



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ**  
**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**Αντισεισμική Αποτίμηση και Ενίσχυση Πτέρυγας  
Κτιριακού Συγκροτήματος νέας Σχολής Πυροσβεστών  
στην Πτολεμαΐδα**

**Ζέρβας Νικόλαος**

CV13302

**Επιβλέπων καθηγητής: Ε. Βουγιούκας**

Διπλωματική εργασία υποβληθείσα στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού  
Μετσόβιου Πολυτεχνείου

ΑΘΗΝΑ, [ΙΟΥΛΙΟΣ/2020]

(Υπογραφή)

.....

**ΖΕΡΒΑΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ**

Διπλωματούχος Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π.

Copyright© Ζέρβας Νικόλαος, 2020

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς το συγγραφέα. Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν τον συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευθεί ότι αντιπροσωπεύουν και τις επίσημες θέσεις του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.



## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς της νέας Σχολής Πυροσβεστών στην Πτολεμαΐδα που μελετήθηκε με τους αντισεισμικούς κανονισμούς προ του 1984, η εκτίμηση της πραγματικής αντοχής και η πρόταση ενίσχυσης της εφόσον απαιτηθεί. Για το σκοπό αυτό έγινε χρήση σύγχρονων ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης όπως είναι η στατική ανελαστική ανάλυση (Pushover) και ο κανονισμός με βάση τον οποίο θα γίνει η μελέτη θα είναι ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για την εφαρμογή των παραπάνω αναλύσεων χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ETABS 2016 V16.0.0. Πιο αναλυτικά:

Στο πρώτο κεφάλαιο, παρουσιάζεται το πλαίσιο μέσα στο οποίο αναπτύχθηκε ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων.

Στο δεύτερο κεφάλαιο, γίνεται η περιγραφή του υπό μελέτη φορέα, η σημασία του για την τοπική κοινωνία και η λεπτομερής παρουσίαση αυτού.

Το τρίτο κεφάλαιο αναφέρεται στη διαδικασία προσομοίωσης του κτιριακού φορέα και γίνεται μια ιστορική αναδρομή σχετικά με τον τρόπο όπλισης των δοκών.

Στο τέταρτο κεφάλαιο, περιγράφεται η διαδικασία κατασκευής των διαγραμμάτων ικανότητας των δομικών μελών και η εισαγωγή τους στο λογισμικό.

Στο πέμπτο κεφάλαιο αναλύεται η διαδικασία της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (Pushover) και η τελική αποτίμηση της κατασκευής καθώς και τα συμπεράσματα των αναλύσεων.

Στο έκτο κεφάλαιο παρατίθενται προτάσεις για την ενίσχυση της κατασκευής.

Στο έβδομο κεφάλαιο διατυπώνονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τη βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής.



## **ABSTRACT**

The topic of the thesis is to conduct a research analysis in regard to the seismic behavior of the Hellenic Fire Academy in Ptolemaida, Greece which was designed with seismic regulations before 1984, to estimate its actual structural strength and in case it is necessary to propose for its reinforcement. For this purpose were used modern and inelastic methods, such as the static inelastic analysis (Pushover), and the regulation that is going to be used is KAN.EPE (Greek Code for Structural Interventions). The analysis was then performed through the use and the application of the structural software ETABS 2016 V16.0.0.

In more details:

In chapter 1 is defined the subject of this project and is described the circumstances in which the Greek Code of Interventions (KAN.EPE) was developed.

In chapter 2 is given a detailed description of the building complex that is to be evaluated its importance for the local community and its detailed presentation.

In chapter 3 is analyzed the simulation process and is made a historical retrospection on the beam longitudinal reinforcement.

In chapter 4 is described the process of creating the capacity curve of each structural frame element and how it is imported in the software.

In chapter 5 is described the procedure of non-linear static analysis (pushover) and the final evaluation of the building complex and the conclusions of the analysis.

In chapter 6 is examined the suggestions of the structural reinforcement.

In chapter 7 is defined the conclusions that came up from the improvement of the behavior of the building.



## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Βουγιούκα Ε. για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με ένα τόσο ενδιαφέρον θέμα καθώς επίσης και για την καθοριστική συμβολή του στην εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας. Επίσης, ευχαριστώ θερμά τους μηχανικούς που μου έδωσαν πρόσβαση στα σχέδια και για τις πληροφορίες που μου παρείχαν, καθώς επίσης τη Νεφέλη και τον Σαμ για τη στήριξη τους κατά τη διάρκεια της εργασίας μου.





## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	4
ABSTRACT.....	6
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	17
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΦΟΡΕΑ	
2.1 Σημασία του κτιρίου.....	19
2.2 Περιγραφή Κτιρίου.....	20
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΦΟΡΕΑ	
3.1 Εισαγωγικά .....	25
3.2 Καθορισμός Υλικών .....	25
3.3 Καθορισμός δοκών και υποστυλωμάτων.....	28
3.4 Δημιουργία πλακών.....	33
3.5 Στηρίξεις φορέα.....	35
3.6 Τροποποίηση δυσκαμψιών στοιχείων.....	35
3.7 Φορτία κατασκευής.....	37
3.8 Ορισμός ταλαντευόμενης μάζας.....	38
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ	
4.1 Γενικά.....	41
4.2 Εισαγωγή καμπυλών στο ETABS.....	46
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕΣΩ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSHOVER)	
5.1 Εισαγωγή.....	53
5.2 Ανάλυση με κατακόρυφα φορτία.....	55
5.3 Καθορισμός παραμέτρων στατικής ανελαστικής ανάλυσης	
5.3.1 Καθορισμός περιπτώσεων φόρτισης.....	57
5.3.2 Μέθοδος οριζόντιας φόρτισης.....	58
5.4 Καθορισμός στόχων σεισμικής ικανότητας.....	61
5.5 Αποτελέσματα στατικών ανελαστικών αναλύσεων.....	66

5.5.1 Διεύθυνση Χ.....	68
5.5.2 Διεύθυνση Υ.....	71
5.6 Συμπεράσματα Αναλύσεων.....	74
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ	
ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	
6.1 Εισαγωγή	
6.1.1.Συνεκτίμηση Συμπαγών τοίχων.....	76
6.1.2 Γενικά.....	78
6.2 Προτάσεις Ενίσχυσης	
6.2.1. 1 <sup>η</sup> Πρόταση ενίσχυσης.....	80
6.2.2. 2 <sup>η</sup> Πρόταση ενίσχυσης και υλοποίηση της.....	81
6.3 Αποτίμηση της ενισχυμένης κατασκευής.....	89
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	95
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	99



## ΛΙΣΤΑ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 1: Όψη κτιρίου .....	19
Εικόνα 2: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιριακού συγκροτήματος από γωνία 1.....	20
Εικόνα 3: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιριακού συγκροτήματος από γωνία 2.....	21
Εικόνα 4: Κάτοψη Ισογείου .....	22
Εικόνα 5: Κάτοψη 1 <sup>ου</sup> ορόφου .....	22
Εικόνα 6: Λεπτομέρεια υποστυλώματος (απόσπασμα των στατικών σχεδίων) ....	23
Εικόνα 7: Ορισμός σκυροδέματος .....	26
Εικόνα 8: Ορισμός μέσης αντοχής σκυροδέματος.....	27
Εικόνα 9: Ορισμός χάλυβα οπλισμό STI .....	28
Εικόνα 10: Παράδειγμα ορισμού δοκού B40X55.....	29
Εικόνα 11: Λεπτομέρεια διάταξης οπλισμών από κτίριο της εποχής .....	30
Εικόνα 12: Λεπτομέρεια διάταξης οπλισμών από κτίριο της εποχής «Προσθήκη πλακός επί δοκού».....	30
Εικόνα 13: Ορισμός οπλισμών δοκού .....	31
Εικόνα 14: Παράδειγμα εισαγωγής υποστυλώματος C40X40 .....	31
Εικόνα 15: Εισαγωγή οπλισμού υποστυλώματος .....	32
Εικόνα 16: Ορισμός πλάκας.....	33
Εικόνα 17: Διάφραγμα 1 <sup>ου</sup> ορόφου .....	34
Εικόνα 18: Διάφραγμα 2 <sup>ου</sup> ορόφου .....	34
Εικόνα 19: Εισαγωγή πάκτωσης στις στηρίξεις.....	35
Εικόνα 20: Τροποποίηση δυσκαμψιών για δοκούς.....	36
Εικόνα 21: Πίνακας 4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ. ....	36
Εικόνα 22: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά EC-8 .....	38

Εικόνα 23: Τιμή συντελεστή $\psi_2$ .....	38
Εικόνα 24: Κατηγορία δράσεων C .....	39
Εικόνα 25: Ορισμός Μάζας Κατασκευής .....	39
Εικόνα 26: Απόσπασμα του φύλλου excel για υπολογισμό M-θ .....	41
Εικόνα 27: Σχέση ΚΑΝΕΠΕ για υπολογισμό $M_y$ .....	41
Εικόνα 28: Σχέση 7.2.2 ΚΑΝΕΠΕ για υπολογισμό $\theta_y$ .....	42
Εικόνα 29: Σχέση ΚΑΝΕΠΕ για υπολογισμό $\theta_u$ .....	42
Εικόνα 30: Μεταβολή της αντοχής σε τέμνουσα, VR, με τη γωνία στροφής χορδής, $\theta$ .....	44
Εικόνα 31: Σχηματικός υπολογισμός γωνίας στροφής .....	46
Εικόνα 32: Σχηματικός υπολογισμός γωνίας στροφής πλαστικής άρθρωσης .....	47
Εικόνα 33: Ορισμός πλαστικής άρθρωσης δοκού .....	48
Εικόνα 34: Εισαγωγή δεδομένων για πλαστική άρθρωση δοκού .....	49
Εικόνα 35: Ορισμός πλαστικής άρθρωσης υποστυλώματος .....	50
Εικόνα 36: Εισαγωγή δεδομένων για πλαστική άρθρωση υποστυλώματος .....	50
Εικόνα 37: Ορισμός θέσης πλαστικής άρθρωσης .....	51
Εικόνα 38: Δεσπόζουσα Ιδιομορφή κατά X	Εικόνα 39: Δεσπόζουσα Ιδιομορφή κατά Y .....
	53
Εικόνα 40: Δεσπόζουσα Ιδιομορφή στροφής $\theta$ .....	53
Εικόνα 41: Ποσοστά ενεργοποίησης μάζας Ιδιομορφών .....	54
Εικόνα 42: Συντελεστές Κατεύθυνσης Ιδιομορφών .....	54
Εικόνα 43: Καθορισμός κατακόρυφης φόρτισης ως αρχική συνθήκη .....	55
Εικόνα 44: Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων λόγω κατακόρυφων φορτίων .....	56
Εικόνα 45: Αναλύσεις PUSHOVER που θα εκτελεστούν .....	57
Εικόνα 46: Οριζόντια φόρτιση με Ομοιόμορφη κατανομή .....	58

Εικόνα 47:Οριζόντια φόρτιση με Ιδιομορφική κατανομή .....	59
Εικόνα 48: Κ.Μ. πάνω ορόφου .....	60
Εικόνα 49:Καθορισμός ελεγχόμενης μετακίνησης .....	61
Εικόνα 50:Κατασκευή διγραμμικής καμπύλης δύναμης μετακίνησης .....	62
Εικόνα 51:Διγραμμικοποιημένη καμπύλη για διεύθυνση σεισμού $+X+0.3Y$ του κτιρίου .....	65
Εικόνα 52:Καμπύλη Ικανότητας για ανάλυση $Y+0.3X$ ομοιόμορφη .....	66
Εικόνα 53:Καμπύλη Ικανότητας για ανάλυση $X+0.3Y$ ιδιομορφική .....	67
Εικόνα 54:Καμπύλες ικανότητας για αναλύσεις στη διεύθυνση $X$ .....	68
Εικόνα 55:Δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης στη διεύθυνση $X$ .....	68
Εικόνα 56:Καμπύλη ικανότητας κατά $X$ με Στάθμες Επιτελεστικότητας .....	69
Εικόνα 57:Πλαστικές αρθρώσεις τη στιγμή της κατάρρευσης κατά $X$ .....	70
Εικόνα 58:Καμπύλες ικανότητας για αναλύσεις στη διεύθυνση $X$ .....	71
Εικόνα 59:Δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης στη διεύθυνση $Y$ .....	71
Εικόνα 60:Καμπύλη ικανότητας κατά $Y$ με Στάθμες Επιτελεστικότητας .....	72
Εικόνα 61:Πλαστικές αρθρώσεις τη στιγμή της κατάρρευσης κατά $Y$ .....	73
Εικόνα 62:Καθορισμός Υλικού Τοιχοποιίας .....	77
Εικόνα 63: Θέση προσθήκης νέων τοιχωμάτων .....	81
Εικόνα 64: 3D παρουσίαση του φορέα μετά την προσθήκη των πρόσθετων τοιχωμάτων .....	82
Εικόνα 65:Καθορισμός τοιχωμάτων στο λογισμικό .....	83
Εικόνα 66:Καθορισμός συνδετικού γραμμικού στοιχείου.....	84
Εικόνα 67:Προσομοίωση τοιχείου με τη μέθοδο wall fiber hinge.....	85
Εικόνα 68:Αποτελέσματα ανάλυσης ενισχυμένης κατασκευής για το δυσμενέστερο συνδυασμό $X+0.3Y$ .....	85

Εικόνα 69:Αποτελέσματα ανάλυσης ενισχυμένης κατασκευής για το δυσμενέστερο συνδυασμό $-Y-0.3X$ .....	86
Εικόνα 70:1η Ιδιομορφή σε 3D.....	87
Εικόνα 71:2η Ιδιομορφή σε 3D.....	87
Εικόνα 72: Στρατηγικές ενίσχυσης για ασφαλή σχεδιασμό.....	88
Εικόνα 73:Καμπύλη pushover για κύρια διεύθυνση X.....	89
Εικόνα 74:Καμπύλη pushover για κύρια διεύθυνση Y .....	90
Εικόνα 75:Έλεγχος για στάθμες επιτελεστικότητας για κύρια διεύθυνση X.....	91
Εικόνα 76:Έλεγχος για στάθμες επιτελεστικότητας για κύρια διεύθυνση Y.....	92
Εικόνα 77:Πλαστικές αρθρώσεις τη στιγμή της κατάρρευσης κατά Y .....	93



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 :**

### **ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Στην Ελλάδα ο τομέας της ανοικοδόμησης ακολουθεί συνεχώς φθίνουσα πορεία και το μεγαλύτερο ποσοστό του δομικού της πλούτου αποτελείται από κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος, ηλικίας 40-60 ετών. Τα κτίρια αυτά μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν με προγενέστερους κανονισμούς, οι οποίοι υστερούν έναντι των ισχυόντων. Γίνεται σαφές ότι είναι εντελώς ασύμφορο να κατεδαφιστούν τέτοια κτίρια καθώς καταλαμβάνουν νόμιμο πολεοδομικό όγκο και είναι δύσκολο να ξαναχτιστούν, γιατί έχουν αλλάξει οι όροι δόμησης. Λόγω του μεγάλου αριθμού των κτιρίων, που πρέπει να αποκατασταθούν, και κατ' επέκταση του μεγάλου οικονομικού κόστους γεννήθηκε η ανάγκη αποτίμησης της συμπεριφοράς αυτών των κτιρίων έναντι σεισμικών δράσεων και η αναβάθμιση τους, μέσω μιας σειράς επεμβάσεων. Σύμφωνα με αυτή τη λογική συντάχθηκε και ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), ο οποίος στηρίζεται στον εκάστοτε ισχύοντα Αντισεισμικό Κανονισμό (Ευρωκώδικας 8, ΕΚΟΣ κ.τ.λ.).

''Σκοπός του εν λόγω κανονισμού είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους, καθώς και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις.'' (§ 1.1.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΦΟΡΕΑ

### 2.1 Σημασία του κτιρίου

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η προσομοίωση και αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο σχεδιάστηκε το 1970-1975 και βρίσκεται στην Πτολεμαΐδα. Η υπόψη κατασκευή αποτελείται από 3 στάθμες (Θεμελίωση – Ισόγειο - Α' Όροφος). Χρησιμοποιούνταν για την λειτουργία της Δημοτικής Επιχείρησης Σχολής Εκπαίδευσης Δημοτικής Αστυνομίας Πτολεμαΐδας μέχρι την κατάργησή της. Το κτίριο από την μία του πλευρά συνορεύει με άλλο γειτονικό κτίριο και ανάμεσα τους υπάρχει σεισμικός αρμός. Στην εν λόγω κατασκευή έχει δρομολογηθεί να λειτουργήσει η Νέα Σχολή Πυροσβεστών Πτολεμαΐδας. Η σπουδαιότητα του έργου έγκειται στην αναβάθμιση της περιοχής της Πτολεμαΐδας, καθώς θα τονώσει την τοπική οικονομία έχοντας περίπου 90 εισακτέους ετησίως, με προοπτική αύξησης του αριθμού αυτού. Ακόμη, το έργο έχει οφέλη και για το ευρύτερο κοινωνικό σύνολο, αφού θα επιφέρει αύξηση του πυροσβεστικού προσωπικού, κάτι που είναι σημαντικό για την αντιμετώπιση των πυρκαγιών που πλήττουν κάθε χρόνο τη χώρα μας. Επομένως, κρίνεται επιτακτική η συντήρηση, η ενίσχυση και η αξιοποίηση του αναφερόμενου κτιρίου.

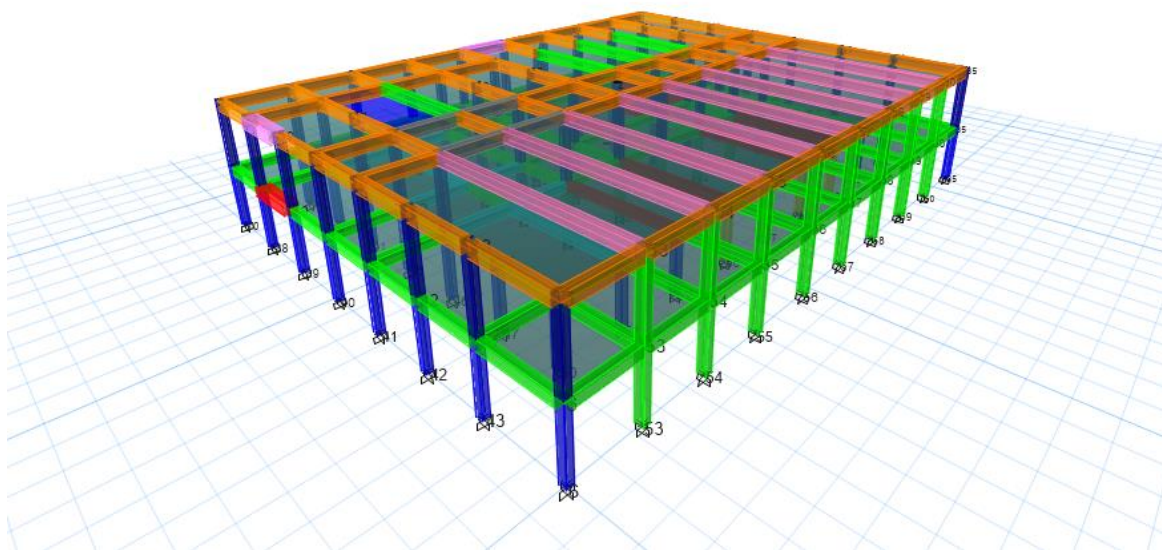


Εικόνα 1: Όψη κτιρίου

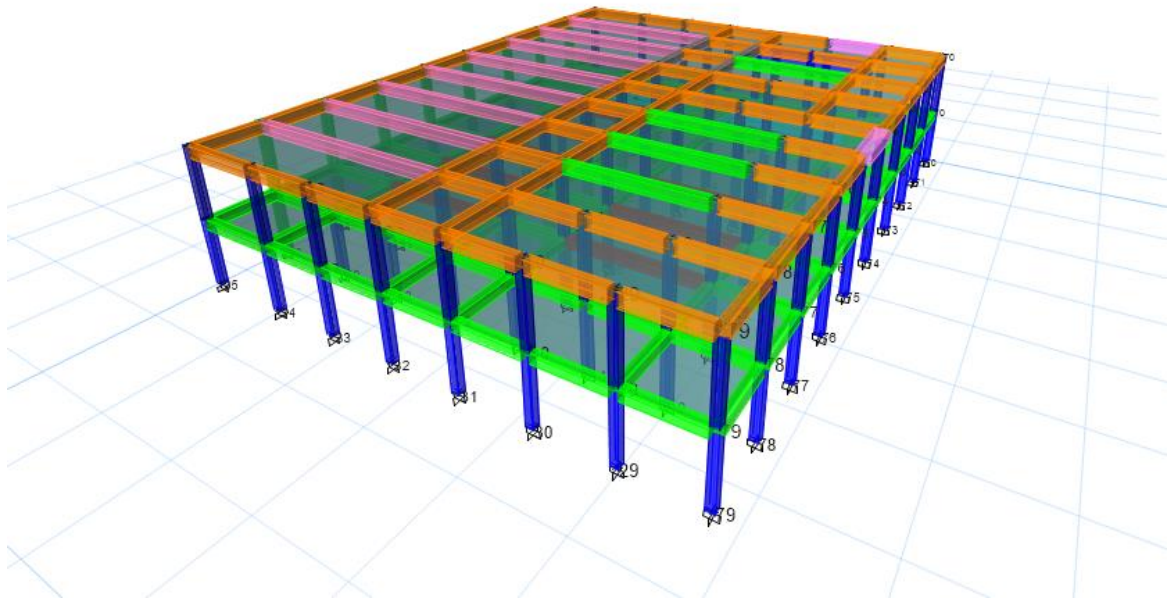
## 2.2 Περιγραφή του κτιρίου

Ο υπό μελέτη φορέας είναι ένα κτηριακό συγκρότημα κατασκευασμένο μεταξύ 1970-75 και τα τελευταία χρόνια δεν χρησιμοποιούνταν. Το κτίριο θα υπαχθεί στην "Αντιμετώπιση της Αυθαίρετης Δόμησης Ν.4178 (ΦΕΚ 174\_Α\_08-08-2013)". Για το σκοπό αυτό, είναι αναγκαίο να εκπονηθεί μελέτη στατικής επάρκειας, σύμφωνα με τη νομοθεσία που ίσχυε κατά το χρόνο κατασκευής του, δηλαδή με το Β.Δ. Αποτελείται από πτέρυγες ανεξάρτητες μεταξύ τους και στην παρούσα διπλωματική θα ασχοληθούμε με την μεγαλύτερη εξ αυτών, την πτέρυγα Ε. Σύμφωνα με μια μικρή αναδρομή στην ταυτότητα του κτιρίου, ανήκει στην κατηγορία των κτιρίων χωρίς ιστορικό προηγούμενων προσθηκών, επεμβάσεων ή εκθέσεων για απαιτούμενες επεμβάσεις. Τα στατικά σχέδια βρέθηκαν στο αρχείο μελετητικής εταιρείας στην Κοζάνη, την Αναπτυξιακή Κοζάνης (ANKO), και μας γνωστοποιήθηκε από τον αρμόδιο μηχανικό ότι η αποτύπωση των ξυλοτύπων έγινε με χρήση συσκευής SCANNER, ώστε να ανιχνευτεί η θέση και το πλήθος των σιδηροπλισμών. Επίσης, ανατέθηκε σε πιστοποιημένη εταιρία ο εργαστηριακός εντοπισμός των ιδιοτήτων των υλικών.

Η πτέρυγα Ε αποτελείται από δύο ορόφους, με τις πλάκες των ορόφων να βρίσκονται στο ίδιο υψόμετρο. Παρακάτω φαίνονται δύο τρισδιάστατες απεικονίσεις του κτιρίου, από αντιδιαμετρικά σημεία.

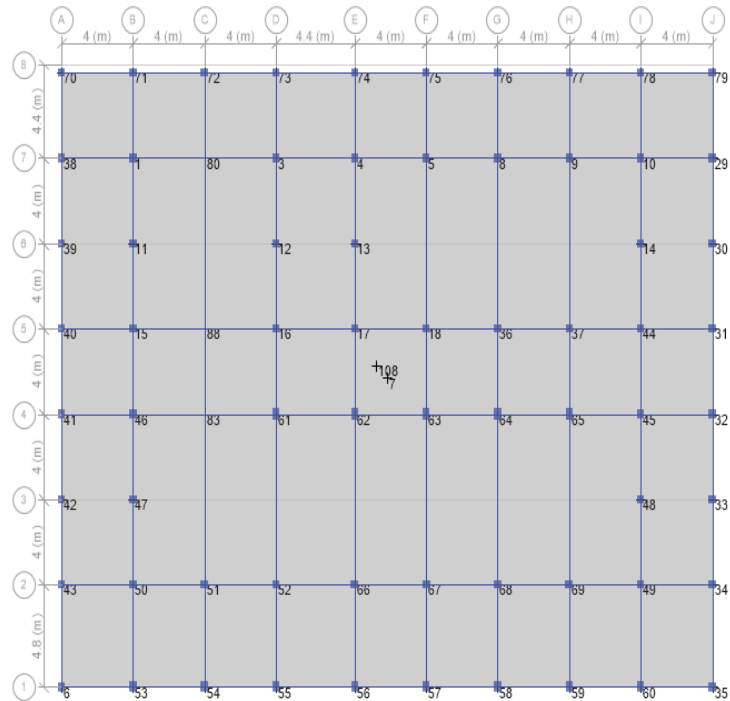


Εικόνα 2: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτηριακού συγκροτήματος από γωνία 1



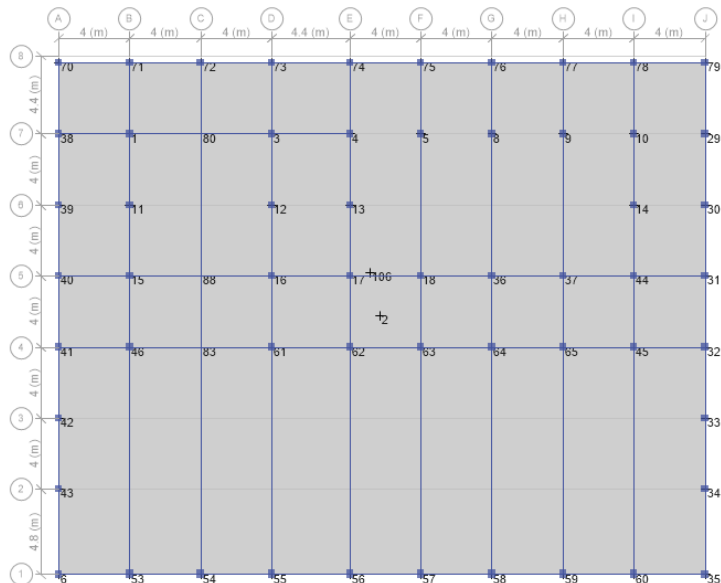
Εικόνα 3: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιριακού συγκροτήματος από γωνία 2

Οι διαστάσεις της κάτοψης του κάθε ορόφου είναι 36,4m x 29,2m. Το συνολικό εμβαδόν της κατασκευής είναι 2.126 m<sup>2</sup>. Τα υποστυλώματα ξεκινούν όλα από τη θεμελίωση αλλά διαφέρουν ανά όροφο. Οι στάθμες των ορόφων είναι 3,85m και 7,93m αντίστοιχα. Οι πλάκες έχουν πάχος 18cm. Παρακάτω παρουσιάζονται οι κατόψεις, όπως σχεδιάστηκαν στο λογισμικό.



Εικόνα 4: Κάτοψη Ισογείου

Τα περιμετρικά υποστυλώματα είναι διαστάσεων 40cm x 40cm στις τρεις πλευρές του κτιρίου, εκτός από την κάτω πλευρά που είναι 40cm x 50cm.

