



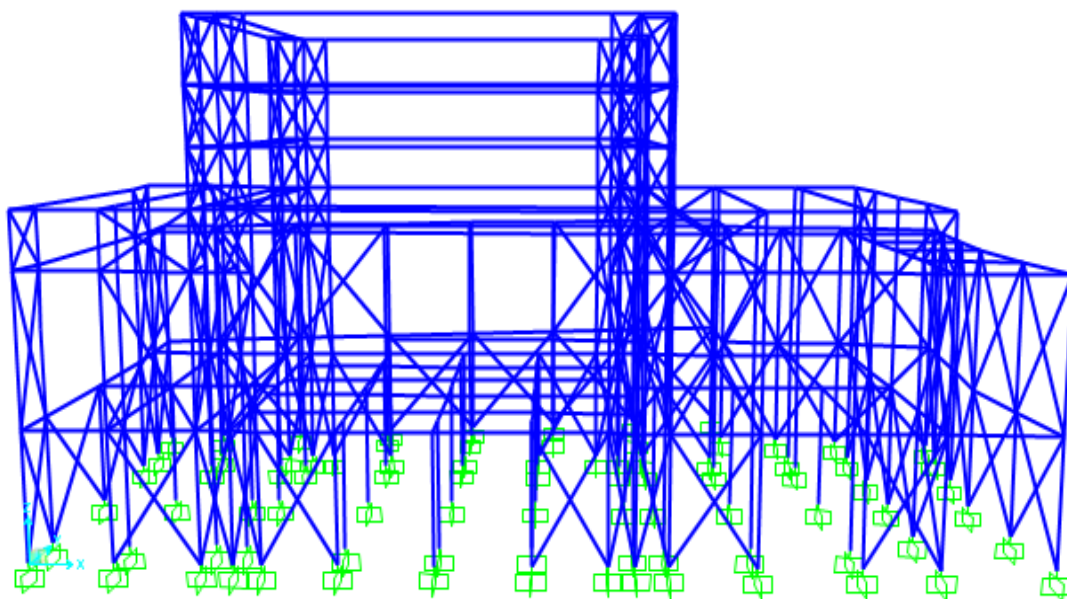
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ., ΕΝΑΝΤΙ ΠΡΟΟΔΕΥΤΙΚΗΣ
ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗΣ**



ΚΟΥΡΑΜΑΝΟΥ ΜΑΤΙΛΑΝΤΑ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Ν. ΛΑΓΑΡΟΣ , ΕΠΙΚΟΥΡΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2013

Στους γονείς μου

Σπύρος και Μαριάννα

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στον Επίκουρο Καθηγητή ΕΜΠ κ. Νίκο Λαγαρό αφενός γιατί μου έδωσε την ευκαιρία να ασχοληθώ με ένα επίκαιρο και πολύ ενδιαφέρον θέμα, και αφετέρου γιατί διέθεσε αμέτρητες ώρες από τον προσωπικό του χρόνο για να μου δώσει χρήσιμες κατευθύνσεις πάνω στη διεξαγωγή της εργασίας. Τον ευχαριστώ επίσης για την ενθάρρυνσή του και το άριστο κλίμα συνεργασίας.

Τέλος, θα ήθελα να απευθύνω τις ευχαριστίες μου στα υπόλοιπα μέλη της επιτροπής των καθηγητών που συμμετείχε στη διεξαγωγή της εξέτασης της παρούσας διπλωματικής εργασίας, και συγκεκριμένα στον κ. Β. Κουμούση Καθηγητή ΕΜΠ και κ. Κ. Σπηλιόπουλο, Αναπληρωτή Καθηγητή ΕΜΠ.

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός υφιστάμενου κτιρίου , την ενίσχυσή της με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος καθώς επίσης και με την διερεύνηση της προοδευτικής κατάρρευσης και τις στρατηγικές περιορισμού της. Πιο συγκεκριμένα :

Το κεφάλαιο 1 περιγράφει το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας και τους κανονισμούς στα πλαίσια των οποίων έγινε η προσομοίωση , η αποτίμηση και η ενίσχυση της υπό μελέτη κατασκευής.

Το κεφάλαιο 2 αναφέρει τις θεμελιώδεις έννοιες του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών , τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. στις οποίες βασιστήκαμε τόσο για την προσομοίωση όσο και για την αποτίμηση.

Στο κεφάλαιο 3 παρουσιάζεται το προσομοίωμα του κτιρίου και ο τρόπος εισαγωγής του στο λογισμικό. Καθορίζονται οι ιδιότητες των υλικών , τα χαρακτηριστικά των διατομών , οι φορτίσεις και ο σεισμός σχεδιασμού.

Στο κεφάλαιο 4 περιγράφεται η διαδικασία της αποτίμησης του φορέα μέσω της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover) στο πρόγραμμα SAP2000v15, επίσης εξετάζονται τα αποτελέσματά της .

Το κεφάλαιο 5 αναφέρει τους τρόπους ενίσχυσης μιας κατασκευής για τα υποστυλώματα και τις δοκούς καθώς και κάποια χαρακτηριστικά τις ενίσχυσης με σύνθετα υλικά.

Στο κεφάλαιο 6 περιγράφεται η διαδικασία της ενίσχυσης της κατασκευής. Επίσης παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της αποτίμησης του ενισχυμένου φορέα και συγκρίνονται με τα αποτελέσματα του μη ενισχυμένου φορέα.

Στο κεφάλαιο 7 επεξηγείται η έννοια της προοδευτικής κατάρρευσης και του Robustness. Αναφέρονται επίσης οι στρατηγικές σχεδιασμού που εφαρμόζονται για τον περιορισμό της προοδευτικής κατάρρευσης. Ακόμα παρουσιάζεται και ένα απλό παράδειγμα για την ερμηνεία της έννοιας της κατάρρευσης.

Το κεφάλαιο 8 περιγράφει την προοδευτικής κατάρρευσης του φορέα για ένα συγκεκριμένο σενάριο αστοχίας . Επίσης περιγράφει την εφαρμογή μέτρων ώστε να περιορίσει την προοδευτική κατάρρευση. Επιπλέον εξετάζονται και συγκρίνονται τα αποτελέσματα.

Λέξεις κλειδιά: Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover), Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος, Προοδευτική Κατάρρευση, Robustness .

Abstract

This diploma thesis concerns the assessment of seismic behavior and capacity of an existing building. It is also investigated the needs for strengthening of some parts of the structure. The definition of the terms progressive collapse, collapse resistance and robustness are described and analyzed. A set of designed criteria and designed strategies is outlined.

Chapter 1 describes the subject of the thesis and the codes that were followed for the simulation and the evaluation of the building's seismic behavior.

Chapter 2 states the fundamental concepts of seismic design of structures. It refers to the regulations and restrictions implied by Greek retrofitting code named KAN.EPE.

In chapter 3, there is an analytical description of the building and how exactly it is simulated in SAP2000. Materials properties, sections' shape and characteristics, the applied loads and the design spectrum are defined too.

Chapter 4 indicates the steps followed in SAP2000 for performing the analysis runs, as well as the analysis results.

In chapter 5, alternative ways and instructions of retrofitting the inadequate elements of any structure are suggested in general.

Chapter 6 deals with the procedure of implementing strengthening techniques to those elements that have been damaged.

In chapter 7, the definitions for the terms collapse resistance and robustness are provided. Design criteria for preventing collapse are discussed. Design strategies for creating collapse-resistant structures are presented and compared.

Chapter 8 describes the progression of collapse of a specific structure for a specific scenario of failure.

Key words: Nonlinear Static Analysis (Pushover), RC jacketing, Progressive Collapse, Robustness.

Περιεχόμενα

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	3
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	4
ABSTRACT.....	5
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ.....	6
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	10
1.1. Αντικείμενο της εργασίας.....	10
1.2. Μέθοδος ανάλυσης και ισχύοντες κανονισμοί.....	10
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΘΕΩΡΗΤΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ.....	12
2.1. Βασικές έννοιες αντισεισμικού σχεδιασμού.....	12
2.1.1. Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας.....	12
2.1.2. Στόχοι σεισμικής ικανότητας.....	12
2.1.3. Αντισεισμικότητα — Πλαστιμότητα	13
2.1.4. Πλαστικές αρθρώσεις.....	14
2.1.5. Καμπύλη αντίστασης	15
2.1.6. Καμπύλη F - δ δομικού στοιχείου ή διατομής.....	16
2.1.7. Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής.....	19
2.1.8. Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας.....	20
2.1.9. Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης.....	22
2.2. Βασικές έννοιες όπως ορίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	23
2.2.1. Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού.....	23
2.2.2. Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού.....	23
2.2.3. Κύρια (ή πρωτεύοντα) και δευτερεύοντα στοιχεία.....	24
2.3. Διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την ανελαστική στατική ανάλυση.....	24
2.3.1. Βασικές παραδοχές της μεθόδου.....	24
2.3.2. Προϋποθέσεις εφαρμογής.....	25
2.3.3. Προσομοίωση και ανάλυση.....	25
2.3.4. Καθορισμός του κόμβου ελέγχου.....	25
2.3.5. Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος.....	26
2.3.6. Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης-μετακίνησης.....	26
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	27
3.1. Γενικά.....	27
3.2. Μορφολογία φορέα.....	27
3.3. Προσομοίωση φορέα.....	30

3.3.1.	Γενικά	30
3.3.2.	Υλικά προσομοιώματος.....	32
3.3.3.	Περιγραφή διατομών.....	33
3.3.4.	Καθορισμός φορτίσεων δοκών.....	36
3.3.5.	Καθορισμός ταλαντευόμενης μάζας.....	39
3.3.6.	Καθορισμός στηρίξεων	39
3.3.7.	Διαφραγματική λειτουργία.....	40
3.3.8.	Ελαστικό φάσμα	41
3.3.9.	Τοιχώματα.....	44
3.3.10.	Εκκεντρότητες	46
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕΣΩ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSHOVER)		47
4.1.	Ορισμός κριτηρίων αστοχίας των υλικών.....	47
4.2.	Διάγραμμα Ροπών—Καμπυλοτήτων των διατομών.....	48
4.3.	Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων διατομών και χαρακτηριστικών τους.....	50
4.4.	Έλεγχος προσομοίωσης.....	55
4.5.	Εφαρμογή ανελαστικής ανάλυσης.....	56
4.6.	Αποτελέσματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης PUSHOVER.....	61
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ.....		71.
5.1.	Εισαγωγή.....	71
5.2.	Ορισμοί σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	71
5.3.	Συστήματα Επεμβάσεων.....	72
5.4.	Επιλογή Συστήματος Επεμβάσεων.....	73
5.5.	Αύξηση της Ικανότητας Παραμόρφωσης.....	73
5.6.	Επισκευές – Ενισχύσεις υποστυλωμάτων.....	74
5.7.	Ενίσχυση υποστυλωμάτων.....	74
5.7.1.	Γενικά	74
5.7.2.	Ενίσχυση Υποστυλωμάτων με Αύξηση της Διατομής.....	75
5.7.3.	Ενίσχυση Υποστυλωμάτων με Περίσφιγξη.....	77
5.8.	Ενίσχυση Δοκών.....	78
5.8.1.	Ενίσχυση σε Κάμψη με Πρόσθετες Στρώσεις Σκυροδέματος.....	78
5.8.2.	Ενίσχυση με Προσθήκη Νέων Μεταλλικών Μελών.....	79
5.8.3.	Ενίσχυση με Μείωση του Ανοίγματος της Δοκού.....	80
5.8.4.	Ενίσχυση με Προσθήκη Κοχλιωμένου Εφελκυσμένου Οπλισμού.....	80
5.8.5.	Ενίσχυση με Προσθήκη Επικολητών Χαλύβδινων Ελασμάτων.....	81
5.8.6.	Ενίσχυση Δοκών σε Διάτμηση.....	81
5.8.7.	Ενίσχυση Δοκών με Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος.....	82
5.9.	Ενίσχυση κατασκευών με σύνθετα υλικά.....	82
5.9.1.	Γενικά	82
5.9.2.	Ιδιότητες σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή.....	83
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ.....		84

6.1.	Επιλογή ενισχύσεων.....	84
6.2.	Εισαγωγή χαρακτηριστικών προστιθέμενων υλικών	86
6.3.	Ενισχυμένη διατομή.....	87
6.4.	Αποτίμηση ενισχυμένου φορέα.....	87
6.5.	Ενίσχυση δοκών.....	95
6.6.	Σύγκριση αποτελεσμάτων αποτίμησης φορέα με και χωρίς ενίσχυση.....	102

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΑΝΘΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑ ΚΤΙΡΙΩΝ ΣΕ ΠΡΟΟΔΕΥΤΙΚΗ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗ (ROBUSTNESS).....104

7.1.	Γενικά	104
7.2.	Η ανεπάρκεια στις διαδικασίες εντόπισης προοδευτικής κατάρρευσης.....	104
7.3.	Ανθεκτικότητα σε κατάρρευση	105
7.3.1.	Κριτήρια σχεδιασμού	105
7.3.2.	Διερεύνηση της κατασκευής.....	106
7.4.	Στρατηγικές σχεδιασμού.....	106
7.4.1.	Γενικά	106
7.4.2.	Ειδική τοπική αντίσταση.....	108
7.4.3.	Σχεδιασμός για συγκεκριμένη φόρτιση <τοπική αστοχία> (άμεσος σχεδιασμός).....	108
7.4.3.1.	Εναλλακτικές διαδρομές φορτίου.....	108
7.4.3.2.	Τμηματική απομόνωση κατάρρευσης.....	109
7.4.3.3.	Περιοριστικοί κανόνες σχεδιασμού.....	110
7.5.	Παράδειγμα απλού φορέα για την επεξήγηση της έννοιας της προοδευτικής κατάρρευσης.....	113
7.5.1.	Περιγραφεί τετράστυλου φορέα και αποτίμηση.....	113
7.5.2.	Αποτελέσματα προοδευτικής κατάρρευσης για διάφορες ενισχύσεις...115	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΠΡΟΟΔΕΥΤΙΚΗΣ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗΣ ΦΟΡΕΑ123

8.1.	Προοδευτική κατάρρευση για την αστοχία ενός υποστυλώματος.....	123
8.2.	Πρώτη δοκιμή ενίσχυσης.....	129
8.3.	Δεύτερη δοκιμή ενίσχυσης.....	131
8.4.	Τρίτη δοκιμή ενίσχυσης.....	132
8.5.	Σύγκριση αποτελεσμάτων	133

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....134

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....137

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Αντικείμενο της εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η προσομοίωση και η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, μέσω της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Επίσης αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας αποτελεί η ενίσχυσή του κτιρίου έναντι σεισμικών δράσεων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, καθώς και αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής σε προοδευτική κατάρρευση για πιθανό σενάριο αστοχίας δομικού στοιχείου και επιπλέον ενίσχυση για τον περιορισμό της προοδευτικής κατάρρευσης.

1.2 Μέθοδος ανάλυσης και ισχύοντες κανονισμοί

Σκοπός της αποτίμησης υφισταμένου δομήματος είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς του και η ικανοποίηση των ελαχίστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους Κανονισμούς. Οι στόχοι αποτίμησης αποτελούν συνδυασμούς μιας στάθμης επιτελεστικότητας (καθορισμός αποδεκτού επιπέδου ζημιών) και μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού).

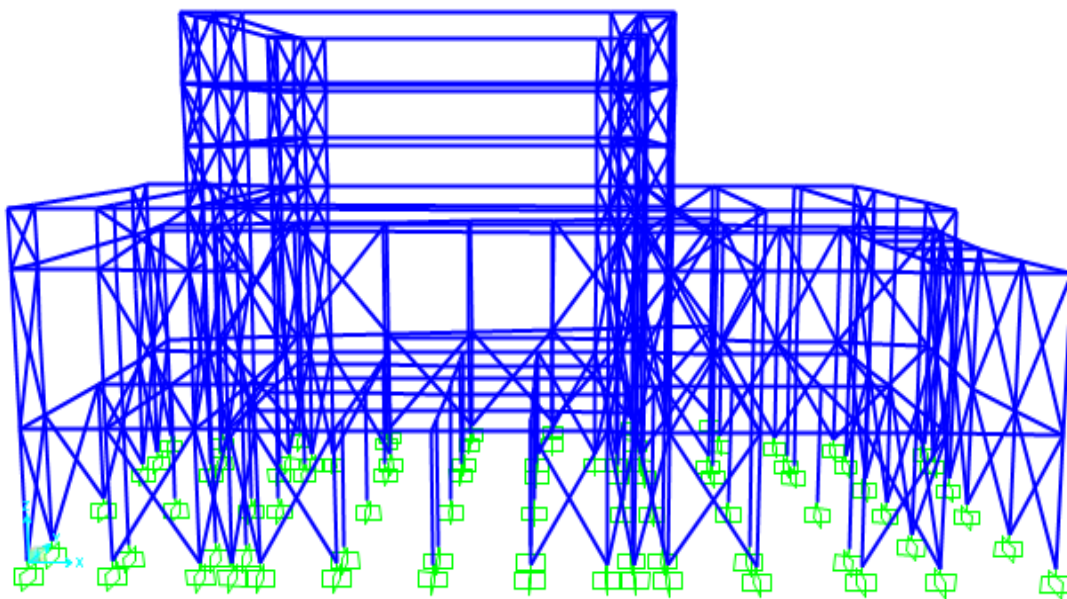
Στην παρούσα διπλωματική εργασία εφαρμόζεται η ανελαστική στατική ανάλυση «pushover analysis». Η συγκεκριμένη ανάλυση εκτιμά το μέγεθος των ανελαστικών παραμορφώσεων που αναπτύσσονται στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση. Η μέθοδος αναφέρεται ενίοτε και ως μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων. Επίσης η μέθοδος δίνει τις τιμές των εντατικών μεγεθών στα δομικά στοιχεία που έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή της απόκρισής τους. Οι τιμές αυτές είναι εν γένει πιο αξιόπιστες από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους (και τυχόν ικανοτικούς ελέγχους) .

Η διαδικασία της προσομοίωσης και της ανάλυσης πραγματοποιήθηκε μέσω του λογισμικού SAP2000v15.

Η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός του κτιρίου έγινε με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (Κανονισμός Επεμβάσεων), τον Ευρωκώδικα 8 και τον Αμερικανικό κανονισμό ATC-40 (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings) .

Σκοπός του Κανονισμού Επεμβάσεων είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων δομημάτων και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους, καθώς και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις , επισκευές ή ενισχύσεις.

Ο σχεδιασμός έχει γίνει με βάση τον παλιό ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΚΩΣ 1954) και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985. Τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος που σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν στο διάστημα αυτό δεν χαρακτηρίζονται ως ασφαλείς αντισεισμικές κατασκευές.



Σχήμα 1.1 Προσομοίωμα κατασκευής.

2. ΘΕΩΡΗΤΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ

2.1. Βασικές έννοιες αντισεισμικού σχεδιασμού

2.1.1. Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμης επιτελεστικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων (π.χ. Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356, ATC-40 κλπ).

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν της ελαστικής περιοχής, δηλαδή μετά την εμφάνιση των ζημιών έως την οιονεί κατάρρευση. Για το λόγο αυτό, η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη-γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας).

Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής.

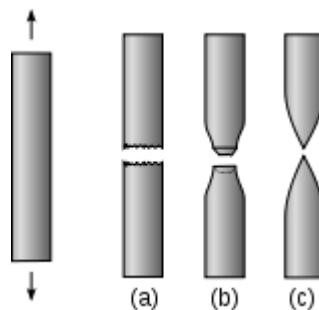
2.1.2. Στόχοι σεισμικής ικανότητας

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μιας στάθμης επιτελεστικότητας (δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών) και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάληψης. Δηλαδή, κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης. Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της (ενίσχυσή της) ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής.

2.1.3. Αντισεισμικότητα — Πλαστιμότητα

Στις σεισμογενείς περιοχές επιβάλλεται οι κατασκευές να είναι αντισεισμικές. Στις αντισεισμικές κατασκευές πρέπει να εξασφαλίζεται πλαστιμότητα του συνόλου του δομήματος αλλά και των μελών της κατασκευής που συμμετέχουν στην ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων.

Με τον όρο πλαστιμότητα μπορούμε να χαρακτηρίσουμε ένα υλικό ή μια κατασκευή ή και μέλος της κατασκευής. Τα υλικά μπορεί να έχουν μικρή ή μεγάλη πλαστιμότητα, εκείνα με μικρή πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται και ως ψαθυρά υλικά, ένα τέτοιο υλικό είναι το άοπλο σκυρόδεμα, ενώ τα υλικά με μεγάλη πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται ως όλκιμα όπως είναι ο χάλυβας. Μιλάμε για ψαθυρότητα, όταν το υλικό ή η κατασκευή θραύονται απότομα μόλις η φόρτιση φτάσει τη μέγιστη τιμή της, χωρίς αξιόλογη παραμόρφωση μετά την έναρξη της διαρροής.

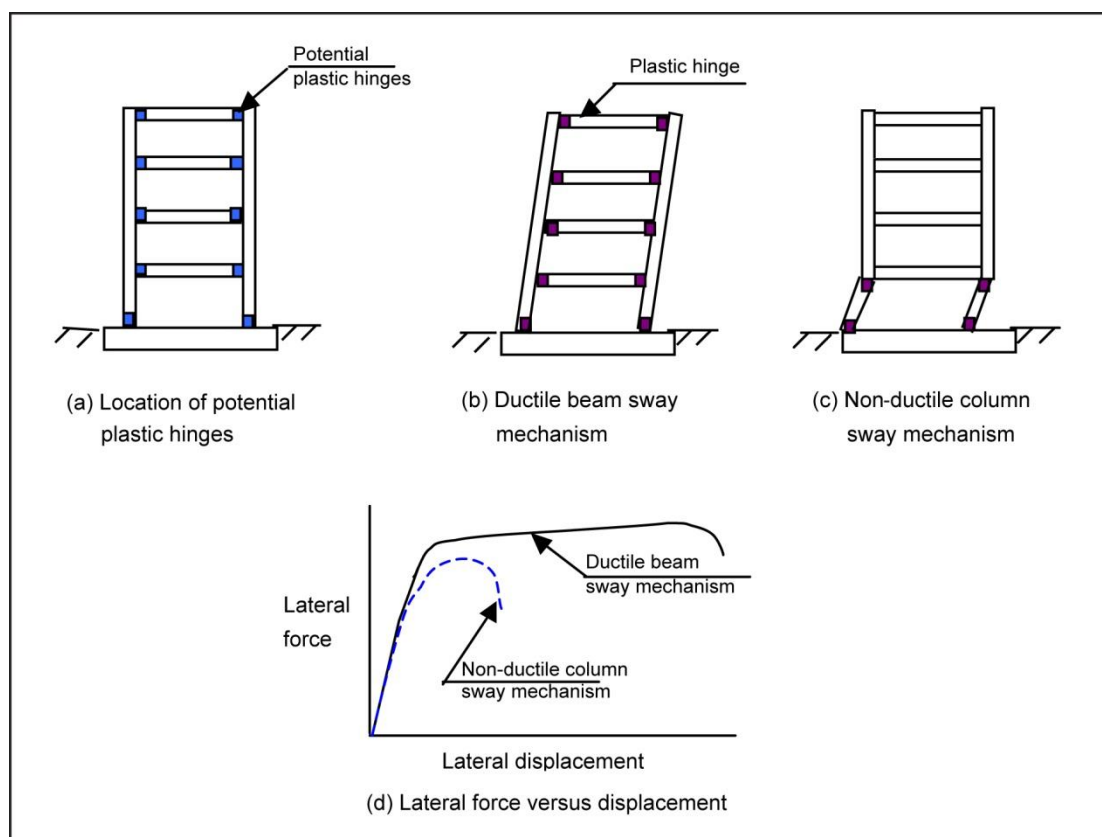


Σχήμα 2.1 α) ψαθυρή αστοχία (θραύση), β) πλάστιμη αστοχία, γ) πλήρως πλάστιμη αστοχία.

Η πλαστιμότητα είναι η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας, και η ύπαρξή της ή η έλλειψη καθορίζει αν μια κατασκευή θα καταρρεύσει ή θα απορροφήσει την ενέργεια του σεισμού μετατρέποντάς την (χωρίς να θραύεται) σε πλαστική παραμόρφωση δίχως μείωση της φέρουσας ικανότητας. Όσο μεγαλύτερες είναι οι παραμορφώσεις αυτές (μετά το όριο ελαστικότητας) τόσο μεγαλύτερη θεωρείται η πλαστιμότητα. Κατά το δυναμικό φαινόμενο ενός σεισμού, οι μεγαλύτερες παραμορφώσεις, δηλαδή η πλάστιμη συμπεριφορά, έχουν ως συνέπεια την απορρόφηση σημαντικών ποσών ενέργειας, και κατ'ακολουθία την άσκηση μικρότερων σεισμικών δράσεων επί της κατασκευής. Η συγκεκριμένη διπλωματική εργασία έχει ως σκοπό την ενίσχυση μελών ώστε να υποστούν πλαστικές παραμορφώσεις σε σημεία τέτοια ώστε η συνολική συμπεριφορά της κατασκευής να είναι πλάστιμη.

Ο Ελληνικός Κανονισμός διακρίνει δομικά στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα με ή χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας (αντισεισμικότητας). Τα βασικά φέροντα στοιχεία μιας πλαισιακής κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα (δοκοί, υποστυλώματα, τοιχώματα) θεωρούνται με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Αντίθετα, δομικά στοιχεία όπως: πλάκες, στοιχεία υπογείων ορόφων, δευτερεύουσες δοκοί θεωρούνται δομικά στοιχεία χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, ασχέτως του αν ανήκουν σε φορείς με ή χωρίς αυξημένες

απαιτήσεις πλαστιμότητας . Τα δομικά στοιχεία με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας πρέπει να ενισχύονται κατάλληλα στο σύνολο ή σε ορισμένες περιοχές , όπου είναι πιθανός ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης .

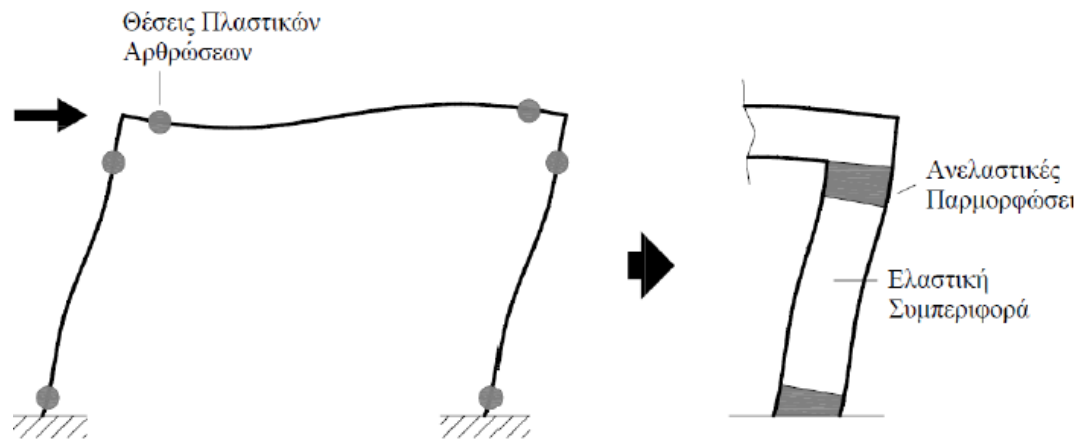


Σχήμα 2.2 Πλάστιμος και μη-πλάστιμος μηχανισμός ταλάντευσης.

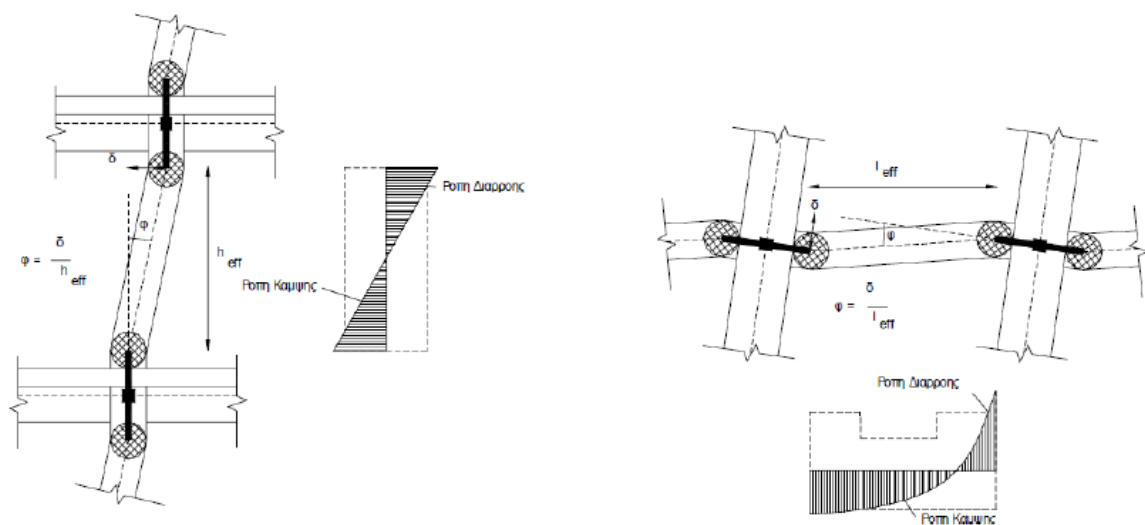
2.1.4. Πλαστικές αρθρώσεις

Στον αντισεισμικό σχεδιασμό σκοπός είναι η ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων στα μέλη, οι οποίες συμβάλουν στην απορρόφηση της σεισμικής διέγερσης. Και για την αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων πριν ή μετά την ενίσχυση πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυνατότητα του κτιρίου να απορροφήσει ενέργεια μέσω των ανελαστικών παραμορφώσεων των μελών, ώστε να προκύψουν ακριβή συμπεράσματα για την ικανότητά του. Κατά την εφαρμογή ανελαστικών αναλύσεων απαιτείται η άμεση προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων σε όλο το φάσμα της απόκρισής τους. Με την επιβολή μιας αυξανόμενης έντασης σε μία κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν και αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις. Η εμφάνιση των διαρροών συνδέεται με την αντοχή των μελών. Οι θέσεις όπου εντοπίζονται οι πλαστικές αρθρώσεις είναι τα άκρα των δομικών στοιχείων ,δηλαδή τα άκρα των δοκών και οι κορυφές και οι βάσεις των υποστυλωμάτων.

Τα σημεία όπου αναπτύσσονται ανελαστικές παραμορφώσεις είναι περιοχές πεπερασμένου μήκους και αναφέρονται με τον όρο πλαστικές αρθρώσεις.



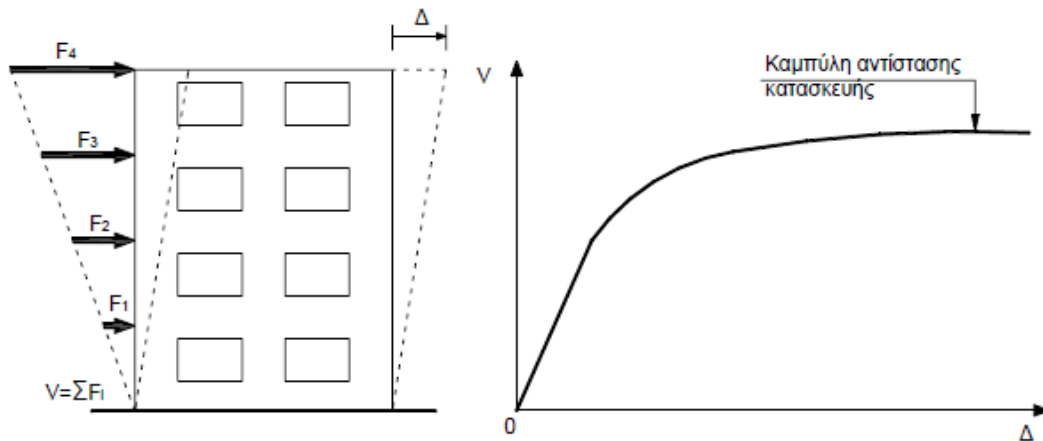
Σχήμα 2.3 Θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σώμα της κατασκευής.



Σχήμα 2.4 Πλαστικές αρθρώσεις και διαγράμματα ροπών.

2.1.5. Καμπύλη αντίστασης

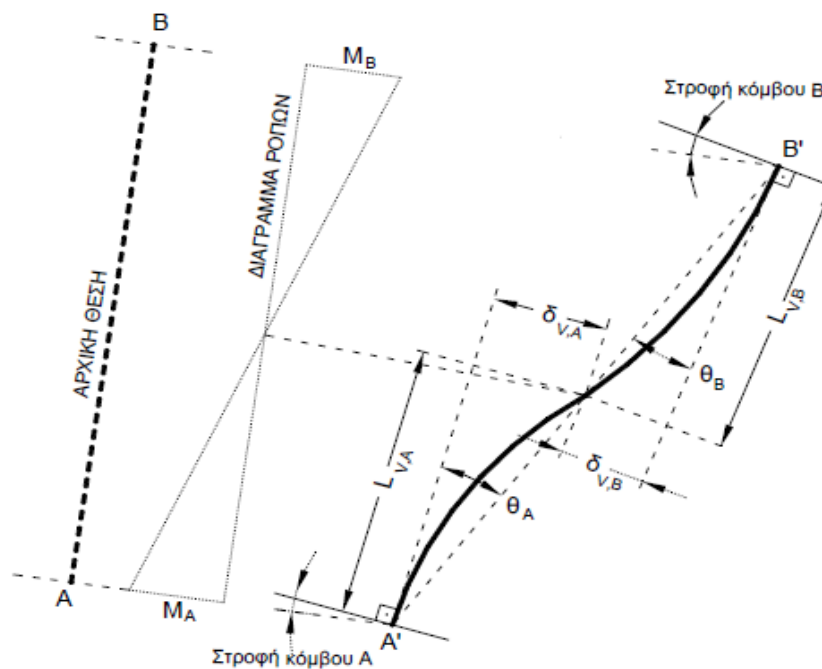
Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους (Σχ.2.5). Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία rpushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.



Σχήμα 2.5 Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής.

2.1.6. Καμπύλη $F-\delta$ δομικού στοιχείου ή διατομής

Το πρώτο βήμα της παραπάνω διαδικασίας είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη, « F », με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις, « δ ». Τα μεγέθη F μπορούν να είναι δυνάμεις ή ροπές και οι σχετικές μετακινήσεις δ παραμορφώσεις, καμπυλότητες, ή στροφές. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η καμπυλότητα, C (ή $1/r$), αντίστοιχα. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η διατμητική δύναμη, V και η διατμητική παραμόρφωση, γ , αντίστοιχα.

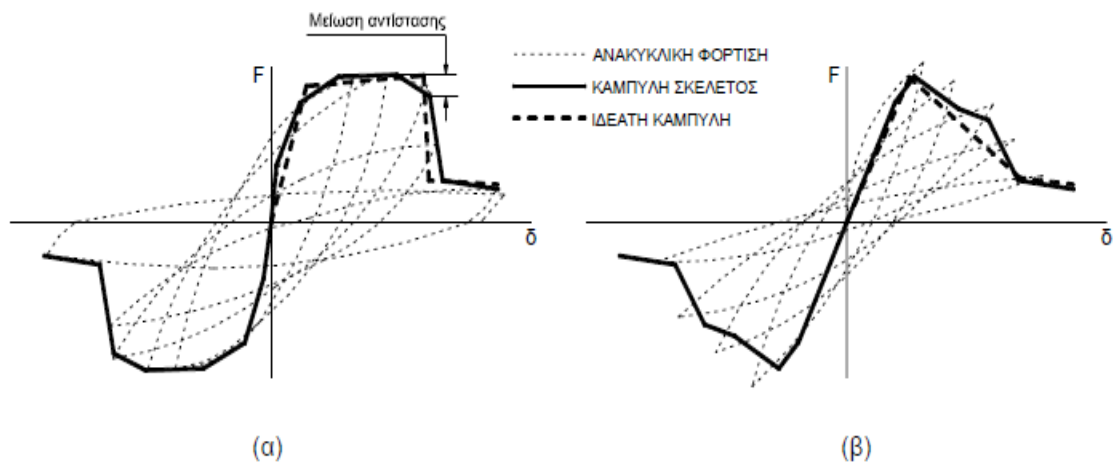


Σχήμα 2.6 Ορισμός γωνίας θ .

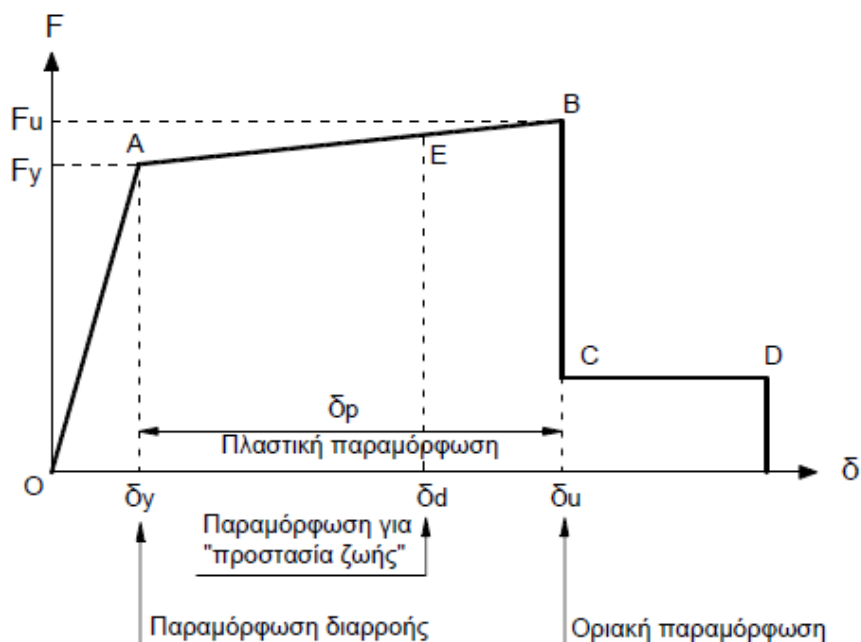
Επειδή στα στοιχεία από Ω.Σ. οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η γωνία στροφής χορδής, θ, στα άκρα του στοιχείου. Η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρο υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλ. το σημείο μηδενισμού των ροπών (Σχήμα 2.6). Με άλλα λόγια, η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου μήκους ίσου με το διατμητικό μήκος LV, δηλαδή, $\theta = \delta V / LV$, όπου: $LV = M / V$ (M =ροπή στη βάση, V =τέμνουσα) και δV είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου.

Η κατασκευή των διαγραμμάτων F-δ των στοιχείων έχει συνήθως ιδεατή μορφή, η οποία βασίζεται στην καμπύλη σκελετό της συμπεριφοράς σε ανακυκλική φόρτιση, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.7 . Στο Σχήμα 2.7(α) φαίνεται η ανελαστική συμπεριφορά ενός στοιχείου σε καμπτική καταπόνηση και στο Σχήμα 2.7 (β) σε διατμητική καταπόνηση.

Η γενική μορφή των διαγραμμάτων F-δ λαμβάνεται συνήθως όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.8 . Στους διάφορους κανονισμούς δίνονται οδηγίες υπολογισμού των χαρακτηριστικών σημείων. Γενικώς, οι κλάδοι αυτού του διαγράμματος ορίζονται ως εξής:



Σχήμα 2.7 Καμπύλες F-δ δομικών στοιχείων: (α) καμπτική συμπεριφορά, (β) διατμητική συμπεριφορά.



Σχήμα 2.8 Ιδεατή καμπύλη F-δ δομικών στοιχείων.

Τμήμα OA:

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας OA ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση.

Σημειώνεται ότι εάν η παραμόρφωση δίνεται σε όρους στροφής χορδής, η τιμή της $\delta_y = \theta_y$ πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνο την καμπυλότητα διαρροής C_y ή $(1/r)_y$ αλλά και τη συμμετοχή των διατμητικών παραμορφώσεων και της πιθανής ολίσθησης οπλισμού στις αγκυρώσεις. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8 – Τμήμα 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της θ_y για συνήθεις διατομές από Ω.Σ., λαμβάνοντας υπόψη αυτά τα φαινόμενα.

Τμήμα AB:

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο B). Το σημείο B καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , που ορίζεται ως η παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της αντίστασης. Συνήθως, το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντίστασης (δηλαδή του μεγέθους F) κατά 20% σε σύγκριση με τη μέγιστη τιμή της . Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8 – Τμήμα 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της οριακής γωνίας στροφής χορδής, θ_u , για συνήθεις διατομές από Ω.Σ. Πολλές φορές, η κλίση του κλάδου AB λαμβάνεται οριζόντια. Σε αυτή την περίπτωση, η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας.

Η παραμόρφωση δ_u ορίζει και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, η οποία ορίζεται από το μετελαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, δηλαδή: $\delta_p = \delta_u - \delta_y$.

Τμήμα CD:

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντίσταση του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D, θεωρούμε ότι το στοιχείο χάνει την ικανότητα να παραλαμβάνει και κατακόρυφα φορτία. Η τιμή της απομένουσας αντίστασης είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

Στάθμες επιτελεστικότητας, E:

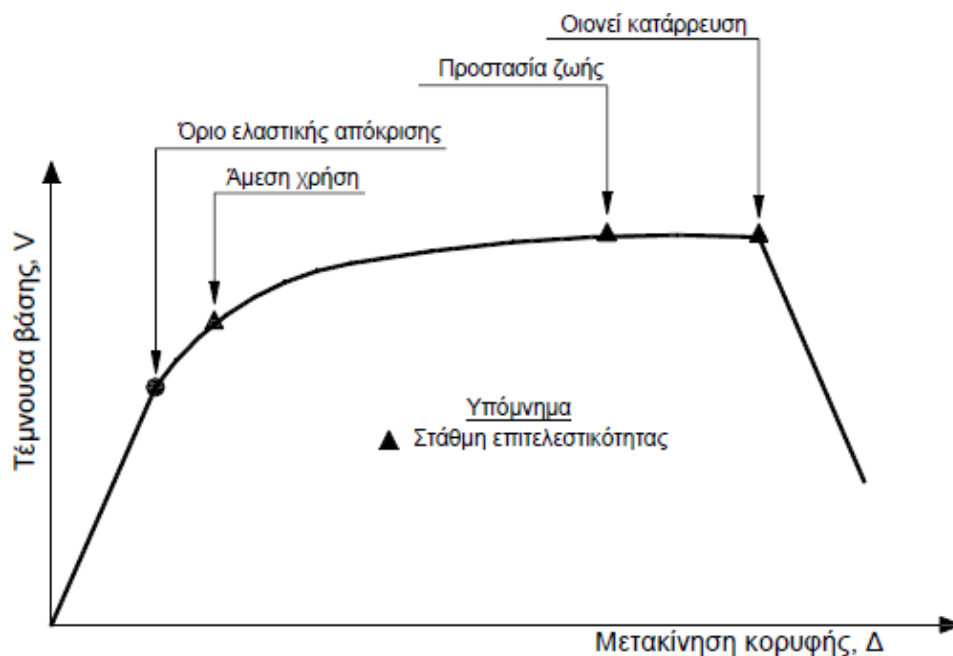
Στην καμπύλη F- δ του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις, δ_d . Στο Σχήμα 2.8, το σημείο E αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής. Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας, E, δίνεται στους διάφορους κανονισμούς ανάλογα με το είδος του στοιχείου (υποστυλώματα, δοκοί, κλπ), τον τρόπο αστοχίας (δηλαδή εάν η συμπεριφορά είναι πλαστική ή ψαθυρή) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύον ή δευτερεύον. Ο διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα εξηγείται παρακάτω και γίνεται με κριτήριο το κατά πόσον η συμμετοχή του στην παραλαβή των σεισμικών φορτίων είναι περισσότερο ή λιγότερο σημαντική.

Σε περιπτώσεις πλαστικών στοιχείων (γενικώς, όταν το στοιχείο διαρρέει σε κάμψη πριν να διαρρεύσει σε διάτμηση), κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις, γι' αυτό ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων (η διαρροή σε διάτμηση προηγείται αυτής σε κάμψη) ορισμός γίνεται σε όρους δυνάμεων.

2.1.7. Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες F- δ που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη αντίστασης όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.9. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη αντίστασης, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής και συνήθως απαιτεί καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μία στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι

πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από αυτή τη στάθμη. Επομένως, ο μηχανικός θα πρέπει να αξιολογήσει τη σημασία που έχει η εμφάνιση βλαβών σε κάποιο στοιχείο στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.



Σχήμα 2.9 Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη αντίστασης.

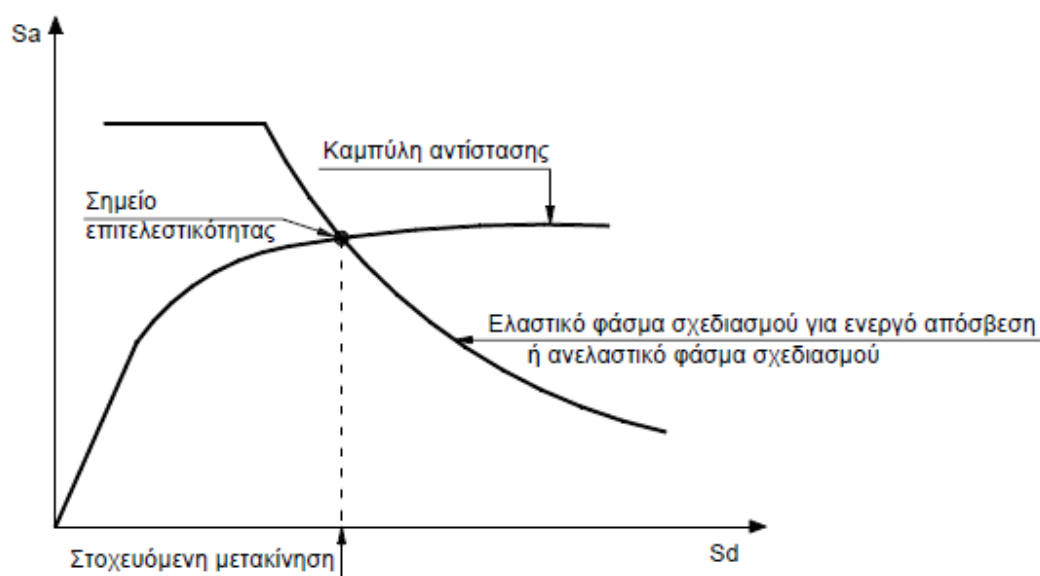
Για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας, οι παραμορφώσεις και οι αναμενόμενες βλάβες που αντιστοιχούν στα δευτερεύοντα στοιχεία είναι γενικώς μεγαλύτερες από αυτές των πρωτευόντων. Εάν κατά την κατασκευή της καμπύλης αντοχής προκύψει ότι ένα μικρό μόνο ποσοστό των στοιχείων της κατασκευής υπερβαίνει μία στάθμη επιτελεστικότητας, ο μηχανικός έχει τη δυνατότητα να ορίσει αυτά τα στοιχεία ως δευτερεύοντα, αυξάνοντας έτσι το όριο της παραμόρφωσης της κατασκευής που αντιστοιχεί σε αυτό το επίπεδο επιτελεστικότητας. Για παράδειγμα, είναι γνωστό ότι οι δοκοί που συνδέουν συζευγμένα τοιχώματα υφίστανται σημαντικές βλάβες ακόμη και για σχετικά μικρές παραμορφώσεις της κατασκευής, χωρίς όμως αυτό να επηρεάζει την ικανότητα της κατασκευής να παραλάβει σεισμικά φορτία. Επομένως, οι δοκοί σύζευξης μπορούν να οριστούν ως δευτερεύοντα στοιχεία.

2.1.8. Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας

Για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται κατ' αρχήν η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (performance point) της κατασκευής γι' αυτό το σεισμό. Ο ακριβέστερος τρόπος υπολογισμού αυτής της μετακίνησης είναι με μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Η μέθοδος αυτή, όμως, απαιτεί εξειδικευμένα προγράμματα και σημαντικό υπολογιστικό χρόνο, ενώ τα αποτελέσματα δεν είναι κατ' ανάγκην αξιόπιστα, επειδή εξαρτώνται από την

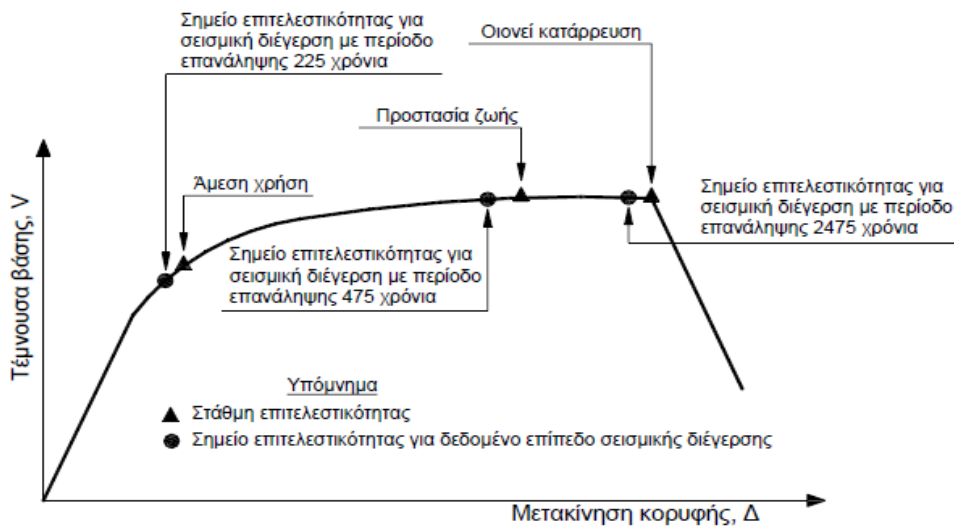
επιλογή της σεισμικής διέγερσης. Γι' αυτό και απαιτούνται πολλές τέτοιες επιλύσεις με σεισμικές διεγέρσεις διαφορετικών χαρακτηριστικών. Ως μία απλοποίηση του προβλήματος, η μετακίνηση μπορεί να υπολογιστεί με προσεγγιστικές μεθόδους (π.χ. μέθοδος των συντελεστών) ή με στατική μη-γραμμική ανάλυση (μέθοδος pushover), η ακρίβεια όμως των αποτελεσμάτων είναι αμφισβητήσιμη.

Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες εναλλακτικές μεθοδολογίες εφαρμογής της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης όπως η μέθοδος ATC-40, η μέθοδος N2, η ιδιομορφική στατική μη-γραμμική ανάλυση (modal pushover), η προσαρμοζόμενη στατική μη-γραμμική ανάλυση (adaptive pushover) κ.α.



Σχήμα 2.10 Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Αφού υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (μετακίνηση κορυφής) σημειώνεται στην καμπύλη αντίστασης το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας, το οποίο συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες γίνεται έλεγχος (Σχήμα 2.11). Διαπιστώνεται έτσι εάν έχει υπερβληθεί ή όχι κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας .



Σχήμα 2.11 Σύγκριση στοχευόμενης μετακίνησης-αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας.

Για τη στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε κάποια στάθμη σεισμικής δόνησης, μπορεί να ελεγχθεί σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης F-δ βρίσκεται κάθε στοιχείο. Στοιχεία, στα οποία υπάρχει υπέρβαση της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας, πρέπει να ενισχυθούν και η όλη διαδικασία να επαναληφθεί.

2.1.9. Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, όταν δεν γίνονται μη-γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, η στοχευόμενη μετακίνηση, που αντιστοιχεί σε κάποια σεισμική διέγερση με δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, μπορεί να υπολογιστεί με εφαρμογή προσεγγιστικών μεθόδων, όπως η μέθοδος των συντελεστών και η στατική μη-γραμμική ανάλυση, γνωστή και ως μεθοδολογία pushover.

Η ακρίβεια που επιτυγχάνεται με αυτές τις “στατικές” μεθόδους δεν είναι γενικά ικανοποιητική. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι βασίζονται στην απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και ο υπολογισμός της απόκρισης της κατασκευής σε κάθε όροφο γίνεται με βάση την παραμόρφωσή της για συγκεκριμένη κατανομή φορτίων καθ’ ύψος. Η φιλοσοφία καθορισμού του σημείου επιτελεστικότητας βασίζεται στον υπολογισμό του σημείου που αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης (demand), σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού, και της αντοχής (capacity) της κατασκευής. Σε διάγραμμα ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum), η εξισορρόπηση αυτή για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα συμβαίνει στο σημείο τομής της καμπύλης αντίστασης και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ενεργό απόσβεση για τη μέγιστη μετακίνηση (η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται με βάση την πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση).

