αλλά και η παραμένουσα αντοχή του.

α) Το προσομοίωμα θα πρέπει να είναι ακριβές, και να φαίνετε ξεκάθαρα η σχέση έντασης – παραμόρφωσης από τα διαγράμματα και κυρίως για τις ανελαστικές περιοχές.

β) Στο προσομοίωμα πρέπει να περιλαμβάνονται τα πρωτεύοντα στοιχεία, τα δευτερεύοντα και οι τοιχοπληρώσεις.

γ) Στο προσομοίωμα πρέπει να συμπεριλαμβάνεται η σχέση έντασης-παραμόρφωσης με τις πλήρεις καμπύλες μονότονης φόρτισης μέχρι να προκληθεί αστοχία. Μέσα από τις καμπύλες αυτές βλέπουμε την φάση στην οποία εξασθενεί η αντίσταση των πλαστικών στοιχείων αλλά και την παραμένουσα αντίσταση.

δ) Για την προσομοίωση ανάληψης σεισμικών φορτίων και μόνο για τα πρωτεύοντα στοιχεία, μπορεί να εφαρμοστεί η απλοποιημένη στατική ανελαστική ανάλυση με την προϋπόθεση ότι ισχύουν τα κριτήρια της παραγράφου τοθ ΚΑΝ.ΕΠΕ 5.4.3. Στην προσομοίωση αυτή, δεν είναι εμφανής η φάση της εξασθένησης της αντίστασης και η σχέση έντασης-παραμόρφωσης είναι διγραμμική.

ε) Για την απλοποιημένη στατική ανάλυση, τα φέροντα δομικά στοιχεία που δεν ικανοποιούν τα κριτήρια του Κεφ 9 του κανονισμού επεμβάσεων, θα θεωρούνται δευτερεύοντα και δεν θα συμμετέχουν στην προσομοίωση του κτιρίου.

3.1.2.4 πλεονεκτήματα - εφαρμογές της ανελαστικής μεθόδου

Γενικά η μέθοδος της pushover είναι σχετικά σύγχρονη και ακόμα γίνονται δοκιμές και επαναπροσδιορίσεις ως προς την εφαρμογή της, ώστε τα αποτελέσματα της να είναι πιο ακριβή και η εφαρμογή της πιο αποτελεσματική. Σίγουρα έχει πολλά να προσφέρει ως προς τον αντισεισμικό σχεδιασμό και την αποτίμηση των κατασκευών.

Η ανελαστική στατική ανάλυση δίνει πιο ακριβή αποτελέσματα και μπορούμε να κατανοήσουμε πιο εύκολα την πραγματική απόκριση της κατασκευής. Επίσης είναι πολύ σημαντική, αφού βλέπουμε τους μηχανισμούς αστοχίας αλλά και το ενδεχόμενο για προοδευτική κατάρρευση. Ακόμα άλλο πλεονέκτημα αυτής της ανάλυσης, είναι ότι μπορούμε να ελέγχουμε τις παραμορφώσεις των άκρων των μελών. Στη συνέχεια περιγράφονται επιγραμματικά ορισμένες εφαρμογές της ανελαστικής ανάλυσης.

- Επισημαίνει τα σημεία όπου δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις και φαινόμενα αστοχίας.
- Προσδιορίζει ποιές είναι οι κρίσιμες περιοχές του φορέα, όπου εμφανίζονται μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις.
- Κατά την κατακόρυφη φόρτιση του κτιρίου εκτιμάται κατά πόσο επαρκεί.
- Εκτιμώνται οι πραγματικές ανελαστικές παραμορφώσεις αλλά και οι φθορές που έχουν σημειωθεί σε μη φέροντα στοιχεία.
- Εκτιμώνται οι πραγματικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα ψαθυρά στοιχεία.
- Προσδιορίζονται με ακρίβεια οι συνέπειες που θα προκληθούν από την αστοχία κάποιου στοιχείου.

3.1.2.5 Αδυναμίες ανελαστικής μεθόδου

Παρά τα αρκετά πλεονεκτήματα που μας δίνει η μέθοδος αυτή, έχει και κάποιες αδυναμίες. Αρχικά πρόκειται για μία σύγχρονη μέθοδο οπότε δεν υπάρχει σημαντικό θεωρητικό υπόβαθρο. Επίσης βασίζεται μόνο στις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού. Μία άλλη αδυναμία της μεθόδου αυτής, είναι ότι η διάρκεια της φόρτισης κατά τον σεισμό και η ενέργεια που αποθηκεύεται δεν λαμβάνονται υπόψη. Επίσης κατά την εκτέλεση της δεν λαμβάνονται υπόψη η κινητική ενέργεια και η απόσβεση των σεισμικών φορτίων. Τέλος η ανάλυση αυτή δεν περιλαμβάνει την μεταβολή της δυσκαμψίας των ιδιοπεριόδων, των ιδιομορφών και του φάσματος.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΣΤΟ ΣΚΑΝΤΑ

4.1 Συνοπτική διαδικασία Μοντελοποίηση στο πρόγραμμα SCADA

Στην παρούσα πτυχιακή εργασία για τον σχεδιασμό και την ανάλυση του φορέα, έχει χρησιμοποιηθεί το Scada Pro15. Η λειτουργία του προγράμματος στηρίζεται στα γραμμικά και επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία.

Στο κεφάλαιο αυτό, θα αναλυθεί συνοπτικά η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την μοντελοποίηση του φορέα, την επιβολή φορτίων στις πλάκες και στα μέλη του, την ανάλυση του, την διαστασιολόγηση του και την εξαγωγή όλων των απαραίτητων αποτελεσμάτων.

Αρχικά πρέπει να γίνει η μοντελοποίηση της κατασκευής. Ορίζουμε όλους τους ορόφους υφιστάμενους και μελλοντικούς, καθώς και τα δομικά στοιχεία (δοκοί, υποστυλώματα και θεμέλια). Αφού έχουμε δημιουργήσει το φυσικό μοντέλο, μέσω υπολογισμών που κάνει το πρόγραμμα παράγεται το μαθηματικό μοντέλο. Με την προϋπόθεση ότι έχουμε παράγει το σωστό μαθηματικό μοντέλο, σειρά έχει η εισαγωγή των πλακών και των φορτίων (μόνιμων και κινητών) στις πλάκες και στα μέλη της κατασκευής.

Επόμενο βήμα που πρέπει να γίνει είναι η διαστασιολόγηση της κατασκευής, δηλαδή τοποθετούμε στις δοκούς και στα υποστυλώματα των υφιστάμενων ορόφων τον αντίστοιχο οπλισμό, και στους μελλοντικούς τρεις ορόφους αφήνουμε τον οπλισμό που έχει ορίσει το πρόγραμμα ως έχει. Επίσης ορίζουμε την ποιότητα σκυροδέματος και χάλυβα. Ακολουθεί η ανάλυση της κατασκευής. Αρχικά κάνουμε έναν προέλεγχο εκτελώντας μία προκατακτική δυναμική ανάλυση για να δούμε αν μπορεί να γίνει η αποτίμηση με ελαστική ή ανελαστική ανάλυση. Από τα αποτελέσματα προκύπτει ότι δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια εφαρμογής της δυναμικής ανάλυσης, οπότε η μέθοδος που πρέπει να χρησιμοποιηθεί είναι η ανελαστική μέθοδος (pushover).

Η ανελαστική ανάλυση θα εκτελεστεί για φάσμα ΚΑΝ.ΕΠΕ 10% και 50% για να αξιολογήσουμε τις διαφορές που εμφανίζονται. Από τα αποτελέσματα των ελέγχων βρίσκουμε τι ανεπάρκειες παρουσιάζει το κτίριο και ποιες ενέργειες επεμβάσεων πρέπει να γίνουν, ώστε να είναι σε θέση η κατασκευή να αναλάβει τα επιπλέον φορτία των τριών ορόφων. Μετά την επιλογή και εισαγωγή των κατάλληλων ενισχύσεων, εκτελούμε ξανά μία ανελαστική ανάλυση και αξιολογούμε τα νέα αποτελέσματα μετά την εφαρμογή των επεμβάσεων στα μέλη του φορέα. Αν προκύψει ότι το κτίριο δεν παρουσιάζει σημαντικές ανεπάρκειες μετά τις ενισχύσεις που έγιναν, τότε σταματάμε την διαδικασία, αλλιώς προχωράμε σε νέες και πιο ισχυρές ενισχύσεις μέχρι να έχουμε τα επιθυμητά αποτελέσματα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΙΝ ΤΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

Στο κεφάλαιο αυτό θα αξιολογηθούν τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τον προέλεγχο δυναμικής ανάλυσης και από την ανελαστική (pushover) για φάσμα ΚΑΝ.ΕΠΕ 10% και 50%. Αρχικά γίνεται η εκτέλεση του προελέγχου δυναμικής ανάλυσης, όπως περιγράφεται αναλυτικά στην ενότητα του παραρτήματος. Μελετώντας τα αποτελέσματα των ελέγχων καταλήγουμε στα εξής συμπεράσματα :

5.1 Προέλεγχος Αποτελέσματα

- 1) Έλεγχος διαφοράς μαζών ακαμψιών. Όπως αναφέρεται αναλυτικά στον ΚΑΝ.ΕΠΕ παράγραφο 5.5.2 α),ν ,σχετικά με τις προϋποθέσεις που πρέπει να ισχύουν για την εφαρμογή της ελαστικής στατικής/δυναμικής ανάλυσης.

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΛΟΓΗ
ΤΟΥ ΕΙΔΟΥΣ ΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

=====

Έλεγχος Διαφοράς Μαζών και Ακαμψιών Σταθμών Κτιρίου (παρ.4.2.3.3.)

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός(Μ)	Συν.Μάζα KN/g	Συνολικές Κι*10 ³ (KNM)	Ακαμψίες (Κι-Z)	Διαφορές Μαζών - Ακαμψιών (Mi+1-Mi)/Mi - (Ki+1-Ki)/Ki
1	4.200	241.997	816.046	1282.457	
2	7.200	242.325	897.651	1410.703	0.00/αυξ. 0.09/αυξ. 0.10
3	10.200	236.474	897.651	1410.703	0.02/αυξ. 0.00/αυξ. 0.00
4	13.200	236.183	897.651	1410.703	0.00/αυξ. 0.00/αυξ. 0.00
5	16.200	164.879	897.651	1410.703	0.30/αυξ. 0.00/αυξ. 0.00

Μάζες : Η Αύξηση πρέπει <=0.35 - Η Ελάττωση πρέπει <=0.50
Ακαμψίες : Η Αύξηση πρέπει <=0.35 - Η Ελάττωση πρέπει <=0.50

0 ελεγχος ικανοποιεί τα κριτήρια κανονικότητας

Στην ενότητα αυτή γίνεται ο έλεγχος διαφοράς μαζών και ακαμψιών για κάθε στάθμη του κτιρίου. Για τις μάζες και τις ακαμψίες, η αύξηση πρέπει να είναι <=0.35 και η ελάττωση <=0.50. Όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα ο έλεγχος αυτός ικανοποιείται. Επιπλέον σύμφωνα με τα κριτήρια α) iv,ν η καθ ύψος κατανομή της μάζας και της ακαμψίας δεν παρουσιάζει μεγάλη ασυμμετρία.

- 2) Σεισμική τέμνουσα τοιχωμάτων. Όπως αναγράφεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ παράγραφο 5.5.2 α) vi . Σύμφωνα με αυτό το κριτήριο, το κτίριο πρέπει να διαθέτει σύστημα για να παραλαμβάνει τις σεισμικές δυνάμεις σε δύο διευθύνσεις περίπου κάθετες μεταξύ τους.

Σεισμική Τέμνουσα Τοιχωμάτων Παρ. 5.1.2. Στάθμη Αναφοράς: 0 0.000(m)

α/α Στάθμης	Τεμν. Τοιχ. /Συνολ.Τεμν. (Kn)	=	nvx	Τεμν. Τοιχ. /Συνολ.Τεμν. (Kn)	=	nvz	
1 ***	27-1631.251		3559.810	0.46 ΑΠ.	59-1463.063	3559.810	0.41 ΑΠ.
2	27- 837.036		3229.740	0.26 ΑΠ.	53- 869.236	3229.740	0.27 ΑΠ.
3	21- 520.275		2663.150	0.20 ΑΠ.	53- 609.013	2663.150	0.23 ΑΠ.
4	21- 253.177		1879.830	0.13 ΑΠ.	53- 379.869	1879.830	0.20 ΑΠ.
5	33- 121.283		1109.955	0.11 ΑΠ.	48- 0.844	867.631	0.00 ΑΠ.

Καθορισμός συστήματος κτιρίου X : Μικτό Σύστημα με Ισοδύναμα Πλαίσια

Καθορισμός συστήματος κτιρίου Z : Μικτό Σύστημα με Ισοδύναμα Πλαίσια

*** = Στάθμη ελέγχου nv απο κανονισμό

Στην συνέχεια για τις διευθύνσεις X και Z υπολογίζεται η σεισμική τέμνουσα τοιχωμάτων και προκύπτει ότι ο τύπος του κτιρίου και για τις δύο διευθύνσεις είναι Μικτό σύστημα με ισοδύναμα πλαίσια.

- 3) Έλεγχος μέσης σχετικής μετακίνησης μεταξύ κόμβων ορόφου. Όπως αναγράφεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ παράγραφο 5.5.2 α) iii

Έλεγχος μέσης σχετικής μετακίνησης μεταξύ κόμβων ορόφου(παρ.5.5.2α(iii))

α/α Στάθμ.	Συνδυασμ. x z		Σχετική Μετ/ση x(mm) z(mm)		Λόγοι μετακινήσεων x z		---Αποτέλεσμα---	
1	53	33	-3.92	-3.03	1.06	0.59	Ικανοπ.	Ικανοπ.
2	53	13	-6.68	-3.05	0.82	1.12	Ικανοπ.	Ικανοπ.
3	53	13	-6.69	-2.58	0.75	1.51	Δεν Ικαν.	Ικανοπ.
4	53	13	-5.41	-1.69	0.69	2.09	Δεν Ικαν.	Ικανοπ.
5	41	13	-4.10	-0.67	0.67	4.56	Δεν Ικαν.	Ικανοπ.

Οι λόγοι δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 1.5 --- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Σύμφωνα με το κριτήριο iii) ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε ένα όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό όροφο δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερος του 1.5 (εξαιρούνται ο τελευταίος όροφος και τα προσαρτήματα). Δηλαδή εξετάζουμε την μετακίνηση του κόμβου ενός ορόφου, σε σχέση με την μετακίνηση του ορόφου αυτού στον οποίο ανήκει ο κόμβος. Όπως φαίνεται, για τις τρεις τελευταίες στάθμες ο λόγος είναι μεγαλύτερος του 1.5 για την διεύθυνση Z, οπότε ο έλεγχος δεν ικανοποιείται.

- 4) Έλεγχος μέσης σχετικής μετακίνησης κατά X και Z μεταξύ ορόφων. Όπως αναγράφεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ παράγραφο 5.5.2 α), iv.

Έλεγχος μέσης σχετικής μετακίνησης κατά X μεταξύ ορόφων(παρ.5.5.2α(iv))

α/α	----Υπερκείμενος----		----Υποκείμενος----		Λόγος	Λόγος	Αποτέλεσμα		
Στάθμ.	Συνδ.	Σχετ.Μετ/ση(mm)	Συνδ.	Σχετ.Μετ/ση(mm)	di/di+1	di/di-1			
1	55	7.21	4.15	0	0.00	0.74	Ικανοπ.		
2	65	-6.51	-6.96	55	4.15	7.21	0.07	0.74	Ικανοπ.
3	87	-4.85	-6.25	65	-6.96	-6.51	0.29	0.07	Ικανοπ.
4	97	-3.24	-4.93	87	-6.25	-4.85	0.52	0.29	Ικανοπ.
5	0	0.00	0.00	97	-4.93	-3.24		0.52	Ικανοπ.

Οι λόγοι δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 1.5 --- 0 έλεγχος Ικανοποιείται

Έλεγχος μέσης σχετικής μετακίνησης κατά Z μεταξύ ορόφων(παρ.5.5.2α(iv))

α/α	----Υπερκείμενος----		----Υποκείμενος----		Λόγος	Λόγος	Αποτέλεσμα		
Στάθμ.	Συνδ.	Σχετ.Μετ/ση(mm)	Συνδ.	Σχετ.Μετ/ση(mm)	di/di+1	di/di-1			
1	23	3.37	2.50	0	0.00	0.35	Ικανοπ.		
2	13	-2.58	-3.05	23	2.50	3.37	0.18	0.35	Ικανοπ.
3	13	-1.69	-2.58	13	-3.05	-2.58	0.53	0.18	Ικανοπ.
4	13	-0.67	-1.69	13	-2.58	-1.69	1.53	0.53	Δεν Ικαν.
5	0	0.00	0.00	13	-1.69	-0.67		1.53	Δεν Ικαν.

Οι λόγοι δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 1.5 --- 0 έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Σύμφωνα με αυτό το κριτήριο, σε κάθε όροφο η δυσκαμψία δεν θα πρέπει να παρουσιάζει μεγάλη ασυμμετρία. Για τον σκοπό αυτό μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε τον κανόνα του μέσου σχετικού βέλους ενός ορόφου, που δεν πρέπει να ξεπερνάει το 150% του σχετικού βέλους του υποκείμενου ή υπερκείμενου ορόφου. Όπως φαίνεται στα αποτελέσματα ο λόγος μεταξύ των ορόφων δεν πρέπει να υπερβαίνει το 1.5. Στον πίνακα φαίνεται ότι για την διεύθυνση X ο έλεγχος ικανοποιείται, ενώ για την διεύθυνση Z ο έλεγχος δεν ικανοποιείται.

- 5) Έλεγχος ιδιοπεριόδων κτιρίου. Όπως αναγράφεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ παράγραφο 5.5.2 α) ii .

Έλεγχος ιδιοπεριόδων κτιρίου (παρ.5.5.2 α(ii))

Διεύθυνση Ix :	$T_{Ix} (sec) = 0.6307$	$4 \cdot T_c (sec) = 2.00$	Ικανοποιείται
Διεύθυνση IIz :	$T_{IIz} (sec) = 0.6307$	$4 \cdot T_c (sec) = 2.00$	Ικανοποιείται
Πρέπει:	$T_x, T_z < \min(4T_c, 2s)$		0 έλεγχος Ικανοποιείται

Σύμφωνα με το κριτήριο αυτό η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου Το πρέπει να είναι μικρότερη του $4T_c$ ή $2s$, όπου $T_c=0,50sec$ και s είναι ο συντελεστής εδάφους και για έδαφος κατηγορίας B

$$\text{και } s=1.20 \text{ .Αρα } T_x=0.6307 \text{ sec}$$

$$\text{Άρα } T_x < 4T_c \text{ ή } 2s$$

$$4T_c=4 \cdot 0.50 \text{ sec}=2 \text{ sec}$$

$$2s=2 \cdot 1.20=2.4$$

Επομένως ο έλεγχος αυτός ικανοποιείται.

- 6) Έλεγχοι των δεικτών ανεπάρκειας λ και μορφολογικής κανονικότητας. Όπως αναγράφεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ παράγραφο 5.5.2 α) i και 5.5.1.2 γ) αντίστοιχα.

Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων (παρ.5.5.2 α(i))

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός(Μ)	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο			
		λ<=2.5		λ>2.5		λ<=2.5		λ>2.5		λ<=2.5		λ>2.5	
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	4.200	1	1%	20	19%	0	0%	12	20%	1	1%	32	19%
2	7.200	1	1%	20	19%	2	3%	10	17%	3	2%	30	18%
3	10.200	7	7%	14	13%	4	7%	8	13%	11	7%	22	13%
4	13.200	13	12%	8	8%	6	10%	6	10%	19	12%	14	8%
5	16.200	18	17%	3	3%	9	15%	3	5%	27	16%	6	4%
Σύνολο		40	38%	65	62%	21	35%	39	65%	61	37%	104	63%

Για όλα τα στοιχεία πρέπει λ<=2.5. Εάν λ>2.5 το κτίριο πρέπει να είναι μορφολογικά κανονικό. ---- 0 ελεγχος Δεν Ικανοποιείται

Μορφολογική Κανονικότητα (παρ.5.5.1.2)

Μέσος δείκτης ανεπάρκειας λκ ορόφου ανά κατεύθυνση (παρ.5.5.1.2(γ))

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός(Μ)	λκκί		λκ, κί / λκ, κί-1		λκκί		λκ, κί / λκ, κί+1	
1	4.200	12.98	1.76			17.97	1.13		
2	7.200	7.39	2.64	1.76	20.38	5.38	1.13		
3	10.200	2.80	1.22	2.64	3.79	1.50	5.38		
4	13.200	2.29	1.14	1.22	2.53	1.44	1.50		
5	16.200	2.00		1.14	1.75		1.44		

Οι λόγοι δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 1.5 --- 0 ελεγχος Δεν Ικανοποιείται

Σύμφωνα με το πρώτο κριτήριο, για όλα τα κύρια στοιχεία πρέπει να ισχύει $\lambda \leq 2.5$. Αλλιώς αν για ένα ή περισσότερα στοιχεία προκύπτει $\lambda > 2.5$, τότε το κτίριο θα πρέπει να είναι μορφολογικά κανονικό. Αναλυτικά προκύπτει ότι για 40 δοκούς ποσοστό 38% ισχύει $\lambda < 2.5$ και για το σύνολο των 21 στύλων σε ποσοστό 35% ισχύει $\lambda < 2.5$. Αντιθέτως 65 δοκοί και 39 υποστυλώματα έχουν $\lambda > 2.5$. Όπως βλέπουμε από τους πίνακες για το σύνολο των 104 δοκών και στύλων σε ποσοστό 63% ισχύει $\lambda > 2.5$, οπότε πρέπει να εξετάσουμε την κανονικότητα του κτιρίου για να δούμε αν ικανοποιείται ο έλεγχος.

Όσο αφορά την κανονικότητα του κτιρίου και το κριτήριο γ), δεν πρέπει να υπάρχει όροφος με μέσο δείκτη ανεπάρκειας λκ μεγαλύτερο του 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας λκ ενός γειτονικού ορόφου υποκειμένου ή υπερκειμένου.

$$\lambda_{κ} = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{si}}{\sum_1^n V_{si}}$$

Όπου λ_i είναι ο δείκτης ανεπάρκειας για το κύριο στοιχείο i του ορόφου, V_{si} είναι η αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα (από ελαστική ανάλυση για $q=1$) και n ο αριθμός των κύριων στοιχείων του ορόφου κ .

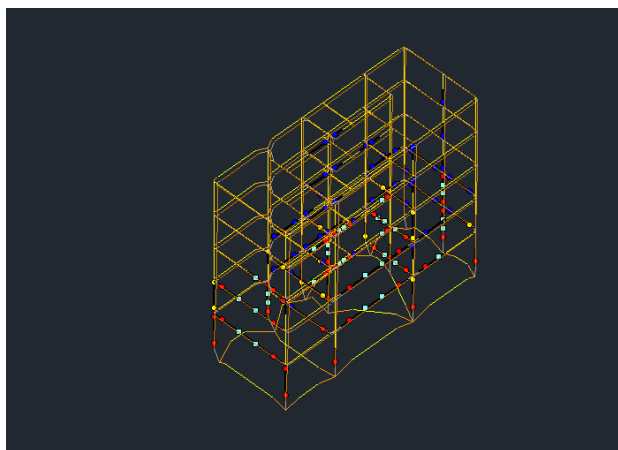
Όπως παρατηρούμε στον πίνακα για κάποιες στάθμες ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας ορόφου λκ είναι μεγαλύτερος από 1.5, οπότε το έλεγχος δεν ικανοποιείται άρα δεν είναι το κτίριο μορφολογικά κανονικό.

Όπως επισημάνθηκε και στην αρχή ο προέλεγχος είναι ένας προκατακτικός έλεγχος που γίνεται για να δούμε αν πληρούνται οι προϋποθέσεις των κριτηρίων της δυναμικής ανάλυσης και αν μπορεί να εφαρμοστεί τελικά, για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό της κατασκευής. Επίσης ο προέλεγχος μας δίνει μία πρώτη εικόνα της σεισμικής απόκρισης που θα έχει η κατασκευή.

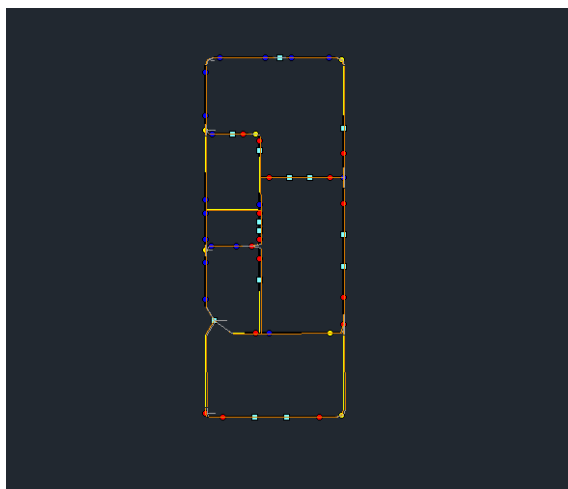
Τα παραπάνω αποτελέσματα έδειξαν ότι δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι των κριτηρίων. Στην περίπτωση αυτή η ανάλυση δεν μπορεί να γίνει με την ελαστική δυναμική μέθοδο, οπότε προκύπτει ότι η ανάλυση της κατασκευής πρέπει να γίνει με την ανελαστική μέθοδο (δυναμική/στατική).

5.2 Αποτελέσματα Ανελαστικής Ανάλυσης (PUSHOVER)

Από τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης, μπορούμε να δούμε πως παραμορφώνεται ο φορέας σε τρισδιάστατη απεικόνιση, σε κάτοψη καθώς και τα διαγράμματα για κάθε ανάλυση pushover. Για να δούμε τα αποτελέσματα των αναλύσεων επιλέγουμε και τις δύο κατανομές ορθογωνική και τριγωνική και για όλους τους συνδυασμούς που βρίσκονται στην λίστα. Για κάθε βήμα της ανάλυσης εμφανίζεται η αντίστοιχη τέμνουσα (V_b KN) και ο ελάχιστος φορτικός συντελεστής (λ). Επίσης μπορούμε να εξετάσουμε τα διάγραμμα που προκύπτουν (καμπύλη ικανότητας, στοχευόμενη μετακίνηση, διγραμμική καμπύλη) περισσότερη ανάλυση θα γίνει στις επόμενες παραγράφους.