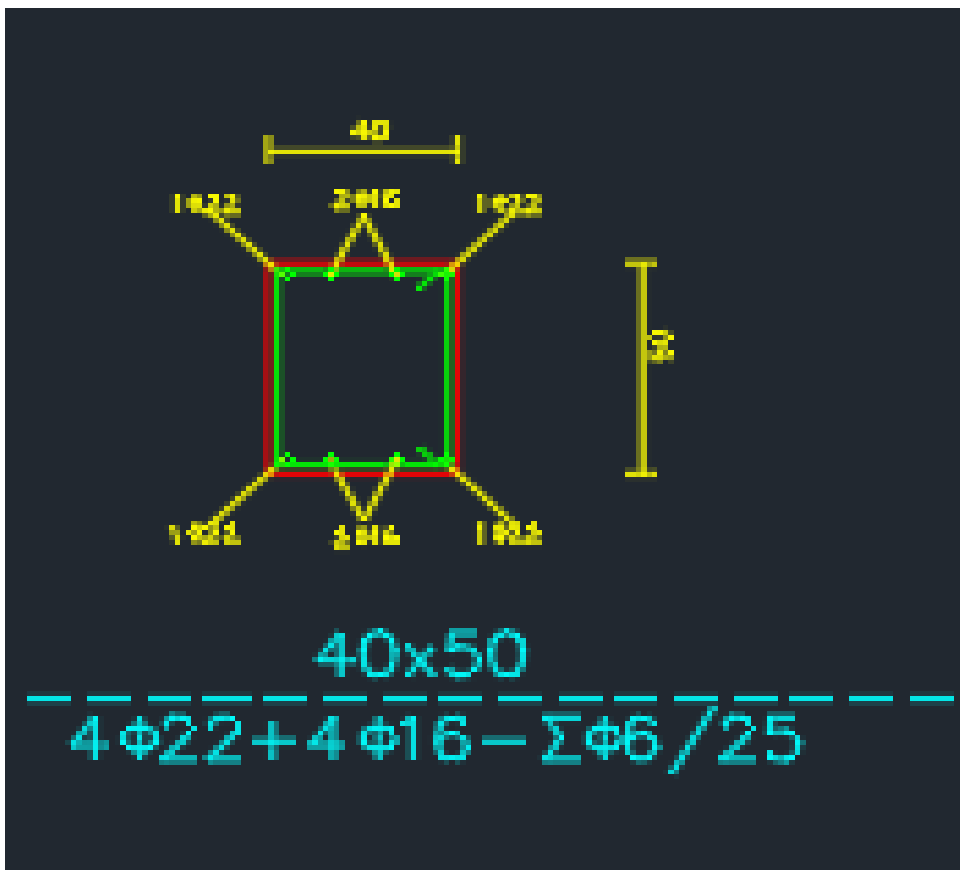


Εικόνα 5: Κάτοψη 1<sup>ου</sup> ορόφου

Τα περιμετρικά υποστυλώματα συνεχίζουν από τον πρώτο όροφο.

Άξιο αναφοράς είναι ότι για τα μεγάλα μήκη δοκάρια, που φαίνονται στην κάτοψη του πρώτου ορόφου, κατά τις εργασίες αποτύπωσης, υπήρχαν προφορικές πληροφορίες ότι πρόκειται για προεντεταμένα. Ωστόσο, δεν υπάρχει η υφιστάμενη μελέτη και από τον οπτικό έλεγχο, τις επί τόπου δοκιμές και ανιχνεύσεις δεν βρέθηκαν οι θέσεις αγκυρώσεων των τενόντων. Επομένως, η παρούσα μελέτη έγινε με παραδοχή πως δεν υπάρχει προένταση.

Παρακάτω παρουσιάζεται και μια λεπτομέρεια υποστυλώματος 40cm x 50cm.



Εικόνα 6: Λεπτομέρεια υποστυλώματος (απόσπασμα των στατικών σχεδίων)





## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΦΟΡΕΑ

### 3.1 Εισαγωγικά

Η προσομοίωση του φορέα έγινε με τη βοήθεια του λογισμικού ETABS 2016 V16.0.0. Αρχικά σχεδιάστηκε ο τρισδιάστατος κάρναβος του κτιρίου (grid system), απευθείας στο ETABS, σύμφωνα με την αποτύπωση του κτιρίου. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιάζονται με γραμμικά στοιχεία πλαισίου 6 Β.Ε. Οι πλάκες ορίστηκαν ως επιφανειακά στοιχεία, με σκοπό να λογίζεται υπόψη το ίδιο βάρος τους και να μεταφέρονται τα επιφανειακά φορτία, που θα οριστούν στη συνέχεια, στις δοκούς. Στις πλάκες, επίσης, θα οριστεί διαφραγματική λειτουργία, όπως προβλέπεται. Οι στηρίξεις της κατασκευής θεωρήθηκαν πακτώσεις.

### 3.2 Καθορισμός υλικών

Οι αντοχές των υλικών προέκυψαν από σχετικές μετρήσεις που έγιναν με εργαστηριακή διερεύνηση και για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκαν οι μέσες αντοχές των υλικών αυτών, όπως προβλέπεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

#### *Σκυρόδεμα*

Διαπιστώθηκε ότι το σκυρόδεμα είναι κατηγορίας B225, τιμή η οποία αντιστοιχεί περίπου σε κατηγορία σκυροδέματος κατά EC-2 C16/20 με «Χαρακτηριστική» τιμή (Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση)  $f_{ck} = 16\text{MPa}$ . Με τη μέση τιμή θλιπτικής αντοχής συνδέονται με τη σχέση:  $f_{cm} = f_{ck} + 8\text{MPa}$ . Συνεπώς,  $f_{cm} = 24$ .

Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.) είναι «Ικανοποιητική» από τη στιγμή που έγινε δειγματοληπτικός έλεγχος σε πιστοποιημένο εργαστήριο, άρα ο συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα είναι  $\gamma_c = 1.35$ . Επομένως, η αντοχή του σκυροδέματος που λαμβάνεται υπόψη στο προσομοίωμα και στον υπολογισμό των αντιστάσεων είναι  $f_c = 24/1.35 = 17.78\text{MPa}$  και το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος  $E_{cm} = 29\text{GPa}$  και ειδικό βάρος  $25\text{KN/m}^3$ . Ο ορισμός του έγινε μέσω της εντολής Define→Material Properties→Add New Material→Concrete.

**Material Property Data**

---

**General Data**

Material Name: C16/20

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

---

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density       Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 24.9926 kN/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 2548.538 kg/m<sup>3</sup>

---

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 29000 MPa

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.00001 1/C

Shear Modulus, G: 12083.33 MPa

---

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

---

**Advanced Material Property Data**

Nonlinear Material Data...      Material Damping Properties...  
Time Dependent Properties...

---

OK      Cancel

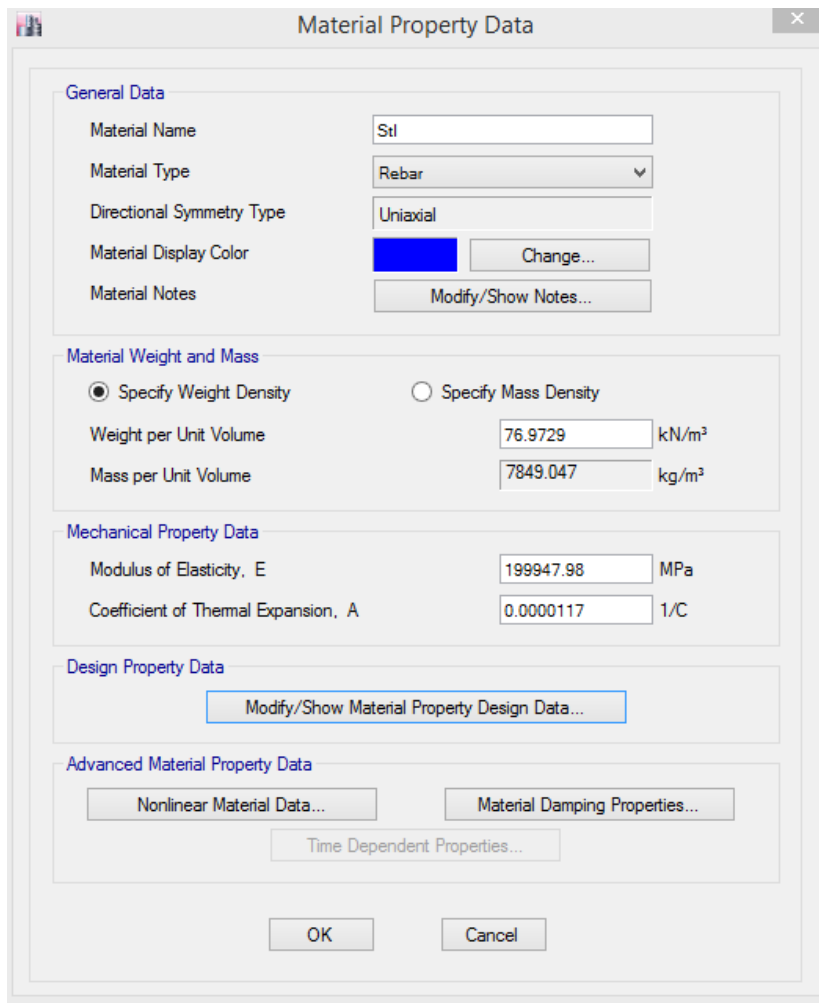
Εικόνα 7: Ορισμός σκυροδέματος

The image shows a software dialog box titled "Material Property Design Data". It contains two main sections. The first section, "Material Name and Type", has two input fields: "Material Name" with the value "C16/20" and "Material Type" with the value "Concrete, Isotropic". The second section, "Design Properties for Concrete Materials", has three elements: a text input field for "Characteristic Concrete Cylinder Strength, fck" with the value "17.8" and the unit "MPa", a checkbox for "Lightweight Concrete" which is currently unchecked, and an empty text input field for "Shear Strength Reduction Factor". At the bottom of the dialog are two buttons: "OK" and "Cancel".

Εικόνα 8: Ορισμός μέσης αντοχής σκυροδέματος

### ***Χάλυβας***

Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων με βάση την απαίτηση που αναγράφεται στην παράγραφο 3.7.2 του ΚΑΝΕΠΕ έγινε με κατάταξη του χάλυβα με οπτική αναγνώριση (επιφάνεια λεία ή με νευρώσεις, τυχόν αναγνώσιμες σημάνσεις στην επιφάνεια των ράβδων), σε συνδυασμό και με την εποχή κατασκευής του κτιρίου ( $\gamma_s=1,15$ ). Στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του χάλυβα θεωρείται «ικανοποιητική». Ο χάλυβας οπλισμού που χρησιμοποιήθηκε είναι Stahl I με όριο διαρροής:  $f_{yk}= 220$  MPa. Ο χάλυβας των διαμηκών οπλισμών των δοκών είναι St III, με όριο διαρροής:  $f_{yk}= 400$  MPa. Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα είναι  $E_s = 200$  GPa και ειδικό βάρος  $77$  KN/m<sup>3</sup>. Ο ορισμός του έγινε μέσω της εντολής Define→Material Properties→Add New Material→Rebar.

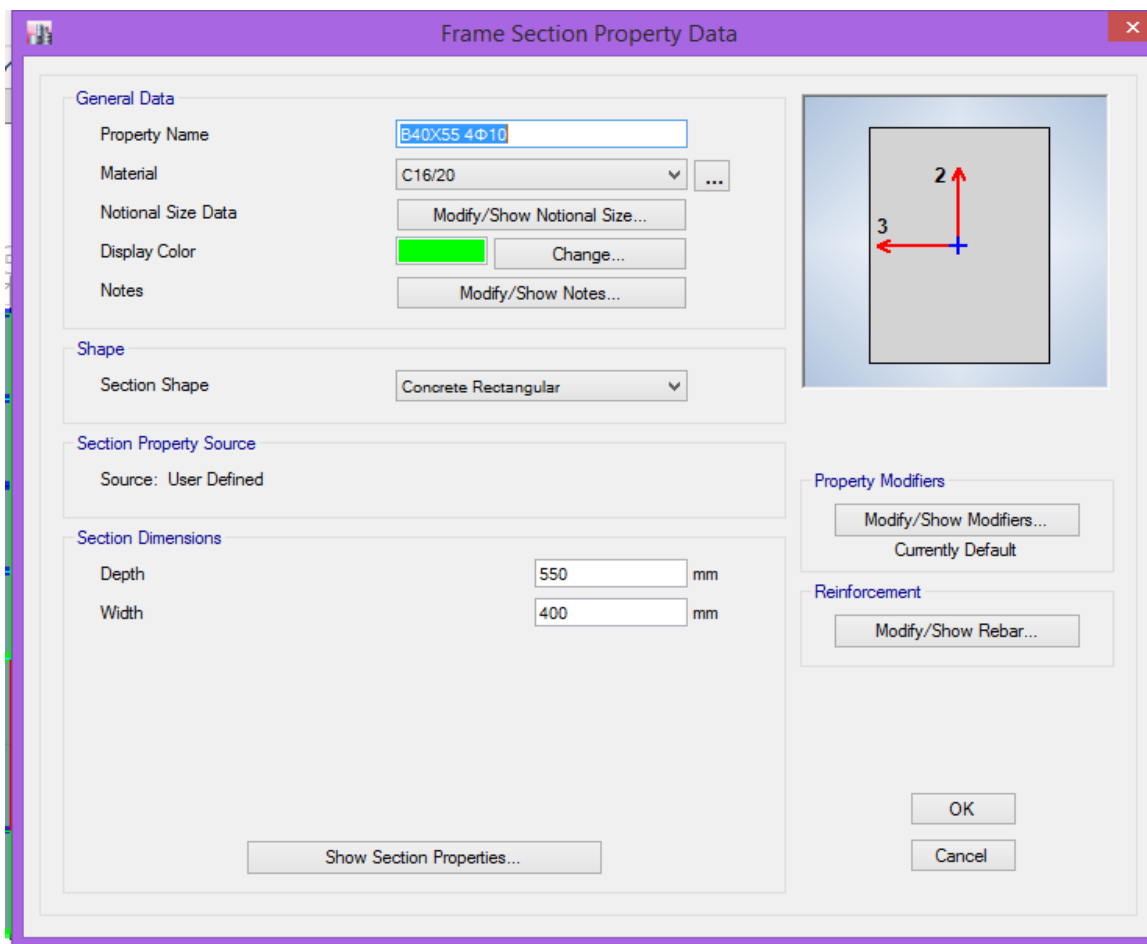


Εικόνα 9: Ορισμός χάλυβα οπλισμού STI

### 3.3 Καθορισμός δοκών και υποστυλωμάτων

#### *Δοκοί*

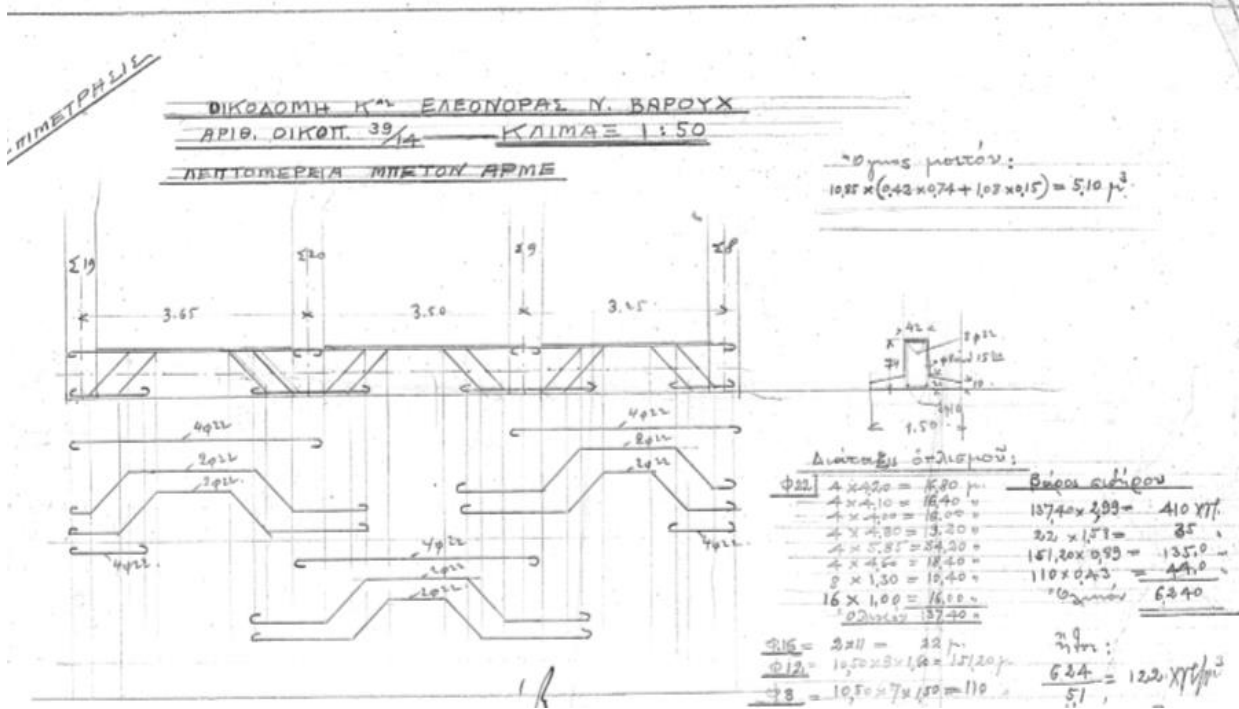
Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων είναι όλες ορθογωνικές. Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί τους διαφέρουν από όροφο σε όροφο. Μέσω της εντολής Define→Section Properties→Frame Sections→Add New Property ορίζουμε το σχήμα διατομής, το υλικό και τις διαστάσεις στα αντίστοιχα πεδία του παραθύρου.



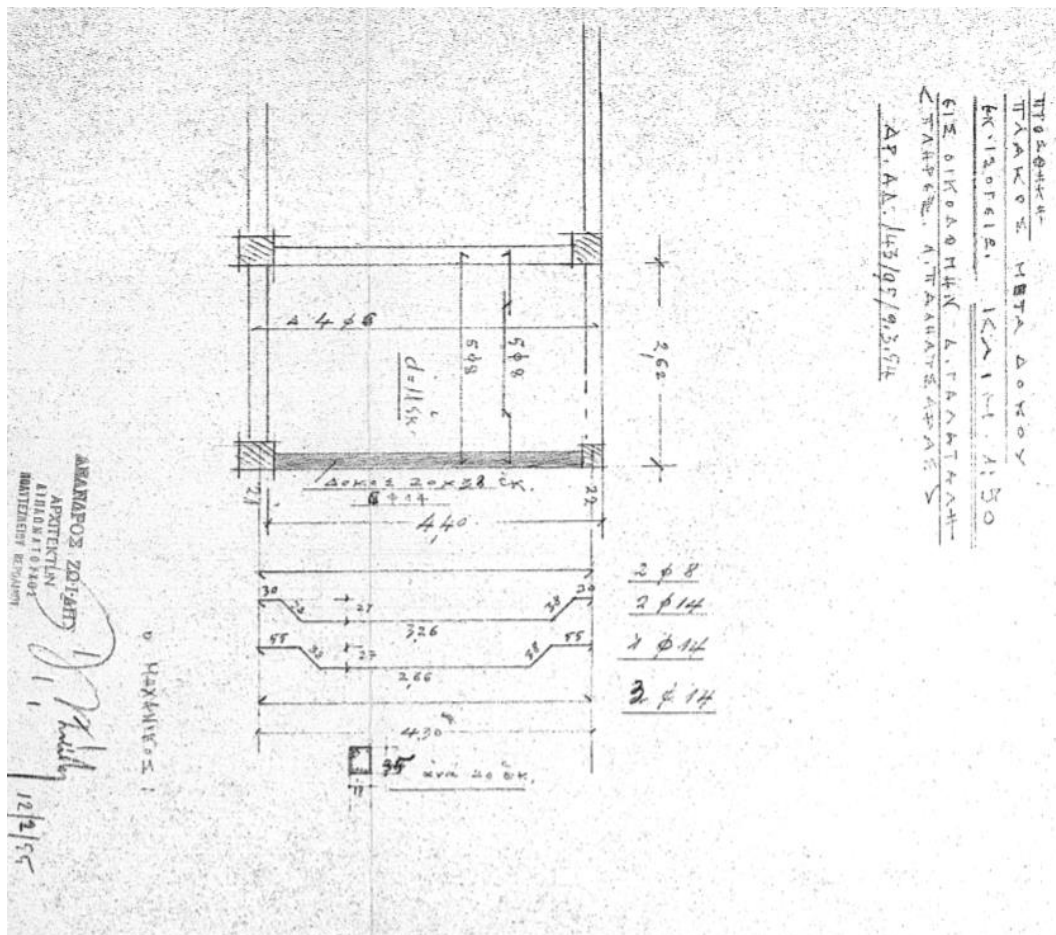
Εικόνα 10: Παράδειγμα ορισμού δοκού B40X55

Στην παραπάνω εικόνα στο πεδίο Modify→Show Rebar εισάγεται ο διαμήκης οπλισμός της δοκού σύμφωνα με το επόμενο παράθυρο. Στο Design Type επιλέγεται ο τύπος του γραμμικού στοιχείου. Σαν Bottom Bars εισάγω τον μισό οπλισμό της δοκού που μου δείχνουν τα στατικά σχέδια ότι υπάρχουν στην δοκό και θεωρώ, λαμβάνοντας υπ' όψιν και την εποχή κατασκευής, ότι τα μισά σιδερα(2Φ10 π.χ.) σπάνε πάνω τα οποία τα θεωρώ σαν Top Bars μαζί με τα πρόσθετα (2Φ8). Όλοι οι οπλισμοί εισάγονται με βάση το εμβαδόν τους, δηλαδή σε mm<sup>2</sup>.

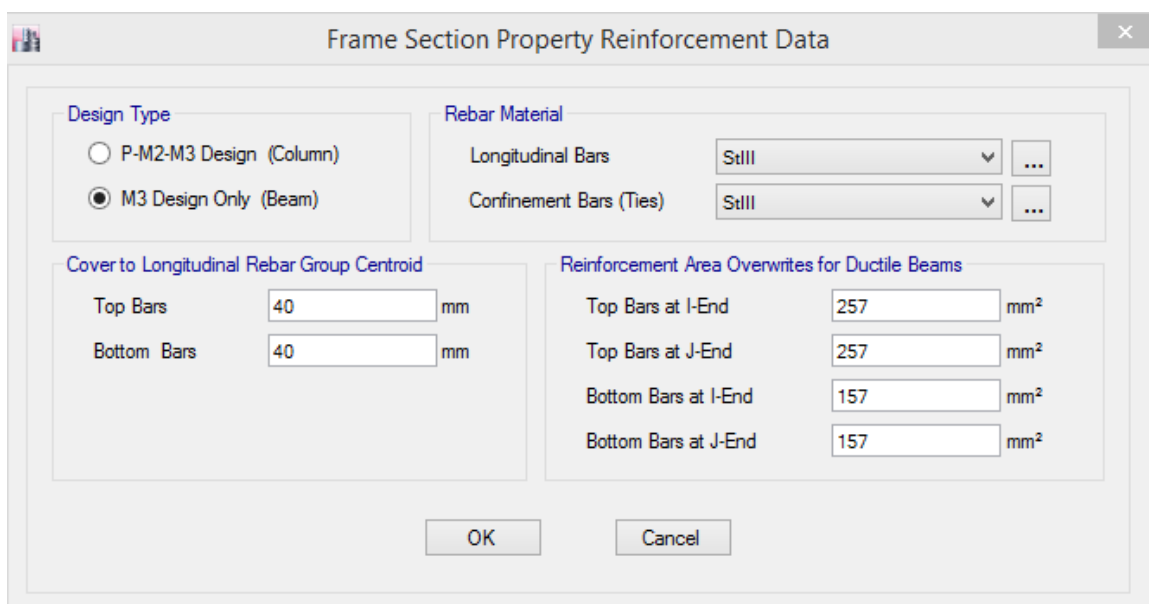
Αυτός ο τρόπος οπλισμού των δοκών αναζητήθηκε σε παλιές μελέτες και στατικά σχέδια άλλων κτιρίων της εποχής καθώς δε διαθέταμε ακριβή λεπτομέρεια επί αυτού. Με σκοπό να συνεισφέρει στη γνώση των νέων μηχανικών σχετικά με τον τρόπο όπλισης στα παλιά κτίρια αναζητήθηκε μελέτη της εποχής και επισυνάπτεται παρακάτω 2 λεπτομέρειες με τη διάταξη των οπλισμών.



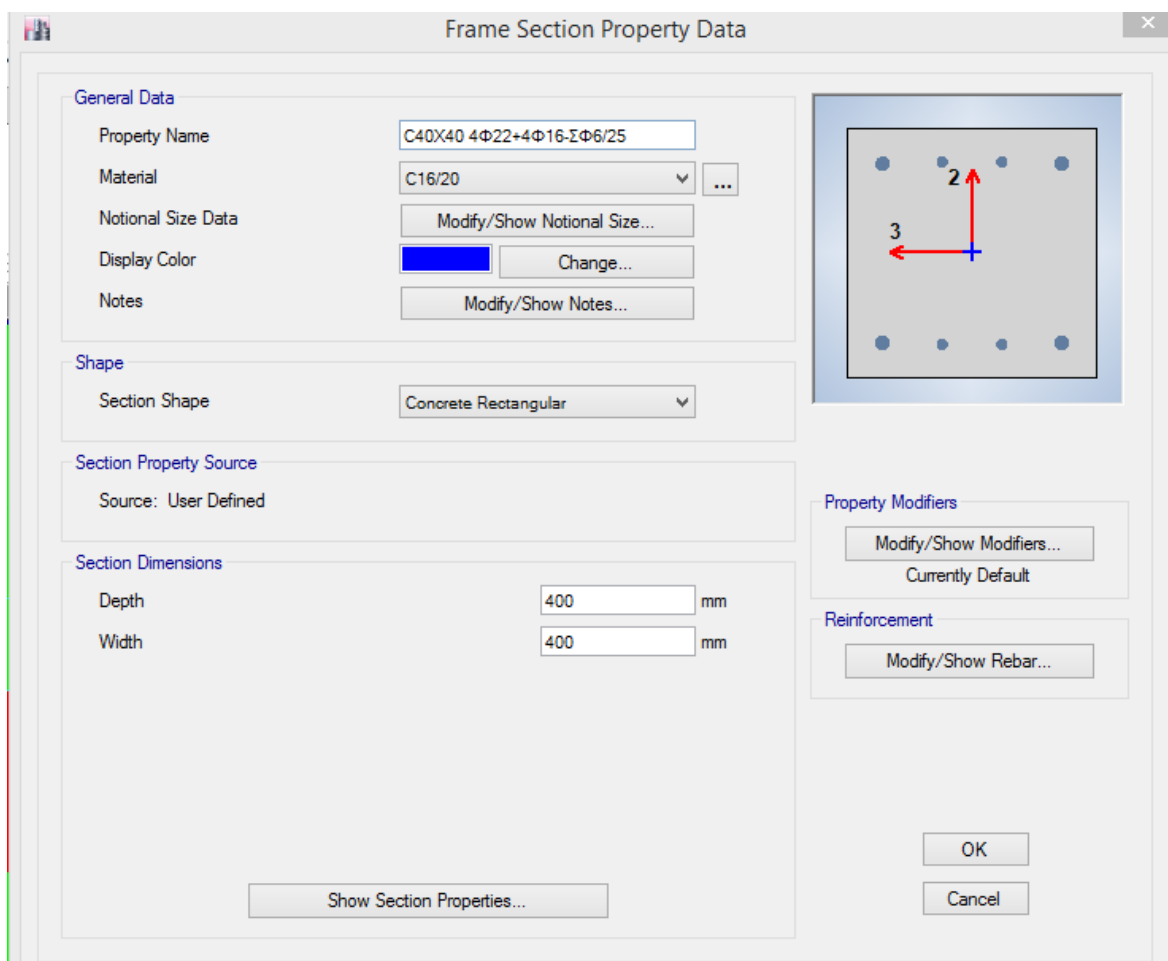
Εικόνα 11: Λεπτομέρεια διάταξης οπλισμών από κτίριο της εποχής



Εικόνα 12: Λεπτομέρεια διάταξης οπλισμών από κτίριο της εποχής «Προσθήκη πλακός επί δοκού»



Εικόνα 13: Ορισμός οπλισμών δοκού



Εικόνα 14: Παράδειγμα εισαγωγής υποστυλώματος C40X40

Εικόνα 15: Εισαγωγή οπλισμού υποστυλώματος

Η εικόνα 15 είναι ένα παράδειγμα εισαγωγής οπλισμού για υποστύλωμα C40X40 με σίδερα 4Φ22+4Φ16 και συνδετήρες ΣΦ6/25.