2.2. Βασικές έννοιες όπως ορίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

2.2.1. Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού

α. Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικο -οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας» (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού.

β. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (Πίν. 2.1 παράγραφος 2.2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.) αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού).

γ. Στον παρόντα Κανονισμό προβλέπονται στόχοι επανελέγχου αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνον στον φέροντα οργανισμό. Ο όρος «φέρων οργανισμός» χρησιμοποιείται εδώ με την κλασική του έννοια και αντιστοιχεί στο σύστημα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
1. 10%	A1	B1	Γ1
2. 50%	A2	B2	Γ2

Σχήμα 2.12 (Πίν. 2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.) Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού.

2.2.2. Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής, ειδικώς για τις ανάγκες του παρόντος Κανονισμού:

α. «Άμεση χρήση μετά τον σεισμό» (A) είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές τριχοειδείς ρωγμές στον φέροντα οργανισμό.

β. «Προστασία ζωής» (B) είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις βλάβες στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.

γ. «Οιονεί κατάρρευση» (Γ) είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

2.2.3. Κύρια (ή πρωτεύοντα) και δευτερεύοντα στοιχεία

Οι επιμέρους φορείς του φέροντος οργανισμού ενός κτιρίου, καθώς και τα μεμονωμένα δομικά στοιχεία (μέλη) που επηρεάζουν τη δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτίριο, ή που φορτίζονται λόγω των πλευρικών μετακινήσεων του κτιρίου, μπορεί κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό να διακρίνονται σε «κύρια» (ή «πρωτεύοντα») και «δευτερεύοντα». Ως κύρια εν γένει θα χαρακτηρίζονται τα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία.

Η βασική συνέπεια του χαρακτηρισμού ενός φέροντος στοιχείου (ή επιμέρους φορέα) ως δευτερεύοντος είναι ότι για τα στοιχεία αυτά ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας, επιτρέπεται δηλαδή να υποστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις και βλάβες απ' ό,τι τα πρωτεύοντα στοιχεία .

Στην περίπτωση κατά την οποία ως στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού έχει επιλεγεί η άμεση χρήση μετά τον σεισμό, η παραπάνω διάκριση σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία δεν επιτρέπεται.

2.3. Διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την ανελαστική στατική ανάλυση

2.3.1. Βασικές παραδοχές της μεθόδου

α. Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.

β. Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

γ. Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη

μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλάστιμων δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.

2.3.2. Προϋποθέσεις εφαρμογής

Συνιστάται όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» ΣΑΔ.

α. Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας.

Κατόπιν θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση. Για τις πιο πάνω δυναμικές αναλύσεις γίνεται χρήση του ελαστικού φάσματος του ΕΚ 8-1 ($q=1$).

β. Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση.

2.3.3. Προσομοίωση και ανάλυση

α. Η καμπύλη αντίστασης, δηλαδή η σχέση ανάμεσα στην τέμνουσα βάσεως και την οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου οι οποίες θα κυμαίνονται από μηδέν μέχρι και πέρα από την μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος.

β. Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του ΕΚ 8-1. Τα οριζόντια φορτία θα εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις («θετική» - «αρνητική») και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο.

γ. Το αναλυτικό προσομοίωμα θα υιοθετεί τέτοιο βαθμό διακριτοποίησης ώστε να λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης-παραμόρφωσης κάθε περιοχής στην οποία μπορεί να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά.

2.3.4. Καθορισμός του κόμβου ελέγχου

Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Για κτίρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου θα λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία.

2.3.5. Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στον ΕΚ 8-1, μπορούν να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

- “Ομοιόμορφη”, βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης)
- “Ιδιομορφική”, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση.

2.3.6. Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης-μετακίνησης

Η μη-γραμμική σχέση δύναμης-μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, θα αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής V_y του κτιρίου. Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης (σχέση δύναμης-μετακίνησης) συνιστάται να είναι διγραμμική, με κλίση του πρώτου κλάδου K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με αK_e .

3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

3.1. Γενικά

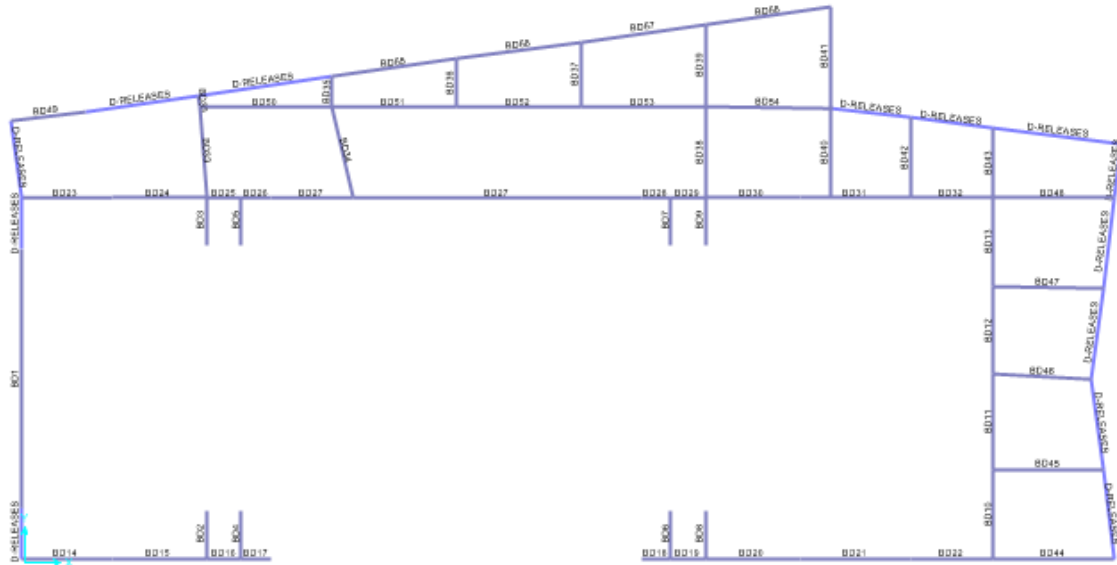
Το υπό μελέτη κτίριο είναι υποθετικό έχοντας όμως ως στόχο να πλησιάσει το υφιστάμενο κτίριο του θεάτρου του Βόλου. Η κατασκευή και η μελέτη είναι προ του 1985. Στην παρούσα διπλωματική αναλύεται η σκηνή του θεάτρου, το κομμάτι αυτό λειτουργεί ανεξάρτητα εφόσον θεωρούμε πως υπάρχουν διαχωριστικοί αρμοί. Ο σχεδιασμός του κτιρίου θεωρείται ότι έγινε με βάση τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ. 1954) και τον τότε ισχύοντα αντισεισμικό κανονισμό του 1959.

3.2. Μορφολογία φορέα

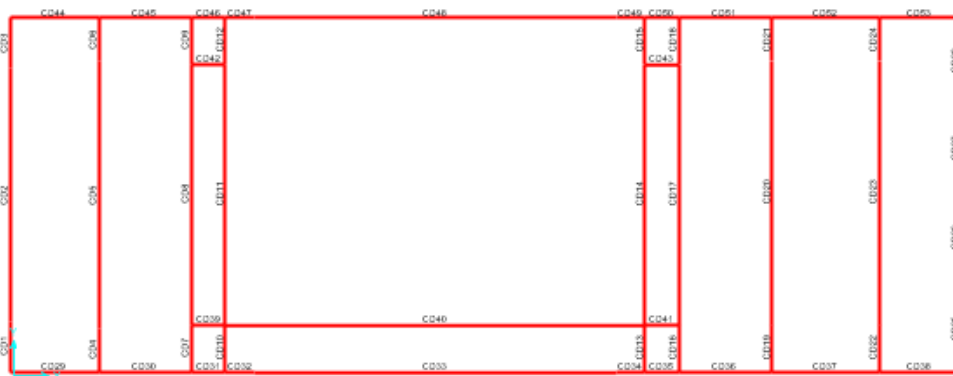
Ο φορέας είναι μια εξάρωφη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα με τις κατόψεις των ορόφων να διαφέρουν από όροφο σε όροφο και με το ύψος των ορόφων επίσης να μεταβάλλεται. Οι κατόψεις των ορόφων, οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των μελών της κατασκευής ποικίλλουν από όροφο σε όροφο, με τις πιο έντονες διαφοροποιήσεις να επισημαίνονται μεταξύ των κατόψεων Α οροφής (Στάθμη 1), Β οροφής (Στάθμη 2), Γ οροφής (Στάθμη 3) και των κατόψεων των υπόλοιπων ορόφων. Επίσης παρουσιάζει μεγάλη ποικιλία στη μορφολογία των δομικών στοιχείων όπως πολλές διαφορετικές διατομές, στηρίξεις δοκών σε δοκούς, εκκεντρότητες, κλπ. Όπως φαίνεται και στις παρακάτω εικόνες το κτίριο δεν είναι συμμετρικό ούτε κατά την διεύθυνση x αλλά ούτε και κατά την διεύθυνση y. Ακολουθούν οι κατόψεις των ορόφων του κτιρίου όπως σχεδιάστηκαν στο λογισμικό SAP2000.



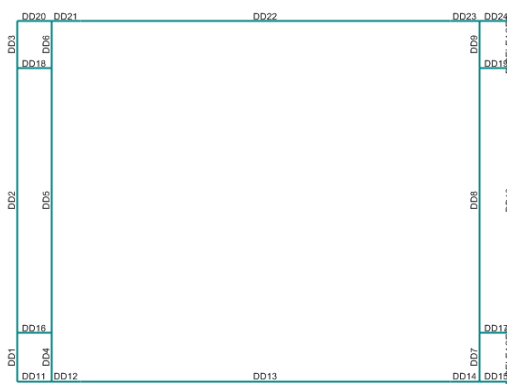
Σχήμα 3.1 Κάτοψη Α ορόφου στάθμη 5,12.



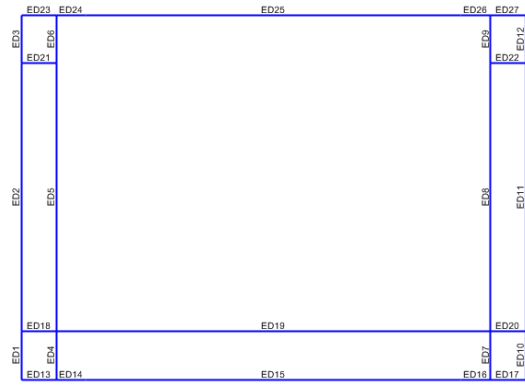
Σχήμα 3.2 Κάτοψη Β ορόφου στάθμη 11,10.



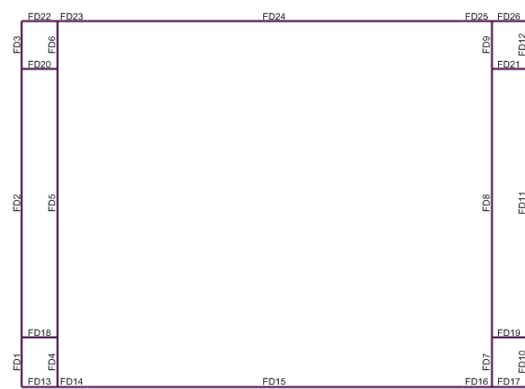
Σχήμα 3.3 Κάτοψη Γ ορόφου στάθμη 13,35.



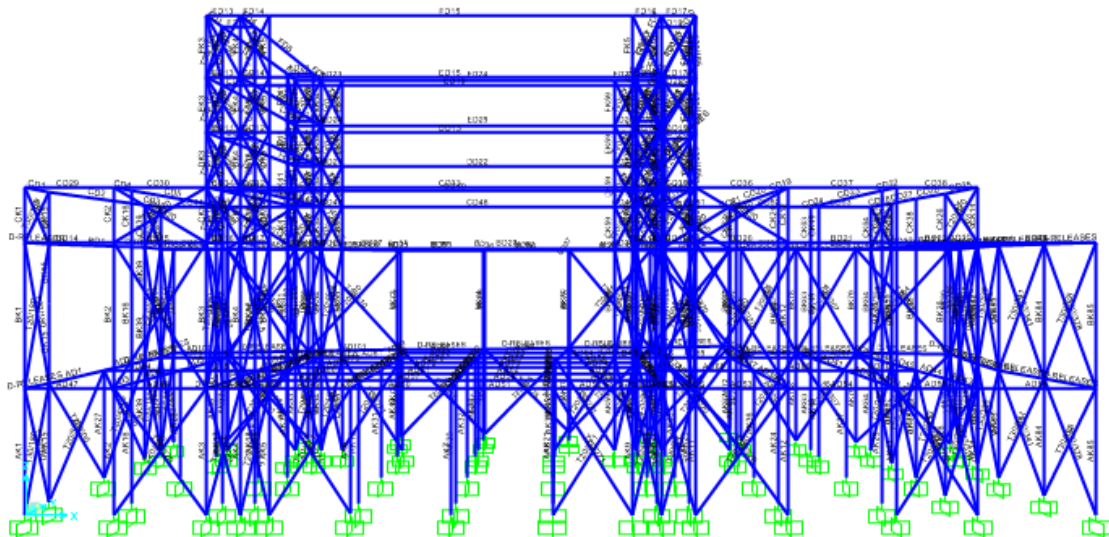
Σχήμα 3.4 Κάτοψη Δ ορόφου στάθμη 15,62.



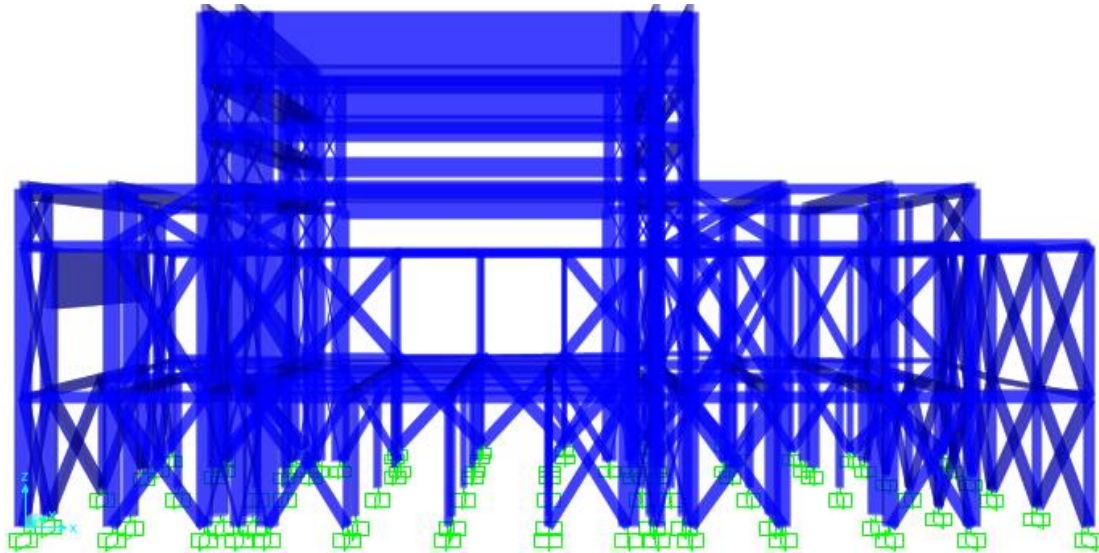
Σχήμα 3.5 Κάτοψη Ε ορόφου στάθμη 17,87.



Σχήμα 3.6 Κάτοψη Ζ ορόφου στάθμη 20,37.



Σχήμα 3.7 Γραμμική απεικόνιση φορέα.



Σχήμα 3.8 Τρισδιάστατη απεικόνιση φορέα.

3.3. Προσομοίωση φορέα

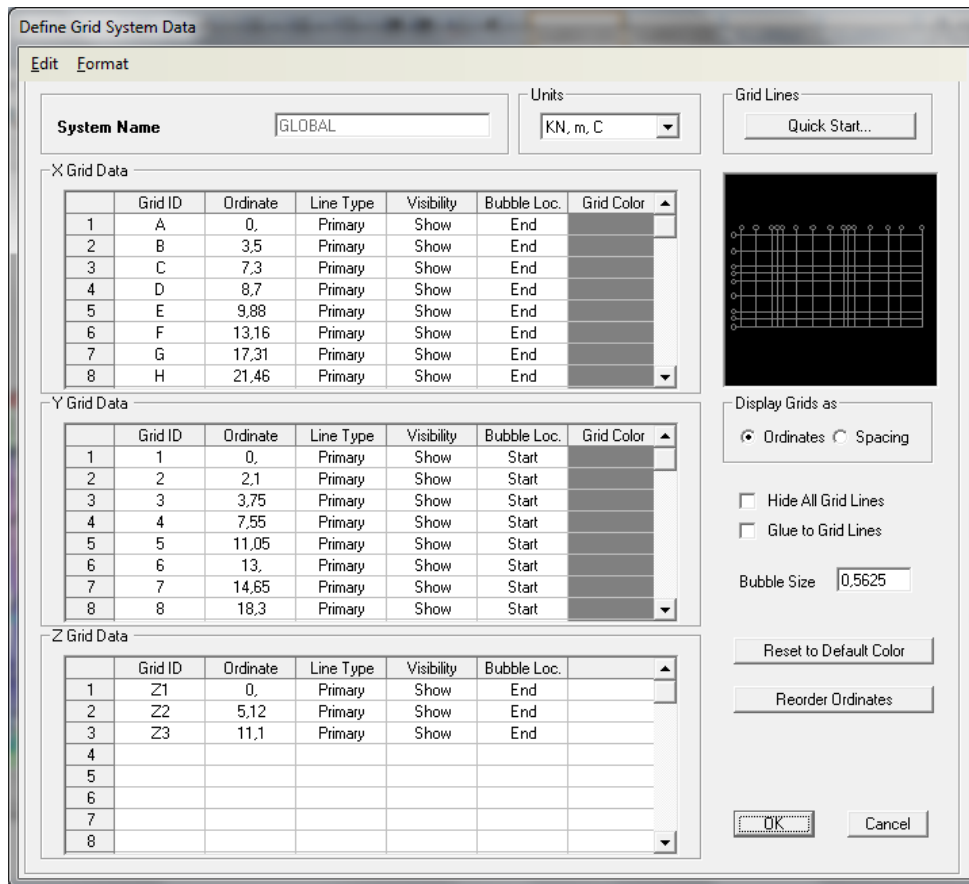
3.3.1. Γενικά

Η προσομοίωση του φορέα έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος SAP2000V15.1.0. Όσον αφορά την προσομοίωση οι πλάκες και οι τοιχοποιίες δεν εισάχθηκαν στο μοντέλο, ωστόσο, η φορτιστική τους επίδραση λήφθηκε υπόψη με την μεταβίβαση των γραμμικά κατανεμημένων φορτίων τους στα αντίστοιχα δοκάρια της κατασκευής με τη μέθοδο των εμβαδών. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ αμελείται η επιρροή της τοιχοποιίας στην ανάληψη των οριζόντιων φορτίων του σεισμού. Στις στάθμες των ορόφων απαιτήθηκε να υπάρχει διαφραγματική λειτουργία.

Για την προσομοίωση του υπό εξέταση κτιρίου καθορίστηκε αρχικά ο τρισδιάστατος κάρναβος εργασίας έπειτα ορίστηκε γραφικά η συνδεσμολογία των δομικών στοιχείων και στη συνέχεια οι διατομές των μελών.

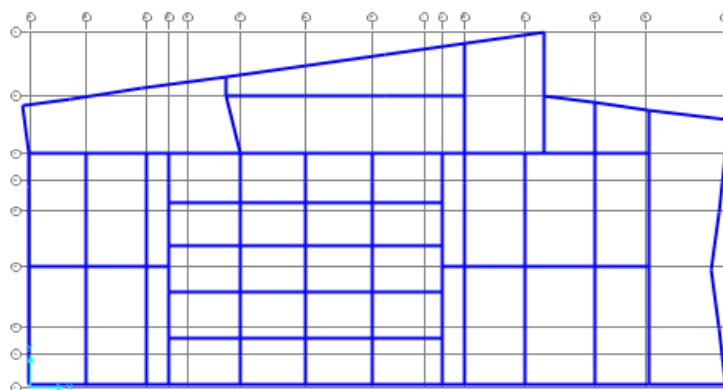
Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιάζονται με γραμμικά στοιχεία πλαισίου 6 βαθμών ελευθερίας. Στις δοκούς, επιλέχθηκε να αμεληθεί η λειτουργία πλακοδοκού και να δοθεί απλοποιητικά ορθογωνική διατομή προκειμένου να ληφθεί υπόψη η ρηγμάτωση του σκυροδέματος και η επακόλουθη μείωση δυσκαμψίας των διατομών.

Τα τοιχώματα προσομοιώθηκαν με χρήση χιαστί συνδέσμων όπως ορίζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Επιλέχθηκε η συγκεκριμένη προσομοίωση καθώς στους παλαιότερους κανονισμούς τα τοιχώματα λειτουργούσαν κυρίως διατμητικά. Τέλος, οι στηρίξεις της κατασκευής θεωρούνται πακτώσεις.



Σχήμα 3.9 Κάνναβος στις δυο πρώτες στάθμες.

Δημιουργήθηκε κάνναβος, ίδιος για τους δυο πρώτους ορόφους και στους επόμενους τέσσερεις χρησιμοποιήθηκε η εντολή : EDIT—COPY—PASTE έχοντας προεπιλέξει τα στοιχεία που επιθυμούμε να αντιγράψουμε. Πάνω στον βασικό κάνναβο χρειάστηκε να μετατοπιστούν κάποια στοιχεία αυτό έγινε επιλέγοντας το στοιχείο και μέσω της εντολής EDIT—MOVE πετυχαίνουμε την θεμιτή μετακίνηση.



Σχήμα 3.10 Κάνναβος στη στάθμη 5,12.

3.3.2. Υλικά προσομοιώματος

Ο φέρων οργανισμός του υπό εξέταση υποθετικού υφιστάμενου κτιρίου έχει κατασκευαστεί από οπλισμένο σκυροδέμα που αντιστοιχεί σε σημερινή ποιότητα σκυροδέματος C12/15 και χάλυβα οπλισμών S220. Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ορίστηκε $E_{cm}=27$ GPA ενώ το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα ορίστηκε $E_s=199$ GPA σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα. Το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος είναι 25kN/m^3 .

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ για την προσομοίωση υφιστάμενης παλαιάς κατασκευής, όσον αφορά τις αντοχές των υλικών χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές (παρ. 4.5.3.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ) των χαρακτηριστικών τους, εφόσον σκοπός της ανάλυσης δεν είναι ο σχεδιασμός αλλά η σεισμική αποτίμηση κτιρίου.

Επομένως, σύμφωνα με το κεφάλαιο 3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος λαμβάνεται ίση με :

$$f_{cm}=(f_{ck}+8(\text{MPa}))/\gamma_m=20\text{MPa}/1,1=18,1818 \text{ MPa.}$$

Για τον χάλυβα το όριο διαρροής ορίζεται ως :

$$f_y=220\text{MPa}/\gamma_m=220\text{MPa}/1,1=200 \text{ MPa.}$$

Όπου γ_m επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τις ιδιότητες των υλικών με τον οποίο λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές. Πρακτικώς συνιστάται να λαμβάνεται $\gamma_m=1,10$.

Ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία για την εισαγωγή των υλικών στο SAP2000 :
Define — Materials — Add New Material

The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in SAP2000. The dialog is titled 'Material Property Data' and contains several sections for defining material properties. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' (C12/15), 'Material Type' (Concrete), and 'Material Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Weight and Mass' section includes 'Weight per Unit Volume' (24.9926), 'Mass per Unit Volume' (2.5485), and 'Units' (KN, m, C). The 'Isotropic Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (27000000), 'Poisson's Ratio, U' (0.2), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (5.500E-06), and 'Shear Modulus, G' (11250000). The 'Other Properties for Concrete Materials' section includes 'Specified Concrete Compressive Strength, f'c' (12000), a checkbox for 'Lightweight Concrete', and a 'Shear Strength Reduction Factor' field. At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Σχήμα 3.11 Εισαγωγή χαρακτηριστικών σκυροδέματος.

Σχήμα 3.12 Εισαγωγή χαρακτηριστικών χάλυβα.

3.3.3. Περιγραφή διατομών

Οι διατομές των υποστυλωμάτων, των δοκών και των χιαστοί των τοιχωμάτων είναι ορθογωνικής διατομής. Οι διατάσεις τους όπως και οι οπλισμοί τους ποικίλουν ανάλογα με τη διατομή. Οι διατομές δίνονται στα σχέδια του υφιστάμενου κτιρίου μαζί με τον ανάλογο οπλισμό.

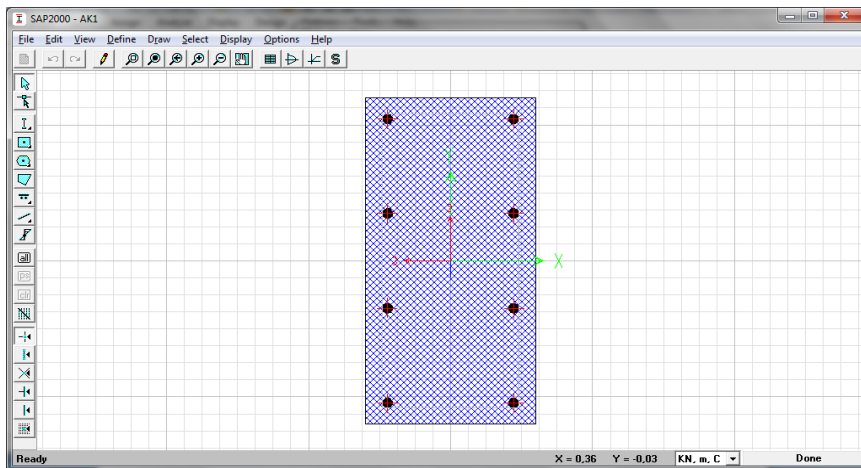
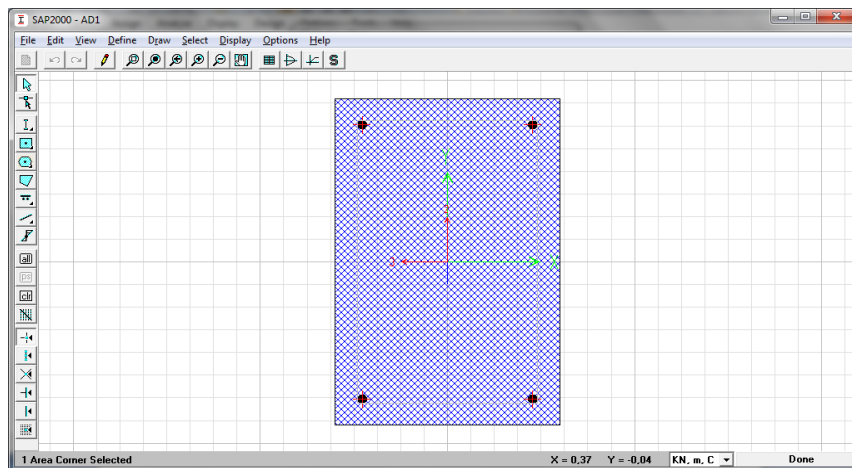
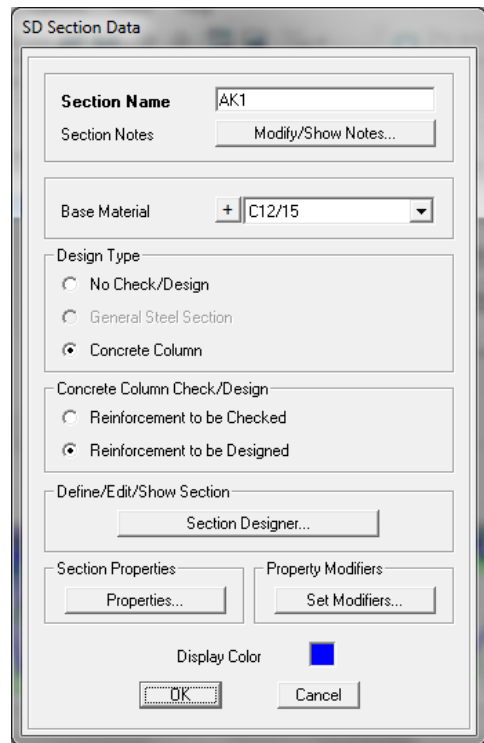
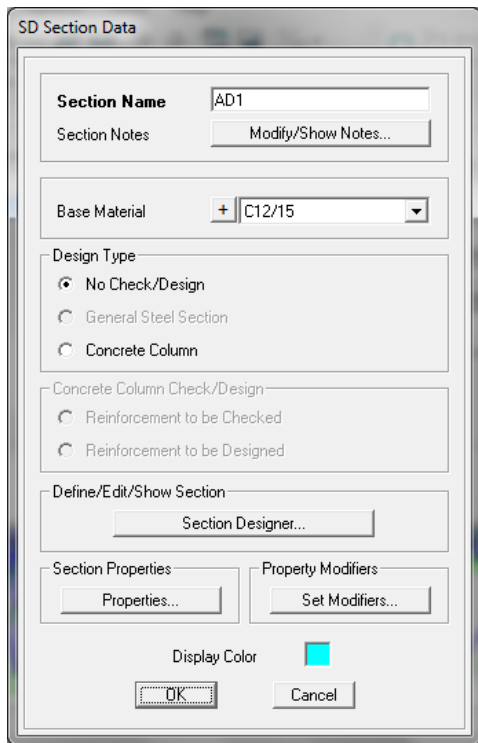
Να σημειώσουμε εδώ πως η επικάλυψη των οπλισμών είναι 0,03m. Τις διαμέτρους των οπλισμών όπως $\phi 18$, $\phi 22$ και $\phi 24$, οι οποίες δεν υπάρχουν μέσα στο πρόγραμμα τις δημιουργούμε μέσω της εντολής :

Define—Section properties—Reinforcement Bar Sizes

Εισάγουμε στο πρόγραμμα τα υποστυλώματα, τις δοκούς και τους χιαστοί συνδέσμους των τοιχωμάτων μέσω της εντολής:

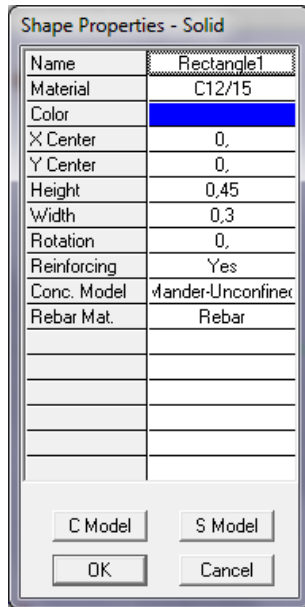
Define—Section properties—Frame Sections—Add New Property—Select property type (Other)—Section Designer

Ενδεικτικά παρουσιάζεται παρακάτω μια δοκός, ένα υποστύλωμα και ένα τοίχωμα.

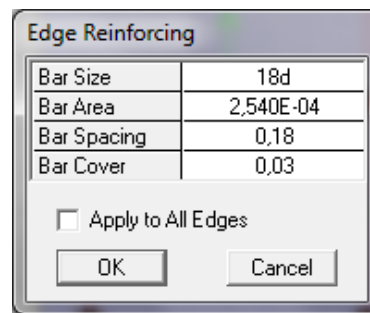


Σχήμα 3.13 Δημιουργία δοκών και υποστυλωμάτων αντίστοιχα στο SAP2000.

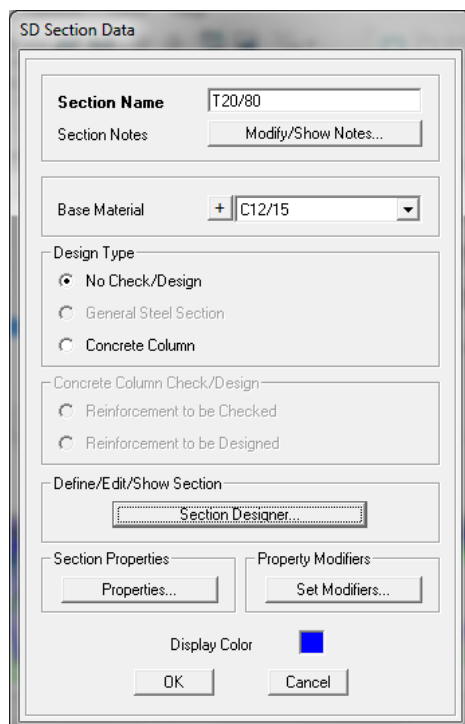
Στο παράθυρο του Section Designer επιλέγουμε το Draw Solid Shape και τοποθετούμε τη διατομή στο κέντρο των αξόνων. Με δεξί click πάνω στη διατομή ρυθμίζουμε τις παραμέτρους τις όπως στο σχήμα 3.14 , επιλέγοντας Yes στο Reinforcing το πρόγραμμα τοποθετεί αυτομάτως κάποιο σπλισμό των οποίο μπορούμε να αλλάξουμε με δεξί click πάνω τους (σχήμα 3.15).



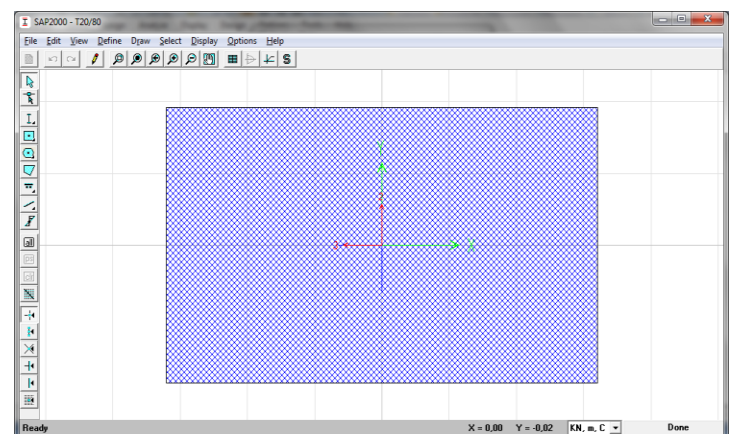
Σχήμα 3.14 Διατομή δοκού.



Σχήμα 3.15 Οπλισμός υποστυλώματος.



Σχήμα 3.16 Δημιουργία διατομών τοιχωμάτων στο SAP2000.



3.3.4. Καθορισμός φορτίσεων δοκών

Τα φορτία που επιβάλλονται στην υπό εξέταση κατασκευή είναι τα εξής :

ΜΟΝΙΜΑ

Ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος	25.00 KN/m ³
Επικαλύψεις δαπέδων (γενικά)	3.00 KN/m ²
Επικαλύψεις δαπέδων διάδρομοι σκηής	1.50 KN/m ²
Επικαλύψεις δωμαίων	3.00 KN/m ²
Φορτία μπατικών τοίχων	3.60 KN/m ²
Φορτία δρομικών τοίχων	2.10 KN/m ²

ΩΦΕΛΙΜΑ

Δαπέδων (γενικά)	5.00 KN/m ²
Κλιμακοστάσια	5.00 KN/m ²
Δώματα	2.00 KN/m ²
Εξώστες	5.00 KN/m ²

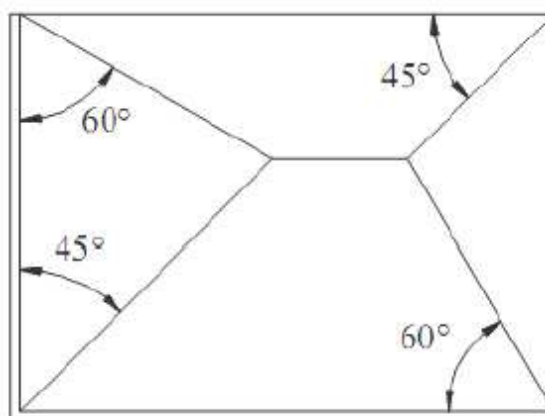
Εισάγουμε τα φορτία στις δοκούς με την εντολή :

Assign—Frame Loads—Distributed έχοντας επιλέξει πρώτα το στοιχείο.

Εφόσον οι πλάκες δεν έχουν προσομοιωθεί με επιφανειακά στοιχεία, τα φορτία τους κατανέμονται στις δοκούς βάσει των επιφανειών επιρροής που ορίζονται σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ . Γενικές διατάξεις για την ανάλυση πλακών που στηρίζονται σε δοκούς ή φέροντες τοίχους(ΕΚΩΣ2000 9.1.5). Τα φορτία μεταφέρονται στις δοκούς ως γραμμικά ομοιόμορφα φορτία.

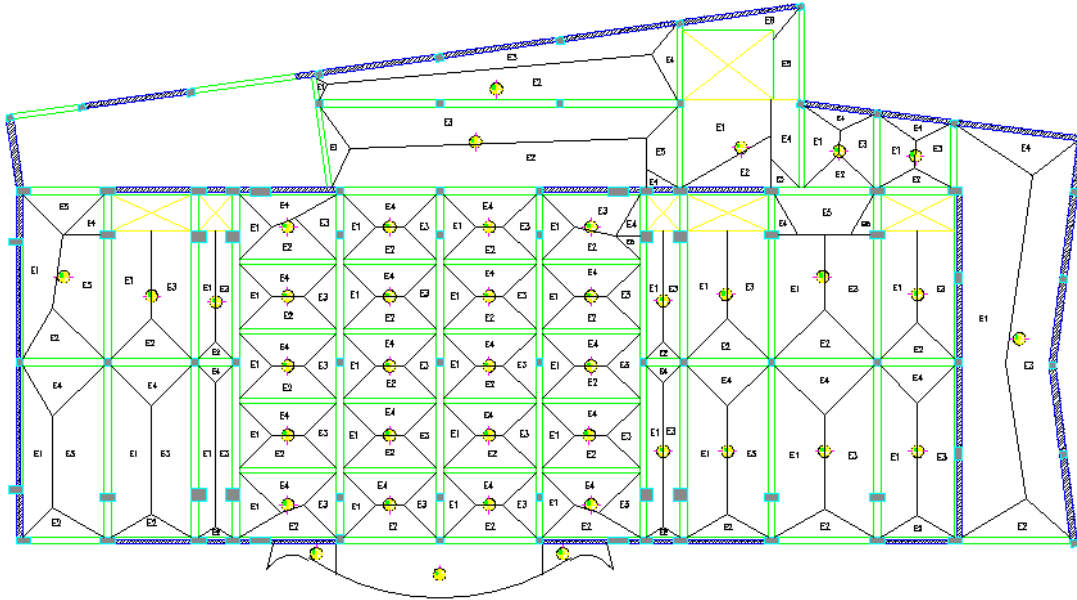
(Κατανεμημένο Φορτίο) kN/m = (Φορτίο) kN/m² * (Εμβαδόν) m² / (μήκος δοκού) m

Όταν σε μια γωνία συναντώνται δύο πλευρές ομοειδούς στήριξης , η γωνία μερισμού είναι 45° . Όταν συναντώνται πλήρως πακτωμένη πλευρά με ελεύθερα εδραζόμενη πλευρά, η γωνία μερισμού προς την πλευρά της πάκτωσης είναι 60°.

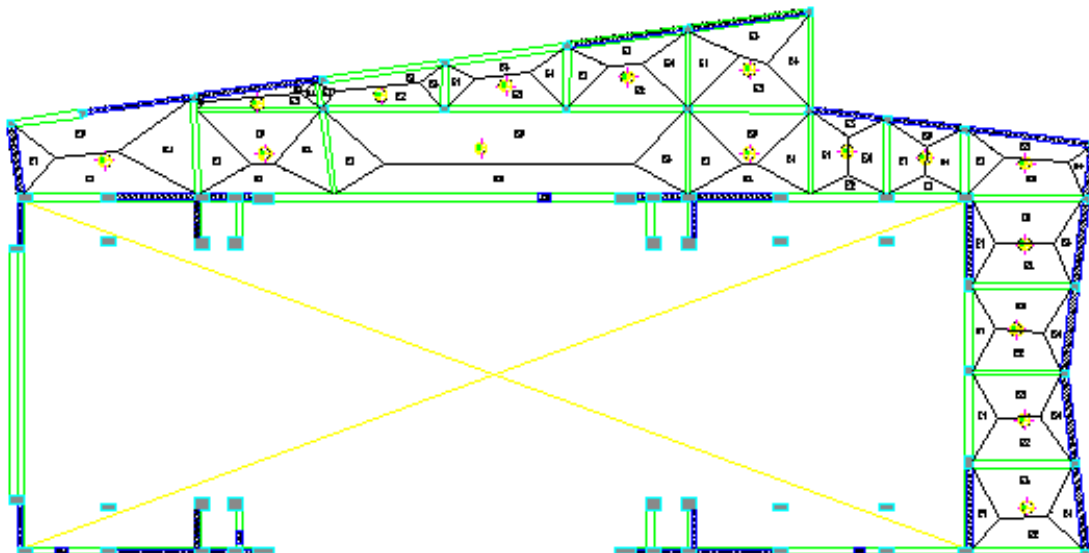


Σχήμα 3.17 Κατανομή του φορτίου τετραέρειστων πλακών για τον υπολογισμό των αντιδράσεων των στηρίξεων.

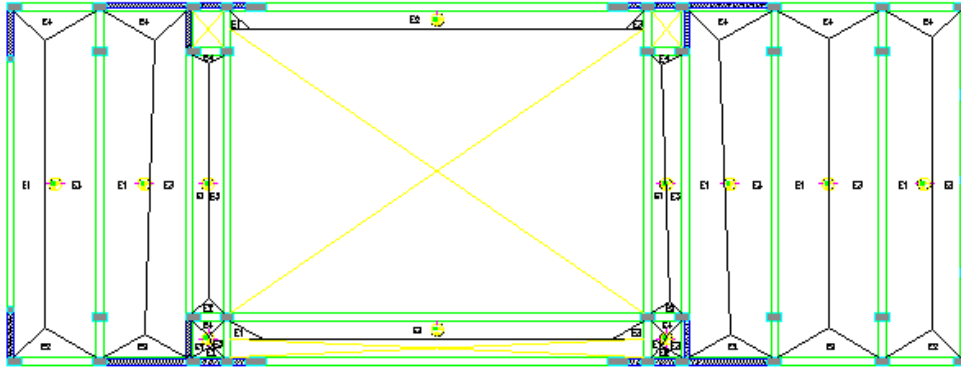
Παρακάτω εμφανίζονται οι επιφάνειες μερισμού των πλακών σε κάθε όροφο.



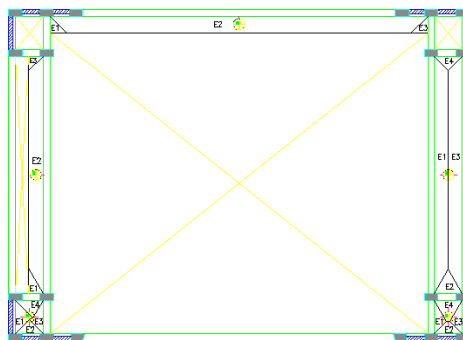
Σχήμα 3.18 Κατανομή του φορτίου πλακών στη στάθμη 5.12 (Α όροφος)



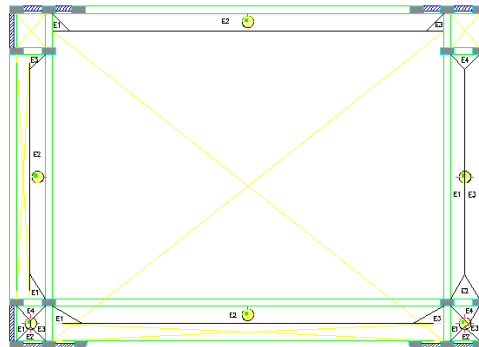
Σχήμα 3.19 Κατανομή του φορτίου πλακών στη στάθμη 11.10 (Β όροφος)



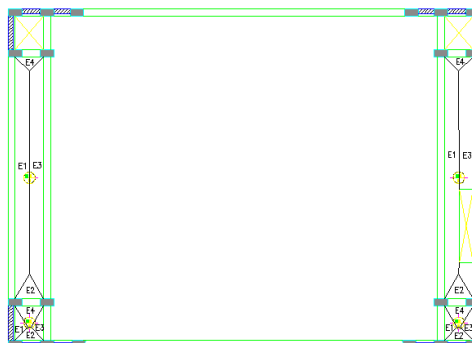
Σχήμα 3.20 Κατανομή του φορτίου πλακών στη στάθμη 13.35 (Γ όροφος)



Σχήμα 3.21 Κατανομή του φορτίου πλακών στη στάθμη 15.62 (Δ όροφος)



Σχήμα 3.22 Κατανομή του φορτίου πλακών στη στάθμη 17.87 (Ε όροφος)

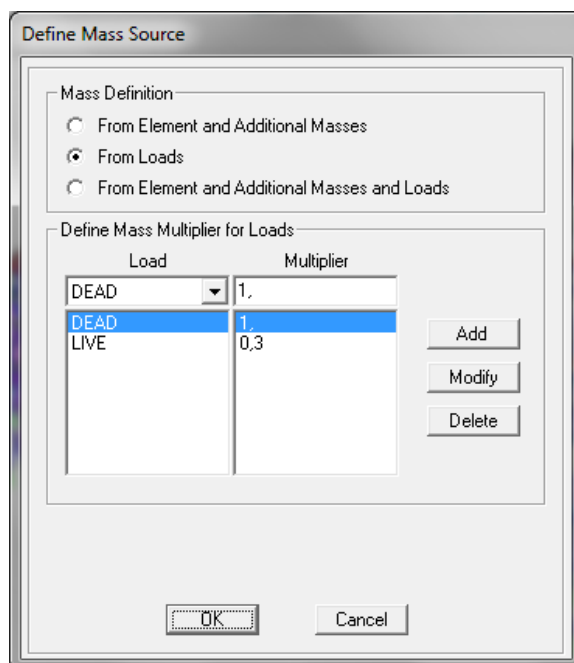


Σχήμα 3.23 Κατανομή του φορτίου πλακών στη στάθμη 20.37 (Ζ όροφος)

3.3.5. Καθορισμός ταλαντευόμενης μάζας

Η μάζα της κατασκευής που θα χρησιμοποιήσει το πρόγραμμα θα υπολογισθεί από το συνδυασμό $G+0,3Q$ και θα εισαχθεί μέσω της εντολής:

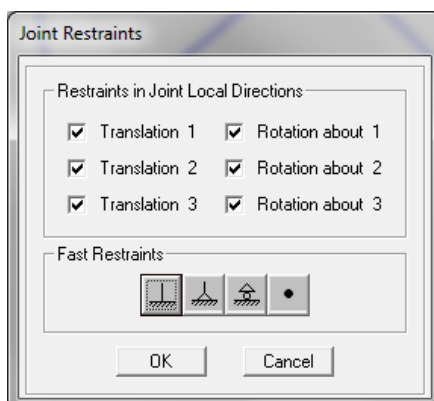
Define—Mass Source



Σχήμα 3.24 Καθορισμός μάζας κατασκευής.

3.3.6. Καθορισμός στηρίξεων

Θεωρούμε πλήρως πακτωμένες τις στηρίξεις επί του εδάφους. Εισάγουμε στο πρόγραμμα τις στηρίξεις ακολουθώντας την εξής διαδικασία : Assign—Join—Restraints (έχοντας προεπιλέξει τους κόμβους που βρίσκονται στο έδαφος).



Σχήμα 3.25 Εισαγωγή στηρίξεων στο sap2000.

3.3.7. Διαφραγματική λειτουργία

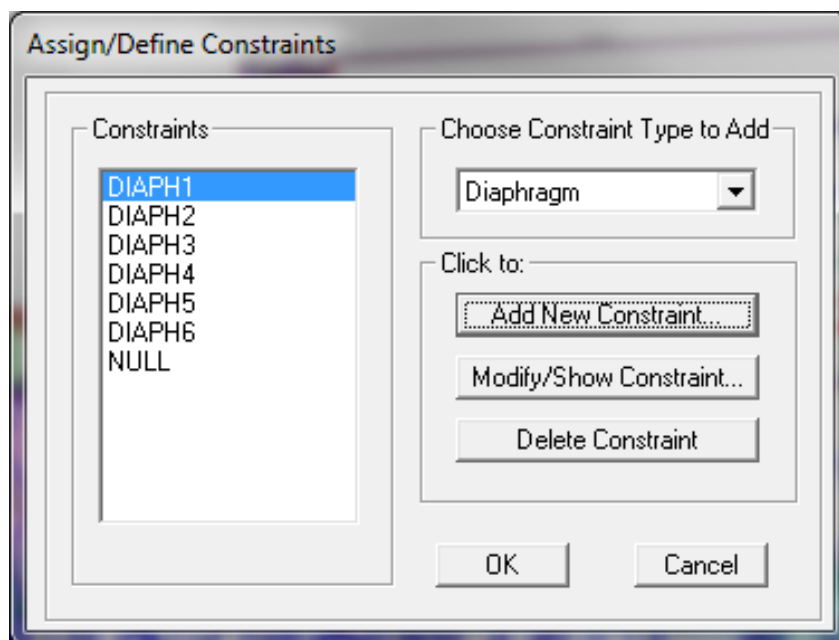
Οι πλάκες προσομοιώνονται μέσω τις διαφραγματικής λειτουργίας υποβάλλοντας έτσι τα σημεία τις ίδιας στάθμης σε ίδιες μετατοπίσεις δηλαδή εξαιτίας της δυσκαμψίας και την αντοχής του διαφράγματος εξασφαλίζεται το απαραμόρφωτο της κατόψεως του ορόφου μέσα στο επίπεδό του.

Μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας η διανομή της αδρανειακής δύναμης στα επιμέρους στοιχεία γίνεται ανάλογα με τη δυσκαμψία τους.

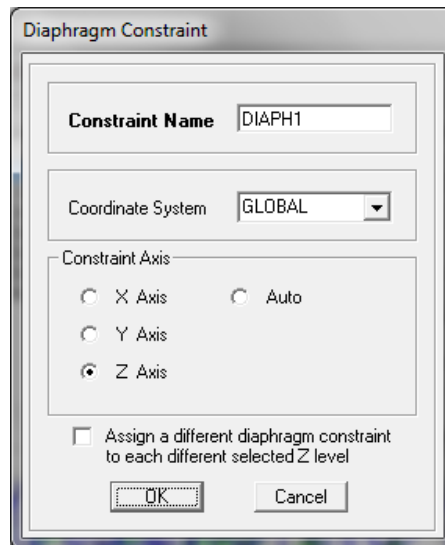
Κατά την επιβολή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων μπορούμε να θεωρήσουμε 3 βαθμούς ελευθερίας ανά όροφο (δύο μετακινήσεις και μία στροφή) εφόσον έχουμε εισάγει τη διαφραγματική λειτουργία.

Στη συνήθη περίπτωση των συστημάτων πλακών-δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα, το αντίστοιχο διάφραγμα επιτρέπεται να θεωρείται απαραμόρφωτο, χωρίς αναλυτικό υπολογισμό, όταν η γεωμετρία και η αντοχή του (εντός επιπέδου) μπορεί να θεωρηθούν ικανοποιητικές (KAN.ΕΠΕ. 5.4.6)

Επιλέγουμε τους κόμβους κάθε ορόφου και ακολουθούμε τις εξής εντολές για την επίτευξη της διαφραγματικής λειτουργίας: Assign—Joint—Constraints— Choose Constraint Type To Add (Diaphragm)—Add New Constraint



Σχήμα 3.26 Διαφραγματική λειτουργία ορόφων.



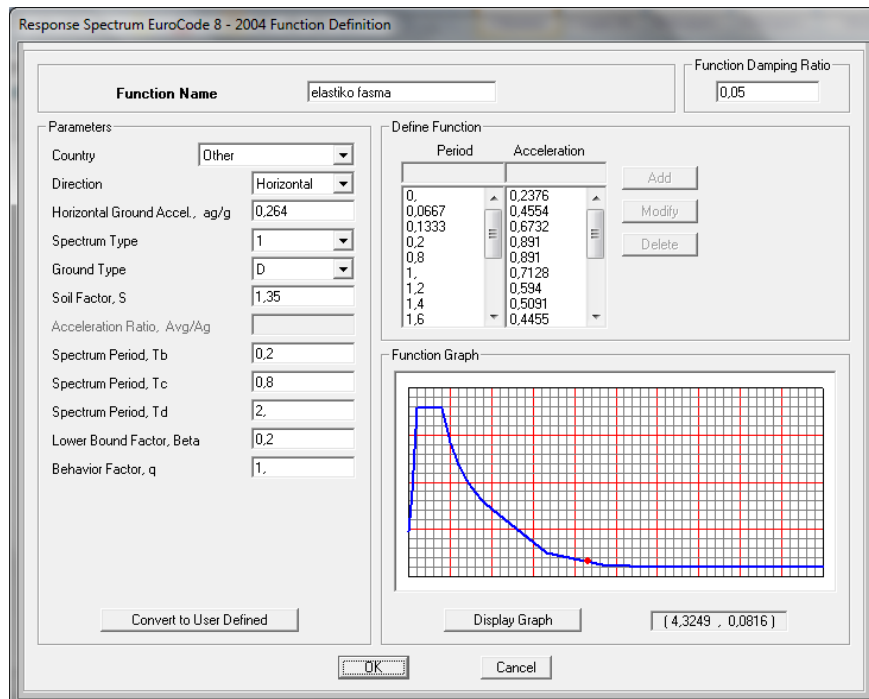
Σχήμα 3.27 Ορισμός διαφράγματος.