Εικόνα 5.0: Παραμορφωμένος φορέας σε τρισδιάστατη απεικόνιση για φάσμα ΚΑΝ.ΕΠΕ 10



Εικόνα 5.1: Κάτοψη παραμορφωμένου φορέα για φάσμα ΚΑΝ.ΕΠΕ 10%

5.2.1 Περιγραφή αρθρώσεων για φάσμα ΚΑΝ.ΕΠΕ 10% ΚΑΙ 50%

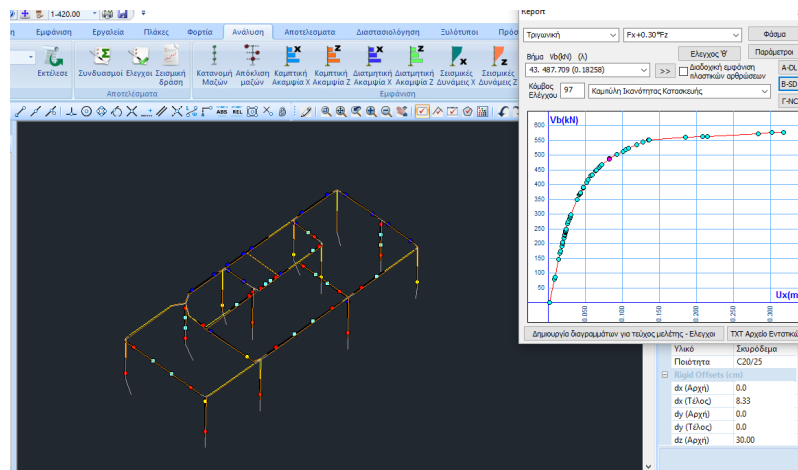
5.2.1.1 Πλαστικές αρθρώσεις για ΚΑΝ.ΕΠΕ 10%

Στο σημείο αυτό θα γίνει μία αναλυτική περιγραφή των πλαστικών αρθρώσεων για φάσμα ΚΑΝ.ΕΠΕ 10% και στην συνέχεια για ΚΑΝ.ΕΠΕ 50%, που σχηματίζονται κυρίως στους δύο πρώτους ορόφους του κτιρίου (διότι θεωρητικά οι άλλοι τρεις θα προστεθούν στο μέλλον) και θα επισημανθούν ποια στοιχεία πρέπει να ενισχυθούν.

Όσον αφορά την στάθμη ισογείου στα 4,20μ παρατηρώ τα εξής :

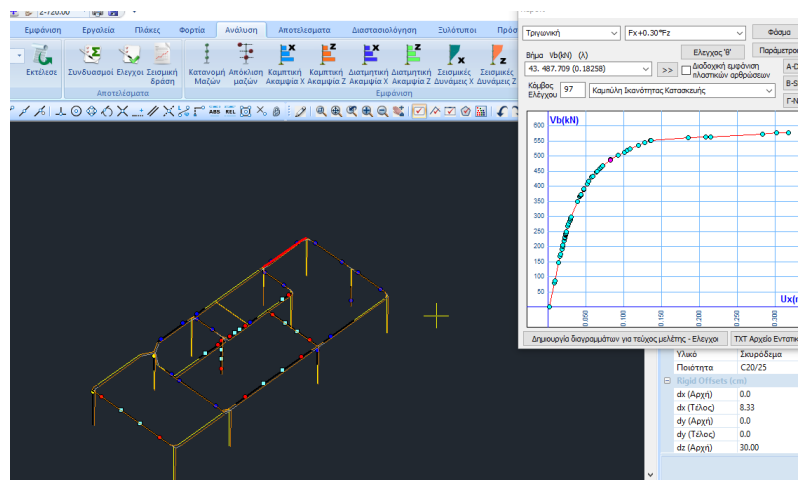
Βλέπω ότι όλα τα υποστυλώματα έχουν αστοχήσει στον πόδα, με την δημιουργία της πλαστικής άρθρωσης στο κάτω άκρο, κάτι που ήταν αναμενόμενο. Πιο συγκεκριμένα τα υποστυλώματα Κ3, Κ10 και τα υποστυλώματα που αποτελούν το κλιμακοστάσιο Τ11 Τ12 Τ13, έχουν πλαστικές αρθρώσεις στον πόδα αλλά και στην κεφαλή, οπότε λειτουργούν ως μηχανισμοί και αστοχούν .Το κόκκινο χρώμα δηλώνει ότι το μέγεθος της γωνίας στροφής έχει ξεπεράσει τα επιτρεπτά όρια. Συνεπώς έχοντας μία τέτοια κατάσταση κρίνουμε απαραίτητο να προχωρήσουμε σε ενισχύσεις της κατασκευής και ιδιαίτερα στα μέλη αυτά που όπως φαίνεται δέχονται τις μεγαλύτερες καταπονήσεις.

Παρατηρώντας τις δοκούς, βλέπουμε ότι έχουν σχηματιστεί κόκκινες πλαστικές αρθρώσεις στις περισσότερες εκτός από τις Δ7,Δ8,Δ10,Δ11,Δ3,Δ4,Δ12, όπου οι αρθρώσεις είναι μπλε και η γωνία στροφής δεν έχει ξεπεράσει το επιτρεπτό όριο. Οι δοκοί αστοχούν και σε διάτμηση και αυτό συμβολίζεται με το γαλάζιο τετραγωνάκι που φαίνεται πάνω στις δοκούς. Για την ενίσχυση των δοκών έναντι διάτμησης υπάρχουν διάφορες μέθοδοι οι οποίες θα αναλυθούν στην ενότητα των ενισχύσεων.



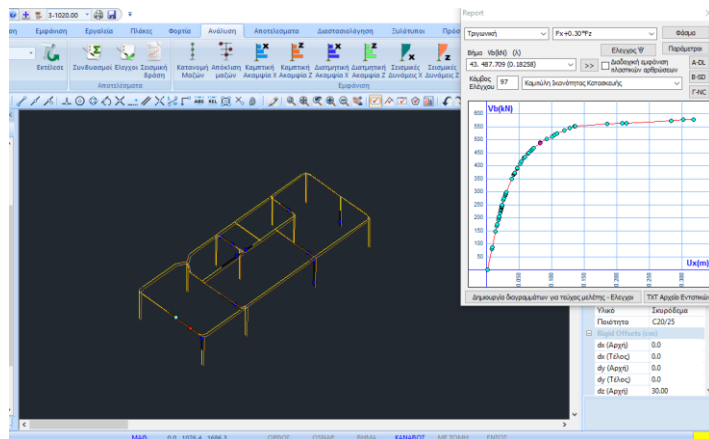
Εικόνα 5.3: Παραμορφωμένος φορέας στην στάθμη του ισογείου 4,20μ.

Στη στάθμη του α ορόφου στα 7,20 μ, η κατάσταση διαφοροποιείται αφού εδώ αστοχεί μόνο το υποστύλωμα K10 στον πόδα και στην κεφαλή. Όσο αφορά τις δοκούς μεγάλες αστοχίες εξακολουθούν να παρουσιάζουν οι δοκοί Δ1, Δ6, Δ16, Δ13, Δ14 με τον σχηματισμό κόκκινων πλαστικών αρθρώσεων αλλά και των τετραγώνων που δηλώνουν την αστοχία έναντι διάτμησης.

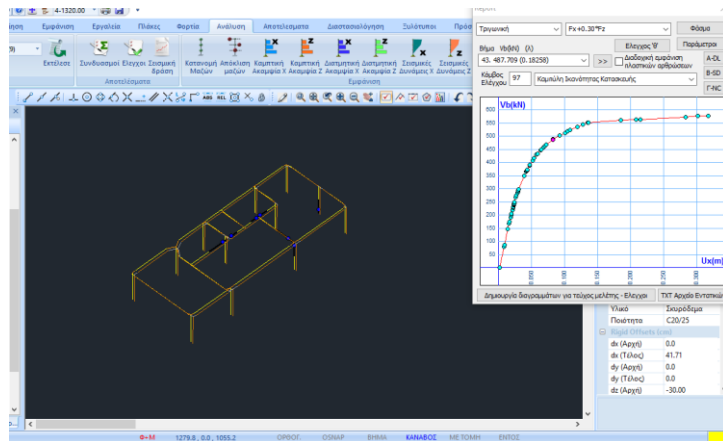


Εικόνα 5.4: Παραμόρφωση φορέα στην στάθμη του α ορόφου 7,20μ.

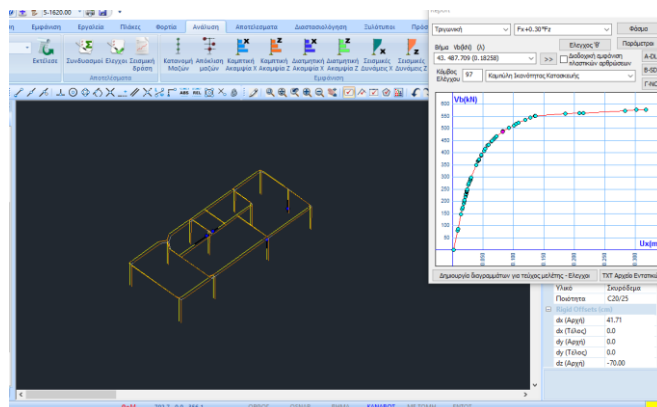
Ανεβαίνοντας στάθμη, παρατηρούμε ότι η κατάσταση έχει βελτιωθεί σημαντικά, αφού δεν αστοχεί κανένα από τα υποστυλώματα, ενώ μόνο η δοκός Δ1 αστοχεί σε διάτμηση. Το ίδιο παρατηρούμε και για τις δύο τελευταίες στάθμες.



Εικόνα 5.5: Παραμορφωμένος φορέας στην στάθμη β ορόφου 10,20μ.



Εικόνα 5.6: Παραμορφωμένος φορέας στην στάθμη γ ορόφου 13,20μ.



Εικόνα 5.7: Παραμόρφωση φορέα στην στάθμη δ ορόφου 16,20μ.

Αξίζει να αναφερθεί ότι όσο αυξάνεται η στάθμη του ορόφου, οι παραμορφώσεις στα δομικά στοιχεία ελαττώνονται σημαντικά σε σχέση με τους υποκείμενους ορόφους, επομένως οι πρώτοι όροφοι είναι αυτοί που δέχονται τα μεγαλύτερα φορτία και συνεπώς παρουσιάζουν τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις. Για αυτό το λόγο οι ενέργειες ενισχύσεων πρέπει να γίνονται στους δύο πρώτους ορόφους ώστε τα δομικά στοιχεία του φορέα να είναι σε θέση να αναλάβουν τις μεγάλες παραμορφώσεις και τα επιπλέον φορτία που φέρουν οι υπερκείμενοι όροφοι.

Πιο αναλυτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων, μπορεί να γίνει με την ενεργοποίηση των Ελέγχων. Στον πίνακα που ανοίγει, μπορούμε να δούμε για κάθε έναν από τους συνδυασμούς και για κάθε στάθμη επιτελεστικότητα το ποσοστό των δοκών, υποστυλωμάτων που αστοχούν. Για παράδειγμα για την τριγωνική κατανομή και τον πρώτο συνδυασμό για στάθμη επιτελεστικότητας A (δηλαδή για ελαφρές βλάβες) αστοχούν 73 δοκοί 29 υποστυλώματα συνολικά 102. Για στάθμη B (Σημαντικές βλάβες) αστοχούν 25 δοκοί, 19 υποστυλώματα. Στην στάθμη Γ (Οιονεί κατάρρευση), επιδιώκουμε να έχουμε όσο το δυνατό τις λιγότερες αστοχίες, διότι οι βλάβες αυτές είναι υψίστου κινδύνου για τους χρήστες του κτιρίου και οδηγούν σε άμεση κατάρρευση του. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν όμως είναι ότι αστοχούν 25 δοκοί, 18 υποστυλώματα, δηλαδή 43 στοιχεία στο σύνολο, που είναι πολύ κοντά στο ποσοστό που αστοχεί για στάθμη B.

Συνεπώς και από τα αποτελέσματα των ελέγχων προκύπτει ότι πρέπει να γίνουν ενισχύσεις στην κατασκευή για να έχουμε όσο το δυνατό μικρότερες αστοχίες. Με τον ίδιο τρόπο μπορούμε να αξιολογήσουμε και τα αποτελέσματα για ορθογωνική κατανομή φορτίου και για τους τέσσερις συνδυασμούς.

Εκτός από τους ελέγχους μπορούμε να αξιολογήσουμε και τα παρακάτω διαγράμματα για να δούμε την σεισμική απόκριση της κατασκευής.

5.2.1.1.1 Αποτελέσματα ελέγχων

Ελεγχος

Είδος Ανάλυσης - Κατανομής	DL			SD			NC			Εκτύπωση
	Δ	Κ	Σ	Δ	Κ	Σ	Δ	Κ	Σ	
1 Fx+0.30*Fz - Τριγωνική	73	29	102	25	19	44	25	18	43	
9 -Fx+0.30*Fz - Τριγωνική	86	61	147	86	61	147	86	61	147	
17 Fz+0.30*Fx - Τριγωνική	71	35	106	27	19	46	30	26	56	
25 -Fz+0.30*Fx - Τριγωνική	68	27	95	30	23	53	28	24	52	
101 Fx+0.30*Fz - Ορθογωνική	72	27	99	26	22	48	27	15	42	
109 -Fx+0.30*Fz - Ορθογωνική	84	55	139	84	55	139	0	0	0	
117 Fz+0.30*Fx - Ορθογωνική	70	38	108	29	32	61	54	38	92	
125 -Fz+0.30*Fx - Ορθογωνική	69	36	105	28	23	51	27	30	57	

Εκτύπωση συγκεντρωτικού πίνακα στο τεύχος Προεπισκόπηση Ελέγχων

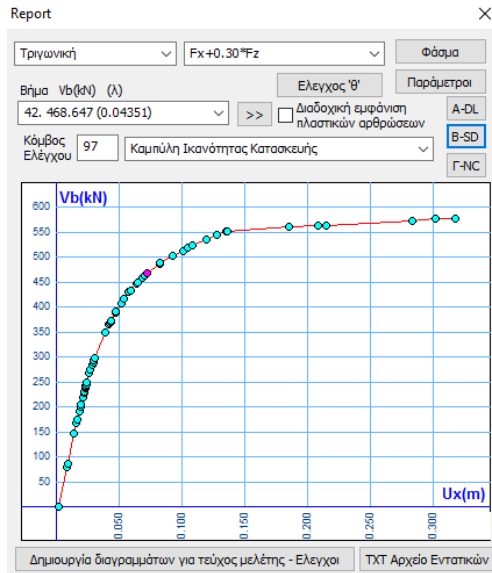
Επιλογή Ανάλυσης για Έλεγχο Ενισχύσεων
 Fx+0.30*Fz - Τριγωνική

OK Cancel

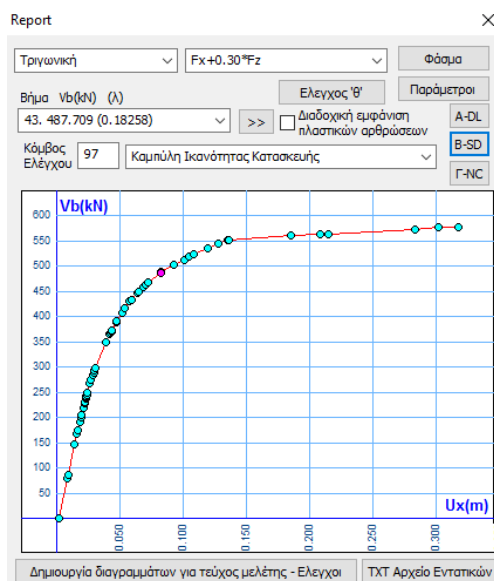
Εικόνα 5.8: Έλεγχος ανελαστικής ανάλυσης για φάσμα σεισμού 10%.

5.2.1.1.2 καμπύλες ικανότητας

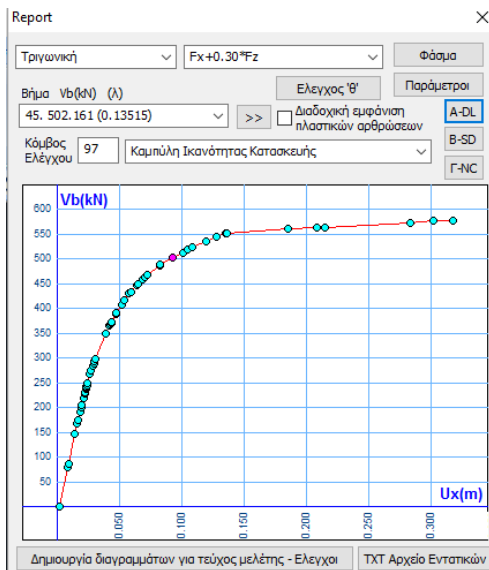
- Καμπύλες ικανότητας



Εικόνα 5.9: Καμπύλη ικανότητας για στάθμη επιτελεστικότητας A



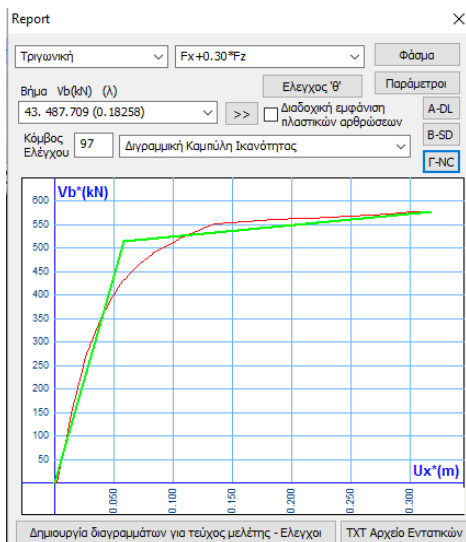
Εικόνα 5.10: Καμπύλη ικανότητας για στάθμη επιτελεστικότητας B



Εικόνα 5.11: Καμπύλη ικανότητας για στάθμη επιτελεστικότητας Γ

5.2.1.1.3 Διγραμμική καμπύλη ικανότητας

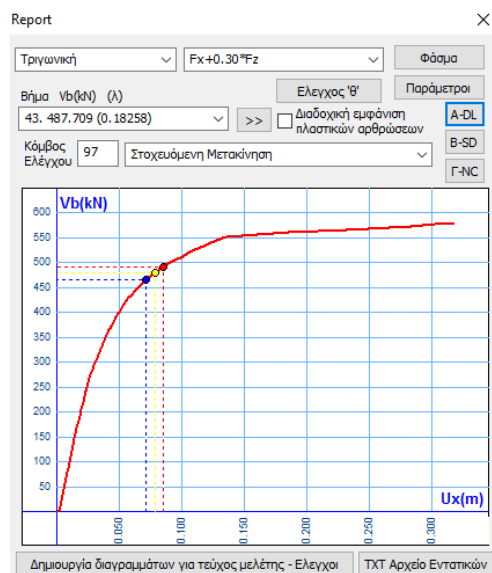
- Διγραμμική καμπύλη ικανότητας



Εικόνα 5.12: Διγραμμική καμπύλη

5.2.1.1.4 Στοχευόμενη μετακίνηση

- Στοχευόμενη μετακίνηση



Εικόνα 5.13: Στοχευόμενη μετακίνηση για στάθμες επιτελεστικότητας A,B,Γ.

Από την καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, μπορώ να δω την δημιουργία των πλαστικών αρθρώσεων σε κάθε βήμα, για καθένα από τους τέσσερις συνδυασμούς. Η πλαστική άρθρωση είναι η ροζ κουκίδα που φαίνεται στο διάγραμμα.

Από την καμπύλη ικανότητας για στάθμη επιτελεστικότητας B παρατηρώ ότι στο σημείο δημιουργίας της πλαστικής άρθρωσης, η τέμνουσα που δέχεται ο φορέας είναι περίπου 487.709KN, δηλαδή όταν ασκούνται 487.709KN τότε δημιουργείται η πρώτη πλαστική άρθρωση στο φορέα. Επίσης μπορώ να δω και τον συντελεστή φόρτισης λ σε αυτό το βήμα, ο οποίος είναι $\lambda=0.18258$. Από το διάγραμμα της στοχευόμενης μετακίνησης, μπορώ να βρω για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας την αντίστοιχη στοχευόμενη μετακίνηση. Παρατηρούμε ότι υπάρχουν τρεις κουκίδες με διαφορετικό χρώμα. Η μπλε αντιστοιχεί στην A στάθμη επιτελεστικότητας, η κίτρινη στην B και η κόκκινη στην Γ.

A στάθμη επιτελεστικότητας $\chi=0.072\mu$

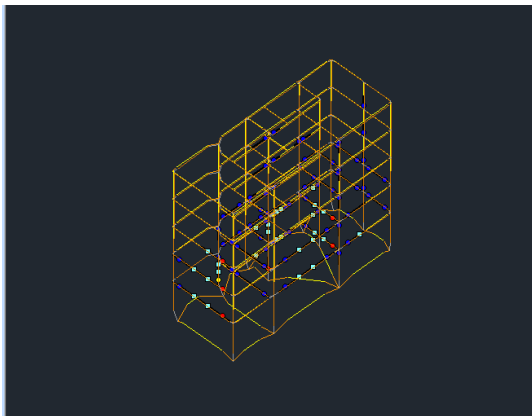
B στάθμη επιτελεστικότητας $\chi=0.080\mu$

Γ στάθμη επιτελεστικότητας $\chi=0.087\mu$

Στην συγκεκριμένη μελέτη, θα εξετάσουμε για στάθμη επιτελεστικότητας Β, οπότε βλέπουμε ότι όταν ασκείται μία τέμνουσα 487.709KN, τότε η στοχευόμενη μετακίνηση είναι 0.080μ. Αντίστοιχα για στάθμη επιτελεστικότητας Α, όπου η δύναμη που ασκείται είναι μικρότερη, η στοχευόμενη μετακίνηση είναι και αυτή μικρότερη 0.072μ.

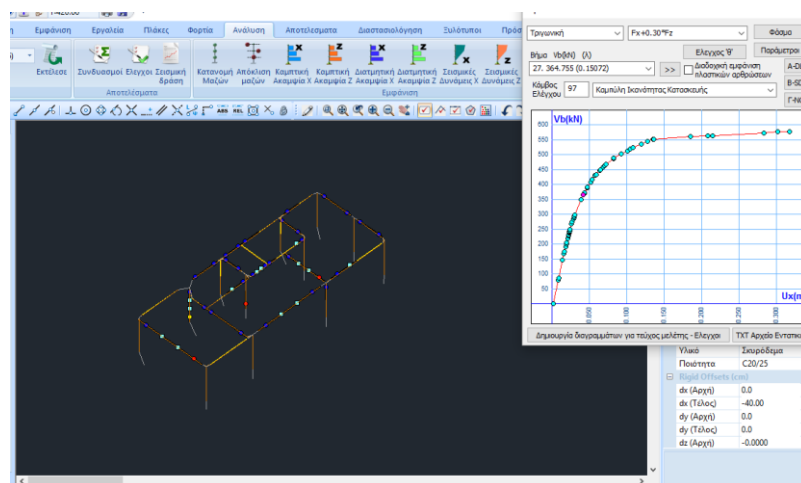
5.2.1.2 Πλαστικές αρθρώσεις για ΚΑΝ.ΕΠΕ 50%

Στο σημείο αυτό, θα γίνει μία παρουσίαση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από την εκτέλεση της ανελαστικής ανάλυσης για ΚΑΝ.ΕΠΕ 50%, για να δούμε τι διαφορές εντοπίζονται. Αρχικά μπορούμε να δούμε τον παραμορφωμένο φορέα σε τρισδιάστατη απεικόνιση για να δούμε τις πλαστικές αρθρώσεις που έχουν σχηματιστεί. Με μία πρώτη ματιά είναι εμφανές ότι οι αστοχίες έχουν περιοριστεί σημαντικά και υπάρχουν ελάχιστες πλαστικές αρθρώσεις με κόκκινο χρώμα.



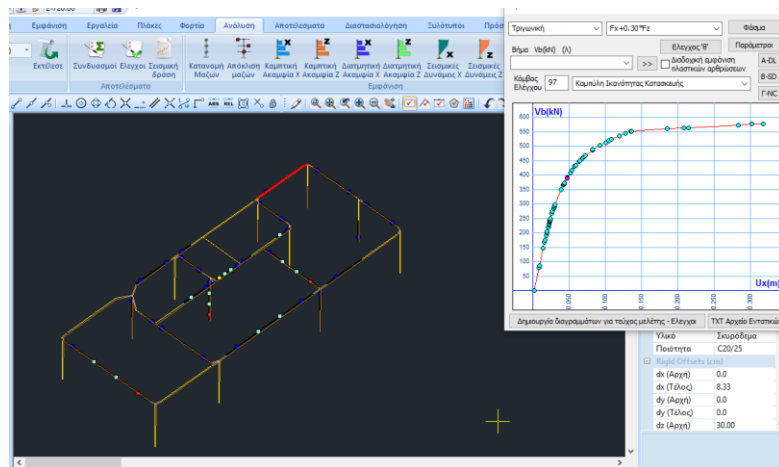
Εικόνα 5.14: Παραμορφωμένος φορέας για φάσμα σεισμού 50%

Εκτελώντας τα ίδια βήματα, βλέπουμε ότι στη στάθμη του ισογείου αστοχεί μόνο το υποστύλωμα Κ10 στον πόδα που δεν είναι κρίσιμη αστοχία, ενώ προηγουμένως αστοχούσαν όλα τα υποστυλώματα και στα δύο άκρα. Οι δοκοί εξακολουθούν να αστοχούν σε διάτμηση όμως.



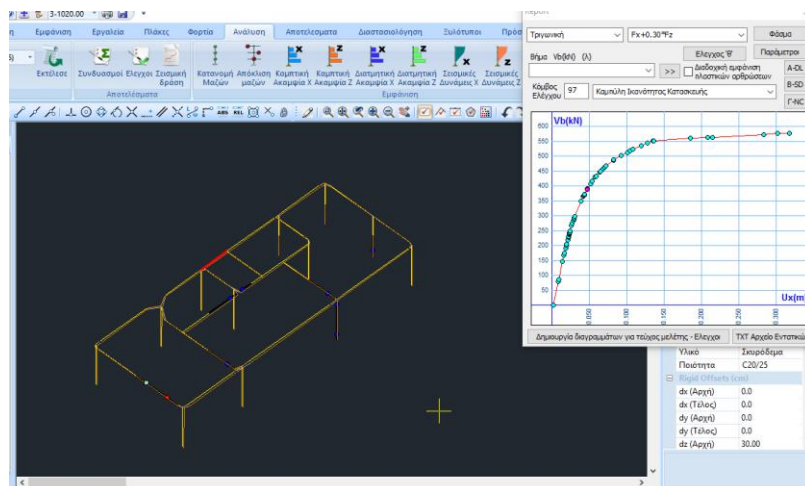
Εικόνα 5.15: Παραμορφωμένος φορέας για στάθμη ισογείου 4,20μ.

Η ίδια κατάσταση επικρατεί και στην στάθμη του ορόφου α, όπως φαίνεται στην εικόνα .

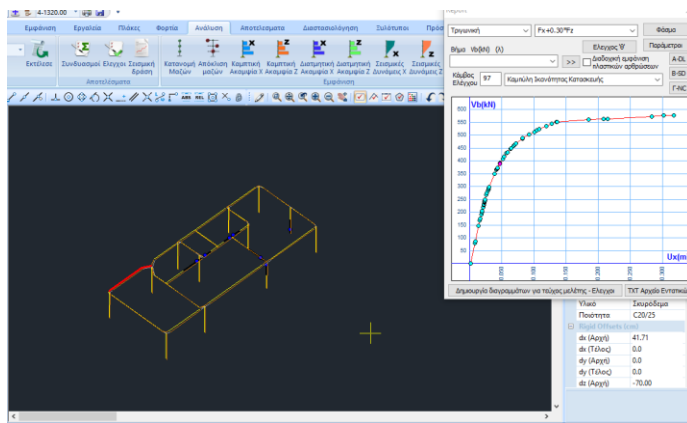


Εικόνα 5.16: Παραμορφωμένος φορέας για στάθμη α ορόφου 7,20μ.