Τέλος, πρέπει να προσέξουμε τον τρόπο που θα οριστεί η σύνδεση των διατομών στο λογισμικό το οποίο εξασφαλίζεται μέσω των End Length Offsets βάζοντας Rigid-zone factor =1. Έτσι θέτουμε μία πλήρη μονολιθική σύνδεση μέσω της εντολής Assign→Frames→End Length Offsets→Automatic και ορίζονται με Select all Frames →Assign → Frames

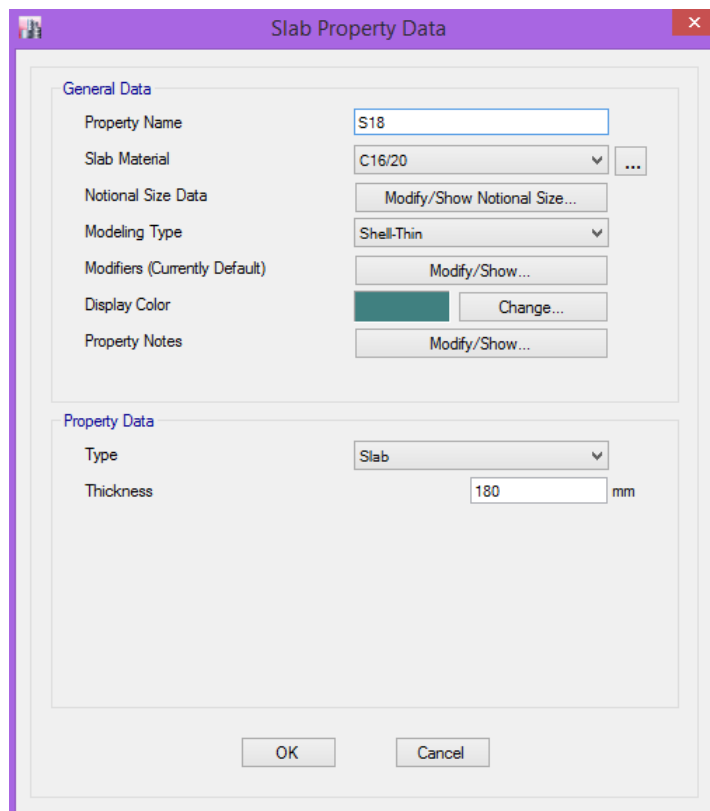


### 3.4 Δημιουργία πλακών

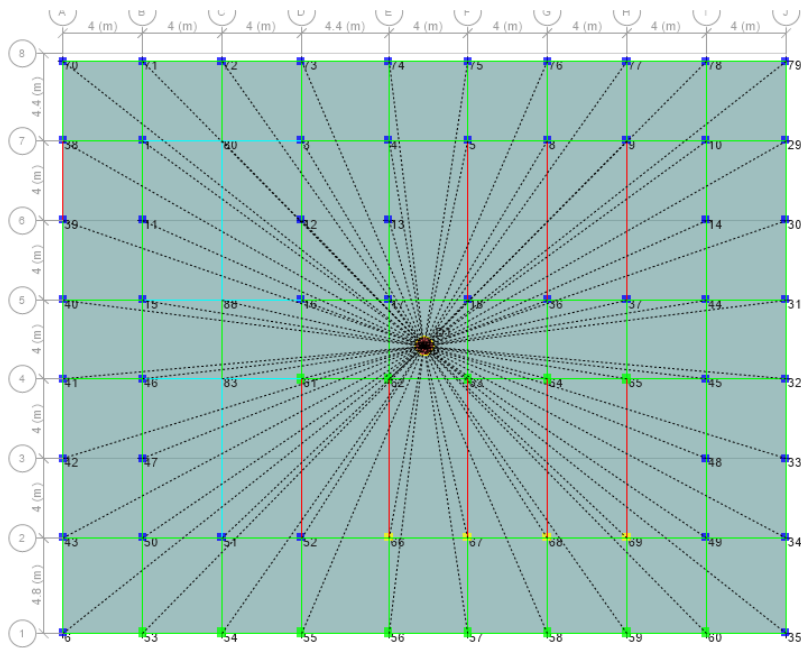
Οι πλάκες (floor object) προσομοιώνονται και αυτές με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, χωρίς να μας ενδιαφέρει η επιμέρους διακριτοποίηση προς στιγμήν. Είναι αναγκαίο να οριστεί η διαφραγματική λειτουργία αυτών ώστε να εξασφαλιστεί η ίση μετακίνηση όλων των σημείων στο επίπεδο του κάθε ορόφου και να διανεμηθούν οι οριζόντιες φορτίσεις ανάλογα με τη δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων. Έτσι, μέσω αυτής της λειτουργίας μπορούμε να θεωρήσουμε τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά όροφο: δύο μετακινήσεις και μία στροφή με αποτέλεσμα να μειωθεί και ο υπολογιστικός χρόνος. Ο ορισμός των πλακών έγινε μέσω της εντολής Define – Section Properties – SlabSections.

Ο ορισμός των διαφραγμάτων έγινε μέσω της εντολής Define – Diaphragms - Rigid Diaphragm (πλήρως απαραμόρφωτο) και αφού επιλέχθηκαν (select) όλα τα floor objects έγινε assign αυτών στις κατόψεις των ορόφων.

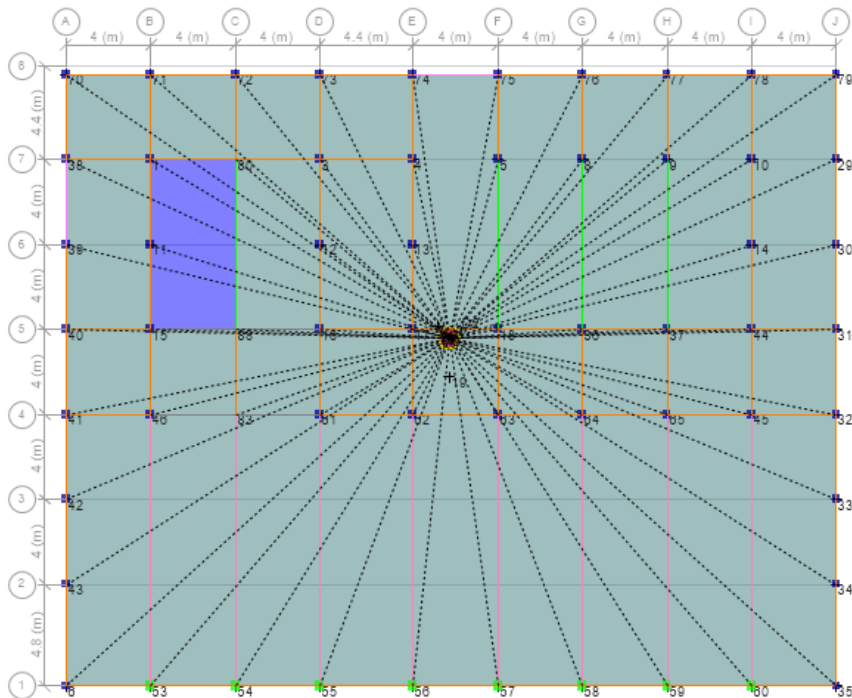
Το modeling type ορίστηκε Shell-Thin καθώς σύμφωνα με το manual του προγράμματος Thin θεωρείται η πλάκα που το πάχος/μήκος  $< 1/15$ .



Εικόνα 16: Ορισμός πλάκας



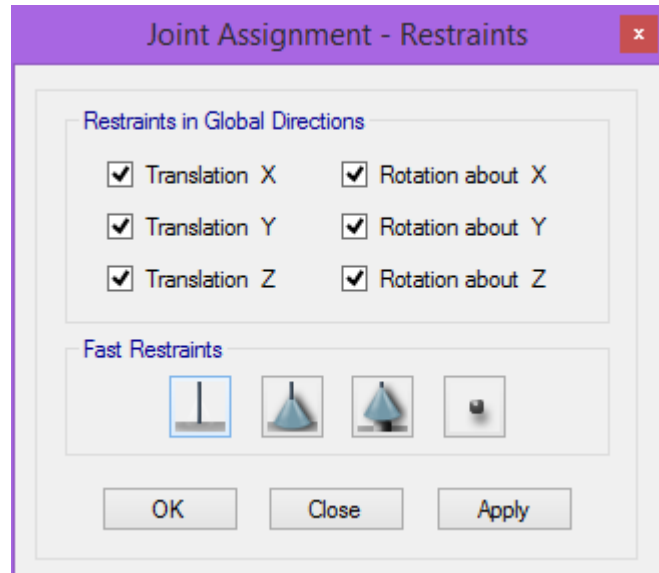
Εικόνα 17: Διάφραγμα 1<sup>ου</sup> ορόφου



Εικόνα 18: Διάφραγμα 2<sup>ου</sup> ορόφου

### 3.5 Στηρίξεις φορέα

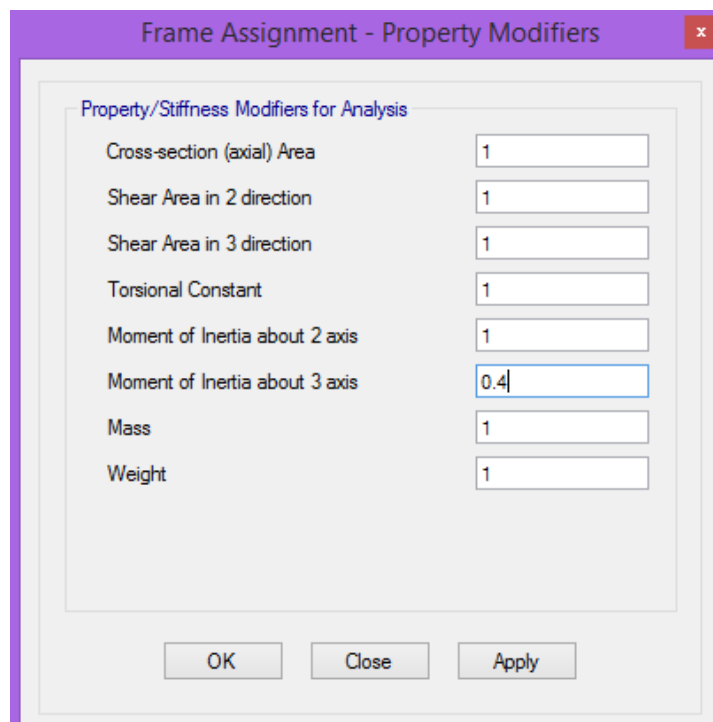
Οι στηρίξεις του φορέα επί του εδάφους θεωρήθηκαν πλήρεις πακτώσεις (assign- joints-restraints), όπως φαίνεται και στο παρακάτω εικονίδιο.



Εικόνα 19: Εισαγωγή πάκτωσης στις στηρίξεις

### 3.6 Τροποποίηση δυσκαμψιών στοιχείων

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (πίνακας Σ.4.1) δίνεται η δυνατότητα η δυσκαμψία των μελών να εκτιμάται ως ένα ποσοστό της αρηγμάτωτης διατομής. Οι διατομές όταν βρίσκονται υπό τη δράση εφελκυστικών τάσεων ρηγματώνονται. Συνεπώς, υπάρχει ένα τμήμα της το οποίο δε συμμετέχει στην παραλαβή των τάσεων και αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση της δυσκαμψίας, αφού η ενεργός διατομή του μειώνεται. Το ποσοστό αυτό φαίνεται στον παρακάτω πίνακα και η τροποποίηση αυτή γίνεται σε επίπεδο μελών εκ των υστέρων με την εντολή assign frame/shell property/stiffness modifiers. Ενδεικτικά για τις δοκούς:



Εικόνα 20: Τροποποίηση δυσκαμψιών για δοκούς

ΣΧΟΛΙΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠ)

Πίνακας Σ 4.1: Τιμές δυσκαμψίας

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

Εικόνα 21: Πίνακας 4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.

### 3.7 Φορτία κατασκευής

Οι βασικές **κατακόρυφες δράσεις** για την κατασκευή είναι:

#### *Μόνιμα φορτία*

- βάρος σκυροδέματος: 25.00 kN/m<sup>3</sup> (Dead Load)
- επικάλυψη δαπέδων: 1.20 kN/m<sup>2</sup> (Super Dead Load)
- διπλή δρομική τοιχοποιία : 9 kN/m

#### *Μεταβλητά φορτία*

- Κινητό φορτίο πλακών: 2.00 kN/m<sup>2</sup> (Live Load)
- Κινητό φορτίο πλακών συνάθροισης κοινού: 5.00 kN/m<sup>2</sup> (Live Load)
- Κινητό φορτίο κλιμάκων & πλατυσκάλων: 3.50 kN/m<sup>2</sup> (Live Load)

Το ίδιο βάρος της κατασκευής λαμβάνεται κατευθείαν από το πρόγραμμα αν στο self-weight Multiplier ορισθεί η τιμή 1 (Dead) σύμφωνα με τις διατομές που έχουν εισαχθεί και τα ειδικά βάρη των υλικών. Για τα υπόλοιπα φορτία βάζουμε τιμή 0 και τα ορίζουμε σε οποίους συνδυασμούς θέλουμε. Ο ορισμός τους γίνεται μέσω της εντολής Define – Load Patterns και εισάγονται στο προσομοίωμα μέσω της εντολής Assign → Shell Loads όπου μοιράζονται στις δοκούς μέσω των δυσκαμψιών των στοιχείων.

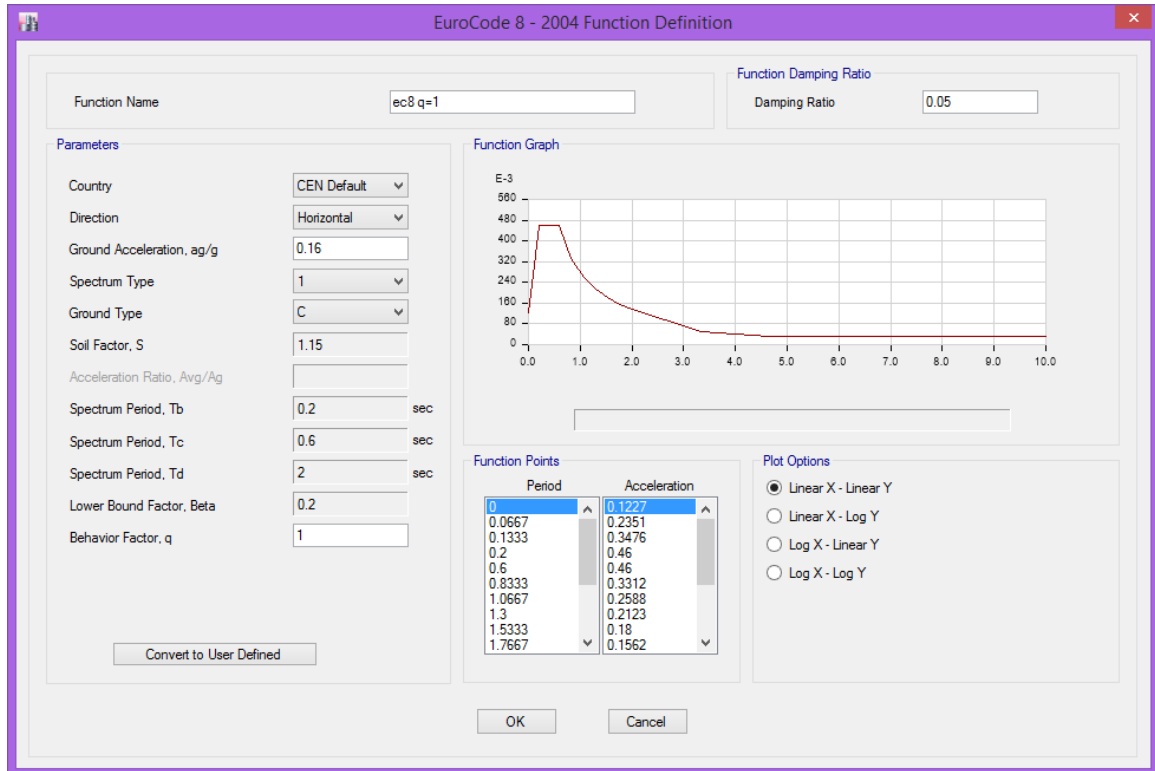
Η **οριζόντια φόρτιση** είναι η σεισμική δράση κατά ΕΚ 8.

Παράμετροι σεισμικής δράσης:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας:	Ζώνη 1	$\alpha_{gR} = 0,16g$
Κατηγορία σπουδαιότητας:	Σ2	$\gamma_1 = 1,00$
Κατηγορία εδάφους:	C	TB = 0,20s TC = 0,50s TD = 2,50s S = 1,15

Ποσοστό απόσβεσης  $\zeta=5\%$

Εισάγοντας τις παραπάνω παραμέτρους στο ETABS, μέσω της εντολής Define→Functions→Response Spectrum→Add New Function, προκύπτει το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8.



Εικόνα 22: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά EC-8

### 3.8 Ορισμός ταλαντευόμενης μάζας

Η μάζα της κατασκευής που θεωρείται ότι συμμετέχει στην ταλάντωση υπολογίζεται από τα κατακόρυφα φορτία υπό το σεισμικό συνδυασμό  $G+\psi_2Q$ . Στα μόνιμα φορτία  $G$  συμπεριλαμβάνονται και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία, δηλαδή η επικάλυψη των δαπέδων που συμμετέχει στην ταλάντωση. Σύμφωνα με τον Ευροκώδικα ο συντελεστής  $\psi_2$  που θα πολλαπλασιαστούν τα μεταβλητά φορτία είναι 0,6 όπως φαίνεται από τους πίνακες.

Δράσεις	Τμή		
	συνδυασμού $\psi_0$	συνγή $\psi_1$	οιονει μόνιμη $\psi_2$
Κατοικίες Α	0.7	0.5	0.3
Γραφεία, Β	0.7	0.5	0.3
Συνάθροιση κοινού C	0.7	0.7	0.6
Καταστήματα D	0.7	0.7	0.6
Αποθήκες Ε	1.0	0.9	0.8
Άνεμος	0.6	0.2	0.0
Χιόνι	0.5-0.7	0.2-0.5	0.0-0.2
Θερμοκρασία	0.6	0.5	0.0

Εικόνα 23:Τιμή συντελεστή  $\psi_2$

- ❖ **C: Χώροι συναθροίσεως κοινού:** **C1:** Χώροι με τραπέζια κλπ. (π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατορία, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια) χώροι υποδοχής. **C2:** Χώροι με σταθερά καθίσματα (π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς). **C3:** Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών). **C4:** Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές. **C5:** Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις, αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.

Εικόνα 24: Κατηγορία δράσεων C

Στο πρόγραμμα ορίζεται από την εντολή: *Define – Mass source – Modify/Show Mass Source*

The screenshot shows the 'Mass Source Data' dialog box. It includes the following sections:

- Mass Source Name:** A text field containing 'MsSrc1'.
- Mass Source:** A group box containing:
  - Element Self Mass
  - Additional Mass
  - Specified Load Patterns
  - Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
    - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction: [ ]
    - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction: [ ]
- Mass Multipliers for Load Patterns:** A table with columns 'Load Pattern' and 'Multiplier'.
 

Load Pattern	Multiplier
Dead	1
Live	0.6
Prostheta	1

 Buttons: Add, Modify, Delete.
- Mass Options:**
  - Include Lateral Mass
  - Include Vertical Mass
  - Lump Lateral Mass at Story Levels

Buttons: OK, Cancel.

Εικόνα 25: Ορισμός Μάζας Κατασκευής





# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ

## 4.1 Γενικά

Προκειμένου να επιτευχθεί η πλαστιμότητα του κτιρίου πρέπει να γίνει ο υπολογισμός των νόμων που διέπουν τη συμπεριφορά των κρίσιμων διατομών των δομικών στοιχείων, κάτι το οποίο γίνεται με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για κάθε διατομή (δοκό και υποστύλωμα) ορίζεται το διάγραμμα ροπών-στροφών (M-θ), πάνω στο οποίο σημειώθηκαν και τα σημεία στα οποία αντιστοιχούν οι διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας. Για το λόγο αυτό δημιουργήθηκε κατάλληλο φύλλο EXCEL το οποίο σύμφωνα με τις σχετικές διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.(ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α) ορίζει τα μεγέθη που μας ενδιαφέρουν.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q			
1																				
2																				
3																				
4	ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ - ΟΠΛΙΣΜΟΣ (cm)				ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΥΛΙΚΩΝ (Mpa)				kN/cm <sup>2</sup>				ΠΑΡΑΓΩΓΑ ΜΕΓΕΘΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ							
5	πλάτος	b	40	μέτρο ελαστικότητας γάλυβα διαμικρως	E <sub>s</sub>	200000	20000	μέτρο ελαστικότητας γάλυβα διαμικρως	f <sub>y</sub>	347,826087	34,7826087	μέτρο ελαστικότητας ακυροδεματος	f <sub>c</sub>	29000	2900	N/(b*d*f <sub>y</sub> )	0,00000			
6	ύψος	h	55	μέτρο ελαστικότητας ακυροδεματος	f <sub>c</sub>	29000	2900	μέτρο τιμής διαρροής γάλυβα εγκαρσιου	f <sub>yw</sub>	191,3043478	19,13043478	ρ <sub>w</sub>	0,00028	ρ <sub>tot</sub>	0,0020	α	6,8966			
7	εφελκυσμενος οπλισμος	A <sub>s1</sub>	3,14	αξονικo φορτιο (kN)	N	0	δ	στατικό υψος εφελκυσμένου	d	51	α	6,8966	δ'	0,0784	l <sub>s</sub>	200	αμφιπλευρo			
8	θλιβoμενος οπλισμος	A <sub>s2</sub>	1	καμπυλoτητα διαρροης (cm)	1/η <sub>y</sub>	0,0000430	M <sub>y</sub> /(b*d <sup>3</sup> )	49,61410401	(kN/cm <sup>2</sup> )											
9	πλευρικoς οπλισμος	A <sub>sν</sub>	0	I. ΔΙΑΡΡΟΗ ΛΟΓΩ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ																
10	στατικό υψος εφελκυσμένου	d'	4																	
11	εγκαρσιος οπλισμος	A <sub>sω</sub>	0,5652																	
12	ύψος-Μικρος μελoυς	H	400																	
13	διαμετρος διαμικρως οπλ.	φ <sub>b</sub>	10																	
14																				
15																				
16																				
17																				
18																				
19																				
20																				
21																				
22																				
23																				
24																				
25																				
26																				
27																				
28																				
29																				
30																				
31																				
32																				
33																				
34																				
35																				
36																				
37																				
38																				
39																				
40																				
41																				
42																				
43																				
44																				
45																				
46																				
47																				
48																				
49																				
50																				
51																				
52																				
53																				
54																				
55																				
56																				
57																				
58																				

Εικόνα 26: Απόσπασμα του φύλλου excel για υπολογισμό M-θ

Με δεδομένη την καμπυλότητα στη διαρροή, η αντίστοιχη ροπή  $M_y$  προκύπτει ως:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left( 0.5(1+\delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[ (1-\xi_y)_p + (\xi_y - \delta')_p' + \frac{P_y}{6}(1-\delta') \right] \cdot (1-\delta') \frac{E_s}{2} \right\} \quad (A.6\alpha)$$

Εικόνα 27: Σχέση ΚΑΝΕΠΕ για υπολογισμό  $M_y$

Εάν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, η γωνία στροφής χορδής  $\theta_y$  στην καμπτική διαρροή στοιχείων μπορεί να εκτιμηθεί από την ακόλουθη έκφραση:

- Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_y z}{3} + 0,0014 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (\Sigma.2\alpha)$$

Εικόνα 28:Σχέση 7.2.2 ΚΑΝΕΠΕ για υπολογισμό  $\theta_y$

Στη παραπάνω εξίσωση, ο 1ος όρος εκφράζει την συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο 2ος όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος  $L_s$ , ενώ ο 3ος όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου ( $f_y$  και  $f_c$  σε MPa).

$$\theta_{um} = 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega - \omega')} f_c \right]^{0,225} (\alpha_s)^{0,35} \left( \frac{\rho_s f_{yw}}{f_c} \right)_{(1,25^{100} \rho_d)}, \quad (\Sigma.11\alpha)$$

όπου:

$\alpha_s = M/Vh$ , ο λόγος διάτμησης.

$\omega, \omega'$ : ολικό μηχανικό ποσοστό οπλισμού και μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού).

$v = N/bhf_c$ : ( $b$ = πλάτος θλιβόμενης ζώνης).

$\rho_s = A_{sb}/b_w s_h$ : γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης.

$\rho_d$ : γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού.

Εικόνα 29:Σχέση ΚΑΝΕΠΕ για υπολογισμό  $\theta_u$

Για το  $\theta_{um}$  η τιμή που θα προκύψει από τη παραπάνω σχέση διαιρείται με έναν συντελεστή 1,20 καθώς έχουμε στοιχεία προ του 1985 με νευρογάλυβες.

### Αντίσταση έναντι τέμνουσας

Όταν ένα στοιχείο από οπλισμένο σκυρόδεμα υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενη ένταση η αντοχή του έναντι τέμνουσας εξασθενεί ανάλογα με την πλαστιμότητα που αναπτύσσεται στη διατομή εξαιτίας πολλών παραγόντων όπως η ασθενέστερη εμπλοκή των αδρανών, η διεύρυνση των ρωγμών κ.α. Το φαινόμενο αυτό μπορεί να οδηγήσει ένα μέλος που έχει εισέλθει στην ανελαστική περιοχή απόκρισης σε αστοχία έναντι τέμνουσας νωρίτερα από την αστοχία σε κάμψη με βάση την οποία μπορεί να έχουμε σχεδιάσει καθιστώντας

τον έλεγχο του αναγκαίο. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει την παρακάτω εμπειρική σχέση (Γ1) για τον υπολογισμό της εξασθενημένης αντοχής σε τέμνουσα συναρτήσει της αναμενόμενης πλαστιμότητας σε όρους γωνίας στροφής.

$$V_R = (h - x)/2L_s \cdot \min(N; 0,55Acfc) + (1 - 0,05 \min(5; \mu\theta pl)) [0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) (1 - 0,16 \min(5; as)) \sqrt{fc} Ac + V_w]$$

Όπου:

- $Ac$  : εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος, ίση με  $b_w d$  σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους  $b_w$  και στατικό ύψος  $d$
- $x = \xi_y \cdot d$  : το ύψος της θλιβόμενης ζώνης, όπου  $\xi_y$  το ανοιγμένο ύψος που υπολογίστηκε από τη σχέση του παραρτήματος 7Α
- $\rho_{tot}$  : συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου).
- $V_w$  : συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή, η οποία για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους  $b_w$  είναι ίση με:

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} , \text{ όπου } \rho_w \text{ το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού}$$

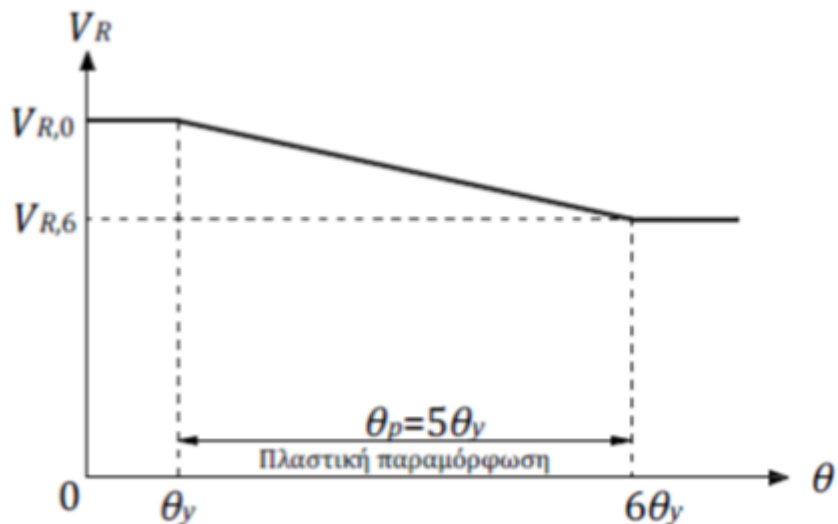
- $\mu\theta, pl = (\theta - \theta_y) / \theta_y = \mu\theta - 1$  , το πλαστικό τμήμα του δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής με  $\theta$  την αναπτυσσόμενη γωνία στροφής στην ανελαστική περιοχή.

Για υποστυλώματα με λόγο διάτμησης  $as \leq 2.0$  η τιμή αυτή δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο του στοιχείου  $V_{Rmax}$  , η οποία για αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα  $\mu\theta$  υπολογίζεται ως :

$$V_{R,max} = 4/7 (1 - 0,02 \min(5; \mu\theta pl)) (1 + 1,35 N/Acfc) (1 + 0,45(100\rho_{tot})) \sqrt{\min(40; fc)} b_w z \sin 2\delta$$

όπου  $\delta$  η γωνία της διαγωνίου του στοιχείου ως προς τον άξονά του ( $\tan \delta = h/2L_s = 0.5/as$ ).