3.3.8. Ελαστικό φάσμα

Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού υπολογίστηκε με βάση τον Ευρωκώδικα 8.

Εισάγουμε το ελαστικό φάσμα στο πρόγραμμα :

Define—Functions—Response Spectrum—Choose function type to add (eurocode8 2004)—Add new function



Σχήμα 3.28 Ελαστικό φάσμα απόκρισης.

Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1(ΕΚ8 πίνακας 3.2)

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Το συγκεκριμένο υφιστάμενο κτίριο κατατάσσεται στην κατηγορία εδάφους D με $T_b = 0.20 \text{ sec}$, $T_c = 0.80 \text{ sec}$, $T_d = 2.50 \text{ sec}$ και συντελεστή εδάφους $S = 1.35$. (ΕΚ8)

Η τιμή που αποδίδεται στον β για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα , η τιμή β ορίζεται σε $\beta = 0.2$. (ΕΚ8 3.2.2.5)

Σύμφωνα με τον πίνακα 2 EN1998-1 του ευρωκώδικα 8 για την κατανομή νομών και δήμων στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας ο Βόλος πρωτεύουσα του νομού Μαγνησίας ανήκει στη ζώνη 2 με μέγιστη σεισμική επιτάχυνση σε έδαφος κατηγορίας A $\alpha_{gR} = 0,24g$.

Το κτίριο ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας III επομένως $\alpha_g / g = \gamma_1 * \alpha_{gR} = 1.1 * 0.24 = 0.264$.

Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια (Παράγραφος 4.2.5 ΕΚ8 Πίνακας 4.3) :

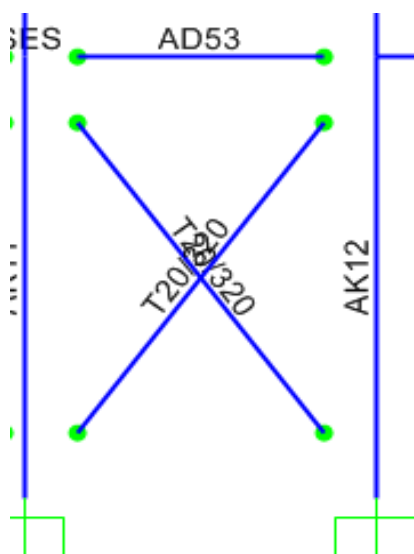
Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

Πίνακας 3.1: Κατηγορία Εδάφους

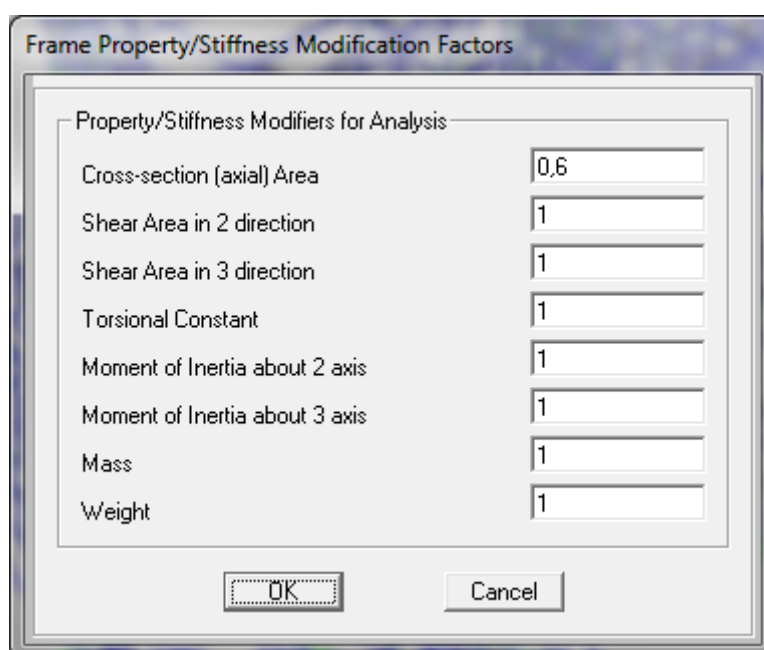
Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{5PT} (κεφάλαιο 30 EN)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίου πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίου χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίου σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργιλοανίλων με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1			

3.3.9. Τοιχώματα

Η προσομοίωση των τοιχωμάτων έγινε σύμφωνα με την παράγραφο 7.4.1(ζ2) του ΚΑΝ.ΕΠΕ όπου ορίζονται οι διαστάσεις των διατομών των χιαστοί ως εξής: πλάτος διατομής χιαστή $b = 0,15L$ (όπου L μήκος τοιχώματος) και πάχος διατομής χιαστή t όσο το πάχος του τοιχώματος. Τοποθετήθηκαν αρθρώσεις στα δύο άκρα των χιαστοί, επίσης η δοκός προσομοιώθηκε ως αμφιαρθρωτή έχοντας ως στόχο μόνο τη μεταφορά των φορτίων.

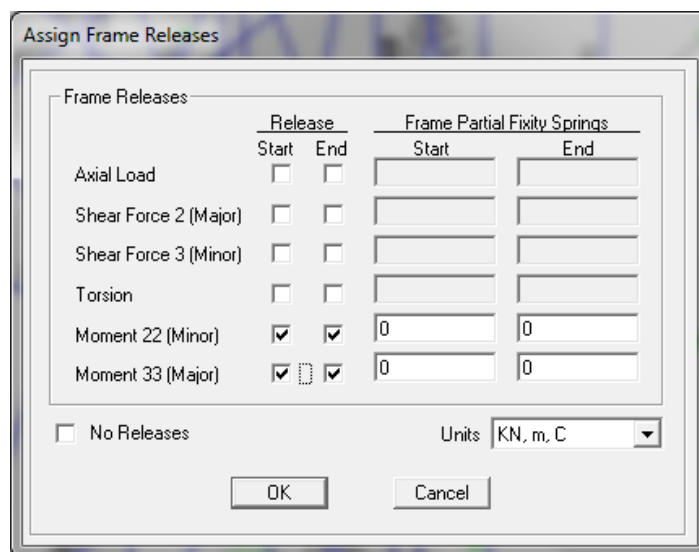


Σχήμα 3.29 Προσομοίωση τοιχώματος στο SAP2000.



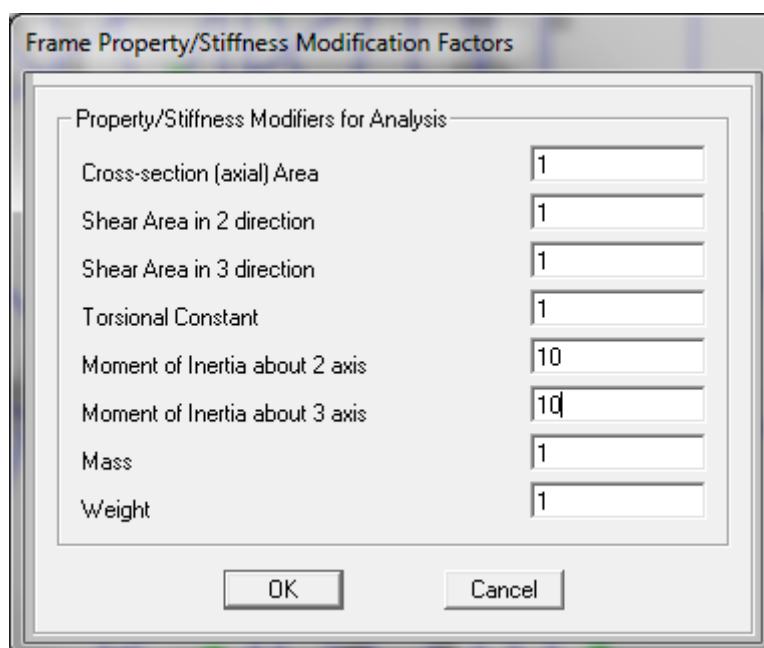
Σχήμα 3.30 Χαρακτηριστικά διατομών χιαστή.

Τοποθετούμε τις αρθρώσεις μέσω της εντολής : Assign—Frame—Releases.



Σχήμα 3.31 Τοποθέτηση αρθρώσεων στο SAP2000.

Στα υποστυλώματα και τις δοκούς που περιβάλλουν τα τοιχώματα, θεωρούμε πως το τοίχωμα προσφέρει δυσκαμψία στα μέλη αυτά. Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται πως επιτυγχάνεται αυτό στο πρόγραμμα.

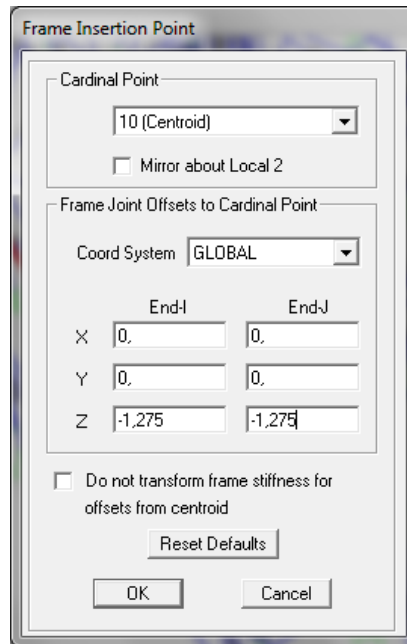


Σχήμα 3.32

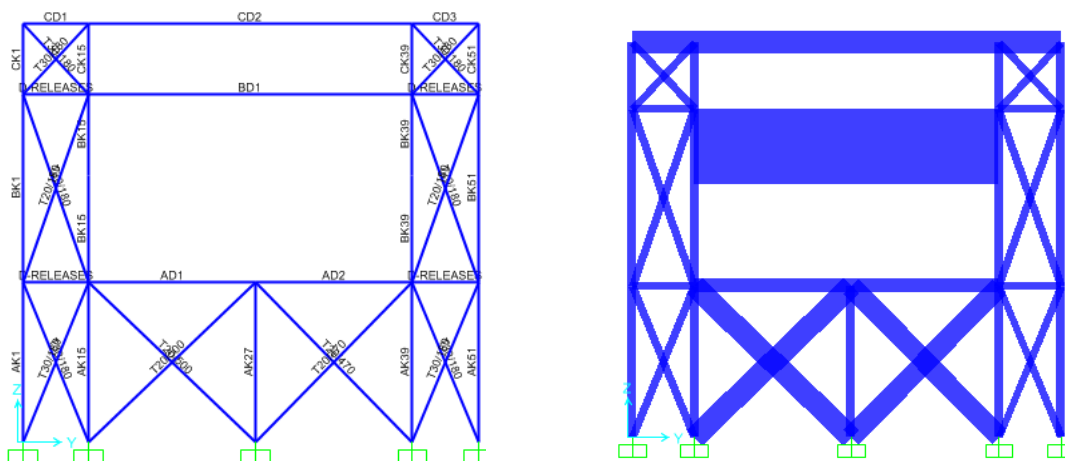
3.3.10. Εκκενρότητες

Στην περίπτωση έκκεντρης στήριξης δοκών σε υποστύλωμα εργαζόμαστε ως εξής: Αρχικά σχεδιάζεται η δοκός να συνδέεται κεντρικά με το υποστύλωμα και στη συνέχεια μεταφέρονται τα άκρα της δοκού στην επιθυμητή θέση ώστε η δοκός να συνδέεται έκκεντρα.

Για να πετύχουμε την εκκενρότητα χρησιμοποιούμε την εντολή : Assign— Frame— Insertion point



Σχήμα 3.33 Εισαγωγή εκκενρότητας.



Σχήμα 3.34 Απεικόνιση της έκκεντρης δοκού BD1 στάθμη 11.10 Β' όροφος.

4. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕΣΩ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSHOVER)

Η αποτίμηση της κατασκευής έγινε με τη μέθοδο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (PUSHOVER) ή αλλιώς ανελαστική μη-γραμμική μέθοδος σταδιακής εξώθησης, η οποία συμπεριλαμβάνεται στον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Στο κεφάλαιο αυτό θα παρουσιαστούν αρχικά οι προϋποθέσεις για την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, έπειτα η εφαρμογή της και τέλος θα παρατεθούν τα αποτελέσματα έτσι ώστε κρίνοντάς τα να αποφανθούμε για τον τρόπο και τα σημεία ενίσχυσης της κατασκευής.

4.1. Ορισμός κριτηρίων αστοχίας των υλικών

Για να εφαρμόσουμε την ανελαστική στατική ανάλυση θα πρέπει να ορίσουμε πρώτα τα κριτήρια αστοχίας των υλικών. Εισάγουμε στο πρόγραμμα τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά των υλικών τα οποία για το σκυρόδεμα είναι $\epsilon_c = 2\%$ $\epsilon_{cu} = 3,5\%$, παραμόρφωση διαρροής και αστοχίας αντίστοιχα ενώ για το χάλυβα ισχύει $\epsilon_{su} = 0,02$.

Define — Materials — Modify—Switch to advanced property display—Modify/Show materials properties— Nonlinear material data

Nonlinear Material Data

Edit

Material Name: C12/15

Material Type: Concrete

Hysteresis Type: Takeda

Drucker-Prager Parameters:

Friction Angle: 0.

Dilatational Angle: 0.

Units: KN, m, C

Stress-Strain Curve Definition Options:

Parametric User Defined

Mander

Convert To User Defined

Parametric Strain Data:

Strain At Unconfined Compressive Strength, f'c: 2,000E-03

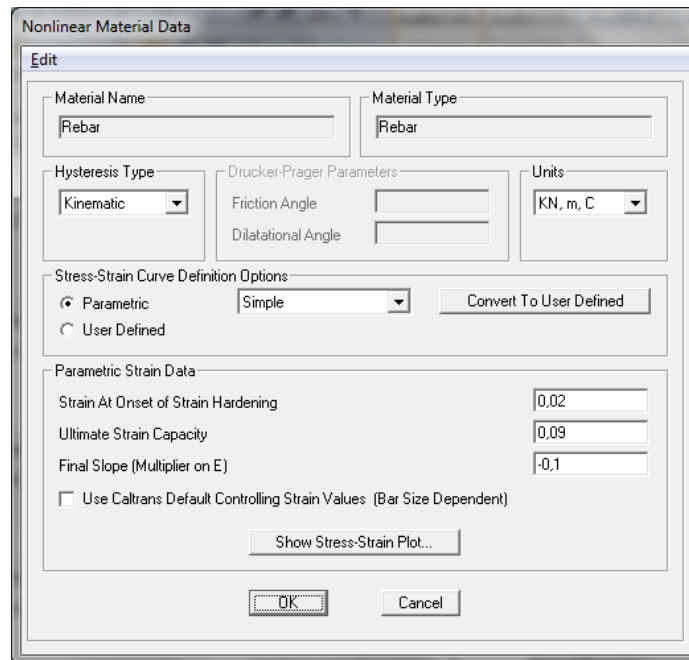
Ultimate Unconfined Strain Capacity: 3,500E-03

Final Compression Slope (Multiplier on E): -0,1

Show Stress-Strain Plot...

OK Cancel

Σχήμα 4.1 Μη-γραμμικά χαρακτηριστικά σκυροδέματος.



Σχήμα 4.2 Μη-γραμμικά χαρακτηριστικά χάλυβα.

4.2. Διάγραμμα Ροπών—Καμπυλοτήτων των διατομών

Σκοπός είναι η περιγραφή της μηχανικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων μέσω ενός διαγράμματος « εντατικού μεγέθους-παραμόρφωσης » (F-δ).

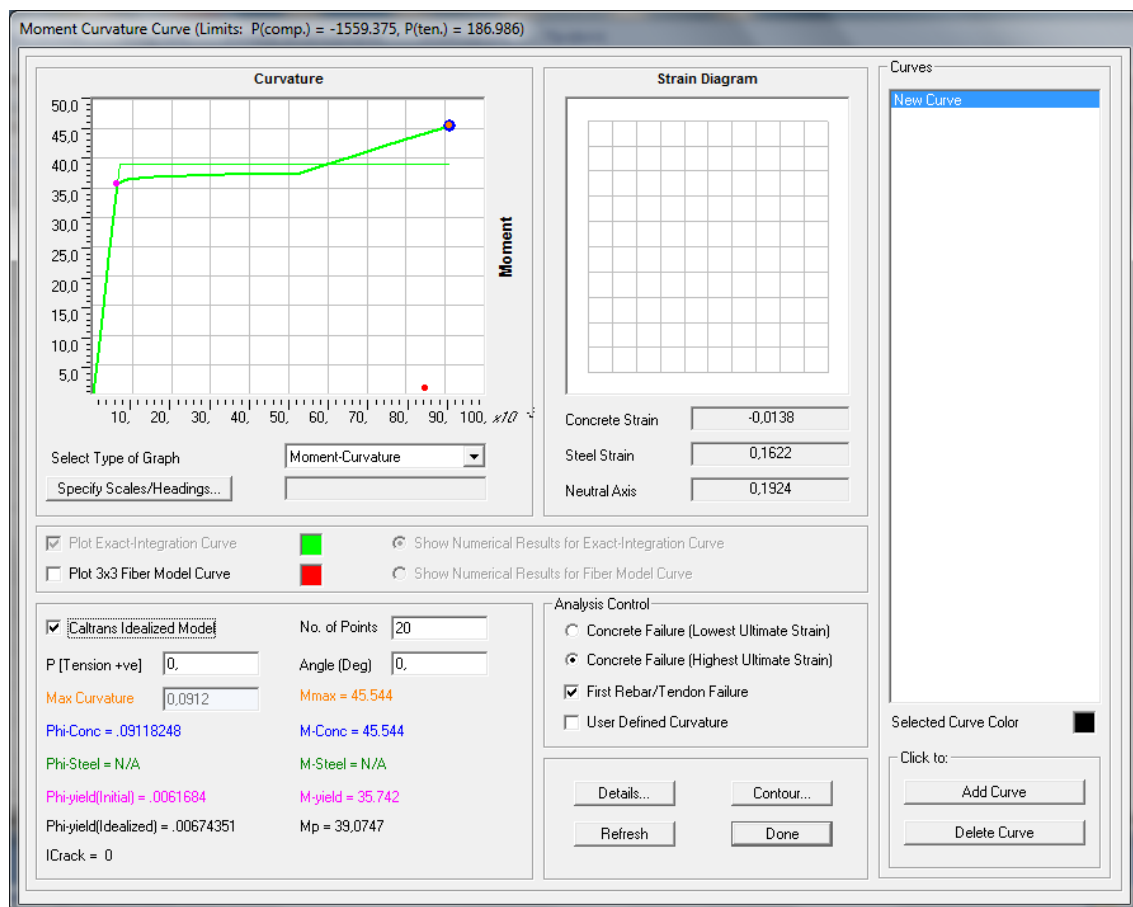
Επειδή στα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφικές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών στην αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής “ θ” στα άκρα του στοιχείου, όπου θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω εξόλκευσης οπλισμών (KAN.ΕΠΕ 7.1.2.1). Για να πάρουμε το διάγραμμα M-θ χρειαζόμαστε το διάγραμμα «ροπών-καμπυλοτήτων».

Η εισαγωγή των οπλισμών των δομικών στοιχείων έχει ήδη πραγματοποιηθεί και περιγράφεται σε προηγούμενο κεφάλαιο. Αυτό το βήμα είναι απαραίτητο έτσι ώστε το πρόγραμμα να αποδώσει τα διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων των διατομών. Ο οπλισμός διάτμησης αγνοείται καθώς θεωρείται δευτερεύων στη φάση της αποτίμησης.

Με τη βοήθεια του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων προσδιορίζονται οι καμπυλοτήτες και οι ροπές διαρροής και αστοχίας αντίστοιχα (ϕ_y, ϕ_u, M_y, M_u) κάθε διατομής. Τα μεγέθη αυτά υπολογίζονται απευθείας από το πρόγραμμα εφόσον έχουμε εισάγει τους οπλισμούς.

Τα μεγέθη ϕ_y , ϕ_u , M_y , M_u είναι σημαντικά καθώς μέσω αυτών υπολογίζονται τα μεγέθη θ_y , θ_u γωνίες στροφής χορδής διαρροής και αστοχίας που απαιτούνται για την εκτέλεση της ανελαστικής ανάλυσης. Για τα υποστυλώματα απαιτείται επιπλέον ο υπολογισμός των αξονικών δυνάμεων για την εύρεση των θ_y , θ_u . Οι αξονικές προέρχονται από την φόρτιση G+0.3Q linear(σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ), εκτελείται η ανάλυση για τη φόρτιση αυτή και καταγράφονται οι αξονικές των υποστυλωμάτων.

Για να εμφανιστεί το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων χρησιμοποιούμε την εντολή: Define—Frame Sections—Section Designer—Display—Show Moment-Curvature Curve.



Σχήμα 4.3 Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων.

Αντιστοίχιση ϕ_y , ϕ_u , M_y , M_u με τα δεδομένα του προγράμματος :

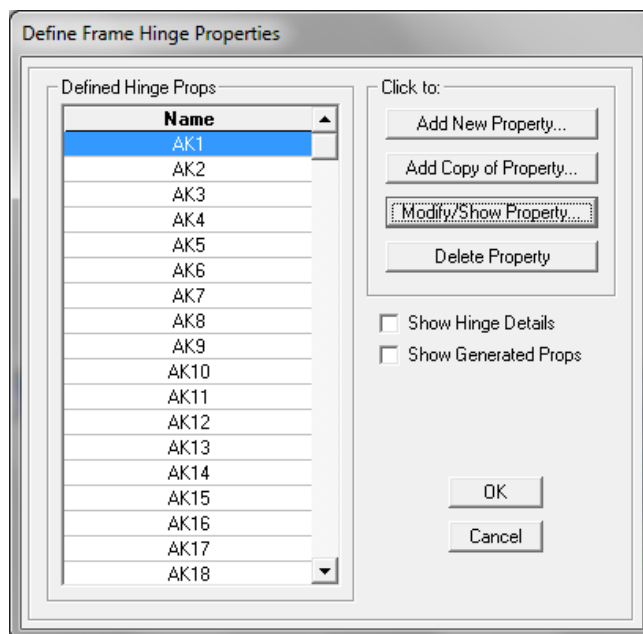
- Phi-yield (initial) → ϕ_y
- Phi-Conc → ϕ_u
- M-yield → M_y
- M-Conc → M_u

4.3. Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων διατομών και χαρακτηριστικών τους

Τα άκρα των στοιχείων αποτελούν πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων έχοντας ως στόχο την απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας.

Ορίζουμε τις πλαστικές αρθρώσεις στο πρόγραμμα ως εξής :

Define — Section Properties —Hinge Properties—Add New Property—Concrete



Σχήμα 4.4 Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων στο SAP2000.

Το λογισμικό μας δίνει τη δυνατότητα να ορίσουμε την ανάλυση ως Force controlled ή ως Deformation controlled . Ο δεύτερος τρόπος πραγματοποιείται με τον ορισμό της μέγιστης μετατόπισης ενός σημείου (συνήθως κορυφής) της κατασκευής και σταδιακή πλευρική ώθηση έως την τιμή αυτή. Εφόσον δεν γνωρίζουμε τις πλευρικές δυνάμεις (Force controlled) επιλέγουμε να ορίσουμε τη μέγιστη μετατόπιση ενός κόμβου κορυφής. Επιλέγουμε δηλαδή τη Deformation controlled (ductile) που σημαίνει έλεγχος μετακινήσεων και πλάστιμος τρόπος αστοχίας.

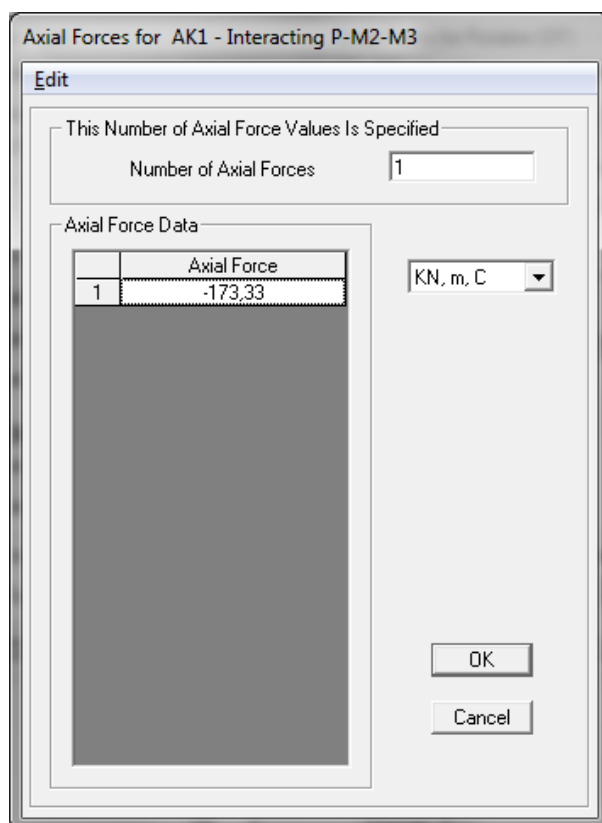
➤ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

Σχήμα 4.5 Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα.

Σχήμα 4.6 Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα.

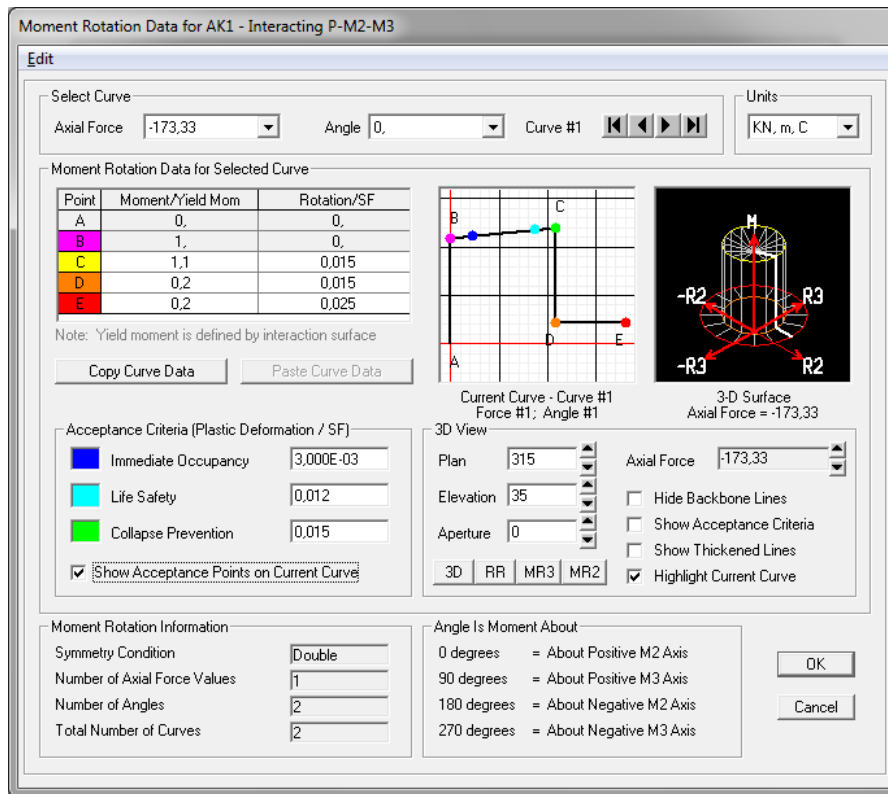
Για τα υποστυλώματα κρίσιμη είναι η αστοχία από αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης και ροπών κατά τους δύο άξονες 2 και 3 (τοπικοί όπως έχουν ορισθεί στο

πρόγραμμα) οπότε επιλέγονται αρθρώσεις τύπου P-M₂-M₃ . Επιλέγοντας σε αυτό το παράθυρο το Modify/Show Hinge Property ανοίγει το επόμενο παράθυρο του σχήματος 4.7 , στο οποίο επιλέγουμε το Modify/Show Axial Force Values όπου ορίζεται η αξονική που προέκυψε από την κατακόρυφη φόρτιση G+0.3Q(linear) .



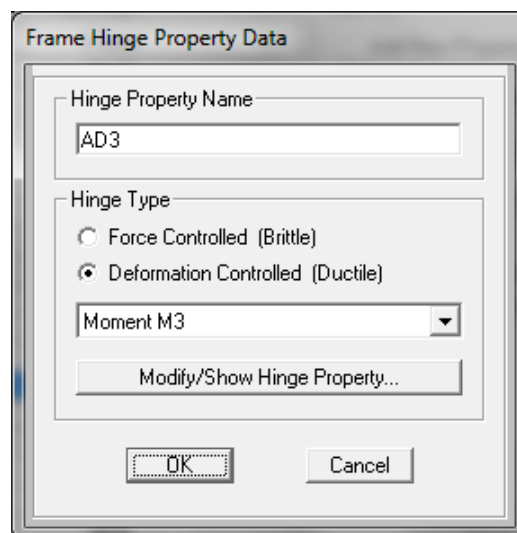
Σχήμα 4.7 Ορισμός αξονικών δυνάμεων υποστυλωμάτων.

Η ιδεατή καμπύλη παραμόρφωσης M-θ , δηλαδή τα χαρακτηριστικά πλαστικοποίησης των διατομών, συμπληρώνονται σύμφωνα με ειδική παράγραφο του ΚΑΝ.ΕΠΕ . Στην παρούσα εργασία δεν θα ακολουθηθεί ο τρόπος αυτός αλλά θα θεωρήσουμε ως σωστές τις τιμές που δίνει ήδη το πρόγραμμα εφόσον δεν απέχουν πολύ από τις πραγματικές.



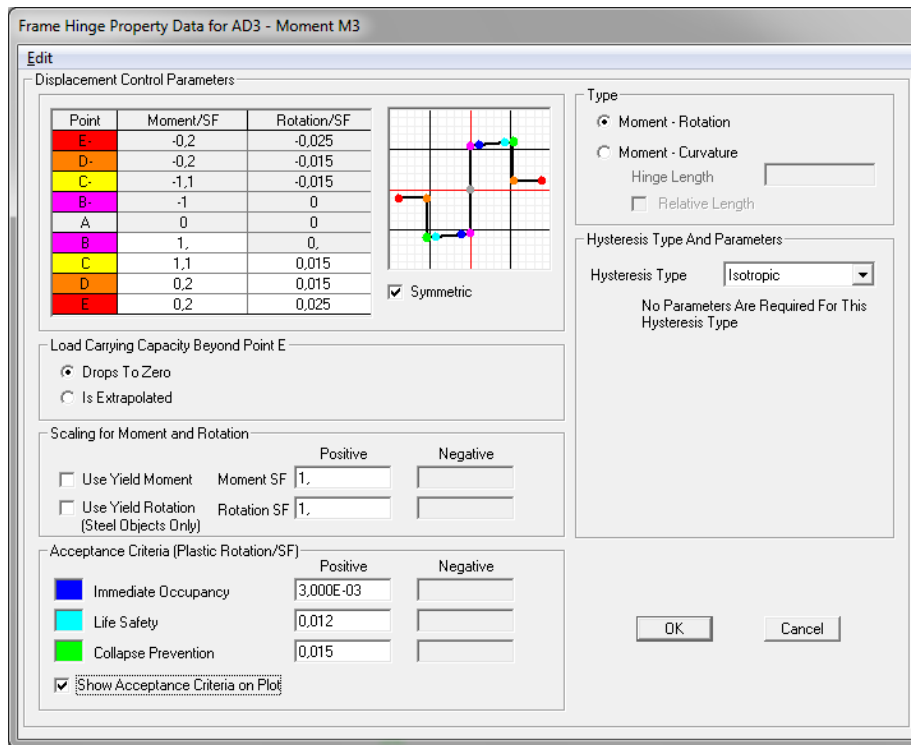
Σχήμα 4.8 Χαρακτηριστικά πλαστικοποίησης υποστυλωμάτων.

➤ ΔΟΚΟΙ



Σχήμα 4.9 Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς.

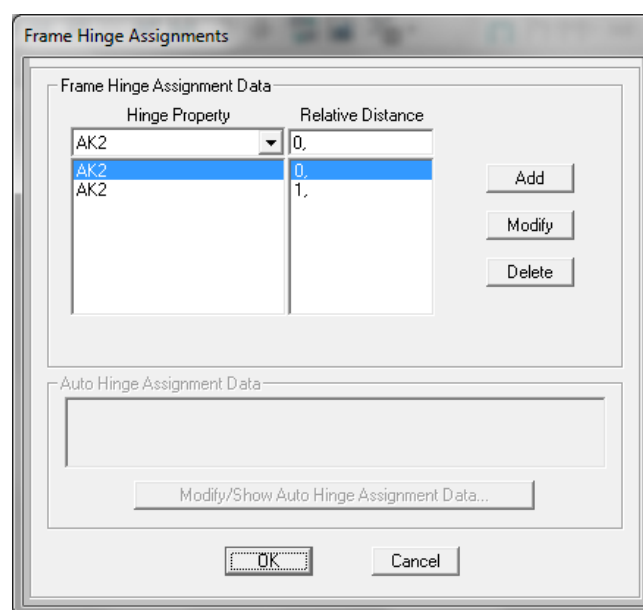
Για τις δοκούς κρίσιμη είναι η αστοχία από κάμψη κατά τον άξονα 3 (τοπικός άξονας), οπότε επιλέγονται αρθρώσεις τύπου M3.



Σχήμα 4.10 Χαρακτηριστικά πλαστικοποίησης δοκών.

Απομένει να εισαχθούν οι πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των δομικών στοιχείων. Προεπιλέγεται το στοιχείο και ακολουθείται η διαδικασία αυτή: Assign—Frame—Hinges

Δίνεται η τιμή 0 για το ένα άκρο του στοιχείου και 1 για το άλλο.



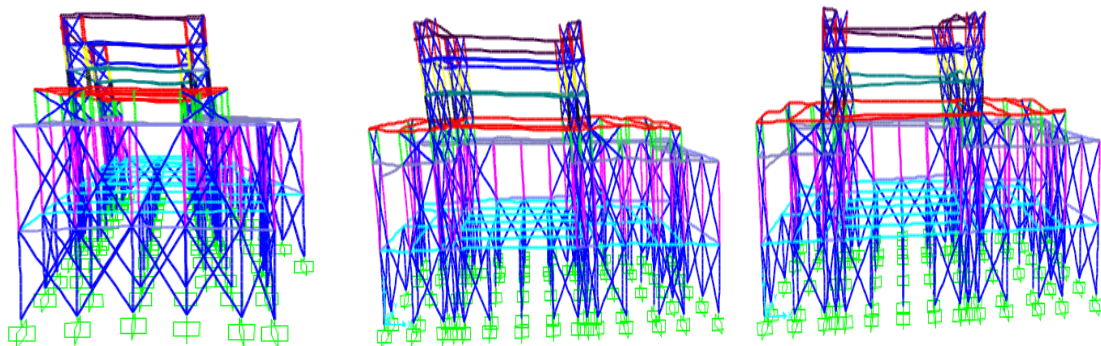
Σχήμα 4.11 Εφαρμογή των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων.

4.4. Έλεγχος προσομοίωσης

Πριν προχωρήσουμε στη μη-γραμμική ανάλυση για να ελέγξουμε το μοντέλο εργαζόμαστε ως εξής :

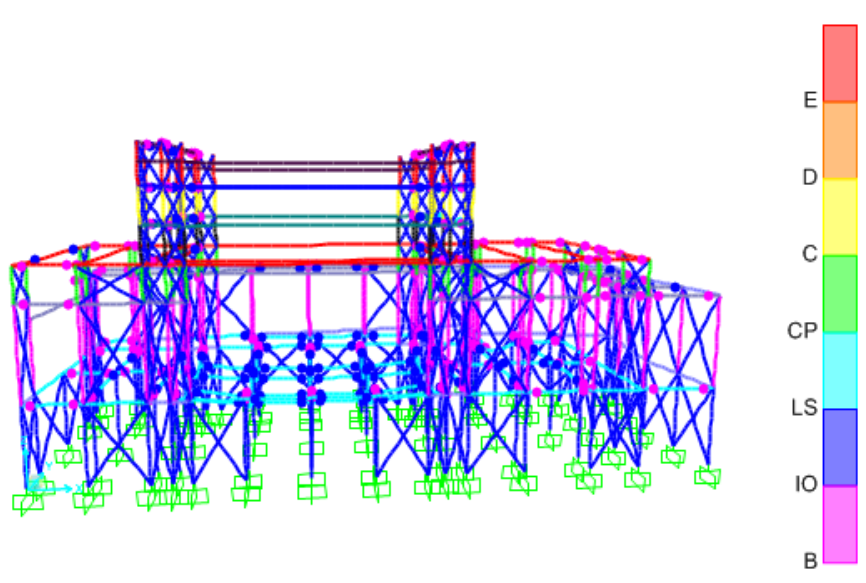
→ Πρώτον βλέπουμε αν οι ιδιομορφές είναι οι αναμενόμενες.

Πρόέκυψαν οι εξής ιδιομορφές : Πρώτη ιδιομορφή κατά Y, δεύτερη κατά X , τρίτη στρεπτική . Αυτές ήταν και οι αναμενόμενες.



Σχήμα 4.12 Ιδιομορφική ανάλυση.

→ Δεύτερον ελέγχουμε πως η κατασκευή μας συμπεριφέρεται ελαστικά για τη φόρτιση $G+0.3Q$ (γραμμική) δηλαδή δεν θα καταρρέει από τα κατακόρυφα φορτία.



Σχήμα 4.13 Κατακόρυφα φορτία $G+0,3Q$.

4.5. Εφαρμογή ανελαστικής ανάλυσης

Οι οριζόντιες φορτίσεις καθ' ύψος ορίζονται σύμφωνα με δύο τουλάχιστον διαφορετικές κατανομές. Στην παρούσα διπλωματική έχει επιλεγεί η ομοιόμορφη κατανομή και η ιδιομορφική κατανομή. Οι δυνατοί συνδυασμοί και για τις δυο κατανομές είναι οι εξής : $\pm X \pm 0.3Y$ και $\pm Y \pm 0.3X$. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ παράγραφο 5.4.9.β ορίζεται η χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων και ο συνδυασμός τους για την ανελαστική στατική μέθοδο. Στην περίπτωση εφαρμογής της ανελαστικής στατικής μεθόδου το κτίριο θα αναλύεται για φόρτια σε δύο διευθύνσεις , με λόγο των αντίστοιχων τεμνουσών βάσεων 10:3 και (χωριστά) 3:10 .

Στην ιδιομορφική ανάλυση επιλέγουμε ως τύπο φορτίου τη θεμελιώδη ιδιομορφή για κάθε διεύθυνση.

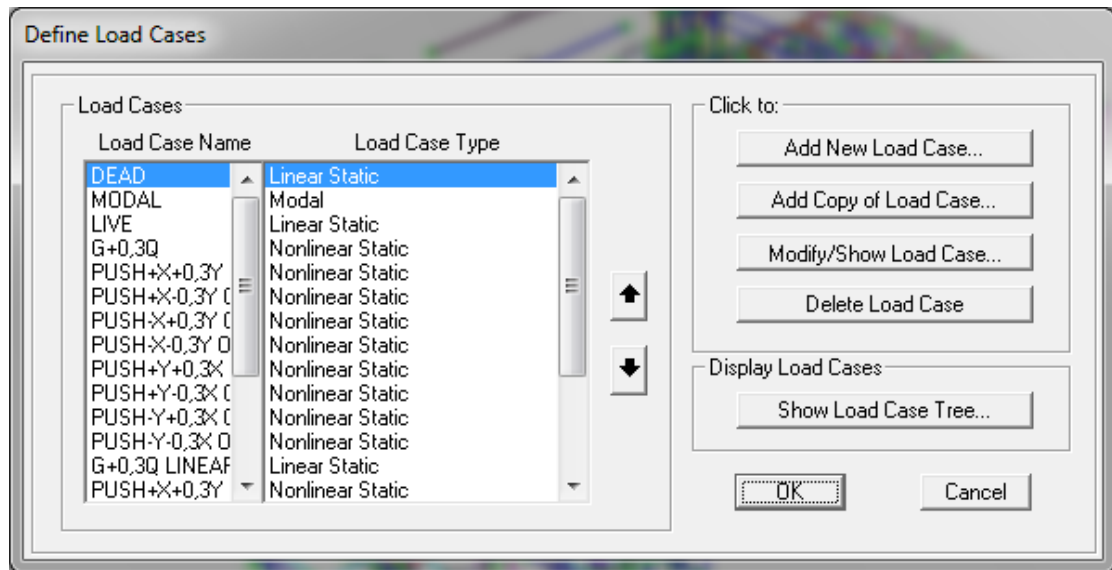
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ\ΚΑΤΑΝΟΜΗ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ
+ X	+X+0,3·Y	+X+0,3·Y
	+X-0,3·Y	+X-0,3·Y
- X	-X+0,3·Y	-X+0,3·Y
	-X-0,3·Y	-X-0,3·Y
+Y	+Y+0,3·X	+Y+0,3·X
	+Y-0,3·X	+Y-0,3·X
-Y	-Y+0,3·X	-Y+0,3·X
	-Y-0,3·X	-Y-0,3·X

Σχήμα 4.14 Κατανομές οριζόντιων φορτίων.

Τα φορτία επιβάλλονται σε 2 φάσεις. Πρώτα επιβάλλεται η G+0.3Q(μη-γραμμική), έπειτα επιβάλλονται οι 16 συνδυασμοί από την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική κατανομή έχοντας ως σημείο εκκίνησης την ολοκλήρωση της μη- γραμμικής στατικής ανάλυσης G+0.3Q .

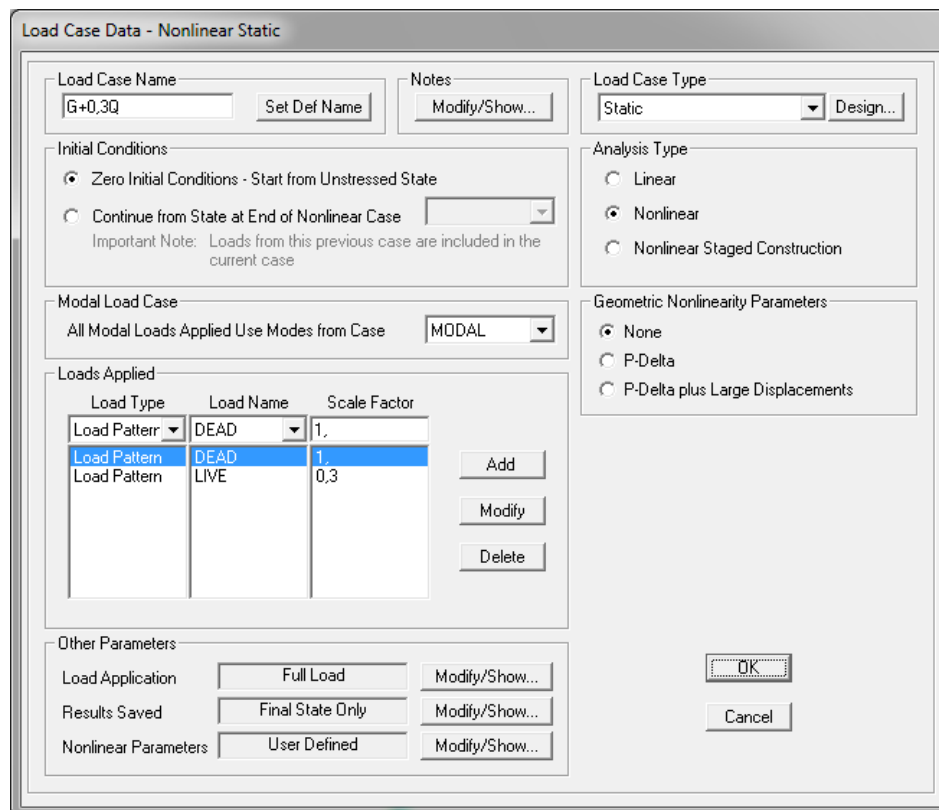
Εισάγουμε τους συνδυασμούς φορτίσεων ως εξής:

Define -Load Cases -Add New Load Case



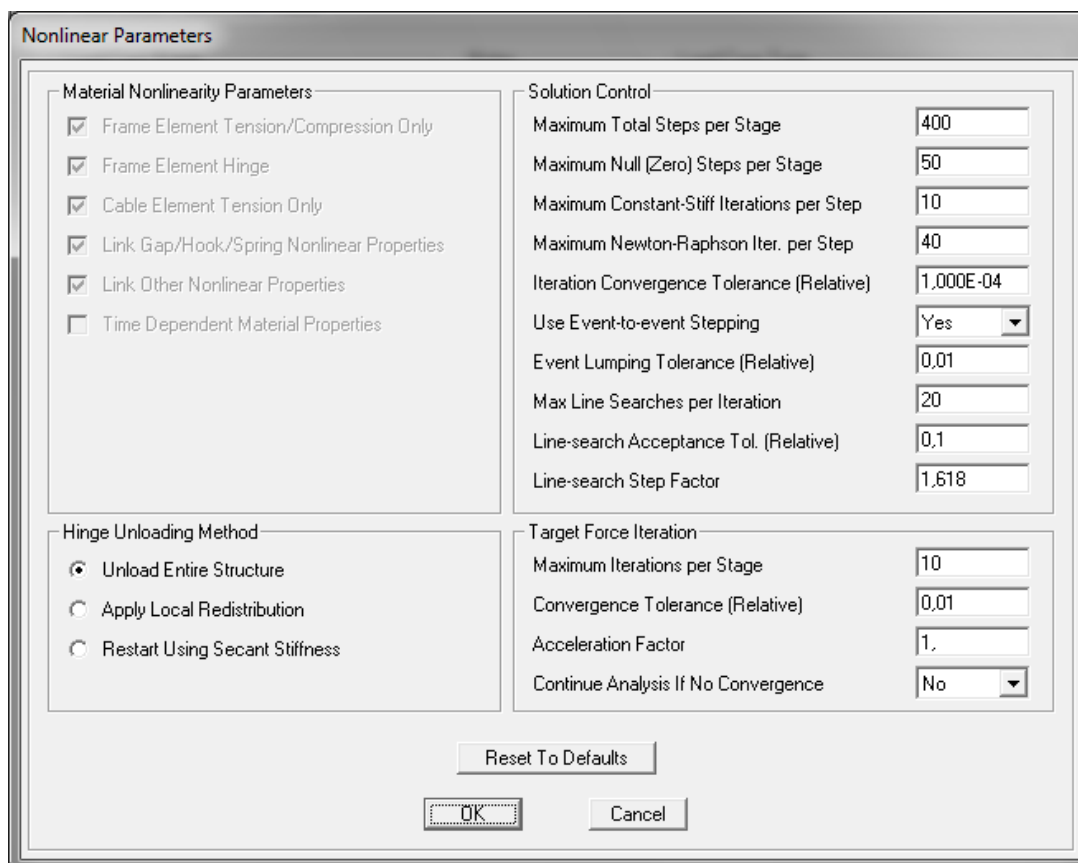
Σχήμα 4.15 Ορισμός συνδυασμών φορτίσεων.

Παρουσιάζεται παρακάτω η εισαγωγή της G+0,3Q η οποία είναι μη-γραμμική φόρτιση με μηδενικές αρχικές συνθήκες και αποτελεί τις αρχικές συνθήκες για τους 16 συνδυασμούς τις pushover.



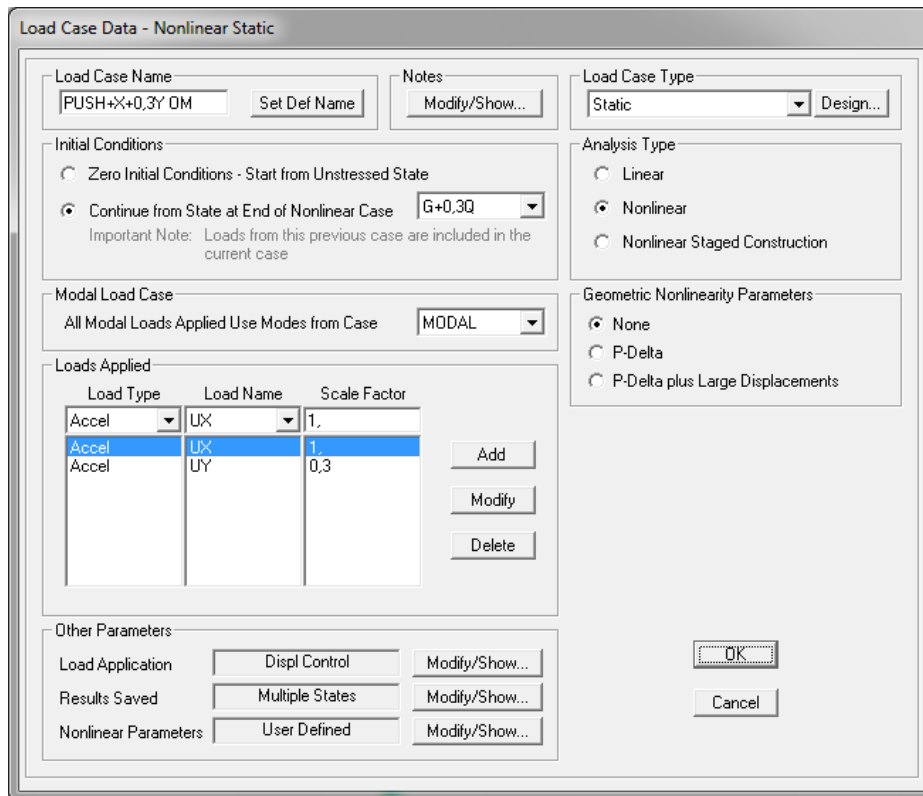
Σχήμα 4.16 Ορισμός φόρτισης G+0,3Q.

Στο παράθυρο του σχήματος 4.16 επιλέγουμε στο Load Application→Full Load εφόσον είναι γνωστό το επιβαλλόμενο φορτίο , στο Results Saved→Final State Only καθώς αυτό που ενδιαφερόμαστε να αποθηκεύσουμε είναι το τελευταίο στάδιο τις φόρτισης αυτής το οποίο θα αποτελεί και τις αρχικές συνθήκες για τις επόμενες φορτίσεις. Στο Nonlinear Parameters ορίζουμε τις παραμέτρους όπως στο σχήμα 4.17 .

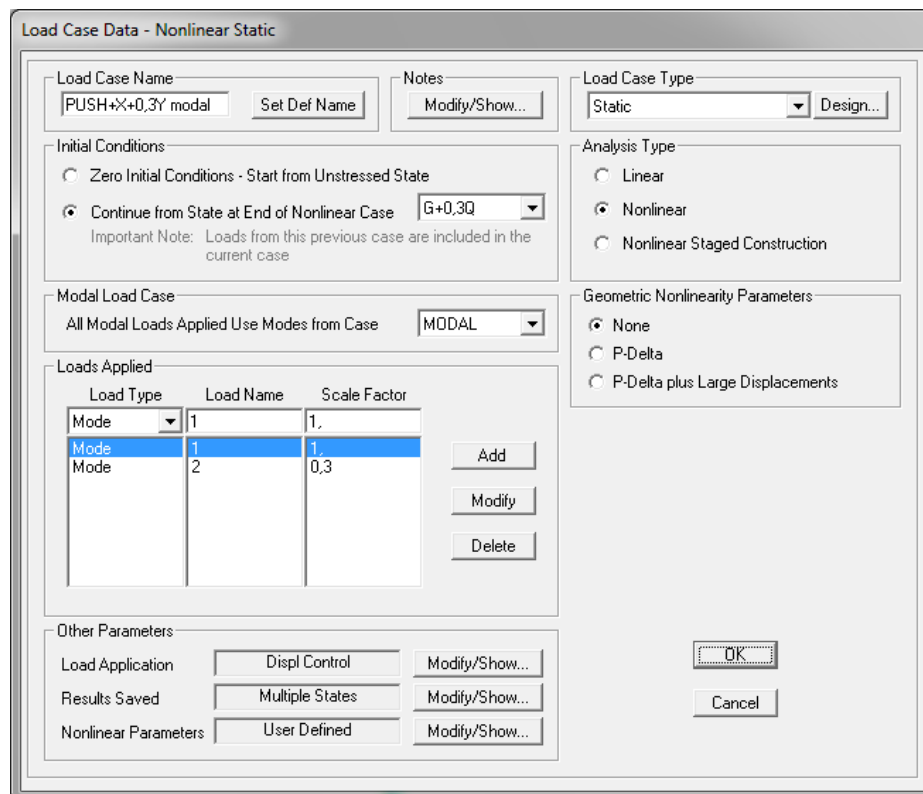


Σχήμα 4.17 Ορισμός παραμέτρων συνδυασμών φόρτισης G+0.3Q .