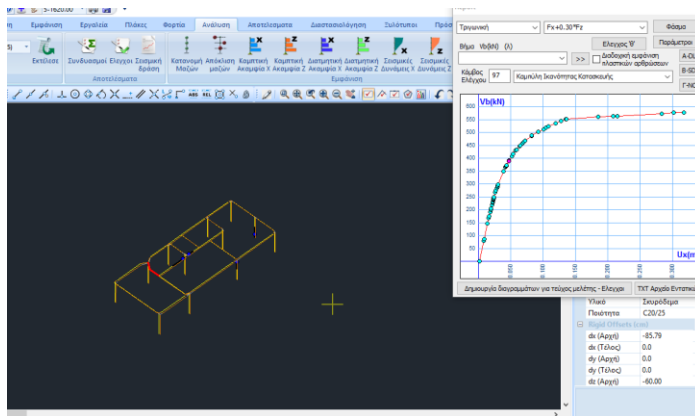
Ανεβαίνοντας στάθμες, είναι εμφανές ότι δεν αστοχεί κανένα υποστύλωμα, ενώ μειώνονται και οι αστοχίες των δοκών.



Εικόνα 5.17: Παραμορφωμένος φορέας για στάθμη β ορόφου 10,20μ.



Εικόνα 5.18: Παραμορφωμένος φορέας για στάθμη γ ορόφου 13,20μ.



Εικόνα 5.19: Παραμορφωμένος φορέας για στάθμη δ ορόφου 16,20μ.

5.2.1.2.1 Αποτελέσματα ελέγχων για ΚΑΝ.ΕΠΕ 50%

Στην συνέχεια από τους ελέγχους μπορούμε να δούμε τον αριθμό των στοιχείων που αστόχησαν. Για την Α στάθμη επιτελεστικότητα, αστοχούν 66 δοκοί, 13 υποστυλώματα, συνολικά 79 στοιχεία. Ενώ για στάθμες Β και Γ οι αστοχίες μειώνονται σημαντικά για την τριγωνική κατανομή του φορτίου, αφού αστοχούν μόλις 6 δοκοί και 2 υποστυλώματα για την στάθμη Β. Ενώ στην στάθμη Γ αστοχούν 5 δοκοί και 3 υποστυλώματα.

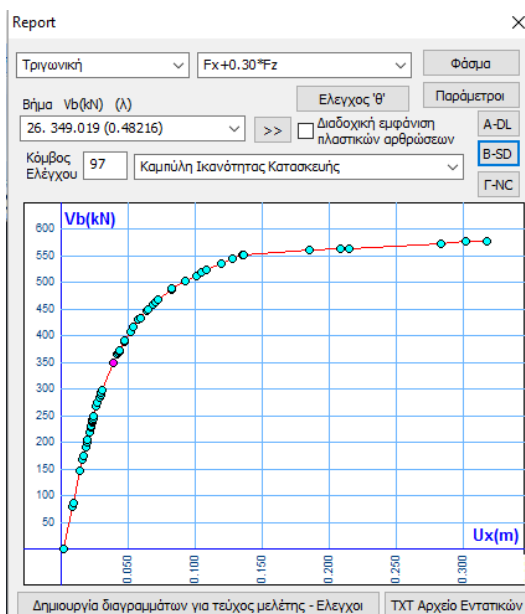
Έλεγχος

Είδος Ανάλυσης - Κατανομής	DL			SD			NC			Εκτύπ
	Δ	Κ	Σ	Δ	Κ	Σ	Δ	Κ	Σ	
1 Fx+0.30*Fz - Τριγωνική	66	13	79	6	2	8	5	3	8	
9 -Fx+0.30*Fz - Τριγωνική	82	46	128	64	42	106	33	31	64	
17 Fz+0.30*Fx - Τριγωνική	57	20	77	3	3	6	2	2	4	
25 -Fz+0.30*Fx - Τριγωνική	61	16	77	15	4	19	7	2	9	
101 Fx+0.30*Fz - Ορθογωνική	67	14	81	14	4	18	5	2	7	
109 -Fx+0.30*Fz - Ορθογωνική	83	43	126	61	40	101	40	36	76	
117 Fz+0.30*Fx - Ορθογωνική	62	23	85	25	11	36	16	8	24	
125 -Fz+0.30*Fx - Ορθογωνική	61	20	81	24	10	34	14	3	17	

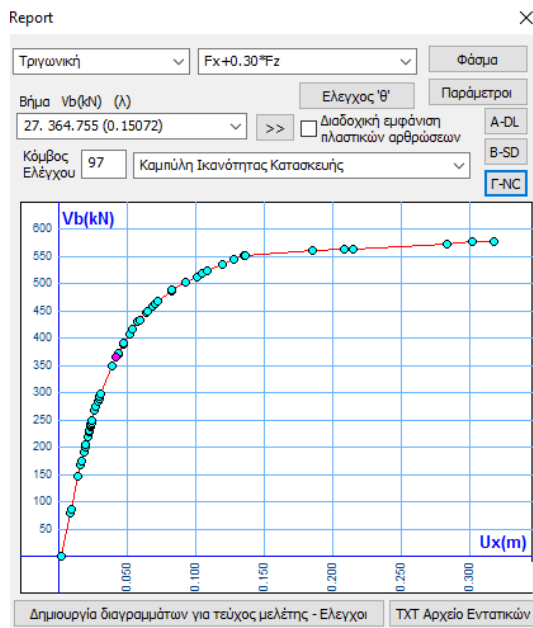
Εκτύπωση συγκεντρωτικού πίνακα στο τείχος
 Προεπισκόπηση Ελεγχών
 Επιλογή Ανάλυσης για Έλεγχο Ενισχύσεων
 Fx+0.30*Fz - Τριγωνική

Εικόνα 5.20: Αποτελέσματα ελέγχων για φάσμα ΚΑΝ.ΕΠΕ 50%

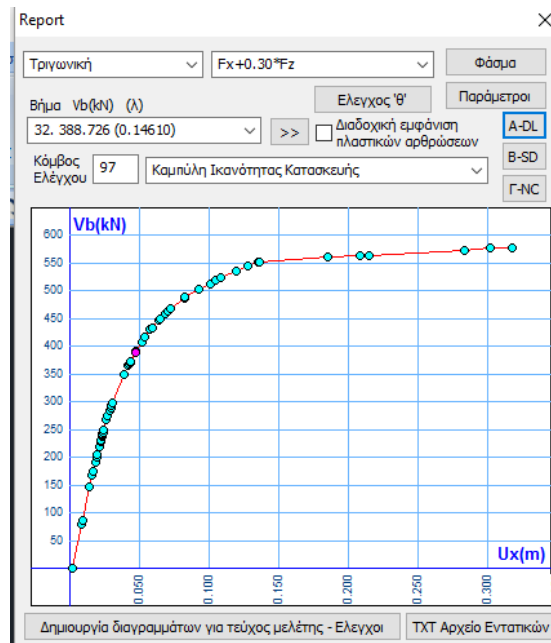
5.2.1.2.1 Καμπύλες ικανότητας



Εικόνα 5.21: Καμπύλη ικανότητας για στάθμη επιτελεστικότητας Α

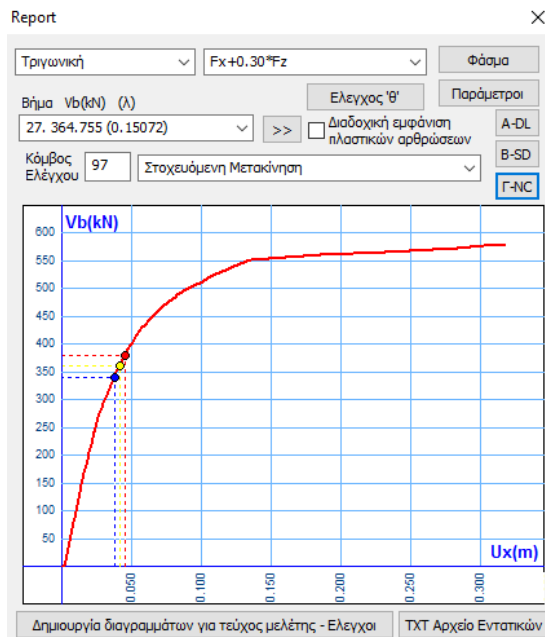


Εικόνα 5.22: Καμπύλη ικανότητας για στάθμη επιτελεστικότητας Β



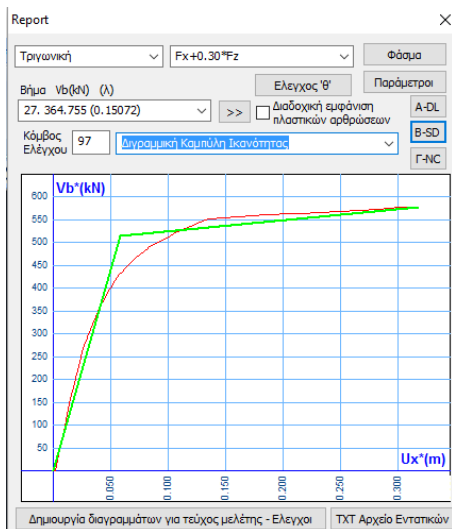
Εικόνα 5.23: Καμπύλη ικανότητας για στάθμη επιτελεστικότητας Γ

5.2.1.2.1.2 Στοχευόμενη μετακίνηση



Εικόνα 5.24: Στοχευόμενη μετακίνηση για στάθμες επιτελεστικότητας A ,B ,Γ

5.2.1.2.1.3 Διγραμμική καμπύλη



Εικόνα 5.25: Διγραμμική καμπύλη για φάσμα σεισμού 50%

Από την καμπύλη ικανότητας προκύπτει ότι για στάθμη επιτελεστικότητας B η τέμνουσα είναι 364.755KN και η αντίστοιχη στοχευόμενη μετακίνηση είναι 0.048μ. Όπως κάναμε προηγουμένως για το φάσμα ΚΑΝ.ΕΠΕ 10%, μπορούμε και εδώ να υπολογίσουμε την στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Επίσης από τα αποτελέσματα ελέγχων μπορούμε να δούμε το ποσοστό των στοιχείων που αστοχούν για φάσμα ΚΑΝ.ΕΠΕ 50%.

A στάθμη επιτελεστικότητας $\chi=0.032\mu$

B στάθμη επιτελεστικότητας $\chi=0.048\mu$

Γ στάθμη επιτελεστικότητας $\chi=0.050\mu$

5.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων για ΚΑΝ.ΕΠΕ 10% και 50%

Αποτελέσματα για φάσμα ΚΑΝ.ΕΠΕ 10%

Στάθμη A $V_b = 468,647 \text{ KN}$ $\chi=0,072 \text{ m}$

Στάθμη B $V_b = 487,709 \text{ KN}$ $\chi=0,080 \text{ m}$

Στάθμη Γ $V_b = 502,161 \text{ KN}$ $\chi=0,087 \text{ m}$

Αποτελέσματα για φάσμα ΚΑΝ.ΕΠΕ 50%

Στάθμη A $V_b = 349.019 \text{ KN}$ $\chi = 0.032 \text{ m}$

Στάθμη B $V_b = 364.755 \text{ KN}$ $\chi=0.048 \text{ m}$

Στάθμη Γ $V_b = 388.726 \text{ KN}$ $\chi=0.050 \text{ m}$

Αυτό που συμπεραίνουμε από τα παραπάνω αποτελέσματα, είναι ότι οι στοχευόμενες μετακινήσεις είναι πολύ μικρότερες για φάσμα 50%, αφού ο φορέας υποβάλλεται σε πολύ μικρότερα σεισμικά φορτία. Επομένως, η φόρτιση για φάσμα σεισμού 50% δεν ανταποκρίνεται σε μία πραγματική φόρτιση σεισμού. Συγκρίνοντας τις καμπύλες ικανότητας για φάσμα σεισμού 10% και 50% καταλήγουμε στο εξής συμπέρασμα :

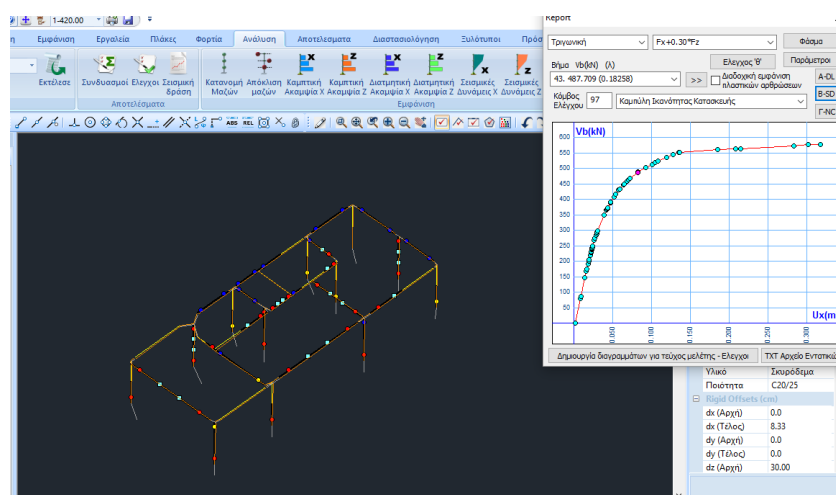
Για φάσμα 10%, και στάθμης επιτελεστικότητας B, όταν ασκηθεί μια τέμνουσα 487.709 KN, η μετακίνηση της κατασκευής είναι 0,080μ. Αντιθέτως για φάσμα σεισμού 50% έχουμε μια πολύ μικρή μετακίνηση περίπου 0,048μ όταν ασκηθεί όμως μια πολύ μικρότερη τέμνουσα 364.755 KN .Επίσης μπορούμε να συγκρίνουμε τα αποτελέσματα ελέγχων για φάσμα ΚΑΝ.ΕΠΕ 10% και 50%. Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα για στάθμη επιτελεστικότητας B και για τον πρώτο συνδυασμό της τριγωνικής κατανομής, βλέπουμε ότι αστοχούν 25 δοκοί και 19 υποστυλώματα, σύνολο 44 στοιχεία. Αντιθέτως για φάσμα ΚΑΝ.ΕΠΕ 50% παρατηρούμε ότι για τον ίδιο συνδυασμό αστοχούν τώρα μόνο 6 δοκοί και 2 υποστυλώματα, συνολικά μόνο 8 στοιχεία. Επομένως και από τους ελέγχους είναι εμφανές ότι έχουν μειωθεί οι αστοχίες σε σημαντικό βαθμό με το φάσμα ΚΑΝ.ΕΠΕ 50%

Για λόγους μεγαλύτερης ασφαλείας και για να έχουμε καλύτερη ανταπόκριση της κατασκευής στην πραγματικότητα, θα χρησιμοποιήσουμε το φάσμα ΚΑΝΕΠΕ10%. Κάνοντας την μελέτη με το φάσμα αυτό, το κτίριο υπόκειται σε ένα σεισμό που είναι πιθανόν να εμφανιστεί μέσα σε 475 έτη, δηλαδή η πιθανότητα επαναφοράς του είναι πολύ μικρή 10%, αλλά ο σεισμός αυτός θα είναι πολύ πιο ισχυρός από έναν με πιθανότητα επαναφοράς 50%, οπότε είναι απαραίτητο να έχει μελετηθεί το κτίριο για αυτή την καταπόνηση, ώστε να είμαστε σίγουροι για την σεισμική απόκριση του.

Επομένως από τα αποτελέσματα που προκύπτουν για φάσμα ΚΑΝ.ΕΠΕ 50%, παρατηρούμε ότι οι αστοχίες που παρουσιάζει το κτίριο είναι μικρότερες, όμως δεν πρέπει να στηρίζουμε την μελέτη μας σε αυτά τα αποτελέσματα, διότι αναφέρονται σε έναν σεισμό με μεγάλη πιθανότητα επαναφοράς μέσα σε διάστημα 72 ετών, αλλά και με σχετικά μικρή ένταση. Αντιθέτως με την ανάλυση για φάσμα ΚΑΝ.ΕΠΕ 10%, μπορούμε να είμαστε πιο βέβαιοι για την συμπεριφορά του κτιρίου και για το πώς ανταποκρίνεται σε έναν ισχυρό σεισμό που θα καλεί να αντιμετωπίσει το κτίριο στο χρόνο ζωής του.

5.4 Επιλογή στοιχείων που θα δεχτούν επέμβαση

Βάση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τους ελέγχους Ανελαστικής ανάλυσης, την καμπύλη ικανότητας, μετακίνησης και την απεικόνιση της παραμορφωμένης κατάστασης του φορέα για φάσμα σεισμού 10%, μπορούμε να καταλήξουμε σε ποια δομικά στοιχεία θα γίνουν οι επεμβάσεις. Στο σημείο αυτό, είναι απαραίτητο να αναφερθεί, ότι πρέπει να λαμβάνουμε υπόψη τις πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργούνται αρχικά στο πρώτο επίπεδο, διότι αυτές δηλώνουν τις βασικές ανεπάρκειες που παρουσιάζει το κτίριο επομένως οι ενισχύσεις πρέπει να γίνουν σε αυτά τα στοιχεία, ώστε να είναι το κτίριο ικανό να παραλάβει τα σεισμικά φορτία και να είναι ασφαλές για το κοινωνικό σύνολο.



Εικόνα 5.26: Παραμορφωμένος φορέας στάθμης ισογείου 4,20μ.

Πιο συγκεκριμένα τα υποστυλώματα που θα ενισχυθούν είναι τα εξής: K4,K5,K15,K16,K17,K7,K8,K9, η δοκός Δ10 και τα υποστυλώματα του κλιμακοστασίου T11 T12 T13 που βρίσκονται στην στάθμη ισογείου. Επιλέγουμε τα συγκεκριμένα υποστυλώματα, διότι όπως βλέπουμε από την πρώτη στάθμη κυρίως σε αυτά εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις κόκκινου χρώματος (μεγάλη γωνία στροφής) και όπως αναφέρθηκε παραπάνω πρέπει να ενισχύσουμε αυτά τα στοιχεία που αστοχούν πρώτα. Πιο συγκεκριμένα βλέπουμε ότι όλα τα υποστυλώματα αστοχούν στον πόδα, που είναι αναμενόμενο να εμφανίζονται αστοχίες στην θεμελίωση. Επίσης τα μέλη αυτά βρίσκονται σε κατάλληλη θέση, είναι αντιδιαμετρικά μεταξύ τους και εμποδίζουν το κτίριο να στρέψει. Έτσι αντί να ενισχύσουμε όλα τα υποστυλώματα, ενισχύουμε μόνο 9 γλιτώνουμε κόστος και χρόνο εργασίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

6.1 Βήματα στον Ανασχεδιασμό

Κατά τον Ανασχεδιασμό της μελέτης ακολουθούμε τα παρακάτω βήματα :

- Πρώτα γίνεται η συγκέντρωση όλων των απαραίτητων πληροφοριών και γίνεται ένας προκαταρκτικός σχεδιασμός, σύμφωνα με τις αλλαγές που προβλέπονται .
- Στη συνέχεια γίνεται η ανάλυση της μελέτης, σύμφωνα με τις μεθόδους ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκαν και στην αποτίμηση.
- Τέλος ελέγχονται οι οριακές καταστάσεις .

6.2 Έλεγχοι κατά τον ανασχεδιασμό

Οι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν στο στάδιο του ανασχεδιασμού, είναι ο έλεγχος ασφαλείας, η επαλήθευση επιλεγμένου δείκτη συμπεριφοράς και ανίσωση ασφαλείας.

Έλεγχος ασφαλείας: Εκτελούμε τον έλεγχο ασφαλείας για όλο το κτίριο ή για τα μέλη του, για να συγκρίνουμε αν το κρίσιμο μέγεθος (εντατικό ή παραμορφωσιακό) που επιβάλλουμε είναι μικρότερο της αντίστοιχης διαθέσιμης ικανότητα και να δούμε αν επαρκεί.

Επαλήθευση επιλεγμένου δείκτη ασφαλείας: Για να γίνει αυτή η επανεκτίμηση, πρέπει να εξετάσουμε αν τηρούνται εκείνα τα κριτήρια για τα οποία το κτίριο μπορεί να απορροφήσει σεισμική ενέργεια, σύμφωνα με όσα προβλέπει ο Κανονισμός επεμβάσεων στις παραγράφους 4.6.2 και 4.6.3.

Ανίσωση ασφαλείας: Πρέπει να ισχύει $S_d < R_d$, όπου

S_d : Είναι οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις.

R_d : Είναι οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (για εντατικά ή παραμορφωσιακά μεγέθη).

6.3 Στόχοι- αρχές επεμβάσεων

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων έχει ως κυρίως αντικείμενο την μελέτη των επεμβάσεων που γίνονται σε υφιστάμενα κτίρια προκειμένου να τους αποδώσουμε την επαρκή στατικότητα, ώστε να είναι ασφαλή για το κοινωνικό σύνολο.

Με αυτή την διαδικασία, επιδιώκουμε να αποκαταστήσουμε μονολιθική συνεργασία μεταξύ των παλαιών και νέων υλικών. Όμως στις διεπιφάνειες των νέων και παλαιών υλικών υπάρχουν σχετικές μετακινήσεις, οπότε οι παραμορφώσεις των δομικών στοιχείων μπορεί να μην είναι μονολιθικές.

Ένας από τους βασικούς λόγους για τους οποίους γίνονται επεμβάσεις σε δομήματα τα οποία έχουν υποστεί βλάβες από σεισμούς, είναι για να διασφαλίσουμε ότι δεν θα καταρρεύσει το κτίσμα σε κάποιον νέο σεισμό μεγάλης έντασης. Οι επεμβάσεις κατά κύριο λόγο βελτιώνουν την σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου και ελέγχουν τις παραμέτρους που επηρεάζουν την σεισμική του συμπεριφορά.

Αναλυτικότερα, οι επεμβάσεις αυξάνουν την αντοχή του κτιρίου, την δυσκαμψία και την ικανότητα να παραμορφώνονται τα μέλη του. Επίσης μειώνονται οι σεισμικές απαιτήσεις και οι κρίσιμες ανεπάρκειες διορθώνονται. Επιπλέον οδηγούμαστε σε τέτοιες λύσεις αποκαταστάσεως του φέροντος οργανισμού ή του οργανισμού πλήρωσης, για να περιορίσουμε όσο είναι δυνατόν την εμφάνιση βλαβών που μπορεί να προκληθούν από σεισμούς μικρής έντασης. Η λήψη αυτών των μέτρων είναι αναγκαία και για να εμποδίσουμε την επανεμφάνιση αυτών των βλαβών σε μετασεισμούς. Τέλος συμπεραίνουμε ότι όλες αυτές οι βασικές αρχές που πρέπει να χαρακτηρίζουν μία ενέργεια επεμβάσεως, δεν διαφέρουν από όλα αυτά που πρέπει να λαμβάνουμε υπόψη μας κατά την κατασκευή ενός εξ ολοκλήρου νέου έργου.

6.4 Επεμβάσεις :ορισμοί

Δομητική επέμβαση: Είναι οποιαδήποτε εργασία η οποία γίνεται για να μεταβάλλει τις μηχανικές ιδιότητες ενός στοιχείου ή συνολικά του κτιρίου, με αποτέλεσμα να βελτιώνεται η απόκριση του στο σεισμό

Επισκευή: Είναι η διαδικασία επέμβασης, που γίνεται σε ένα υφιστάμενο κτίριο που έχει υποστεί βλάβες, και έχει ως σκοπό να αποκαταστήσει τα μηχανικά χαρακτηριστικά που είχαν τα δομικά στοιχεία πριν τον σεισμό, και να επαναφέρει το κτίριο στην αρχική του φέρουσα ικανότητα.

Ενίσχυση : Είναι η διαδικασία επέμβασης, που γίνεται σε ένα υφιστάμενο κτίριο που έχει ή δεν έχει υποστεί βλάβες και αποσκοπεί στο να αυξήσει την φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή του φορέα, σε υψηλότερη στάθμη από αυτήν που είχε σχεδιαστεί αρχικά .

6.5 Κριτήρια επιλογής δομητικής επέμβασης.

Αφού γίνει η αποτίμηση του δομήματος και δούμε τι αποτελέσματα προκύπτουν, σχετικά με το εύρος και το είδος της βλάβης τότε πρέπει να αρχίσουμε να μελετάμε τι είδους επεμβάσεις πρέπει να γίνουν, ώστε να ικανοποιούνται οι βασικές αρχές. Πιο συγκεκριμένα, οι επεμβάσεις που θα γίνουν θα πρέπει να είναι τέτοιες, που να ικανοποιούνται οι βασικές απαιτήσεις του αντισεισμικού σχεδιασμού. Ακόμα θα πρέπει να διασφαλίζουν την προστασία και την ασφάλεια των πολιτών, αλλά να εφαρμόζονται με όσο το δυνατό μικρότερες δαπάνες. Τα κριτήρια που αναγράφονται παρακάτω, χαρακτηρίζονται ως γενικά.

Επομένως, επιλέγουμε τι επέμβαση θα γίνει για την καταπολέμηση της βλάβης, ανάλογα με το τι κόστος θα έχει η επιλεγόμενη επέμβαση αλλά και το πόσο χρόνο θα πάρει η ολοκλήρωση της. Συνεπώς με βάση την ηλικία και την σπουδαιότητα του κτιρίου, εκτός από τον υπολογισμό του κόστους της ενίσχυσης ή επισκευής, πρέπει να συνεκτιμήσουμε και το κόστος που απαιτείται για την μελλοντική συντήρηση του, δηλαδή για ενδεχόμενες φθορές που μπορεί να προκληθούν στο κοντινό μέλλον. Επιπλέον άλλο κριτήριο που υποδεικνύει το είδος της επέμβασης, είναι αυτό της χρήσης του κτιρίου. Στην περίπτωση αυτή, μπορεί να μην έχουμε την δυνατότητα να επέμβουμε στο σημείο που πρέπει, διότι το κτίριο μπορεί να χρησιμοποιείται κατά την διάρκεια της ημέρας και να μην μπορεί να γίνει η εκκένωση του. Εκτός από την χρήση του κτιρίου και η αρχιτεκτονική αποτελεί σημαντικό κριτήριο επιλογής, αφού όταν έχουμε ιστορικά κτίρια, πρέπει να φροντίζουμε να διατηρείται η αρχιτεκτονική ταυτότητα και η ακεραιότητα τους και να βρίσκουμε τρόπους για να τις περιορίζουμε τις βλάβες όσο είναι αυτό δυνατόν.

Εκτός από τα γενικά κριτήρια υπάρχουν και τα τεχνικά, τα οποία συσχετίζονται με μέτρα που πρέπει να ληφθούν για να αυξηθεί η πλαστιμότητα του κτιρίου μετά τις επεμβάσεις. Όλες οι σοβαρές φθορές που υπάρχουν στο φορέα πρέπει να αποκατασταθούν. Είναι απαραίτητο να μελετάμε την ανθεκτικότητα των νέων στοιχείων που προστίθενται αλλά και των ήδη υπαρχόντων, γιατί υπάρχει η πιθανότητα να προχωρήσει η φθορά στα νέα στοιχεία και να προκληθούν κατολισθήσεις. Επίσης στις κρίσιμες περιοχές, θα πρέπει να επιδιώκουμε την αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας και οι επισκευές ή ενισχύσεις που θα γίνουν δεν θα πρέπει να μειώνουν την διαθέσιμη πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές. Όσο αφορά τα εντατικά μεγέθη αντίστασης και την απαιτούμενη ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, πρέπει να ικανοποιούνται και μετά την επέμβαση.

6.6 Είδη βλαβών

Οι βλάβες που εμφανίζονται στον φέρων οργανισμό ή στον οργανισμό πλήρωσης, διακρίνονται σε δύο κατηγορίες :

- Οργανισμός πλήρωσης

α) Ελαφρές βλάβες : Στις βλάβες αυτές ανήκουν οι ρηγματώσεις στα επιχρίσματα που παρατηρούνται στο πάχος του τοίχου .

β) Σοβαρές βλάβες : Είναι αυτές οι ρηγματώσεις που εκδηλώνονται στο σώμα της τοιχοποιίας, μπορεί να είναι χιαστί ή λοξές και έχουν μήκος πάνω από 1μμ.