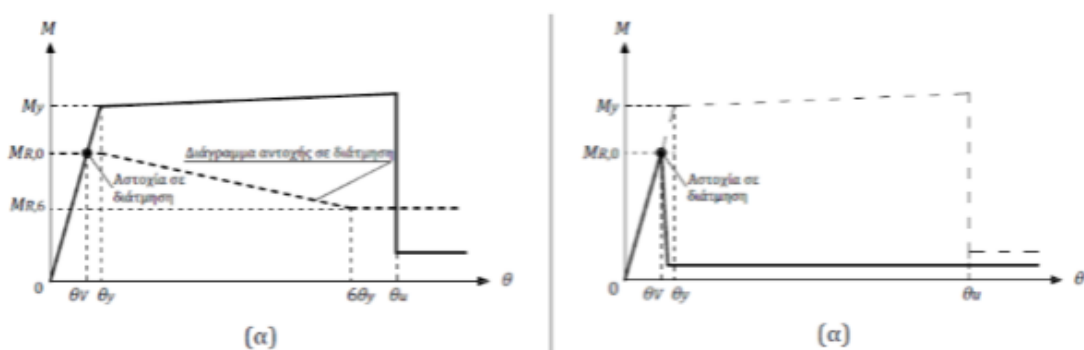
Η διατμητική αντοχή μιας ακραίας διατομής μειώνεται γραμμικά με την αύξηση του δείκτη  $\mu\theta, pl$  από την στιγμή που αρχίζει η καμπτική διαρροή δηλαδή για  $\mu\theta, pl = 0$  μέχρι μία μέγιστη τιμή , η οποία όπως φαίνεται από τον παράγοντα της σχέσης (Γ1)  $(1 - 0.05 \min(5, \mu\theta, pl))$  αντιστοιχεί σε  $\mu\theta, pl = 5$  άρα σε  $\theta = 6 \theta_y$  . Η μεταβολή αυτή φαίνεται στην παρακάτω εικόνα :



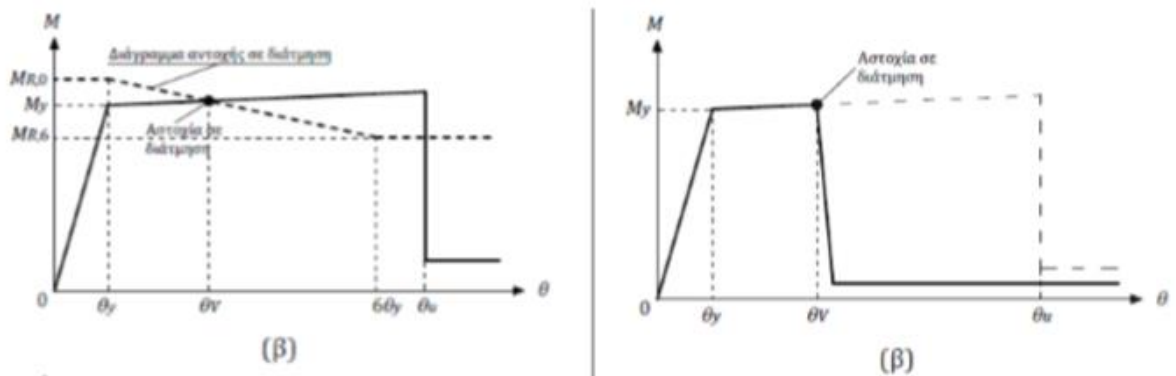
Εικόνα 30: Μεταβολή της αντοχής σε τέμνουσα,  $V_R$ , με τη γωνία στροφής χορδής,  $\theta$

Για τον καθορισμό του τελικού διαγράμματος  $M - \theta$  πρέπει να μετατρέψουμε το παραπάνω διάγραμμα  $V_R - \theta$  του σε διάγραμμα  $M_R - \theta$ , όπου  $M_R$  είναι η ροπή της διατομής που αντιστοιχεί στη  $V_R$ , δηλαδή:  $M_R = V_R \cdot L_s$ , όπου  $L_s = M/V$  είναι το διατμητικό μήκος.

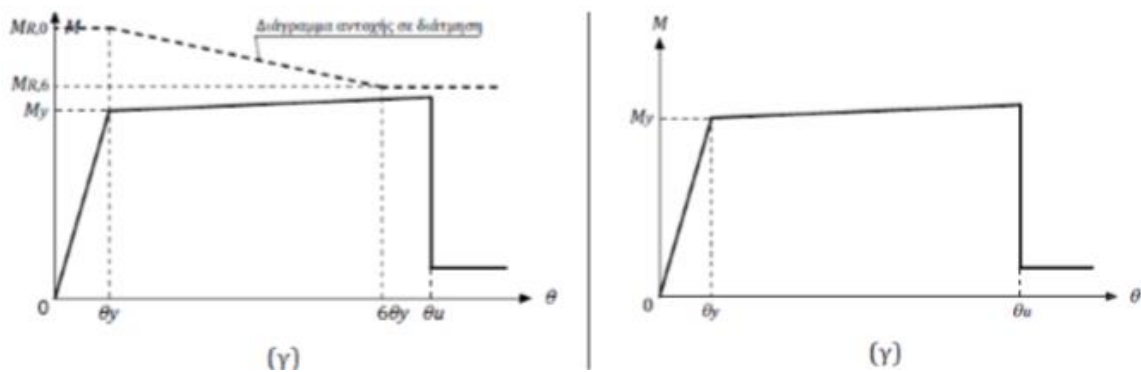
Στη συνέχεια, τοποθετούμε το διάγραμμα  $M_R - \theta$  πάνω στο διάγραμμα  $M - \theta$  της διατομής που περιγράφει τη συμπεριφορά σε κάμψη. Επομένως, διακρίνονται τρεις περιπτώσεις:



- a) Η αστοχία σε διάτμηση συμβαίνει πριν τη διαρροή της διατομής σε κάμψη για γωνία στροφής χορδής  $\theta = (M_{R,0} \cdot \theta_y) / M_y$ . Η αστοχία αυτή είναι ψαθυρή και αμέσως μετά η αντοχή της διατομής πέφτει απότομα.



b) Η αστοχία σε διάτμηση συμβαίνει μετά τη διαρροή της διατομής σε κάμψη αλλά πριν την αστοχία σε κάμψη. Σε αυτή την περίπτωση η διατομή αστοχεί σε διάτμηση για γωνία στροφής χορδής  $\theta = \theta_v$  όπου  $\theta_y < \theta_v < \theta_u$ . Η γωνία αυτή υπολογίζεται εύκολα από εξίσωση ευθειών ως τομή των δύο διαγραμμάτων. Για γωνίες στροφής μεγαλύτερες της  $\theta_v$ , η αντοχή πάλι πέφτει απότομα.

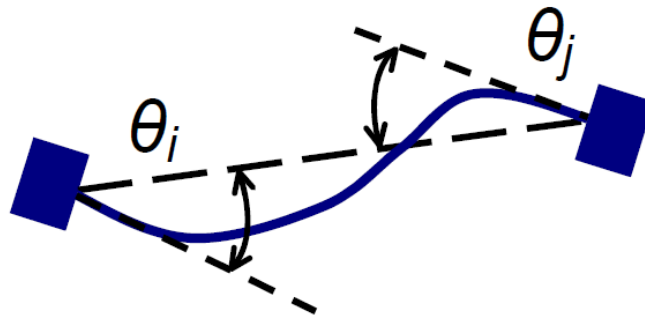


c) Το διάγραμμα που περιγράφει την αστοχία σε διάτμηση βρίσκεται πάνω από το αντίστοιχο διάγραμμα που περιγράφει την αστοχία σε κάμψη. Σε αυτή την περίπτωση η διατομή δεν αστοχεί σε διάτμηση και το τελικό διάγραμμα  $M - \theta$  προκύπτει ίδιο με αυτό της αντοχής σε κάμψη. Αυτή είναι και η επιθυμητή καμπύλη ικανότητας.

Σε όλες τις περιπτώσεις ως παραμένουσα αντοχή λαμβάνεται το 20% της αρχικής.

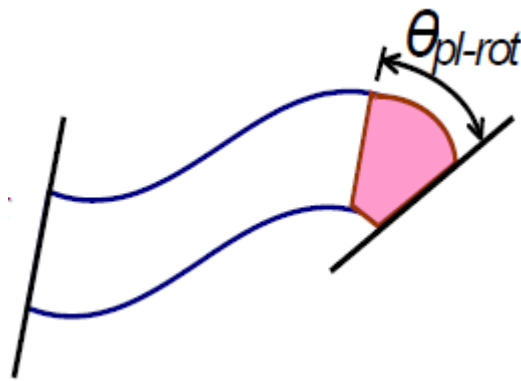
## 4.2 Εισαγωγή Καμπύλων στο ETABS

Αφού υπολογίστηκαν τα απαραίτητα στοιχεία για κάθε διατομή σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. εισάγονται στο λογισμικό. Όπως προέκυψε από αναζήτηση όμως, διαπιστώθηκε πως υπάρχει μια διχογνωμία ανάμεσα στη γωνία  $\theta$  που υπολογίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. και σε αυτή που αντιλαμβάνεται το ETABS ότι του εισάγεις και σε ποιες περιπτώσεις μπορούν αυτές να συσχετιστούν. Είναι γνωστό πως οι σύγχρονοι κανονισμοί που αναπτύχθηκαν στην Ευρώπη, όπως ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. και ο Ευροκώδικας 8-Μερος 3, χρησιμοποιούν τη **γωνία στροφής χορδής** ενός στοιχείου, η οποία είναι αυτή που σχηματίζει η εφαπτόμενη στον άξονα του μέλους στο άκρο με τη χορδή που συνδέει τα δύο άκρα στην παραμορφωμένη του κατάσταση. Υπολογιστικά είναι η γωνιακή παραμόρφωση του μέλους( $\text{drift}_i$ ) +/- τη στροφή του κόμβου του άκρου, ανάλογα αν έχουν αντίθετη ή ίδια φορά η στροφή και η γωνιακή παραμόρφωση.



Εικόνα 31: Σχηματικός υπολογισμός γωνίας στροφής

Στο λογισμικό όμως το αντίστοιχο κατάλληλο μέγεθος « $\theta$ » που χρησιμοποιείται είναι η **γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης**, η οποία ορίζεται ως η διαφορά των καμπυλοτήτων της ακραίας διατομής στην αστοχία και στη διαρροή, αντίστοιχα, πολλαπλασιασμένη με το  $L_{\text{πλ.αρθρ}} = \int (1/r)$  για το οποίο υπάρχουν σχέσεις προσδιορισμού του.



Εικόνα 32:Σχηματικός υπολογισμός γωνίας στροφής πλαστικής άρθρωσης

Μετά από δοκιμές και αναζήτηση στη συναφή διεθνή βιβλιογραφία (Bardakis & Dritsos,2007) προκύπτει πως **το πλαστικό τμήμα της γωνίας στροφής χορδής είναι περίπου ίσο με τη γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης**. Η συγκεκριμένη διαπίστωση είναι ιδιαίτερος σημαντική καθώς σε μία ανελαστική στατική ανάλυση, εφόσον ως μέγεθος "δ" υιοθετηθεί η γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης, μπορούν στα κριτήρια επιτελεστικότητας για τα μέλη κατά τον έλεγχο της γωνίας στροφής πλαστικής άρθρωσης να χρησιμοποιηθούν οι αντίστοιχες εκφράσεις του πλαστικού τμήματος της γωνίας στροφής χορδής που ορίζει ο Ευρωκώδικα 8–Μέρος 3 ή ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στο ETABS εισάγεται μόνο το πλαστικό τμήμα της γωνίας στροφής χορδής του σημείου αυτού, που σημαίνει ότι εισάγεται μόνο το αντίστοιχο τμήμα το διαγράμματος ικανότητας της διατομής. Άρα κάθε σημείο και στάθμη του διαγράμματος ικανότητας που υπολογίστηκε αντιστοιχεί στην τιμή του μείον την γωνία στροφής διαρροής  $\theta_y$ . Αναλυτικά , αφού οριστεί αν το μέλος έχει συμμετρικό οπλισμό ή όχι, εισάγεται:

Σημείο A:  $\theta_A=0$

Σημείο B:  $\theta_B=0$

Σημείο C:  $\theta_C=\theta_{u,pl}=\theta_{u,m,1985}-\theta_y$

Σημείο D:  $\theta_D= \theta_{u,pl}=\theta_{u,m,1985}-\theta_y$

Σημείο E:  $\theta_E=1.5* \theta_{u,pl}$

Και για τα σημεία Επιτελεστικότητας:

Σημείο AX (Άμεσης Χρήσης=Immediate Occupancy):  $\theta_{Ax}=0$

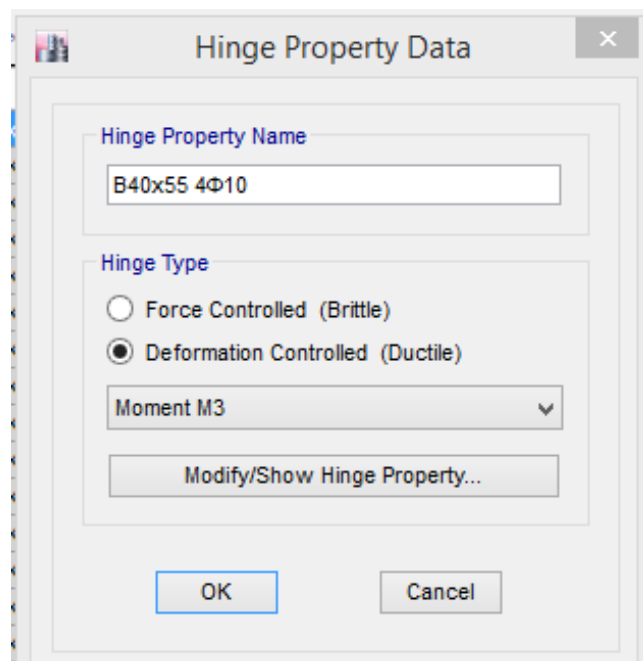
Σημείο ΠΖ (Προστασίας Ζωής=Life Safety):  $\theta_{ΠΖ}= 0.5 (\theta_y + \theta_u)/\gamma_{Rd}$ , όπου  $\gamma_{Rd}=1.5$

Σημείο ΟΚ (Οιωνεί Κατάρρευση=Collapse Prevention):  $\theta_{OK}=\theta_u/1.5$

\* Το σημείο E που αντιστοιχεί στην ολική απώλεια της αντίστασης του μέλους για λόγους αριθμητικής ευστάθειας ορίζεται ως μία πολύ μεγάλη τιμή. Επιπλέον, επιλέγεται Load Carrying Capacity Beyond Point E : Is Extrapolated έτσι ώστε μόλις η γωνία στροφής τείνει να υπερβεί το σημείο E αυτό επανυπολογίζεται.

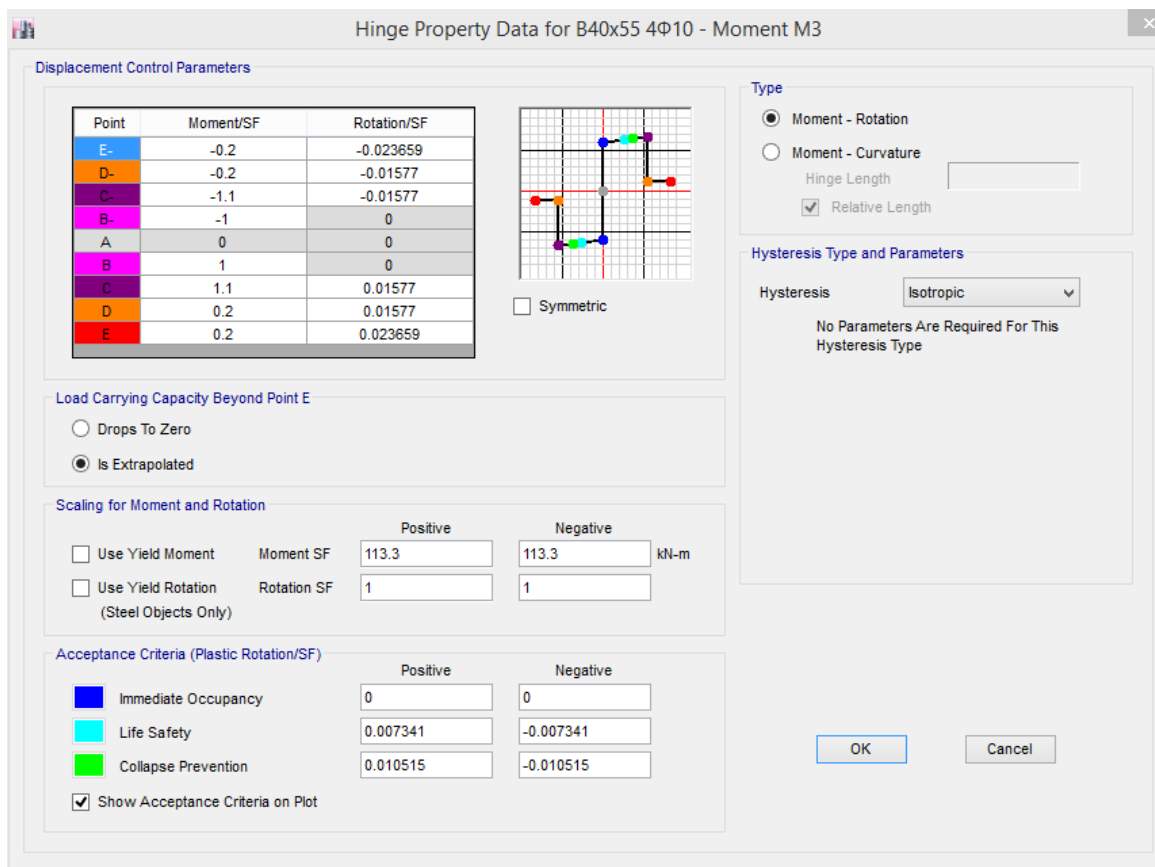
### **Δοκοί**

Παρακάτω φαίνεται η εισαγωγή της καμπύλης μιας δοκού. Οι πλαστικές αρθρώσεις που χρησιμοποιήθηκαν, είναι τύπου M3, καθώς κρίσιμη είναι η αστοχία λόγω κάμψης περί τον τοπικό άξονα 3 (κύριος άξονας). Ο ορισμός των πλαστικών αρθρώσεων στο ETABS, έγινε μέσω της εντολής: Define→Section Properties→Frame/Wall Nonlinear Hinges→Add New Property και επιλογή της πλαστικής άρθρωσης τύπου M3. Επίσης, εισάγεται η ροπή διαρροής  $M_y$  της δοκού. Τέλος, για να δοθεί η εκάστοτε πλαστική άρθρωση στα δύο άκρα κάποιου δοκαριού, χρησιμοποιήθηκε η εντολή: Assign→Hinges, αφού πρώτα επιλέχθηκε το αντίστοιχο δοκάρι.



Εικόνα 33: Ορισμός πλαστικής άρθρωσης δοκού

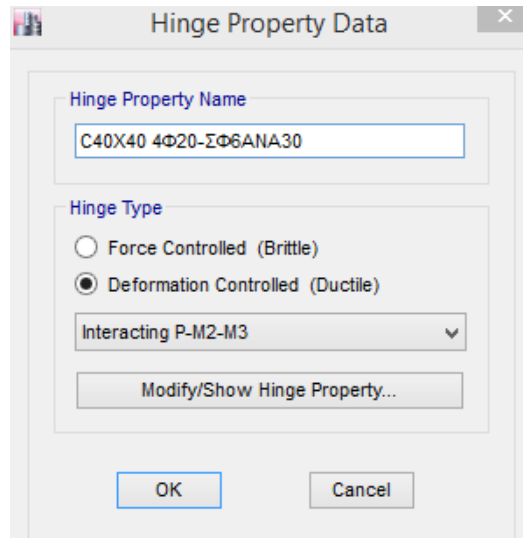




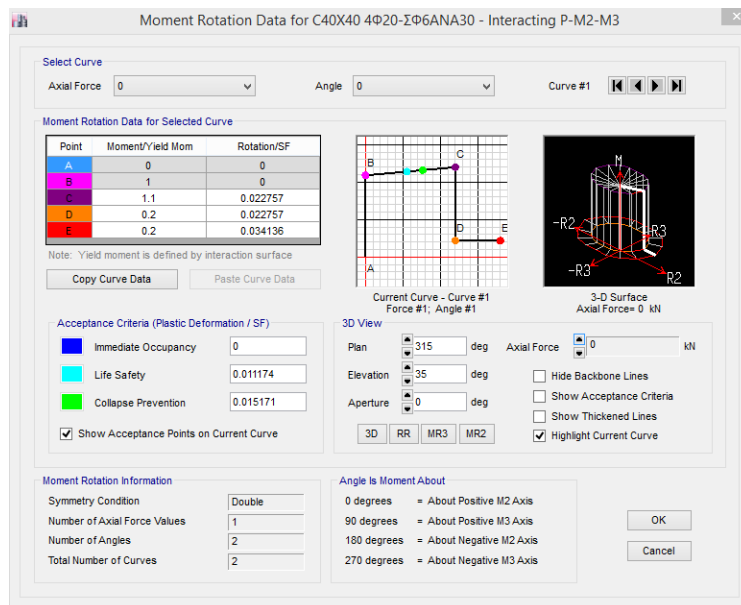
Εικόνα 34: Εισαγωγή δεδομένων για πλαστική άρθρωση δοκού

## Υποστυλώματα

Οι πλαστικές αρθρώσεις που επιλέχθηκαν για τα υποστυλώματα είναι αλληλεπίδραση διαξονικής κάμψης με αξονικό φορτίο, δηλαδή εισάγεται ως Interacting P-M2-M3. Επίσης, επιλέγεται το *Deformation controlled (ductile)* γιατί μελετάμε τις παραμορφώσεις. Για τον προσδιορισμό των μεγεθών που μας ενδιέφεραν για τα υποστυλώματα χρειάστηκε ο υπολογισμός των αξονικών δυνάμεων, οι οποίες υπολογίστηκαν από ανάλυση για κατακόρυφα φορτία ( $G + 0,3Q$ ). Λόγω της φύσεως της όπλισης επιλέγονται συνθήκες συμμετρίας για κάμψη κατά τον άξονα X-X (M2) και κάμψη κατά τον άξονα Y-Y (M3) μέσω της επιλογής: Moment Rotation Dependence is Doubly Symmetric about M2 and M3. Η εισαγωγή των γωνιών πλαστικής στροφής καθώς και οι στάθμες επιτελεστικότητας των διατομών γίνεται με την εντολή: Modify/Show Moment Rotation Curve Data.

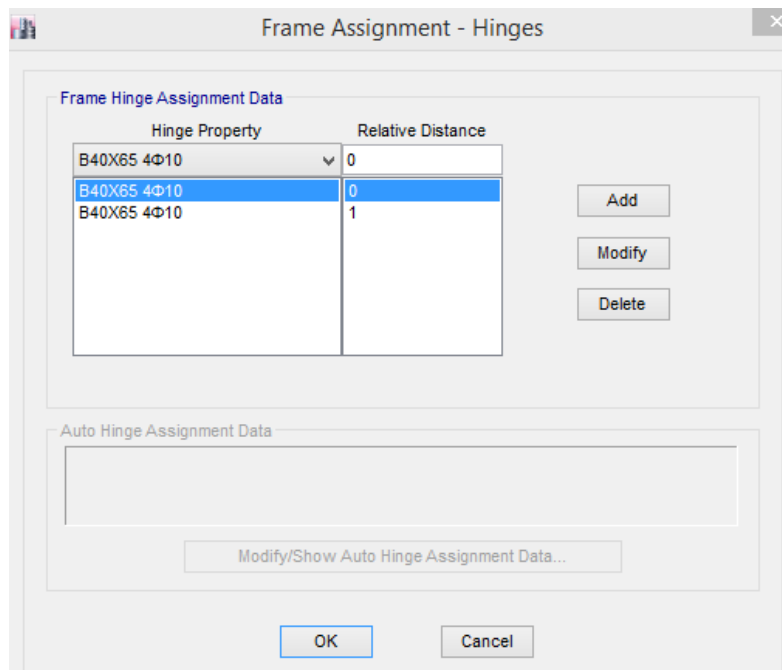


Εικόνα 35: Ορισμός πλαστικής άρθρωσης υποστυλώματος



Εικόνα 36: Εισαγωγή δεδομένων για πλαστική άρθρωση υποστυλώματος

Ως θέσεις πιθανής ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων θεωρούνται η αρχή και το τέλος κάθε δομικού στοιχείου, αφού εκεί αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή του.



Εικόνα 37: Ορισμός θέσης πλαστικής άρθρωσης

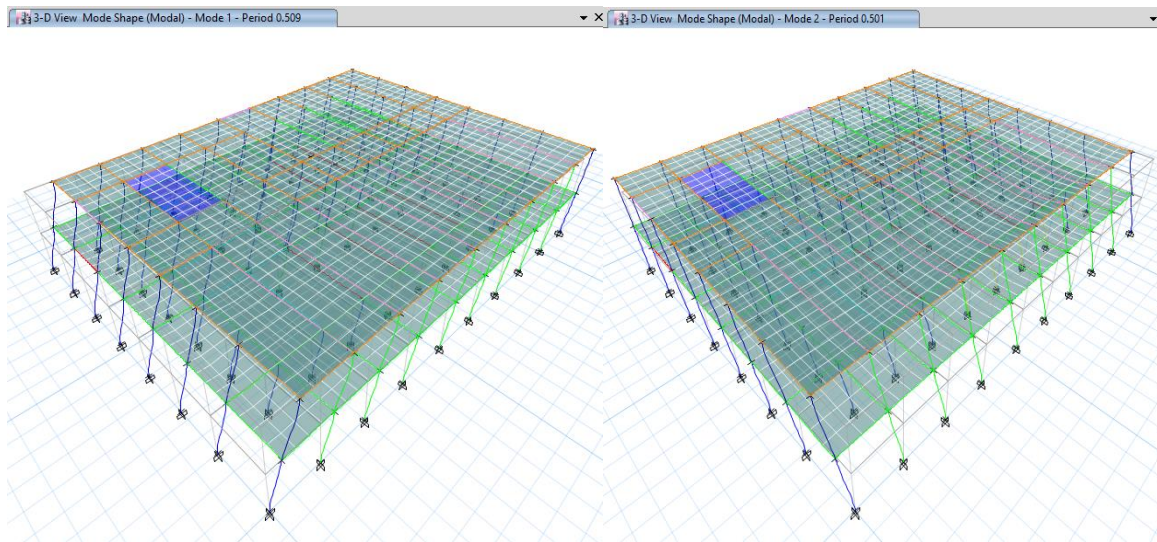
Με την εισαγωγή όλων των παραπάνω στοιχείων έχει αποτυπωθεί πλήρως η συμπεριφορά των δομικών στοιχείων, όπως προβλέπεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και μπορούμε να προχωρήσουμε στις αναλύσεις.



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕΣΩ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSHOVER)

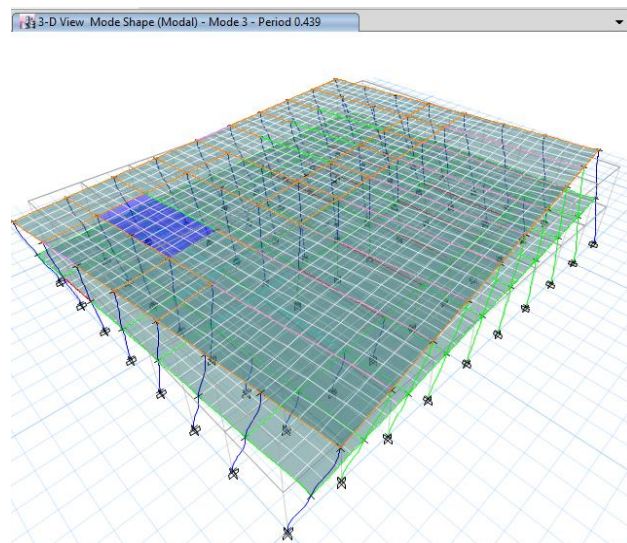
## 5.1 Εισαγωγή

Προκειμένου να προχωρήσουμε στην στατική ανελαστική ανάλυση πρέπει πρώτα να έχουμε μια εικόνα της κατασκευής σχετικά με κάποια χαρακτηριστικά της όπως οι ιδιομορφές. Για το λόγο αυτό εκτελούμε μια **Ιδιομορφική Ανάλυση** και εκτιμούμε αν τα αποτελέσματα είναι τα αναμενόμενα(Define→Modal Cases).