Ενδεικτικά παρουσιάζουμε παρακάτω μια ομοιόμορφη και μια ιδιομορφική κατανομή. Οι φορτίσεις αυτές είναι μη-γραμμικές και ξεκινάνε από τη G+0.3Q(nonlinear). Στο <Load Type> για την ομοιόμορφη κατανομή επιλέγουμε <Accel> ενώ για την ιδιομορφική κατανομή επιλέγουμε <Mode>.



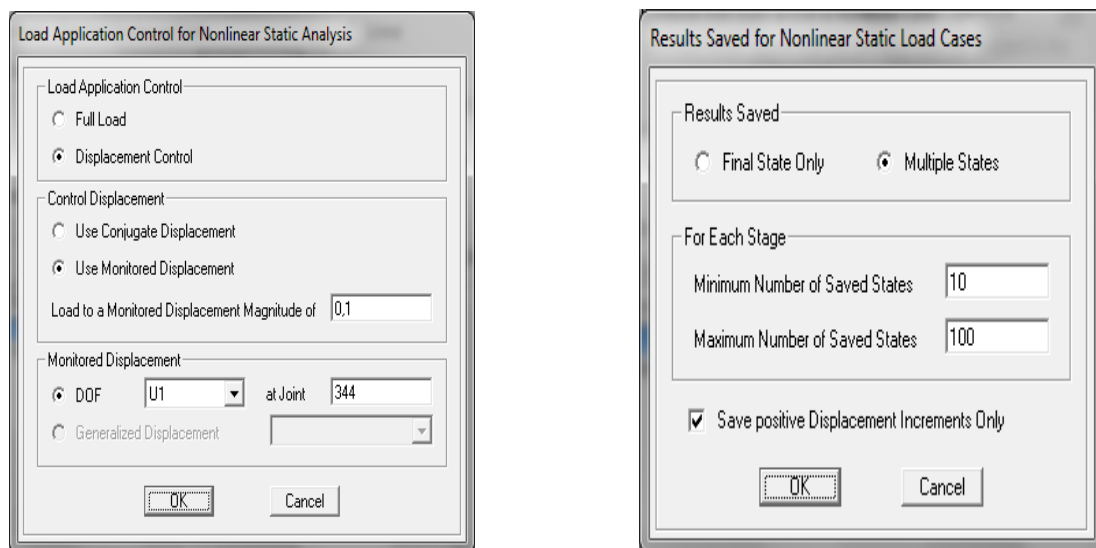
Σχήμα 4.18 Ορισμός ομοιόμορφης κατανομής οριζόντιων φορτίων.



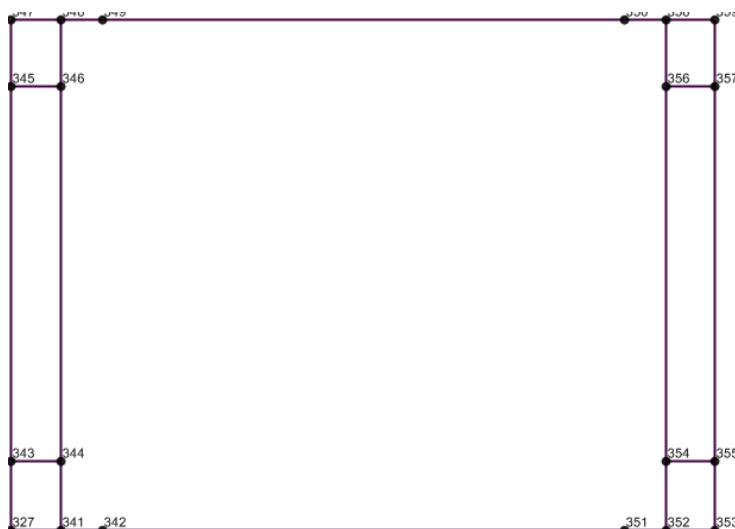
Σχήμα 4.19 Ορισμός ιδιομορφικής κατανομής οριζόντιων φορτίων.

Επιλέγεται η μέθοδος ελεγχόμενης μετακίνησης τον λόγο επιλογής της οποίας αναλύσαμε στην παράγραφο 4.3 . Ορίζεται ως κόμβος ελέγχου ο 344, καθώς είναι ο πλησιέστερος κόμβος στο κέντρο βάρους του τελευταίου ορόφου, όπως ορίζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ως ελεγχόμενη μετακίνηση τίθεται η 0,1m (προαποφασισμένη ακραία τιμή η οποία δεν πρόκειται να αναληφθεί από την κατασκευή). Οι οριζόντιες φορτίσεις μεταβάλλονται επαυξητικά και σταδιακά μέχρι η παραμόρφωση στον εκλεγμένο κόμβο ελέγχου να φτάσει την στοχευόμενη μετακίνηση που ορίσαμε.

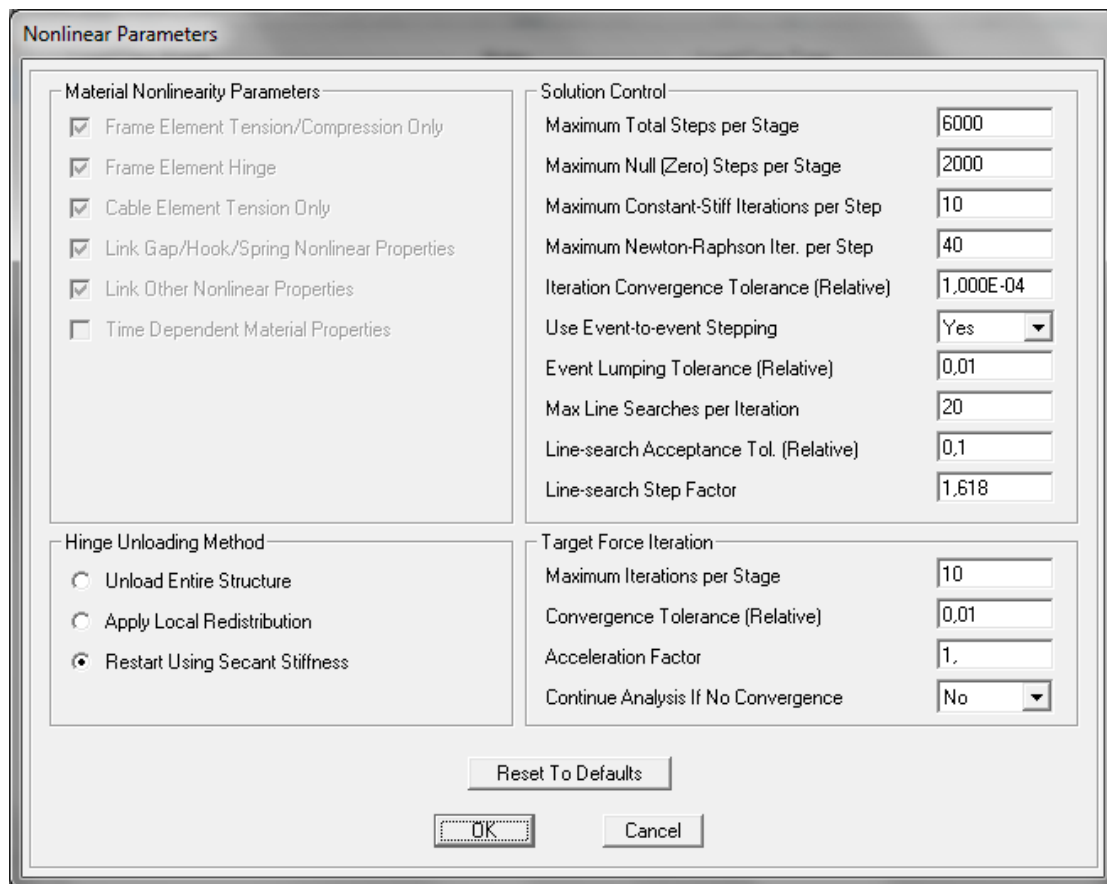
Στο σχήμα 4.22 επιλέγουμε Restart Using Secant Stiffness , που σημαίνει πως όταν κάποιο στοιχείο αστοχήσει , επαναλαμβάνεται η διαδικασία λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει. Ορίζουμε τα Maximum Total Steps Per Stage 6000 και Maximum Null Steps Per Stage 2000 ύστερα από δοκιμές .



Σχήμα 4.20 Παράμετροι συνδυασμών φόρτισης.



Σχήμα 4.21 Κόμβος ελέγχου 344 στο τελευταίο επίπεδο 20,37.



Σχήμα 4.22 Παράμετροι συνδυασμών φόρτισης.

4.6. Αποτελέσματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης PUSHOVER

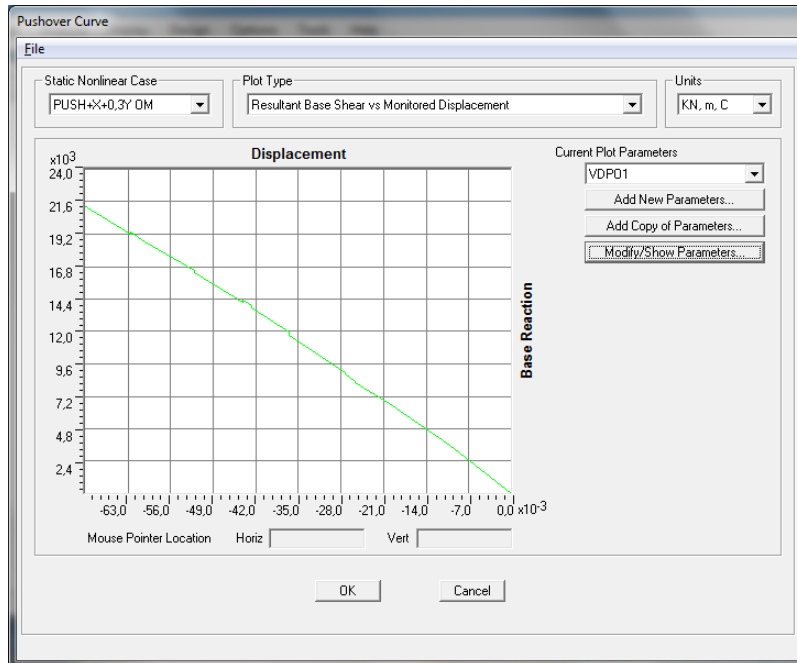
Θα παρουσιαστούν οι καμπύλες αντίστασης (τέμνουσας βάσης $V - \delta$ μετακίνησης κόμβου ελέγχου δ) για τις δυσμενέστερες ανελαστικές αναλύσεις.

Στα παραπάνω σχήματα βλέπουμε πως οι καμπύλες είναι ανοδικές αυτό μας δείχνει πως για τις επιβαλλόμενες φορτίσεις δεν έχει εξαντληθεί η αντοχή του κτιρίου.

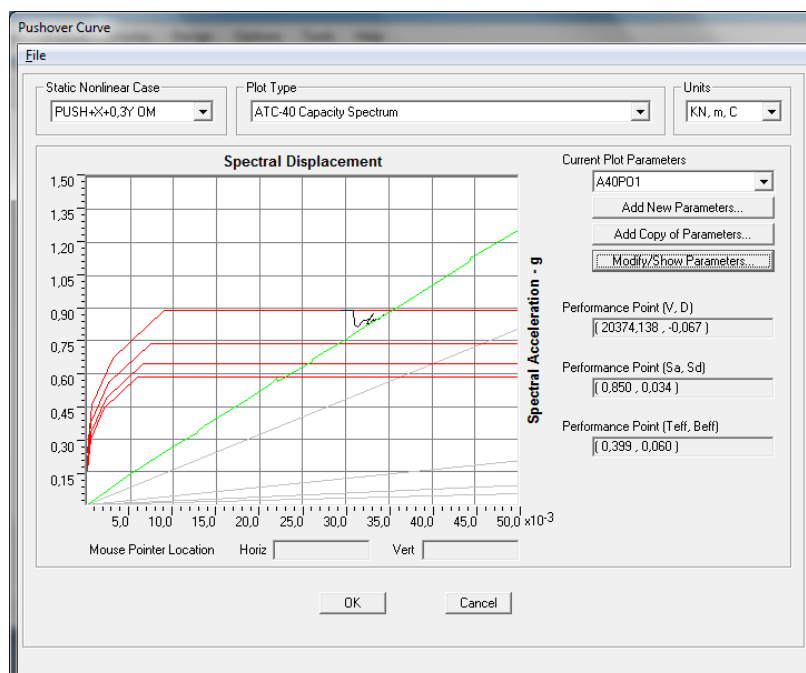
Ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας γίνεται με τη μέθοδο του ATC-40 . Παρακάτω παρατίθενται τα σχήματα του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού EC8 με μια σειρά μειωμένων αποκρίσεων σε μορφή ADRS και του φάσματος αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος που προκύπτει από την καμπύλη αντίστασης . Με κόκκινο χρώμα δίνεται το ελαστικό φάσμα , με πράσινο χρώμα το φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και με μαύρο χρώμα ορίζεται ο γεωμετρικός τόπος των σημείων (δοκιμών) που προέκυψαν κατά τη ATC-40 . Η τομή της μαύρης (απαίτηση) με την πράσινη (φάσμα ικανότητας) ορίζουν το σημείο επιτελεστικότητας.

➤ Διεύθυνση +X

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά +X+0,3Y είναι η δυσμενέστερη για τη διεύθυνση +X και πραγματοποιήθηκε σε 26 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας $(V, D) = (20374 ; -0,067)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 19 και 20.

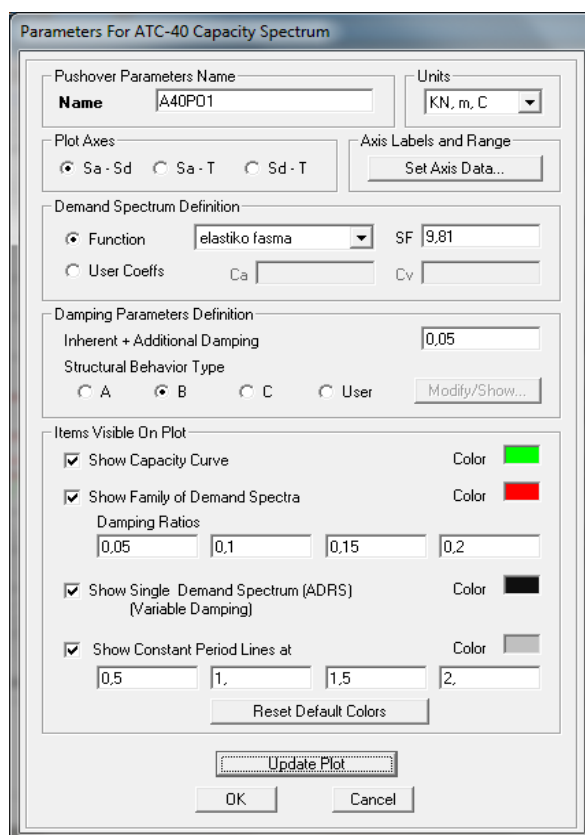


Σχήμα 4.23 Καμπύλη αντίστασης.



Σχήμα 4.24 Σημείο επιτελεστικότητας κατά ATC-40.

Στο παράθυρο του σχήματος 1.21 στο <Current Plot Parameters> επιλέγουμε <Modify> και εμφανίζεται το παρακάτω παράθυρο όπου επιλέγουμε το ελαστικό φάσμα με συντελεστή 9,81 .

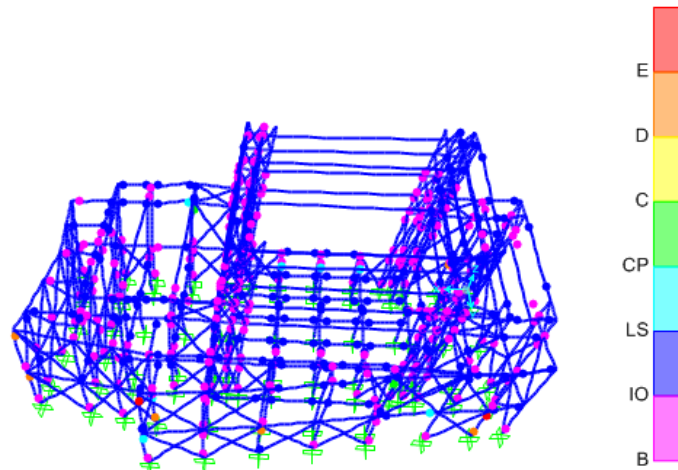


Σχήμα 4.25 Παράμετροι την ATC-40.

TABLE: Pushover Curve - PUSH+X+0,3Y OM											
Step	D (m)	F (kn)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	Total
19	-0,0626	19.173,073	296	331	209	5	1	0	7	2	851
20	-0,0729	22.059,093	289	320	225	7	2	0	6	2	851
21	-0,0767	23.051,103	284	319	231	7	1	0	7	2	851

Σχήμα 4.26 Σημείο επιτελεστικότητας.

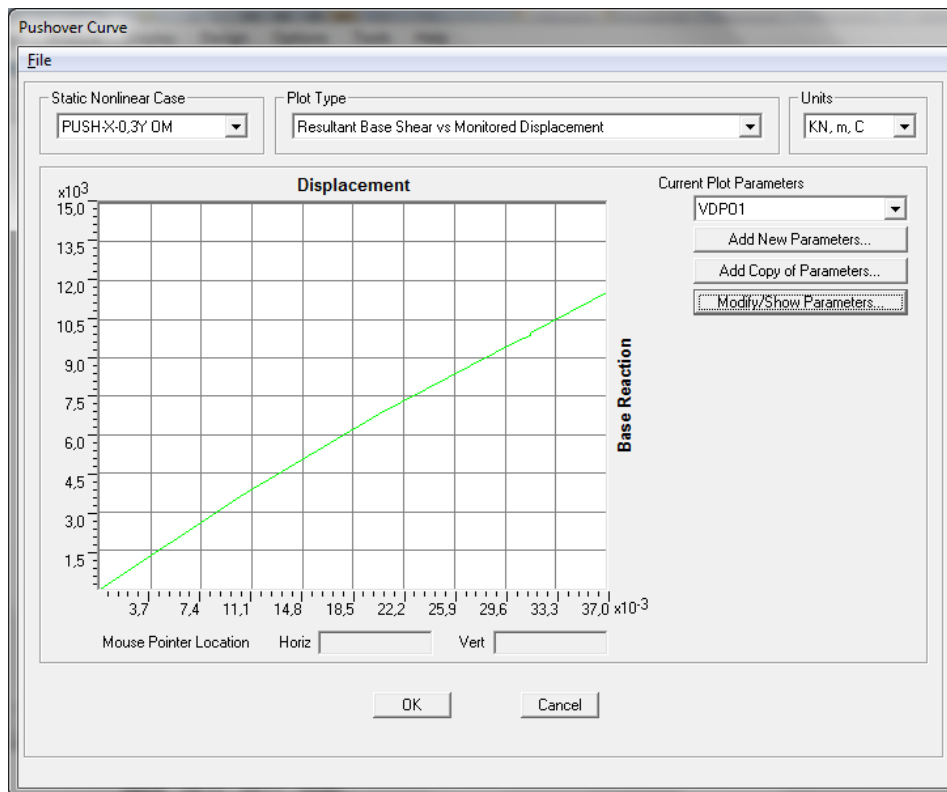
Στο σημείο επιτελεστικότητας (βήμα 20) 545 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή (ροζ, μπλε) χωρίς να ξεπεράσουν το όριο <Προστασίας Ζωής> , ενώ 17 άκρα στοιχείων έχουν ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας <Προστασία Ζωής>. Τα υποστυλώματα που χρειάζονται ενίσχυση σύμφωνα με τη συγκεκριμένη κατανομή φόρτισης και διεύθυνσης είναι τα παρακάτω : AK2 , AK66 , AK70 , AK72 , AK77 , AK80 , BK12 , BK68 , BK72 , BK80 .



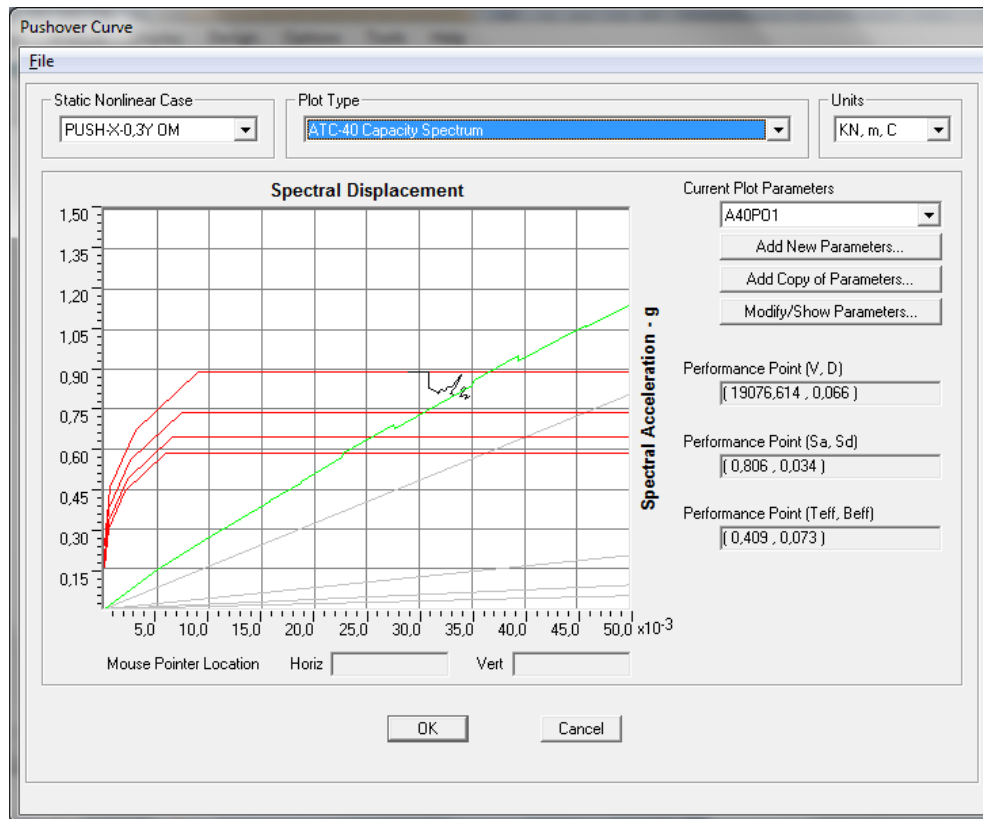
Σχήμα 4.27 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας.

➤ Διεύθυνση -X

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά $-X-0,3Y$ είναι η δυσμενέστερη για τη διεύθυνση $-X$ και πραγματοποιήθηκε σε 22 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας $(V, D) = (19076; 0,066)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 14 και 15.



Σχήμα 4.28 Καμπύλη αντίστασης.

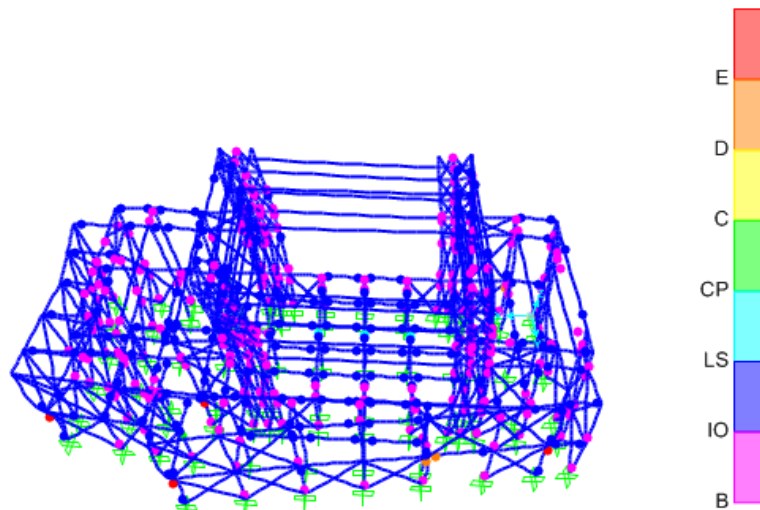


Σχήμα 4.29 Σημείο επτελεστικότητας κατά ATC-40.

TABLE: Pushover Curve - PUSH-X-0,3Y OM											
Step	D (m)	F (kn)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	Total
14	0,062786	18.252.002	298	313	228	3	2	0	4	3	851
15	0,069199	19.837.586	293	308	238	3	2	0	3	4	851
16	0,069200	20.332.187	289	309	241	3	2	0	3	4	851

Σχήμα 4.30 Σημείο επιτελεστικότητας.

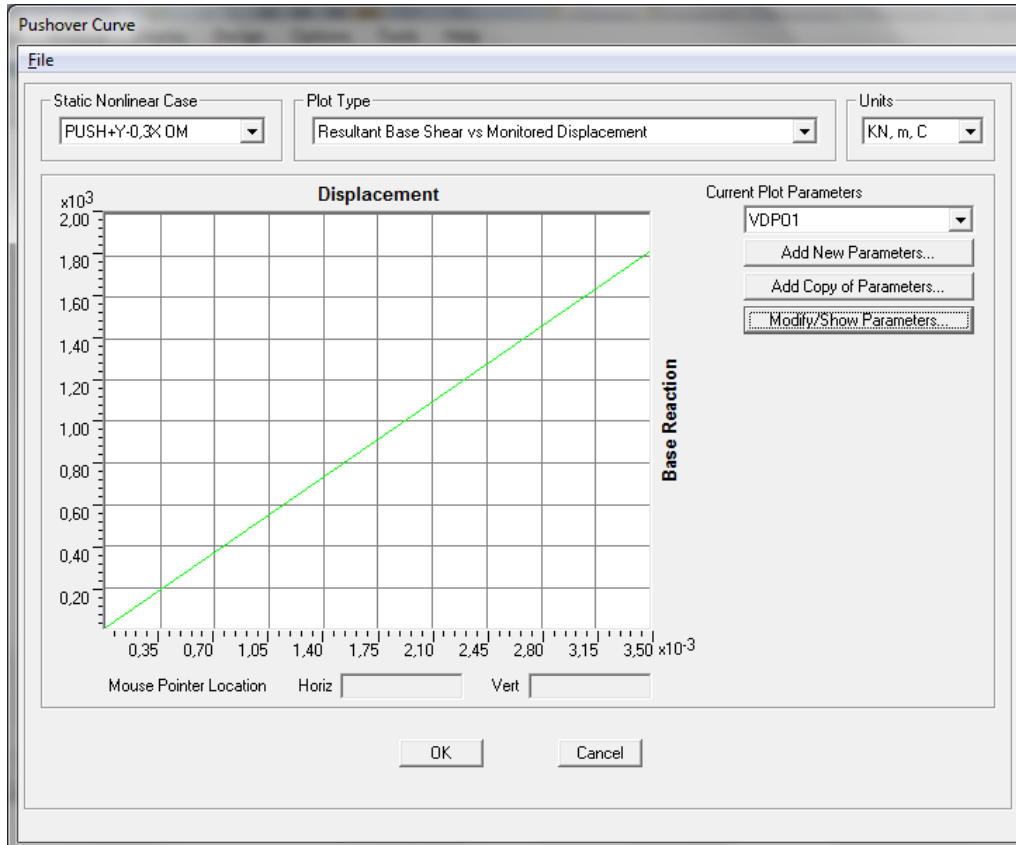
Στο σημείο επιτελεστικότητας (βήμα 15) 546 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή (ροζ, μπλε) χωρίς να ξεπεράσουν το όριο <Προστασίας Ζωής> , ενώ 12 άκρα στοιχείων έχουν ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας <Προστασία Ζωής>. Τα υποστυλώματα που χρειάζονται ενίσχυση σύμφωνα με τη συγκεκριμένη κατανομή φόρτισης και διεύθυνσης είναι τα παρακάτω : AK2 , AK12 , AK62 , AK66 , AK68 , AK72 , AK77 , AK80 .



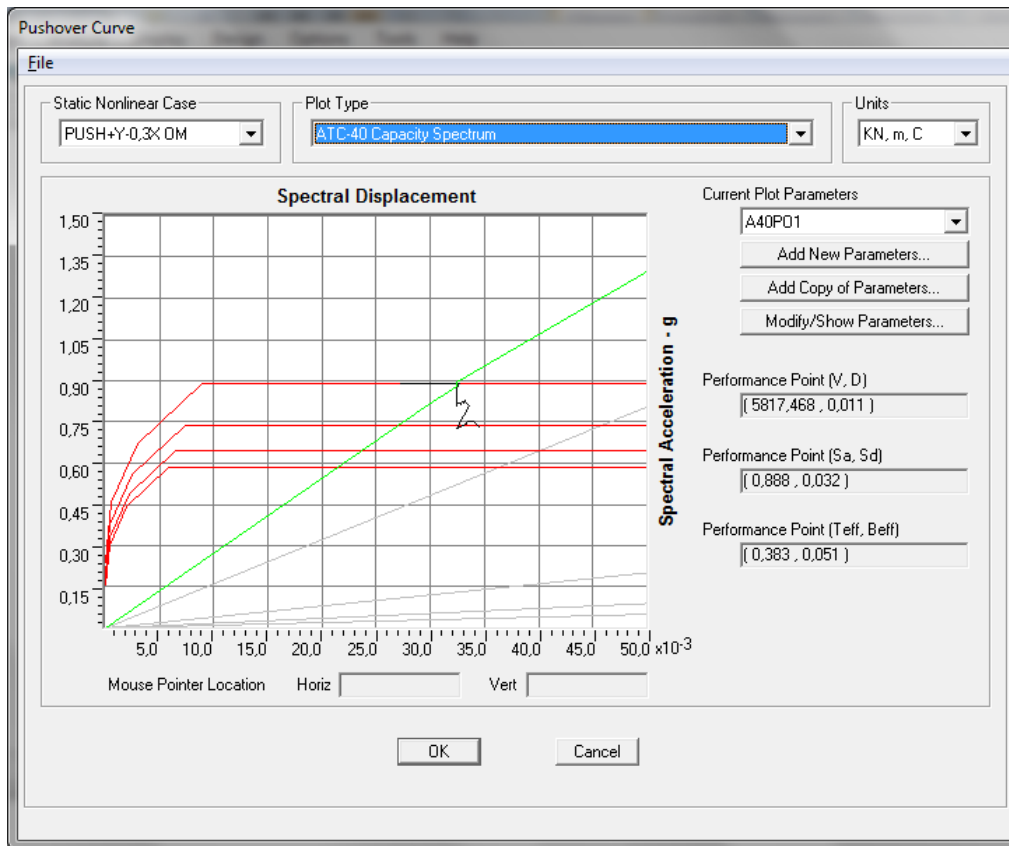
Σχήμα 4.31 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας.

➤ Διεύθυνση +Y

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά +Y-0,3X είναι η δυσμενέστερη για τη διεύθυνση +Y και πραγματοποιήθηκε σε 24 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας $(V, D) = (5817, 0,011)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 3 και 4.



Σχήμα 4.32 Καμπύλη αντίστασης.



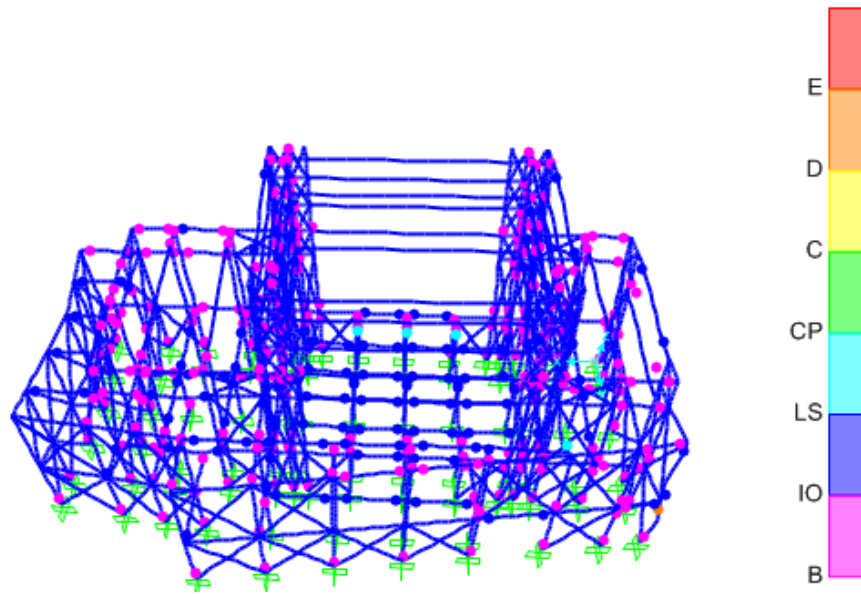
Σχήμα 4.33 Σημείο επτελεστικότητας κατά ATC-40.

TABLE: Pushover Curve - PUSH+Y-0,3X OM

Step	D (m)	F (kn)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	Total
3	0,0112	5.779,456	404	309	134	3	0	0	1	0	851
4	0,0112	5.833,609	394	317	135	4	0	0	1	0	851
5	0,0213	9.739,703	342	282	217	9	0	0	1	0	851

Σχήμα 4.34 Σημείο επιτελεστικότητας.

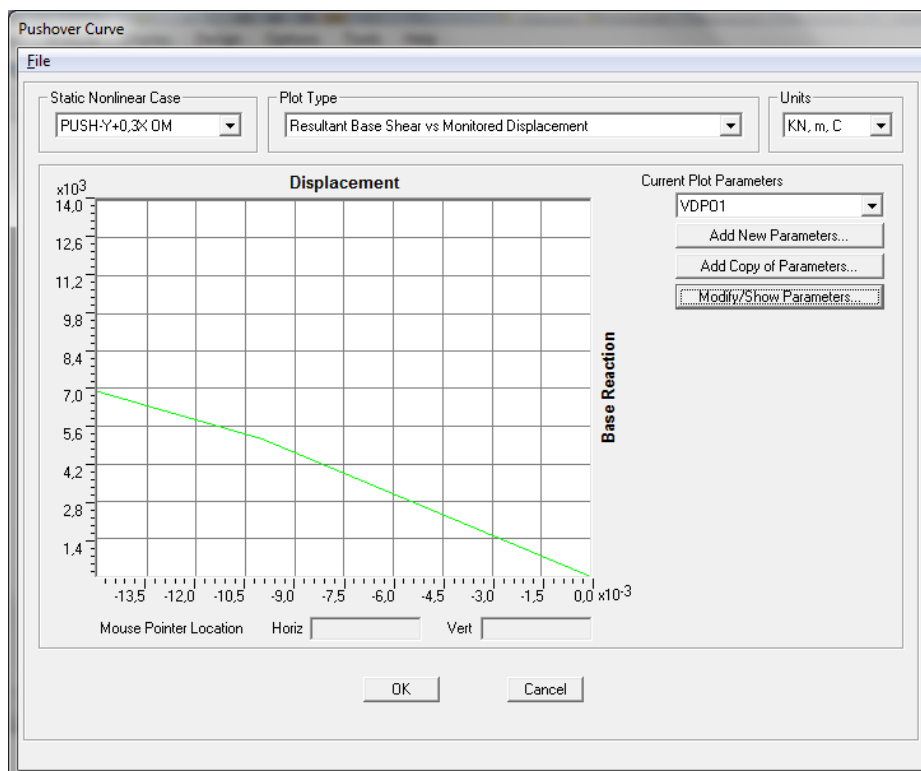
Στο σημείο επιτελεστικότητας (βήμα 4) 452 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή (ροζ, μπλε) χωρίς να ξεπεράσουν το όριο <Προστασίας Ζωής> , ενώ 5 άκρα στοιχείων έχει ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας <Προστασία Ζωής>. Το υποστυλώματα που χρειάζεται ενίσχυση σύμφωνα με τη συγκεκριμένη κατανομή φόρτισης και διεύθυνσης είναι το AK65 .



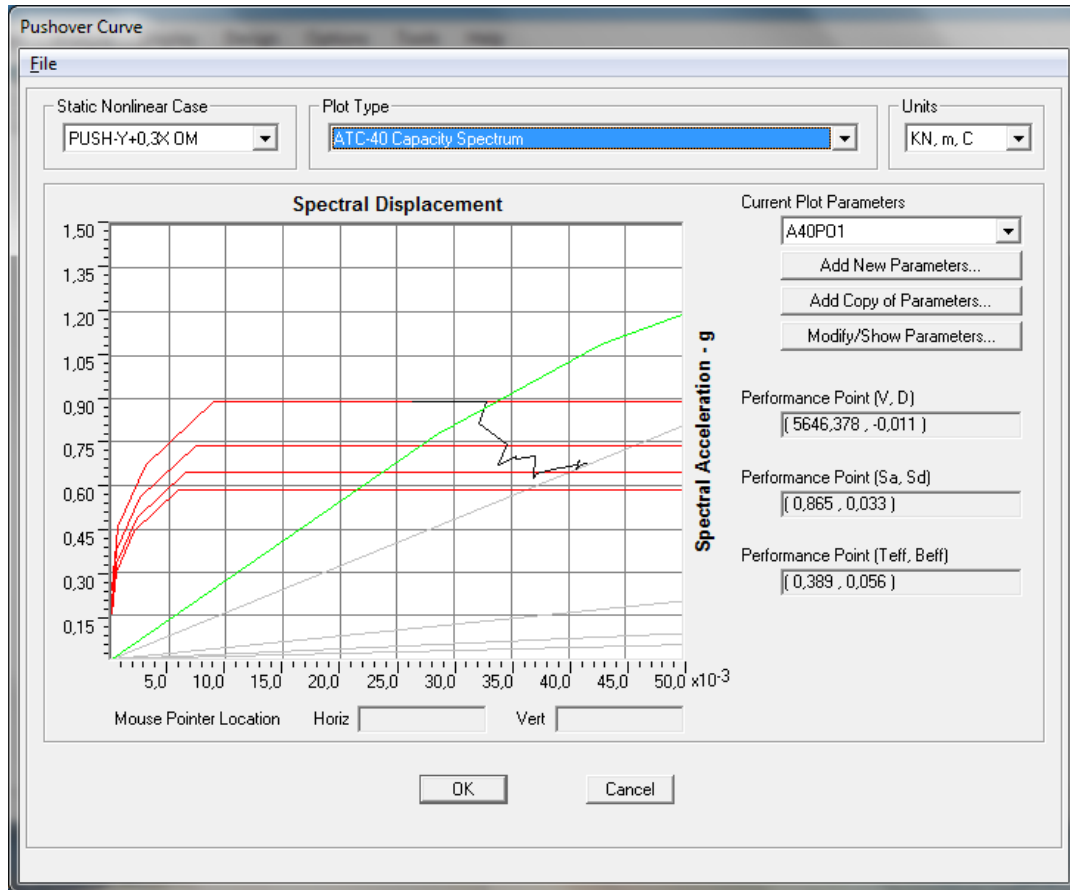
Σχήμα 4.35 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας.

➤ Διεύθυνση -Y

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά $-Y+0,3X$ είναι η δυσμενέστερη για τη διεύθυνση -Y και πραγματοποιήθηκε σε 34 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας $(V, D) = (5646, -0,011)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 2 και 3.



Σχήμα 4.36 Καμπύλη αντίστασης.

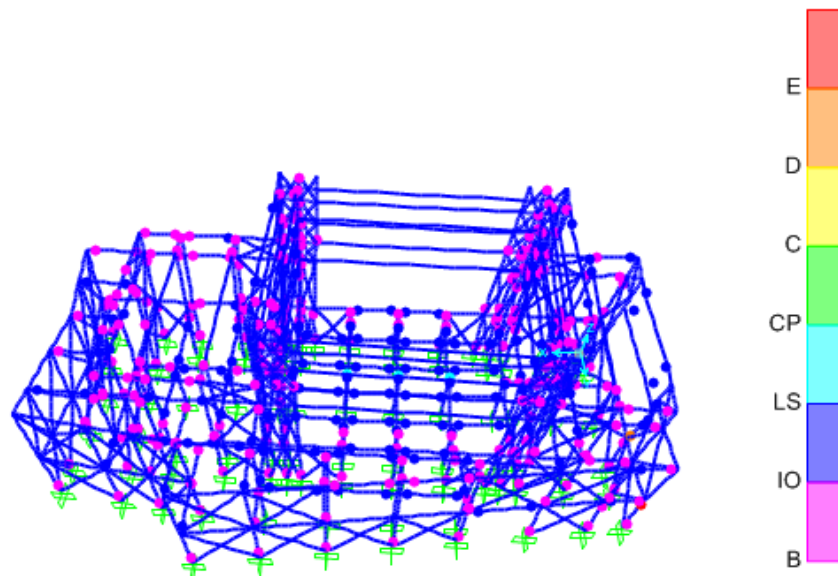


Σχήμα 4.37 Σημείο επιτελεστικότητας κατά ATC-40.

TABLE: Pushover Curve - PUSH-Y+0,3X OM											
Step	D (m)	F (kn)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	Total
2	-0,01	5.136,084	413	304	131	3	0	0	0	0	851
3	-0,015	6.948,977	383	316	147	3	0	0	1	1	851
4	-0,0151	6.046,441	371	327	147	4	0	0	1	1	851

Σχήμα 4.38 Σημείο επιτελεστικότητας.

Στο σημείο επιτελεστικότητας (βήμα 3) 463 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή (ροζ, μπλε) χωρίς να ξεπεράσουν το όριο <Προστασίας Ζωής> , ενώ 5 άκρα στοιχείων έχουν ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας <Προστασία Ζωής>. Τα υποστυλώματα που χρειάζονται ενίσχυση σύμφωνα με τη συγκεκριμένη κατανομή φόρτισης και διεύθυνσης είναι τα : AK65 , BK39 .



Σχήμα 4.39 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας.

Συνολικά 15 υποστυλώματα δείχνουν να έχουν υπερβεί το όριο της γωνίας τροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Αυτό σημαίνει πως η κατασκευή μας χρειάζεται ενίσχυση.

5. ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

5.1. Εισαγωγή

Τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελούν την πλειονότητα των κατασκευών που μελετήθηκαν και οικοδομήθηκαν στην Ελλάδα τουλάχιστον έως τα τέλη της δεκαετίας του 1970. Ένας σημαντικός αριθμός από τα κτίρια αυτά, κατά τη διάρκεια σεισμών που έχουν συμβεί στο διάστημα από την κατασκευή τους έως σήμερα, έχουν υποστεί μικρότερης ή μεγαλύτερης έκτασης βλάβες. Η φυσική φθορά που υφίσταται μία κατασκευή με το χρόνο, εφόσον δεν υπάρχει πρόνοια για κατάλληλη συντήρηση και ενδεχομένως ενίσχυσή της, μειώνει την αντοχή της κατασκευής για την ανάληψη σεισμικών φορτίων. Κατά συνέπεια, ένας προοδευτικά αυξανόμενος αριθμός υφιστάμενων κατασκευών, διαπιστώνεται ότι χρήζουν επεμβάσεων για την ανάληψη σεισμικών φορτίων.

Αρχικό στάδιο οποιασδήποτε ενέργειας αποτελεί πάντα η αξιολόγηση της υφιστάμενης κατασκευής. Πριν την υιοθέτηση μίας συγκεκριμένης στρατηγικής, ο Μηχανικός πρέπει να αξιολογήσει κατά πόσον αυτή είναι πρακτικά εφαρμόσιμη και, σε συνεργασία με τον Κύριο του Έργου, να επιλέξει εκείνη τη στρατηγική ή το συνδυασμό στρατηγικών που αποτελεί τη βέλτιστη λύση. Αυτό είναι δυνατό μόνο εφόσον έχει καθοριστεί η στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή η επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής για την αντίστοιχη σεισμική δράση σχεδιασμού. Μέσω της αξιολόγησης μπορεί να προσδιοριστεί εάν η κατασκευή πληροί τις απαιτήσεις της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας και, εάν όχι, ο βαθμός ανεπάρκειάς της.

5.2. Ορισμοί σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

α. Με τον όρο δομητική **επέμβαση** νοείται οποιαδήποτε εργασία που έχει ως αποτέλεσμα την στοχευόμενη μεταβολή των υφιστάμενων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος και έχει, ως συνέπεια, την τροποποίηση της απόκρισής του.

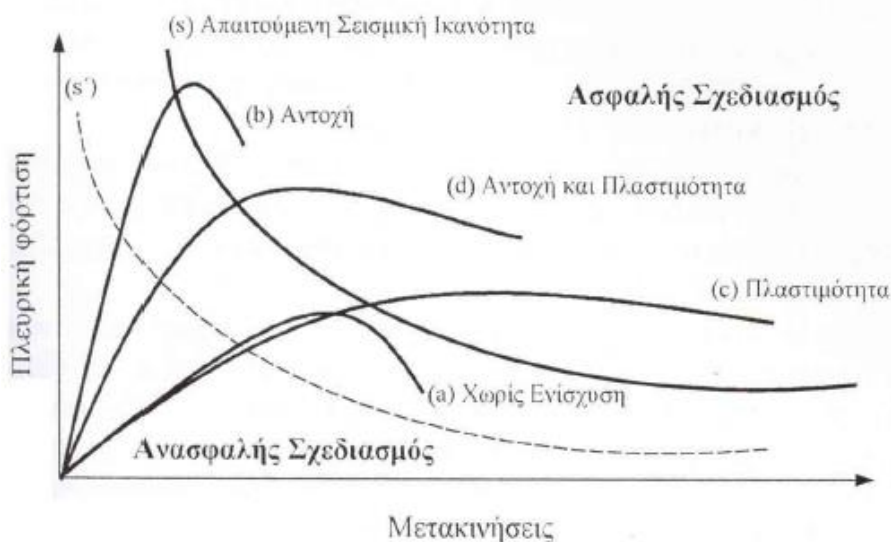
β. Με τον όρο **επισκευή** νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα.

γ. Με τον όρο **ενίσχυση** νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του αρχικού σχεδιασμού.

5.3. Συστήματα Επεμβάσεων

Προκειμένου μία κατασκευή να επιδείξει αξιόπιστη σεισμική συμπεριφορά πρέπει να διαθέτει ένα πλήρες σύστημα ανάληψης των σεισμικών φορτίων, το οποίο να είναι ικανό να περιορίζει τις μετακινήσεις σε μεγέθη που αντιστοιχούν σε αποδεκτά επίπεδα βλαβών για την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής. Οι κύριοι παράγοντες που καθορίζουν την αποδοτικότητα του συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων είναι: (α) η μάζα, η δυσκαμψία, η απόσβεση και η διαμόρφωση του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού, (β) η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού και (γ) η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή.

Αν θεωρήσουμε, ότι το μέγεθος της μέγιστης αναπτυσσόμενης ενέργειας παραμόρφωσης λόγω σεισμού αποτελεί μέτρο της σεισμικής αντίστασης της κατασκευής, τότε μπορούμε να χαράξουμε μια καμπύλη υπερβολικής μορφής που αναπαριστά την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα. Επομένως η καμπύλη αυτή υποδηλώνει το όριο μεταξύ της ασφαλούς και της ανασφαλούς επιλογής της λύσης ενίσχυσης. Δηλαδή μία κατασκευή θεωρείται ασφαλής όταν η καμπύλη που αναπαριστά τη συμπεριφορά της επεκτείνεται στην περιοχή πάνω από την καμπύλη (s) που απεικονίζει τον ασφαλή σχεδιασμό. Στην αντίθετη περίπτωση απαιτείται ενίσχυση (Σχήμα 5.1).



Σχήμα 5.1 Στρατηγικές ενίσχυσης.

Διακρίνουμε λοιπόν τέσσερις στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με την επιδιωκόμενη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής :

- Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα.
- Αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής.
- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης της κατασκευής.

- Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής (π.χ. σεισμική μόνωση).

5.4. Επιλογή Συστήματος Επεμβάσεων

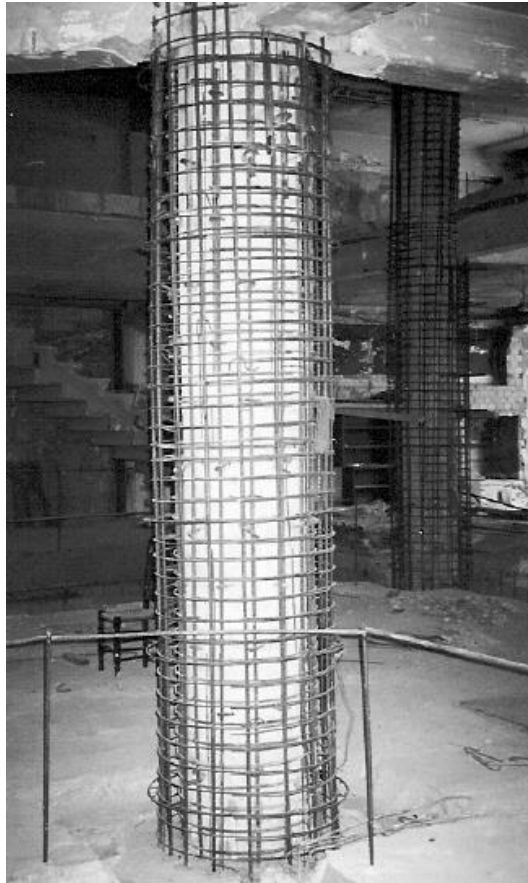
Μπορούμε να ταξινομήσουμε τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ως εξής:

1. Αν ο στόχος είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η προσθήκη τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φορέα. Ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης δικτυωτών συνδέσμων, η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων κατ' επέκταση υφιστάμενων υποστυλωμάτων και η χρήση σύνθετων υλικών.
2. Αν ο στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας, τότε η μέθοδος που ενδείκνυται είναι η κατασκευή μανδύων σε ένα πλήθος επιλεγμένων υποστυλωμάτων, καθώς και η χρήση σύνθετων υλικών .
3. Αν στόχος είναι η ταυτόχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης λαμβάνοντας υπόψη τον επιθυμητό βαθμό αύξησης του μεγέθους καθενός από τα παραπάνω χαρακτηριστικά. Στην περίπτωση που οι απαιτούμενες αυξήσεις είναι ιδιαίτερα υψηλές και για τα τρία χαρακτηριστικά, είναι κατά κανόνα αναπόφευκτη η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων.

5.5. Αύξηση της Ικανότητας Παραμόρφωσης

Η βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτιρίου μέσω της αύξησης της ικανότητας των στοιχείων του φέροντος οργανισμού να διατηρούν την αντοχή τους για μεγάλες παραμορφώσεις, είναι μία σχετικά νέα μέθοδος για τη σεισμική ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Οι κυριότερες μέθοδοι για την αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης περιλαμβάνουν: (α) την επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης σε υφιστάμενα στοιχεία, (β) την τοπική απομείωση της δυσκαμψίας, (γ) την τροποποίηση στοιχείων, κυρίως κατακόρυφων, του φέροντος οργανισμού ώστε να μεταβληθούν οι προβλεπόμενοι μηχανισμοί αστοχίας και (δ) την παροχή επιπλέον στήριξης σε περιοχές που αστοχούν λόγω υπερβολικών μετακινήσεων. Κατά κανόνα αυτές οι μέθοδοι απαιτούν πολύ μικρότερη αρχιτεκτονική παρέμβαση στο κτίριο, σε σχέση με αυτές που αφορούν σε αύξηση της αντοχής ή της δυσκαμψίας. Με την επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης επιτυγχάνεται αύξηση της πλαστιμότητας. Η μέθοδος εφαρμόζεται κατά κανόνα σε υποστυλώματα. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος (Σχήμα 5.2), μεταλλικοί μανδύες ή μανδύες από σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών.



Σχήμα 5.2 Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.

5.6. Επισκευές – Ενισχύσεις υποστυλωμάτων

Οι επεμβάσεις στα υποστυλώματα είναι η πλέον συχνή πρακτική στον αντισεισμικό ανασχεδιασμό μιας υφιστάμενης κατασκευής. Όταν έχουν εμφανιστεί βλάβες, η λύση μπορεί να προβλέπει είτε την αποκατάσταση των αρχικών χαρακτηριστικών του υποστυλώματος (επισκευή) είτε την βελτίωσή τους (ενίσχυση). Προφανώς η δεύτερη επιλογή μπορεί να εφαρμοστεί ανεξάρτητα από την ύπαρξη βλαβών ενώ όταν υπάρχουν βλάβες σχεδόν πάντοτε προηγείται η επισκευή.