- Φέρων οργανισμός

α) Βλάβες τοπικού χαρακτήρα ή ελαφρές : Είναι οι βλάβες των οποίων το είδος και το μέγεθος δεν επηρεάζουν την αντοχή και την ευστάθεια του συνολικού κτιρίου.

β) Βλάβες γενικού χαρακτήρα ή βαρείες : Τα χαρακτηριστικά αυτών των βλαβών μας βοηθάνε να αντιληφθούμε κατά πόσο έχει επηρεαστεί η αντοχή και η ευστάθεια του κτιρίου.

6.7 Υλικά επεμβάσεων

Σκυρόδεμα χυτό επί τόπου

Στην περίπτωση κατασκευής μανδυών με χρήση ξυλοτύπου, χρησιμοποιείται το χυτό σκυρόδεμα. Το ειδικό αυτό τσιμεντοκονίαμα φτάνει στο εργοτάξιο σε σάκους υπό ξηρή μορφή και αποτελείται από ένα μίγμα τσιμέντου λεπτόκοκκης άμμου, υπερρευστοποιητών και διογκωτικών σε ποσότητες κατάλληλες ώστε μετά την ανάμιξη του νερού να δίνουν πολύ ρευστό τσιμεντοκονίαμα, το οποίο αποκτά μεγάλες αντοχές σε πολύ μικρό χρόνο και δεν υφίσταται συστολές ξηράνσεως.

Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Για την χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι απαραίτητο να υπάρχει το κατάλληλο εκπαιδευμένο προσωπικό και ο κατάλληλος εξοπλισμός. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα δεν απαιτεί την χρήση ξυλοτύπου, για αυτό και μπορεί να εφαρμοστεί σε επιφάνειες με διάφορες κλίσεις και σε οροφές. Η σύνθητες εφαρμογή του είναι κυρίως σε εκτεταμένες επιφάνειες, όπως τοιχία ή πλινθοδομές, αλλά και για την κατασκευή μανδυών σε στύλους. Όπως αναφέρθηκε παραπάνω για την αντοχή του ισχύει $f_{ce} > f_{cu} + 5 \text{MPa}$.

Πλεονεκτήματα

- Δεν χρειάζεται εφαρμογή ξυλοτύπου.
- Πολύ καλή συνάφεια παλαιού-νέου σκυροδέματος.
- Υψηλή αντοχή λόγω χαμηλού λόγου νερού/τσιμέντου.

Μειονεκτήματα

- Μη ποσοτικός έλεγχος του λόγου νερού/τσιμέντου, η ροή του μίγματος ελέγχεται οπτικά από τον χειριστή.
- Υψηλή συστολή ξήρανσης, απαραίτητη η όπλιση με πλέγμα.
- Απώλεια μεγάλου ποσοστού υλικού, λόγω αναπηδήσεως στην επιφάνεια πρόσπτωσης .

6.8 Εφαρμογή μεθόδων επεμβάσεων

Στο κεφάλαιο αυτό, θα γίνει αναφορά στις μεθόδους ενισχύσεων που πρέπει να γίνουν, προκειμένου το κτίριο να είναι ικανό να αναλάβει τα πρόσθετα φορτία των τριών επιπλέον ορόφων. Στο σημείο αυτό η διαδικασία της διαστασιολόγησης έχει ολοκληρωθεί και έχουμε τρέξει ήδη μία πρώτη ανελαστική ανάλυση για να αξιολογήσουμε την συμπεριφορά της κατασκευής. Από την μελέτη δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων, μπορούμε να δούμε τι είδους ενισχύσεις πρέπει να γίνουν και πιο συγκεκριμένα σε ποια δομικά στοιχεία. Το επόμενο βήμα που γίνεται, είναι να περάσουμε τις ενισχύσεις μέσα στο υπολογιστικό πρόγραμμα και εν συνεχεία να τρέξουμε μία άλλη ανελαστική ανάλυση για να ελέγξουμε τα αποτελέσματα και αν έχει βελτιωθεί η κατάσταση του κτιρίου μετά την εφαρμογή των επεμβάσεων. Αν δούμε ότι τα αποτελέσματα που προκύπτουν δεν είναι τα επιθυμητά, συνεχίζουμε με περισσότερες ή άλλου τύπου ενισχύσεις, μέχρι το κτίριο να μπορεί να δεχτεί με ασφάλεια τους τρεις νέους ορόφους. Παρακάτω περιγράφονται αναλυτικά οι διάφοροι μέθοδοι ενισχύσεων για κάθε δομικό στοιχείο, η διαδικασία της κατάλληλης επιλογής ενίσχυσης για τα υποστυλώματα και τις δοκούς, καθώς και ο τρόπος απεικόνισης των μεθόδων ενισχύσεων στο πρόγραμμα scada.

6.8.1 Υποστυλώματα

Παραδοσιακές Μέθοδοι

- Μανδύες από Ο/Σ
Για αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας.
- Προσθήκη τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων
Αυτή είναι η τεχνική που θα ακολουθήσουμε τελικά για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων.
- Μεταλλικοί κλώβοι .

Μέθοδοι με σύνθετα υλικά

- Περίσφιξη με μεταλλικά επικολλητά ελάσματα / ΙΟΠ

6.8.2 Δοκοί

Στην ενότητα αυτή θα περιγραφούν οι μέθοδοι επεμβάσεων που εφαρμόζονται στις δοκούς.

Παραδοσιακές μέθοδοι

- Μανδύες από Ο/Σ

Με την τεχνική αυτή επιτυγχάνουμε καμπτική και Διατμητική ενίσχυση.

Ορισμένες θέσεις τοποθέτησης μανδύων είναι οι παρακάτω:

- 1) Στο κάτω μέρος της δοκού (αύξηση καμπτικής ικανότητας στο μέσον της)
- 2) Στις 4 πλευρές (συνήθης τεχνική). Στο πάνω μέρος της δοκού, το σκυρόδεμα έχει τέτοιο πάχος ώστε να εισχωρεί μέσα στο δάπεδο. (Για τους συνδετήρες ανοίγουμε οπές στην πλάκα και από εκεί γίνεται και η σκυροδέτηση).
- 3) Μανδύες στις πλευρές της δοκού. Αυξημένη καμπτική, διατμητική ικανότητα έναντι κατακόρυφων φορτίων όχι όμως σεισμικών .
- 4) πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος
Για καμπτική και Διατμητική ενίσχυση.

Μέθοδοι με σύνθετα υλικά

- Επικόλληση ελασμάτων

Τα ελάσματα αυτά επικολλούνται είτε στο κάτω μέρος της δοκού για την ενίσχυση της εφελκόμενης ζώνης, είτε στις πλευρές της δοκού κοντά στις στηρίξεις για την ενίσχυση της διάτμησης. Οι τυχόν ρωγμές που υπάρχουν συγκολλούνται με εποξειδική ρητίνη και επενδύονται με νευρομετάλλ και τσιμεντοκονία.

- Ινοπλισμένα πολυμερή ΙΟΠ

Για αύξηση της κάμψης και Διάτμησης. Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται τελικά για την ενίσχυση των δοκών.

6.8.3 Μέθοδοι επεμβάσεων στα υπόλοιπα μέλη της κατασκευής

Κόμβοι δοκών-στύλων

- Ρητινενέσεις
- Χιαστί προεντεταμένα κολλάρα
- Επικολλήσεις ελασμάτων
- Μανδύες Ο/Σ

Τοιχία

- Τοπικές επισκευές με ρητινενέσεις ή με μη συρρικνούμενα κονιάματα
- Με οπλισμένους μανδύες

Πλάκες

- Για μικρού εύρους ρωγμές, χωρίς αποδιοργάνωση σκυροδέματος γίνονται εποξειδικές ρητινενώσεις.
- Για αποδιοργάνωση σκυροδέματος, γίνονται τοπικές επισκευές με αύξηση του πάχους ή των οπλισμών.

Θεμελιώσεις

Γενικά οι επεμβάσεις για ενίσχυση ή επισκευή των θεμελιώσεων δεν ανήκουν τόσο στο γνωστικό αντικείμενο του πολιτικού μηχανικού, όσο σε αυτό της επιστήμης της εδαφομηχανικής.

Προσθήκη νέων Δομικών στοιχείων

Η τελευταία μέθοδος επεμβάσεων που μπορεί να γίνει για να αυξήσουμε την σεισμική ικανότητα της κατασκευής, είναι να εισάγουμε νέα δομικά στοιχεία. Τα νέα αυτά στοιχεία πρέπει να έχουν μεγάλη ακαμψία ώστε να μπορούν να παραλαμβάνουν μεγάλες οριζόντιες δυνάμεις.

6.9 Υποστυλώματα επιλογή επέμβασης

Στο κεφάλαιο που ακολουθεί θα περιγραφθεί η διαδικασία επιλογής της κατάλληλης μεθόδου ενίσχυσης για τα υποστυλώματα του φορέα. Για τοπικές βλάβες με μερική αποδιοργάνωση σκυροδέματος σε υποστυλώματα, μπορούμε να ενισχύσουμε με την τεχνική του **μεταλλικού κλώβου**. Η τεχνική αυτή όμως, αφού ο κλώβος δεν επεκτείνεται στους υπερκείμενους και υποκείμενους ορόφους δεν προσφέρει αύξηση της καμπτικής ικανότητας στους κόμβους και επομένως δεν προτιμάται για την συγκεκριμένη περίπτωση.

Επίσης ένας άλλος τρόπος ενίσχυσης υποστυλώματος, είναι η περίσφιγξη του με **επικόλληση μεταλλικών διατομών**. Όμως δεν επιλέγουμε αυτή την λύση, διότι υπάρχει μεγάλος κίνδυνος διάβρωσης των ελασμάτων, με συνέπεια να οδηγήσουν σε μια πρόωρη αστοχία του στύλου. Αντί για την χρήση χαλύβδινων ελασμάτων μπορούμε να ενισχύσουμε με **μανδύα από Ο/Σ**, ανοιχτό ή κλειστό. Ένα βασικό μειονέκτημα των μανδύων όμως, είναι ότι προκειμένου να έχουμε αύξηση της διατμητικής και καμπτικής αντοχής ο μανδύας πρέπει να διαπερνάει το δάπεδο και την οροφή. Επιπλέον, λόγω της συστολής ξηράνσεως του νέου σκυροδέματος αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις με αποτέλεσμα να σχηματίζονται ρηγματώσεις.

Ένας άλλος τρόπος ενίσχυσης των υποστυλωμάτων, είναι να γίνει ενίσχυση προσθέτοντας **νέα υποστυλώματα**. Όμως στην περίπτωση αυτή, το νέο αυτό στοιχείο θα αναλάβει μόνο τα νέα φορτία και δεν θα ανακουφίσει την κατασκευή από τα ήδη επιβαλλόμενα φορτία. Ακόμα η μέθοδος αυτή δεν συμφέρει ιδιαίτερα και αποτελεί την τελική λύση για ενίσχυση, διότι εκτός από το ότι είναι πολύ υψηλού κόστους και απαιτεί πολλές ώρες εργασίας, υπάρχει και το πρόβλημα της θεμελίωσης του νέου στοιχείου, καθώς μπορεί να μην υπάρχει επαρκής χώρος για την θεμελίωση του.

Στην περίπτωση που επιδιώκουμε να προσθέσουμε επιπλέον ορόφους στην υφιστάμενη κατασκευή και τα αποτελέσματα της στατικής μελέτης δείξουν ότι τα δομικά στοιχεία δεν διαθέτουν την αντοχή για να παραλάβουν τα προστιθέμενα αυτά φορτία, τότε η **τεχνική της προέκτασης τοιχίων σε συνέχεια υποστυλωμάτων** είναι η πλέον αποτελεσματική λύση. Γενικά, είναι πιο οικονομικό να ενισχύσουμε την κατασκευή με τοιχία, από ότι να κάνουμε πολλές τοπικές ενισχύσεις, που είναι πιο χρονοβόρες και κοστίζουν και περισσότερο, ενώ μπορεί να μην δώσουν και τα επιθυμητά αποτελέσματα που θέλουμε στην κατασκευή .

6.10 Δοκοί επιλογή επέμβασης

- **Ενισχύσεις δοκών**

Αφού γίνουν όλες οι απαραίτητες ενισχύσεις στα υποστυλώματα της κατασκευής και διαπιστώσουμε ότι εξακολουθεί το κτίριο να έχει αστοχίες, τότε εξετάζουμε τι είδους ενισχύσεις μπορούν να γίνουν στις δοκούς. Για να δούμε ποιές δοκοί χρειάζονται ενίσχυση, εξετάζουμε την αντοχή τους σε κάμψη και διάτμηση για την επιλεγόμενη στάθμη επιτελεστικότητας που έχουμε ορίσει την Β. Αρχικά μπορεί να γίνει **ενίσχυση με μανδύα**, όμως στην περίπτωση που ο μανδύας είναι κλειστός πρέπει να γίνει θραύση της πλάκας στο σημείο που εφάπτεται με αυτήν ο μανδύας, οπότε αποτελεί μια χρονοβόρα λύση. Αν οι δοκοί παρουσιάζουν αστοχία σε κάμψη, τότε η ενίσχυση που μπορεί να γίνει είναι να βάλουμε **πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος** στο κάτω εφελκυστικό πέλμα της δοκού. Το μειονέκτημα όμως της μεθόδου αυτής, είναι ότι λόγω της συστολής ξήρανσης του πρόσθετου σκυροδέματος αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις που μπορεί να προκαλέσουν ρηγματώσεις στο νέο στοιχείο.

Εκτός από τις ενισχύσεις με τις παραδοσιακές μεθόδους που αναφέρθηκαν παραπάνω, υπάρχουν και οι ενισχύσεις με σύνθετα υλικά, όπως είναι τα ινοπλισμένα πολυμερή και με χαλύβδινα επικολητικά φύλλα. Οι δύο αυτές μέθοδοι ενίσχυσης είναι ιδιαίτερα διαδεδομένες στην Ελλάδα αλλά και στο εξωτερικό, με πιο σύγχρονη αυτή των ινοπλισμένων πολυμερών.

6.11 Θεωρία για τα Ινοπλισμένα πολυμερή

Τα ινοπλισμένα πολυμερή αποτελούνται από ίνες άνθρακα, γυαλιού ή αραμιδίου τα οποία συνδυάζονται με εποξειδική ρητίνη και έχουν την μορφή λωρίδων δύσκαμπτων με πάχος 1mm ή υφασμάτων εύκαμπτων με πάχος από 0,1-0,4 mm. Η μέθοδος των σύνθετων υλικών παρουσιάζει πολλά πλεονεκτήματα, μεταξύ αυτών είναι ότι μπορούμε να αυξήσουμε την αντοχή των στοιχείων, χωρίς να μεταβάλλουμε την γεωμετρία τους. Επίσης η τεχνική αυτή είναι εύκολη αφού δεν χρειάζεται μηχανικό εξοπλισμό, εφαρμόζεται σχετικά γρήγορα και υπάρχει ποικιλία ινών για κάθε περίπτωση. Επιπλέον είναι σημαντικό το γεγονός ότι, δεν κινδυνεύουν από φαινόμενα διάβρωσης και από εξωτερικές περιβαλλοντικές συνθήκες. Άλλο βασικό

πλεονέκτημα είναι ότι έχουν πολύ υψηλή αντοχή σε εφελκυσμό και κόπωση, ενώ το ίδιο βάρος είναι πολύ μικρό.

Παρόλα αυτά όμως υπάρχουν και ορισμένα μειονεκτήματα, όπως είναι το υψηλό κόστος, ότι οι εργασίες ενίσχυσης πρέπει να γίνονται από εξειδικευμένα συνεργεία και η έλλειψη πλαστιμότητας τους. Επίσης τα ινοπλισμένα πολυμερή λόγω της σύνθεσης σε αυτά της ρητίνης, όταν βρίσκονται σε πολύ υψηλές θερμοκρασίες πάνω από 200°C, αρχίζει και μειώνεται σταδιακά η ανθεκτικότητά τους.

Οι μορφές ενισχύσεων που πρέπει να γίνουν είναι έναντι κάμψης και διάτμησης, διότι η ανάλυση έδειξε ότι υστερούν σε διάτμηση με το σύμβολο του μπλε τετραγώνου.

Ενίσχυση δοκού σε κάμψη

Για να ενισχύσουμε μία δοκό έναντι κάμψης αυτό που μπορούμε να κάνουμε είναι να επικολλήσουμε ινοπλισμένα πολυμερή στο εφελκυσμένο πέλμα της δοκού. Γενικά ενισχύοντας μία δοκό σε κάμψη επιτυγχάνουμε τα εξής :

- Αύξηση της αντοχής της δοκού σε κάμψη.
- Μείωση πιθανότητας ρηγματώσεως.
- Αύξηση της καμπτικής ακαμψίας, επομένως οι παραμορφώσεις είναι πολύ μικρότερες.
- Βελτίωση συμπεριφοράς σε κόπωση.

Ενίσχυση δοκού σε διάτμηση

Για να ενισχύσουμε μία δοκό σε διάτμηση, επικολλούμε ύφασμα από ινοπλισμένα πολυμερή σε διεύθυνση κάθετη, όχι κατά μήκος που κάναμε προηγουμένως για την ενίσχυση σε κάμψη.

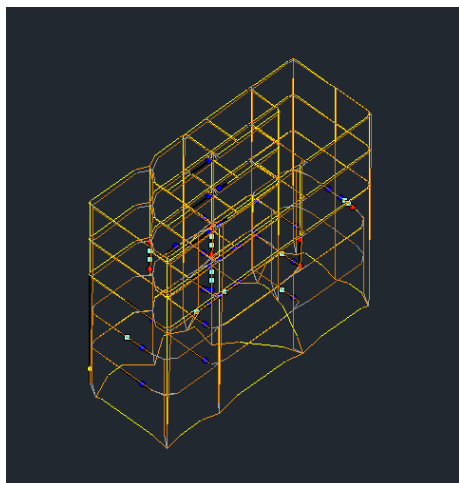
Με την τεχνική αυτή επιτυγχάνουμε :

- Αύξηση της διατμητικής αντοχής .
- Μείωση της πιθανότητας ψαθυρής αστοχίας.
- Βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς των δοκών .
- Αύξηση πλαστιμότητας.

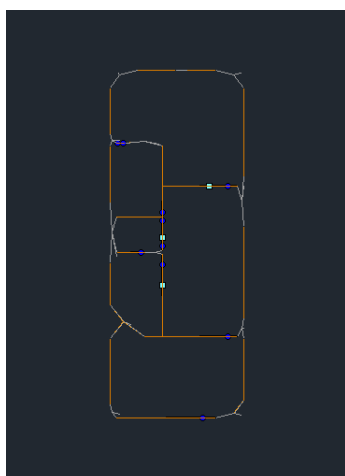
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΕΤΑ ΤΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

Έχοντας ακολουθήσει την μέθοδο προσθήκης τοιχίων σε συνέχεια υποστυλωμάτων και την ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή στις κάθετες πλευρές των δοκών, μπορώ να αξιολογήσω τα τελικά αποτελέσματα για την κατασκευή εκτελώντας ξανά μία Ανελαστική ανάλυση. Αν τα αποτελέσματα που προκύψουν δεν είναι τα επιθυμητά αλλάζω την έκταση των ενισχύσεων ή το είδος των ενισχύσεων και εκτελώ ξανά ανελαστική ανάλυση μέχρι το κτίριο να μπορεί να δεχτεί με ασφάλεια τα φορτία.

Παρακάτω παρουσιάζονται και αξιολογούνται τα τελικά αποτελέσματα. Σύμφωνα με τις αναλύσεις που έχουν γίνει για τους παραπάνω ελέγχους και εδώ αξιολογούμε την παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα και τις πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίζονται. Αρχικά εξετάζουμε την παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα για να έχουμε μία πρώτη εικόνα για τις αστοχίες που υπάρχουν τώρα μετά την εφαρμογή των ενισχύσεων. Παρατηρούμε ότι για τις στάθμες ισογείου και α ορόφου, όπου έγιναν οι ενισχύσεις η ανταπόκριση του φορέα είναι πολύ αποτελεσματική. Περισσότερη ανάλυση των αποτελεσμάτων θα γίνει στην συνέχεια.



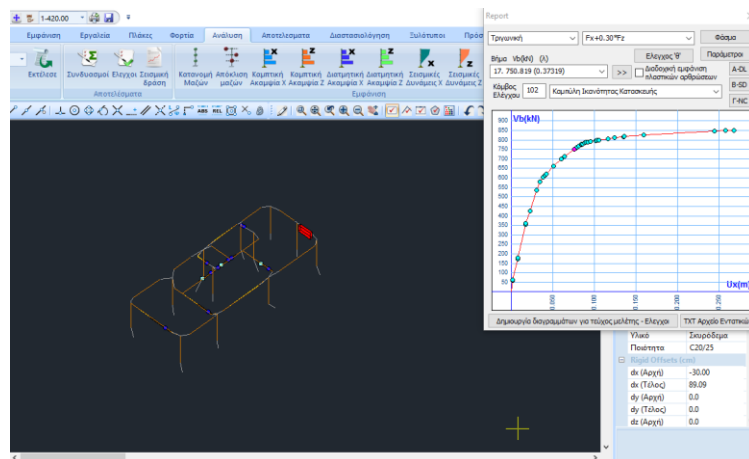
Εικόνα 7.0: Παραμορφωμένος φορέας σε τρισδιάστατη απεικόνιση μετά τις ενισχύσεις.



Εικόνα 7.1: Κάτοψη ισογείου για τον παραμορφωμένο φορέα μετά τις ενισχύσεις.

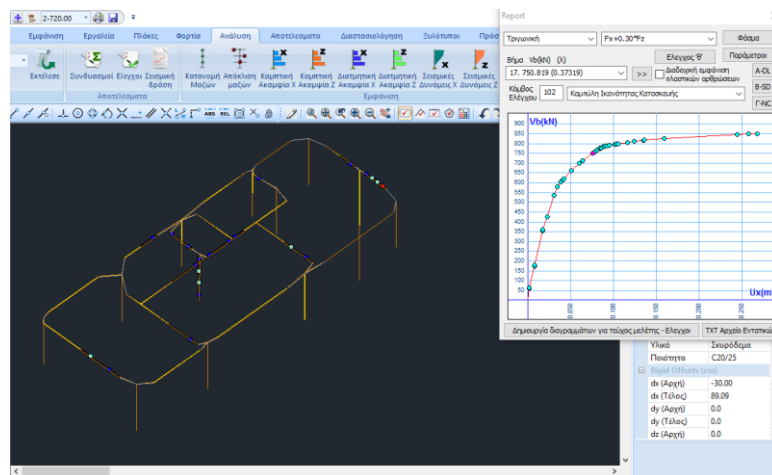
7.1 Περιγραφή παραμορφωμένου φορέα

Αρχικά ξεκινάμε με την στάθμη του ισογείου. Είναι εμφανές ότι δεν αστοχεί κανένα υποστύλωμα. Επίσης, παρατηρούμε ότι υπάρχουν σε ορισμένες δοκούς πλαστικές αρθρώσεις, μπλε χρώματος που σημαίνει ότι η γωνία στροφής θ δεν έχει ξεπεράσει τα επιτρεπτά όρια και οι αστοχίες είναι πολύ μικρές, καθώς και ότι εξακολουθούν να υπάρχουν αστοχίες σε διάτμηση.



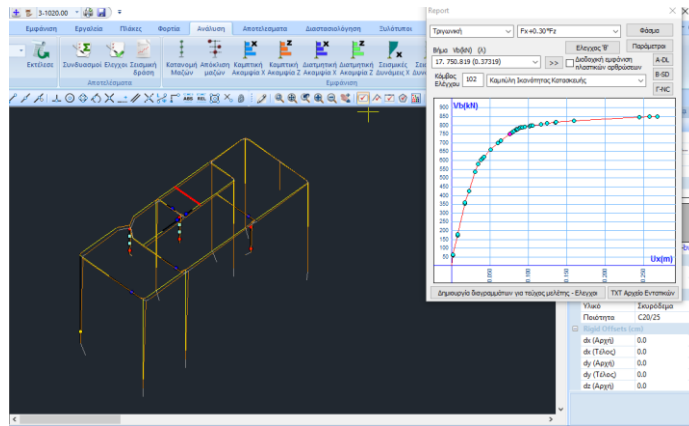
Εικόνα 7.2: Παραμορφωμένος φορέας για στάθμη ισογείου 4,20μ.

Η ίδια κατάσταση συνεχίζεται και στον α όροφο, αφού κανένα από τα πρωτεύοντα μέλη δεν παρουσιάζει μεγάλες αστοχίες. Μόνο η δοκός Δ8 παρουσιάζει πλαστική άρθρωση κόκκινου χρώματος, όμως δεν αποτελεί σοβαρό πρόβλημα στην κατασκευή.



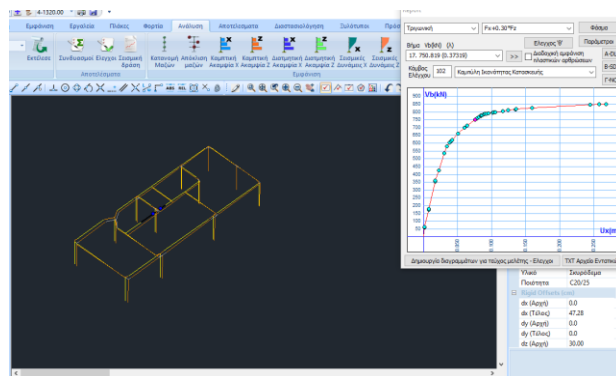
Εικόνα 7.3: Παραμορφωμένος φορέας για στάθμη α ορόφου 7,20μ.

Στον επόμενο όροφο τον β, δεν κάναμε καμία ενίσχυση των υποστυλωμάτων και δοκών αφού είναι ο ένας από τους τρεις ορόφους που θα προστεθούν, οπότε ήταν αναμενόμενη αυτή η εικόνα. Εντοπίζονται πλαστικές αρθρώσεις κόκκινου χρώματος σε τρία υποστυλώματα με αστοχίες στον πόδα και στην κεφαλή, οπότε δημιουργείται μηχανισμός .

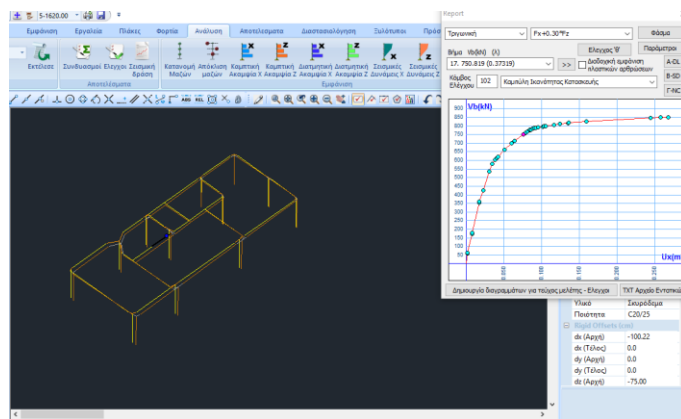


Εικόνα 7.4: Παραμορφωμένος φορέας για στάθμη β ορόφου 10,20μ.

Το ίδιο ισχύει και για τους άλλους δύο ορόφους, τα αποτελέσματα της ανάλυσης δεν επηρεάζουν την μελέτη μας. Περισσότερη ανάλυση των αποτελεσμάτων της ανελαστικής ανάλυσης μπορεί να γίνει ενεργοποιώντας τους ελέγχους, όπως περιγράφεται στην συνέχεια.