Εικόνα 38:Δεσπόζουσα Ιδιομορφή κατά X

Εικόνα 39:Δεσπόζουσα Ιδιομορφή κατά Y



Εικόνα 40:Δεσπόζουσα Ιδιομορφή στροφής  $\theta$

Παρατηρούμε ότι οι τρεις πρώτες ιδιομορφές έχουν ως κύρια μεγέθη την μετακίνηση κατά X, την μετακίνηση κατά Y και την στροφή αντίστοιχα. Επίσης, εξάγουμε σαν αποτέλεσμα και την ιδιοπερίοδο κάθε ιδιομορφής. Παρατηρούμε ότι οι 3 πρώτες ιδιοπερίοδοι είναι αρκετά κοντά λόγω της σχετικής συμμετρίας του κτιρίου. Επίσης λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας περιμέναμε την ύπαρξη 6 βαθμών ελευθερίας (2 μετακινήσεις και μια στροφή για κάθε όροφο) κάτι που φαίνεται και στον πίνακα των αποτελεσμάτων παρόλο που ορίστηκαν 12 β.ε. στο Modal Load Case Data για λόγους επιβεβαίωσης.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios											
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
		sec									
Modal	1	0.509	0.8883	0.0002	0	0.8883	0.0002	0	0.0001	0.1511	0.0005
Modal	2	0.501	0.0004	0.8719	0	0.8887	0.8721	0	0.1562	0.00002826	0.012
Modal	3	0.439	0.0012	0.0116	0	0.8899	0.8837	0	0.002	0.0001	0.8865
Modal	4	0.187	0.109	0.0005	0	0.9989	0.8841	0	0.0033	0.8301	0.0041
Modal	5	0.182	0.0005	0.1144	0	0.9994	0.9985	0	0.828	0.005	0.0008
Modal	6	0.159	0.0005	0.0014	0	1	1	0	0.0101	0.0133	0.096
Modal	7	0.0002302	0	0	0	1	1	0	0	0	0
Modal	8	0.0002182	0	0	0	1	1	0	0	0	0
Modal	9	0.0001994	0	0	0	1	1	0	0	0	0
Modal	10	0.0001947	0	0	0	1	1	0	0	0	0
Modal	11	0.0001919	0	0	0	1	1	0	0	0	0
Modal	12	0.0001918	0	0	0	1	1	0	0	0	0

Εικόνα 41: Ποσοστά ενεργοποίησης μάζας Ιδιομορφών

TABLE: Modal Direction Factors						
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ
		sec				
Modal	1	0.509	0.998	0	0	0.001
Modal	2	0.501	0	0.987	0	0.013
Modal	3	0.439	0.001	0.013	0	0.986
Modal	4	0.187	0.98	0.004	0	0.016
Modal	5	0.182	0.006	0.984	0	0.01
Modal	6	0.159	0.014	0.012	0	0.974
Modal	7	0.0002302	0.059	0.761	0	0.18
Modal	8	0.0002182	0.391	0.492	0	0.117
Modal	9	0.0001994	0.112	0.658	0	0.23
Modal	10	0.0001947	0.029	0.572	0	0.399
Modal	11	0.0001919	0.001	0.533	0	0.466
Modal	12	0.0001918	0	0.418	0	0.582

Εικόνα 42: Συντελεστές Κατεύθυνσης Ιδιομορφών

## 5.2 Ανάλυση με κατακόρυφα φορτία

Είναι αναγκαίο να γίνει ο έλεγχος του κτιρίου έναντι κατακόρυφων φορτίων, καθώς αυτή η φόρτιση θα οριστεί σαν αρχική συνθήκη για τις αναλύσεις PUSHOVER. Έτσι, σύμφωνα με τον κανονισμό φόρτισης ορίζουμε την μη γραμμική συνθήκη (Load Case)  $g+\psi_2q$  με συντελεστή=1 για τα μόνιμα και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία και συντελεστή=0.6 για τα κινητά όπως έχει ήδη εξηγηθεί στην ενότητα 3.8.

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name:  Design...

Load Case Type:  Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Prostheta	1
Load Pattern	Live	0.6

Add

Delete

**Other Parameters**

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option:

Load Application:  Modify/Show...

Results Saved:  Modify/Show...

Nonlinear Parameters:  Modify/Show...

OK Cancel

Εικόνα 43:Καθορισμός κατακόρυφης φόρτισης ως αρχική συνθήκη

Αφού τρέξουμε την ανάλυση παρατηρούμε την κατάσταση του κτιρίου μέσω των αποτελεσμάτων των πλαστικών αρθρώσεων. Συμπεραίνουμε ότι η κατασκευή είναι σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία της και η συμπεριφορά των στοιχείων είναι όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ mm	Base Force kN	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-ID	ID-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	646	0	0	0	0	646	0	0	0	646
1	0.006	2559.23	646	0	0	0	0	646	0	0	0	646
2	0.008	3734.861	645	1	0	0	0	646	0	0	0	646
3	0.014	6408.892	626	20	0	0	0	626	20	0	0	646
4	0.015	6893.57	624	22	0	0	0	624	22	0	0	646
5	0.021	8922.392	618	28	0	0	0	620	26	0	0	646
6	0.022	9282.851	615	31	0	0	0	617	29	0	0	646
7	0.025	10273.03	612	34	0	0	0	614	32	0	0	646
8	0.028	10993.3	610	36	0	0	0	610	36	0	0	646
9	0.028	11079.95	606	40	0	0	0	610	36	0	0	646
10	0.034	11814.22	600	46	0	0	0	601	45	0	0	646
11	0.047	13490.65	589	57	0	0	0	589	57	0	0	646
12	0.049	13997.45	588	58	0	0	0	588	58	0	0	646
13	0.054	14600.56	580	66	0	0	0	581	65	0	0	646
14	0.056	15405.03	579	67	0	0	0	579	67	0	0	646
15	0.056	16048.78	578	68	0	0	0	578	68	0	0	646
16	0.054	16890.07	576	70	0	0	0	577	69	0	0	646
17	0.055	17288.04	574	72	0	0	0	575	71	0	0	646
18	0.055	17390.53	574	72	0	0	0	574	72	0	0	646
19	0.055	17495.87	572	74	0	0	0	574	72	0	0	646
20	0.056	17726.69	569	77	0	0	0	571	75	0	0	646
21	0.055	18307.85	568	78	0	0	0	568	78	0	0	646
22	0.055	18536.73	567	79	0	0	0	568	78	0	0	646
23	0.057	18807.32	565	81	0	0	0	567	79	0	0	646
24	0.057	18951.53	563	83	0	0	0	565	81	0	0	646
25	0.057	19121.53	562	84	0	0	0	562	84	0	0	646
26	0.06	19434.34	562	84	0	0	0	562	84	0	0	646
27	0.057	19768.93	561	85	0	0	0	562	84	0	0	646
28	0.06	20086.7	560	86	0	0	0	561	85	0	0	646
29	0.061	20594.88	559	87	0	0	0	560	86	0	0	646
30	0.064	20889.03	558	88	0	0	0	559	87	0	0	646
31	0.063	21175.04	557	89	0	0	0	558	88	0	0	646
32	0.068	21467.99	556	90	0	0	0	557	89	0	0	646
33	0.068	21747.8	554	92	0	0	0	556	90	0	0	646
34	0.072	21958.59	552	94	0	0	0	553	93	0	0	646
35	0.072	21998.94	552	94	0	0	0	552	94	0	0	646
36	0.078	23044.78	550	96	0	0	0	551	95	0	0	646
37	0.092	24577.18	545	101	0	0	0	545	101	0	0	646
38	0.09	24736.65	543	103	0	0	0	543	103	0	0	646
39	0.092	25592.3	543	103	0	0	0	543	102	1	0	646

Εικόνα 44: Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων λόγω κατακόρυφων φορτίων



## 5.3 Καθορισμός παραμέτρων στατικής ανελαστικής ανάλυσης

### 5.3.1 Καθορισμός περιπτώσεων φόρτισης

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται 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. Συγκεκριμένα, θα γίνουν αναλύσεις με **Ομοιόμορφη και Ιδιομορφική κατανομή**. Η ομοιόμορφη κατανομή βασίζεται σε οριζόντια φορτία που είναι ανάλογα μόνος της μάζα κάθε ορόφου, δηλαδή σε ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης. Επομένως, το φορτίο του ορόφου  $i$  αντιστοιχεί σε  $F_i = m_i \cdot a$ , όπου  $a$  η ομοιόμορφη επιτάχυνση. Η ιδιομορφική κατανομή προσομοιώνει τις μέγιστες αδρανειακές δυνάμεις κατά τη δεσπόζουσα ιδιομορφή του κτιρίου για την οριζόντια διεύθυνση στην οποία πραγματοποιείται η ανάλυση. Για να έχουμε μία πλήρη εικόνα της κατασκευής όπως ορίζεται και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., τα φορτία πρέπει να εφαρμόζονται σε δύο αντίθετες διευθύνσεις (θετική-αρνητική) και γίνεται επίσης η θεώρηση της ταυτόχρονης δράσης του σεισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις  $X$  και  $Y$  σε ποσοστά 100% και 30%. Έτσι, προέκυψαν οι 16 διαφορετικές αναλύσεις pushover, που φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ
X+0,3Y	X+0,3Y
X-0,3Y	X-0,3Y
-X+0,3Y	-X+0,3Y
-X-0,3Y	-X-0,3Y
Y+0,3X	Y+0,3X
Y-0,3X	Y-0,3X
-Y+0,3X	-Y+0,3X
-Y-0,3X	-Y-0,3X

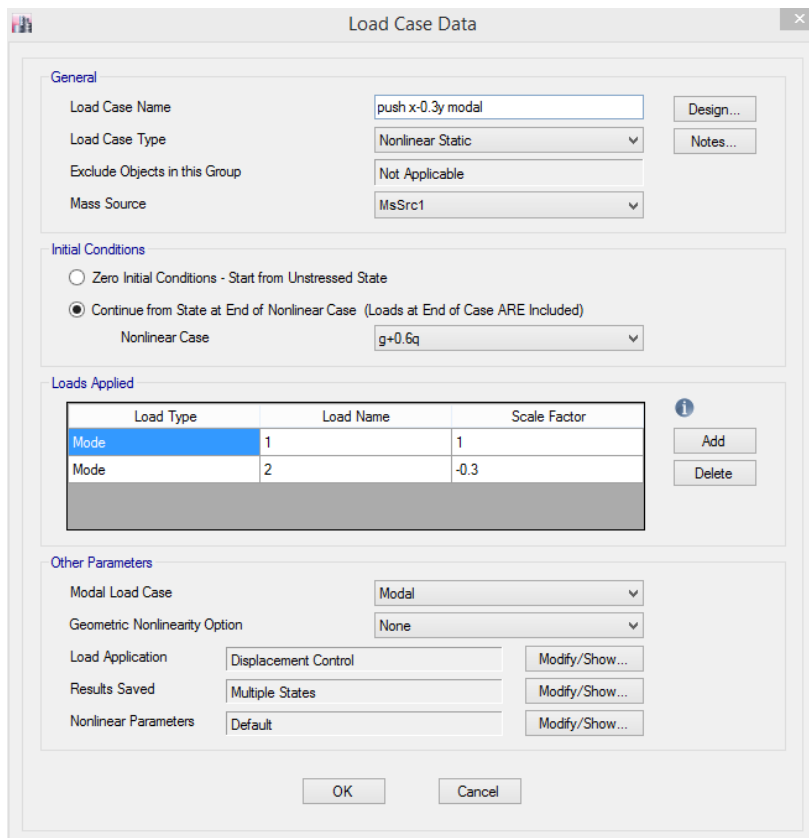
Εικόνα 45: Αναλύσεις PUSHOVER που θα εκτελεστούν

### 5.3.2 Μέθοδος Οριζόντιας φόρτισης

Η επιβολή ομοιόμορφης επιτάχυνσης στο ETABS γίνεται μέσω του καθορισμού (define) ενός φορτίου επιτάχυνσης (Load Pattern : Acceleration Load) το οποίο επιβάλλεται μη-γραμμικά (Non-Linear Load Case). Η τιμή της επιτάχυνσης που καθορίζεται στο scale factor πολλαπλασιάζεται με τη μάζα κάθε ορόφου. Επειδή δεν μας ενδιαφέρει να επιβάλλουμε το πραγματικό φορτίο επιτάχυνσης αλλά στοχεύουμε στη δημιουργία της καμπύλης ικανότητας για αυτή την κατανομή η τιμή αυτή είναι 1. Παρακάτω φαίνεται ο ορισμός των παραμέτρων για την ανάλυση PUSHOVER Y+0,3X με Ομοιόμορφη κατανομή για την οποία επιλέγεται Load Type: Acceleration U<sub>y</sub> ή U<sub>x</sub> ανάλογα με την κατεύθυνση της δύναμης και δίπλα τον αντίστοιχο συντελεστή. Επίσης παρουσιάζεται και η ανάλυση PUSHOVER X-0,3Y με Ιδιομορφική κατανομή όπου επιλέγεται Load Type: Mode 1 ή 2 ανάλογα με το ποια ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα για την κάθε διεύθυνση επιβολής της οριζόντιας δύναμης με τον αντίστοιχο συντελεστή.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UY	1
Acceleration	UX	0.3

Εικόνα 46:Οριζόντια φόρτιση με Ομοιόμορφη κατανομή

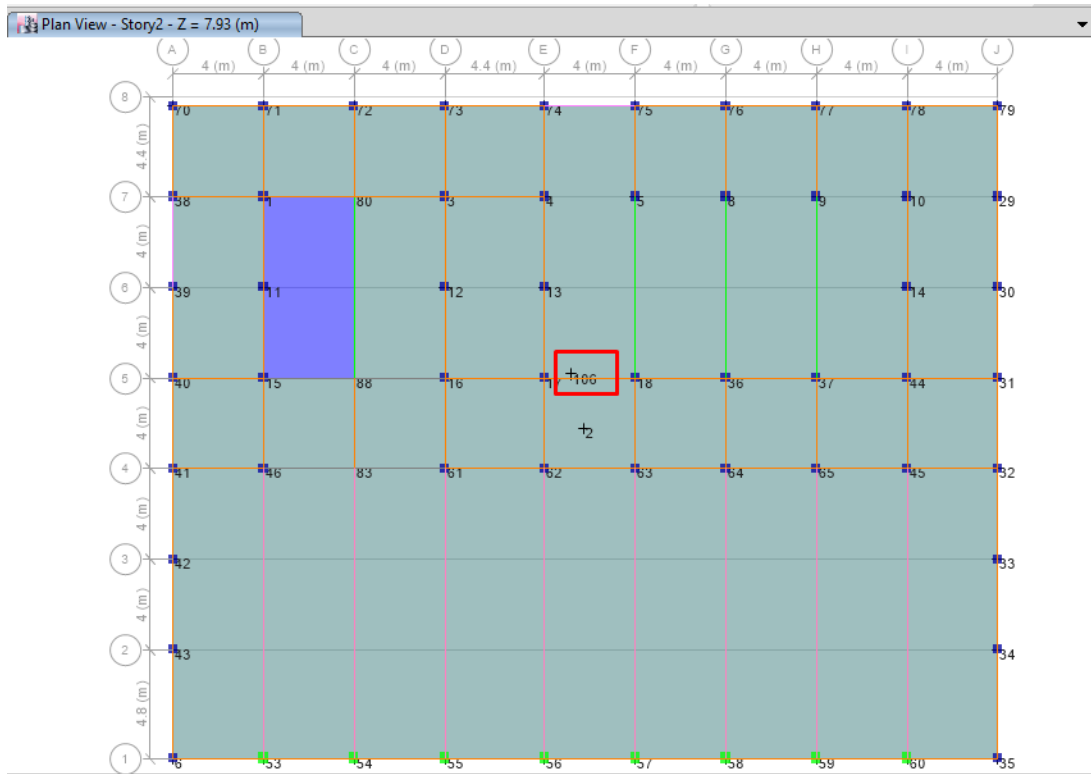


Εικόνα 47: Οριζόντια φόρτιση με Ιδιομορφική κατανομή

Στο *Results Saved* επιλέγεται *Multiple States* για να δώσουμε τη δυνατότητα στο πρόγραμμα να παράξει τη Καμπύλη Ικανότητας. Στο *Nonlinear Parametres* ορίζονται τα Default αλλά με εκτίμηση των αποτελεσμάτων για το αν χρειάζεται τροποποίηση ορισμένων παραμέτρων της ανάλυσης.

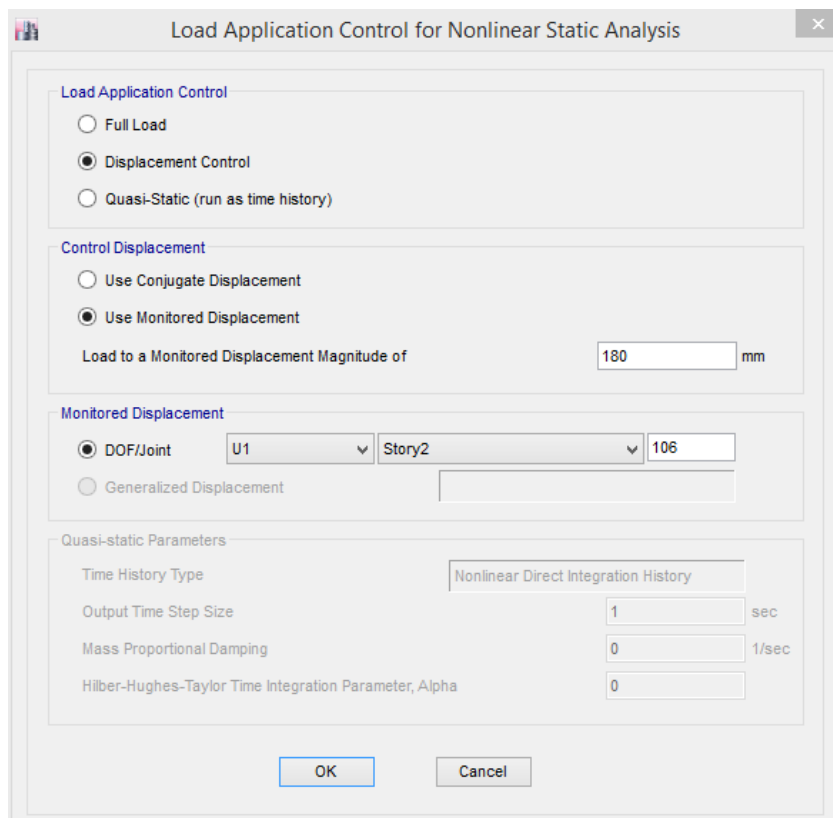
Ο τρόπος με τον οποίο θα φορτίσουμε την κατασκευή μας είναι μέσω ελεγχόμενης μετακίνησης(monitored displacement) του κόμβου ελέγχου του κτιρίου.

Όπως προβλέπεται κόμβος αυτός ορίζεται το Κ.Μ. του πάνω ορόφου (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.2).



Εικόνα 48: Κ.Μ. πάνω ορόφου

Τίθεται ελεγχόμενη μετακίνηση στα 180 mm, η οποία προέκυψε έπειτα από δοκιμές και είναι μετά την μετακίνηση κορυφής για την οποία έχουμε κατάρρευση του φορέα.



Εικόνα 49:Καθορισμός ελεγχόμενης μετακίνησης

## 5.4 Καθορισμός στόχων σεισμικής ικανότητας

Η απαίτηση σεισμικής ικανότητας καθορίζεται από την κατηγορία σπουδαιότητας του κτηρίου όπως αυτή περιγράφεται στο Παράρτημα 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως συνδυασμός μιας σεισμικής δράσης και μίας στάθμης επιτελεστικότητας. Η σεισμική δράση καθορίζεται από την περίοδο επαναφοράς του σεισμού, η οποία αυξάνει ανάλογα και την εδαφική επιτάχυνση  $ag$ . Στο αντίστοιχο φάσμα απαίτησης που ακολουθεί έχουν ληφθεί: ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 ( $agR=0.16$ ) από τον αντίστοιχο χάρτη, έδαφος C και επειδή εφαρμόζουμε στατική ανελαστική ανάλυση  $q=1$ . Η πιθανότητα υπέρβασης 50% (μέγιστη ανεκτή) σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών και το κτήριο με βάση τη χρήση του κατατάσσεται στην κατηγορία σπουδαιότητας II. Στις παραδοχές μελέτης για την Στάθμη επιτελεστικότητας υπάρχει η δυνατότητα ο κύριος του έργου λαμβάνοντας υπόψη την Κοινωνική σπουδαιότητα του κτηρίου, τα διαθέσιμα οικονομικά σύμφωνα με την παράγραφο 2.2.1 του κεφαλαίου 2 του ΚΑΝΕΠΕ και εφόσον δεν υπάρχει απόφαση δημόσιας αρχής που να ορίζει υψηλότερη στάθμη

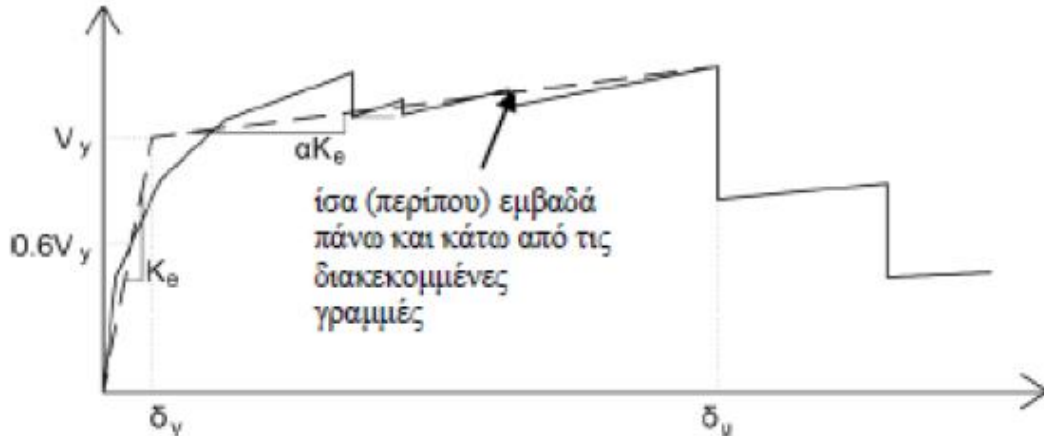
επιτελεστικότητα ορίζει ως στάθμη επιτελεστικότητας **B2**(πιθανότητα υπέρβασης 50%-«Σημαντικές Βλάβες»).

### **Υπολογισμός στοχευμένης μετακίνησης**

Παρουσιάζονται τα βήματα υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης σύμφωνα με τη μέθοδο των συντελεστών που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. , την οποία θα χρησιμοποιήσουμε στις αναλύσεις που θα ακολουθήσουν

#### **Βήμα 1 : Δημιουργία Εξιδανικευμένης καμπύλης ικανότητας**

Η μη-γραμμική σχέση δύναμης-μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη που αποτελείται από ένα ελαστικό κλάδο μέχρι τη θεωρητική διαρροή ( $V_y, \delta_y$ ) και ένα μετελαστικό (με κλίση ίση με 10% του ελαστικού) μέχρι το σημείο που η αρχική καμπύλη εμφανίζει ουσιαστική μείωση αντοχής. Η διγραμμική καμπύλη σχεδιάζεται τέτοια ώστε να τέμνει την αρχική στο 60% της  $V_y$  και τα εμβαδά των δύο καμπύλων να είναι ίσα.



Εικόνα 50:Κατασκευή διγραμμικής καμπύλης δύναμης μετακίνησης

#### **Βήμα 2 : Προσδιορισμός ισοδύναμης ιδιοπερίοδου**

Από την διγραμμική καμπύλη ικανότητας λαμβάνουμε την ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία της κατασκευής  $K_e$  και υπολογίζουμε την ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδο ως:

$$T_e = T \sqrt{(K_o / K_e)}$$

όπου  $K_o$  η ελαστική πλευρική δυσκαμψία και  $T$  η αντίστοιχη ιδιοπερίοδος.

### **Βήμα 3: Υπολογισμός φασματικής επιτάχυνσης**

Από το φάσμα του EC-8 που ορίσαμε προηγουμένως υπολογίζουμε την ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση του ισοδύναμου ελαστικού μονοβάθμιου φορέα περιόδου  $T_e$ , δηλαδή την  $S_e(T_e)$ .

### **Βήμα 4: Υπολογισμός διορθωτικών συντελεστών**

- **C0:** Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία με την πραγματική μετακίνηση της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Για αριθμό ορόφων 2 αντιστοιχεί σε 1.2

- **C1:** Ο λόγος της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική, που λαμβάνεται:

$$\text{ο } C1 = 1.0 \text{ για } T_e \geq T_c$$

$$\text{ο } C1 = [1.0 + (R-1) T_c/T] / R \text{ για } T_e < T_c$$

$$R = V_{el}/V_y = [(S_e/g)/(V_y/W)] \cdot C_m,$$

όπου  $W$  συνολικό βάρος κτιρίου και  $C_m$  το ποσοστό συμμετέχουσας μάζας

- **C2:** Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον Πίνακα Σ5.1(KAN.ΕΠΕ. 5-38). Το υπό μελέτη κτήριο που είναι κατασκευασμένο πριν το 1985 θεωρείται φορέας χαμηλής πλαστιμότητας άρα κατατάσσεται ως τύπου 1.

- **C3:** Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ). Γενικώς  $C3=1.0$

### **Βήμα 5: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης**

Η φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα  $S_d = (T_e^2 / 4\pi^2) / S_{e(T)}$  τροποποιείται από τους παραπάνω συντελεστές και δίνει την στοχευόμενη μετακίνηση του πολυβάθμιου φορέα:

$$\delta_t = C0 C1 C2 C3 (T_e^2 / 4\pi^2) / S_{e(T)}$$

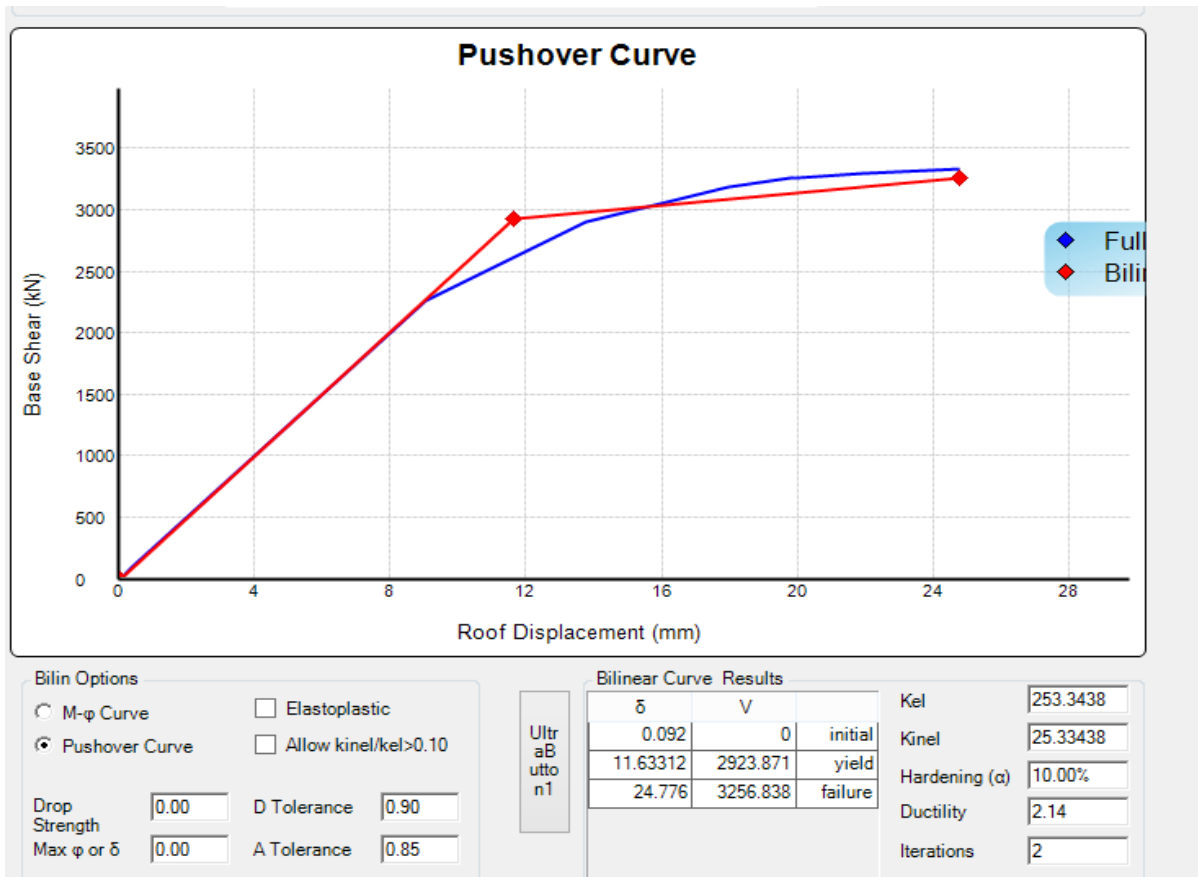
Η μεθοδολογία αυτή χρησιμοποιείται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο και από τον FEMA 356 και υιοθετήθηκε και από τον μεταγενέστερο ASCE 41-13 NSP, που χρησιμοποιείται από το ETABS.