5.7. Ενίσχυση υποστυλωμάτων

5.7.1. Γενικά

Τα υποστυλώματα, λόγω της ιδιαίτερης σημασίας που έχουν για τον αντισεισμικό σχεδιασμό μιας υφιστάμενης κατασκευής, αποτελούν τα στοιχεία στα οποία κατά κανόνα επικεντρώνονται οι επεμβάσεις σε μία μελέτη αποτίμησης και ανασχεδιασμού. Επίσης τα υποστυλώματα, αλλά και τα κατακόρυφα στοιχεία γενικότερα, είναι τα μέλη που συγκεντρώνουν το μεγαλύτερο ποσοστό βλαβών λόγω σεισμού, εξαιτίας κυρίως των μεγάλων επιβαλλόμενων παραμορφώσεων και των αυξημένων απαιτήσεων πλαστιμότητας.

Ένα υποσύλωμα μπορεί είτε μόνο να επισκευαστεί σε περίπτωση που έχει υποστεί βλάβες, είτε επιπλέον να ενισχυθεί, έτσι ώστε να αυξηθεί η φέρουσα ικανότητά του και γενικότερα να βελτιωθεί η συμπεριφορά του.

Η ανάγκη για ενίσχυση υφιστάμενων υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα προκύπτει όταν τα στοιχεία καλούνται να παραλάβουν φορτία τα οποία υπερβαίνουν τη διαθέσιμη αντοχή τους.

Οι μέθοδοι ενίσχυσης υποστυλωμάτων διακρίνονται σε δύο βασικές κατηγορίες. Κριτήριο της διάκρισης αποτελεί το αν η ενίσχυση επιτυγχάνεται με ή χωρίς αύξηση της διατομής του στοιχείου. Οι τεχνικές ενίσχυσης που ανήκουν στην πρώτη κατηγορία υλοποιούνται κυρίως με την κατασκευή μανδύα γύρω από το αρχικό στοιχείο με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και πρόσθετου οπλισμού. Αντίθετα με τις μεθόδους ενίσχυσης της δεύτερης κατηγορίας οι διαστάσεις της διατομής παραμένουν ουσιαστικά αμετάβλητες και η ενίσχυση επιτυγχάνεται με την ενεργό περίσφιξη του στοιχείου.

5.7.2. Ενίσχυση Υποστυλωμάτων με Αύξηση της Διατομής

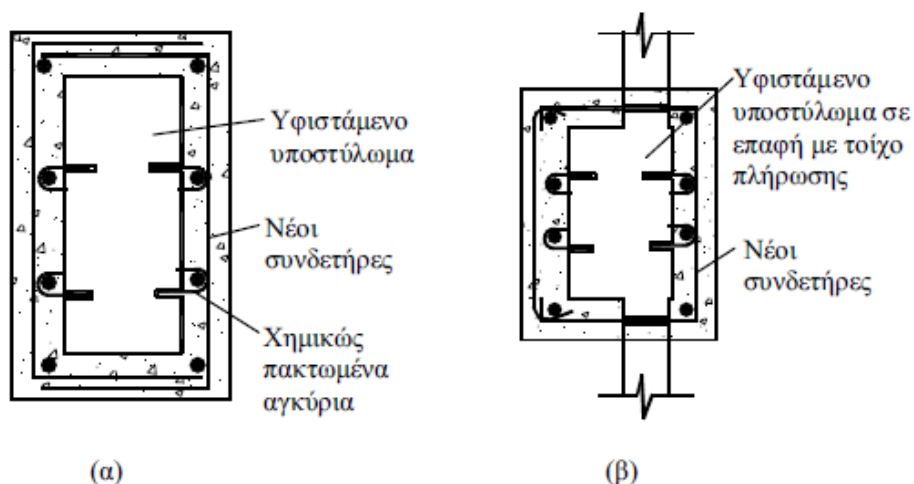
Η τεχνική της αύξησης των διαστάσεων της διατομής με κατασκευή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη μέθοδο ενίσχυσης υφιστάμενων υποστυλωμάτων που εμφανίζουν ανεπάρκεια όσον αφορά στην αντοχή, τη δυσκαμψία και την πλαστιμότητά τους.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της συγκεκριμένης μεθόδου είναι ότι αφενός δεν μεταβάλλεται η αρχιτεκτονική όψη της ενισχυμένης κατασκευής με την προσθήκη νέων υλικών και αφετέρου αυξάνεται ο βαθμός πυροπροστασίας. Επιπλέον, η κατασκευή μανδύα που περικλείει το υφιστάμενο στοιχείο έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της λυγηρότητας καθώς και την αύξηση της δυσκαμψίας της διατομής. Δεδομένου ότι η ενισχυμένη διατομή είναι σε θέση να παραλάβει μόνο τα πρόσθετα φορτία που θα ασκηθούν σε αυτή, η τεχνική της αύξησης της διατομής δεν αποτελεί λύση για την περίπτωση που το υποσύλωμα έχει ήδη υπερβεί τη φέρουσα ικανότητά του λόγω των υφιστάμενων φορτίων, εκτός αν της κατασκευής του μανδύα προηγηθεί αποφόρτιση του στοιχείου που πρόκειται να ενισχυθεί.

Ανάλογα με το είδος του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή του μανδύα, τα πλέον διαδεδομένα είδη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος που κατασκευάζονται στην πράξη είναι τα ακόλουθα:

- Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα
- Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
- Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα
- Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα

Στο Σχήμα 5.3α φαίνεται μία τεχνική κατασκευής μανδύα κλειστού τύπου γύρω από μεμονωμένο εσωτερικό υποσύλωμα, ενώ στο Σχήμα 5.3β δίνεται η αντίστοιχη λεπτομέρεια για περιμετρικό υποσύλωμα που βρίσκεται σε επαφή με τοίχο πλήρωσης.



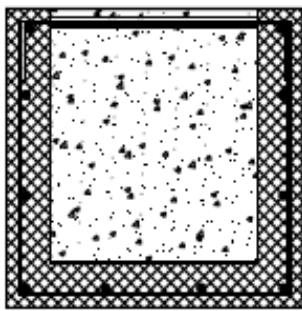
Σχήμα 5.3 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. (α) Εσωτερικό μεμονωμένο υποσύλωμα. (β) Περιμετρικό υποσύλωμα σε επαφή με τοίχωμα.

Στην περίπτωση του εξωτερικού υποστυλώματος σε επαφή με τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος (Σχήμα 5.3β), ο μανδύας μπορεί να διαιρεθεί σε δύο τμήματα, ένα σε κάθε πλευρά του τοιχώματος. Προκειμένου να τοποθετηθούν οι συνδετήρες του μανδύα, είναι απαραίτητο να διανοιχθούν διαμπερείς οπές που διαπερνούν εγκάρσια το τοίχωμα. Για να περιοριστεί η διάμετρος των οπών εντός λογικών ορίων, συνιστάται η κάμψη των άκρων των συνδετήρων προκειμένου να αγκυρωθούν να γίνεται επιτόπου.

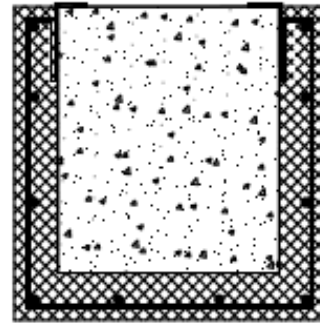
Όταν ο μανδύας δεν μπορεί να περιβάλλει ολόκληρη τη διατομή λόγω π.χ. μεσοτοιχίας ή αρμού, επιλέγεται η λύση του ανοικτού μανδύα. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στην αγκύρωση των συνδετήρων και στη συγκόλληση παλαιού και νέου οπλισμού.



Σχήμα 5.4 Κατασκευή ανοικτού μανδύα υποστυλώματος στην περιοχή αντισεισμικού αρμού.



(α)



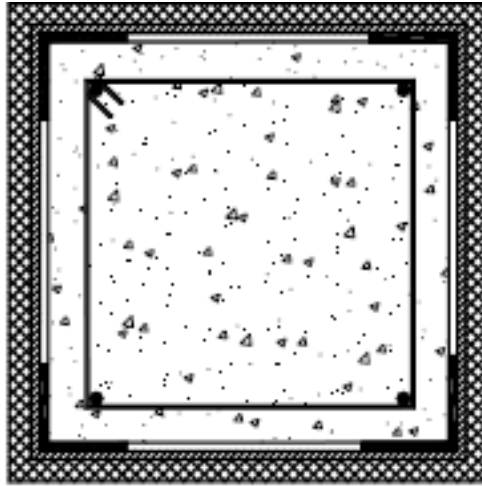
(β)

Σχήμα 5.5 Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα ανοικτού τύπου. (α) Αγκύρωση συνδετήρων με διαμπερή σπή και συγκόλληση. (β) Αγκύρωση συνδετήρων με συγκόλληση σε γωνιακά βλητρωμένα στο υπάρχον στοιχείο.

Όσον αφορά στο ελάχιστο πάχος του μανδύα, πρέπει να είναι τουλάχιστον 5 cm για μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος, 8~12 cm για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα με μία σειρά οπλισμών και 12 cm για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα με δύο σειρές οπλισμών.

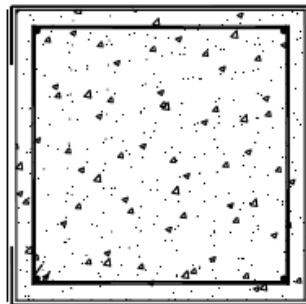
5.7.3. Ενίσχυση Υποστυλωμάτων με Περίσφιγξη

Ο συνηθέστερος τρόπος επιβολής εξωτερικής περίσφιγξης χωρίς αύξηση της διατομής του υποστυλώματος είναι με χρήση επικολλητών χαλύβδινων διατομών. Η πλέον διαδεδομένη τεχνική είναι η χρήση μεταλλικού κλωβού (Σχήμα 5.6), ο οποίος υλοποιείται με την προσαρμογή τεσσάρων μεταλλικών γωνιακών στις κορυφές του υποστυλώματος, τα οποία συσφίγγονται με ειδικά κλειδιά έτσι ώστε να επιβληθεί περίσφιγξη.



Σχήμα 5.6 Εφαρμογή της τεχνικής του μεταλλικού κλωβού για ενίσχυση υποστυλώματος με επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης.

Εναλλακτικά, αντί για χρήση μεταλλικού κλωβού, η επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης μπορεί να επιτευχθεί με επικολλητά χαλύβδινα κολάρα με σύνηθες πάχος 1-2 mm, εντός των οποίων εγκιβωτίζεται ολόκληρη η διατομή του ενισχυόμενου υποστυλώματος (Σχήμα 5.7).



Σχήμα 5.7 Ενίσχυση υποστυλώματος με επικολλητά χαλύβδινα κολάρα.

Μία άλλη αρκετά συνηθισμένη μέθοδος για ενίσχυση υποστυλωμάτων κυρίως κυκλικής διατομής, είναι η κατασκευή ολόσωμου μεταλλικού μανδύα.

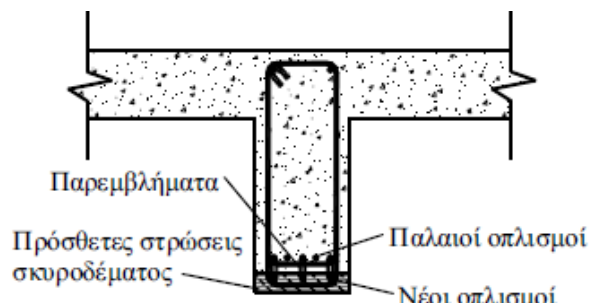
5.8. Ενίσχυση Δοκών

Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ενίσχυσης μίας δοκού εξαρτάται άμεσα από τον επιδιωκόμενο στόχο.

5.8.1. Ενίσχυση σε Κάμψη με Πρόσθετες Στρώσεις Σκυροδέματος

Όταν η αντοχή μίας δοκού σε κάμψη δεν πληροί τα κριτήρια σχεδιασμού, είναι δυνατή η ενίσχυση του εφελκυσμένου πέλματος με νέους διαμήκεις οπλισμούς που

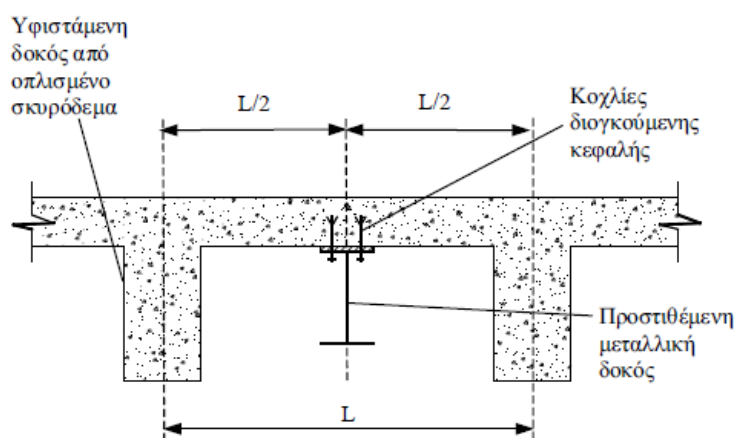
καλύπτονται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σε όλο το πλάτος της δοκού. Το πάχος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι της τάξης των 7 - 10 cm. Πρέπει να σημειωθεί ότι πριν την εφαρμογή της μεθόδου πρέπει να γίνεται αποφόρτιση της ενισχυόμενης δοκού στο μέγιστο δυνατό βαθμό.



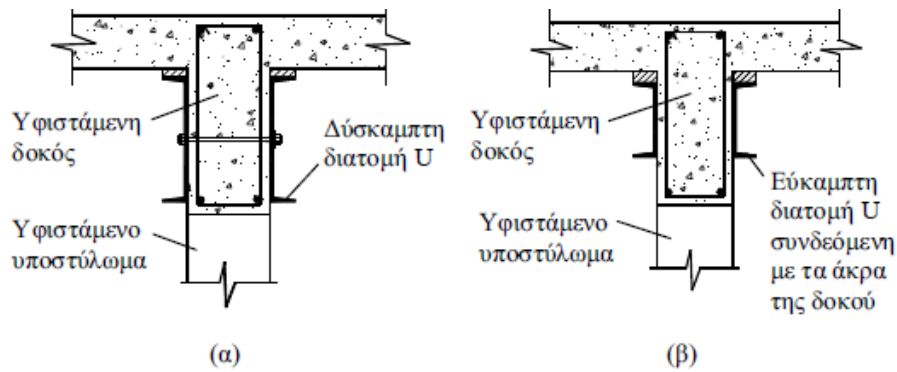
Σχήμα 5.8 Ενίσχυση κάτω πέλματος δοκού με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος.

5.8.2. Ενίσχυση με Προσθήκη Νέων Μεταλλικών Μελών

Η προσθήκη νέων μελών αποτελεί μία οικονομική αλλά και αποδοτική μέθοδο ενίσχυσης δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ανάλογα με την αντοχή της υπερκείμενης πλάκας, τα πρόσθετα μέλη μπορούν να τοποθετηθούν είτε μεταξύ των υφιστάμενων δοκών είτε σε επαφή με τις πλευρικές παρειές τους.



Σχήμα 5.9 Προσθήκη μεταλλικών δοκών στο μέσο του ανοίγματος της πλάκας.



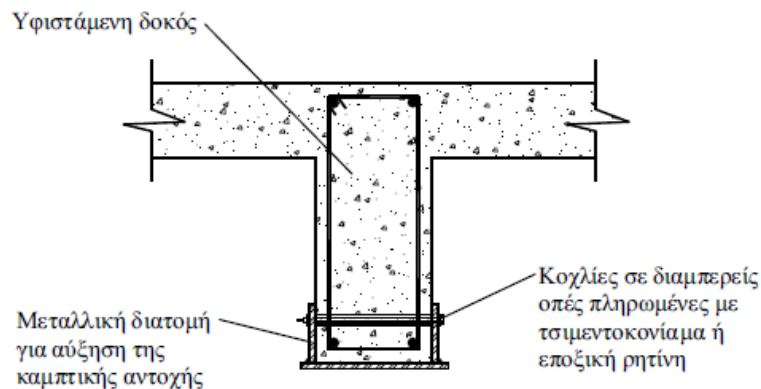
Σχήμα 5.10 Προσθήκη νέων μεταλλικών μελών στις παρειές υφιστάμενης δοκού. (α) Δύσκαμπτες διατομές. (β) Εύκαμπτες διατομές.

5.8.3. Ενίσχυση με Μείωση του Ανοίγματος της Δοκού

Ορισμένες φορές, όταν τα αποτελέσματα της ανάλυσης υποδεικνύουν ότι η καμπτική αντοχή μίας δοκού είναι ανεπαρκής, η υπόψη δοκού, υπό την προϋπόθεση ότι βρίσκεται στο ισόγειο της κατασκευής, είναι δυνατό να ενισχυθεί με απλό τρόπο μειώνοντας το άνοιγμά της. Αυτό επιτυγχάνεται με την κατασκευή νέων πρόσθετων υποστυλωμάτων.

5.8.4. Ενίσχυση με Προσθήκη Κοχλιωμένου Εφελκυσμένου Οπλισμού

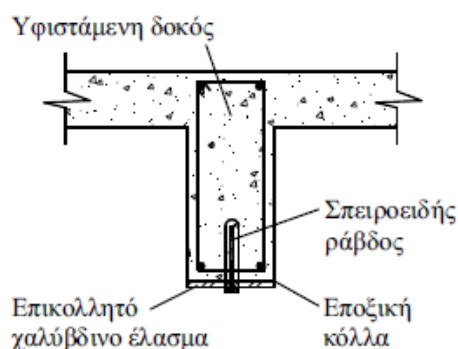
Όταν η καμπτική αντοχή της υφιστάμενης δοκού δεν επαρκεί, μπορεί να ενισχυθεί επιτόπου με την προσθήκη χαλύβδινων ελασμάτων ή ακόμα και συγκολλητών μεταλλικών διατομών που κοχλιώνονται στη δοκού. Η συγκολλητή διατομή σχήματος ανεστραμμένου Π που φαίνεται στο Σχήμα 5.11 χρησιμοποιείται στην περίπτωση που το εμβαδό του απαιτούμενου πρόσθετου οπλισμού είναι σημαντικό.



Σχήμα 5.11 Κοχλιωτή σύνδεση συγκολλητής μεταλλικής διατομής για αύξηση της καμπτικής αντοχής υφιστάμενης δοκού από σκυρόδεμα.

5.8.5. Ενίσχυση με Προσθήκη Επικολητών Χαλύβδινων Ελασμάτων

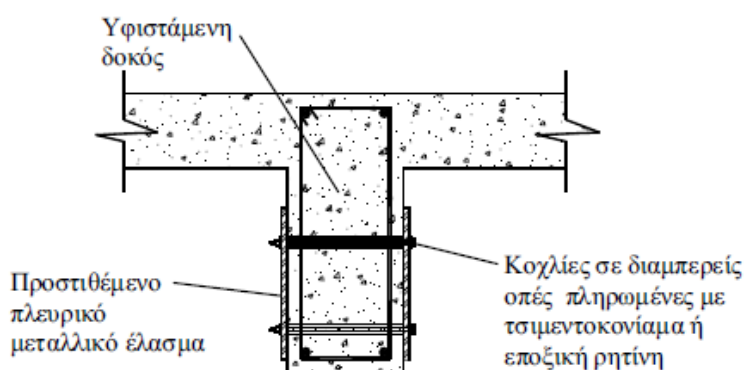
Αντί να συνδέονται με κοχλίες, τα χαλύβδινα ελάσματα μπορούν να επικοληθούν στην επιφάνεια του σκυροδέματος με χρήση εποξικής κόλλας προκειμένου να αυξήσουν την καμπτική αντοχή της δοκού. Η επικόλληση των ελασμάτων είναι σαφώς ευκολότερη από τη διάνοιξη οπών και την κοχλίωσή τους στο σκυρόδεμα. Επίσης, οι εργασίες της ενίσχυσης μπορούν να γίνουν γρήγορα, με μικρή επιβάρυνση τόσο της υφιστάμενης κατασκευής όσο και όχληση των ενοίκων.



Σχήμα 5.12 Ενίσχυση καμπτικής αντοχής δοκού με επικολητά χαλυβδόφυλλα.

5.8.6. Ενίσχυση Δοκών σε Διάτμηση

Στις προηγούμενες ενότητες παρουσιάστηκαν οι κυριότερες μέθοδοι για την αύξηση της καμπτικής αντοχής μίας δοκού. Παρόμοιες τεχνικές μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την ενίσχυση των δοκών σε διάτμηση.



Σχήμα 5.14 Προσθήκη πλευρικών μεταλλικών ελασμάτων για αύξηση της διατμητικής αντοχής δοκού.

5.8.7. Ενίσχυση Δοκών με Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος

Η τεχνική της κατασκευής μανδύων αποτελεί τη συνηθέστερη και αποτελεσματικότερη μέθοδο ενίσχυσης δοκών όταν απαιτείται αύξηση τόσο της καμπτικής όσο και της διατμητικής τους αντοχής. Πριν τη σκυροδέτηση του μανδύα τοποθετούνται νέοι διαμήκεις οπλισμοί στην εφελκυσόμενη παρειά και νέοι συνδετήρες περιμετρικά του στοιχείου.

5.9. Ενίσχυση κατασκευών με σύνθετα υλικά

5.9.1. Γενικά

Τα σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή (fiber reinforced polymer composites) αποτελούνται από 'υφάσματα' από ινώδη οπλισμένα πολυμερή εμποτισμένα με ειδικές εποξικές ρητίνες. Τα 'υφάσματα' αυτά τοποθετούνται στις επιφάνειες των δομικών στοιχείων, αποτελώντας εξωτερικό οπλισμό και μόνιμη ενίσχυσή τους. Λόγω κυρίως της ανθεκτικότητάς τους σε ηλεκτροχημική διάβρωση και του υψηλού λόγου αντοχής προς βάρος, αποτελούν μία πολύ καλή εναλλακτική επιλογή για την επίλυση προβλημάτων που σχετίζονται με την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών.

Η εξωτερική ενίσχυση με μανδύα από ινοπλισμένα πολυμερή είναι κατάλληλη για πληθώρα εφαρμογών. Αντιπροσωπευτικές χρήσεις είναι οι ακόλουθες:

- Ενίσχυση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής.
- Παθητική περίσφιγξη για βελτιστοποίηση της ικανότητας ανάληψης σεισμικών φορτίων.
- Έλεγχος ρηγματώσεως και συρραφή ρωγμών.

Η χρήση ινοπλισμένων πολυμερών πρέπει να αποφεύγεται στις εξής περιπτώσεις:

- Η κατάσταση της υπόστρωσης πάνω στην οποία θα εφαρμοστούν τα σύνθετα υλικά είναι άγνωστη ή έχει υποστεί σημαντική απομείωση της αντοχής της.
- Υπάρχει σε εξέλιξη σημαντική διάβρωση του σιδηροπλισμού.
- Δεν υπάρχει σιδηροπλισμός που να εξασφαλίζει την πλαστική συμπεριφορά του μέλους που πρόκειται να ενισχυθεί.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της χρήσης σύνθετων υλικών είναι τα εξής:

- Απαιτείται μικρή προετοιμασία στο εργοτάξιο. Η εκκένωση του χώρου δεν είναι αναγκαία και η όχληση στους χρήστες είναι ελάχιστη. Η προετοιμασία των προς ενίσχυση στοιχείων είναι μικρή και σύντομη.
- Η εφαρμογή των σύνθετων υλικών είναι απλή.
- Οι διαστάσεις του ενισχυόμενου δομικού στοιχείου παραμένουν ουσιαστικά αμετάβλητες, λόγω του μικρού πάχους του σύνθετου υλικού.
- Η τοποθέτηση των σύνθετων υλικών είναι δυνατή ακόμα και σε περιπτώσεις που υπάρχει περιορισμός του χώρου εργασίας (π.χ. υποστυλώματα σε μεσοτοιχία).
- Το βάρος των σύνθετων υλικών είναι μικρό και για την τοποθέτησή τους δεν απαιτείται βαρύς ή ειδικός εξοπλισμός.

- Τα σύνθετα υλικά μπορούν να επιχριστούν και να χρωματιστούν σύμφωνα με τις αισθητικές απαιτήσεις του έργου.
- Το κόστος εφαρμογής των σύνθετων υλικών είναι ανάλογο των παραδοσιακών μεθόδων επισκευής και ενίσχυσης.

5.9.2. Ιδιότητες σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή

Οι τυπικές ιδιότητες των σύνθετων υλικών περιλαμβάνουν το χαμηλό ειδικό βάρος, τον υψηλό λόγο αντοχής προς βάρος και τον υψηλό λόγο μέτρου ελαστικότητας προς βάρος. Επίσης τα περισσότερα σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή είναι εξαιρετικά ανθεκτικά σε ηλεκτροχημική διάβρωση. Ένα άλλο χαρακτηριστικό των σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή είναι η σχεδόν γραμμική καμπύλη έντασης – παραμόρφωσης έως την αστοχία τους. Παρόλο που τα υλικά που συνθέτουν τις μήτρες επιδέχονται πλαστική παραμόρφωση, οι ίνες γενικά συμπεριφέρονται μόνο ελαστικά. Καθώς όμως η συμπεριφορά του σύνθετου υλικού καθορίζεται κυρίως από τη συμπεριφορά των ινών, οι οποίες αποτελούν και τον κύριο φορέα μεταφοράς του φορτίου, πολύ σπάνια τα ινοπλισμένα πολυμερή που χρησιμοποιούνται για την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών παρουσιάζουν πλαστική παραμόρφωση ή έστω διαρροή. Αντίθετα η θραύση είναι η τυπική μορφή αστοχίας ενός σύνθετου υλικού που καταπονείται από οριακή τιμή τάσης.

Οι τρεις συνηθέστεροι τύποι ινών που χρησιμοποιούνται σε σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών είναι τα υαλονήματα, τα ανθρακονήματα και οι ίνες πολυαραμίδης.

Οι ίνες άνθρακα που διατίθενται στο εμπόριο έχουν εφελκυστική αντοχή που κυμαίνεται από 2100 MPa έως 6800 MPa με συνήθη για τις εφαρμογές τιμή της τάξης των 3500 MPa και μέτρο ελαστικότητας από 215 GPa έως 700 GPa. Η επιμήκυνση θραύσης κυμαίνεται από 0.2 έως 2.5%, ανάλογα με το είδος του νήματος και τη μέθοδο κατασκευής.

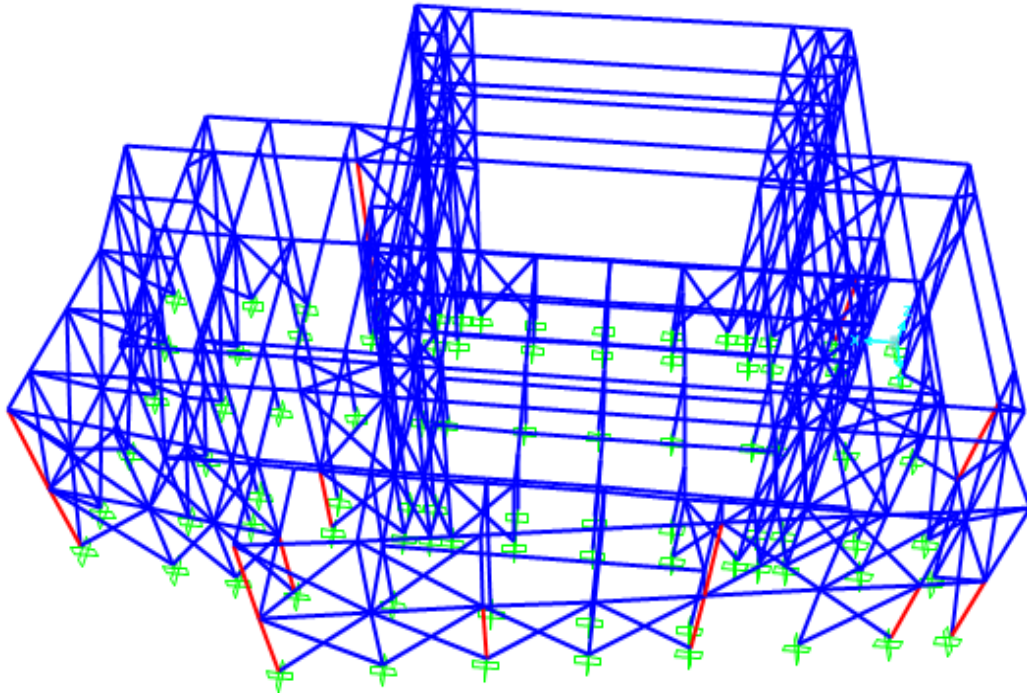
6. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

6.1. Επιλογή ενισχύσεων

Η αποτίμηση του υφιστάμενου κτιρίου, μέσω της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover), έδειξε πως κάποια στοιχεία της κατασκευής ξεπερνούν το όριο της στάθμης «Προστασίας ζωής» που έχει τεθεί ως επιδιωκόμενος στόχος. Συνεπώς το υφιστάμενο κτίριο χρειάζεται ενίσχυση έναντι σεισμικής καταπόνησης. Η ενίσχυση θα πραγματοποιηθεί μέσω μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. Επιδιώκεται ανάπτυξη <μηχανισμού δοκών> και αποφεύγεται η ανάπτυξη <μηχανισμού ορόφου> ή αλλιώς <μηχανισμού υποστυλωμάτων>. Αρχικά στόχος είναι να ενισχυθούν μόνο τα υποστυλώματα τα οποία δεν ικανοποιούσαν τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» και όχι οι δοκοί οι οποίες ξεπερνούν αυτή τη στάθμη, καθώς θεωρείται ότι η κατασκευή στο σύνολο της δεν ικανοποιεί το συγκεκριμένο κριτήριο επιτελεστικότητας και σκοπός είναι η διερεύνηση της συμπεριφοράς του κτιρίου με την ενίσχυση των υποστυλωμάτων. Αυτό γιατί μπορεί ένα μικρό ποσοστό των δομικών στοιχείων να έχει περάσει τη επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας, (όπως συνέβη στις δοκούς), αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται σε αυτή τη στάθμη. Δηλαδή μία στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας.

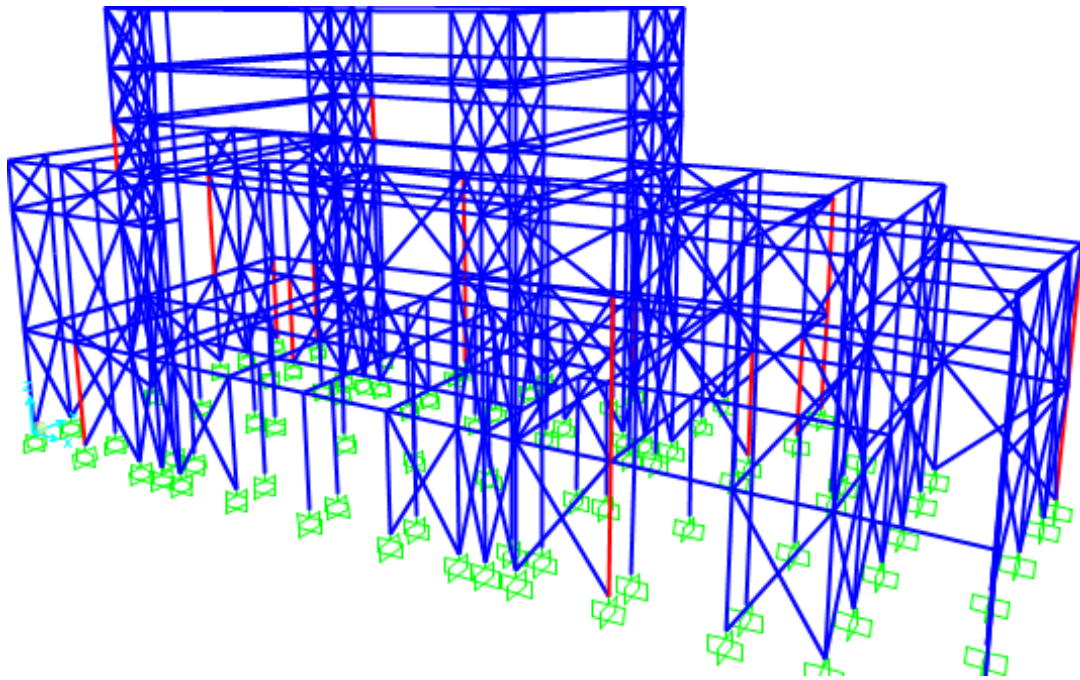
Οι ενισχύσεις προέκυψαν ύστερα από δοκιμές. Οι διατομές ενισχύθηκαν με σκυρόδεμα C30/37 πάχους 5cm-10cm και φ14-φ25 (χάλυβας S500). Το ελάχιστο πάχος σκυροδέματος στις ενισχύσεις οι οποίες υλοποιούνται με έγχυτο σκυρόδεμα είναι 8cm ενώ για την υλοποίηση ενίσχυσης μικρότερου πάχους των 8cm χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

Οι διατομές οι οποίες χρειάστηκαν ενίσχυση σύμφωνα με τα όσα έδειξε η αποτίμηση του φορέα είναι: AK2, AK12, AK62, AK65, AK66, AK68, AK70, AK72, AK77, AK80, BK12, BK39, BK68, BK72, BK80.



Σχήμα 6.1 Θέσεις υποστυλωμάτων για ενίσχυση.

Μετά από δοκιμές και αποτίμηση του προσομοιώματος επιπλέον διατομές ενισχύθηκαν έτσι ώστε κανένα υποσύλωμα να μην αστοχεί. Τα πρόσθετα στοιχεία που ενισχυθήκαν είναι τα AK52 , DK3 και DK55.



Σχήμα 6.2 Θέσεις υποστυλωμάτων που ενισχύθηκαν.

6.2. Εισαγωγή χαρακτηριστικών προστιθέμενων υλικών

Για τα προστιθέμενα υλικά χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές τιμές σε αντίθεση με τα υφιστάμενα υλικά όπου χρησιμοποιήσαμε τις μέσες τιμές. Για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C30/37 και χάλυβα ποιότητας S500 .

Υπολογίζουμε τις χαρακτηριστικές τιμές ως εξής:

- Για το σκυρόδεμα: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_m = 30000/1,15 = 26087 \text{ KN/m}^2 = 26,1 \text{ MPa}$
- Για το χάλυβα: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m = 500000/1,15 = 434782,6 \text{ KN/m}^2 = 434,8 \text{ MPa}$

Ακολουθούμε την παρακάτω διαδικασία για να εισάγουμε στο λογισμικό τα υλικά τις ενίσχυσης.

Define — Material — Add New Material

The image displays two side-by-side screenshots of the 'Material Property Data' dialog box in a software application. The left dialog is for a concrete material named 'C30/37'. It shows 'Material Type' as 'Concrete' and 'Units' as 'KN, m, C'. Under 'Isotropic Property Data', the Modulus of Elasticity (E) is 33000000, Poisson's Ratio (U) is 0.2, Coefficient of Thermal Expansion (A) is 5.500E-06, and Shear Modulus (G) is 13750000. Under 'Other Properties for Concrete Materials', the Specified Concrete Compressive Strength (f_c) is 26087. The right dialog is for a rebar material named 'Rebar-1'. It shows 'Material Type' as 'Rebar' and 'Units' as 'KN, m, C'. Under 'Uniaxial Property Data', the Modulus of Elasticity (E) is 1.999E+08, Poisson's Ratio (U) is 0, Coefficient of Thermal Expansion (A) is 1.170E-05, and Shear Modulus (G) is 0. Under 'Other Properties for Rebar Materials', the Minimum Yield Stress (F_y) is 434782,6, Minimum Tensile Stress (F_u) is 620528,2, Expected Yield Stress (F_{ye}) is 455054, and Expected Tensile Stress (F_{ue}) is 682581. Both dialogs have 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

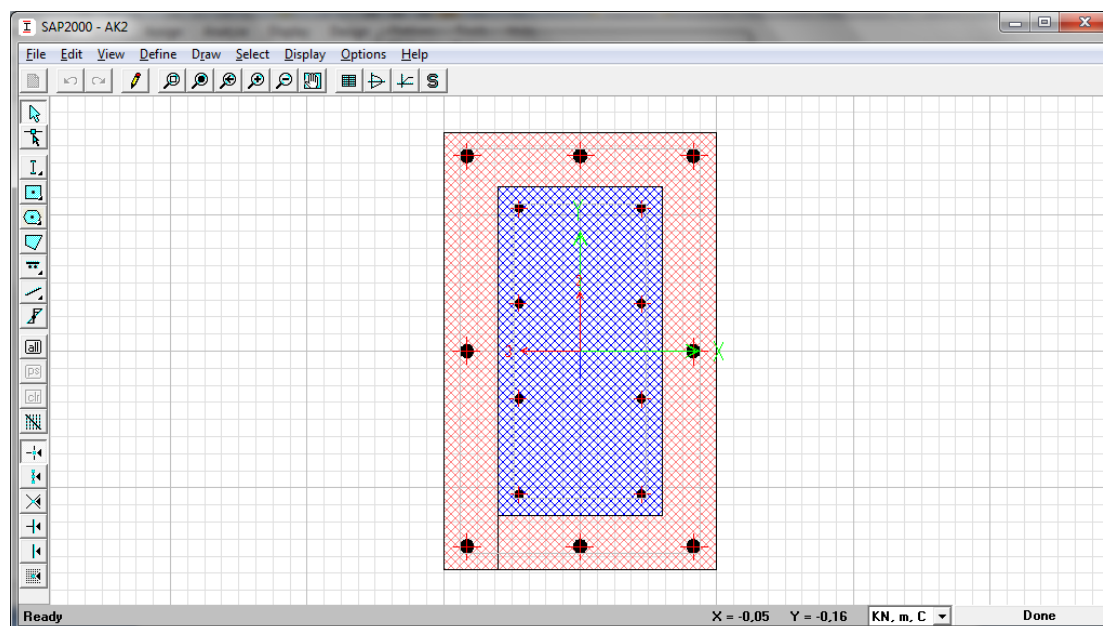
Σχήμα 6.3 Χαρακτηριστικά υλικών ενίσχυσης ,σκυρόδεμα C30/37 και χάλυβας S500.

6.3. Ενισχυμένη διατομή

Η διαμόρφωση των νέων ενισχυμένων διατομών γίνεται μέσω του Section Designer: Define—Frame Sections—Add New Property—Other—Section Designer

Μετά από δοκιμές προέκυψαν οι εξής ενισχύσεις :

- Οι διατομές AK12 , BK12 , AK62 , AK66 , AK68 , BK68 , AK70 , AK72 , BK72 , AK77 , AK80 και BK80 ενισχύθηκαν με 10cm C30/37 και 8φ20 S500.
- Οι διατομές AK2 και AK65 ενισχύθηκαν με 10cm C30/37 και 8φ25 S500.
- Οι διατομές BK65 και BK70 ενισχύθηκαν με 8cm C30/37 και 8φ20 S500.
- Οι διατομές DK3 και DK55 ενισχύθηκαν με 5cm (εκτοξευόμενο) C30/37, 16φ10 και 18φ10 αντίστοιχα S500.
- Η διατομή AK52 ενισχύθηκε με 5cm (εκτοξευόμενο) C30/37 και 18φ10 S500.



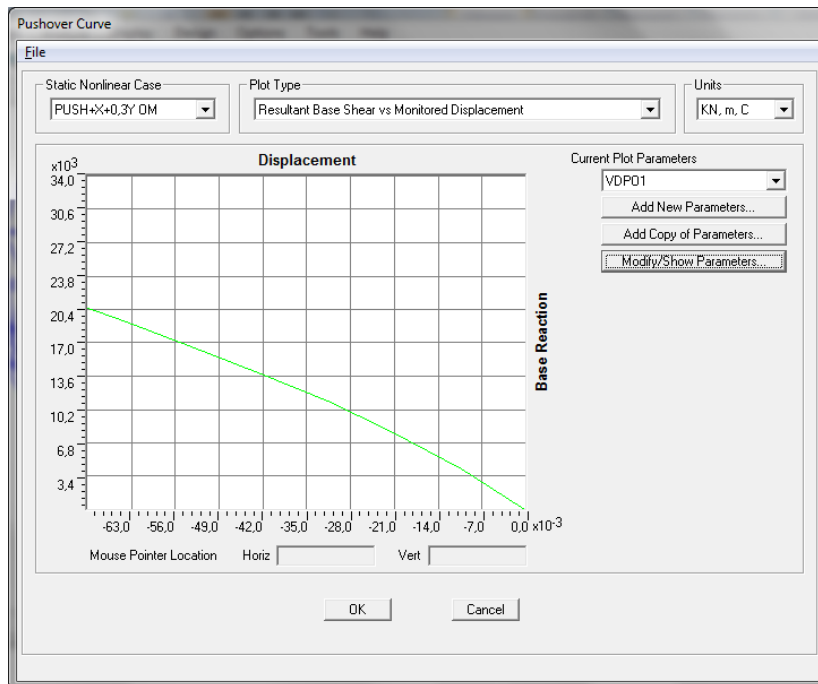
Σχήμα 6.4 Πρόσθεση ενίσχυσης της διατομής AK2 μέσω του Section Designer.

6.4. Αποτίμηση ενισχυμένου φορέα

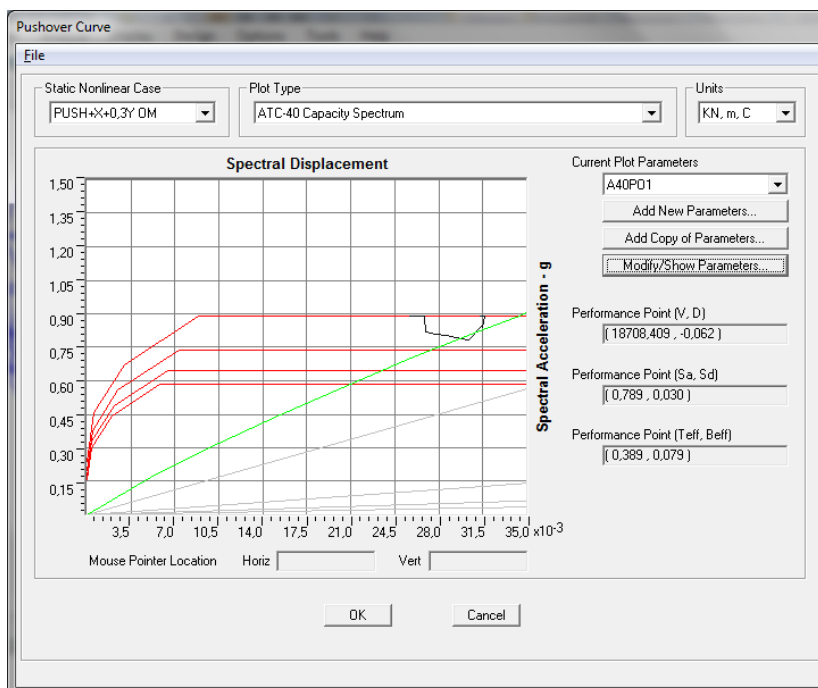
Θα παρουσιαστούν οι καμπύλες αντίστασης (τέμνουσας βάσης V – μετακίνησης κόμβου ελέγχου δ) καθώς και ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας των δυσμενέστερων ανελαστικών αναλύσεων για τον ενισχυμένο φορέα.

➤ Διεύθυνση +X

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά +X+0,3Υ είναι η δυσμενέστερη για τη διεύθυνση +X και πραγματοποιήθηκε σε 17 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας του πλέων ενισχυμένου φορέα $(V, D) = (18708 ; -0,062)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 6 και 7.



Σχήμα 6.5 Καμπύλη αντίστασης.

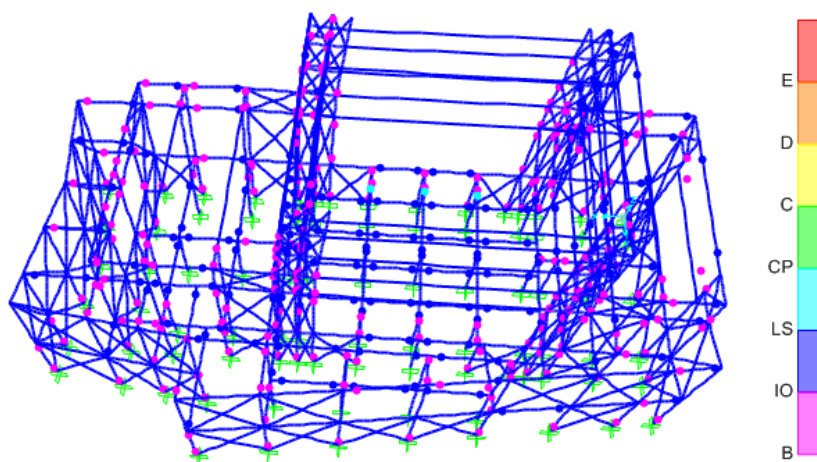


Σχήμα 6.6 Σημείο επιτελεστικότητας ATC-40.

TABLE: Pushover Curve - PUSH+X+0,3Y OM											
Step	D (m)	F (kn)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
6	-0,0538	16.694,695	375	305	168	3	0	0	0	0	851
7	-0,0638	19.125,689	361	299	188	3	0	0	0	0	851
8	-0,0714	20.818,589	352	298	197	3	0	0	1	0	851

Σχήμα 6.7 Σημείο επιτελεστικότητας.

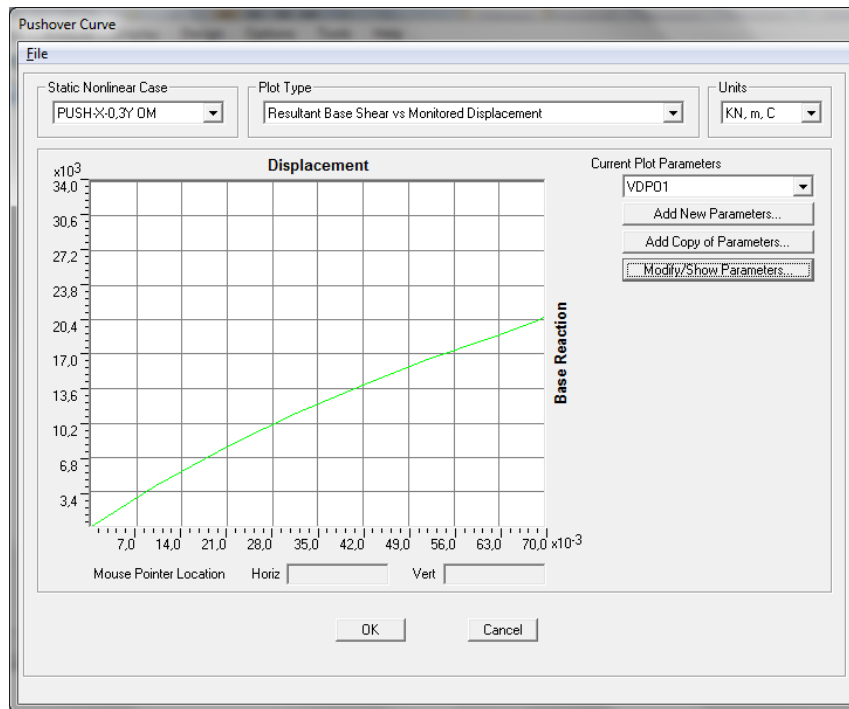
Στο σημείο επιτελεστικότητας (βήμα 7) 487 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή (ροζ, μπλε) χωρίς να ξεπεράσουν το όριο <Προστασίας Ζωής> . 3 άκρα στοιχείων (γαλάζιο) τα οποία έχουν ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας <Προστασία Ζωής> είναι σημεία πάνω σε δοκάρια οπότε δεν θα ενισχυθούν.



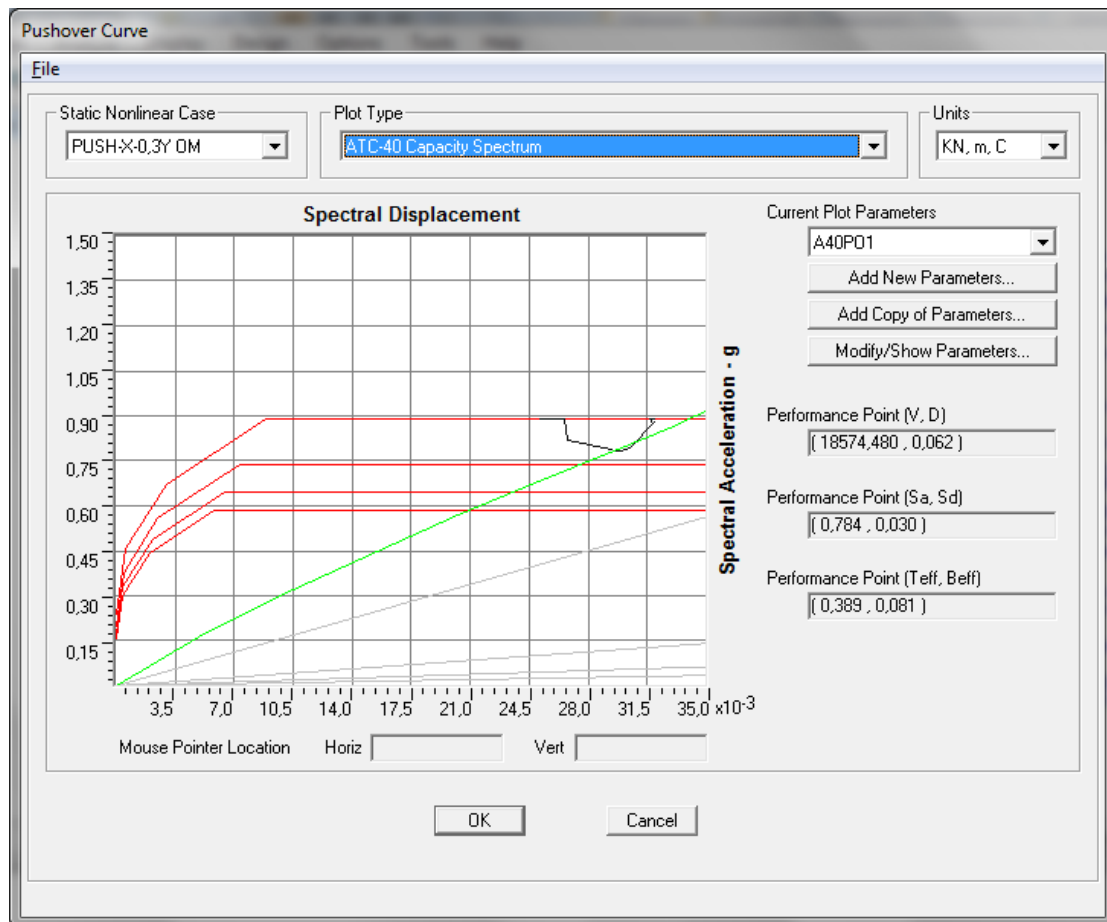
Σχήμα 6.8 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας.

➤ Διεύθυνση -X

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά -X-0,3Y είναι η δυσμενέστερη για τη διεύθυνση -X και πραγματοποιήθηκε σε 17 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας του ενισχυμένου φορέα $(V, D) = (18574 ; 0,062)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 6 και 7.



Σχήμα 6.9 Καμπύλη αντίστασης.

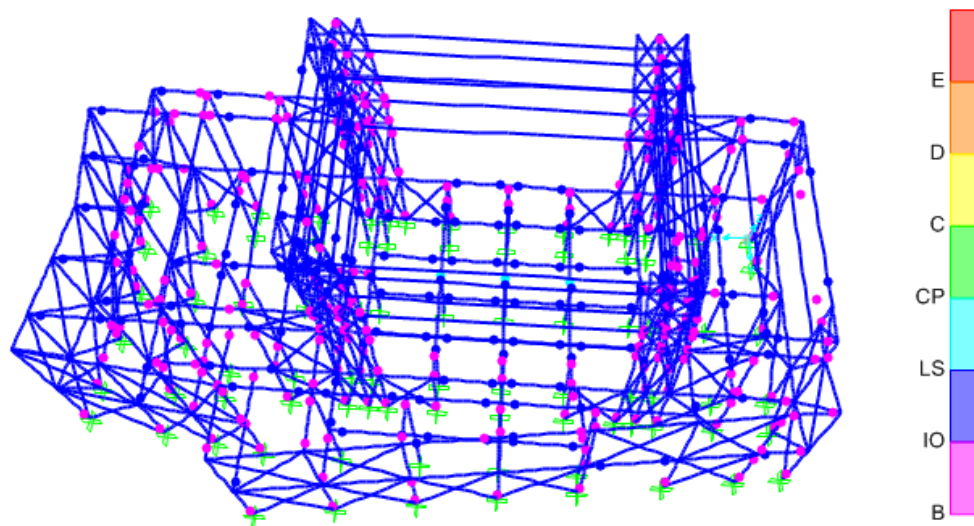


Σχήμα 6.10 Σημείο επιτελεσματικότητας ATC-40.