Εικόνα 7.5: Παραμορφωμένος φορέας για στάθμη γ ορόφου 13,20μ.



Εικόνα 7.6: Παραμορφωμένος φορέας για στάθμη δ ορόφου 16,20μ.

7.2 Αποτελέσματα ελέγχων

Από τα αποτελέσματα των ελέγχων μπορούμε να δούμε στον συγκεντρωτικό πίνακα ποια στοιχεία δοκοί και υποστυλώματα αστόχησαν σε κάθε συνδυασμό και για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.

Ελεγχος

	Είδος Ανάλυσης - Κατανομής	DL			SD			NC			Εκτύπω
		Δ	Κ	Σ	Δ	Κ	Σ	Δ	Κ	Σ	
1	Fx+0.30*Fz - Τριγωνική	33	9	42	1	7	8	1	6	7	
9	-Fx+0.30*Fz - Τριγωνική	44	17	61	0	13	13	0	9	9	
17	Fz+0.30*Fx - Τριγωνική	38	23	61	0	10	10	0	7	7	
25	-Fz+0.30*Fx - Τριγωνική	34	32	66	10	29	39	10	29	39	
101	Fx+0.30*Fz - Ορθογωνική	36	9	45	1	6	7	1	6	7	
109	-Fx+0.30*Fz - Ορθογωνική	45	17	62	0	8	8	0	9	9	
117	Fz+0.30*Fx - Ορθογωνική	38	23	61	0	10	10	0	4	4	
125	-Fz+0.30*Fx - Ορθογωνική	38	32	70	13	31	44	13	31	44	

Εκτύπωση συγκεντρωτικού πίνακα στο τείχος
 Προεπισκόπηση Ελεγχων
 Επιλογή Ανάλυσης για Έλεγχο Ενισχύσεων
 Fx+0.30*Fz - Τριγωνική

Εικόνα 7.7: Έλεγχοι ανελαστικής ανάλυσης μετά τις ενισχύσεις

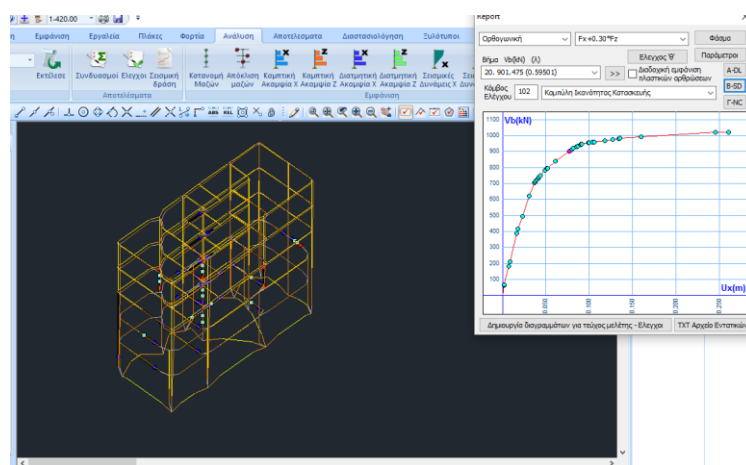
Αρχικά μπορούμε να δούμε ποια στοιχεία αστοχούν για στάθμη επιτελεστικότητας A, δηλαδή ποια παρουσιάζουν ελαφριές βλάβες χωρίς να αποτελούν κίνδυνο προς τους πολίτες. Ξεκινώντας με την τριγωνική κατανομή και για τον πρώτο συνδυασμό fx, παρατηρούμε ότι αστοχούν 33 δοκοί και 9 υποστυλώματα, ενώ στους συνδυασμούς -fx, fz, -fz, τα στοιχεία που αστοχούν είναι περισσότερα. Όσο αφορά την ορθογωνική κατανομή, βλέπουμε ότι συνολικά αστοχούν περισσότερα στοιχεία από ότι στην τριγωνική.

Συνεχίζοντας τώρα στην επόμενη στάθμη επιτελεστικότητας B << προστασία ζωής>>, είναι εμφανές ότι οι αστοχίες στα κύρια μέλη έχουν μειωθεί σημαντικά, επομένως ο φορέας δεν φέρει σοβαρές βλάβες σε μεγάλη έκταση που να απειλούν την δημόσια υγεία. Πιο συγκεκριμένα βλέπουμε ότι για τριγωνική κατανομή και για τον πρώτο συνδυασμό αστοχούν μόλις 1 δοκός και 7 υποστυλώματα, ενώ στην ορθογωνική κατανομή αστοχούν 1 δοκός και 6 υποστυλώματα. Ομοίως μπορούμε να συμπεράνουμε και για τους άλλους συνδυασμούς, ότι έχει περιοριστεί ο αριθμός των αστοχιών στα μέλη σε σχέση με την στάθμη A. Αυτό είναι το αναμενόμενο, αφού επιδιώκουμε να περιορίζονται οι σοβαρές βλάβες. Ακολούθως γίνεται και στην στάθμη Γ << αποφυγή οιονεί κατάρρευση>>, όπου το ποσοστό των αστοχιών έχει μειωθεί σημαντικά. Από τα παραπάνω κρατάμε όσα ισχύουν για την στάθμη B, διότι σύμφωνα με αυτή έχει γίνει η παρούσα μελέτη.

7.3 Σύγκριση ορθογωνικής – τριγωνικής κατανομής

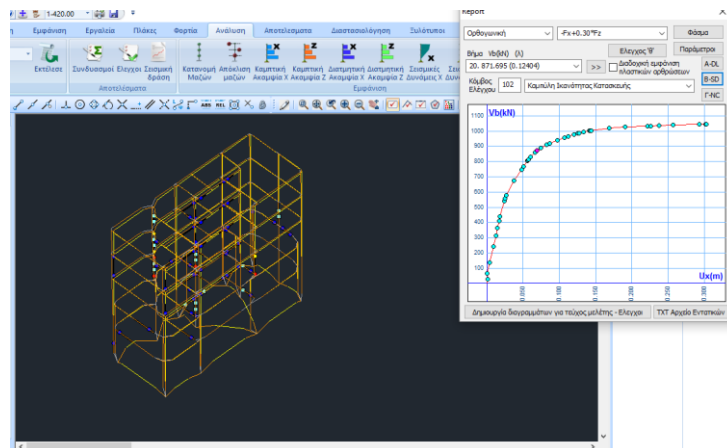
Επιπλέον από τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης, μπορούμε να συγκρίνουμε την ορθογωνική με την τριγωνική κατανομή, για να δούμε σε ποια περίπτωση ο φορέας μας συμπεριφέρεται καλύτερα.

Για στάθμη επιτελεστικότητας B και για ορθογωνική κατανομή φορτίου και για τον πρώτο συνδυασμό fx παρατηρούμε την καμπύλη ικανότητας της κατασκευής. Βλέπουμε ότι όταν ασκήσουμε μία τέμνουσα της τάξης των 901.475 KN, η μετακίνηση είναι περίπου 0,075μ και η πρώτη πλαστική άρθρωση αρχίζει στο βήμα 20. Εκτός από την απεικόνιση σε 3D μπορούμε να δούμε και σε κάτοψη την παραμόρφωση του κτιρίου και πως στρίβει κατά την διεύθυνση χχ.



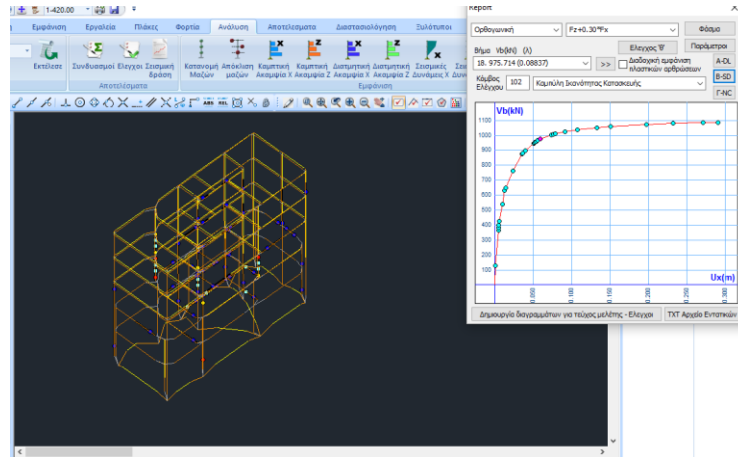
Εικόνα 7.8: Ορθογωνική κατανομή για συνδυασμό fx

Εξετάζοντας τώρα τον συνδυασμό -fx, βλέπουμε ότι η τέμνουσα έχει μειωθεί στα 871.695 KN, ενώ η μετακίνηση του φορέα είναι περίπου 0,068μ. Οπότε για τον συνδυασμό αυτόν η παραμόρφωση του φορέα αρχίζει όταν του ασκήσουμε ένα μικρότερο φορτίο από ότι έγινε στον πρώτο συνδυασμό. Από την κάτοψη μπορούμε να δούμε την μετακίνηση του κτιρίου κατά τον άξονα χχ, όπου φαίνεται ότι είναι μικρότερη από προηγούμενως. (Γιατί το μικρότερο φορτίο προκάλεσε μικρότερη μετακίνηση).



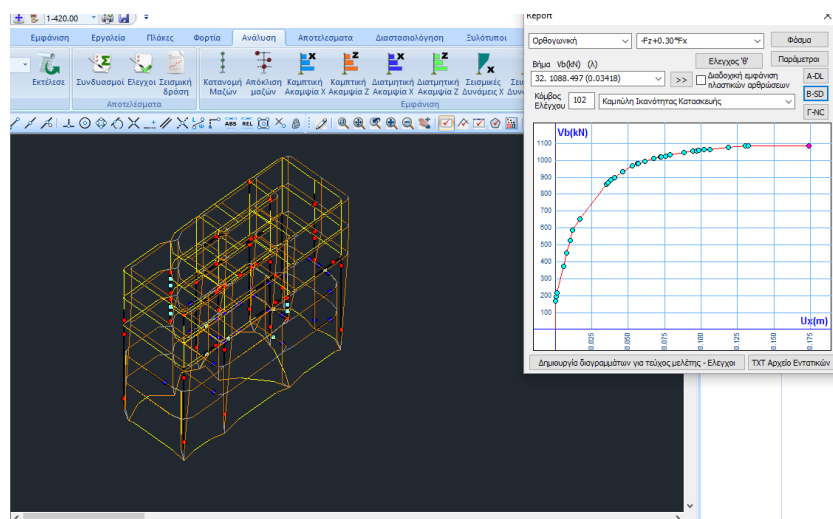
Εικόνα 7.9: Ορθογωνική κατανομή για συνδυασμό -fx

Συνεχίζοντας στον συνδυασμό fz, παρατηρούμε ότι οι πλαστικές αρθρώσεις έχουν μειωθεί σε ορισμένα κύρια στοιχεία, ενώ για μία τέμνουσα αρκετά μεγαλύτερη 975.714 KN η μετακίνηση είναι μικρή 0,057μ. Από την κάτοψη φαίνεται ότι η στροφή του κτιρίου είναι πολύ μικρότερη από ότι στους προηγούμενους συνδυασμούς.



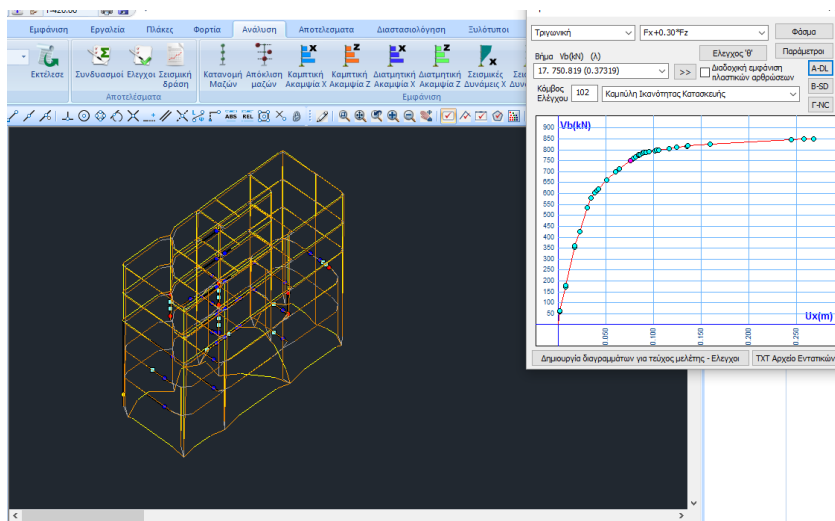
Εικόνα 7.10: Ορθογωνική κατανομή για συνδυασμό fz

Προχωρώντας στον συνδυασμό $-fz$, είναι εμφανές ότι οι αστοχίες των κύριων στοιχείων είναι πολύ μεγάλες, αφού υπάρχουν πλαστικές αρθρώσεις κόκκινου χρώματος στον πόδα και στην κορυφή των στοιχείων. Από το σχέδιο της κάτοψης βλέπουμε ότι οι παραμορφώσεις της κατασκευής είναι μεγάλες τώρα κατά τον άξονα ZZ. Από την καμπύλη ικανότητας φαίνεται ότι όταν ασκήσουμε στην κατασκευή την μέγιστη δύναμη 1088.497 KN τότε αστοχεί ψαθυρά με μία μετακίνηση πολύ μεγάλη 0,175μ. Οπότε σε αυτή την κατανομή δεν μπορεί να παραλάβει ο φορέας τα φορτία αποτελεσματικά.



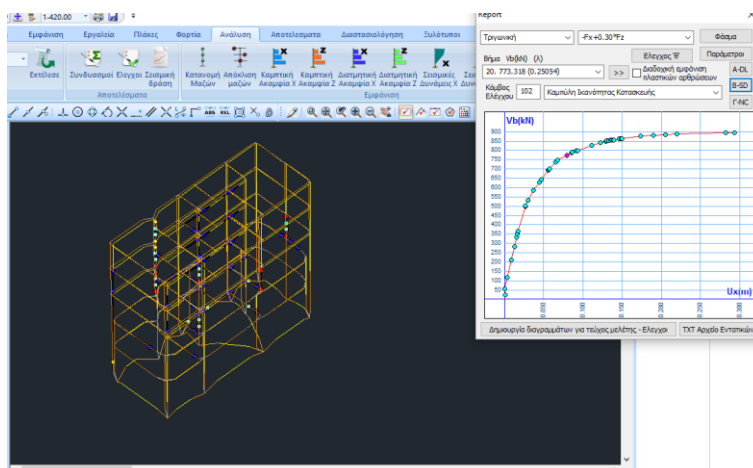
Εικόνα 7.11: Ορθογωνική κατανομή για συνδυασμό -fz

Όσο αφορά την τριγωνική κατανομή φορτίου και τον πρώτο συνδυασμό f_x , βλέπουμε ότι στο βήμα 17 όταν ασκείται μία τέμνουσα 750.819 KN, η μετακίνηση του φορέα είναι περίπου 0,075μ. Αν συγκρίνουμε την τριγωνική κατανομή με την ορθογωνική παρατηρούμε ότι στην ορθογωνική κατανομή για τον ίδιο συνδυασμό και για μία αρκετά μεγαλύτερη δύναμη της τάξεως των 900KN, είχαμε την ίδια μετακίνηση. Αυτό σημαίνει ότι όταν θα ασκηθούν δυνάμεις μεγαλύτερες των 750 KN οι μετακινήσεις σταδιακά θα είναι πολύ μεγαλύτερες από 0,075μ και τελικά θα καταρρεύσει η κατασκευή σε δυνάμεις μικρότερες των 900 KN. Αντιθέτως στην ορθογωνική κατανομή ο φορέας θα αστοχήσει όταν ασκηθούν δυνάμεις πάνω από 1000KN, οπότε στην κατανομή αυτή ο φορέας αντέχει σε μεγαλύτερα φορτία.



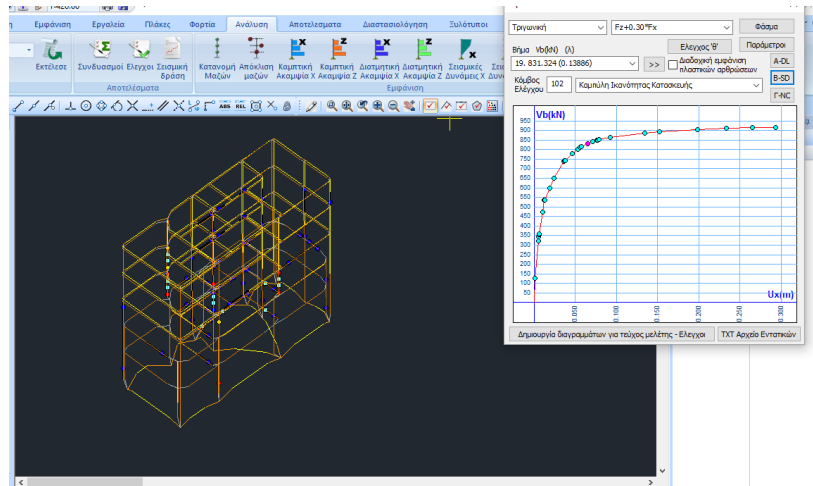
Εικόνα 7.12: Τριγωνική κατανομή για συνδυασμό f_x

Στον επόμενο συνδυασμό – f_x , παρατηρούμε ότι οι πλαστικές αρθρώσεις στα κύρια μέλη είναι περισσότερες όπως φαίνεται στο τρισδιάστατο σχήμα και η πρώτη πλαστική άρθρωση σχηματίζεται στο βήμα 20 και για μετακίνηση περίπου 0,078μ, η τέμνουσα που δέχεται ο φορέας είναι 773.318 KN. Στην ορθογωνική κατανομή για μία δύναμη περίπου 800 KN η μετατόπιση του φορέα ήταν μικρότερη.



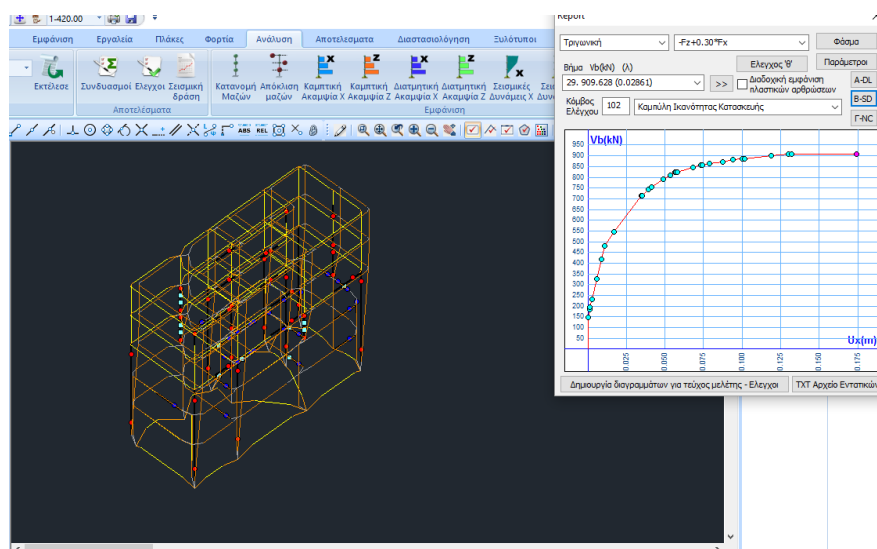
Εικόνα 7.13: Τριγωνική κατανομή για $-f_x$

Ακολουθεί ο συνδυασμός fz . Όταν ασκείται μία τέμνουσα 831.324 KN η μετακίνηση είναι 0,056μ ενώ στην ορθογωνική κατανομή είχαμε μία μικρότερη μετακίνηση 0,053μ όταν ασκούσαμε μία δύναμη κοντά στα 1000 KN, οπότε ο φορέας ανταποκρινόταν καλύτερα σε μικρότερα φορτία σε σχέση με την τριγωνική κατανομή.



Εικόνα 7.14: Τριγωνική κατανομή για συνδυασμό fz

Το ίδιο συμπέρασμα προκύπτει και για τον συνδυασμό $-fz$, όπου ο φορέας αστοχεί σε τέμνουσα 909.628 KN, ενώ στην ορθογωνική κατανομή αστοχούσε σε φορτίο 1088.497 KN. Επομένως στην ορθογωνική κατανομή ο φορέας ανταποκρίνεται καλύτερα αφού δεν παρουσιάζει ιδιαίτερα προβλήματα σε μικρότερες φορτίσεις.

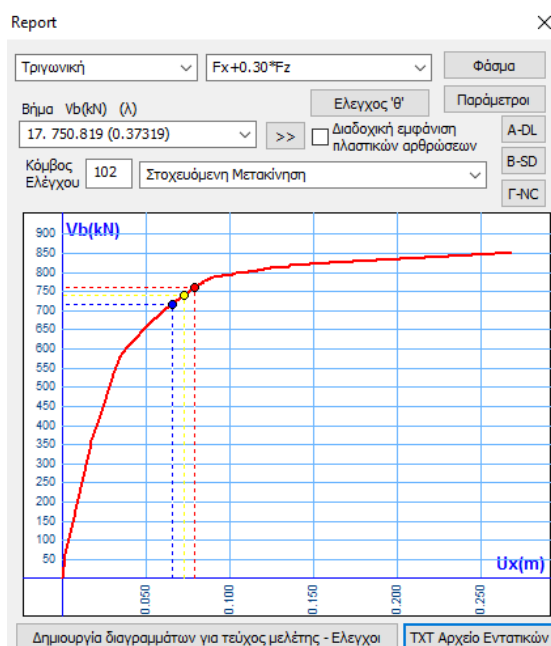


Εικόνα 7.15: Τριγωνική κατανομή για συνδυασμό $-fz$

7.4 Στοχευόμενη μετακίνηση

- Στοχευόμενη μετακίνηση

Από την καμπύλη ικανότητας κατασκευής προκύπτει και η στοχευόμενη μετακίνηση, η οποία είναι διαφορετική για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας A B Γ. Όπως φαίνεται από το διάγραμμα υπάρχουν τρεις διαφορετικές παραμορφώσεις με διαφορετικό χρώμα. Το μπλε αντιστοιχεί στην στάθμη A, το κίτρινο στην στάθμη B και το κόκκινο στην στάθμη Γ



Εικόνα 7.16: Στοχευόμενη μετακίνηση για στάθμες επιτελεστικότητας A, B, Γ

Από το παραπάνω διάγραμμα προκύπτουν τα εξής :

Στάθμη επιτελεστικότητας A η στοχευόμενη μετακίνηση είναι 0,063μ με τέμνουσα 750.81 KN

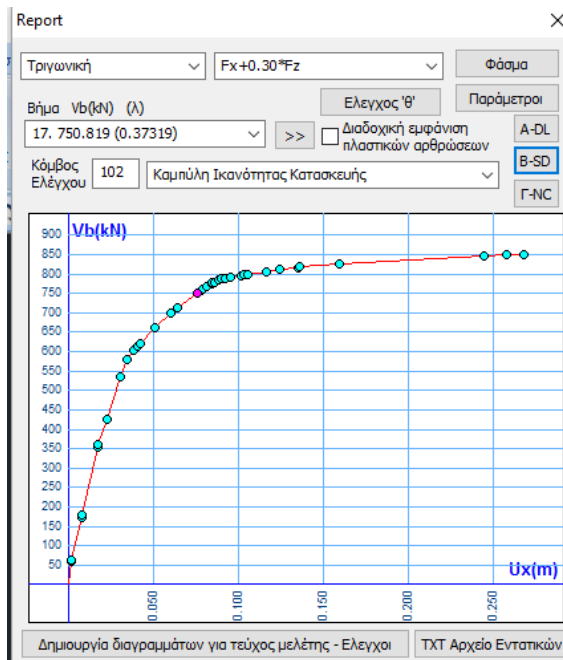
Στάθμη επιτελεστικότητας B η στοχευόμενη μετακίνηση είναι 0,074μ με τέμνουσα 750.819 KN

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ η στοχευόμενη μετακίνηση είναι 0,076μ με τέμνουσα 767.133 KN

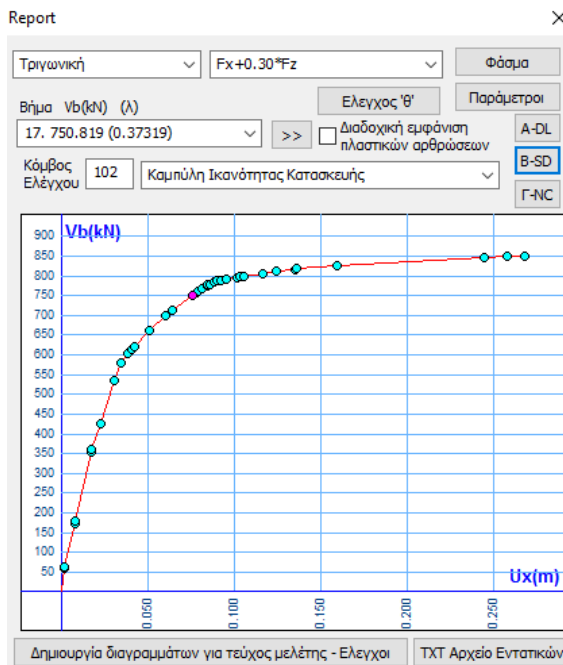
Παρατηρούμε και εδώ, ότι όταν το σεισμικό φορτίο αυξάνεται, αυξάνεται και η στοχευόμενη μετακίνηση. Αντιθέτως, όταν οι βλάβες είναι ελαφριές (στάθμη επιτελεστικότητας A), τότε οι παραμορφώσεις στον φορέα είναι μικρότερες.

7.5 Καμπύλη ικανότητας

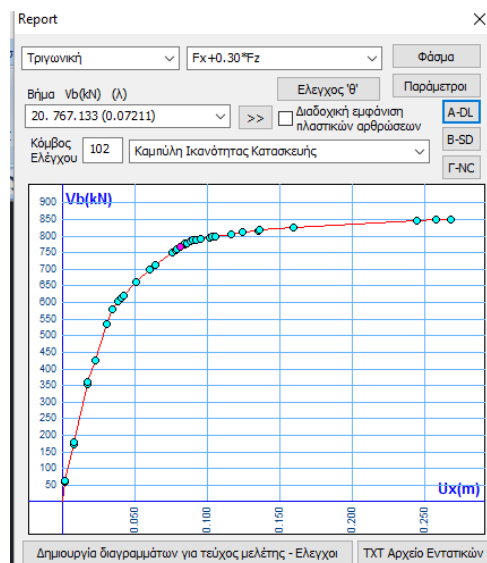
- Καμπύλη ικανότητας



Εικόνα 7.17: Καμπύλη ικανότητας για στάθμη επιτελεστικότητας A



Εικόνα 7.18: Καμπύλη ικανότητας για στάθμη επιτελεστικότητας B



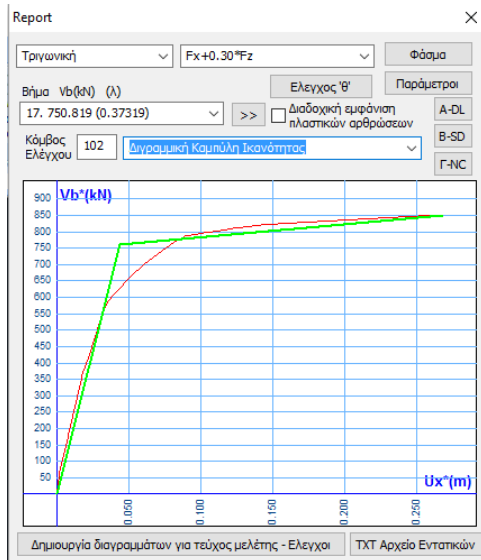
Εικόνα 7.19: Καμπύλη ικανότητας για στάθμη επιτελεστικότητας Γ

Για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας Α Β Γ εξετάζουμε την καμπύλη ικανότητας. Για την πρώτη στάθμη επιτελεστικότητας << Άμεση χρήση μετά τον σεισμό>>, δηλαδή για ελαφριές βλάβες η παραμόρφωση του φορέα αρχίζει στο βήμα 17 όταν ασκείται τέμνουσα 750.819 KN. Το ίδιο ισχύει και για την στάθμη Β << Προστασία ζωής>>, για σοβαρές βλάβες στα κύρια μέλη του φορέα. Ενώ για την Τρίτη στάθμη Γ << αποφυγή οιονεί κατάρρευσης>>, η παραμόρφωση του φορέα ξεκινάει στο βήμα 20 όταν η τέμνουσα που ασκείται είναι 767.133 KN.

Σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας αλλάζει το φορτίο και επομένως και η στοχευόμενη μετακίνηση. Το φάσμα του σεισμού είναι ίδιο για τις τρεις στάθμες, όμως λόγω ενός συντελεστή C2 το σεισμικό φορτίο που ασκείται σε κάθε στάθμη είναι διαφορετικό. Όσο πλησιάζει το κτίριο σε διαρροή ο συντελεστής C2 αυξάνεται και επομένως και η στοχευόμενη μετακίνηση. Για αυτό τον λόγο παρατηρούμε ότι για στάθμη επιτελεστικότητας Γ η τέμνουσα και η στοχευόμενη μετακίνηση αυξάνεται.

7.6 Διγραμμική καμπύλη

- Διγραμμική καμπύλη ικανότητας



Εικόνα 7.20: Διγραμμική καμπύλη ικανότητας

7.7 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης

Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης, θα γίνει σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ παράγραφο 5.7.4.2. Ο υπολογισμός γίνεται με βάση την παρακάτω σχέση:

$$\Delta t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \left(\frac{T_e^2}{4\pi^2} \right) \cdot S_a(\tau) \quad (1)$$

Όπου

$S_a(\tau)$: Είναι η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση από το φάσμα του ΕΚ 8-1

$$S_a(\tau) = 1,2 \cdot 0,16g \cdot 2,5 = 4,71 \text{ m/sec}^2$$

$$S_a(\tau) = 4,71 \text{ m/sec}^2$$

T_e : Είναι η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος της κατασκευής υπολογιζόμενη από τον τύπο

$$T_e = T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}, \quad \text{όπου}$$

Τι η ιδιοπερίοδος μονοβάθμιου ταλαντωτή $T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_i}}$

m : Είναι η συνολική μάζα του κτιρίου **m=878,114KN/g**

K_i: Η ελαστική δυσκαμψία για ένα τυχαίο σημείο της καμπύλης ικανότητας που βρίσκεται στην ελαστική περιοχή

$$K_i = F_y/x = \frac{180,3816 \text{KN}}{0,00827 \text{m}} = 21,81156 \text{KNm}$$

Άρα **K_i = 21,81156KNm**

K_e: Είναι η ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία $K_e = 0,6F_y/x = 0,6 \cdot 776 / 0,02597 = 17.90527 \text{KNm}$ Άρα **K_e = 17.90527KNm**

Η Δυσκαμψία K_e προκύπτει από την ευθεία που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο που αντιστοιχεί στο 0,6F_y όπου **F_y = 776 KN** με παραμόρφωση **x=0,085μ**

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{878,114 \text{KN/g}}{21.81156 \text{KNm}}} = 0,402 \text{ sec}$$

Άρα **T_i = 0,402 sec**

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0,402 \text{sec} \cdot \sqrt{\frac{21.81156 \text{KNm}}{17.90527 \text{KNm}}} = 0,444 \text{ sec}$$

Άρα **T_e = 0,444 sec**

C₀, C₁, C₂, C₃ Είναι οι διορθωτικοί συντελεστές.

C₀: Είναι ο συντελεστής που συσχετίζει την φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με την δυσκαμψία K_e. Για αριθμό ορόφων 1,2,3,5,>10... ο συντελεστής μπορεί να πάρει τις αντίστοιχες τιμές 1.0,1.2,1.3,1.4,1.5
Για κτίριο 5 ορόφων **C₀=1.5**

C₁: Ο συντελεστής αυτός υπολογίζεται ως εξής :

$$C_1 = 1.00 \text{ για } T_e > T_c \quad (2)$$

$$C_1 = \frac{(1 + (R-1) \cdot T_c / T_e)}{R} \text{ για } T_e < T_c \quad (3)$$

$$R = \frac{(S_a/g)}{(V_y/w)} * C_m$$

$T_e = 0,444 \text{ sec} < T_c = 0,5 \text{ sec}$, άρα πρέπει να υπολογίσω το C_1 σύμφωνα με την σχέση (3).

T_c Είναι η περίοδος εδαφικής κίνησης **$T_s = T_c = 0,5 \text{ sec}$** για οριζόντιο φορτίο

$S_a(\tau) = 4,71 \text{ m/sec}^2$

$V_y = 776 \text{ KN}$

$W = 878,114 \text{ KN/g}$

$C_m = 0.9$ Πίνακας 5.5

Από αντικατάσταση προκύπτει **$R = 5,4$**

Αντικαθιστώντας στη σχέση (3) προκύπτει **$C_1 = 1,0$**

C_2 : Οι τιμές του συντελεστή λαμβάνονται από τον πίνακα Σ5.1

$T_e = 0,444 \text{ sec} > 0,1 \text{ s}$ όπου $s = 1.00$

Επιλέγουμε φορέα τύπου 1, δηλαδή για κτίριο πριν από το 1985 και στάθμη επιτελεστικότητας B

Άρα **$C_2 = 1.3$**

Στάθμη επιτελεστικότητας	Te>0,1s s=1.00		Te >Tc	
	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2
<< Περιορισμένες Βλάβες>> A	1.0	1.0	1.0	1.0
<< Σημαντικές Βλάβες>> B	1.3	1.0	1.1	1.0
<<Οιονεί κατάρρευση >> Γ	1.5	1.0	1.2	1.0

Πίνακας 7.0 Υπολογισμός συντελεστή C2

C3: Ο συντελεστής αυτός λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ) για $K_s > 0$ τότε **C3=1**

Εφόσον έχουμε υπολογίσει όλους τους παραπάνω συντελεστές, μπορούμε να υπολογίσουμε την στοχευόμενη μετακίνηση από τον παρακάτω τύπο.

$$\Delta t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * \left(\frac{T_e^2}{4\pi^2} \right) * S_a(\tau)$$

$\Delta t = 0,050m$ όταν ασκείται η δύναμη διαρροής **$F_y = 776KN$**

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην ενότητα που ακολουθεί συνοψίζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό του φορέα, καθώς και παρατηρήσεις και σχόλια από την μελέτη του υφισταμένου κτιρίου.

Γενικά σε κτίρια από Ω/Σ πρέπει να αστοχούν πρώτα οι δοκοί και μετά τα υποστυλώματα. Αυτό γίνεται γιατί οι δοκοί έχουν μεγάλη πλαστιμότητα και μπορούν να επισκευαστούν σχετικά εύκολα.

Παρατηρούμε ότι τα υποστυλώματα του κάτω ορόφου αστοχούν πολύ περισσότερο, από τι αυτά στους πάνω ορόφους και δέχονται μεγαλύτερες παραμορφώσεις έναντι σεισμικού φορτίου. Τα υποστυλώματα που καταπονούνται πιο έντονα είναι αυτά που βρίσκονται σε ακραίες θέσεις, γιατί είναι πιο ευάλωτα σε στρεπτικά φαινόμενα και δέχονται μεγαλύτερες αδρανειακές δυνάμεις.

Για στάθμη επιτελεστικότητας B και για τον πρώτο συνδυασμό τριγωνικής κατανομής, βλέπουμε ότι στην αρχική κατάσταση του φορέα ,πριν προβούμε σε ενισχύσεις αστοχούσαν 25 δοκοί και 19 στύλοι, δηλαδή συνολικά αστοχούν 44 στοιχεία. Αντίθετα μετά τις ενισχύσεις ο αριθμός των αστοχιών έχει μειωθεί σημαντικά αφού για την ίδια στάθμη αστοχούν 1 δοκός και 7 στύλοι, δηλαδή μόνο 8 στοιχεία. Οι αστοχίες αυτές όμως αναφέρονται στους υπερκείμενους μελλοντικούς ορόφους τους οποίους και δεν ενισχύσαμε και δεν επηρεάζουν την στατική επάρκεια της κατασκευής μας.

Από την καμπύλη ικανότητας βλέπουμε για τον αρχικό φορέα ότι, όταν ασκείται ένα φορτίο $V_b = 487,709 \text{ KN}$ η μετακίνηση είναι $X=0,080 \text{ m}$, ενώ μετά τις ενισχύσεις η μετακίνηση του φορέα μειώνεται $X=0,074 \text{ m}$, υπό την δράση μεγαλύτερης τέμνουσας $V_b = 750,819 \text{ KN}$.Οπότε η αντοχή του φορέα έχει αυξηθεί ως προς το αρχικά επιβαλλόμενο φορτίο που ήταν $V_b = 487,709 \text{ KN}$.

Επειδή η μελέτη κατασκευής του κτιρίου δεν έχει γίνει σύμφωνα με τον σύγχρονο κανονισμό, είναι αναμενόμενο να εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις κυρίως στα υποστυλώματα. Αυτό συμβαίνει, διότι τα κτίρια της χρονικής περιόδου 1960-1990 κατασκευάστηκαν βασιζόμενα σε παλαιότερο κανονισμό που δεν είχε απαιτήσεις για την πλαστική συμπεριφορά τους, και έτσι οι κατασκευαστικές διατάξεις τους ήταν περιορισμένων απαιτήσεων. Επομένως, οι ενισχύσεις που έγιναν ήταν απαραίτητες και αποτελεσματικές, αφού βελτίωσαν σημαντικά την αντοχή του κτιρίου έναντι σεισμού, με αποτέλεσμα να είναι ικανό να δεχτεί τα φορτία των επιπλέον τριών ορόφων για τα οποία είχε γίνει η αντίστοιχη μελέτη.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[11.1] Γ.Γ ΠΕΝΕΛΗΣ, Α.Ι ΚΑΠΠΟΣ , << Αντισεισμικές κατασκευές από σκυρόδεμα>>, Θεσσαλονίκη 1999.

[11.2] ΚΑΝ.ΕΠΕ, << Κανονισμός επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ 1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013>>, Αθήνα 2013.

[11.3] ΕΓΧΕΙΡΙΔΙΟ SCADA PRO15, << Εισαγωγή στην μοντελοποίηση-ανάλυση φορέα>>, Αθήνα 2015.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

1.1 Μοντελοποίηση στο πρόγραμμα SCADA

Στο παράρτημα αυτό, θα αναλυθούν λεπτομερώς όλα τα βήματα που έγιναν για την μοντελοποίηση του φορέα, την επιβολή φορτίων στις πλάκες και στα μέλη του, την ανάλυση του, την διαστασιολόγηση του και την εξαγωγή όλων των απαραίτητων αποτελεσμάτων.

1.2 Εισαγωγή δεδομένων - Μοντελοποίηση

Για την εργασία αυτή θα εισάγουμε ένα βοηθητικό αρχείο autocad, στο οποίο φαίνεται η κάτοψη των ορόφων και οι διατομές των υποστυλωμάτων και των δοκών και θα αρχίσουμε να μορφώνουμε τον φορέα, εισάγοντας τις διατομές των δομικών του στοιχείων.

Τυπικές παραδοχές κτιρίου

Υλικά

Σκυρόδεμα : C 16/20

Χάλυβας : STI, STIII

Έδαφος

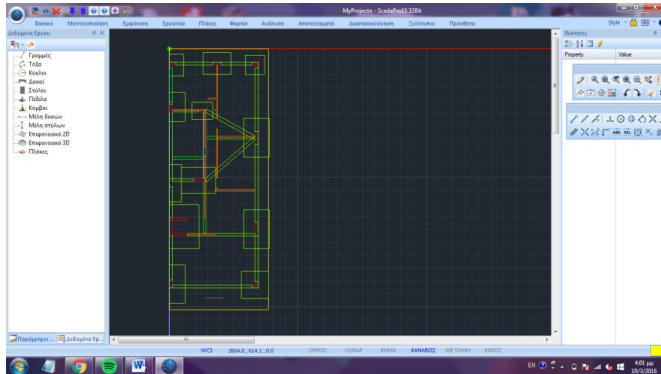
Κατηγορία εδάφους : B

Επιτρεπόμενη τάση εδάφους :0,25Μρα

Στοιχεία σεισμικότητας

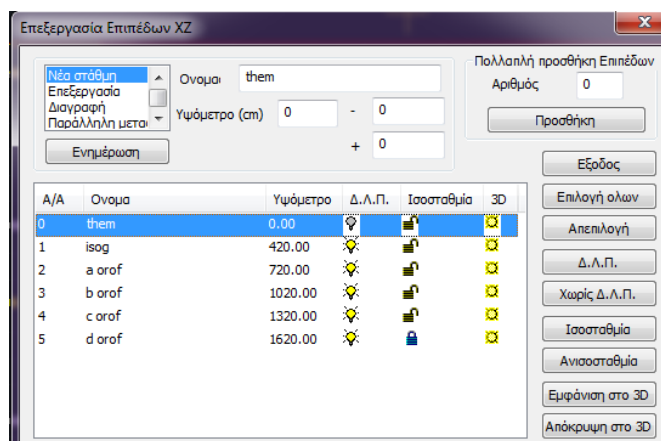
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	I
Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς	q=3.20
Συντελεστής σπουδαιότητας	γ=1.15
Συντελεστής εδαφικής επιτάχυνσης	α=0.16
Κατηγορία εδάφους	B
Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης	βo=2.50

Αρχικά ξεκινάμε ορίζοντας ένα όνομα για την μελέτη που θα κάνουμε. Βρίσκω το αρχείο autocad που θα δουλέψω και ανοίγει στο περιβάλλον του Scada το σχέδιο που έχω κάνει με όλα τα σχεδιαστικά του στοιχεία (Δοκοί, υποστυλώματα, πρόβολοι).



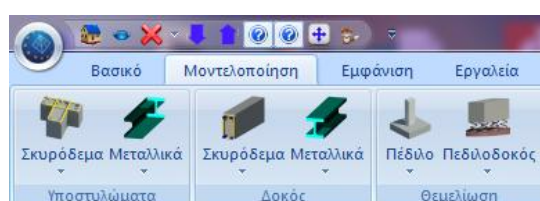
Εικόνα 1: Εισαγωγή αρχείου από βοηθητικό αρχείο AUTOCAD

Στο παράθυρο που ανοίγει δίπλα << Επεξεργασία επιπέδων XZ>>, θα ορίσουμε τα επίπεδα του φορέα. Ο φορέας μας αποτελείται από πέντε επίπεδα. Το ύψος του ισογείου είναι στα 4,20μ και των υπόλοιπων ορόφων είναι στα 3,00μ.



Εικόνα 2: Επεξεργασία επιπέδων

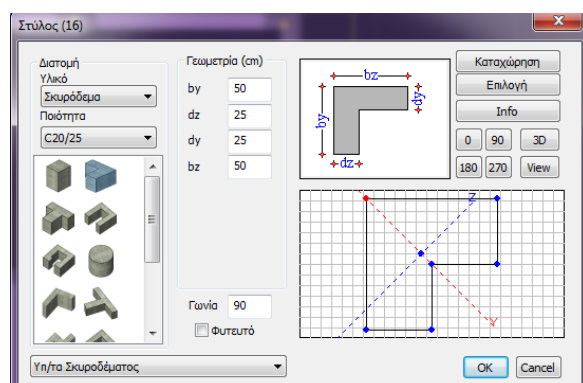
Στο σημείο αυτό, μπορώ να προχωρήσω στην μοντελοποίηση του φορέα. Πατώντας την εντολή Μοντελοποίηση βλέπω τις εξής επιλογές : Μοντελοποίηση Δοκών, στύλων, θεμελίωσης .



Εικόνα 3: Πίνακας μοντελοποίησης

1.3 Μοντελοποίηση υποστυλωμάτων

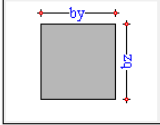
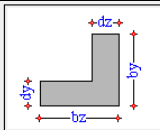
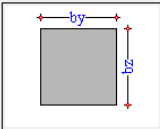
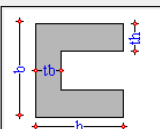
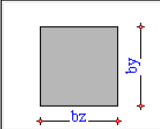
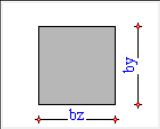
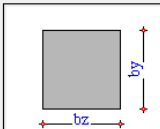
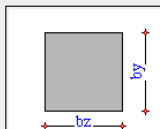
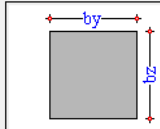
Αρχικά θα εισάγουμε τις διατομές των υποστυλωμάτων. Πατάμε την επιλογή στύλοι και στο παράθυρο που ανοίγει συμπληρώνουμε τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά.

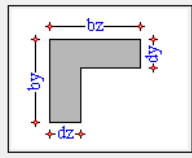
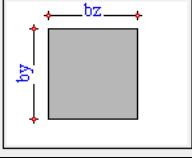
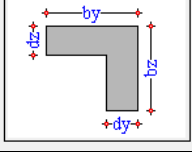


Εικόνα 4: Πίνακας διατομής στύλων

Στο παράθυρο διαλόγου ορίζουμε τι υλικό έχουμε (Σκυρόδεμα, χάλυβας, ξύλο) και τι ποιότητας είναι. Γενικά για την κατασκευή μας θα χρησιμοποιήσουμε σκυρόδεμα ποιότητας C16/20. Επίσης επιλέγουμε την μορφή του υποστυλώματος. Έστω ότι θα σχεδιάσουμε τον στύλο K1, ο οποίος είναι μορφής Γ, όπως φαίνεται από τα σχέδια. Επιλέγουμε την μορφή Γ και ορίζουμε τα γεωμετρικά του χαρακτηριστικά. Με τον ίδιο τρόπο φτιάχνουμε και τα υπόλοιπα υποστυλώματα του κτιρίου. Παρακάτω εμφανίζεται πίνακας με τις διατομές των στύλων και τα χαρακτηριστικά τους.

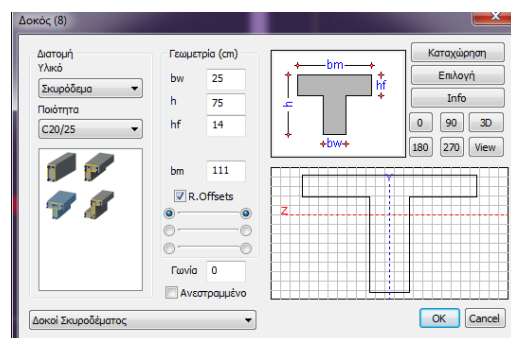
Πίνακας 1.1 διατομών στύλων

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΟΝΟΜΑΣΙΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ
	K15	25/60
	K16 K17	50/25 25/50
	K14	25/106
	T11 T12 T13	140/20 20/140 140/20
	K9	25/60
	K10	100/20
	K6	25/60
	K7	20/60
	K8	25/100

	K1 K2	25/50 50/25
	K3	60/25
	K4 K5	50/25 25/50

1.4 Μοντελοποίηση Δοκών

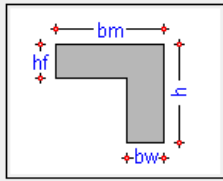
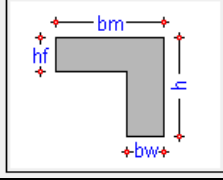
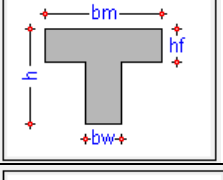
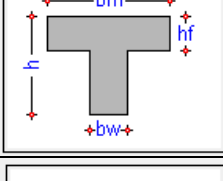
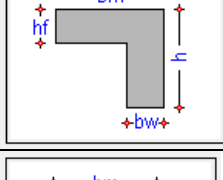
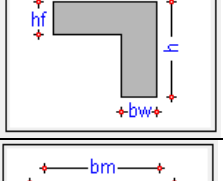
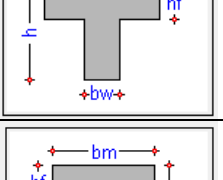
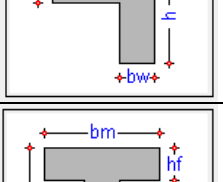
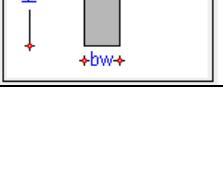
Επιλέγοντας το κουμπί Δοκοί, θα ορίσουμε τις δοκούς με παρόμοιο τρόπο. Και εδώ επιλέγουμε το υλικό της διατομής (σκυρόδεμα, χάλυβας, ξύλο), καθώς και την ποιότητα. Επιλέγουμε ποιιάς μορφής θα είναι η δοκός και ορίζουμε τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της. Μεταξύ των δεδομένων που πρέπει να εισάγουμε είναι και το πάχος της πλάκας hf. Η διαφορά που υπάρχει, είναι ότι για να εισάγουμε την δοκό στο σχέδιο, πρέπει να επιλέξουμε τον τρόπο τοποθέτησης, από πού θα πιάνει η περασιά. Στη συνέχεια ακολουθεί πίνακας με τα χαρακτηριστικά και την γεωμετρία των δοκών που θα χρησιμοποιηθούν στο έργο.



Εικόνα 5: Πίνακας διατομής δοκών

Πίνακας 1.2 διατομών δοκών

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΟΝΟΜΑΣΙΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ
	Δ1	25/75 hf=14
	Δ15	25/75 hf=14
	Δ16	25/75 hf=14
	Δ17	25/75 hf=14
	Δ8	25/75 hf=14
	Δ7	25/75 hf=14
	Δ12	25/75 hf=14
	Δ11	25/75 hf=14

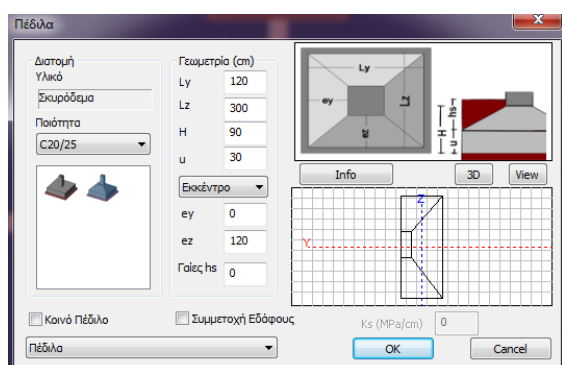
	Δ10	25/75 hf=14
	Δ9	25/75 hf=14
	Δ2	20/60 hf=14
	Δ13	20/60 hf=14
	Δ3	20/50 hf=14
	Δ4	20/40 hf=14
	Δ6	20/50 hf=14
	Δ5	20/50 hf=14
	Δ14	20/60 hf=14

1.5 Θεμελίωση

Το μενού της θεμελίωσης περιλαμβάνει μοντελοποίηση για πέδιλα και για πεδιλοδοκούς / συνδετήρια δοκάρια. Αρχικά ορίζουμε τις παραμέτρους της θεμελίωσης.

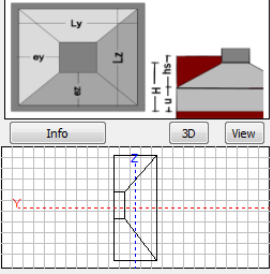
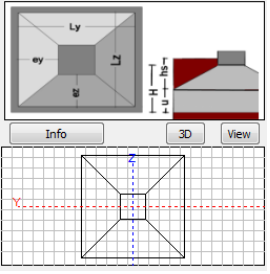
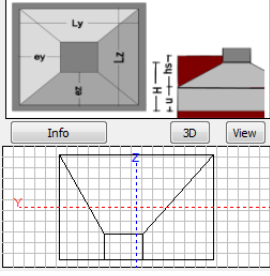
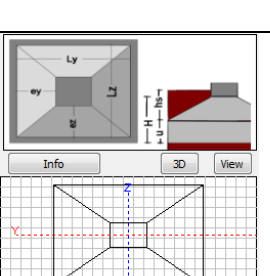
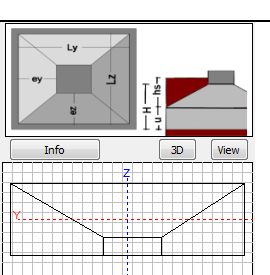
- **Για Πέδιλα**

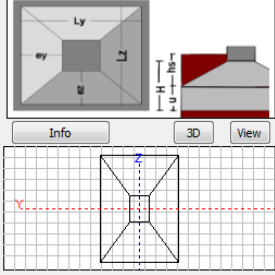
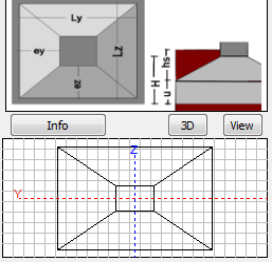
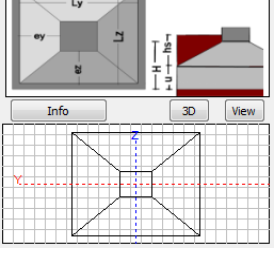
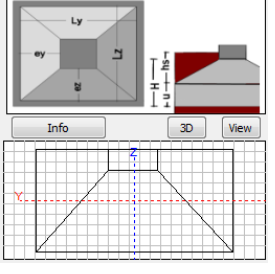
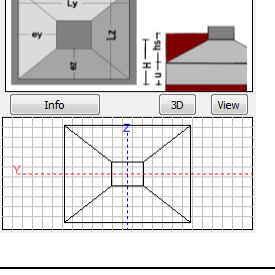
Για να ορίσουμε τα πέδιλα, αρχικά επιλέγουμε αν θα είναι ορθογώνια ή κωνικά. Εισάγουμε και εδώ τα στοιχεία της διατομής, υλικό, ποιότητα, γεωμετρία. Παρακάτω διατυπώνεται πίνακας με την διατομή και τα χαρακτηριστικά των πέδινων που τοποθετούνται στο εν λόγω κτίριο.

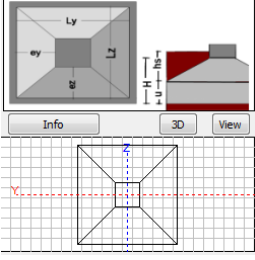
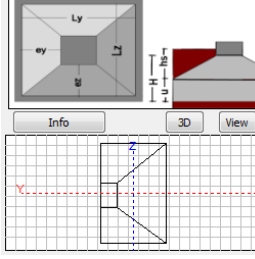


Εικόνα 6: Πίνακας διατομής πέδινων

Πίνακας1.3 διατομών πέδιλων

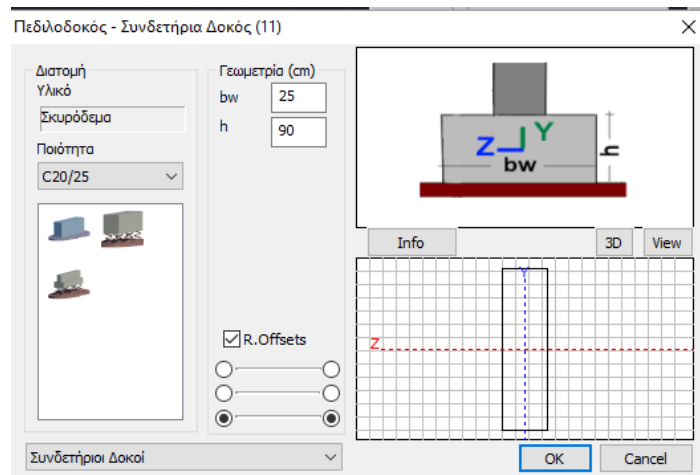
ΔΙΑΤΟΜΗ	ΟΝΟΜΑΣΙΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ
	<p>Π1</p>	<p>120/300</p>
	<p>Π2</p>	<p>210/210</p>
	<p>Π3</p>	<p>340/230</p>
	<p>Π4</p>	<p>300/200</p>
	<p>Π5</p>	<p>290/90</p>

	<p>Π6</p>	<p>200/270</p>
	<p>Π7</p>	<p>300/200</p>
	<p>Π8</p>	<p>160/130</p>
	<p>Π9</p>	<p>230/120</p>
	<p>Π10</p>	<p>220/170</p>

	<p>Π11</p>	<p>150/150</p>
	<p>Π12</p>	<p>110/170</p>

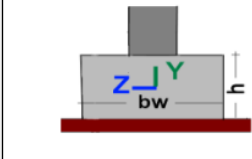
- **Για Πεδιλοδοκούς/ Συνδετήρια δοκάρια**

Για να εισάγουμε στην μελέτη πεδιλοδοκούς, από το μενού της θεμελίωσης , επιλέγουμε πεδιλοδοκό και ορίζουμε τις παραμέτρους της.