Η διγραμμικοποίηση των καμπυλών PUSHOVER που δίνονται ανωτέρω πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό BILIN το οποίο αναπτύχθηκε από το τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Α.Π.Θ και πρόκειται για ελεύθερο λογισμικό. Τα βασικά σημεία του αλγορίθμου συνοψίζονται στα εξής:

1. Τα εμβαδά που σχηματίζονται μεταξύ της πραγματικής και της διγραμμικής καμπύλης πρέπει να είναι ίσα.
2. Το τελευταίο σημείο έως ότου χαράσσεται η καμπύλη (σημείο θεωρητικής αστοχίας) αντιστοιχεί σε πτώση αντοχής 25% της μέγιστης τέμνουσας βάσης.
3. Η ενεργός δυσκαμψία  $K_e$  (κλίση διγραμμικής καμπύλης) και η τέμνουσα βάσης στη διαρροή  $V_y$  υπολογίζονται μέσω μιας αναλυτικής διαδικασίας έτσι ώστε ο ελαστικός κλάδος της εξιδανικευμένης καμπύλης να τέμνει τη πραγματική στο σημείο όπου η τέμνουσα βάσης είναι ίση με το 60% της τέμνουσας διαρροής.
4. Η τέμνουσα στη θεωρητική αστοχία υπολογίζεται από τη σχέση  $V_u = (2V_{max} + V_{τελ.})/3$ , όπου  $V_{τελ.}$  είναι η τέμνουσα που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας  $du$  και  $V_{max}$  η μέγιστη τέμνουσα βάσης της πραγματικής καμπύλης ικανότητας. Για την περίπτωση σταδιακής πτώσης της αντοχής παρατηρείται το σημείο θεωρητικής αστοχίας της διγραμμικής καμπύλης να βρίσκεται πάνω από τη πραγματική, ενώ για απότομη πτώση της αντοχής το σημείο βρίσκεται πάνω στη πραγματική καμπύλη ικανότητας.

Ενδεικτικά, παρουσιάζεται η διγραμμικοποιημένη καμπύλη για διεύθυνση σεισμού  $+X+0.3Y$  του κτιρίου υπό ιδιομορφική φόρτιση.

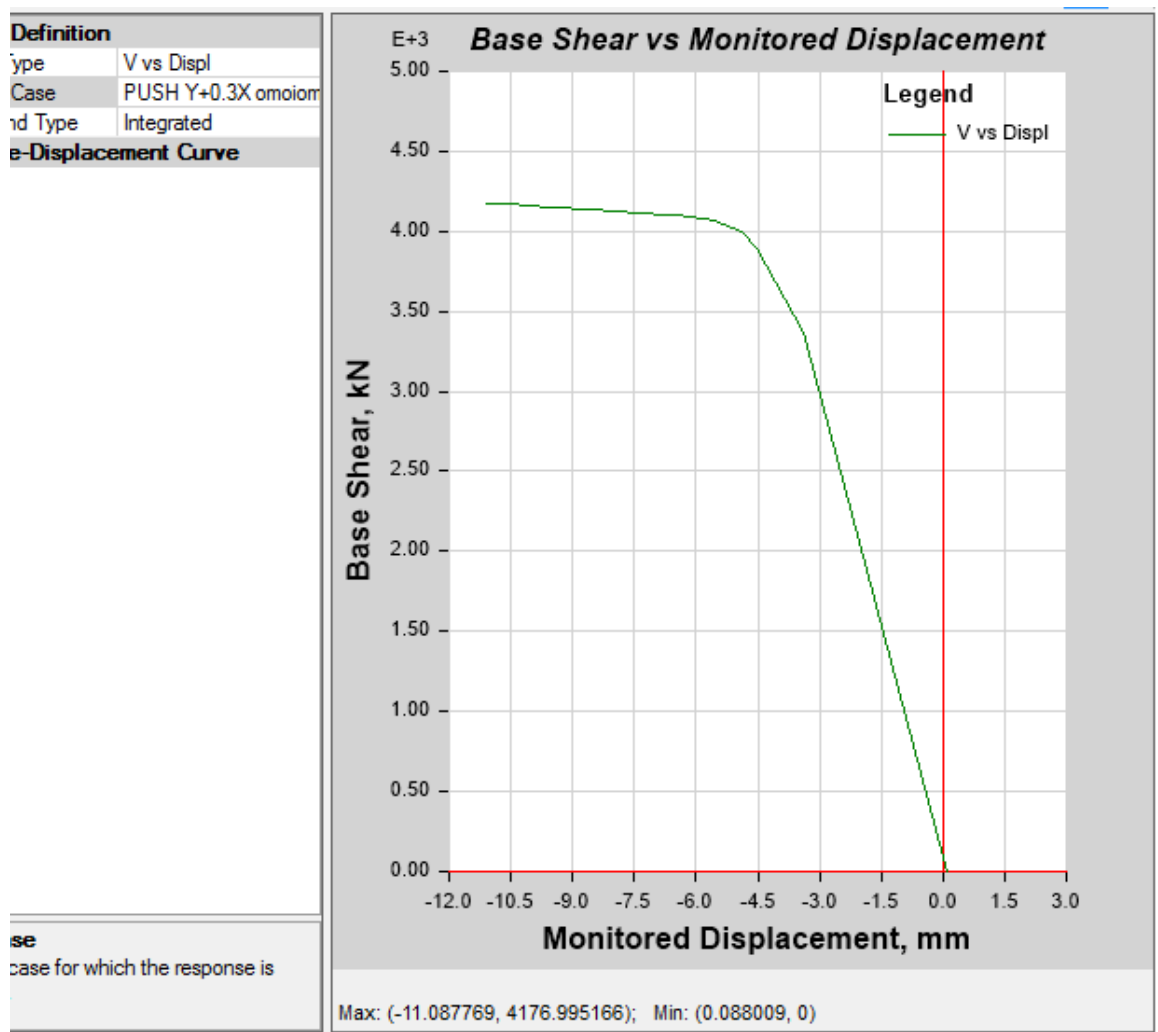




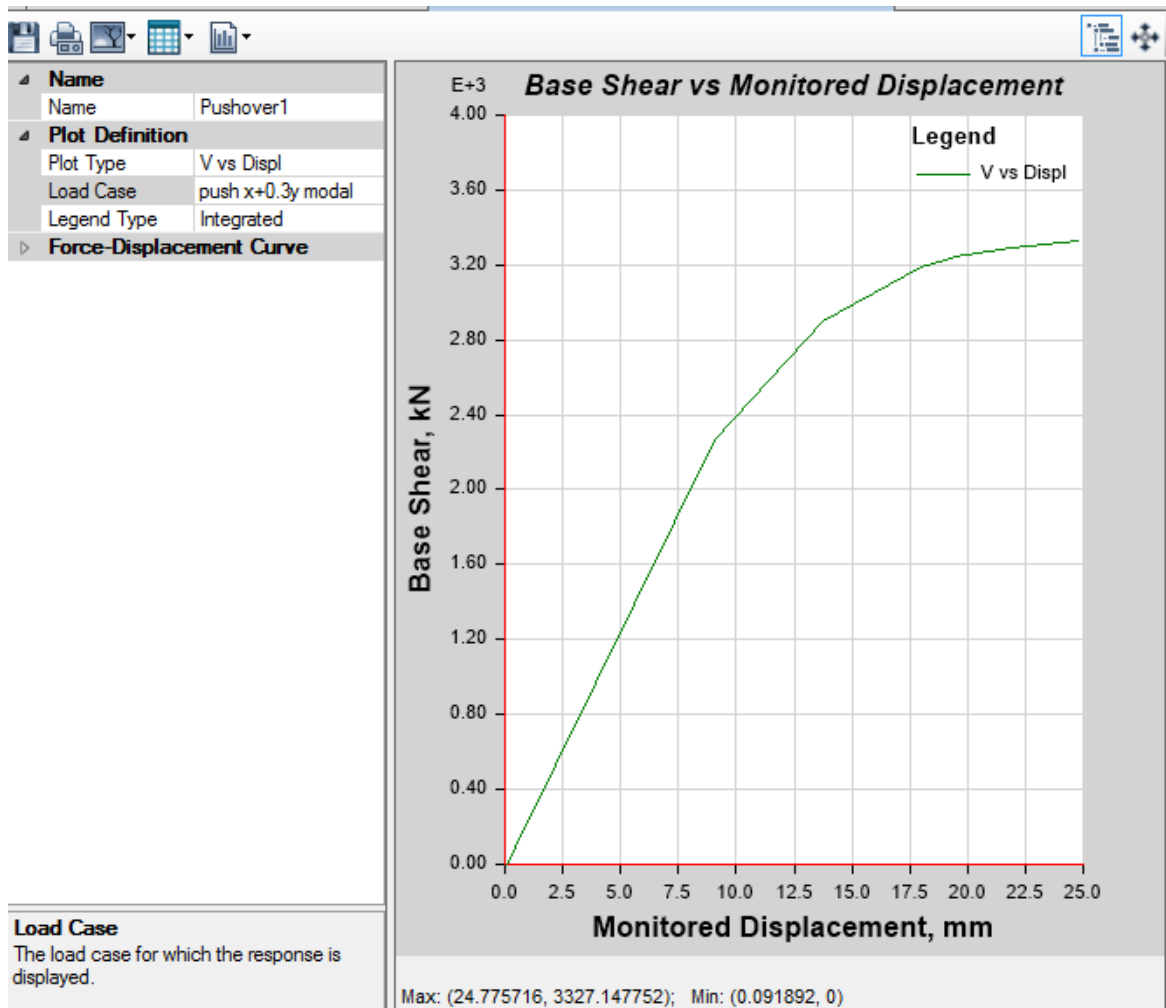
Εικόνα 51: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη για διεύθυνση σεισμού +X+0.3Y του κτιρίου

## 5.5 Αποτελέσματα στατικών ανελαστικών αναλύσεων

Μετά το τέλος των αναλύσεων έγιναν plot όλες οι καμπύλες αντίστασης ανά διεύθυνση, για όλες τους συνδυασμούς που πραγματοποιήθηκαν. Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά κάποιες εξ αυτών και για τις 2 κατανομές οριζόντιας δύναμης.



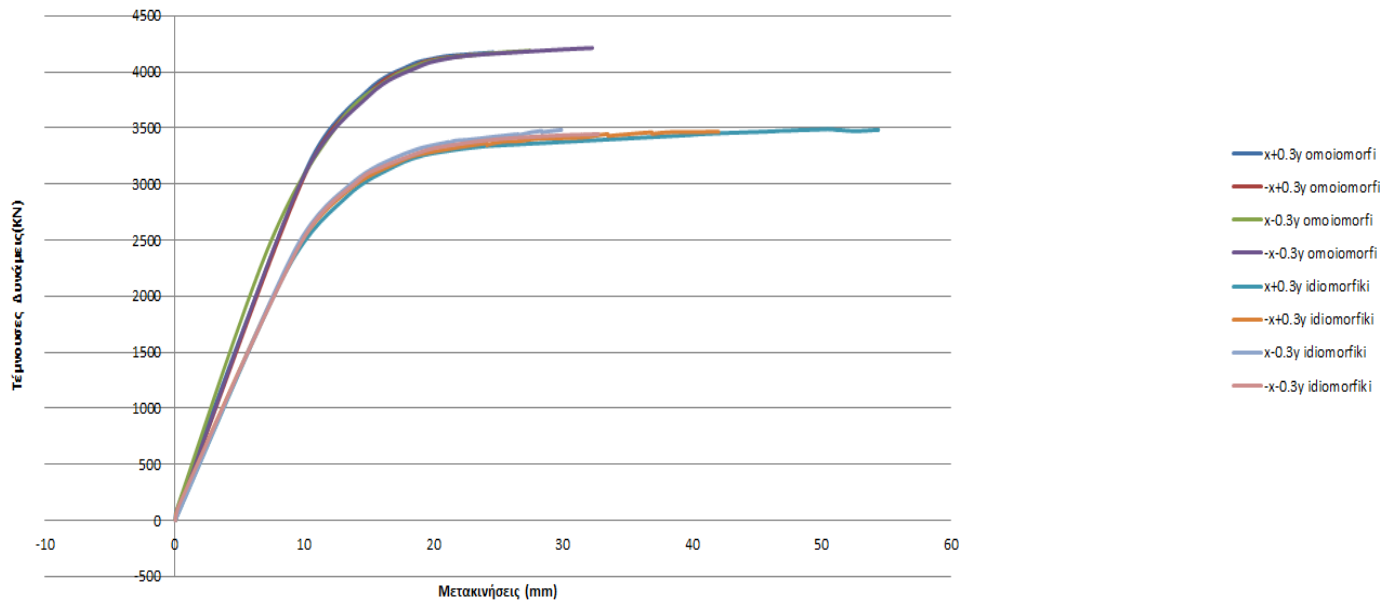
Εικόνα 52: Καμπύλη Ικανότητας για ανάλυση Y+0.3X ομοιόμορφη



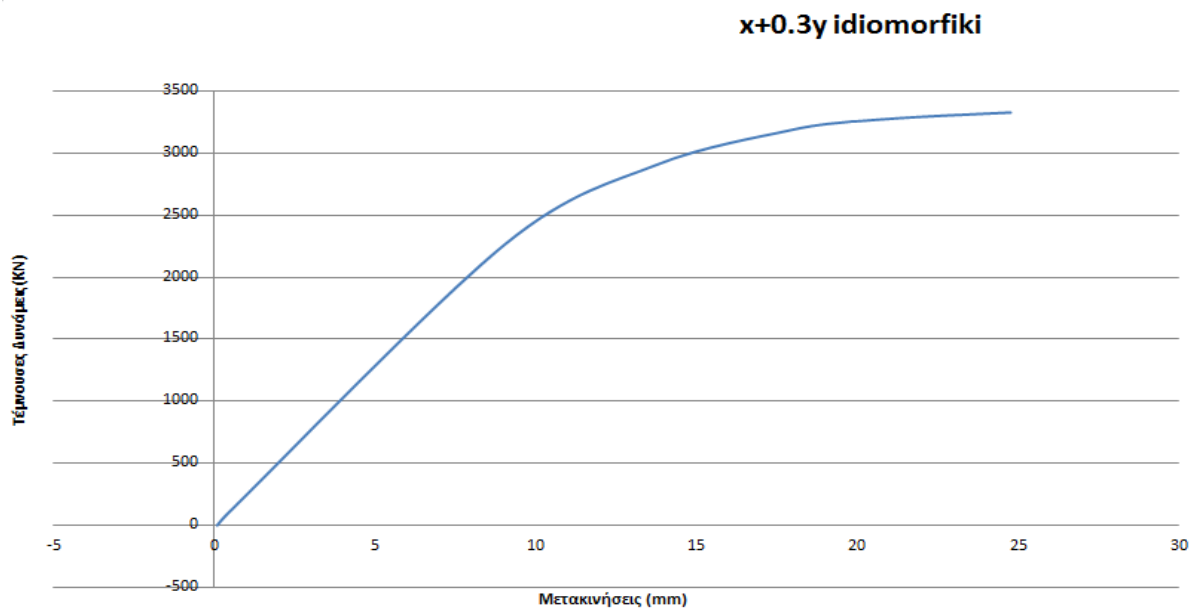
Εικόνα 53: Καμπύλη Ικανότητας για ανάλυση X+0.3Y ιδιομορφική

Από τις διάφορες καμπύλες που παράχθηκαν θα χρησιμοποιηθούν οι δυσμενέστερες περιπτώσεις, μια που έχει ως κύρια διεύθυνση την X και μία την Y, δηλαδή αυτή που αντέχει τη μικρότερη τέμνουσα βάση. Για το λόγο αυτό τοποθετήθηκαν όλες σε ένα κοινό διάγραμμα στο EXCEL όπως παρουσιάζεται παρακάτω.

### 5.5.1 Διεύθυνση X



Εικόνα 54: Καμπύλες ικανότητας για αναλύσεις στη διεύθυνση X

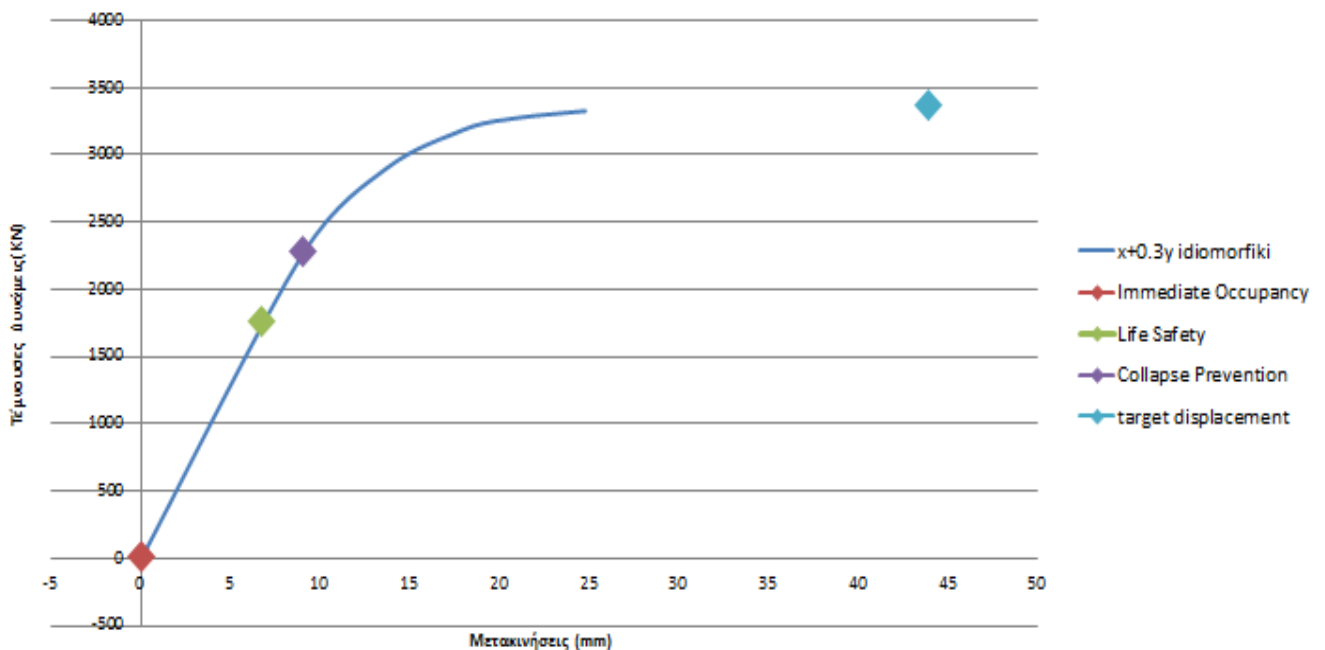


Εικόνα 55: Δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης στη διεύθυνση X

Δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για τη διεύθυνση X, είναι ο X+0,3Y με ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων φορτίων. Έγινε εξαγωγή των αποτελεσμάτων της συγκεκριμένης ανάλυσης, με την παραδοχή του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος σύμφωνα με τον FEMA 440. Πάνω σε αυτή την καμπύλη, ορίστηκαν επίσης οι στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η στάθμη «Οιονεί Κατάρρευση», ορίζεται ως το σημείο (du) που στην κατασκευή εμφανίζεται το πρώτο μέλος που φτάνει την αντίστοιχη στάθμη, η στάθμη «Προστασία Ζωής» ως το σημείο που ένα μέλος φτάνει στο 0,75du και η στάθμη «Άμεση Χρήση» ως το σημείο που κάποιο μέλος της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη. Επομένως, οι στάθμες επιτελεστικότητας κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., είναι οι εξής:

- Οιονεί Κατάρρευση: 9,055 mm
- Προστασία Ζωής: 6,79 mm
- Άμεση Χρήση: 0 mm

Η στοχευμένη μετακίνηση(Target Displacement) υπολογίστηκε όπως περιγράφεται παραπάνω με τη Μέθοδο των Συντελεστών και για τη συγκεκριμένη διεύθυνση προέκυψε 43,88 mm.

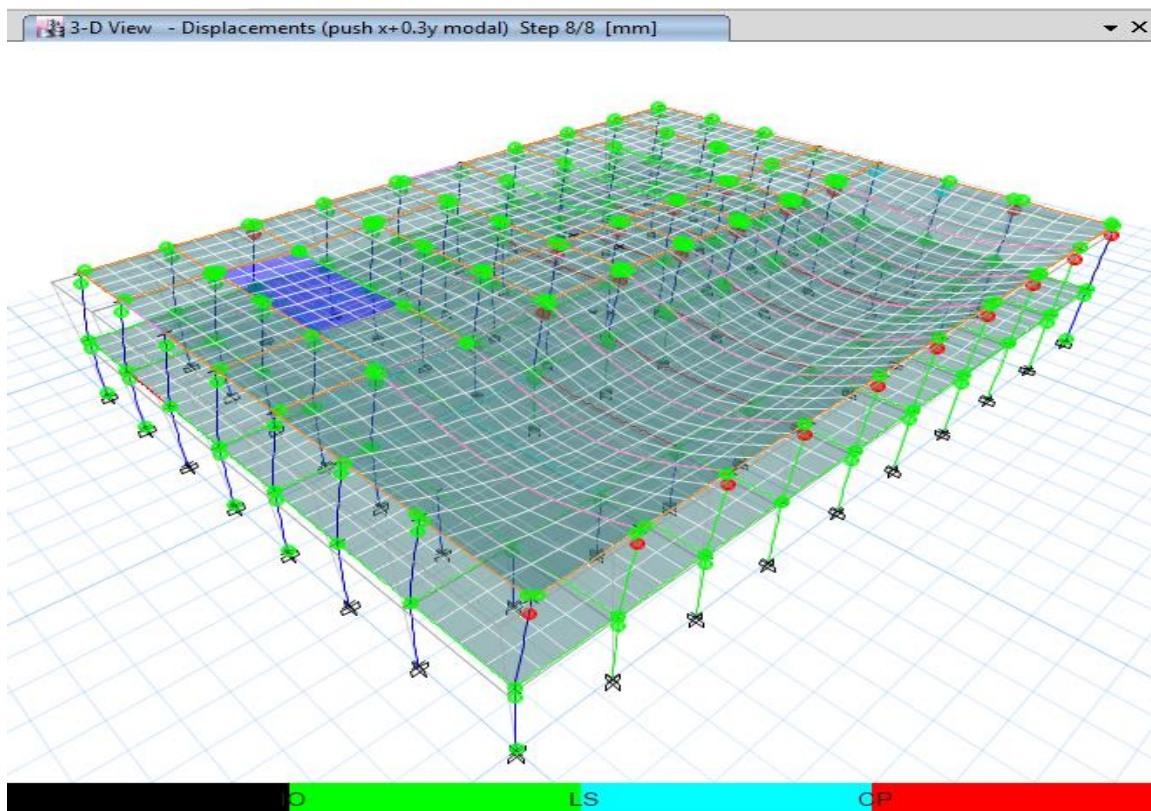


Εικόνα 56: Καμπύλη ικανότητας κατά X με Στάθμες Επιτελεστικότητας

Όπως φαίνεται, λοιπόν, στην εικόνα 56, οι στάθμες Ο.Κ. και Π.Ζ., είναι πριν από το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής(target displacement) και επομένως η κατασκευή δεν επαρκεί στη διεύθυνση X.

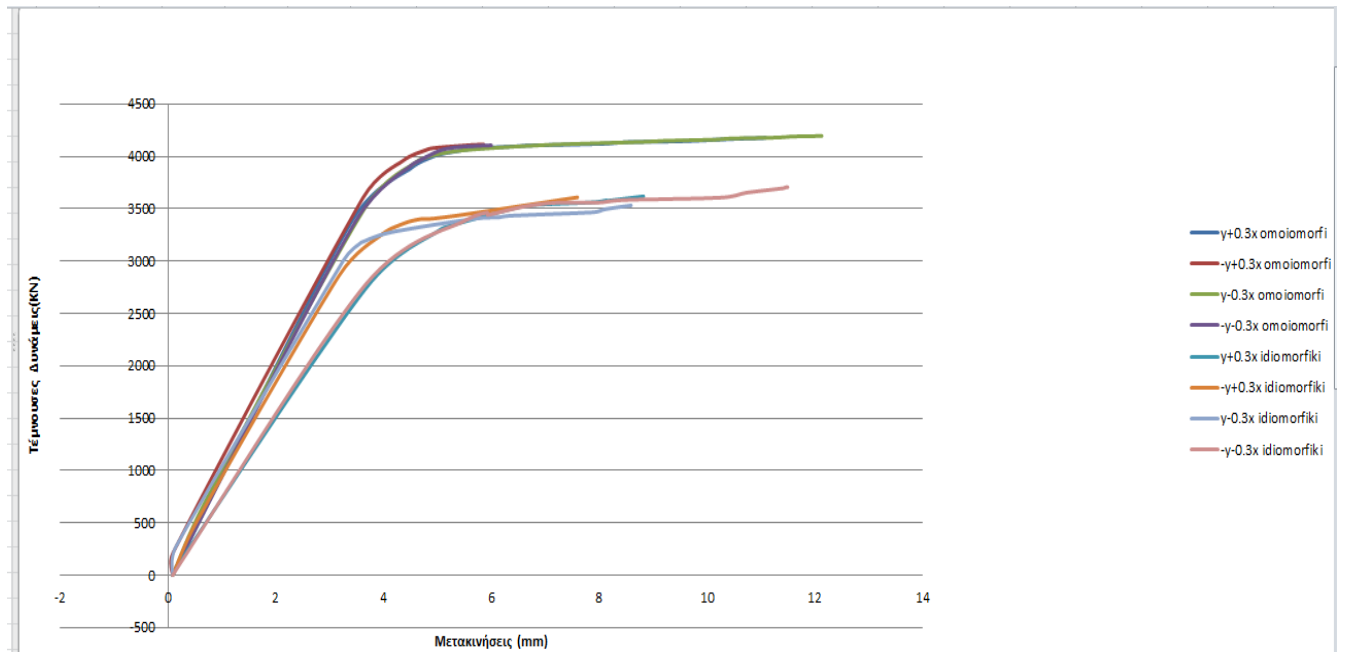
Τέλος, στην εικόνα 57 φαίνεται η κατάσταση του κτιρίου τη στιγμή της κατάρρευσης και οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν σχηματιστεί. Με πράσινο χρώμα, συμβολίζονται οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν δημιουργηθεί, με γαλάζιο οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν ξεπεράσει τη στάθμη «Προστασία Ζωής» και με κόκκινο αυτές που έχουν ξεπεράσει τη στάθμη «Οιονεί Κατάρρευση». Τα στοιχεία της κατασκευής που έχουν ξεπεράσει την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας Π.Ζ., είναι τα εξής υποστυλώματα(Label):

Άξονες: C35,C34,C33,C32,C31,C46,C38,C27,C1,C71,C54,C72,C55,C61,C39,C28,C3, C73,C36,C56,C62,C40,C4,C74,C57,C63,C41,C5,C75,C58

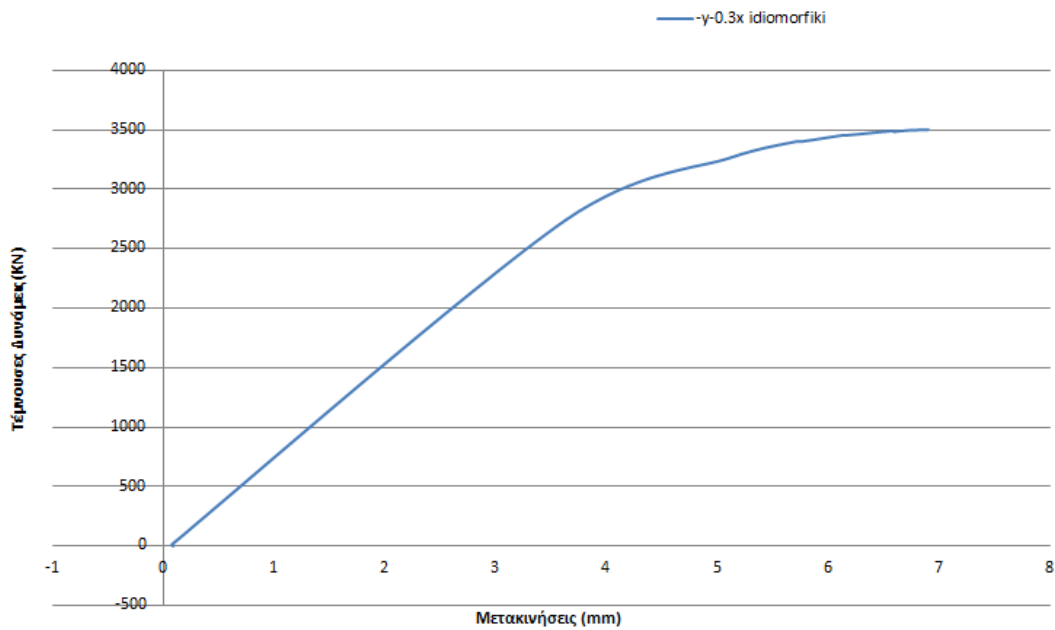


Εικόνα 57:Πλαστικές αρθρώσεις τη στιγμή της κατάρρευσης κατά X

## 5.5.2 Διεύθυνση Y



Εικόνα 58: Καμπύλες ικανότητας για αναλύσεις στη διεύθυνση X

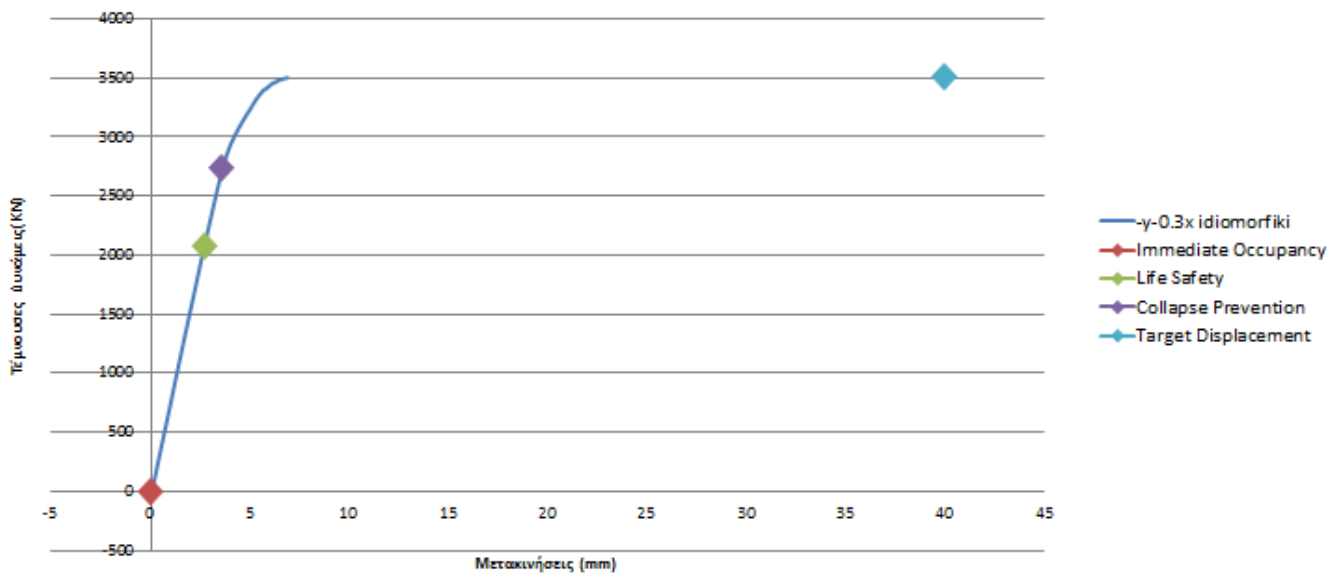


Εικόνα 59: Δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης στη διεύθυνση Y

Δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης σε αυτή τη διεύθυνση, είναι ο  $-Y-0.3X$ , για ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων φορτίων. Όπως και στη διεύθυνση X, έγινε και πάλι εξαγωγή των αποτελεσμάτων της συγκεκριμένης ανάλυσης, με την παραδοχή του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, σύμφωνα με τον FEMA 440. Πάνω στην καμπύλη αυτή ορίστηκε το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., οι οποίες είναι οι εξής:

- Οιονεί Κατάρρευση: 3.63 mm
- Προστασία Ζωής: 2.72mm
- Άμεση Χρήση: 0 mm

Η στοχευμένη μετακίνηση (Target Displacement) υπολογίστηκε όπως περιγράφεται παραπάνω με τη Μέθοδο των Συντελεστών και για τη συγκεκριμένη διεύθυνση προέκυψε 40,5 mm.