TABLE: Pushover Curve - PUSH-X-0,3Y OM											
Step	D (m)	F (kn)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
6	0,0518	16.476	365	314	170	2	0	0	0	0	851
7	0,062	18.671	354	309	185	3	0	0	0	0	851
8	0,0684	20.206	346	308	192	3	0	0	2	0	851

Σχήμα 6.11 Σημείο επιτελεστικότητας.

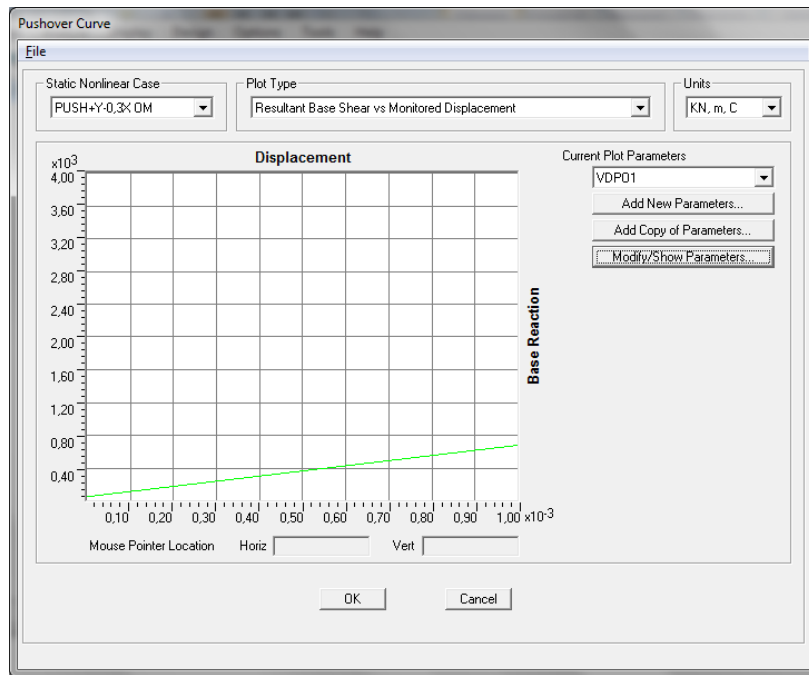
Στο σημείο επιτελεστικότητας (βήμα 7) 494 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή (ροζ, μπλε) χωρίς να ξεπεράσουν το όριο <Προστασίας Ζωής> . 3 άκρα στοιχείων (γαλάζιο) τα οποία έχουν ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας <Προστασία Ζωής> είναι σημεία πάνω σε δοκάρια οπότε δεν θα ενισχυθούν.



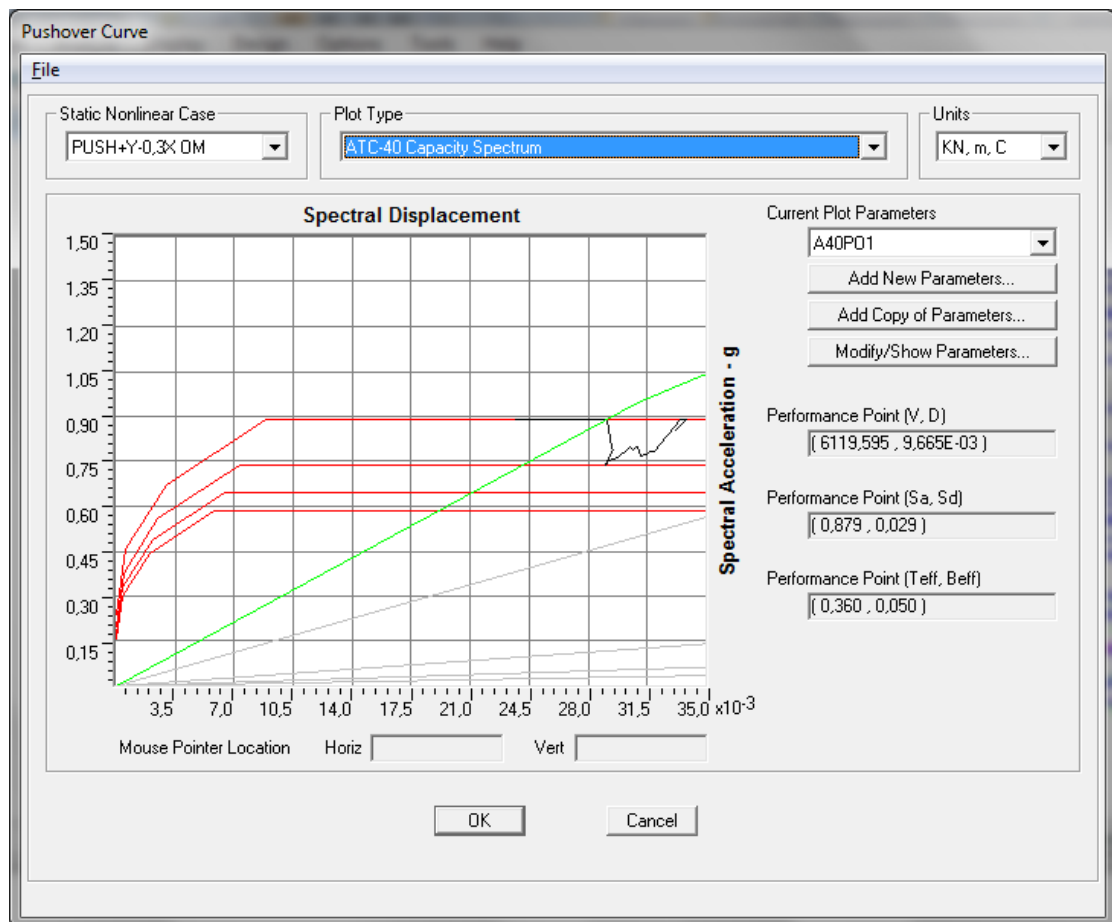
Σχήμα 6.12 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας.

➤ Διεύθυνση +Y

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά +Y-0,3X είναι η δυσμενέστερη για τη διεύθυνση +Y και πραγματοποιήθηκε σε 34 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας του ενισχυμένου φορέα $(V, D) = (6119 ; 0,0096)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 1 και 2.



Σχήμα 6.13 Καμπύλη αντίστασης.

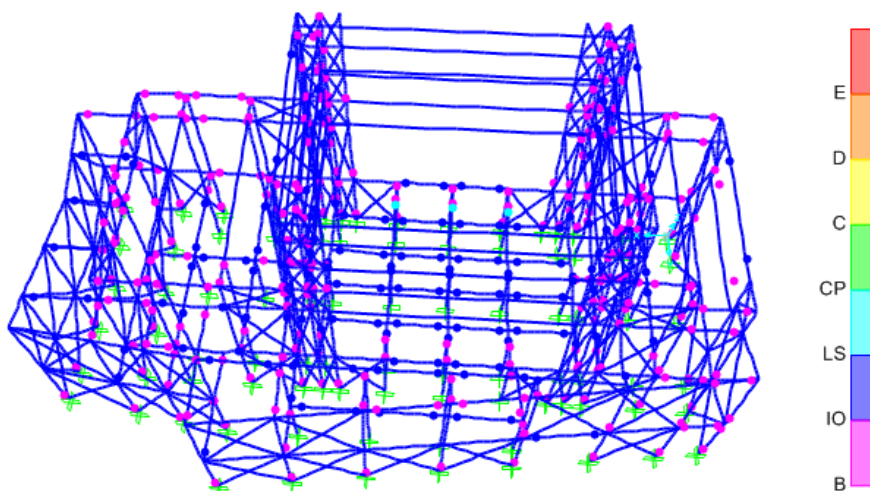


Σχήμα 6.14 Σημείο επιτελεστικότητας ATC-40.

TABLE: Pushover Curve - PUSH+Y-0,3X OM											
Step	D (m)	F (kn)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
1	0	8.442,000	522	199	130	0	0	0	0	0	851
2	0,0103	6.579,176	408	308	132	3	0	0	0	0	851
3	0,0209	11.364,271	347	285	207	11	0	0	1	0	851

Σχήμα 6.15 Σημείο επιτελεστικότητας.

Στο σημείο επιτελεστικότητας (βήμα 2) 440 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή (ροζ, μπλε) χωρίς να ξεπεράσουν το όριο <Προστασίας Ζωής>. 3 άκρα στοιχείων (γαλάζιο) τα οποία έχουν ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας <Προστασία Ζωής> είναι σημεία πάνω σε δοκάρια οπότε δεν θα ενισχυθούν.

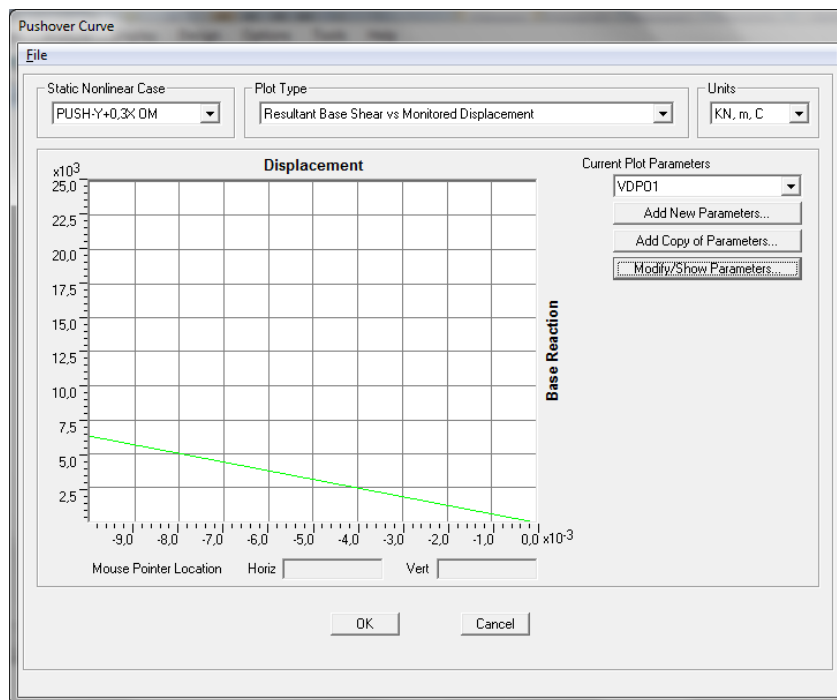


Σχήμα 6.16 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας.

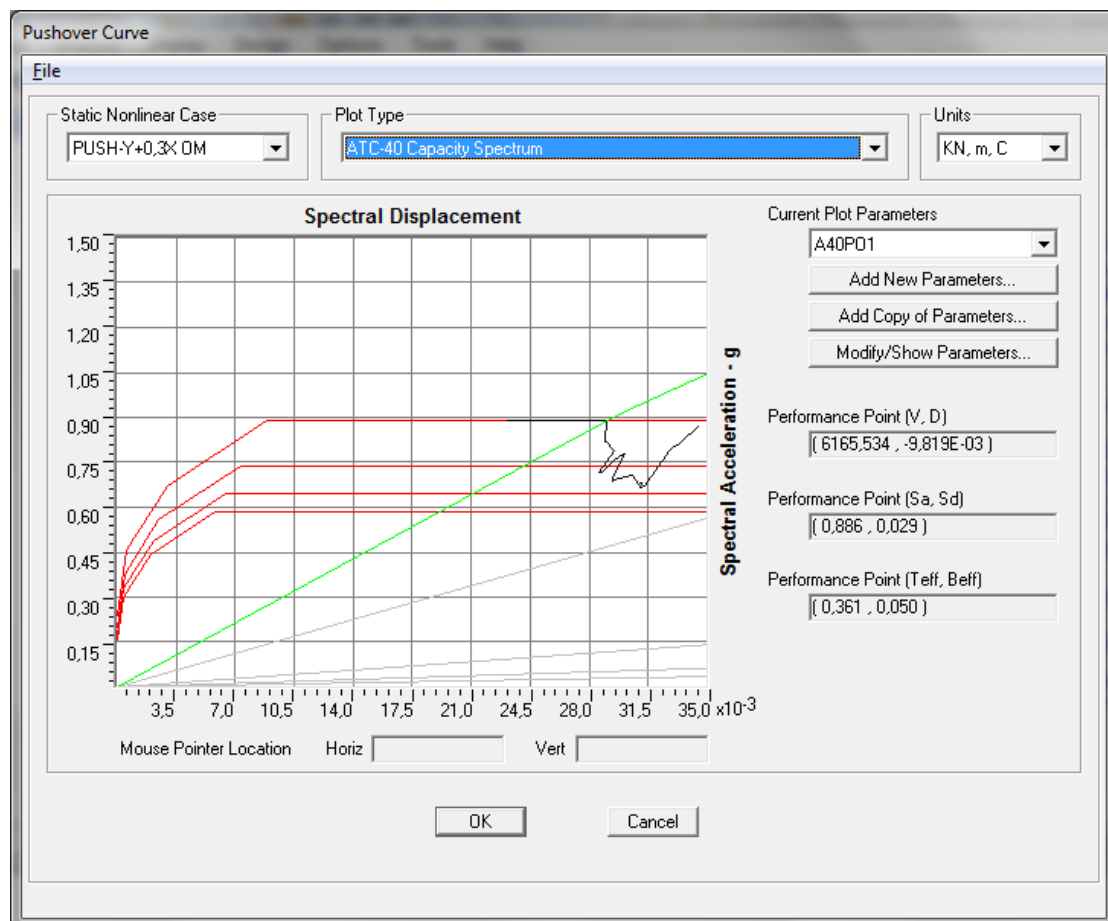
➤ Διεύθυνση -Y

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά $-Y+0,3X$ είναι η δυσμενέστερη για τη διεύθυνση -Y και πραγματοποιήθηκε σε 37 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας του ενισχυμένου φορέα $(V, D) = (6165 ; 0,0098)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 1 και 2.

Στο σημείο επιτελεστικότητας (βήμα 2) 439 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή (ροζ, μπλε) χωρίς να ξεπεράσουν το όριο <Προστασίας Ζωής>. 3 άκρα στοιχείων (γαλάζιο) τα οποία έχουν ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας <Προστασία Ζωής> είναι σημεία πάνω σε δοκάρια οπότε δεν θα ενισχυθούν.



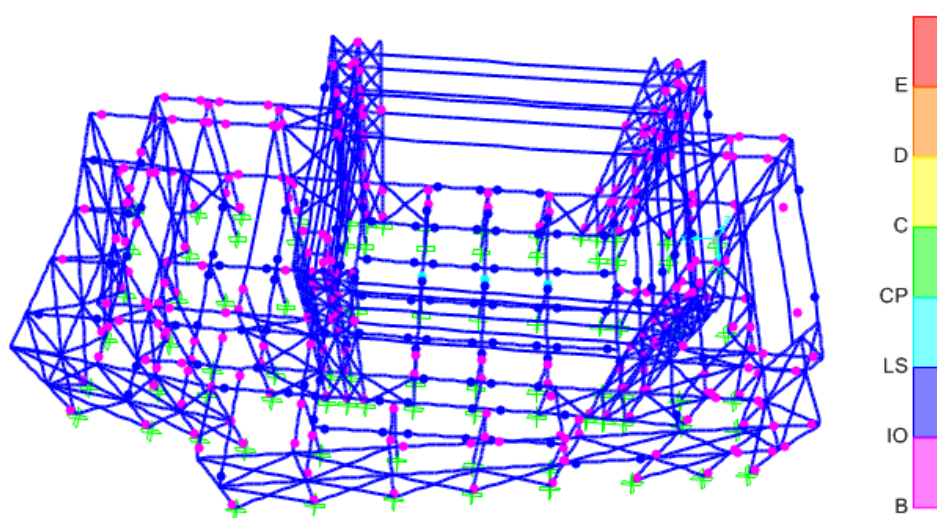
Σχήμα 6.17 Καμπύλη αντίστασης.



Σχήμα 6.18 Σημείο επιτελεστικότητας ATC-40.

TABLE: Pushover Curve - PUSH-Y+0,3X OM											
Step	D (m)	F (kn)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
1	0	2.762,000	522	199	130	0	0	0	0	0	851
2	-0,0101	6.346,634	409	307	132	3	0	0	0	0	851
3	-0,0188	10.588,605	366	289	187	8	0	0	1	0	851

Σχήμα 6.19 Σημείο επιτελεστικότητας.

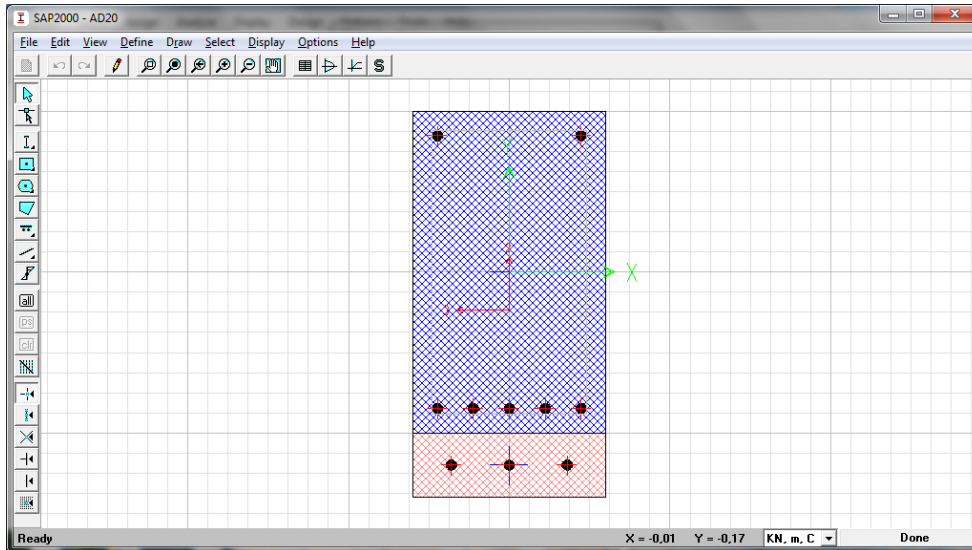


Σχήμα 6.20 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας.

6.5. Ενίσχυση δοκών

Από την αποτίμηση του ενισχυμένου φορέα προέκυψε πως 3 σημεία έχουν ξεπεράσει τη στάθμη <Προστασία Ζωής> οπότε χρειάζονται ενίσχυση. Αυτά τα σημεία είναι 3 δοκάρια, AD16, AD20, AD24. Ενισχύθηκε το εφελκόμενο πέλμα των δοκών με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 10cm C30/37 και 3φ16 S500. Στο σχήμα 6.21 φαίνεται η ενισχυμένη διατομή.

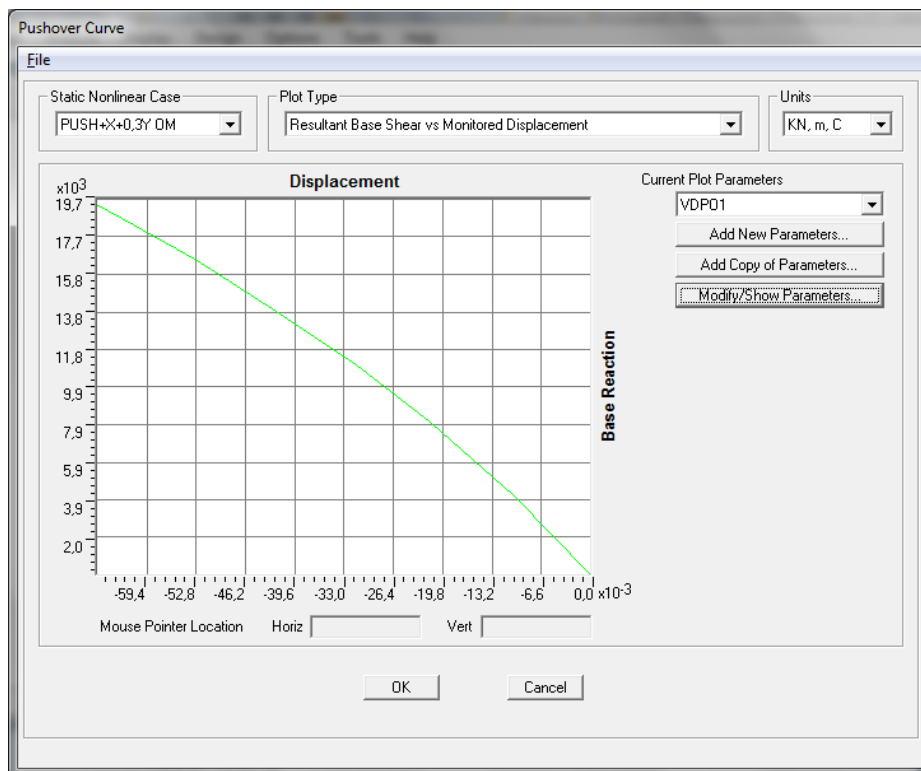
Θα παρουσιαστούν οι καμπύλες αντίστασης (τέμνουσας βάσης V – μετακίνησης κόμβου ελέγχου δ) καθώς και ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας των δυσμενέστερων ανελαστικών αναλύσεων για τον πλήρως ενισχυμένο φορέα.



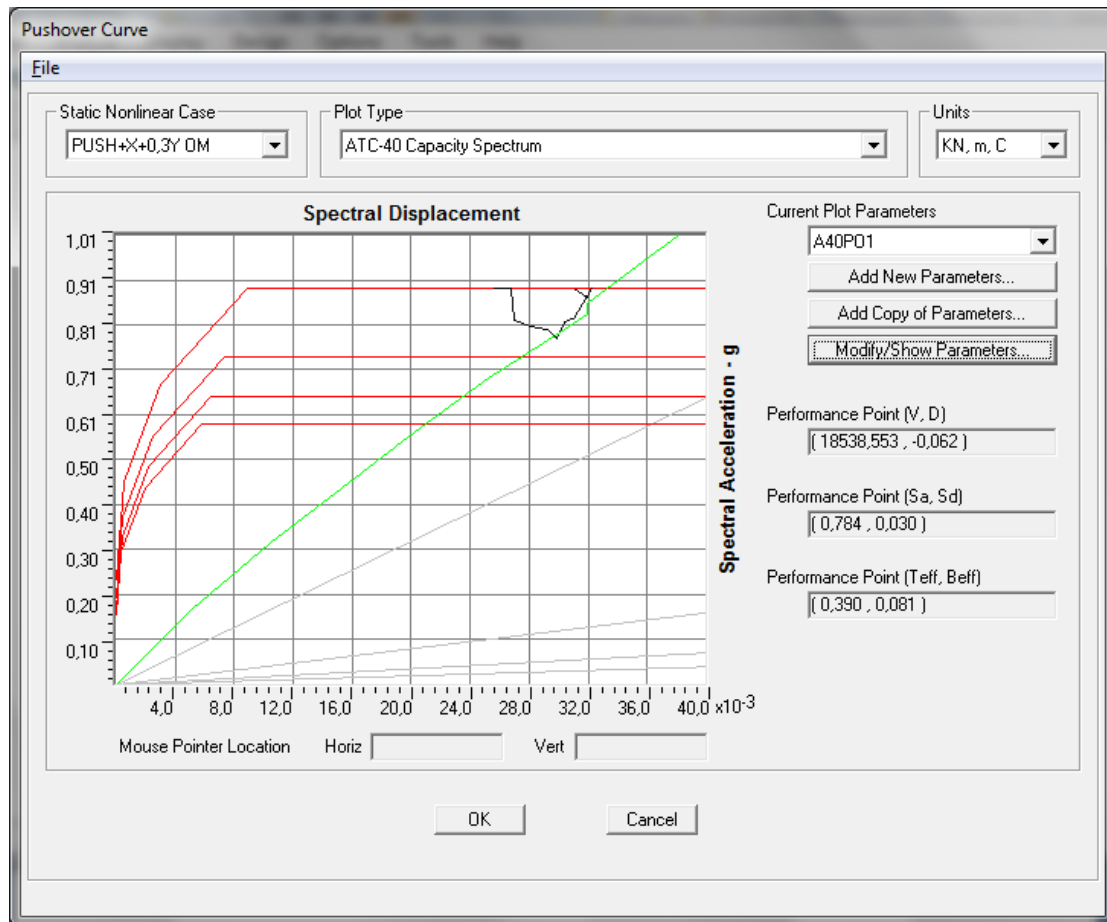
Σχήμα 6.21 Ενισχυμένη διατομή δοκού.

➤ Διεύθυνση +X

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά +X+0,3Y είναι η δυσμενέστερη για τη διεύθυνση +X και πραγματοποιήθηκε σε 16 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας του πλέων ενισχυμένου φορέα $(V, D) = (18538 ; -0,062)$ εντοπίσθηκε μεταξύ των βημάτων 6 και 7.



Σχήμα 6.22 Καμπύλη αντίστασης.



Σχήμα 6.23 Σημείο επιτελεστικότητας ATC-40.

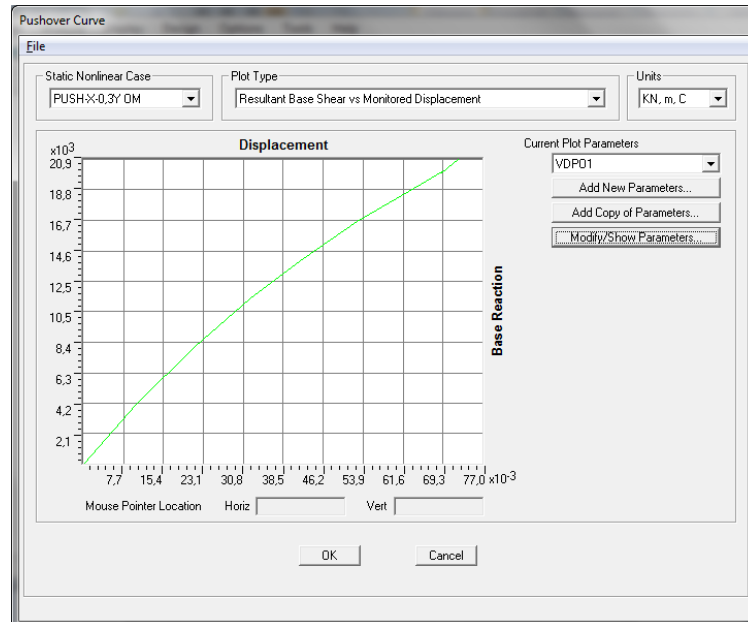
TABLE: Pushover Curve - PUSH+X+0,3Y OM											
Step	D (m)	F (kn)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
6	-0,0526	16.481,752	372	310	169	0	0	0	0	0	851
7	-0,0627	18.722,703	361	300	190	0	0	0	0	0	851
8	-0,0667	19.539,187	359	296	195	0	0	0	1	0	851

Σχήμα 6.24 Σημείο επιτελεστικότητας.

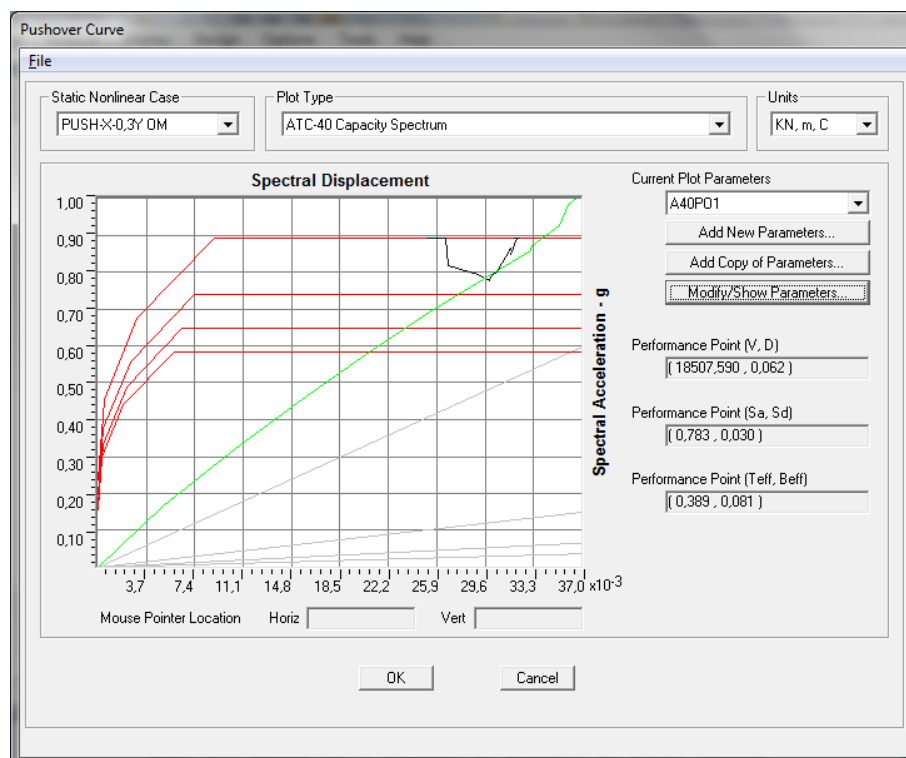
Στο σημείο επιτελεστικότητας (βήμα 7) 490 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή (ροζ, μπλε) χωρίς να ξεπεράσουν το όριο <Προστασίας Ζωής> . Κανένα στοιχείο δεν έχει ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας <Προστασία Ζωής> .

➤ Διεύθυνση -X

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά -X-0,3Y είναι η δυσμενέστερη για τη διεύθυνση -X και πραγματοποιήθηκε σε 17 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας του ενισχυμένου φορέα $(V, D) = (18507 ; 0,062)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 6 και 7.



Σχήμα 6.25 Καμπύλη αντίστασης.



Σχήμα 6.26 Σημείο επιτελεστικότητας ATC-40.

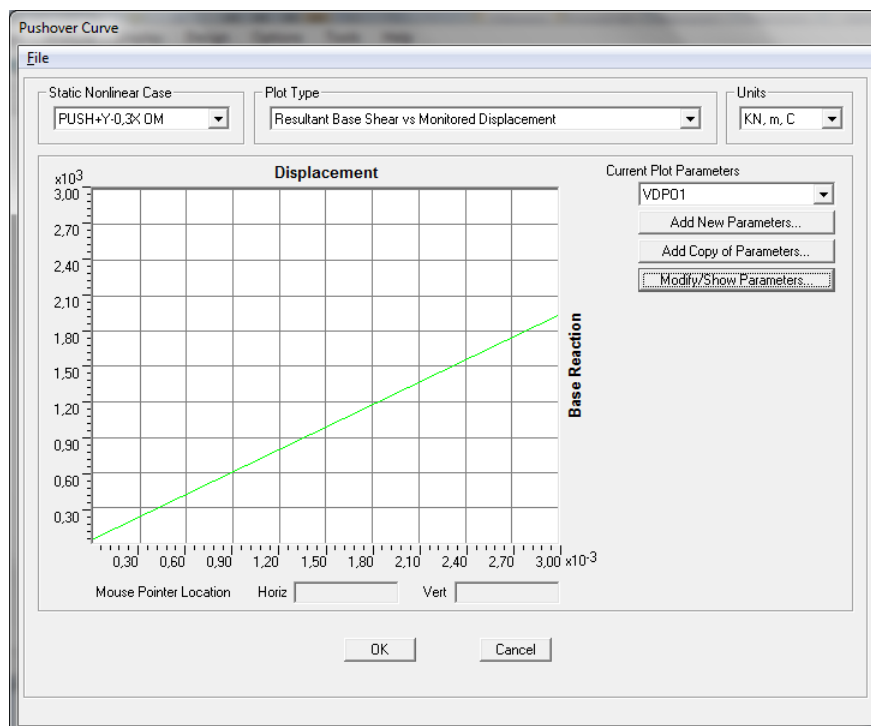
TABLE: Pushover Curve - PUSH-X-0,3Y OM												
Step	D (m)	F (kn)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total	
6	0,0526	16.647,892	363	316	172	0	0	0	0	0	851	
7	0,065	19.232,294	350	310	191	0	0	0	0	0	851	
8	0,069	20.071,441	346	310	194	0	0	0	1	0	851	

Σχήμα 6.27 Σημείο επιτελεστικότητας.

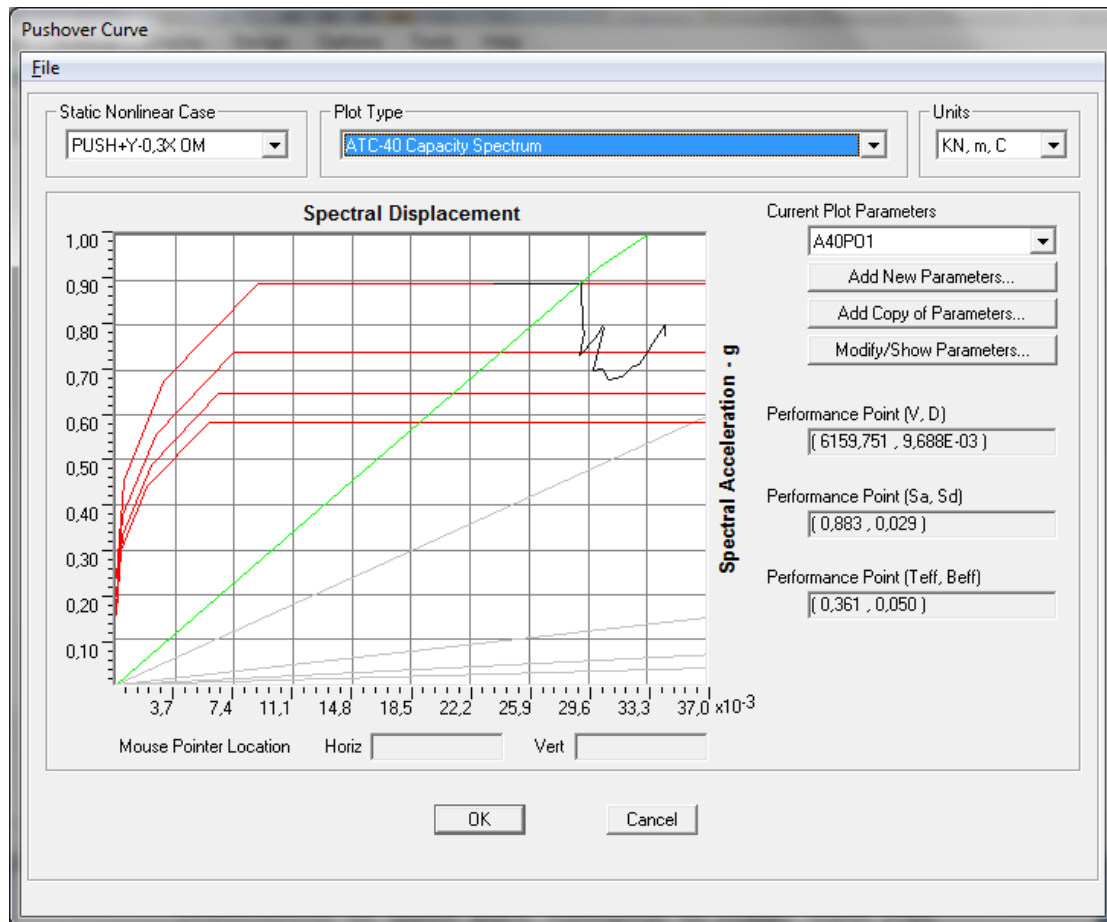
Στο σημείο επιτελεστικότητας (βήμα 7) 501 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή (ροζ, μπλε) χωρίς να ξεπεράσουν το όριο <Προστασίας Ζωής> . Κανένα στοιχείο δεν έχει ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας <Προστασία Ζωής> .

➤ Διεύθυνση +Y

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά +Y-0,3X είναι η δυσμενέστερη για τη διεύθυνση +Y και πραγματοποιήθηκε σε 32 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας του ενισχυμένου φορέα $(V, D) = (6159 ; 0,0096)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 1 και 2.



Σχήμα 6.28 Καμπύλη αντίστασης.



Σχήμα 6.29 Σημείο επιτελεστικότητας ATC-40.

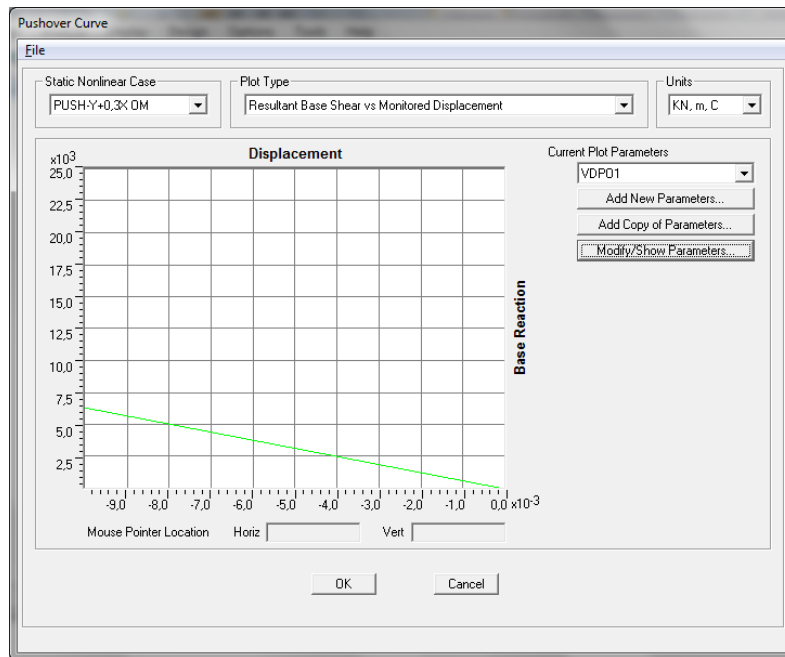
TABLE: Pushover Curve - PUSH+Y-0,3X OM												
Step	D (m)	F (kn)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total	
1	-0,0001	7,86600E-01	523	198	130	0	0	0	0	0	851	
2	0,0101	6,48047E+03	412	304	135	0	0	0	0	0	851	
3	0,0202	1,09401E+04	348	292	204	7	0	0	0	0	851	

Σχήμα 6.30 Σημείο επιτελεστικότητας.

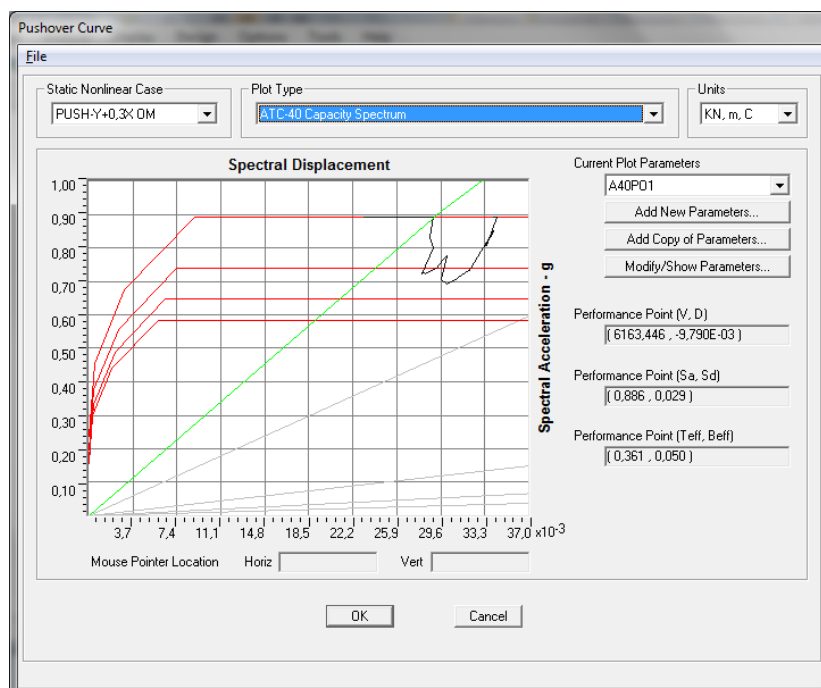
Στο σημείο επιτελεστικότητας (βήμα 2) 439 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή (ροζ, μπλε) χωρίς να ξεπεράσουν το όριο <Προστασίας Ζωής> . Κανένα στοιχείο δεν έχει ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας <Προστασία Ζωής> .

➤ Διεύθυνση -Y

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά $-Y+0,3X$ είναι η δυσμενέστερη για τη διεύθυνση -Y και πραγματοποιήθηκε σε 49 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας του ενισχυμένου φορέα $(V, D) = (6163 ; 0,0097)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 1 και 2.



Σχήμα 6.31 Καμπύλη αντίστασης.

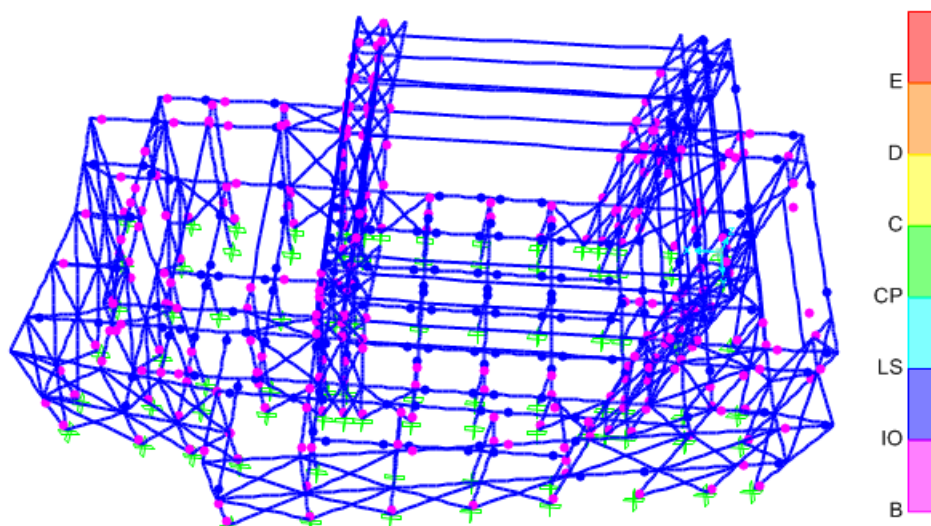


Σχήμα 6.32 Σημείο επιτελεστικότητας ATC-40.

TABLE: Pushover Curve - PUSH-Y+0,3X OM												
Step	D (m)	F (kn)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total	
1	-0,0001	1.574,000	522	199	130	0	0	0	0	0	851	
2	-0,0101	6.356,450	409	307	135	0	0	0	0	0	851	
3	-0,0171	9.817,629	372	299	177	2	0	0	1	0	851	

Σχήμα 6.33 Σημείο επιτελεστικότητας.

Στο σημείο επιτελεστικότητας (βήμα 2) 442 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή (ροζ, μπλε) χωρίς να ξεπεράσουν το όριο <Προστασίας Ζωής>. Κανένα στοιχείο δεν έχει ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας <Προστασία Ζωής> .



Σχήμα 6.34 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας.

6.6. Σύγκριση αποτελεσμάτων αποτίμησης φορέα με και χωρίς ενίσχυση

Συγκρίνοντας το σημείο επιτελεστικότητας μετά την ενίσχυση με το σημείο επιτελεστικότητας του αρχικού φορέα, παρατηρούμε ότι υπάρχει κυρίως μικρή μείωση της στοχευόμενης μετακίνησης και σημαντική αύξηση της τέμνουσας βάσης. Αυτό σημαίνει πως η δυσκαμψία της κατασκευής έχει αυξηθεί σημαντικά μετά την ενίσχυση.

Παρακάτω παρουσιάζεται επίσης η κατάσταση των στοιχείων της κατασκευής χωρίς και με ενίσχυση στο βήμα αμέσως μετά το σημείο επιτελεστικότητας. Παρατηρούμε μείωση του αριθμού των δομικών στοιχείων που έχουν εισέλθει στην

πλαστική περιοχή (πάνω από το B) και κανένα σημείο δεν έχει ξεπεράσει τη στάθμη < Προστασία Ζωής>. Επομένως η ενίσχυση του φορέα θεωρείται επιτυχής.

TABLE: Pushover Curve - PUSH+X+0,3Y OM											
Step	D (m)	F (kn)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
ΣΕ πριν	-0,067	20374									
20	-0,0729	22.059,093	289	320	225	7	2	0	6	2	851
ΣΕ μετά	-0,062	18538									
7	-0,0627	18.722,703	361	300	190	0	0	0	0	0	851

TABLE: Pushover Curve - PUSH-X-0,3Y OM											
Step	D (m)	F (kn)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
ΣΕ πριν	0,066	19076									
15	0,0691	19.837,586	293	308	238	3	2	0	3	4	851
ΣΕ μετά	0,062	18507									
7	0,065	19.232,294	350	310	191	0	0	0	0	0	851

TABLE: Pushover Curve - PUSH+Y-0,3X OM											
Step	D (m)	F (kn)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
ΣΕ πριν	0,011	5817									
4	0,0112	5.833,609	394	317	135	4	0	0	1	0	851
ΣΕ μετά	0,0096	6159									
2	0,0101	6.480,472	412	304	135	0	0	0	0	0	851

TABLE: Pushover Curve - PUSH-Y+0,3X OM											
Step	D (m)	F (kn)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
ΣΕ πριν	-0,011	5646									
3	-0,015	6.948,977	383	316	147	3	0	0	1	1	851
ΣΕ μετά	-0,0097	6163									
2	-0,0101	6.356,450	409	307	135	0	0	0	0	0	851

7. ΑΝΘΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑ ΚΤΗΡΙΩΝ ΣΕ ΠΡΟΟΔΕΥΤΙΚΗ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗ (ROBUSTNESS)

7.1. Γενικά

Η έννοια της προοδευτικής κατάρρευσης έχει συνδεθεί και έχει ερευνηθεί μετά από κάποια καταστροφικά γεγονότα όπως αυτό της 11^{ης} Σεπτεμβρίου, κατάρρευση του World Trade Center (New York, 2001) μετά από κρούση αεροπλάνου στους Δίδυμους Πύργους.

Η τοπική αστοχία ενός δομικού στοιχείου μπορεί να έχει ως αποτέλεσμα την αστοχία ενός άλλου δομικού στοιχείου της ίδιας κατασκευής. Ωστόσο η αστοχία αυτή μπορεί να παρασύρει και άλλα στοιχεία και να έχει ως αποτέλεσμα αυτό που αποκαλείτε με τον όρο προοδευτική κατάρρευση του κτιρίου (Progressive Collapse). Η προοδευτική κατάρρευση μπορεί να επεκταθεί σε ένα σημαντικό κομμάτι (περιοχή) της κατασκευής είτε σε όλη την κατασκευή. Ερευνώνται σχεδιαστικά κριτήρια , περισσότερο στη Βόρεια Αμερική και λιγότερο στην Ευρώπη, έτσι ώστε να περιοριστεί η προοδευτική κατάρρευση.

Τα δομικά συστήματα παρουσιάζουν διαφορετικά επίπεδα ευαισθησίας στην προοδευτική κατάρρευση. Πρόσθετες εκτιμήσεις και μελέτες είναι αναγκαίες για την εξασφάλιση της κατασκευής μετά από μια αρχική τοπική αστοχία . Η αντίσταση (ανθεκτικότητα) του κτιρίου ενάντια προοδευτικής κατάρρευσης , ούτως παρεχόμενη, αναφέρεται ως Robustness. Τέτοιου είδους μελέτες έχουν πραγματοποιηθεί σε μεμονωμένες περιπτώσεις , όπως κυβερνητικά κτίρια κυρίως της Αμερικής.

7.2. Η ανεπάρκεια στις διαδικασίες εντόπισης προοδευτικής κατάρρευσης

Υπάρχουν δυο λόγοι για τους οποίους αποτυγχάνουν οι τρέχουσες διαδικασίες ταυτοποίησης μιας πιθανής τάσης προς την προοδευτική κατάρρευση ενός κτιρίου. Μετά τον προσδιορισμό ενός πιθανού σεναρίου αστοχίας , οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων και των αντιδράσεων υπολογίζονται με πιθανοτικές μεθόδους. Μια τέτοια διαδικασία υπόσχεται ένα σταθερό επίπεδο ασφάλειας. Ωστόσο, η υπόσχεση αυτή θα παραμείνει ανεκπλήρωτη σε περίπτωση που θεωρήσουμε την αντίσταση (αντοχή) σε τοπικό επίπεδο πχ. μιας διατομής ή ενός δομικού στοιχείου και δεν λάβουμε υπόψη την συνολική αντίσταση του κτιρίου. Η παραδοχή ότι η επαρκής αντοχή της κατασκευής είναι εγγυημένη από την αντοχή των δομικών στοιχείων τις δεν είναι γενικά έγκυρη.

Δεύτερος λόγος για την αποτυχία των μέχρι τώρα διαδικασιών ,είναι η παραδοχή ότι τα λιγότερο πιθανά σενάρια και απρόβλεπτα περιστατικά δεν λαμβάνονται υπόψη. Ορισμένες κατασκευές (κυρίως εκείνες με σειριακή μεταφορά φορτίου) έχουν μια πιθανότητα αστοχίας σε τάξη μεγέθους του αθροίσματος των πιθανοτήτων αστοχίας των επιμέρους δομικών στοιχείων. Εάν ο αριθμός των προσβαλλόμενων στοιχείων είναι αρκετά μεγάλος ακόμα και ένα γεγονός με πολύ μικρές πιθανότητες μπορεί να φτάσει σε τιμές αρκετά υψηλές ώστε να πρέπει να ληφθεί υπόψη.

7.3. Ανθεκτικότητα σε κατάρρευση

Η αντίσταση ενάντια προοδευτικής κατάρρευσης είναι ένα χαρακτηριστικό της κατασκευής που επηρεάζεται από μια σειρά προϋποθέσεων. Το δομικό σύστημα είναι ένα σύστημα το οποίο επηρεάζεται από διάφορους παράγοντες. Αυτό ωστόσο περιορίζει αφόρητα τους κανόνες σχεδιασμού καθώς μόνο τα συστήματα τα οποία θα ήταν απολύτως ανθεκτικά στην κατάρρευση θα επιτρέπονταν. Αυτό θα ήταν περιττό καθώς σε ένα σύστημα το οποίο τείνει στην εξέλιξη τις κατάρρευσης , θα μπορούσαμε να επέμβουμε και να γίνει αρκετά ανθεκτικό με την εφαρμογή άλλων μέτρων όπως είναι ένας ιδιαίτερα ασφαλής σχεδιασμός των κύριων στοιχείων ή των συνδέσεων. Επιπλέον μπορεί να μην απαιτείται ανθεκτικότητα έναντι προοδευτικής κατάρρευσης σε κάθε κατασκευή.

7.3.1. Κριτήρια σχεδιασμού

Για την εκτίμηση της προοδευτικής κατάρρευσης μιας κατασκευής θα πρέπει να διευκρινιστούν τα παρακάτω κριτήρια:

- Απαιτήσεις
- Στόχοι σχεδιασμού
- Στρατηγικές σχεδιασμού
- Διαδικασίες επαλήθευσης

Τα κριτήρια αυτά πρέπει να καθοριστούν με βάση κωδικοποιημένους κανονισμούς όσο το δυνατόν περισσότερο. Πρώτον, <απαιτήσεις> , θα πρέπει να διευκρινιστεί και διερευνηθεί το ζήτημα της αναγκαιότητας της ανθεκτικότητας σε προοδευτική κατάρρευση. Αυτή η αναγκαιότητα εξαρτάται από τη σημασία του κτιρίου σε σχέση με τις συνέπειες της κατάρρευσης. Όταν κρίνεται αναγκαία η ανθεκτικότητα στην κατάρρευση καθορίζονται οι στόχοι του σχεδιασμού, δηλαδή, η αποδεκτή επέκταση ή ο περιορισμός της προοδευτικής κατάρρευσης. Στη βιβλιογραφία αναφέρονται οι ακόλουθες στρατηγικές σχεδιασμού για την αποφυγή προοδευτικής κατάρρευσης:

1. Ειδική τοπική αντίσταση

- 1.1. Υψηλή τοπική αντίσταση των δομικών στοιχείων (άμεσος σχεδιασμός)
- 1.2. Εξωτερικά προστατευτικά μέτρα
2. Σχεδιασμός για συγκεκριμένη φόρτιση <τοπική αστοχία> (άμεσος σχεδιασμός)
 - 2.1. Εναλλακτικές διαδρομές απόσβεσης φορτίου
 - 2.2. Τμηματική απομόνωση κατάρρευσης
3. Περιοριστικοί κανόνες σχεδιασμού (έμμεσος σχεδιασμός)

Τα ισχύοντα κριτήρια σχεδιασμού δεν είναι διαθέσιμα σε κωδικοποιημένη μορφή οπότε πρέπει να συμφωνηθούν από τα μέλη που εμπλέκονται σε ένα συγκεκριμένο έργο ή ορίζονται από τις αρχές .