Εικόνα 7: Πίνακας διατομών πεδιλοδοκών

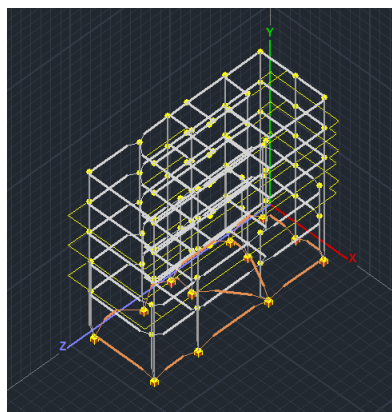
Πίνακας 1.4 Διατομών Πεδιλοδοκών

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΟΝΟΜΑΣΙΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ
	ΠΔ1	25/90
	ΠΔ2	
	ΠΔ3	
	ΠΔ4	
	ΠΔ5	
	ΠΔ6	
	ΠΔ7	
	ΠΔ8	
	ΠΔ9	
	ΠΔ10	
	ΠΔ11	
	ΠΔ12	
	ΠΔ13	
	ΠΔ14	
	ΠΔ15	

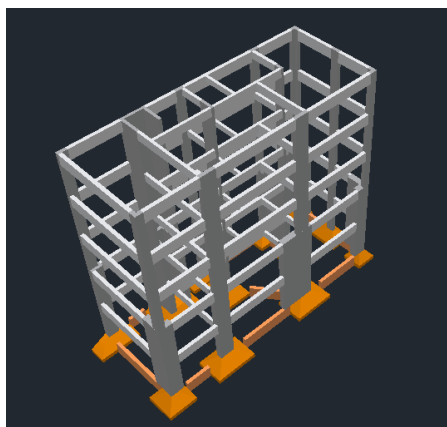
1.6 Δημιουργία Μαθηματικού Μοντέλου

Αφού έχει προηγηθεί η εισαγωγή όλων των στοιχείων του φυσικού μοντέλου, των πέλδων, των πεδιλοδοκών / συνδετήριων δοκών, των υποστυλωμάτων και των δοκών, σειρά έχει ο υπολογισμός του Μαθηματικού μοντέλου.

Για να γίνει η δημιουργία του Μαθηματικού μοντέλου, από το μενού επιλέγω την εντολή <<εργαλεία>> και μετά την επιλογή <<Υπολογισμός>>. Με αυτήν την εντολή, το πρόγραμμα υπολογίζει και δημιουργεί το Μαθηματικό μοντέλο της μελέτης, αποτελούμενο από κόμβους και ράβδους.



Εικόνα 8: Απεικόνιση τρισδιάστατου μαθηματικού μοντέλου



Εικόνα 9: Τρισδιάστατο μοντέλο φορέα

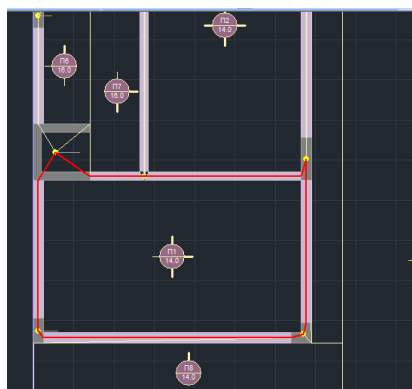
1.7 Τοποθέτηση Πλακών

Το επόμενο βήμα που πρέπει να γίνει, είναι να ορίσουμε τις πλάκες στους ορόφους. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εισαγωγή πλακών, είναι να έχει προηγηθεί η δημιουργία του Μαθηματικού μοντέλου. Επιλέγω από το μενού <<Πλάκες >> και βλέπω ότι περιλαμβάνονται 4 ομάδες εντολών :

- Εισαγωγή
- Τροποποίηση
- Τομές
- Έλεγχοι

1.7.1 Εισαγωγή

Αρχικά ορίζουμε τις παραμέτρους των πλακών, συγκεκριμένα απαιτείται να δηλώσουμε το ελάχιστο πάχος της πλάκας. Για να εισάγουμε τις πλάκες πατάμε την εντολή της εύρεσης. Εδώ ορίζουμε τον τρόπο εισαγωγής των πλακών. Η μέθοδος που θα εφαρμοστεί είναι αυτή του χειροκίνητου τρόπου, με τον ορισμό μελών.



Εικόνα 10: Τρόπος εισαγωγής πλάκας Π1

1.7.2 Τροποποίηση

Σειρά έχει να γίνουν οι τροποποιήσεις στις πλάκες. Το μενού της τροποποίησης αποτελείται από 7 εντολές.

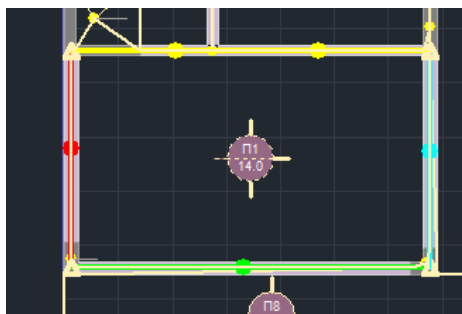
- Διαγραφή
- Επαναρίθμηση
- Μοντελοποίηση
- Αντιστοιχία πλευρών
- Συνθήκες στήριξης
- Πάχος
- Ιδιότητες

1.7.3 Μοντελοποίηση

Στην περίπτωση που βγει ερωτηματικό στην πλάκα, πρέπει να γίνει η <<μοντελοποίηση>> με ορισμό ορθογωνίου ή τριγώνου.

1.7.4 Αντιστοιχία πλευρών

Αφού γίνει η μοντελοποίηση για να δούμε αν αποδόθηκαν σωστά οι πλευρές της πλάκας, κάνουμε την αντιστοιχία πλευρών. Με αυτό πετυχαίνουμε ότι τα φορτία της πλάκας θα κατανέμονται στα πραγματικά μήκη των μελών.

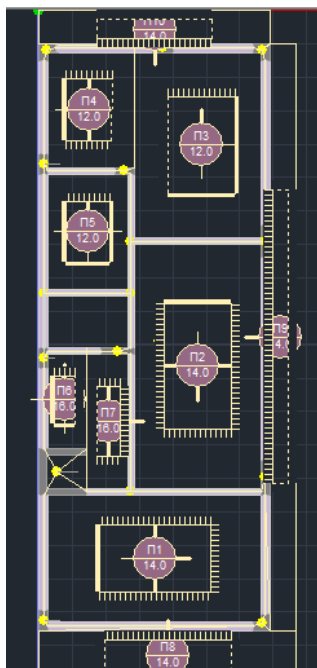


Εικόνα 11: Αντιστοιχία πλευρών πλάκας Π1

1.7.5 Συνθήκες στήριξης

Το επόμενο βήμα που πρέπει να κάνουμε για την ορθή εισαγωγή των πλακών, είναι να ορίσουμε τις συνθήκες στήριξης. Οι τρεις συμβολισμοί που χρησιμοποιούνται για την απεικόνιση των συνθηκών στήριξης είναι η εξής :

- Πάκτωση με κάθετες γραμμές
- Στήριξη ,άρθρωση με παχιά γραμμή
- Ελεύθερο άκρο με διακεκομμένη γραμμή



Εικόνα 12: Συνθήκες στήριξης πλάκων ορόφου

1.7.6 Ορισμός πάχους πλάκας

Μέσω αυτής της εντολής, ορίζουμε το πάχος της πλάκας είτε συνολικά, είτε μεμονωμένα για κάθε πλάκα. Τα πάχη που θα ορίσουμε είναι $\delta=14\text{εκ}$ και $\delta=12\text{εκ}$ για τις πλάκες του ορόφου και $\delta=16\text{εκ}$ για τους προβόλους.

1.8 Φορτία

Ενεργοποιώντας την εντολή <<φορτία>>, παρατηρούμε ότι περιλαμβάνονται 4 κατηγορίες εντολών :

- Ορισμός
- Φορτία πλάκων
- Φορτία μελών
- Ευρωκώδικας EC1

Ορισμός

Σε αυτό το στάδιο, ορίζουμε τα είδη των φορτίων που θα δεχτεί ο φορέας ή τις ομάδες φορτίων. Αρχικά εισάγουμε τι είδους φορτία δέχεται το δόμημα. Για την εργασία αυτή, δεν θα χρησιμοποιήσουμε κάποια άλλα φορτία, εκτός από τα μόνιμα και τα κινητά.

1.8.1 Φορτία πλακών

Στην εν λόγω ομάδα εντολών, μπορούμε να εισάγουμε τι φορτία θα δεχτούν οι πλάκες, να τα επεξεργαστούμε, καθώς και να αποδώσουμε τα αυτά τα φορτία των πλακών στα περιμετρικά μέλη και στους κόμβους.

1.8.1.1 Εισαγωγή

Αρχικά ορίζουμε σε ποιες πλάκες θα μπουν τα φορτία. Στο πεδίο <<φόρτιση>> επιλέγουμε αν θα είναι μόνιμα ή κινητά φορτία. Στην επιλογή << τύπος φορτίου>>, επιλέγουμε την μορφή του φορτίου.

Στο πεδίο <<φορτίο>>, εισάγουμε την τιμή του σε KN/m^2 . Έτσι εισάγουμε τα φορτία στις υπόλοιπες πλάκες για Μόνιμα και κινητά φορτία. Παρακάτω αναφέρονται αναλυτικά όλα τα φορτία πλακών.

Φορτία

Φορτία πλακών

- Μόνιμα φορτία
 - Ειδικό βάρος σκυροδέματος : 25 KN/m^3
 - Βάρος δρομικής οπτοπλινθοδομής : 2,10 KN/m^2
 - Βάρος μπατικής οπτοπλινθοδομής : 3,60 KN/m^2
 - Επιστρώσεις πλακών : 1,30 KN/m^2
 - Επιστρώσεις δώματος : 2,50 KN/m^2
- Κινητά φορτία
 - Δάπεδα κατοικιών : 2,00 KN/m^2
 - Δάπεδα εξωστών : 5,00 KN/m^2
 - Δάπεδα κλιμάκων κατοικιών : 3,50 KN/m^2

Φορτία δώματος

Για το δώμα

Μπατικός τοίχος : 3,60 KN/m^2
 Στις πλάκες : $G=2,5 \text{ KN/m}^2$
 : $Q=2 \text{ KN/m}^2$

Στα μέλη περιμετρικά , του δώματος , τοίχος ύψους 1,10 m

Υπολογισμός φορτίου στα μέλη
 $3,60 \text{ KN/m}^2 \times 1,10 \text{ m} = 3,96 \text{ KN/m}$

Τα φορτία των εσωτερικών δρομικών τοίχων κατανέμονται στις πλάκες Π2 και Π3.

Για την Π2

Εμβαδόν :Π2 =27,74m²

Ύψος τοιχοποιίας :3,00m

Μήκος τοίχου :2,90m

Μήκος τοίχου :4,20m

Φορτίο Δρομικού : 2,10KN/m²

Υπολογισμός φορτίου:

$$\frac{((2,90 \text{ m} + 4,20 \text{ m}) \times 3,00 \text{ m} \times 2,10 \text{ KN/m}^2)}{27,74 \text{ m}^2} = 1,61 \text{ KN/m}^2$$

Για την Π3

Εμβαδόν :Π3 =21,09m²

Ύψος τοιχοποιίας :3,00m

Μήκος τοίχου :4,30m

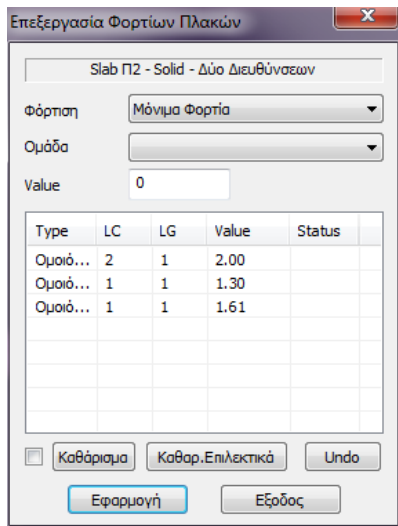
Φορτίο Δρομικού : 2,10KN/m²

Υπολογισμός φορτίου :

$$\frac{(4,30 \text{ m} \times 3,00 \text{ m}) \times 2,10 \text{ KN/m}^2}{21,09 \text{ m}^2} = 1,28 \text{ KN/m}^2$$

1.8.1.2 Επεξεργασία

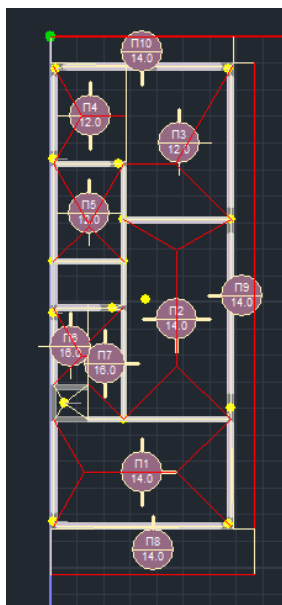
Στο μενού <<επεξεργασία>> κάνουμε ότι τροποποιήσεις χρειάζεται στα φορτία. Επίσης μπορούμε να επαληθεύσουμε αν τα φορτία που ορίσαμε στο προηγούμενο βήμα (Μόνιμα και κινητά), έχουν αποδοθεί ορθώς, και αν κάθε πλάκα έχει και τις δύο κατηγορίες φορτίων.



Εικόνα 13: Επεξεργασία φορτίων πλακών

1.8.1.3 Γραμμές διαρροής

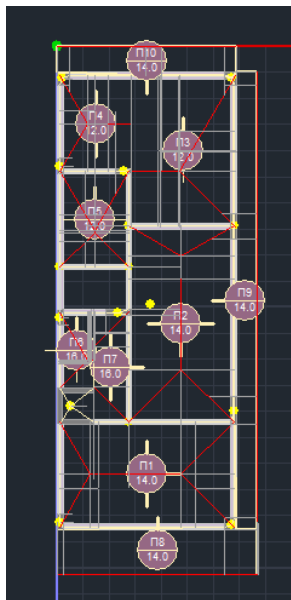
Με την εντολή αυτή, η επιφάνεια της κάτοψης μοιράζεται σε γεωμετρικά κομμάτια και έτσι, υπολογίζονται οι επιφάνειες που φορτίζονται και στο επόμενο βήμα υπολογίζονται οι δράσεις-δυνάμεις των πλακών που κατανέμονται στις δοκούς.



Εικόνα 14: Γραμμές διαρροής

1.8.1.4 Απόδοση αντιδράσεων

Ενεργοποιώντας την εντολή αυτή, βλέπουμε πώς τα φορτία των πλακών αποδίδονται στα μέλη (δοκοί, κόμβοι που ορίζουν κάθε πλάκα).



Εικόνα 15: Απόδοση αντιδράσεων

1.8.2 Φορτία Μελών

Αφού εισάγουμε τα φορτία στις πλάκες, σειρά έχει να τα εισάγουμε στα μέλη. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται 4 εντολές :

- Εισαγωγή
- Επεξεργασία
- Εμφάνιση
- Αντιγραφή

1.8.2.1 Εισαγωγή φορτίων στα μέλη

Αρχικά, πρέπει να ορίσουμε σε ποια μέλη θα επιβάλουμε τα φορτία. Όλα τα φορτία που πρέπει να αποδώσουμε στα μέλη υπολογίζονται λεπτομερώς στην συνέχεια.

Υπολογισμός φορτίων που καταπονούν το κτίριο**ΔΡΟΜΙΚΕΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΗΣ**

Όλα τα φορτία υπολογίζονται στην στάθμη του α' ορόφου για $H=3,00\text{m}$

Παράδειγμα:

Δοκός :**Δ5** Διατομή :20/50 Ύψος ορόφου: 3,00m

Καθαρό ύψος: 3,0m- 0,50m=2,5m

Φορτίο Δρομικού : 2,10 KN/m²

Μήκος δοκού : 2,90m

Υπολογισμός φορτίου:

$$2,5 \text{ m} \times 2,10 \text{ KN/m}^2 = 5,25 \text{ KN/m}$$

Ομοίως γίνεται ο υπολογισμός και για τις υπόλοιπες δοκούς.

Δοκός :**Δ6**

Υπολογισμός φορτίου: 5,25 KN/m

Δοκός :**Δ14**

Υπολογισμός φορτίου: 5,04 KN/m

Δοκός :**Δ13**

Υπολογισμός φορτίου: 5,04 KN/m

Δοκός :**Δ2**

Υπολογισμός φορτίου: 5,04 KN/m

ΜΠΑΤΙΚΕΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΗΣΕΣ

Παράδειγμα:

Δοκός :**Δ1** Διατομή :25/75 Ύψος ορόφου: 3,00m

Καθαρό ύψος: 3,0m- 0,75m=2,25m

Φορτίο Μπατικού : 3,60 KN/m²

Μήκος δοκού : 6,15m

Άνοιγμα: 2,50mX2,20m=5,5m²

Υπολογισμός φορτίου:

$$\frac{(6,15\text{m} \times 2,25\text{m}) - (5,5\text{m}^2) \times 3,60 \text{ KN/m}^2}{6,15\text{m}} = 5,0 \text{ KN/m}$$

Δοκός :**Δ9**

Υπολογισμός φορτίου: 8,10 KN/m

Δοκός :**Δ15**

Υπολογισμός φορτίου: 6,5 KN/m

Δοκός :**Δ10**

Υπολογισμός φορτίου: 8,10 KN/m

Δοκός :**Δ11**

Υπολογισμός φορτίου: 8,10 KN/m

Δοκός :**Δ12**

Υπολογισμός φορτίου: 8,10 KN/m

Δοκός :**Δ16**

Υπολογισμός φορτίου: 7,4 KN/m

Δοκός :**Δ17**

Υπολογισμός φορτίου: 8,10 KN/m

Δοκός :**Δ7**

Υπολογισμός φορτίου: 3,18 KN/m

Δοκός :**Δ8**

Υπολογισμός φορτίου: 2,16 KN/m

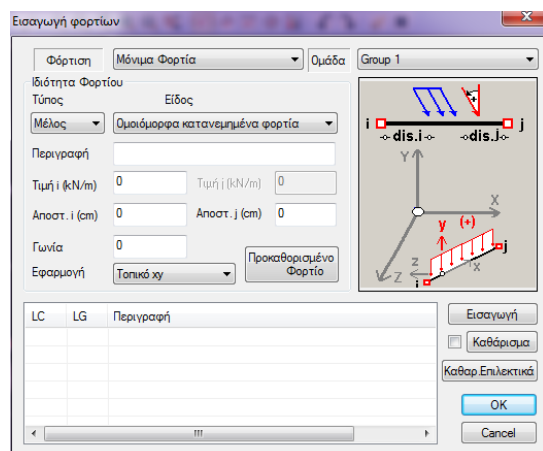
Δοκός :**Δ3**

Υπολογισμός φορτίου: 9,00 KN/m

Δοκός :**Δ4**

Υπολογισμός φορτίου: 9,36 KN/m

Παρακάτω περιγράφεται ο τρόπος εισαγωγής φορτίου στα μέλη. Στο παράθυρο που ανοίγει, επιλέγω την κατηγορία φόρτισης, κινητά ή μόνιμα φορτία. Στη συνέχεια στο πεδίο περιγραφής, δίνω μια ονομασία και συμπληρώνω από κάτω την τιμή του φορτίου σε KN/m και πατώντας <<εισαγωγή>>, το φορτίο αποδίδεται στο επιλεγμένο μέλος.



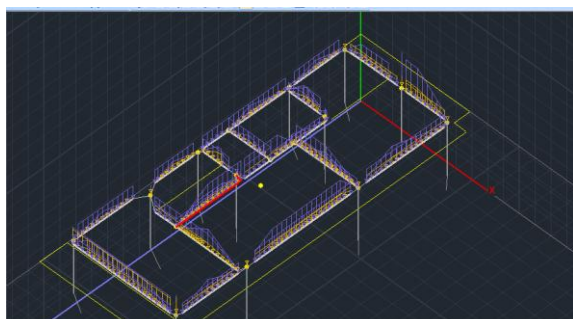
Εικόνα 16: Παράδειγμα εισαγωγής φορτίου

1.8.2.2 Επεξεργασία

Η εντολή αυτή είναι πολύ χρήσιμη για να τροποποιήσουμε ή να διορθώσουμε ορισμένα φορτία που έχουν αποδοθεί, αλλά και για να ελέγξουμε αν τα φορτία που ορίσαμε κατανεμήθηκαν όντως στα μέλη.

1.8.2.3 Εμφάνιση

Με την εντολή αυτή, εμφανίζουμε τα φορτία που έχουμε εισάγει στα μέλη. Από το αντίστοιχο μενού, μπορούν να γίνουν πολλές τροποποιήσεις, ως προς τον τρόπο που θα γίνει η εμφάνιση των φορτίων.



Εικόνα 17: Εισαγωγή φορτίων στα μέλη και στις πλάκες του φορέα

1.9 Ανάλυση στο SCADA

Αφού έχουμε ολοκληρώσει την μοντελοποίηση του φορέα, έχει δημιουργηθεί το μαθηματικό μοντέλο και έχουμε εισάγει τα φορτία στις πλάκες και στα μέλη, τώρα μπορεί να γίνει η ανάλυση του φορέα.

1.9.1 Σενάριο

Το πρώτο βήμα που πρέπει να κάνουμε, είναι να δημιουργήσουμε ένα σενάριο για την ανάλυση που θα εκτελέσουμε. Οι αναλύσεις που θα γίνουν είναι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EC-8 Greek και είναι ένας προέλεγχος δυναμικής ανάλυση και μία ανελαστική στατική ανάλυση (pushover).

1.9.2 Προκαταρκτική δυναμική ανάλυση

Αρχικά πρέπει να δημιουργήσουμε το σενάριο της προκατακτικής ανάλυσης. Από το πεδίο των σεναρίων επιλέγω << Νέο σενάριο >> και από τον τύπο ανάλυσης επιλέγω <<προέλεγχος dynamic>>

Από την ενότητα παράμετροι ορίζουμε τις παραμέτρους που αφορούν την σεισμική περιοχή, το κτίριο, το έδαφος, αλλά και τους συντελεστές και τα επίπεδα εφαρμογής του σεισμού.

Εικόνα 18: Παράμετροι προελέγχου

Πρώτα επιλέγουμε την σεισμική περιοχή και βλέπουμε σε ποια ζώνη αντιστοιχεί και ποιος είναι ο συντελεστής α . Για τον Δήμο Περιστερίου βλέπουμε ότι η ζώνη είναι II και ο συντελεστής $\alpha=0,16$. Επίσης μπορούμε να ορίσουμε την ζώνη σπουδαιότητας, η οποία για κτίρια κατοικιών είναι ζώνη II και συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma=1$. Για τύπο εδάφους επιλέγουμε B και βλέπουμε τις αντίστοιχες περιόδους και στον τύπο φάσματος επιλέγουμε να είναι ελαστικός. Επίσης επιλέγουμε το είδος κατασκευής που είναι σκυρόδεμα και στον σεισμικό συντελεστή βάζουμε $q=1$, διότι το φάσμα είναι ελαστικό. Σχετικά με τον τύπο κατασκευής μπορούμε να το αφήσουμε όπως είναι, να τρέξουμε την ανάλυση και στα αποτελέσματα των ελέγχων θα προκύψει ο τύπος, που όπως θα δούμε παρακάτω είναι (Μικτό σύστημα με ισοδύναμα πλαίσια).

Μετά την ολοκλήρωση των παραμέτρων, ακολουθεί η εκτέλεση της ανάλυσης με την επιλογή <<αυτόματη διαδικασία>>. Τα αποτελέσματα του προέλεγχου μπορούμε να τα δούμε πατώντας <<έλεγχος>>.

Τα αποτελέσματα που αναλύθηκαν στο κυρίως τεύχος έδειξαν ότι δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι των κριτηρίων. Στην περίπτωση αυτή, η ανάλυση δεν μπορεί να γίνει με την ελαστική δυναμική μέθοδο, οπότε προκύπτει ότι η ανάλυση της κατασκευής πρέπει να γίνει με την ανελαστική μέθοδο.

2.0 Διαστασιολόγηση

Αφού γίνει ο προέλεγχος και πριν την εκτέλεση της ανελαστικής, ακολουθεί η διαστασιολόγηση για τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Η λογική που ακολουθούμε στην διαστασιολόγηση είναι ίδια, αφού πρέπει να δημιουργήσουμε ένα νέο σενάριο και να ορίσουμε τις αντίστοιχες παραμέτρους. Ο τύπος του σεναρίου θα είναι EC-8 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα όπως έγινε και για την ανάλυση. Επιλέγουμε το ενεργό σενάριο και προχωράμε στις παραμέτρους.

Από το μενού των πλακών, ορίζω την ποιότητα σκυροδέματος, του χάλυβα οπλισμού και των συνδετήρων.

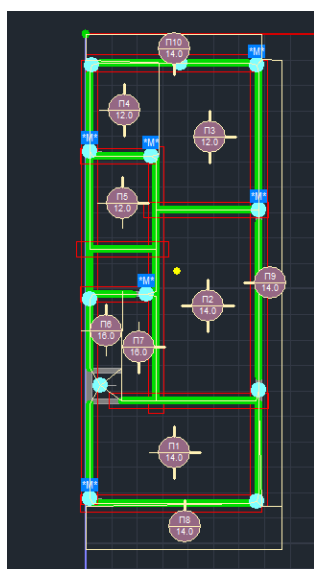
Σύμφωνα με τα στοιχεία της κατασκευής το σκυρόδεμα είναι κατηγορίας C16/20 και ο χάλυβας είναι STIII. Αντίστοιχα γίνεται για τις δοκούς, για στύλους με ποιότητα συνδετήρων STI, για πέδιλα και για οπλισμούς. Μετά τον ορισμό των παραπάνω παραμέτρων, γίνεται η διαστασιολόγηση των δοκών και των στύλων.

2.1 Διαστασιολόγηση Δοκών

Μπαίνοντας στο μενού των δοκών, βλέπουμε ότι υπάρχουν τρεις εντολές. Οι συνέχειες δοκών, ο έλεγχος όπλισης και τα αποτελέσματα.

2.1.1 Συνέχειες δοκών

Πατώντας εύρεση συνολικά, ορίζουμε με περασιά τις δοκούς που συμμετέχουν, συνολικά για όλο τον όροφο.