Εικόνα 60: Καμπύλη ικανότητας κατά Y με Στάθμες Επιτελεστικότητας

Πάλι, οι στάθμες Ο.Κ. και Π.Ζ. είναι πριν από το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής και επομένως η κατασκευή δεν επαρκεί, ούτε και στη διεύθυνση Y.

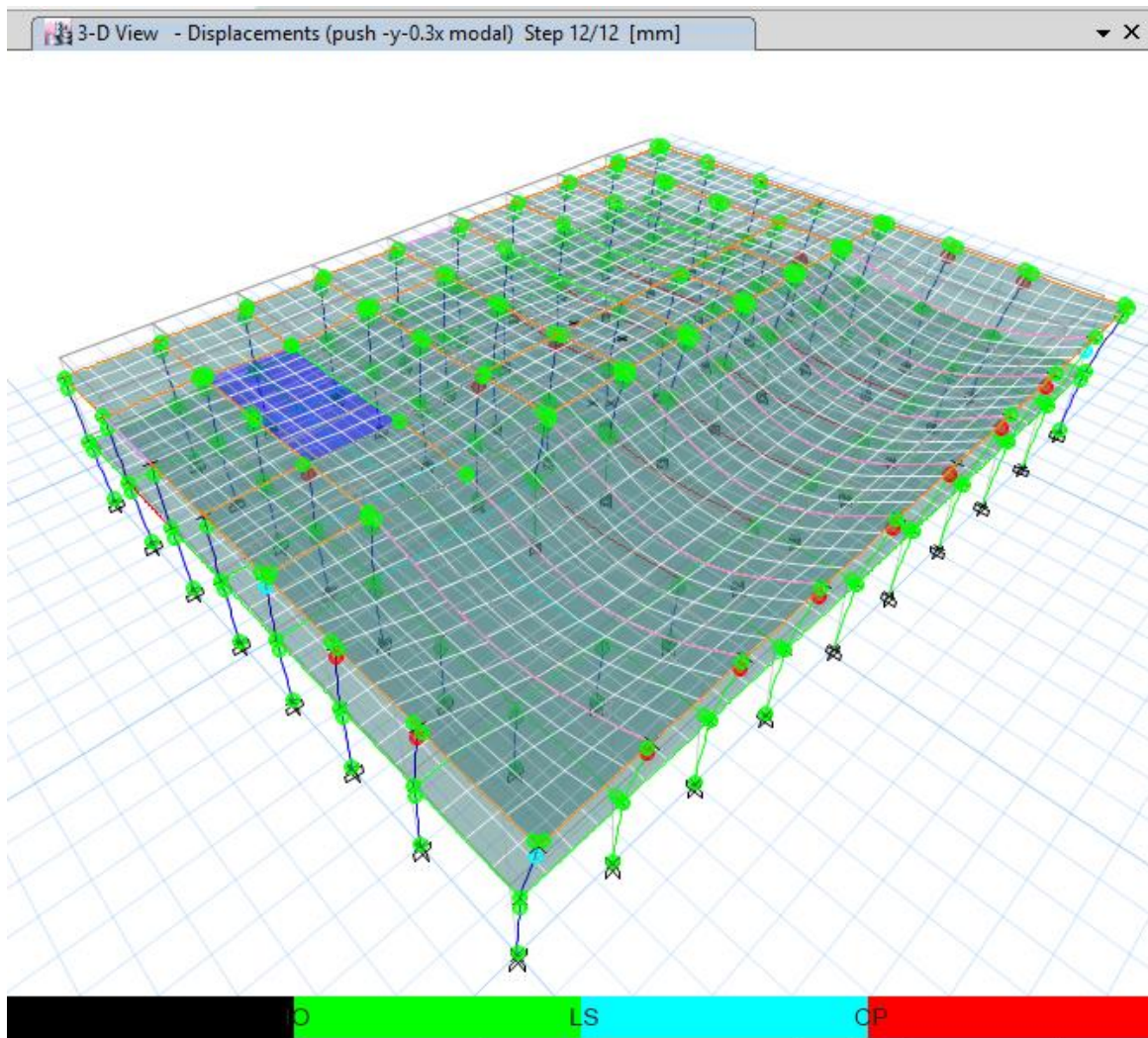
Τα στοιχεία που έχουν ξεπεράσει την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας Π.Ζ. είναι και εδώ υποστοιλάματα και έχουν τα εξής unique names:



ΆΟροφος:

C41,C174,C175,C169,C172,C40,C39,C36,C168,C190,C191,C203,C204,C167,C165,C166,C53,C194,C52,C51,C189,C195,C201,C173,C37,C50,C188,C198,C176,C49,C187,C197,C178,C47,C186,C198,C208,C178,C45,C199,C209

Στην εικόνα 61 φαίνεται η κατάσταση του κτιρίου τη στιγμή της κατάρρευσης και οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν σχηματιστεί. Με πράσινο χρώμα, συμβολίζονται οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν δημιουργηθεί, με γαλάζιο οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν ξεπεράσει τη στάθμη «Προστασία Ζωής» και με κόκκινο αυτές που έχουν ξεπεράσει τη στάθμη «Οιονεί Κατάρρευση».



Εικόνα 61: Πλαστικές αρθρώσεις τη στιγμή της κατάρρευσης κατά Y

## 5.6 Συμπεράσματα αναλύσεων

Παρατηρείται ότι η κατασκευή μπορεί να δεχθεί μικρή τέμνουσα βάσης και καταρρέει και κατά τις 2 διευθύνσεις. Αυτό οφείλεται πιθανώς στην έλλειψη τοιχείων καθώς επίσης και στο σχεδιασμό διατομών με βάση παλαιότερους κανονισμούς που δεν λάμβαναν υπόψη την πλαστιμότητα. Για κάθε συνδυασμό η ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων είναι δυσμενέστερη έναντι της ομοιόμορφης όπως φαίνεται και στα παραπάνω σχετικά διαγράμματα.

Η συμπεριφορά του κτιρίου για σεισμό κατά Y παρουσιάζει παρόμοια χαρακτηριστικά με αυτά που προέκυψαν για σεισμό κατά τη X διεύθυνση τόσο ως προς τη μέγιστη τέμνουσα βάσης όσο και ως προς τη μέγιστη μετακίνηση. Γίνεται πλέον φανερό ότι το κτίριο, το οποίο δε διαθέτει τοιχώματα στη X όπως και στην Y διεύθυνση δεν είναι σε θέση να φέρει το σεισμό σχεδιασμού καθώς, όπως διαπιστώσαμε και στα διαγράμματα ADRS η καμπύλη του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος απέχει κατά πολύ από το φάσμα του Ευρωκώδικα. (εξαγωγή αποτελεσμάτων FEMA 440 EL, ETABS)

Το κτίριο είναι μία κατασκευή που μαρτυρά την εντελώς διαφορετική λογική αντισεισμικού σχεδιασμού που επικρατούσε την εποχή που ανεγέρθηκε σε σχέση με σήμερα. Η διαφορά αυτή σε ότι αφορά στα γραμμικά στοιχεία της κατασκευής φαίνεται στο ότι όπου υπάρχει πλαισιακή λειτουργία οι δοκοί έχουν μεγαλύτερη αντοχή από τα υποστυλώματα. Επιπλέον, τα υποστυλώματα παρόλο που είναι βαριά οπλισμένα έναντι κάμψης η ροπή αντοχής τους δεν θα αναπτυχθεί ποτέ καθώς θα έχουν αστοχήσει πρώτα από τέμνουσα λόγω του χαμηλού οπλισμού διάτμησης.

Το μεγαλύτερο πρόβλημα παρατηρείται στα περιμετρικά υποστυλώματα του τμήματος τα οποία είναι κι αυτά που αστοχούν πρώτα απ'όλα και δεν έχουν ικανή αντοχή ούτε πλαστιμότητα ώστε το τμήμα αυτό να ανταπεξέλθει στην οριζόντια φόρτιση με αποτέλεσμα η κατασκευή ως σύνολο να είναι ανεπαρκής έναντι του επιθυμητού στόχου.

Επίσης, επιβεβαιώθηκε το γεγονός ότι η ταυτόχρονη δράση του σεισμού αποτελεί δυσμενέστερη περίπτωση από τη μονοαξονική, καθώς πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις μόνο κατά X και Y που έδειξαν ότι ο συνδυασμός των δράσεων πρέπει να προτιμάται.



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ**

### **6.1 Εισαγωγή**

#### **6.1.1. Συνεκτίμηση Συμπαγών Τοίχων**

Τα αποτελέσματα από την αποτίμηση του κτιρίου, που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 6 του παρόντος τεύχους δείχνουν ξεκάθαρα την ανάγκη ενίσχυσης και αναβάθμισης του υπό μελέτη κτιρίου. Όπως φαίνεται ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός δεν ικανοποιεί τα κριτήρια του ΚΑΝ.ΕΠΕ. έτσι ώστε να θεωρείται ασφαλής, κάτι που ήταν εξ' αρχής αναμενόμενο. Μέχρι τώρα δεν είχαν ληφθεί υπόψιν οι υφιστάμενες τοιχοποιίες στο μοντέλο με δυνατότητα ανάληψης σεισμικών φορτίων, παρά μόνο ως γραμμικό φορτίο πάνω στις δοκούς. Τα αποτελέσματα της αποτίμησης όμως μας οδήγησαν στο συμπέρασμα στη διαδικασία ενίσχυσης να συμπεριλάβω τους συμπαγείς τοίχους στο μοντέλο μου με δυνατότητα ανάληψης οριζόντιων δυνάμεων. Σύμφωνα και με τον κανονισμό, οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνεκτιμώνται υποχρεωτικώς στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο (βλ. § 2.1.4.2 και 5.9.2). Η προσομοίωση τους έγινε μέσω χιαστί συνδέσμων με μηχανικά χαρακτηριστικά αυτά που προβλέπονται από τους κανονισμούς. Το υλικό της τοιχοποιίας θεωρήθηκε ότι αποτελείται από λιθοσώματα κάνοντας παραδοχή για τη συνδετική τους κονία και για αυτό το λόγο έγινε Define νέου υλικού(masonry) με ειδικό βάρος και Μέτρο ελαστικότητας σύμφωνα με τις υποδείξεις των κανονισμών.

Εικόνα 62:Καθορισμός Υλικού Τοιχοποιίας

Σαφώς η κατάσταση, μετά από αυτή την παραδοχή, έχει βελτιωθεί σε κάποιο βαθμό αλλά για να φτάσει στο επιθυμητό αποτέλεσμα θα πρέπει να υπάρξει και κάποιος τρόπος ενίσχυσης. Η τέμνουσα δύναμη που αντέχει έτσι η κατασκευή είναι 14020 KN. Η επιλογή των τύπων δομητικής επέμβασης θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη γενικά κριτήρια κόστους και χρόνου, διαθεσιμότητας των απαιτούμενων μέσων, αρχιτεκτονικών ή άλλων αναγκών κ.λ.π. Η επιλογή του τύπου, της τεχνικής, της έκτασης και του επείγοντος της επέμβασης θα γίνεται και με βάση τεχνικά κριτήρια σχετιζόμενα με τη διαπιστωθείσα κατάσταση του κτιρίου, καθώς και με τη μέριμνα για όσο γίνεται μεγαλύτερη ικανότητα κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας (πλαστικότητα) μετά την επέμβαση.

### 6.1.2 Γενικά

Τέτοια τεχνικά κριτήρια θεωρούνται τα ακόλουθα (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013, §2.3.3.1):

- Όλα τα διαπιστωμένα σοβαρά σφάλματα πρέπει να αποκατασταθούν καταλλήλως.
- Όλες οι διαπιστωμένες σοβαρές βλάβες (και φθορές) σε πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να αποκατασταθούν καταλλήλως.
- Σε περίπτωση εντόνως μη-κανονικών κτιρίων (κυρίως από την άποψη της κατανομής της υπεραντοχής), η δομική κανονικότητά τους πρέπει να βελτιωθεί στο μέγιστο δυνατό βαθμό.
- Όλες οι απαιτήσεις αντίστασης κρίσιμων περιοχών των πρωτεύοντων στοιχείων (δηλαδή τα απαιτούμενα εντατικά μεγέθη αντίστασης και η απαιτούμενη ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης) πρέπει να ικανοποιούνται μετά την επέμβαση.
- Όπου είναι δυνατόν, θα πρέπει να επιδιώκεται η αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας σε κρίσιμες περιοχές. Πρέπει να λαμβάνεται ιδιαίτερη μέριμνα ώστε, στον βαθμό που είναι δυνατόν, οι τοπικές επισκευές ή/και ενισχύσεις να μη μειώνουν τη διαθέσιμη πλαστιμότητα των κρίσιμων περιοχών.
- Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ανθεκτικότητα τόσο των νέων όσο και των αρχικών στοιχείων, καθώς και το ενδεχόμενο επιτάχυνσης της φθοράς σε ιδιαίτερες περιπτώσεις.

Στο σημείο αυτό πρέπει να γίνει μία διάκριση μεταξύ της στρατηγικής επέμβασης και της τεχνικής, δηλαδή της μεθόδου επέμβασης. Με τον όρο στρατηγική επέμβασης νοείται μια γενικότερη διαδικασία η οποία οδηγεί στη βελτίωση συγκεκριμένου χαρακτηριστικού ή ομάδας χαρακτηριστικών ενός κτιρίου. Είναι στην ουσία ευρύτερα σύνολα των εναλλακτικών τεχνικών ενίσχυσης που έχουν την ίδια επίδραση στη συμπεριφορά του φορέα. Είναι προφανές ότι η αναγνώριση της αποδοτικότερης στρατηγικής επέμβασης για ένα κτίριο είναι ευκολότερη σε σχέση με την εκτίμηση της αντίστοιχης τεχνικής, όπου η ύπαρξη πολλών εναλλακτικών λύσεων δρα αποπροσανατολιστικά.

Προκειμένου να επιτευχθεί μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης μπορούν να υιοθετηθούν στρατηγικές τόσο τεχνικού όσο και διαχειριστικού χαρακτήρα ή/και συνδυασμός τους. Στρατηγικές τεχνικού χαρακτήρα αποτελούν:

- Αύξηση της αντοχής του κτιρίου
- Αύξηση της δυσκαμψίας του κτιρίου
- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης των μελών
- Διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών και μη-κανονικοτήτων
- Μείωση των σεισμικών απαιτήσεων
- Στρατηγικές διαχειριστικού χαρακτήρα αποτελούν:
- Περιορισμός ή αλλαγή της χρήσης του κτιρίου
- Μερική ή ολική καθαίρεση (π.χ. ορισμένων ορόφων)
- Μονολιθική μεταφορά του δομήματος σε άλλη θέση
- Απόφαση για «καμία επέμβαση». Στην περίπτωση αυτή μπορεί να γίνει αποδεκτή και μια μείωση της απομένουσας τεχνικής διάρκειας ζωής του δομήματος, υπό τον όρο ότι η μετά ταύτα κατεδάφιση του κτιρίου είναι εγγυημένη.

Με βάση τα παραπάνω διακρίνονται οι εξής τύποι επεμβάσεων:

- Βελτίωση πλαστιμότητας και ικανότητας απορρόφησης ενέργειας, μέσω ενίσχυσης των υφιστάμενων στοιχείων (λεπτοί μανδύες στα υποστυλώματα και κάθε είδους περίσφιξη).
- Αύξηση αντοχής και ακαμψίας, μέσω ενίσχυσης υφιστάμενων στοιχείων (αύξηση του πάχους των υφιστάμενων τοιχείων).
- Αύξηση αντοχής, ακαμψίας και πλαστιμότητας, μέσω ενίσχυσης υφιστάμενων στοιχείων (μανδύες στα υποστυλώματα και αύξηση του πάχους των τοιχείων).
- Αύξηση αντοχής, ακαμψίας και πλαστιμότητας, μέσω προσθήκης νέων στοιχείων (μανδύες στα υποστυλώματα και προσθήκη νέων τοιχείων).

- Ενσωμάτωση παθητικών μηχανικών συστημάτων απορρόφησης ενέργειας ιξώδους ή υστερητικής συμπεριφοράς.

## 6.2 Προτάσεις Ενίσχυσης

### 6.2.1 1<sup>η</sup> πρόταση Ενίσχυσης

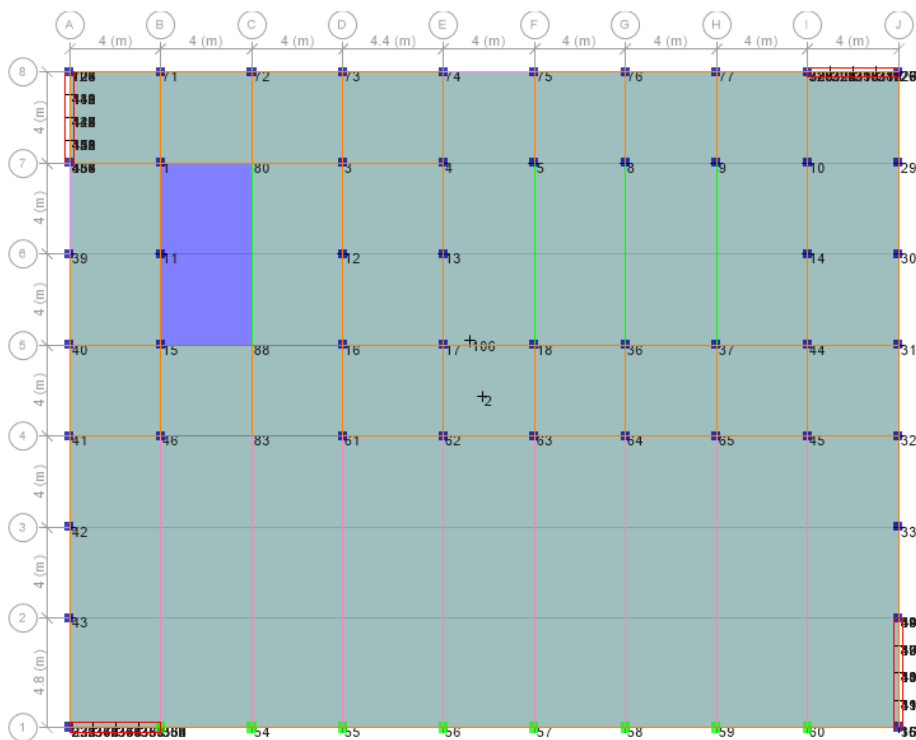
Η ενίσχυση της κατασκευής αυτής είναι αναγκαία. Η μέθοδος ενίσχυσης θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη το ότι τα γραμμικά μέλη δεν πρέπει να αναπτύξουν σημαντική πλαστική παραμόρφωση λόγω του επιβαλλόμενου στόχου. Με τον όρο ενίσχυση, νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα, σε στάθμη υψηλότερη από αυτή του αρχικού. Στο πρώτο σενάριο με γνώμονα ότι ο στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας του φορέα προτείνεται η ενίσχυση των υπ/των με μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η επιλογή αυτής της μεθόδου ενίσχυσης έχει το πλεονέκτημα ότι δεν επεμβαίνουμε στα χαρακτηριστικά δυσκαμψίας του κτιρίου (η κλίση της καμπύλης ικανότητας δεν θα αλλάξει) και αποφεύγουμε μια ενδεχόμενη αύξηση του σεισμικού φορτίου σχεδιασμού αφού εάν μεγαλώσει η δυσκαμψία του κτιρίου θα μικρύνει η ιδιοπερίοδος της κατασκευής και θα μετακινηθούμε πιο αριστερά στο φάσμα σχεδιασμού. Αντιμετωπίστηκαν προβλήματα για τον συγκεκριμένο τρόπο ενίσχυσης, καθώς είναι δύσκολη η διαστασιολόγηση των υφασμάτων και η προσομοίωση του δε γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα και χρήζει διερεύνησης. Με βάση το λογισμικό που χρησιμοποιώ εκλέχθηκε ότι ο βέλτιστος τρόπος προσομοίωσης είναι η χειροκίνητη εισαγωγή των διαγραμμάτων M-θ για τις ενισχυμένες διατομές. Γεννήθηκαν όμως κάποια ερωτήματα για τα οποία δεν βρέθηκαν επαρκείς απαντήσεις κατά την προσομοίωση και την εξαγωγή αποτελεσμάτων, όπως πόσοι από τους νέους οπλισμούς αγκυρώνονται επαρκώς, πως θα έλεγχα τους μη ενισχυμένους κόμβους που περιλαμβάνουν ενισχυόμενα υποστυλώματα για κατασκευή χαμηλής πλαστιμότητας. Τα παραπάνω ερωτήματα σε συνδυασμό με το μεγάλο κόστος υλοποίησης των μανδυών άλλα και τα μη αναμενόμενα αποτελέσματα από το λογισμικό αποφασίστηκε να προχωρήσουμε σε διαφορετική πρόταση ενίσχυσης και υλοποίηση της.



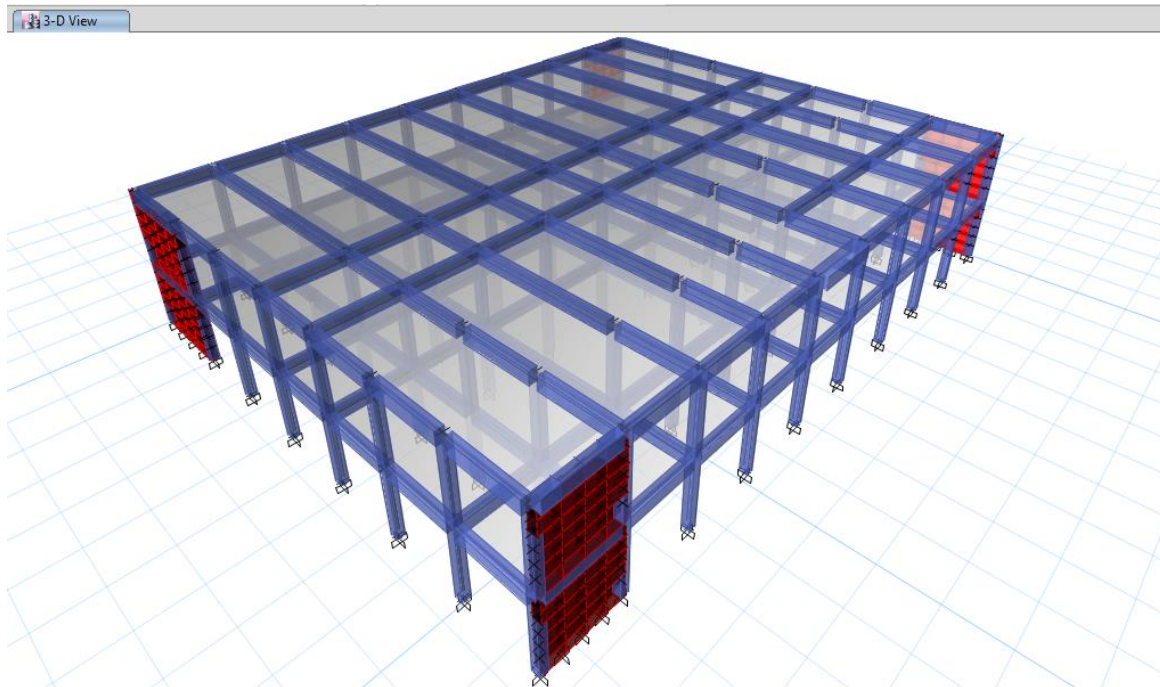
## 6.2.2 2<sup>η</sup> πρόταση ενίσχυσης και υλοποίηση της

Στην παρούσα μελέτη σε αυτό το στάδιο θα προστεθούν τοιχεία, λαμβάνοντας υπόψη να μην αλλοιωθεί σημαντικά η αρχιτεκτονική του κτιρίου και οι κύριοι χώροι του. Έτσι αλλάζοντας τελείως το στατικό σύστημα του κτιρίου, με στόχο την παραλαβή του μεγαλύτερου μέρους των σεισμικών δυνάμεων από νέους και ισχυρούς φορείς θα γίνει εκ νέου η αποτίμηση του «νέου» φορέα ώστε να διαπιστωθούν πιθανές ανεπάρκειες.

Για τα νέα στοιχεία επιλέχθηκε σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37. Τα τοιχεία θα έχουν πλάτος 40cm και το μήκος τους ποικίλει ανάλογα με τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις της κάθε θέσης. Με τον συγκεκριμένο τρόπο επιτυγχάνεται: αύξηση αντοχής, ακαμψίας και πλαστιμότητας. Σύμφωνα με την αποτίμηση, τα στοιχεία που υπερβαίνουν την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας, είναι υποστυλώματα, από τα οποία σχεδόν όλα αστοχούν διατμητικά. Προκειμένου, λοιπόν, να ενισχυθεί η κατασκευή και αντί να πραγματοποιηθεί επέμβαση ξεχωριστά σε κάθε ένα υποστύλωμα, επιλέχθηκε να τοποθετηθούν τέσσερα νέα τοιχώματα, δύο στη διεύθυνση X και δύο στην Y, αντισυμμετρικά, στις θέσεις που φαίνονται στην παρακάτω κάτοψη.