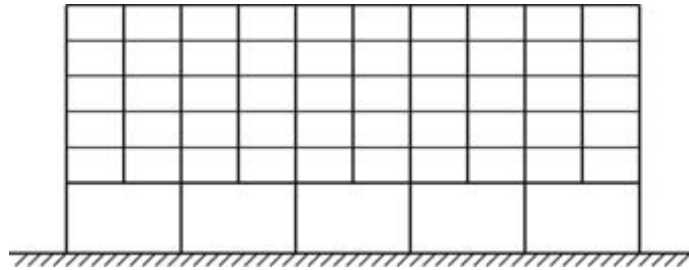
7.3.2. Διερεύνηση της κατασκευής

Εάν πρέπει να εξασφαλίζεται η ανθεκτικότητα σε κατάρρευση θα πρέπει να διερευνηθεί η ευαισθησία της κατασκευής σε προοδευτική κατάρρευση. Εάν η τοπική αστοχία (βλάβη) οδηγεί στην κατάρρευση ολόκληρης της κατασκευής ή ενός μεγαλύτερου τμήματος από την καθορισμένη αποδεκτή εξέλιξη της κατάρρευσης, τότε η κατασκευή είναι <ευπαθής σε προοδευτική κατάρρευση> . Κατά συνέπεια η απόκριση της κατασκευής σχετικά με την αφαίρεση ενός στοιχείου θα πρέπει να ερευνηθεί. Μπορεί να είναι απαραίτητο να εξεταστούν διαφορετικές περιπτώσεις (σενάρια) μιας αρχικής αστοχίας.

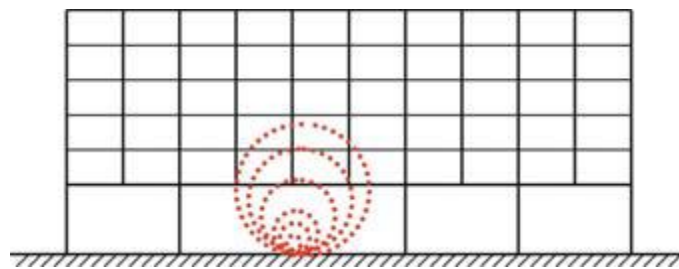
7.4. Στρατηγικές σχεδιασμού

7.4.1. Γενικά

Υπάρχουν διάφοροι τρόποι για την αντιμετώπιση κατασκευών που ανήκουν στην κατηγορία <ευπαθής σε προοδευτική κατάρρευση> . Θα εξεταστεί μια κατασκευή στην οποία προέκυψε προοδευτική κατάρρευση και θα ερευνηθούν οι τρόποι αντιμετώπισής της . Πιο συγκεκριμένα θα δούμε το Ομοσπονδιακό Κτίριο Alfred P. Murrah στο Οκλαχόμα των ΗΠΑ το οποίο κατέρρευσε μετά από έκρηξη παγιδευμένου αυτοκινήτου. Κατά τον σχεδιασμό, κάθε δεύτερο εξωτερικό υποστυλώμα υποστηριζόταν από μια δοκό μεταφοράς του δεύτερου ορόφου (σχήμα 1.1). Γίνεται η παραδοχή ότι έκρηξη οδήγησε αρχικά στη ρήξη μόνο ενός κύριου υποστυλώματος (σχήμα 1.2) . Στην πραγματικότητα μπορεί να έχουν επηρεαστεί πολλά υποστυλώματα .

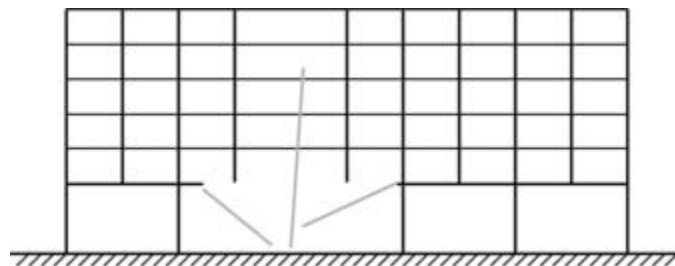


Σχήμα 7.1 Αρχική κατασκευή.

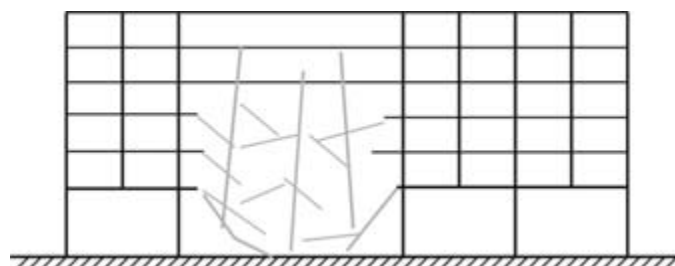


Σχήμα 7.2 Ρήξη ενός κύριου υποστυλώματος.

Όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα η κατασκευή δεν παρείχε αρκετή ικανότητα ανακατανομής φορτίων στα γειτονικά υποστυλώματα . Η αστοχία της δοκού που θα μετέφερε τα φορτία στα γειτονικά υποστυλώματα και η αστοχία των υποστυλωμάτων ορόφου που στηρίζονταν στις δοκούς (σχήμα 1.3) οδήγησε στην εξέλιξη της προοδευτικής κατάρρευσης (σχήμα 1.4) η οποία προέκυψε από κρουστικά φορτία και επηρέασε ένα μεγάλο μέρος της κατασκευής .



Σχήμα 7.3 Αστοχία δοκών.



Σχήμα 7.4 Προοδευτική κατάρρευση.

7.4.2. Ειδική τοπική αντίσταση

Στην περίπτωση που υπερβεί η αποδεκτή επέκταση της κατάρρευσης, το δομικό στοιχείο που αφαιρείται χαρακτηρίζεται ως βασικό στοιχείο (key element) . Ένας τρόπος για να ανατρέψουμε την προοδευτική κατάρρευση είναι η παροχή μέγιστης ασφάλειας έναντι αστοχίας για όλα τα key elements, η οποία μπορεί να εξασφαλιστεί με υψηλή τοπική αντίσταση των στοιχείων. Για το κτίριο Murrah αυτό θα σήμαινε ενίσχυση των βασικών υποστυλωμάτων για μια τυχηματική δράση όπως είναι η έκρηξη . Εάν αυτό δεν θα ήταν εφικτό , τότε θα μπορούσαν να εφαρμοστούν άλλα εξωτερικά μέτρα για την προστασία του κτιρίου όπως ο έλεγχος πρόσβασης κοινού ή και κατασκευή τοιχωμάτων . Έστω και αν είναι δυνατόν να εξασφαλιστεί η υψηλή τοπική αντίσταση των στοιχείων , η ασφάλεια του κτιρίου δεν μπορεί να είναι απόλυτη καθώς σε μια μελλοντική άγνωστη φόρτιση μπορεί να αστοχήσει . Σύμφωνα με τον αρχικό ορισμό, η ευαισθησία σε προοδευτική κατάρρευση δεν μπορεί να εξαλειφθεί. Παρόλα αυτά, είναι δικαιολογημένη η εφαρμογή της στρατηγικής της <ειδικής τοπικής αντίστασης>, με την προϋπόθεση ότι τα key elements είναι πλήρως αναγνωρίσιμα , όταν δεν εφαρμόζονται άλλες στρατηγικές ή όταν η σπουδαιότητα και η έκθεση σε κίνδυνο μιας κατασκευής δεν είναι υψηλές . Η στρατηγική αυτή αποδεικνύεται οικονομικά αποδοτική όταν τα βασικά στοιχεία της κατασκευής είναι σχετικά μικρά .

7.4.3. Σχεδιασμός για συγκεκριμένη φόρτιση <τοπική αστοχία> (άμεσος σχεδιασμός)

Για κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας ή εκτεθειμένα σε κίνδυνο όπου η στρατηγική της <ειδικής τοπικής αντίστασης> δεν είναι εφικτή μπορούμε να υποθέσουμε τοπική αστοχία , όπως αστοχία ενός υποστυλώματος , περιορίζοντας την κατάρρευση .

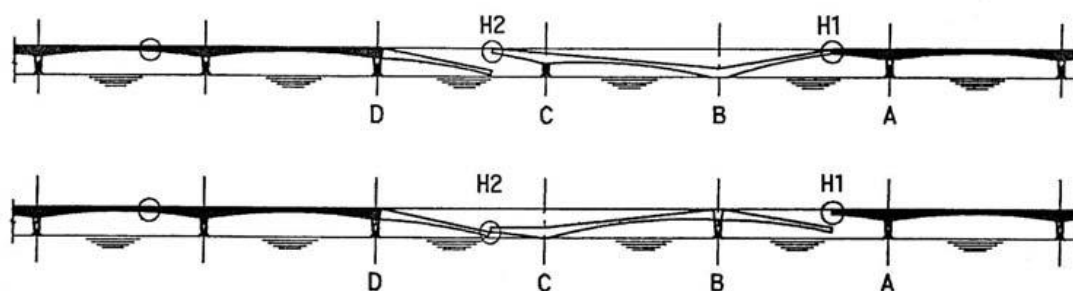
7.4.3.1. Εναλλακτικές διαδρομές φορτίου

Στην περίπτωση του κτιρίου Murrah είναι δυνατόν να εφαρμοστούν δυο μέτρα για τον περιορισμό της προοδευτικής κατάρρευσης . Η μια είναι να παραλείψουμε την δοκό που αποδείχθηκε προβληματική . Σε περίπτωση αστοχίας ενός υποστυλώματος η πραγματική αντοχή της δοκού θα είναι όσο και στην αρχική κατασκευή χωρίς την τοπική αστοχία . Η δοκός θα σχεδιαστεί για αυτή τη περίπτωση φορτίου, και ως εκ τούτου , γίνεται μέρος μιας εναλλακτικής διαδρομής φορτίου . Η ύπαρξη εναλλακτικής διαδρομής φορτίου αναφέρεται ως απόθεμα (πλεόνασμα) της κατασκευής , χάρη της ικανότητάς της να μεταφέρει τα φορτία . μια εναλλακτική λύση είναι να σχεδιαστεί η δοκός στην περίπτωση που έχει αστοχήσει το υποσύλωμα , δηλαδή να ενισχυθεί η δοκός . Με αυτόν τον τρόπο θα αυξηθεί επιπλέον η αποθηκευμένη αντοχή του κτιρίου καθώς και εδώ το φορτίο θα

βρει μια εναλλακτική διαδρομή. Για την εύρεση της εναλλακτικής διαδρομής θα ενεργοποιηθούν τα αποθέματα καμπτικής ικανότητάς ή θα αξιοποιηθούν οι αξονικές δυνάμεις ή οι στρεπτικές ροπές .

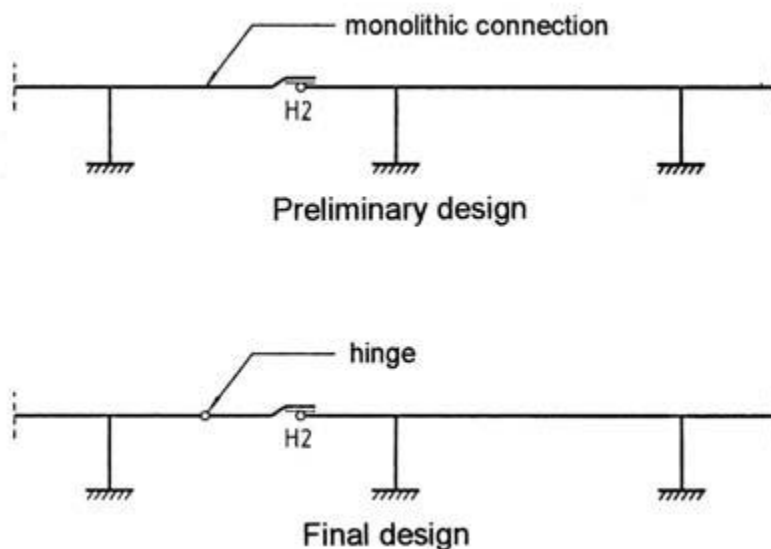
7.4.3.2. Τμηματική απομόνωση κατάρρευσης

Θα αναλύσουμε εδώ ένα παράδειγμα για το οποίο η στρατηγική της εναλλακτικής διαδρομής φορτίου εξαντλείται. Εάν η Confederation Bridge (Καναδά) σχεδιαζόταν με στρατηγική της εναλλακτικής διαδρομής φορτίου θεωρώντας μια αρχική αστοχία υποστυλώματος τότε θα είχαμε μια έκταση 500m προεντεταμένο σκυρόδεμα, σχεδόν ακατόρθωτο έργο. Σε αυτήν την κατασκευή οι μηχανική εργαστήκαν διαφορετικά. Στόχος ήταν να περιορίσουν χωρικά την τοπική αστοχία απομονώνοντας την κατάρρευση τμηματικά, χωρίς να λάβουν υπόψη ή να θεωρήσουν κάποια πιθανή αστοχία, προσδιορίζοντας όμως την αποδεκτή επέκταση της κατάρρευσης. Έτσι τα όρια κατάρρευσης ορίστηκαν τα D και H1 τα οποία απομονώνουν την κατάρρευση από τα υπόλοιπα τμήματα.



Σχήμα 7.5 Τμηματική απομόνωση κατάρρευσης.

Εδώ ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δώσουμε στα σημεία δίπλα στα τμήματα κατάρρευσης, τα οποία είναι και τα σημεία κλειδιά για τη συγκεκριμένη μέθοδο. Ο έλεγχος για την επαρκή αντίσταση των βασικών σημείων είναι δύσκολος λόγω των υψηλών τάσεων και της αβεβαιότητας στην αναλυτική διαδικασία. Αυτά τα προβλήματα μπορούν να εξαλειφθούν ή να μειωθούν με την διακοπή της συνέχειας. Η εισαγωγή των αρθρώσεων μειώνει την υπερστατικότητα και το βαθμό της συνέχειας. Αυτό έρχεται σε αντίθεση με την κυρίαρχη γνώμη πως η αύξηση της συνέχειας εξισώνεται με την αύξηση της αντοχής ως εκ τούτου με της αντίστασης στην προοδευτική κατάρρευση (robustness) .



Σχήμα 7.6 Εισαγωγή αρθρώσεων.

Στην περίπτωση μας η αντοχή της κατασκευής δεν μειώνεται με την εισαγωγή των αρθρώσεων (η προηγούμενη στρατηγική <εναλλακτικές διαδρομές φορτίου> βασιζόταν στις πιθανότητες δεν θα μπορούσαμε να τις επιβεβαιώσουμε) αντιθέτως η αντίσταση στην προοδευτική κατάρρευση έχει αυξηθεί. Αυτό δείχνει ότι ο συσχετισμός της συνέχειας με την αντοχή και ως εκ τούτου με το robustness μπορεί στην καλύτερη να είναι εντάξει για συγκεκριμένου τύπου κατασκευών .

7.4.3.3. Περιοριστικοί κανόνες σχεδιασμού

Οι στρατηγικές σχεδιασμού που αναφέρθηκαν στις προηγούμενες παραγράφους βασίζονται στην ανάλυση . Η διαδικασία απαιτεί μεγάλη επιδεξιότητα από την πλευρά του πολιτικού μηχανικού και είναι χρονοβόρα . Για αυτό το λόγω σε μικρού ή μεσαίου μεγέθους κατασκευές οι στρατηγικές αυτές μπορεί να εγκαταλειφθούν. Η επιθυμία όμως, να επιτευχθεί ένα ορισμένο επίπεδο αντοχής κατάρρευσης παραμένει. αυτό είναι εφικτό με την εφαρμογή της στρατηγικής <περιοριστικοί κανόνες σχεδιασμού>.

Έχουν αναπτυχθεί ορισμένοι κανόνες σχεδιασμού για την κατασκευή κτιρίων. Οι πιο κοινοί κανόνες είναι οι εξής:

1. Συνδέοντας όλα τα δομικά στοιχεία.
2. Ενεργοποίηση της αλυσοειδούς δράσεις .
3. Πλαστιμότητα .

Συνδέοντας τα δομικά στοιχεία προσπαθώντας να πετύχουμε μια συνολική συνέχεια και σχεδιάζοντας για ένα συγκεκριμένο φορτίο, πετυχαίνουμε μεγαλύτερο robustness. Η ενεργοποίηση της αλυσοειδούς δράσεις στις πλάκες ή τα δοκάρια αποτρέπει την κατάρρευση που θα προέκυπτε από την αστοχία κάποιου

υποσυλώματος και την αστοχία σε κάμψη. Τα βλαμμένα στοιχεία θα διατηρηθούν στη θέση τους και έτσι η εξέλιξη της κατάρρευσης από τα βλαμμένα στοιχεία θα αποφευχθεί. Η πλαστιμότητα και συνδέσεις επιτρέπουν την ενεργοποίηση αποθεμάτων αντοχής της κατασκευής και την κυκλοφορία της ενέργειας στην περίπτωση τοπικής αστοχίας.

Οι κανονισμοί προσπαθούν να εξασφαλίσουν την ακεραιότητα της κατασκευής, εξασφαλίζοντας τη συνέχεια και τις εναλλακτικές διαδρομές φορτίου.

- Examples of collapses
Oklahoma City bombing
USA, 1995



- Charles de Gaulle
France, 2004

World Trade Center
USA, 2001



7.5. Παράδειγμα απλού φορέα για την επεξήγηση της έννοιας της προοδευτικής κατάρρευσης

7.5.1. Περιγραφεί τετράστυλου φορέα και αποτίμηση

Θεωρούμε πως ο φέρων οργανισμός του τετράστυλου κτιρίου έχει κατασκευαστεί από σπλισμένο σκυρόδεμα C20/25 και χάλυβα σπλισμών S355. Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ορίστηκε $E_{cm}=30$ GPA ενώ το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα ορίστηκε $E_s=199$ GPA σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα . Το ειδικό βάρος του σπλισμένου σκυροδέματος είναι 25kN/m^3 .

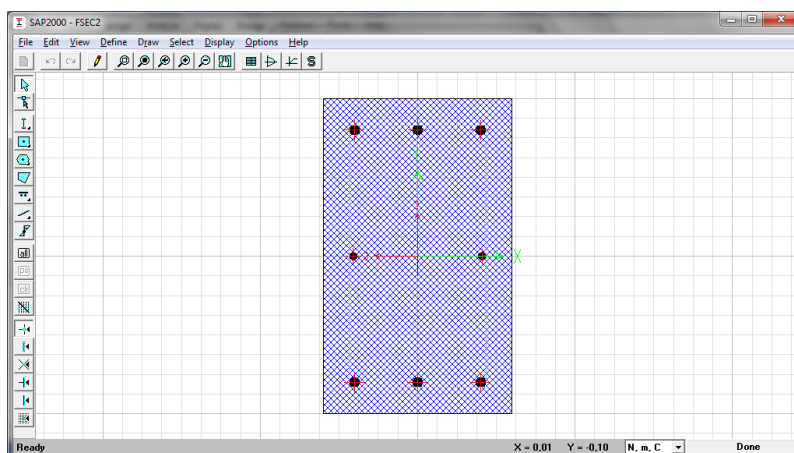
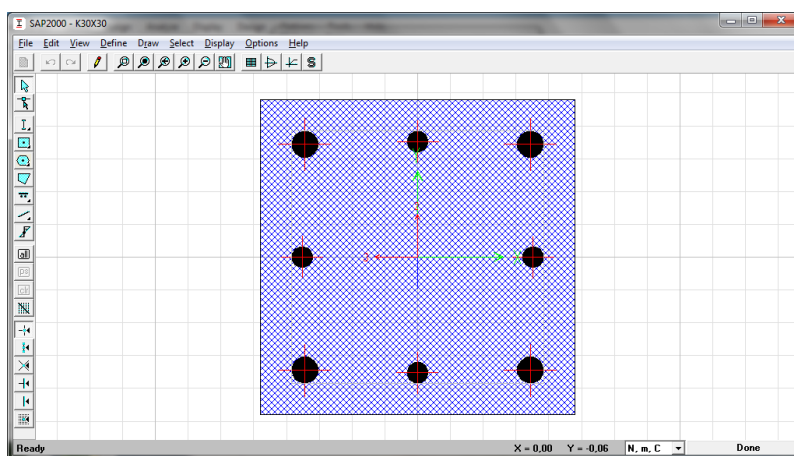
Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ για την προσομοίωση υφιστάμενης παλαιάς κατασκευής , όσον αφορά τις αντοχές των υλικών χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές των χαρακτηριστικών τους. Επομένως η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος λαμβάνεται ίση με :

$$f_{cm}=(f_{ck}+8(\text{MPa}))/\gamma_m=28\text{MPa}/1,1=25,454 \text{ MPa.}$$

Για τον χάλυβα το όριο διαρροής ορίζεται ως :

$$f_y=355\text{MPa}/\gamma_m=355\text{MPa}/1,1=322,727 \text{ MPa.}$$

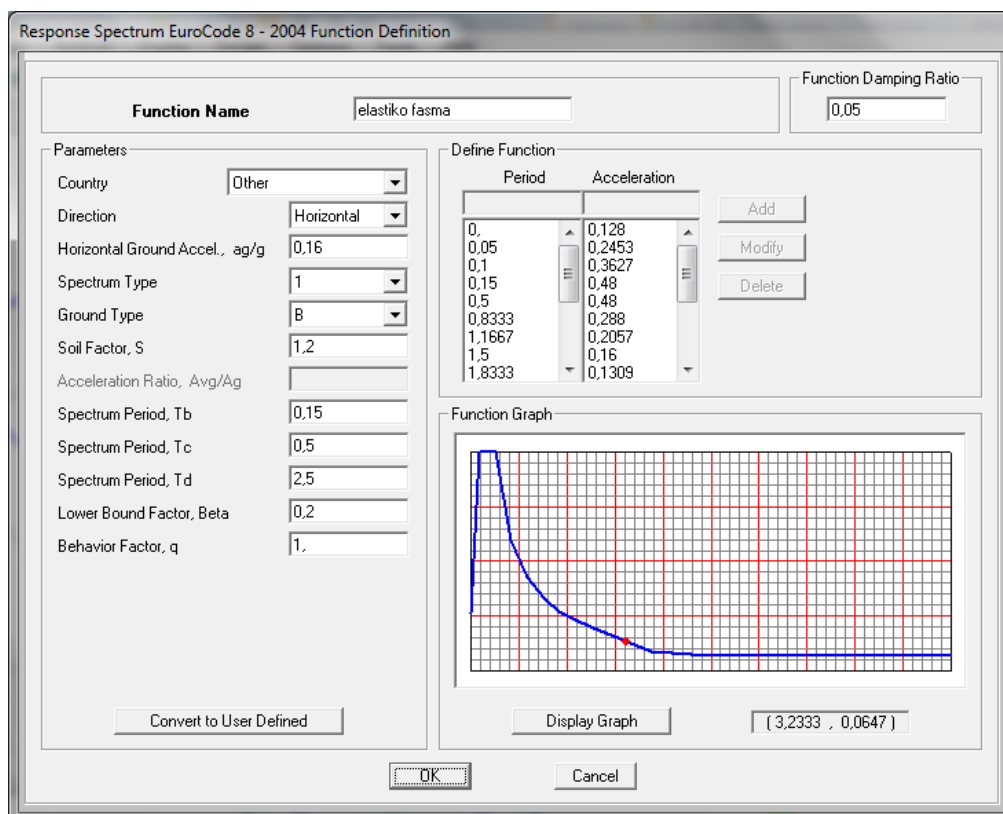
Οι διατομές των υποστυλωμάτων είναι $K30\times30$ ($4\phi25+4\phi20$) και των δοκών $D30\times50$ ($6\phi16+2\phi12$).



Δυσκαμψίες:

A/a	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστώλωμα εσωτερικό	$0,8*(E_c I_p)$
1.2	Υποστώλωμα περιμετρικό	$0,6*(E_c I_p)$
2.1	Τοίχωμα, μή - ρηγματωμένο	$0,7*(E_c I_p)$
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	$0,5*(E_c I_p)$
3	Δοκός (2)	$0,4*(E_c I_p)$

Ελαστικό φάσμα:



Τα φορτία που επιβάλλονται στην υπό εξέταση κατασκευή είναι τα εξής :

ΜΟΝΙΜΑ

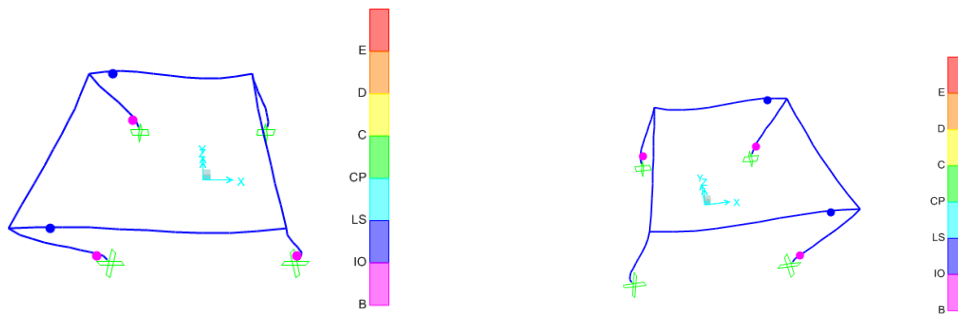
Ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος 25.00 KN/m³

Επικάλυψη πλάκας 1.50 KN/m²

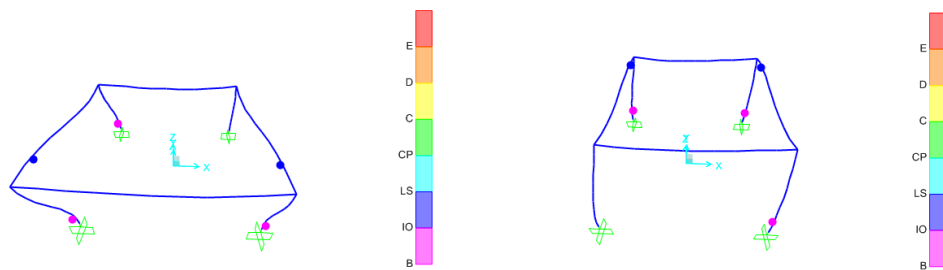
ΩΦΕΛΙΜΑ 2.00 KN/m²

Η αποτίμηση της κατασκευής έγινε με τη μέθοδο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (PUSHOVER). Σύμφωνα με την αποτίμηση κανένα στοιχείο δεν έχει περάσει την στάθμη <Προστασία ζωής>.

Για τις δυσμενέστερες αναλύσεις σε κάθε διεύθυνση παρουσιάζεται παρακάτω η κατάσταση του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας.



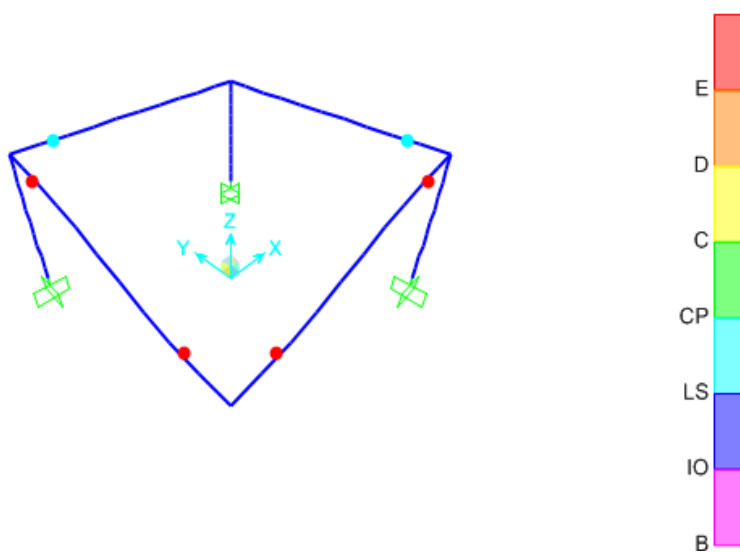
Σχήμα 7.7 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας για τη διεύθυνση +X και -X του σεισμού (δυσμενέστερη ανάλυση).



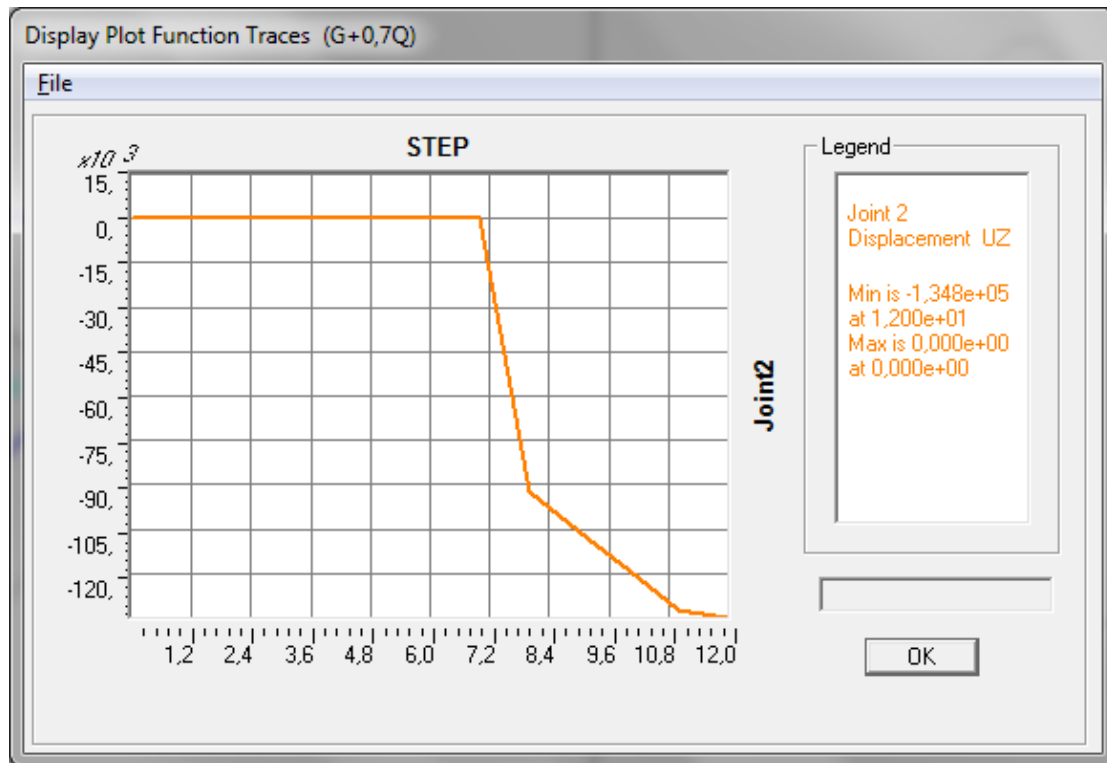
Σχήμα 7.8 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας για τη διεύθυνση +Y και -Y του σεισμού (δυσμενέστερη ανάλυση).

7.5.2. Αποτελέσματα προοδευτικής κατάρρευσης για διάφορες ενισχύσεις

Θεωρούμε ένα πιθανό σενάριο, κάποια έκρηξη ή κρούση πάνω στον φορέα η οποία αχρηστεύει ένα υποσύλωμα. Αφαιρούμε το υποσύλωμα ώστε να δούμε την προοδευτική κατάρρευση του κτιρίου για την επαυξημένη φόρτιση $G+0,7Q$.



Σχήμα 7.7 Φορέας χωρίς ενίσχυση.



Σχήμα 7.8 Διάγραμμα μετακίνηση κόμβου – βήμα μη ενισχυμένου φορέα.

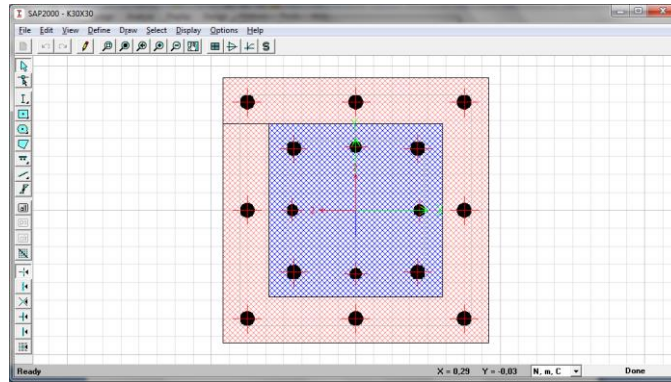
Για να περιορίσουμε την προοδευτική κατάρρευση θα κάνουμε κάποιες δοκιμές ενισχύοντας τον φορέα. Η ενίσχυση θα γίνει με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος στα υποστυλώματα και με FRP στα δοκάρια.

Επιλέγουμε CFRP (υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα) με πάχος στρώσης $t_f=0,275\text{mm}$, μέτρο ελαστικότητας $E=240\text{GPa}$, εφελκυστική αντοχή $f_f=3500\text{MPa}$ και παραμόρφωση αστοχίας $\epsilon_{f,u}=0,015$. Η προσομοίωση της ενισχυμένης διατομής με CFRP γίνεται αλλάζοντας τις ιδιότητες του σκυροδέματος.

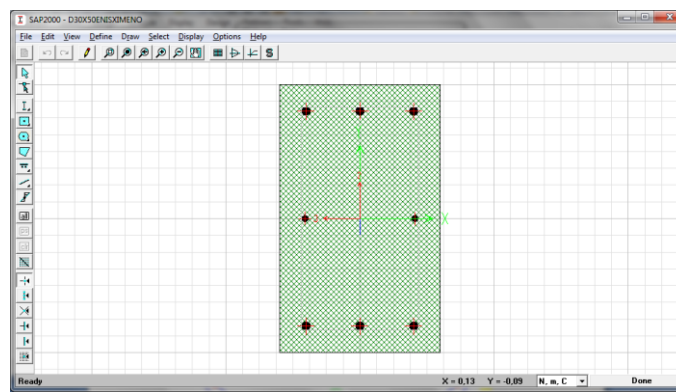
Για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C30/37 (πάχος ενίσχυσης 10cm) και χάλυβα ποιότητας S500 (8φ25) .

Υπολογίζουμε τις χαρακτηριστικές τιμές ως εξής:

- Για το σκυρόδεμα: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_m = 30000/1,15 = 26087\text{KN/m}^2 = 26,1\text{MPa}$
- Για το χάλυβα: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m = 500000/1,15 = 434782,6\text{KN/m}^2 = 434,8\text{MPa}$



Σχήμα 7.9 Ενισχυμένη διατομή υποστυλώματος.



Σχήμα 7.10 Ενισχυμένη διατομή δοκού.

Nonlinear Material Data

Edit

Material Name: frp Material Type: Concrete

Hysteresis Type: Takeda Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: 0, Dilatational Angle: 0 Units: N, m, C

Stress-Strain Curve Definition Options: Parametric User Defined Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data

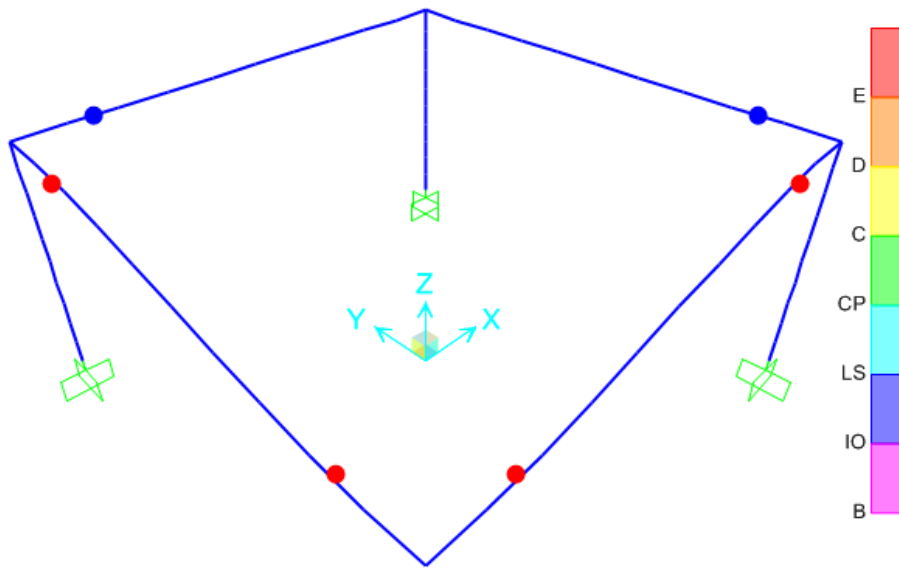
Number of Points in Stress-Strain Curve: 15

	Strain	Stress	Point ID
1	-4,318E-03	-27410660	-E
2	-3,636E-03	-27585130	
3	-2,749E-03	-27812180	
4	-1,818E-03	-27956000	-C
5	-1,425E-03	-27894920	
6	-8,873E-04	-27344480	
7	-1,818E-04	-19412350	
8	0	0	A
9	1,818E-04	19412350	B
10	8,873E-04	27344480	E
11	1,425E-03	27894920	
12	1,818E-03	27956000	
13	2,749E-03	27812180	

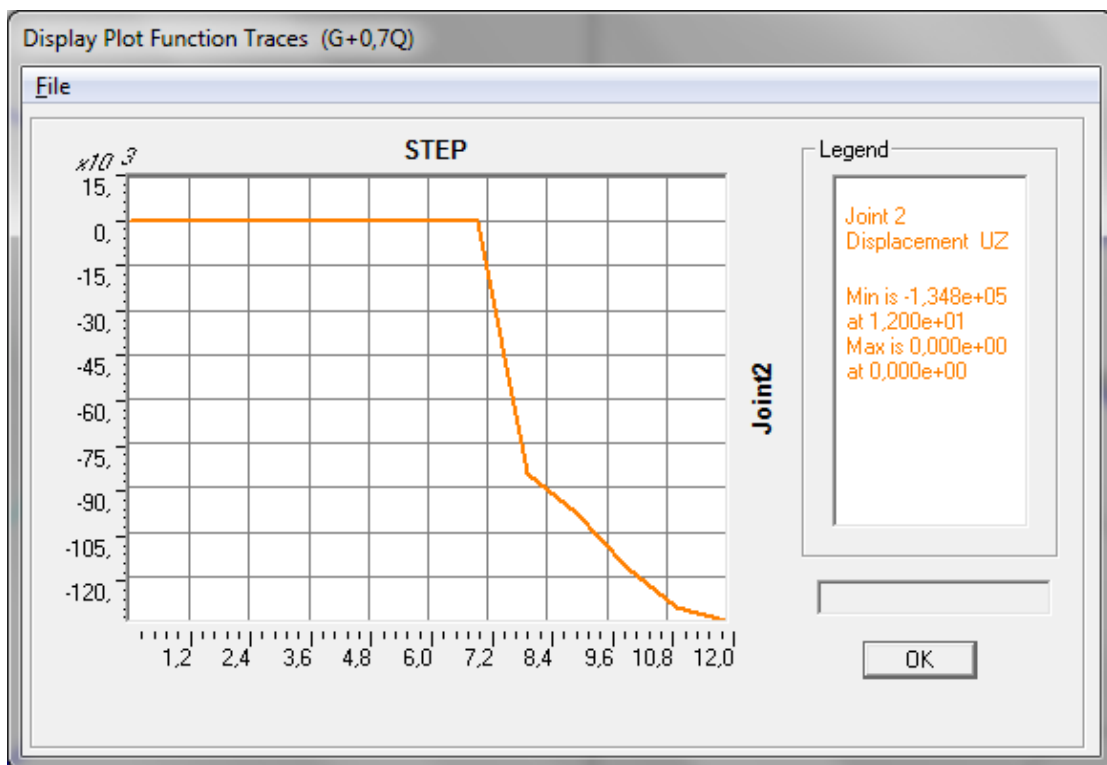
Order Rows Show Plot...

OK Cancel

Σχήμα 7.11 Περιγραφή του νόμου του υλικού για το ενισχυμένο με FRP σκυρόδεμα.

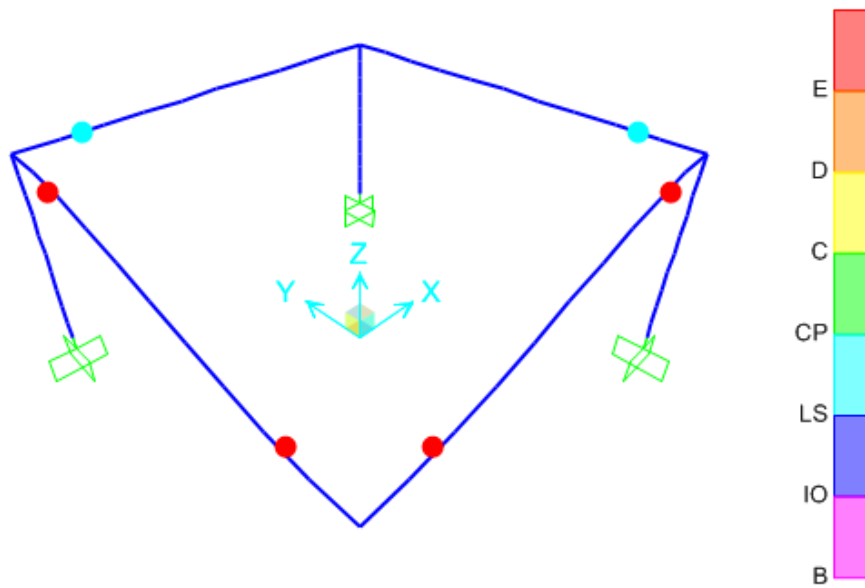


Σχήμα 7.12 Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων για ενισχυμένα υποστυλώματα με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.

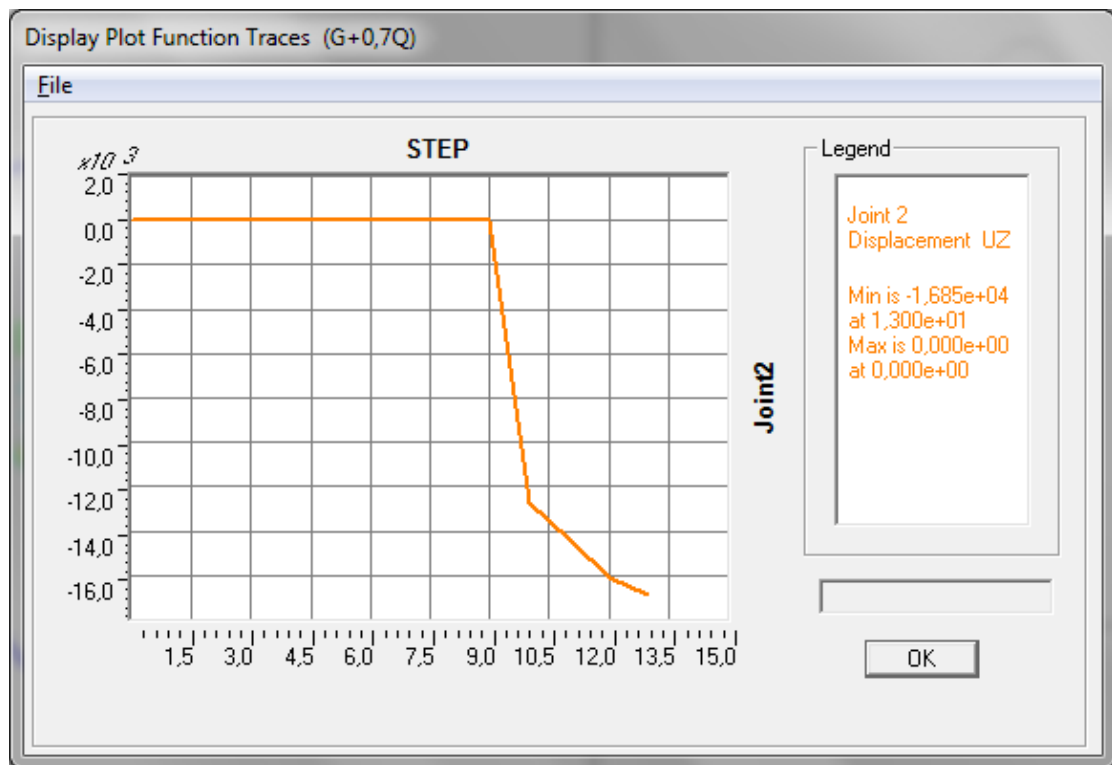


Σχήμα 7.13 Διάγραμμα μετακίνηση κόμβου – βήμα ενισχυμένου(υποστυλωμάτων) φορέα.

Ενισχύοντας τα υποστυλώματα η μετακίνηση του κόμβου 2 δεν αλλάζει αλλά η εικόνα της κατασκευής βελτιώνεται (από γαλάζιο σε μπλε στα δύο δοκάρια).

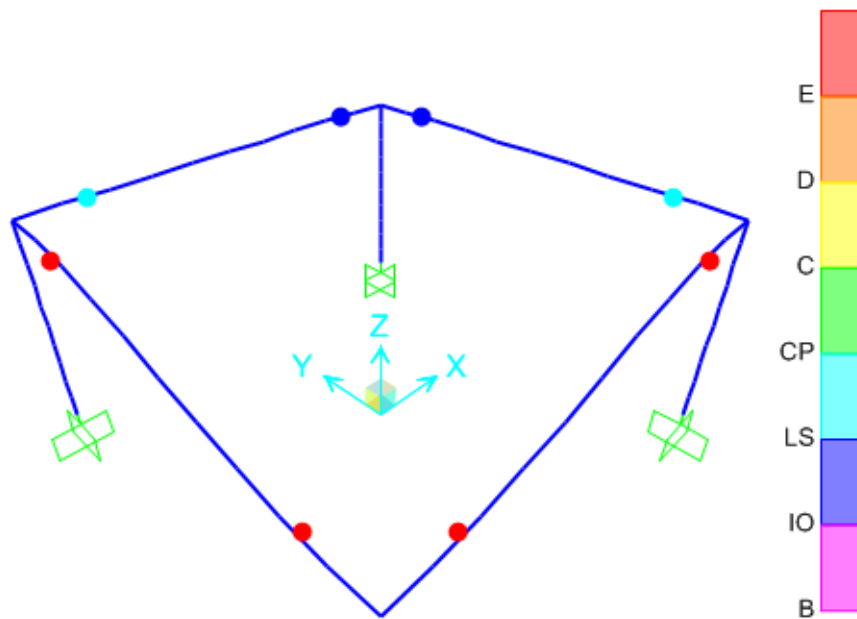


Σχήμα 7.14 Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων για δυο ενισχυμένα δοκάρια με frp.

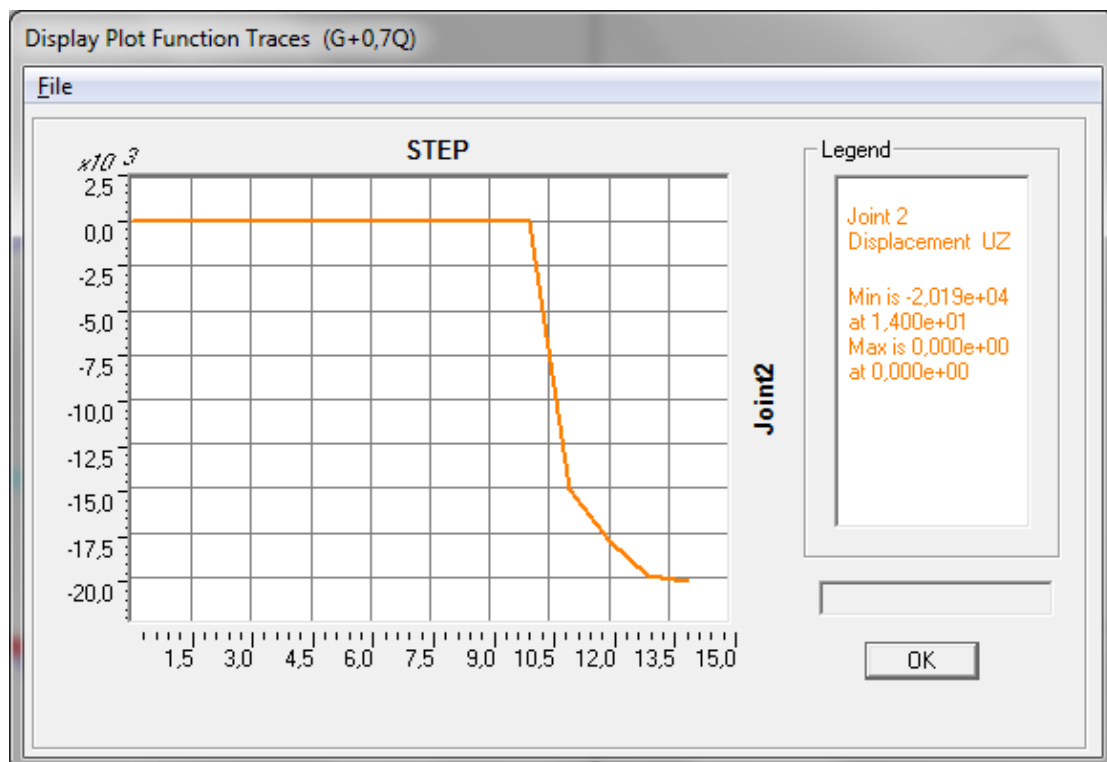


Σχήμα 7.15 Διάγραμμα μετακίνηση κόμβου – βήμα για δυο ενισχυμένα δοκάρια με frp.

Ενισχύοντας μόνο τα δυο δοκάρια με frp μειώνεται η μετακίνηση του κόμβου 2 χωρίς να αλλάξει η εικόνα των πλαστικών αρθρώσεων του φορέα. Συμπεραίνουμε πως ενισχύοντας τον φορέα έναντι ΚΑΝ.ΕΠΕ. βελτιώνεται ο φορέας και έναντι προοδευτικής κατάρρευσης.

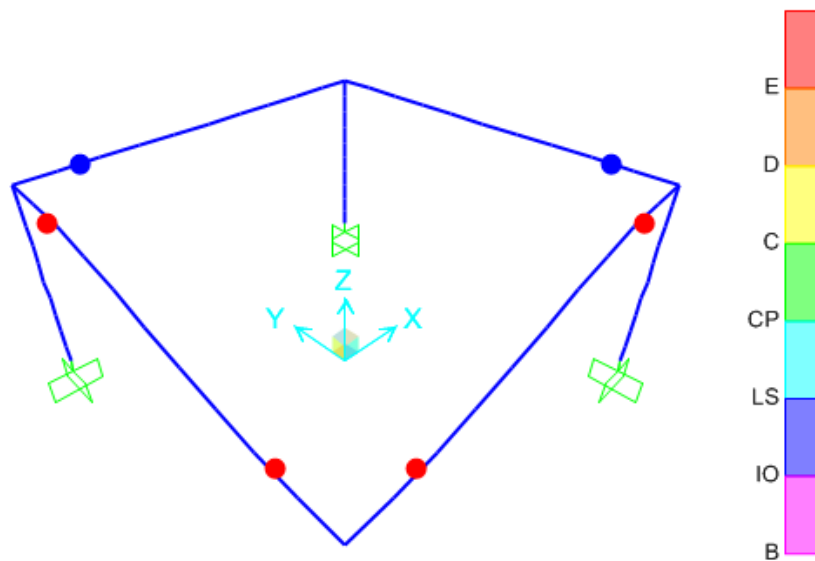


Σχήμα 7.16 Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων για όλα τα δοκάρια ενισχυμένα με frp.

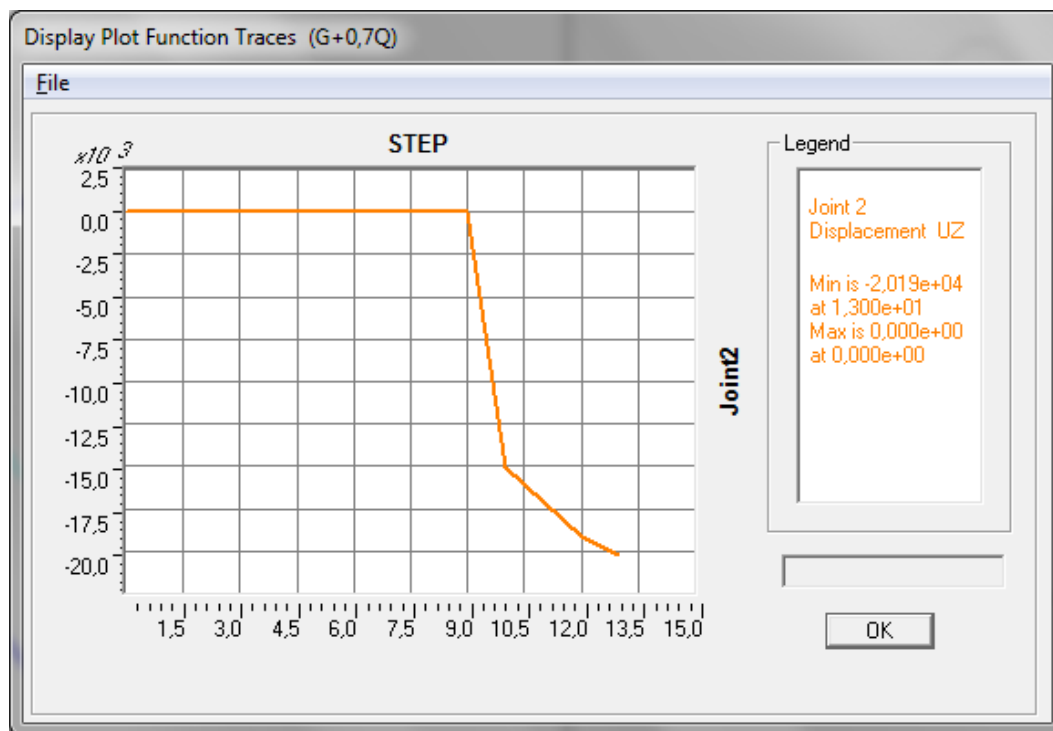


Σχήμα 7.17 Διάγραμμα μετακίνηση κόμβου – βήμα για ενισχυμένα δοκάρια με frp.