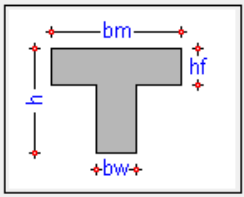
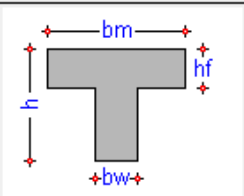
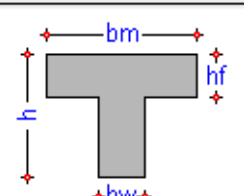
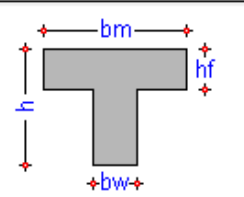


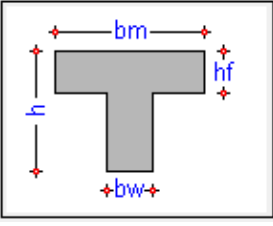
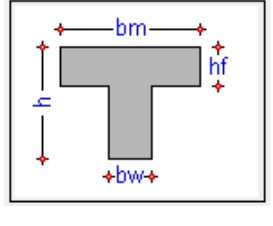
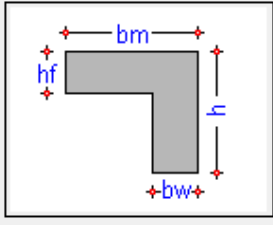
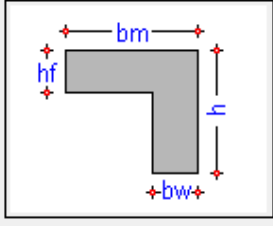
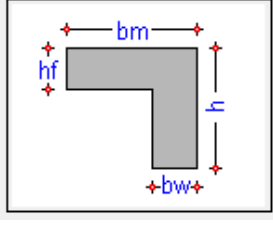
Εικόνα 19: Συνέχειες Δοκών

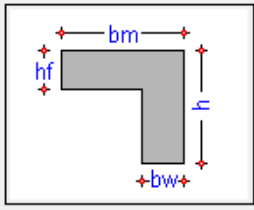
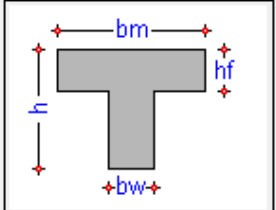
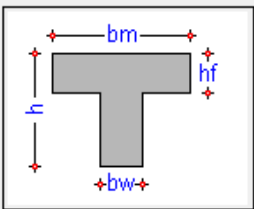
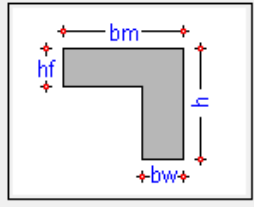
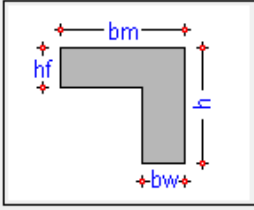
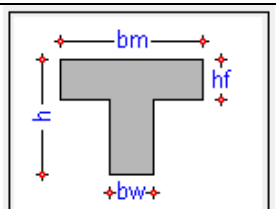
2.1.2 Έλεγχος όπλισης

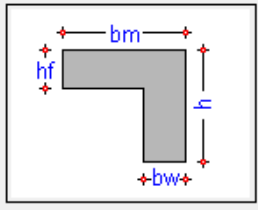
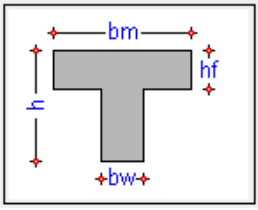
Στην συνέχεια ακολουθεί ο έλεγχος όπλισης συνολικά για όλο τον όροφο. Εδώ γίνεται η διαστασιολόγηση όλων των δοκών, σύμφωνα με μία ορισμένη ποσότητα και κατανομή οπλισμού που προτείνει το πρόγραμμα. Ακολουθεί ο πίνακας, όπου αναγράφονται αναλυτικά οι οπλισμοί που θα τοποθετηθούν στις δοκούς, μετά τον έλεγχο όπλισης.

Πίνακας 1.5 Οπλισμών δοκών

ΔΙΑΤΟΜΗ	Α/Α		ΚΥΡΙΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ			ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ
			ΣΤΗΡΙΞΗ	ΑΝΟΙΓΜΑ	ΣΤΗΡΙΞΗ	
	Δ1	ΔΟΚΟΣ ΑΝΩ	3Φ16+2Φ12	6Φ16	3Φ16+2Φ12	Φ8/20
		ΔΟΚΟΣ ΚΑΤΩ	3Φ16+2Φ12		3Φ16+2Φ12	
	Δ15	ΔΟΚΟΣ ΑΝΩ	2Φ10+2Φ16	4Φ10	2Φ10+5Φ20	Φ8/20
		ΔΟΚΟΣ ΚΑΤΩ	2Φ10+2Φ16		2Φ10+2Φ16	
	Δ16	ΔΟΚΟΣ ΑΝΩ	2Φ10+5Φ20	4Φ10	2Φ10+5Φ20	Φ8/20
		ΔΟΚΟΣ ΚΑΤΩ	2Φ10+2Φ16		2Φ10+2Φ16	
	Δ17	ΔΟΚΟΣ ΑΝΩ	2Φ10+5Φ20	4Φ10	2Φ10+2Φ16	Φ8/20
		ΔΟΚΟΣ ΚΑΤΩ	2Φ10+2Φ16		2Φ10+2Φ16	

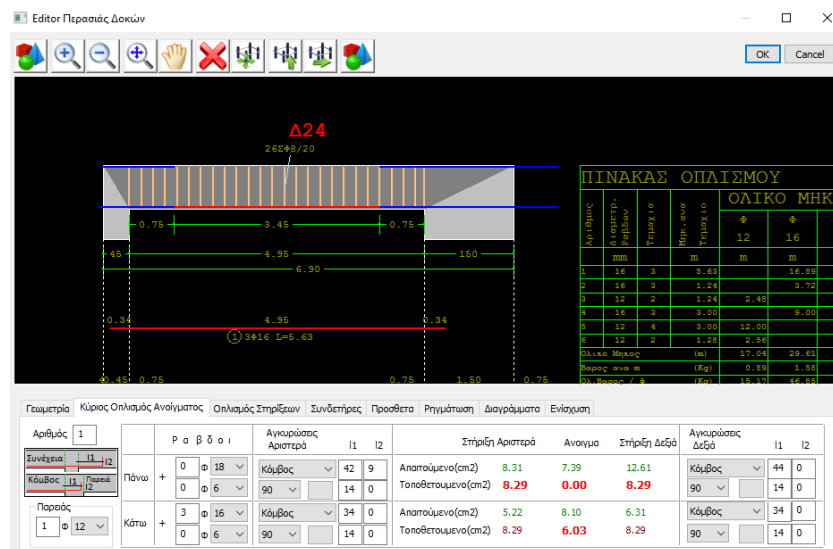
	Δ8	ΔΟΚΟΣ ΑΝΩ	2Φ10+3Φ16	4Φ10	2Φ10+3Φ14	Φ8/20
		ΔΟΚΟΣ ΚΑΤΩ	2Φ10		2Φ10+3Φ14	
	Δ7	ΔΟΚΟΣ ΑΝΩ	2Φ10+3Φ14	4Φ10	2Φ10+3Φ16	Φ8/20
		ΔΟΚΟΣ ΚΑΤΩ	2Φ10+3Φ14		2Φ10	
	Δ12	ΔΟΚΟΣ ΑΝΩ	2Φ10+2Φ16	4Φ10	2Φ10+3Φ14	Φ8/20
		ΔΟΚΟΣ ΚΑΤΩ	2Φ10		2Φ10+3Φ14	
	Δ11	ΔΟΚΟΣ ΑΝΩ	2Φ10+2Φ16	4Φ10	2Φ10+2Φ16	Φ8/20
		ΔΟΚΟΣ ΚΑΤΩ	2Φ10		2Φ10	
	Δ10	ΔΟΚΟΣ ΑΝΩ	2Φ10+6Φ20	4Φ10	2Φ10+2Φ16	Φ8/20
		ΔΟΚΟΣ ΚΑΤΩ	2Φ10+5Φ20		2Φ10	

	Δ9	ΔΟΚΟΣ ΑΝΩ	2Φ10+3Φ16	4Φ10	2Φ10+6Φ20	Φ8/20
		ΔΟΚΟΣ ΚΑΤΩ	2Φ10+3Φ16		2Φ10+5Φ20	
	Δ2	ΔΟΚΟΣ ΑΝΩ	2Φ16+3Φ20	4Φ16	2Φ16	Φ8/20
		ΔΟΚΟΣ ΚΑΤΩ	2Φ16+4Φ20+3Φ20		2Φ16	
	Δ13	ΔΟΚΟΣ ΑΝΩ	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ14	Φ8/20
		ΔΟΚΟΣ ΚΑΤΩ	2Φ12		2Φ12	
	Δ3	ΔΟΚΟΣ ΑΝΩ	2Φ10	4Φ10	2Φ10	Φ8/20
		ΔΟΚΟΣ ΚΑΤΩ	2Φ10		2Φ10	
	Δ4	ΔΟΚΟΣ ΑΝΩ	2Φ10	4Φ10	2Φ10	Φ8/20
		ΔΟΚΟΣ ΚΑΤΩ	2Φ10		2Φ10	
	Δ6	ΔΟΚΟΣ ΑΝΩ	2Φ10	4Φ10	2Φ10	Φ8/20
		ΔΟΚΟΣ ΚΑΤΩ	2Φ10		2Φ10	

	Δ5	ΔΟΚΟΣ ΑΝΩ	2Φ14	4Φ14	2Φ14	Φ8/20
		ΔΟΚΟΣ ΚΑΤΩ	2Φ14		2Φ14	
	Δ14	ΔΟΚΟΣ ΑΝΩ	2Φ12+2Φ14	4Φ12	2Φ12	Φ8/20
		ΔΟΚΟΣ ΚΑΤΩ	2Φ12		2Φ12	

2.1.3 Αποτελέσματα

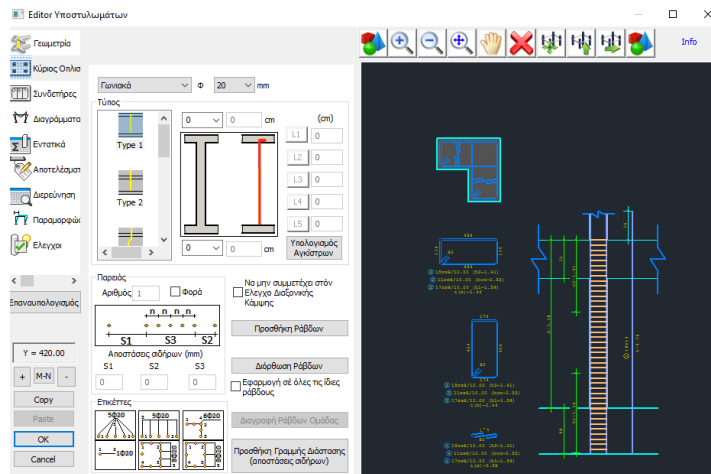
Με την εντολή αυτή, έχουμε την δυνατότητα να επεξεργαστούμε και να τροποποιήσουμε τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης, σύμφωνα με τον οπλισμό που θέλουμε να έχει η κάθε δοκός.



Εικόνα 20: Τοποθέτηση κυρίου οπλισμού στην δοκό Δ1

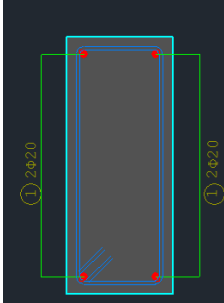
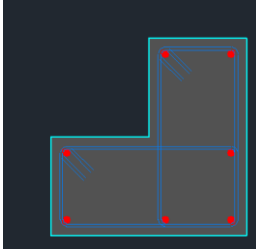
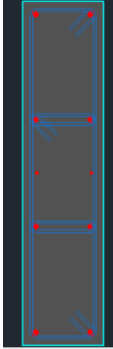
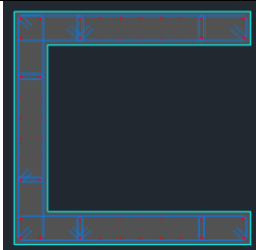
2.2 Διαστασιολόγηση Υποστυλωμάτων

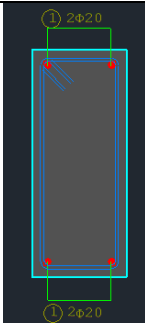
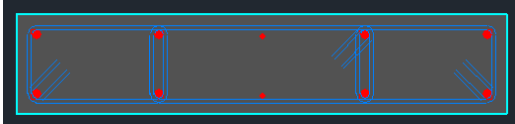
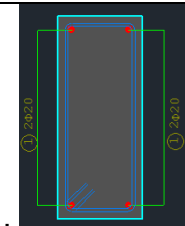
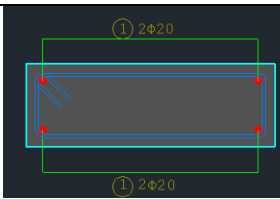
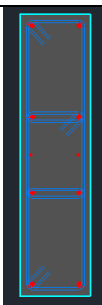
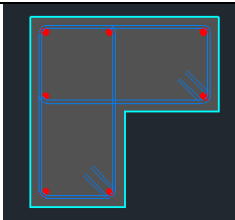
Ακολουθεί η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων, με τρόπο παρόμοιο, όπως για τις δοκούς επιλέγοντας <<λεπτομέρειες οπλισμών>>, μπορούμε να επεξεργαστούμε και να τροποποιήσουμε τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης. Μπορούμε να επιλέξουμε την διάμετρο των κύριων οπλισμών, την διάμετρο των συνδετήρων, καθώς και την μεταξύ τους απόσταση.

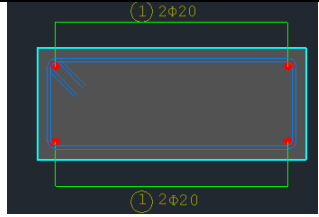
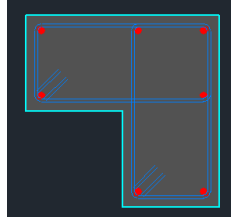


Εικόνα 21: Παράδειγμα διαστασιολόγησης στύλων K4,K5

Πίνακας 1.6 οπλισμών υποστυλωμάτων

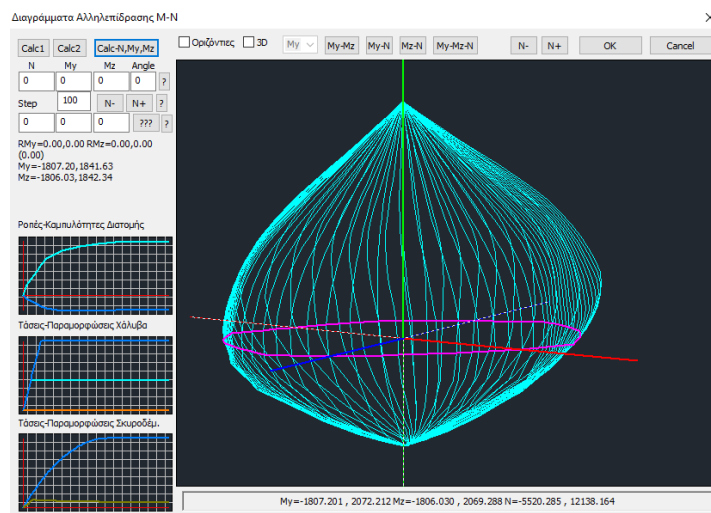
ΔΙΑΤΟΜΗ	ΟΝΟΜΑΣΙΑ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ
	<p>K15</p>	<p>4Φ20 Συνδ Φ8/20</p>
	<p>K16 K17</p>	<p>4Φ20 4Φ20 Συνδ Φ8/15</p>
	<p>K14</p>	<p>8Φ20 2Φ12 Συνδ Φ8/15</p>
	<p>T11 T12 T13</p>	<p>8Φ20+10Φ12 8Φ20+8Φ12 8Φ20+10Φ12 Συνδ Φ8/15</p>

	<p>K9</p>	<p>4Φ20 Συνδ Φ8/15</p>
	<p>K10</p>	<p>8Φ20+2Φ12 Συνδ Φ8/15</p>
	<p>K6</p>	<p>4Φ20 Συνδ Φ8/15</p>
	<p>K7</p>	<p>4Φ20 Συνδ Φ8/15</p>
	<p>K8</p>	<p>8Φ20 2Φ12 Συνδ Φ8/15</p>
	<p>K1 K2</p>	<p>4Φ20 4Φ20 Συνδ Φ8/15</p>

	<p>K3</p>	<p>4Φ20 Συνδ Φ8/15</p>
	<p>K4 K5</p>	<p>4Φ20 4Φ20 Συνδ Φ8/15</p>

2.2.1 Υπολογισμός Αντοχών (push over)

Η εντολή αυτή εκτελείται στην φάση της Διατασιολόγησης, από το μενού Υποστυλώματα, επιλέγουμε την εντολή << Υπολογισμών αντοχών (push over)>>. Αυτόματα, το πρόγραμμα υπολογίζει τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης M-N για όλα τα υποστυλώματα του φορέα και για όλες τις στάθμες. Επιπλέον μπορούμε να δούμε και τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων για το σκυρόδεμα και τον χάλυβα, καθώς και το διάγραμμα Ροπών-καμπυλοτήτων.



Εικόνα 22: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης M-N για στύλους K4,K5

Αν εξετάσουμε καλύτερα το σχήμα που εμφανίζεται στην οθόνη κατά τον υπολογισμό των Διαγραμμάτων M-N, παρατηρούμε ότι είναι ένα τρισδιάστατο διάγραμμα της περιβάλλουσας (M_y, M_z, N). Αυτό το τρισδιάστατο διάγραμμα, αποτελείται από τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης Ροπών-Αξονικών των αντίστοιχων υποστυλωμάτων και εξαρτάται από την ποιότητα των υλικών, την γεωμετρία της διατομής και τον οπλισμό.

2.3 Ανελαστική Ανάλυση

Μόλις ολοκληρωθεί η διαδικασία της διαστασιολόγησης και ορίσουμε τους επιθυμητούς οπλισμούς των δομικών στοιχείων, θα τρέξουμε μία ανελαστική δυναμική ανάλυση (pushover

Εικόνα 23: Παράμετροι ανελαστικής ανάλυσης

Το φάσμα απόκρισης πρέπει να είναι ελαστικό και στο πεδίο κόμβος ελέγχου, πρέπει να ορίζουμε τον κόμβο master joint (Ορίζεται ο κόμβος 102). Για τους σεισμικούς συνδυασμούς επιλέγω την ορθογωνική ή τριγωνική κατανομή.

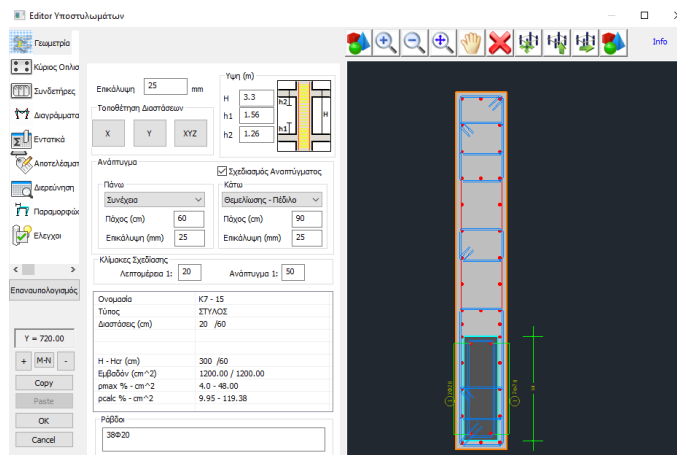
2.3.1 Αποτελέσματα πριν τις ενισχύσεις

Εδώ βλέπουμε πως παραμορφώνεται ο φορέας σε τρισδιάστατη απεικόνιση, καθώς και τα διαγράμματα για κάθε ανάλυση pushover, όπως έχουν περιγραφεί αναλυτικά στο κυρίως κείμενο.

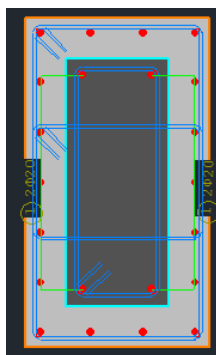
3.0 Μεθοδολογία ενισχύσεων Δοκών και υποστυλωμάτων

Από το μενού της διαστασιολόγησης, επιλέγουμε την εντολή << Λεπτομέρειες οπλισμού >> για τα υποστυλώματα και μετά ανοίγουμε την κατηγορία << Μανδύες>>. Για να ορίσουμε την προσθήκη των τοιχείων σε συνέχεια υποστυλωμάτων, ορίζουμε μία επικάλυψη 20mm και ένα πάχος μανδύα, όσο το μήκος του τοιχίου που θέλουμε να φτιάξουμε, για παράδειγμα 160cm.

Στην συνέχεια βλέπω ότι μπορώ να ορίσω τα υλικά του μανδύα, την κατηγορία σκυροδέματος, καθώς και το είδος του χάλυβα για τον κύριο οπλισμό και τους συνδετήρες. Αυτό που πρέπει να ορίσουμε τώρα είναι ο οπλισμός του μανδύα. Από την κατηγορία << κύριος οπλισμός>> επιλέγουμε τι οπλισμός θα μπει στο νέο στοιχείο. Παρακάτω φαίνεται η ενίσχυση και ο πρόσθετος οπλισμός για τον στύλο K7. Με τον ίδιο τρόπο θα γίνουν και οι ενισχύσεις των στύλων K7,K8,K9,K15,K16,K17,K4,K5,T11,T12,T13.

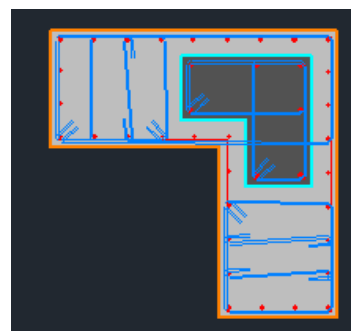


Εικόνα 24: Ενίσχυση υποστυλώματος K7 με την μέθοδο προέκτασης τοιχείων σε συνέχεια Υποστυλώματος.

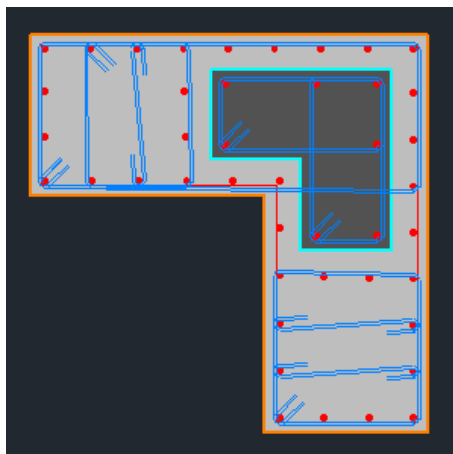


K4,5

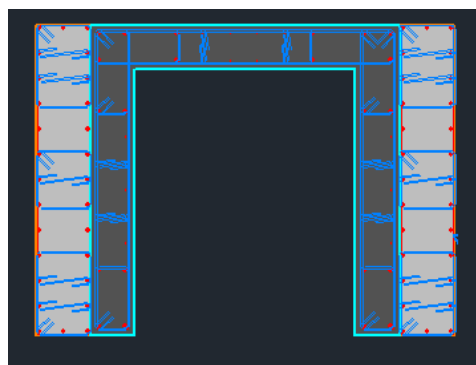
Εικόνα 25: Ενίσχυση υποστυλώματος K15



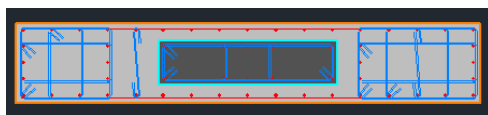
Εικόνα 26: Ενίσχυση υποστυλώματος



Εικόνα 27:Ενίσχυση υποστυλώματος K16,17



Εικόνα28:Ενίσχυση πυρήνα κλιμακοστασίου



Εικόνα 29: Ενίσχυση υποστυλώματος K8



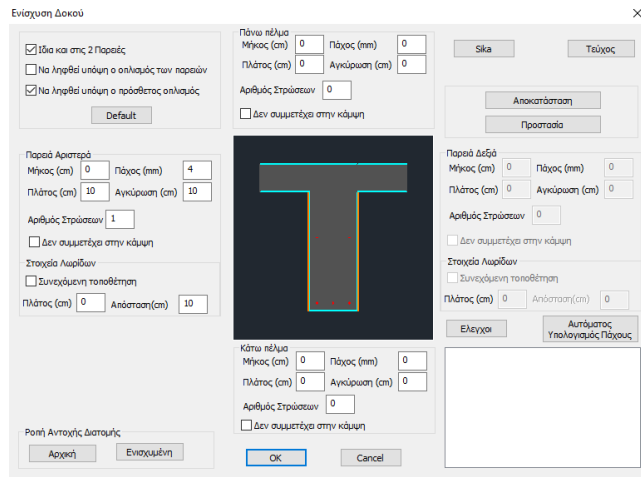
Εικόνα 30: Ενίσχυση υποστυλώματος K9

Οι οπλισμοί που έχουν χρησιμοποιηθεί είναι $\Phi 20$ και $\Phi 16$. Έχει τηρηθεί η ελάχιστη απόσταση μεταξύ των οπλισμών τα 18εκ. και το ποσοστό οπλισμού 1% που πρέπει να ισχύει.

Οι ενισχύσεις των δοκών, όπως και των υποστυλωμάτων γίνονται από το μενού της διαστασιολόγησης επιλέγοντας << Λεπτομέρειες οπλισμού>>. Στο παράθυρο που ανοίγει με το ανάπτυγμα της δοκού, επιλέγω την εντολή << ενίσχυση>>.

Στα << Γενικά στοιχεία>> μπορώ να επιλέξω τον τύπο ενίσχυσης που θέλω. Οι μέθοδοι ενίσχυσης είναι : α) Πρόσθετες στρώσεις (μανδύας) β) Χαλύβδινα ελάσματα γ) ινοπλισμένα πολυμερή ΙΟΠ. Για την ενίσχυση με την χρήση ινοπλισμένων πολυμερών, ορίζω την επικάλυψη, το πάχος της πλάκας και ορίζω αν είναι η πλάκα μορφής Ταυ. Στη συνέχεια επιλέγω τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν για ΙΟΠ και την στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Από την κατηγορία << Δεδομένα>> ορίζω τις ενισχύσεις που θα γίνουν στην στήριξη αριστερά, στο άνοιγμα και στην στήριξη δεξιά. Όπως έχει ήδη αναφερθεί για την αντοχή των δοκών σε διάτμηση τα ινοπλισμένα πολυμερή θα τοποθετηθούν στις δύο κάθετες πλευρές, οπότε ενεργοποιώ την επιλογή << ίδια και στις δύο παρειές>>. Ορίζω το πάχος των ΙΟΠ 1mm και το μήκος τους που θα είναι όσο το ύψος της δοκού για παράδειγμα cm και για την ροπή αντοχής επιλέγω την ενισχυμένη. Η ίδια διαδικασία ακολουθείται για το άνοιγμα και για την στήριξη δεξιά. Ακολουθεί παράδειγμα ενίσχυσης της δοκού Δ1 με ΙΟΠ. Ομοίως θα γίνει και η ενίσχυση των δοκών Δ13, Δ5, Δ16, Δ14.



Εικόνα 31: Ενίσχυση δοκού Δ1 με ΙΟΠ