Ενισχύοντας όλα τα δοκάρια με frp μειώνεται η μετακίνηση του κόμβου 2 και βελτιώνεται η εικόνα των πλαστικών αρθρώσεων του φορέα.

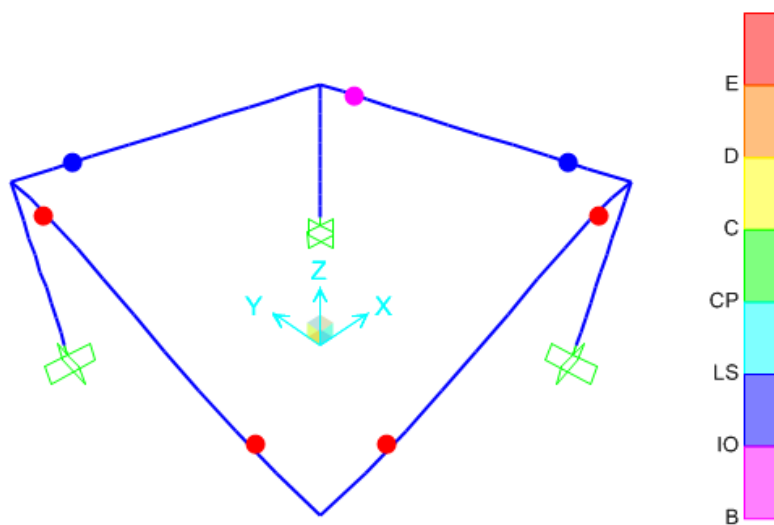


Σχήμα 7.18 Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων για ενισχυμένα υποστυλώματα με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος και ενισχυμένες δυο από τις δοκούς με frp.

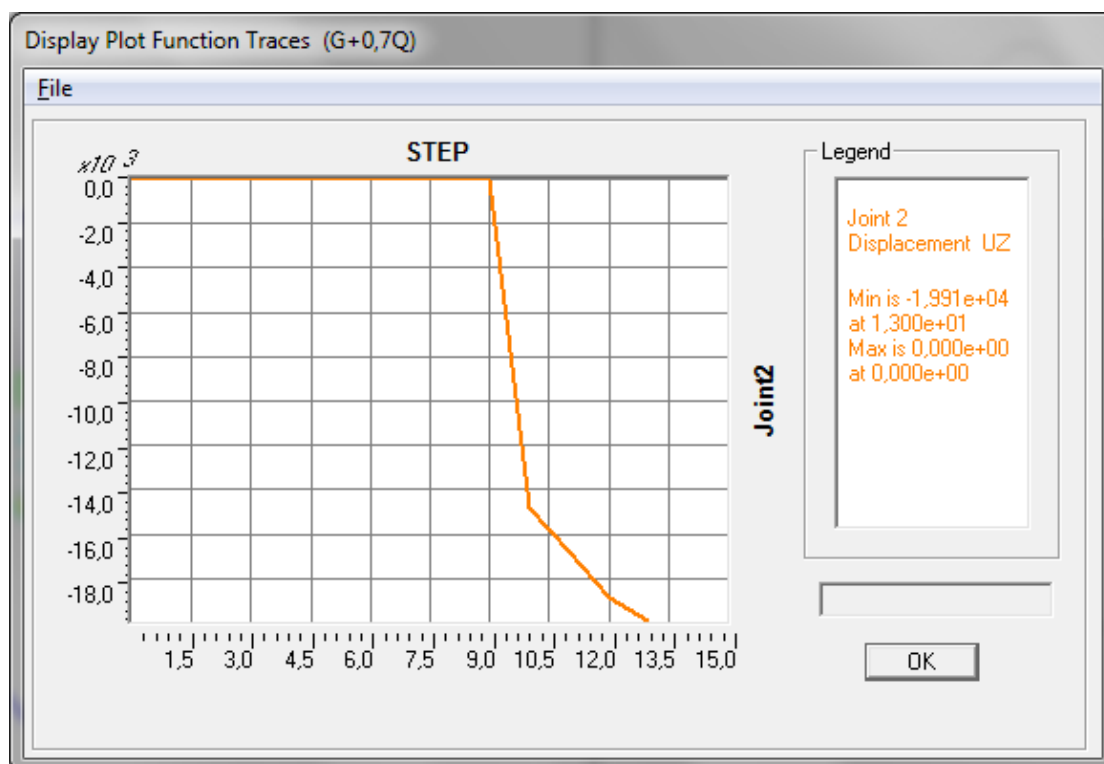


Σχήμα 7.19 Διάγραμμα μετακίνηση κόμβου – βήμα ενισχυμένου φορέα με μανδύα στα υποστυλώματα και frp στα δυο δοκάρια .

Ενισχύοντας τα υποστυλώματα με μανδύα και τα δυο δοκάρια με frp μειώνεται πιο πολύ η μετακίνηση και παράλληλα αλλάζει προς το καλύτερο η συμπεριφορά του φορέα.



Σχήμα 7.20 Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων για ενισχυμένα υποστυλώματα με μανδύα σπλισμένου σκυροδέματος και ενισχυμένες δοκούς με frp.



Σχήμα 7.21 Διάγραμμα μετακίνηση κόμβου – βήμα ενισχυμένου φορέα με μανδύα στα υποστυλώματα και frp στα δοκάρια .

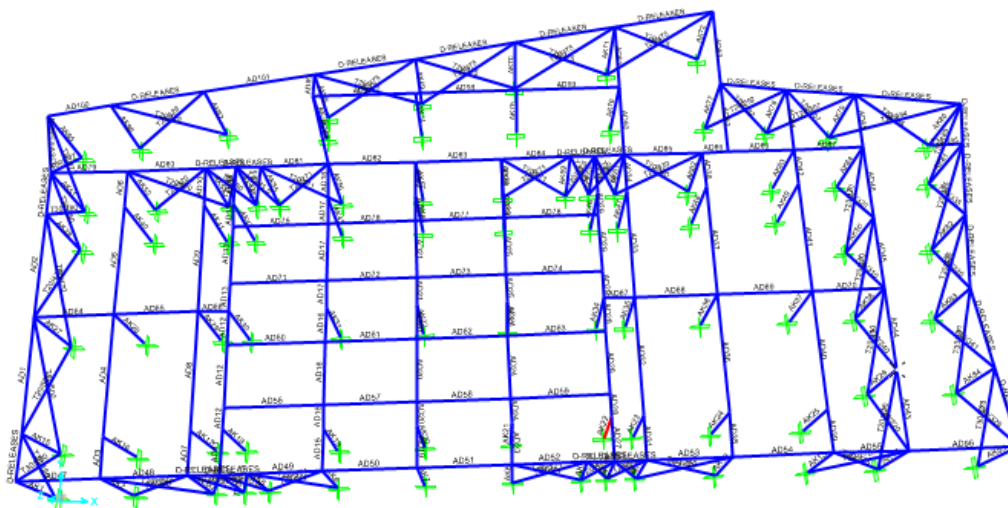
Ενισχύοντας τα υποστυλώματα με μανδύα και όλα τα δοκάρια με frp μειώνεται ακόμα περισσότερο η μετακίνηση και παράλληλα αλλάζει προς το καλύτερο η συμπεριφορά του φορέα.

8. Εφαρμογή προοδευτικής κατάρρευσης φορέα

8.1. Προοδευτική κατάρρευση για την αστοχία ενός υποστυλώματος

Θεωρούμε πιο πιθανό σενάριο αστοχίας μία έκρηξη η οποία γίνεται στο ισόγειο του κτιρίου και καταστρέφει το υποστυλόμετρο AK22 (ενισχυμένος φορέας). Θα δούμε την προοδευτική κατάρρευση του φορέα για αυτή την αστοχία και θα δοκιμάσουμε ενισχύσεις στοιχείων έτσι ώστε να περιορίσουμε την προοδευτική κατάρρευση.

Εφαρμόστηκε ένας κατακόρυφος συνδυασμός φόρτισης $G+0,7Q$ για τυχαμική δράση. Η $G+0,7Q$ είναι μη-γραμμική φόρτιση με μηδενικές αρχικές συνθήκες. Ορίστηκε έλεγχος δυνάμεων και όχι έλεγχος μετακινήσεων καθώς σε αυτή την περίπτωση είναι γνωστή η φόρτιση. Αυτό σημαίνει πως επιβάλλουμε σταδιακά όλο το φορτίο. Στο SAP2000 αυτό υλοποιείται επιλέγοντας <Full Load> στο <Load Application Control>. Θα ελέγξουμε την κατακόρυφη μετακίνηση του κόμβου 88 ο οποίος αντιστοιχεί στο αφαιρεμένο υποστυλόμετρο. Τα <maximum steps> και τα <null steps> καθορίζονται μετά από δοκιμές. Ακολουθεί στα παρακάτω σχήματα η διαδικασία της εφαρμογής της φόρτισης και τα χαρακτηριστικά της. Η εφαρμογή της φόρτισης ολοκληρώνεται σε 97 βήματα. Ακολουθούν επίσης η εικόνα των πλαστικών αρθρώσεων μετά την επιβολή της φόρτισης και η κατακόρυφη μετακίνηση του κόμβου από όπου αφαιρέθηκε το υποστυλόμετρο.



Σχήμα 8.1 Υποστυλόμετρο που αστοχεί AK22.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name:

Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
<input type="text" value="Load Pattern"/>	<input type="text" value="DEAD"/>	<input type="text" value="1"/>
<input type="text" value="Load Pattern"/>	<input type="text" value="DEAD"/>	<input type="text" value="1"/>
<input type="text" value="Load Pattern"/>	<input type="text" value="LIVE"/>	<input type="text" value="0,7"/>

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Other Parameters:

Load Application:

Results Saved:

Nonlinear Parameters:

Σχήμα 8.2 Χαρακτηριστικά φόρτισης G+0,7Q.

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control:

- Full Load
- Displacement Control

Control Displacement:

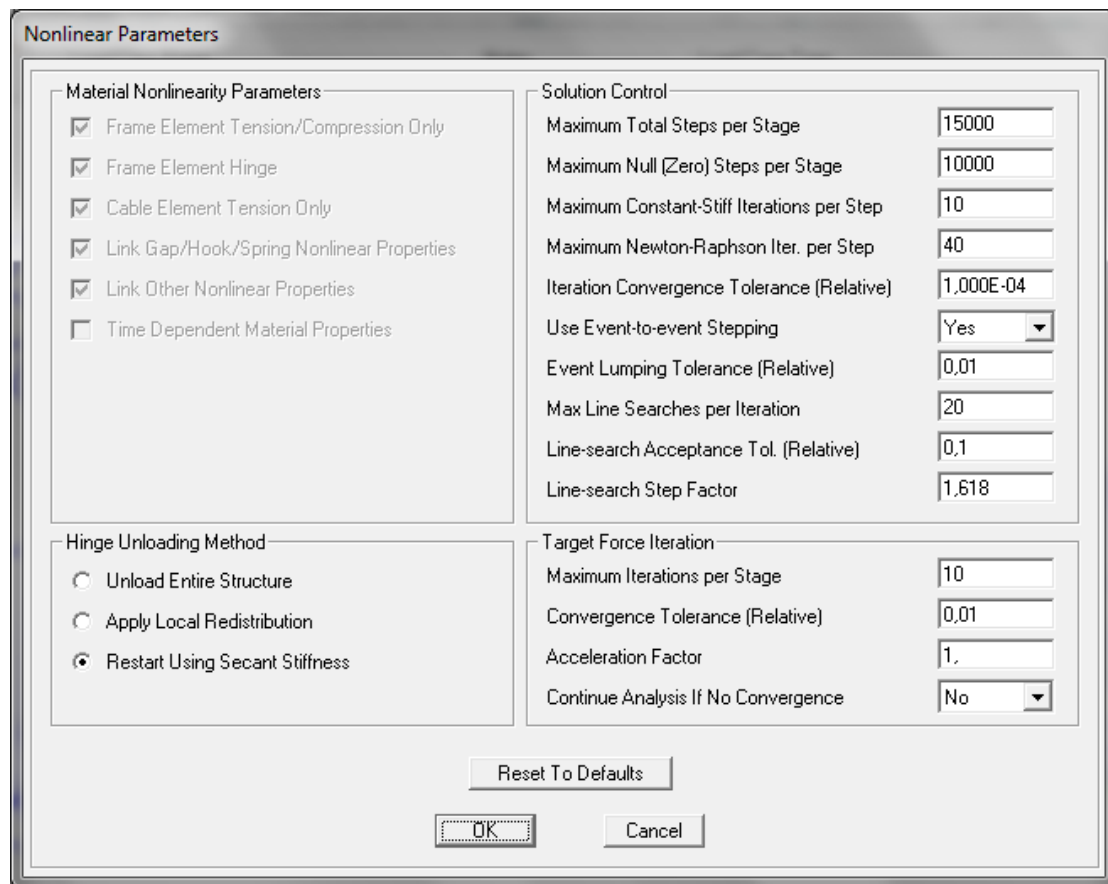
- Use Conjugate Displacement
- Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of

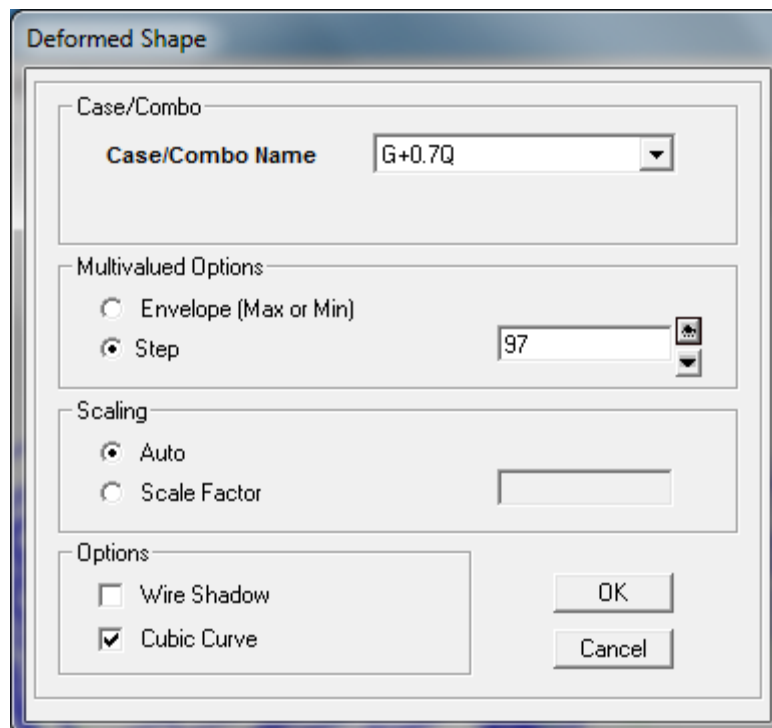
Monitored Displacement:

- DOF at Joint
- Generalized Displacement

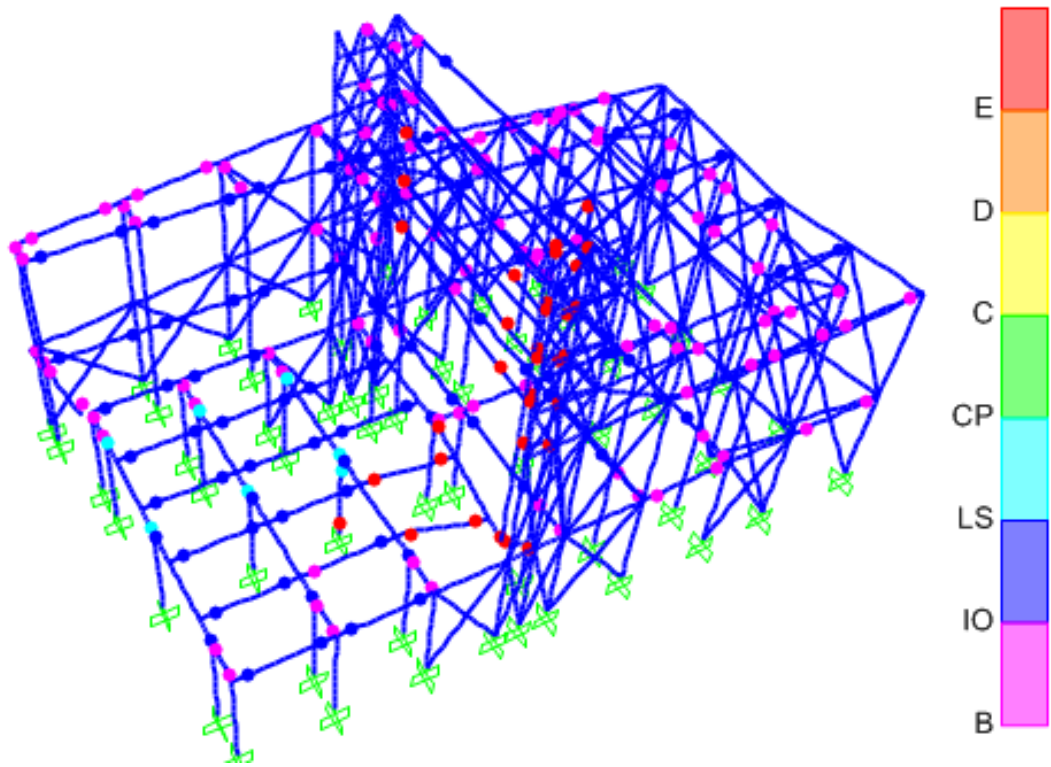
Σχήμα 8.3 Χαρακτηριστικά φόρτισης G+0,7Q.



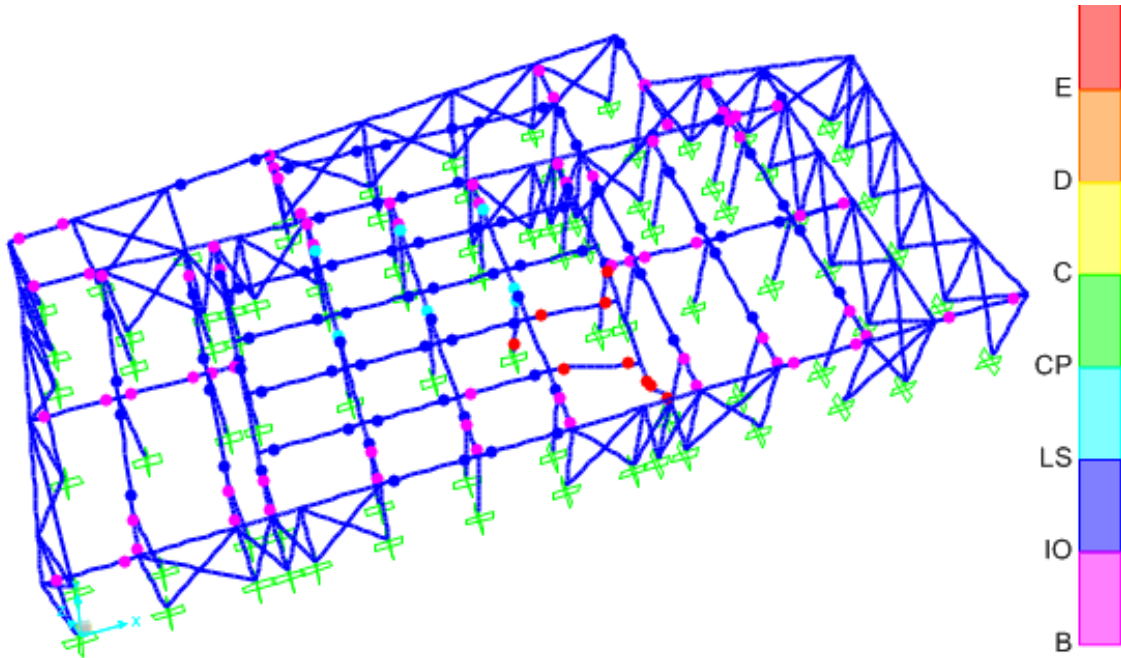
Σχήμα 8.4 Χαρακτηριστικά μη-γραμμικής φόρτισης G+0,7Q.



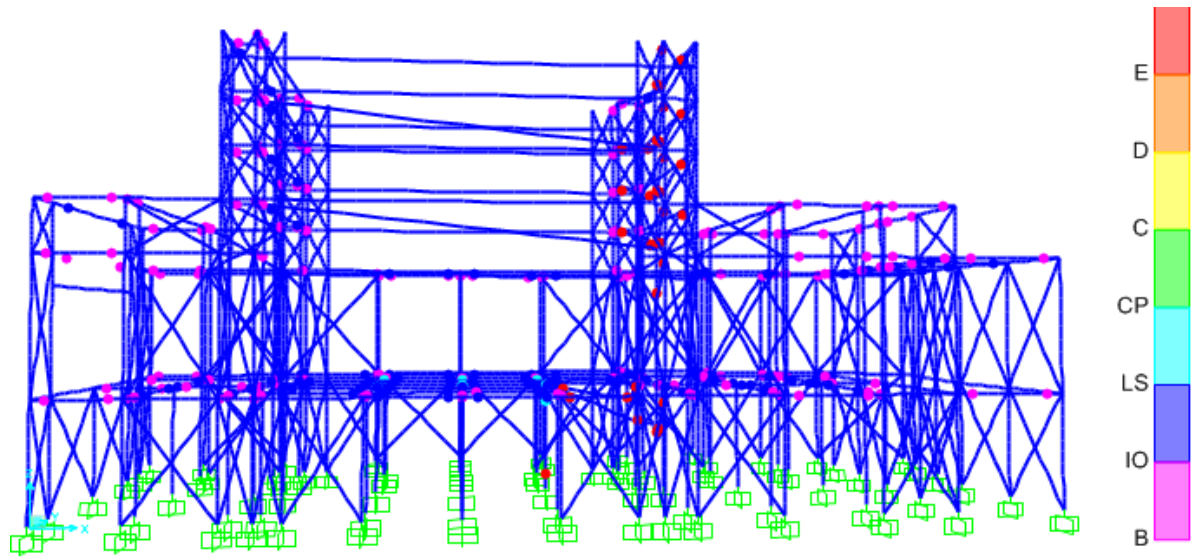
Σχήμα 8.5 Βήματα ολοκλήρωσης φόρτισης G+0,7Q.



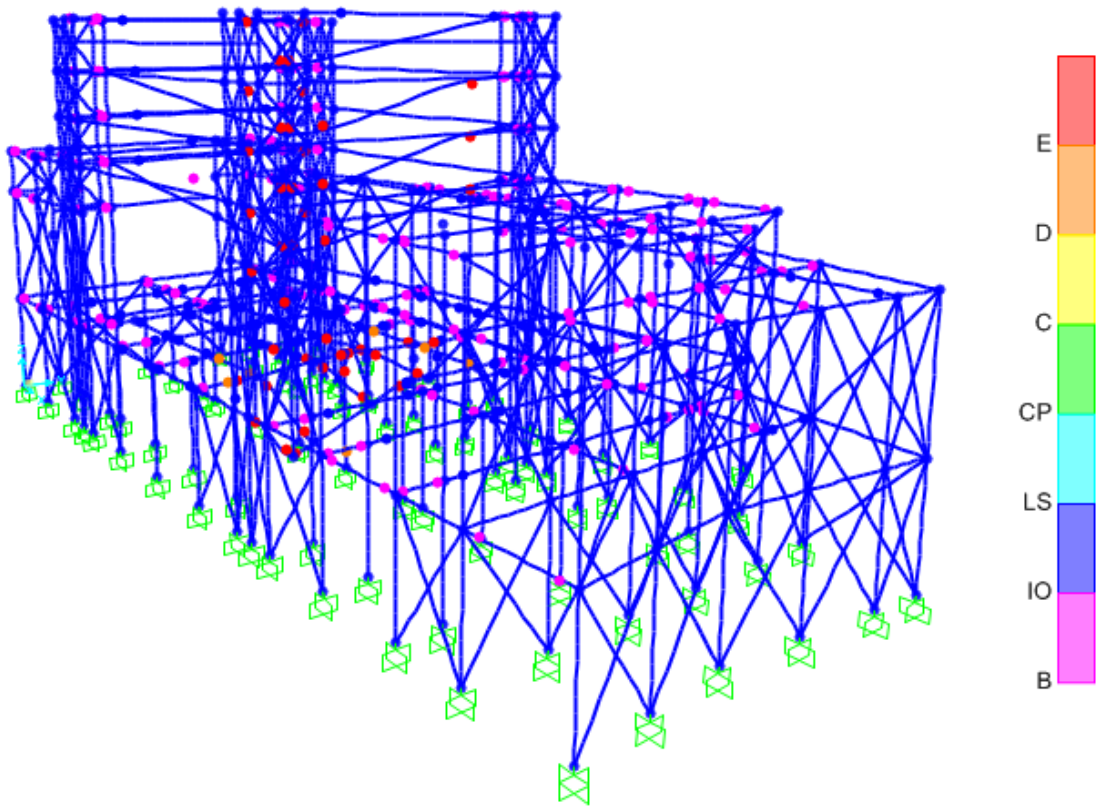
Σχήμα 8.6 Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στο βήμα 97.



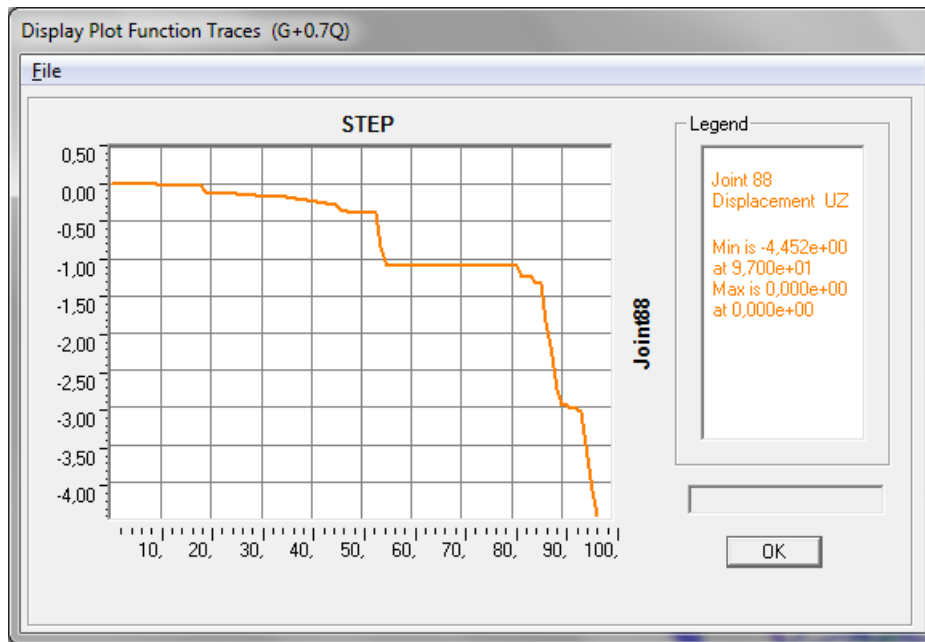
Σχήμα 8.7 Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων ισογείου, βήμα 97.



Σχήμα 8.8 Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων φορέα, βήμα 97.



Σχήμα 8.9 Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων φορέα, βήμα 97.



Σχήμα 8.10 Διάγραμμα κατακόρυφης μετακίνησης κόμβου 88.

Joint Displacements			
Joint Object	88		
	1	2	3
Trans	-3,319E-06	0,00000	-2,97282
Rotn	7,193E-06	-8,744E-06	0,00000

Σχήμα 8.11 Μετακίνηση κόμβου 88 στο βήμα 90.

Joint Displacements			
Joint Object	88		
	1	2	3
Trans	-1,258E-06	0,00000	-1,10044
Rotn	1,894E-06	-6,945E-06	0,00000

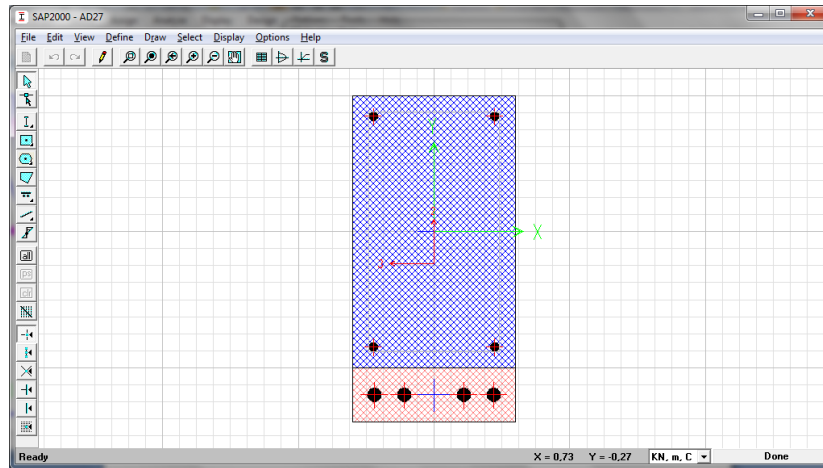
Σχήμα 8.12 Μετακίνηση κόμβου 88 στο βήμα 80.

Joint Displacements			
Joint Object	88		
	1	2	3
Trans	0,00000	0,00000	-0,38582
Rotn	0,00000	-4,546E-06	0,00000

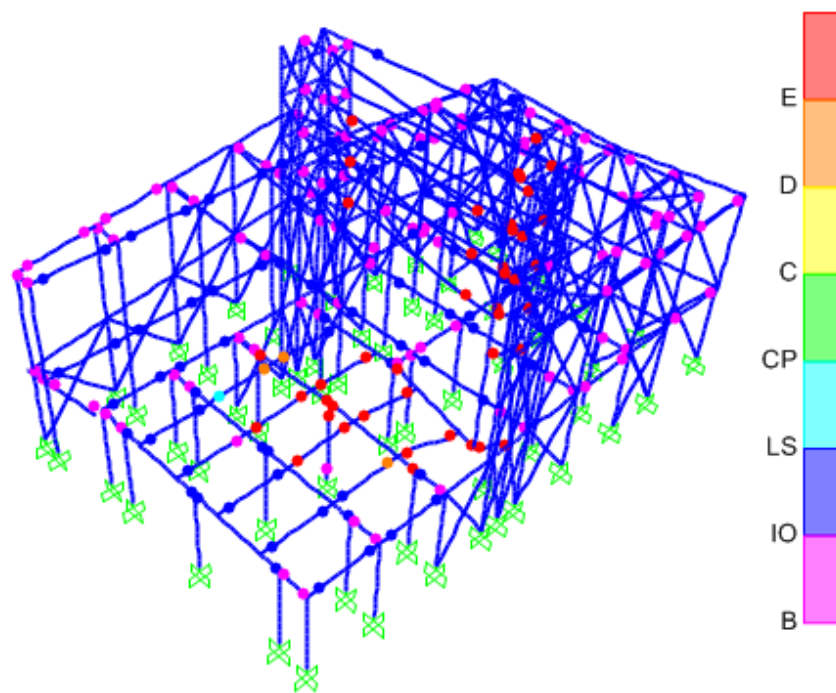
Σχήμα 8.13 Μετακίνηση κόμβου 88 στο βήμα 53.

8.2. Πρώτη δοκιμή ενίσχυσης

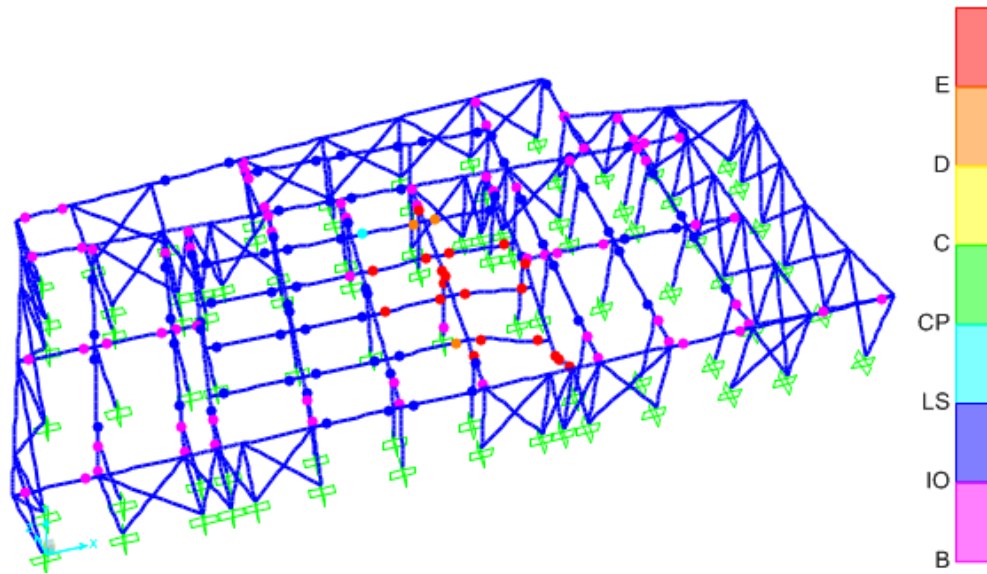
Ενισχύουμε τα δύο δοκάρια της πρώτης στάθμης AD27 και AD28 με 10cm S30/37 και 4φ25 S500.



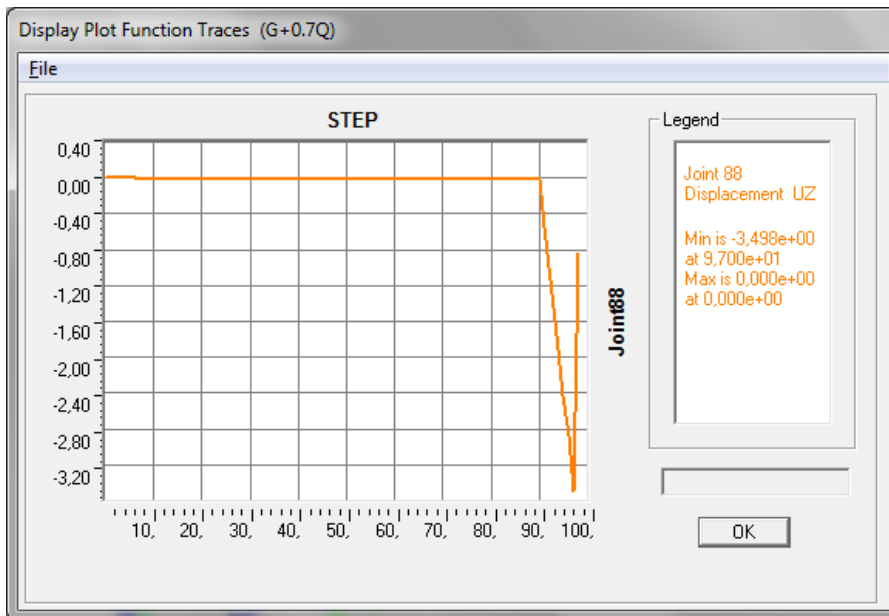
Σχήμα 8.14 Ενισχυμένη διατομή δοκού.



Σχήμα 8.15 Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων, βήμα 98.



Σχήμα 8.16 Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων ισογείου, βήμα 98.



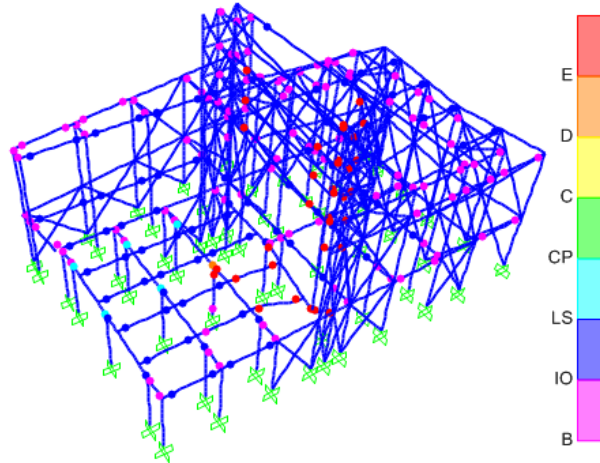
Σχήμα 8.17 Διάγραμμα κατακόρυφης μετακίνησης κόμβου 88.

Joint Displacements			
	Joint Object 88		Joint Element 88
	1	2	3
Trans	0,00000	0,00000	-0,01521
Rotn	5,572E-06	9,269E-06	0,00000

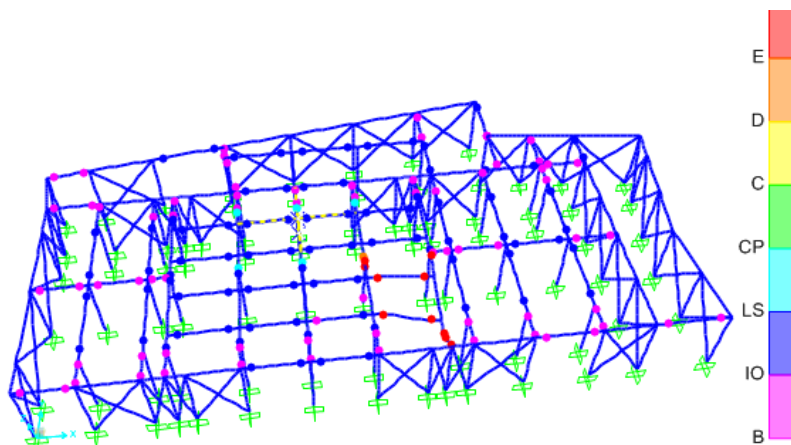
Σχήμα 8.18 Μετακίνηση κόμβου 88 στο βήμα 90.

8.3. Δεύτερη δοκιμή ενίσχυσης

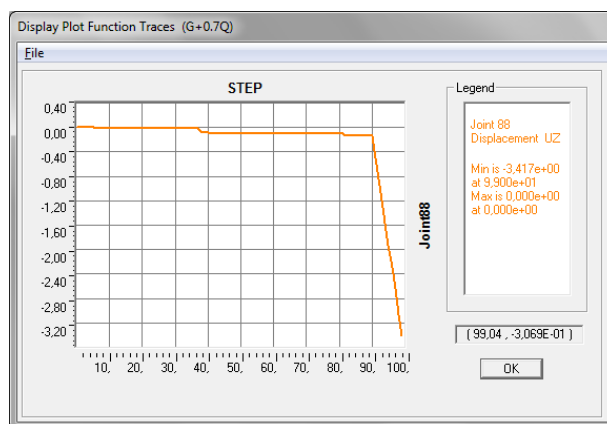
Ενισχύουμε τα εξής δοκάρια της πρώτης στάθμης : AD27, AD28, AD59, AD263 με 10cm S30/37 και 4φ25 S500.



Σχήμα 8.19 Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων, βήμα 99.



Σχήμα 8.20 Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων, βήμα 99.



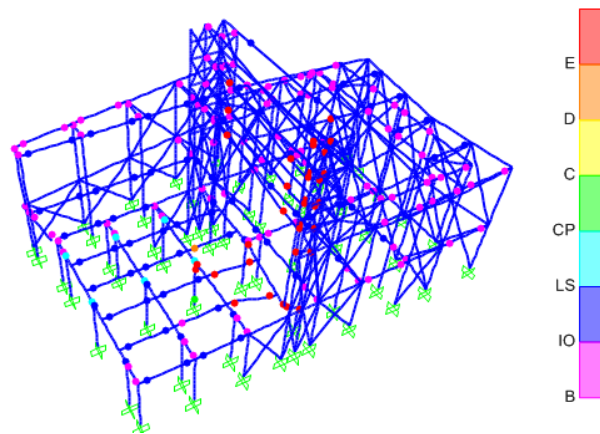
Σχήμα 8.21 Διάγραμμα κατακόρυφης μετακίνησης κόμβου 88.

Joint Displacements			
Joint Object	Joint Element 88		
	1	2	3
Trans	0,00000	0,00000	-0,13511
Rotn	5,069E-06	0,00000	0,00000

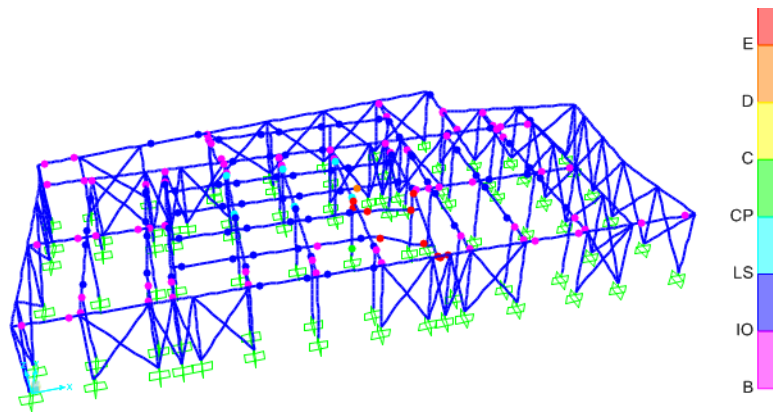
Σχήμα 8.22 Μετακίνηση κόμβου 88 στο βήμα 90.

8.4. Τρίτη δοκιμή ενίσχυσης

Ενισχύουμε τα εξής δοκάρια της πρώτης στάθμης : AD27, AD28, BD6 με 10cm S30/37 και 4φ25 S500.



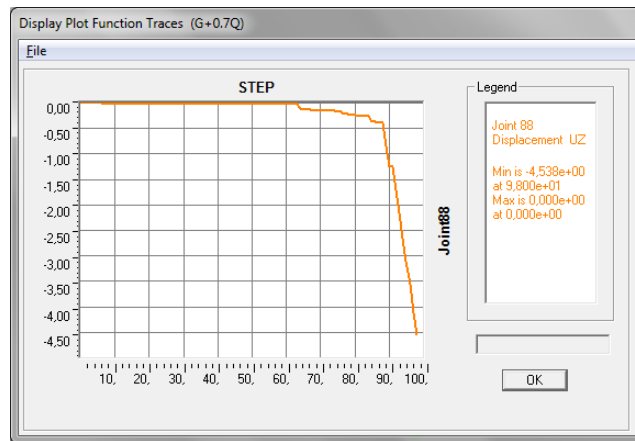
Σχήμα 8.23 Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων, βήμα 98.



Σχήμα 8.24 Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων, βήμα 98.

Joint Displacements			
Joint Object	Joint Element 88		
	1	2	3
Trans	-1,283E-06	0,00000	-1,24517
Rotn	2,647E-05	-7,683E-06	0,00000

Σχήμα 8.25 Μετακίνηση κόμβου 88 στο βήμα 90.



Σχήμα 8.26 Διάγραμμα κατακόρυφης μετακίνησης κόμβου 88.

8.5. Σύγκριση αποτελεσμάτων

Joint Displacements			
Joint Object	88		
	1	2	3
Trans	0,00000	0,00000	-0,01521
Rotn	5,572E-06	9,269E-06	0,00000

Joint Displacements			
Joint Object	88		
	1	2	3
Trans	0,00000	0,00000	-0,13511
Rotn	5,069E-06	0,00000	0,00000

Joint Displacements			
Joint Object	88		
	1	2	3
Trans	-1,283E-06	0,00000	-1,24517
Rotn	2,647E-05	-7,683E-06	0,00000

Σχήμα 8.27 Σύγκριση μετακινήσεων στο βήμα 90.

Η καλύτερη ενίσχυση είναι η πρώτη εφόσον η μετακίνηση του κόμβου είναι μικρότερη. Εάν συγκρίνουμε την μετατόπιση του κόμβου 88 βήμα 90 στον αρχικό φορέα με την μετατόπιση του ίδιου κόμβου στο βήμα 90 στον ενισχυμένο φορέα συμπεραίνουμε πως έχουμε περιορίσει κάπως την προοδευτική κατάρρευση.

9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετήθηκε η συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα και η απόκρισή του στη σεισμική διέγερση. Η αποτίμηση της κατασκευής έγινε με τη μέθοδο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (PUSHOVER) ή αλλιώς ανελαστική μη-γραμμική μέθοδος σταδιακής εξώθησης, η οποία συμπεριλαμβάνεται στον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Καθορίστηκε ως στάθμη επιτελεστικότητας η <Προστασία Ζωής>. Επίσης αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας αποτελεί η ενίσχυσή του κτιρίου έναντι σεισμικών δράσεων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, καθώς και η συμπεριφορά της κατασκευής σε προοδευτική κατάρρευση για κάποιο πιθανό σενάριο αστοχίας δομικού στοιχείου και επιπλέον ενίσχυση για τον περιορισμό της προοδευτικής κατάρρευσης.

- Η αποτίμηση του υφιστάμενου κτιρίου, μέσω της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover), έδειξε πως κάποια στοιχεία της κατασκευής ξεπερνούν το όριο της στάθμης «Προστασίας Ζωής» που έχει τεθεί ως επιδιωκόμενος στόχος. Συνεπώς το υφιστάμενο κτίριο χρειάζεται ενίσχυση έναντι σεισμικής καταπόνησης. Η ενίσχυση θα πραγματοποιηθεί μέσω μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. Από την αποτίμηση διαπιστώθηκε πως συνολικά 15 υποστυλώματα έχουν υπερβεί το όριο της γωνίας τροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Οι διατομές οι οποίες χρειάστηκαν ενίσχυση σύμφωνα με τα όσα έδειξε η αποτίμηση του φορέα είναι : AK2, AK12, AK62, AK65, AK66, AK68, AK70, AK72, AK77, AK80, BK12, BK39, BK68, BK72, BK80.
- Μετά από δοκιμές και αποτίμηση του ενισχυμένου φορέα επιπλέον διατομές ενισχύθηκαν έτσι ώστε κανένα υποστυλώμα να μην αστοχεί. Τα πρόσθετα στοιχεία που ενισχύθηκαν είναι τα AK52, DK3 και DK55.
Μετά από δοκιμές προέκυψαν οι εξής ενισχύσεις (με κλειστή διατομή μανδύα) :
 - Οι διατομές AK12, BK12, AK62, AK66, AK68, BK68, AK70, AK72, BK72, AK77, AK80 και BK80 ενισχύθηκαν με 10cm C30/37 και 8φ20 S500.
 - Οι διατομές AK2 και AK65 ενισχύθηκαν με 10cm C30/37 και 8φ25 S500.
 - Οι διατομές BK65 και BK70 ενισχύθηκαν με 8cm C30/37 και 8φ20 S500.
 - Οι διατομές DK3 και DK55 ενισχύθηκαν με 5cm (εκτοξευόμενο) C30/37, 16φ10 και 18φ10 αντίστοιχα S500.
 - Η διατομή AK52 ενισχύθηκε με 5cm (εκτοξευόμενο) C30/37 και 18φ10 S500.
- Όταν πλέον κανένα υποστυλώμα δεν αστοχούσε ενισχύσαμε τα δοκάρια που είχαν ξεπεράσει την <Προστασία Ζωής>. Ενισχύθηκε το εφελκυσμένο πέλμα στα AD16, AD20 και AD24 με 10cm μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος C30/37 και 3φ16 S500. Μετά την αποτίμηση κανένα στοιχείο δεν αστοχεί.

- Συγκρίνοντας το σημείο επιτελεστικότητας μετά την ενίσχυση με το σημείο επιτελεστικότητας του αρχικού φορέα, παρατηρούμε ότι υπάρχει κυρίως μικρή μείωση της στοχευόμενης μετακίνησης και σημαντική αύξηση της τέμνουσας βάσης. Αυτό σημαίνει πως η δυσκαμψία της κατασκευής έχει αυξηθεί σημαντικά μετά την ενίσχυση.
- Παρατηρούμε μείωση του αριθμού των δομικών στοιχείων που έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή (πάνω από το B) και κανένα στοιχείο δεν έχει ξεπεράσει τη στάθμη < Προστασία Ζωής>. Επομένως η ενίσχυση του φορέα θεωρείται επιτυχής.

Για την προοδευτική κατάρρευση θεωρούμε ένα πιθανό σενάριο, κάποια έκρηξη ή κρούση πάνω στον φορέα η οποία αχρηστεύει ένα υποσύλωμα. Εφαρμόστηκε ένας κατακόρυφος συνδυασμός φόρτισης $G+0,7Q$ η οποία είναι μη-γραμμική φόρτιση με μηδενικές αρχικές συνθήκες. Αφαιρούμε το υποσύλωμα ώστε να δούμε την προοδευτική κατάρρευση του κτιρίου.

- Για να περιορίσουμε την προοδευτική κατάρρευση ενισχύσαμε κάποια από τα δοκάρια του ισογείου από όπου αφαιρέσαμε το υποσύλωμα. Το αποτέλεσμα ήταν θετικό καθώς βελτιώθηκε η εικόνα της κατασκευής (διαρρέουν λιγότερα σημεία) και μειώθηκε η μετακίνηση του κόμβου όπου είχε αφαιρεθεί το υποσύλωμα.

➤ Για το τετράστυλο

Για να περιορίσουμε την προοδευτική κατάρρευση θα κάνουμε κάποιες δοκιμές ενισχύοντας τον τετράστυλο φορέα. Η ενίσχυση θα γίνει με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος στα υποστυλώματα και με FRP στα δοκάρια.

- Ενισχύοντας τα υποστυλώματα η μετακίνηση του κόμβου 2 (όπου αφαιρέθηκε το υποσύλωμα) δεν αλλάζει αλλά η εικόνα της κατασκευής βελτιώνεται (από γαλάζιο σε μπλε στα δύο δοκάρια).
- Ενισχύοντας μόνο τα δυο δοκάρια με frp μειώνεται η μετακίνηση του κόμβου 2 χωρίς να αλλάξει η εικόνα των πλαστικών αρθρώσεων του φορέα.
- Ενισχύοντας όλα τα δοκάρια με frp μειώνεται η μετακίνηση του κόμβου 2 και βελτιώνεται η εικόνα των πλαστικών αρθρώσεων του φορέα.
- Ενισχύοντας τα υποστυλώματα με μανδύα και τα δυο δοκάρια με frp μειώνεται πιο πολύ η μετακίνηση και παράλληλα αλλάζει προς το καλύτερο η συμπεριφορά του φορέα.
- Ενισχύοντας τα υποστυλώματα με μανδύα και όλα τα δοκάρια με frp μειώνεται ακόμα περισσότερο η μετακίνηση και παράλληλα αλλάζει προς το καλύτερο η συμπεριφορά του φορέα.

Βιβλιογραφία

1. Ο.Α.Σ.Π. (2006), “Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος”, (ΕΚΩΣ2000), Αθήνα
2. Ο.Α.Σ.Π. (2011), “Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ), Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο”, Αθήνα
3. Ευρωκώδικας 8 (2005), “ Αντισεισμικός Κανονισμός , Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων ”, EN 1998-3:2005
4. Ο.Α.Σ.Π. (2006), “Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός” (ΕΑΚ2000), Αθήνα
5. Παπαδρακάκης , Μ. (2011), “Μαθήματα Στατικής V Πλαστική Ανάλυση Ραβδωτών Φορέων, Σύγχρονες Μέθοδοι”, Εκδ. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
6. Σπυράκος , Κ. (2004), “Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία”, Εκδ., Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα
7. Ο.Α.Σ.Π. (2001), “Συστάσεις για Προσεισμικές και Μετασεισμικές Επεμβάσεις σε Κτίρια”, Αθήνα
8. Ψυχάρης Γ., Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας, Σημειώσεις του Μαθήματος Αντισεισμική Τεχνολογία 2, Αθήνα 2007
9. Ζαράρης , Π. (2009), “Μέθοδοι Υπολογισμού Σιδηροπαγούς Σκυροδέματος”, Εκδ. Αδελφών Κυριακίδη Α.Ε., Αθήνα
10. Τάσιος , Θ. (2010), “Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων ”
11. IABSE SYMPOSIUM LISBON 2005 , Progressive Collapse: Design Strategies
12. JCSS and IABSE Workshop on Robustness of Structures , Design of collapse-resistant structures
13. Σκουλικάρη, Ε. (2012), Βέλτιστος Σχεδιασμός Επεμβάσεων Ενίσχυσης σε Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, Επιβλέπων Ν. Λαγαρός.
14. Παυλάκη, Χ. (2012), Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας και Κατευθύνσεις Ενίσχυσης Υφιστάμενου Κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος, Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, Επιβλέπων Β. Κουμούσης.
15. Καυκάς, Α. (2012), Αποτίμηση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Μη Κανονικής Κατασκευής από Ο/Σ, Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, Επιβλέπων Β. Κουμούσης.
16. Ηλίας, Π. (2010), Αποτίμηση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, Επιβλέπων Β. Κουμούσης.
17. Ηλίας, Ε. (2010), Αποτίμηση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, Επιβλέπων Β. Κουμούσης.