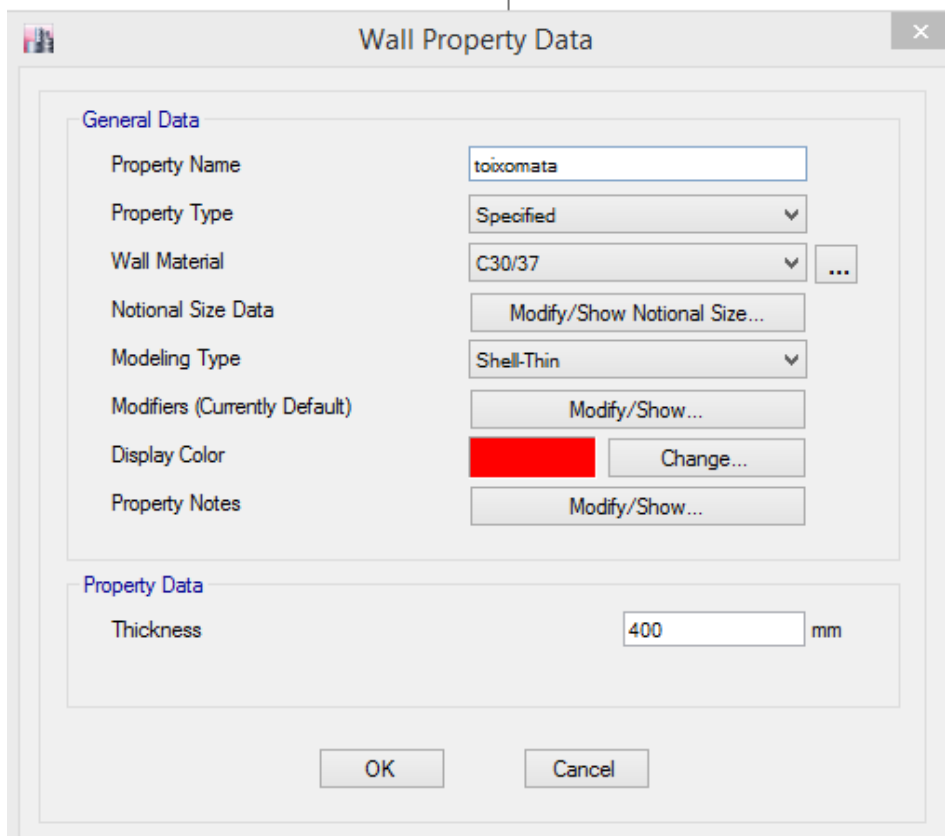


Εικόνα 63: Θέση προσθήκης νέων τοιχωμάτων



Εικόνα 64: 3D παρουσίαση του φορέα μετά την προσθήκη των πρόσθετων τοιχωμάτων

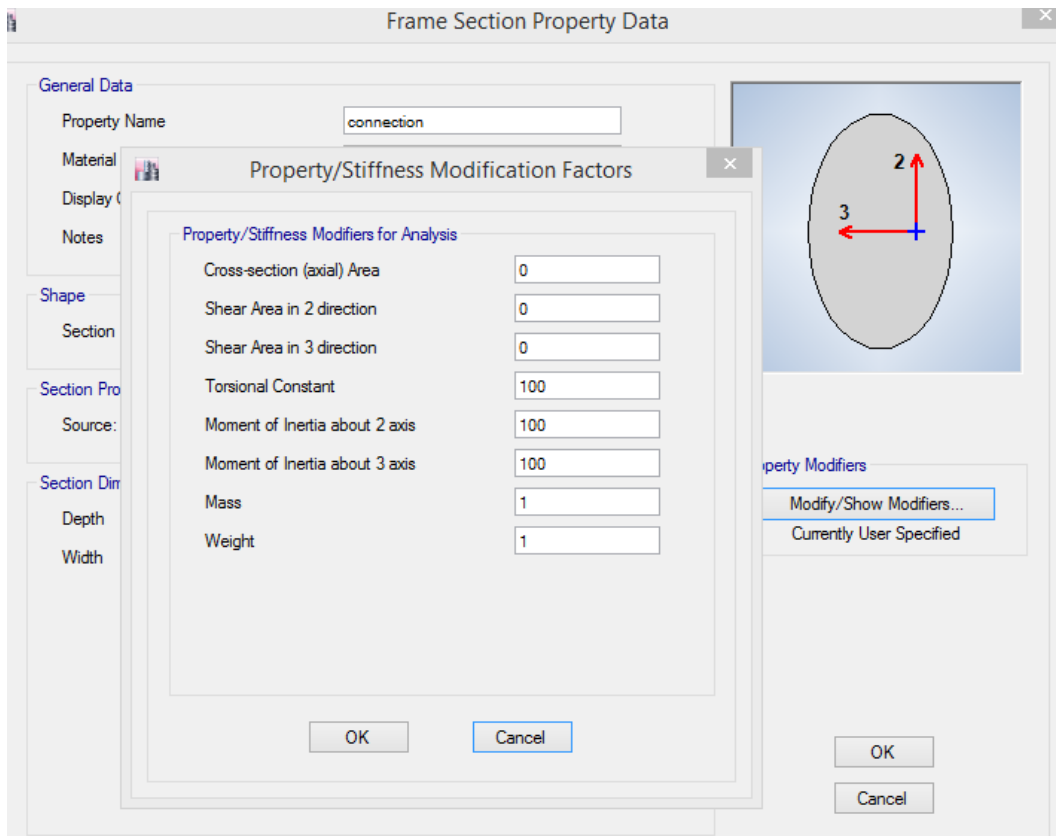
Τα τοιχώματα ορίστηκαν με την εντολή Define->Section Properties->Wall Section->Add new property και σχεδιάζονται σε plan view με την εντολή Draw Wall/Floor.



Εικόνα 65:Καθορισμός τοιχωμάτων στο λογισμικό

Τα τοιχώματα ορίστηκαν ως επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία και για ορθότερη απόδοση της συμπεριφοράς του τοιχώματος γίνεται διακριτοποίηση του σε μικρότερα με την εντολή *Edit* → *Edit Areas* → *Divide Areas*, όπου και ορίζεται η διάσπαση σε 4 στοιχεία στην οριζόντια διεύθυνση και 6 στην κατακόρυφη. Η υλοποίηση της πάκτωσης γίνεται με δέσμευση όλων των βαθμών ελευθερίας των κόμβων των επιφανειακών στοιχείων στη βάση του τοιχώματος.

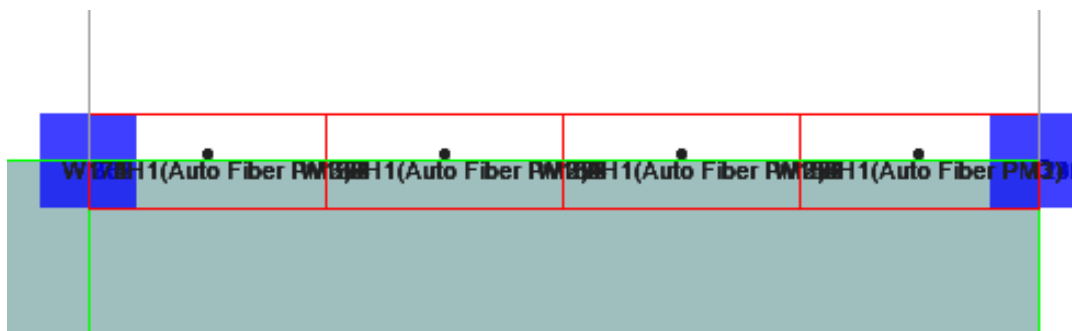
Για την αποτελεσματικότερη προσομοίωση της μονολιθικής σύνδεσης του τοιχώματος με τη δοκό, κρίνεται σκόπιμο να δημιουργηθεί μια νέα διατομή γραμμικού στοιχείου (*CONNECTION*) τύπου *General*, με μεγάλη τιμή δυσκαμψίας και δυστρεψίας και μηδενικές τιμές δυστένειας και δυσμηψίας (Εικόνα 66).



Εικόνα 66:Καθορισμός συνδετικού γραμμικού στοιχείου

Τα γραμμικά στοιχεία σύνδεσης που αφορά η παραπάνω διατομή σχεδιάζονται καλύπτοντας το ένα επιφανειακό πεπερασμένο στοιχείο (από κόμβο σε κόμβο). Η σχεδίαση γίνεται με την εντολή *Draw* → *Draw Frame*.

Επιλέγουμε στα τοιχεία να έχουν την δυνατότητα ανάπτυξης πλαστικής άρθρωσης έναντι ροπής κάμψης στον ισχυρό άξονα με την μέθοδο wall fiber hinge. Με την μέθοδο αυτή το πρόγραμμα χωρίζει το τοιχείο κατά μήκος σε ίνες (fibers), όπως φαίνεται στην Εικόνα, οι οποίες είναι ορισμένες να έχουν το υλικό του σκυροδέματος και τον οπλισμό κάμψης που αντιστοιχεί στην κάθε ίνα. Καθώς φορτίζουμε το τοιχείο με μια οριζόντια φόρτιση στην κορυφή του (περίπτωση προβόλου) αυτό αναπτύσσει ορθές τάσεις στις ίνες. Όταν κάποιας ίνας το υλικό φτάσει την τάση διαρροής πλαστικοποιείται και συνεχίζεται η διαδικασία με μειωμένη πλέον την δυσκαμψία του τοιχείου μέχρις ότου κάποια ίνα ξεπεράσει τα ανεκτά όρια παραμόρφωσης.



Εικόνα 67: Προσομοίωση τοιχείου με τη μέθοδο wall fiber hinge

Πραγματοποιήθηκαν ανελαστικές αναλύσεις για τους δυσμενέστερους συνδυασμούς, οι οποίοι προέκυψαν από το προηγούμενο κεφάλαιο, δηλαδή η PUSH X+0,3Y και η PUSH -Y-0,3X για ιδιομορφική κατανομή των οριζοντίων δυνάμεων. Παρακάτω φαίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων για X και Y με τις πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίζονται και τις μέγιστες τέμνουσες βάσεις που αντέχει πλέον η κατασκευή.

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	kN										
0	0.008	0	734	104	0	0	0	735	99	0	0	838
1	0.034	605.6019	734	104	0	0	0	735	99	0	0	838
2	0.789	15698.4568	707	131	0	0	0	709	124	0	0	838
3	1.296	23560.5891	707	131	0	0	0	709	124	0	0	838
4	2.789	28350.3489	707	131	0	0	0	709	124	0	9	838
5	3.189	29640.4621	707	131	0	0	0	709	124	0	9	838

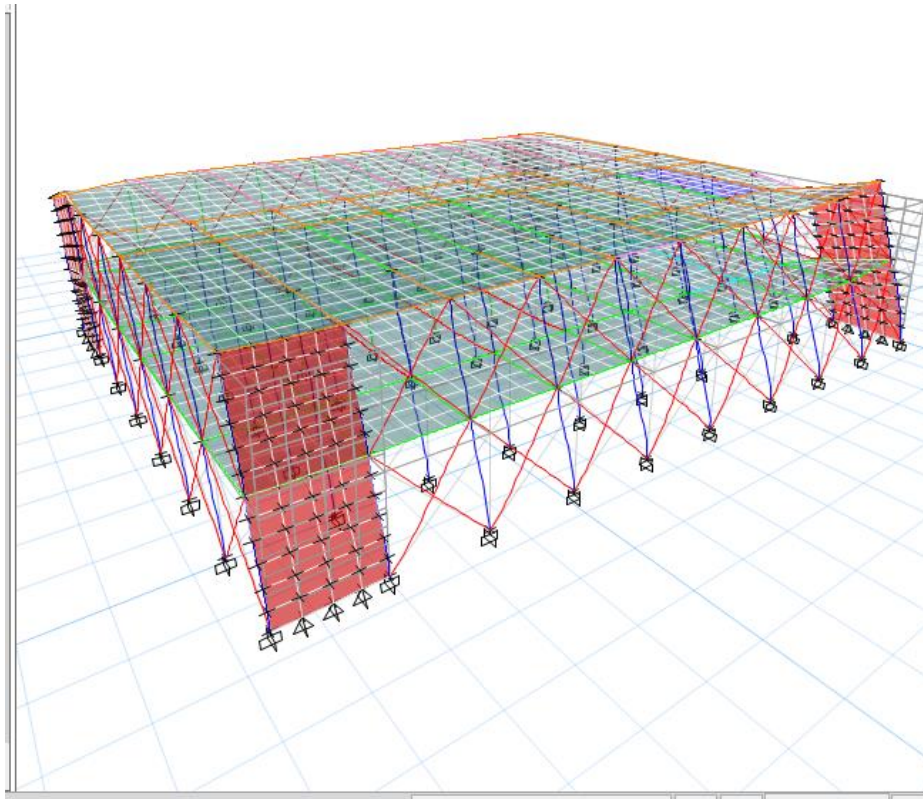
Εικόνα 68: Αποτελέσματα ανάλυσης ενισχυμένης κατασκευής για το δυσμενέστερο συνδυασμό X+0.3Y

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	kN										
0	0.008	0	734	104	0	0	0	735	99	0	0	838
1	0.031	312.0167	733	105	0	0	0	734	100	0	0	838
2	0.07	623.1996	733	105	0	0	0	733	101	0	0	838
3	0.07	623.1796	733	105	0	0	0	733	101	0	0	838
4	0.071	623.6891	733	105	0	0	0	733	101	0	0	838
5	0.071	623.6716	733	105	0	0	0	733	101	0	0	838
6	0.071	625.6723	733	105	0	0	0	733	101	0	0	838
7	0.071	625.4678	733	105	0	0	0	733	101	0	0	838
8	2.053	16057.4529	723	115	0	0	0	724	110	0	0	838
9	2.126	16295.5166	722	116	0	0	0	724	110	0	0	838
10	2.361	18042.1343	720	118	0	0	0	720	114	0	0	838
11	2.402	18130.7688	720	118	0	0	0	720	114	0	0	838
12	3.544	25809.5636	713	125	0	0	0	715	119	0	4	838
13	3.705	26428.8277	711	127	0	0	0	714	120	0	4	838
14	3.785	27034.6726	711	127	0	0	0	714	120	0	4	838

Εικόνα 69: Αποτελέσματα ανάλυσης ενισχυμένης κατασκευής για το δυσμενέστερο συνδυασμό -Y-0.3X

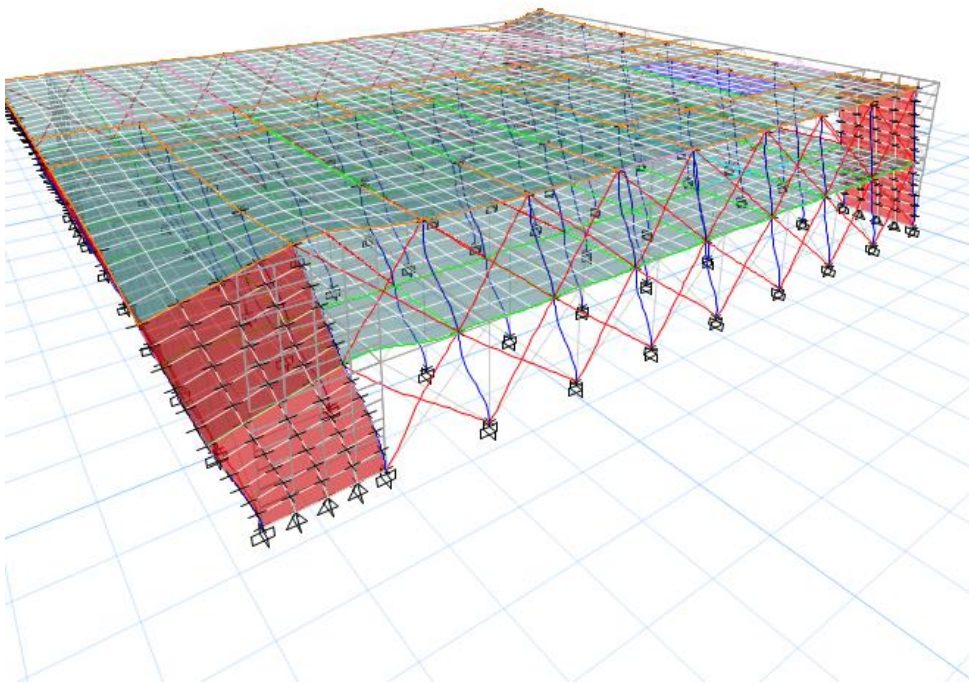
Επίσης παρουσιάζεται η ενισχυμένη κατασκευή σε 3D με την πρώτη ιδιομορφή αποτυπωμένη όπου έχει ως κύριο μέγεθος τη μετακίνηση κατά Y και βλέπουμε ότι όπως αναμενόταν η ιδιοπερίοδος της κατασκευής έχει μειωθεί λόγω της αύξησης της δυσκαμψίας και πλέον είναι  $T_1=0.109s$ . Στην επόμενη εικόνα φαίνεται σε 3D η δεύτερη ιδιομορφή η οποία έχει ως κύριο μέγεθος τη μετακίνηση κατά X και ιδιοπερίοδο πλέον  $T_2=0.102s$ .





Εικόνα 70:1η Ιδιομορφή σε 3D

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0.102

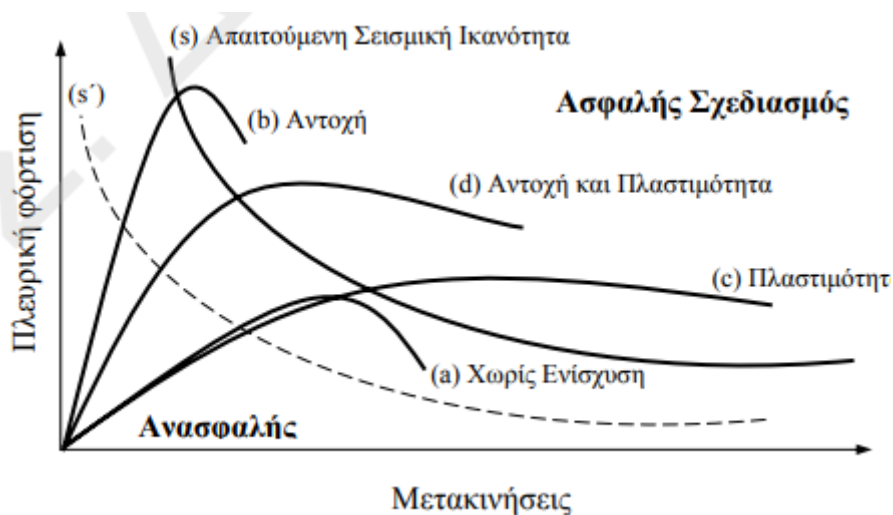


Εικόνα 71:2η Ιδιομορφή σε 3D

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων βλέπουμε πως η τέμνουσα δύναμη που μπορεί να δεχθεί η κατασκευή έχει αυξηθεί κατά πολύ, άρα έχει βελτιωθεί αρκετά η αντοχή της. Βλέπουμε πως μετά την συνεκτίμηση των συμπαγών τοίχων και την ενίσχυση με πρόσθετα τοιχώματα, η τέμνουσα δύναμη είναι σχεδόν 6 φορές μεγαλύτερη. Η ιδιοπερίοδος της κατασκευής μετά την συνεκτίμηση των συμπαγών τοίχων έγινε κατά 3,5 φορές μικρότερη, ενώ μετά και την προσθήκη των τοιχωμάτων έγινε κατά 5 φορές μικρότερη σε σχέση πάντα με το αρχικό μοντέλο.

Παρατηρούμε μικρή αύξηση της πλαστιμότητας καθώς οι μέγιστες μετακινήσεις δεν φτάνουν στον επιθυμητό βαθμό που θα θέλαμε, αλλά θα πρέπει να ελέγξουμε τη κατασκευή σε όρους στάθμεων επιτελεστικότητας για τις μετακινήσεις που προέκυψαν από τον ενισχυμένο φορέα. Ακολουθείται η ίδια διαδικασία με την αποτίμηση, όπου αφού διγραμμικοποιηθεί η καμπύλη ικανότητας υπολογίζεται η μετακίνηση-στόχος και ελέγχεται αν υπερβαίνει την αντίστοιχη στάθμη που μας ενδιαφέρει (Προστασία Ζωής στην προκειμένη περίπτωση).

Μετά από έλεγχο όλων των παραπάνω συμπεραίνουμε πως έχουμε μεγάλη αύξηση της τέμνουσας δύναμης και τομή της καμπύλης ικανότητας με το φάσμα ικανότητας (σε μορφή ADRS) και παρόλο που δεν έχουμε προσδώσει αρκετή πλαστιμότητα στον φορέα καθώς οι μετακινήσεις είναι μικρές, η κατασκευή μας καθίσταται ασφαλής.



Εικόνα 72: Στρατηγικές ενίσχυσης για ασφαλή σχεδιασμό

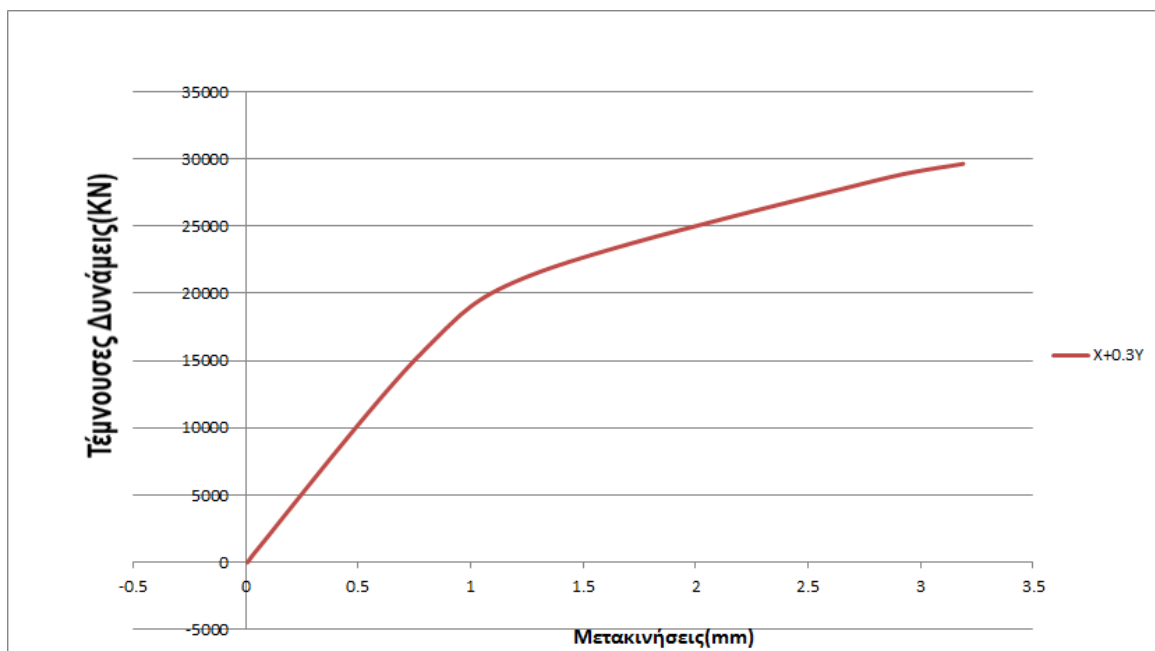
Όπως βλέπουμε στο διάγραμμα για τις στρατηγικές ενίσχυσης βρισκόμαστε στον ασφαλή σχεδιασμό με μεγάλη αντοχή για την κατασκευή χωρίς όμως την απαραίτητη πλαστιμότητα.



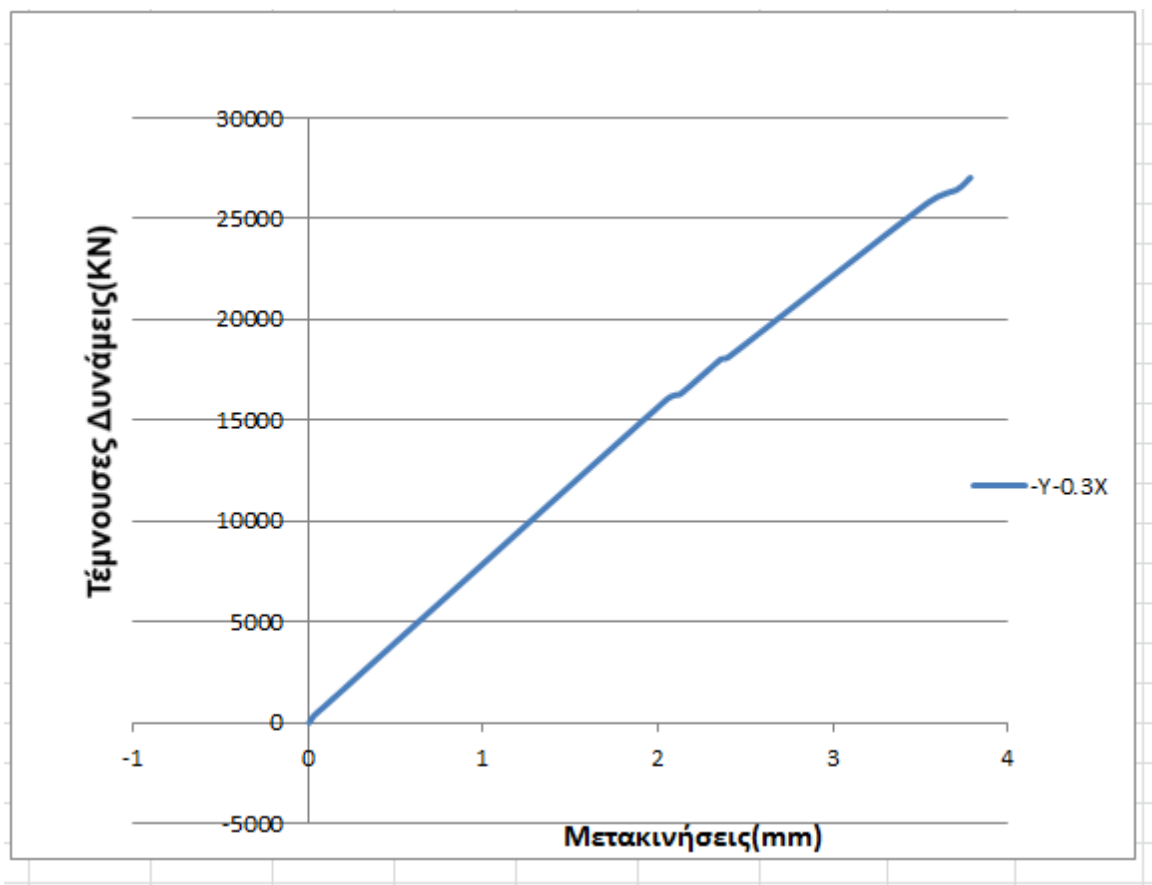
### 6.3 Αποτίμηση της ενισχυμένης κατασκευής

Σε αυτή τη φάση θα ελέγξουμε το φορέα μας σε όρους σταθμών επιτελεστικότητας για να δούμε αν η μετακίνηση-στόχος υπερβαίνει ή όχι την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής για την οποία προβλέπεται να γίνει ο έλεγχος. Αρχικά, υπολογίζεται η target displacement για X και Y. Η μέθοδος υπολογισμού της είναι η ίδια που χρησιμοποιήθηκε και κατά τη διάρκεια της αποτίμησης δηλαδή η Μέθοδος των συντελεστών. Λόγω της ραγδαίας μείωσης της ιδιοπεριόδου έχουμε και μείωση της στοχευόμενης μετακίνησης. Έτσι προέκυψε μετακίνηση-στόχος 1,83 mm για X και 1,73 mm για Y.

Παρακάτω βλέπουμε την καμπύλη PUSHOVER για κάθε ανάλυση όπως προέκυψε για κάθε διεύθυνση.



Εικόνα 73: Καμπύλη pushover για κύρια διεύθυνση X



Εικόνα 74:Καμπύλη pushover για κύρια διεύθυνση Y

Παρατηρούμε ότι κατά X η αλλαγή της κλίσης είναι λίγο πιο εμφανής απ' ότι κατά Y κάτι το οποίο εξηγείται καθώς αστοχούν περισσότερα στοιχεία κατά X με αποτέλεσμα να μειώνεται πιο απότομα η αντοχή του φορέα και να υπάρχει και μια διαφορά στους μηχανισμούς αστοχίας για κάθε συνιστώσα.

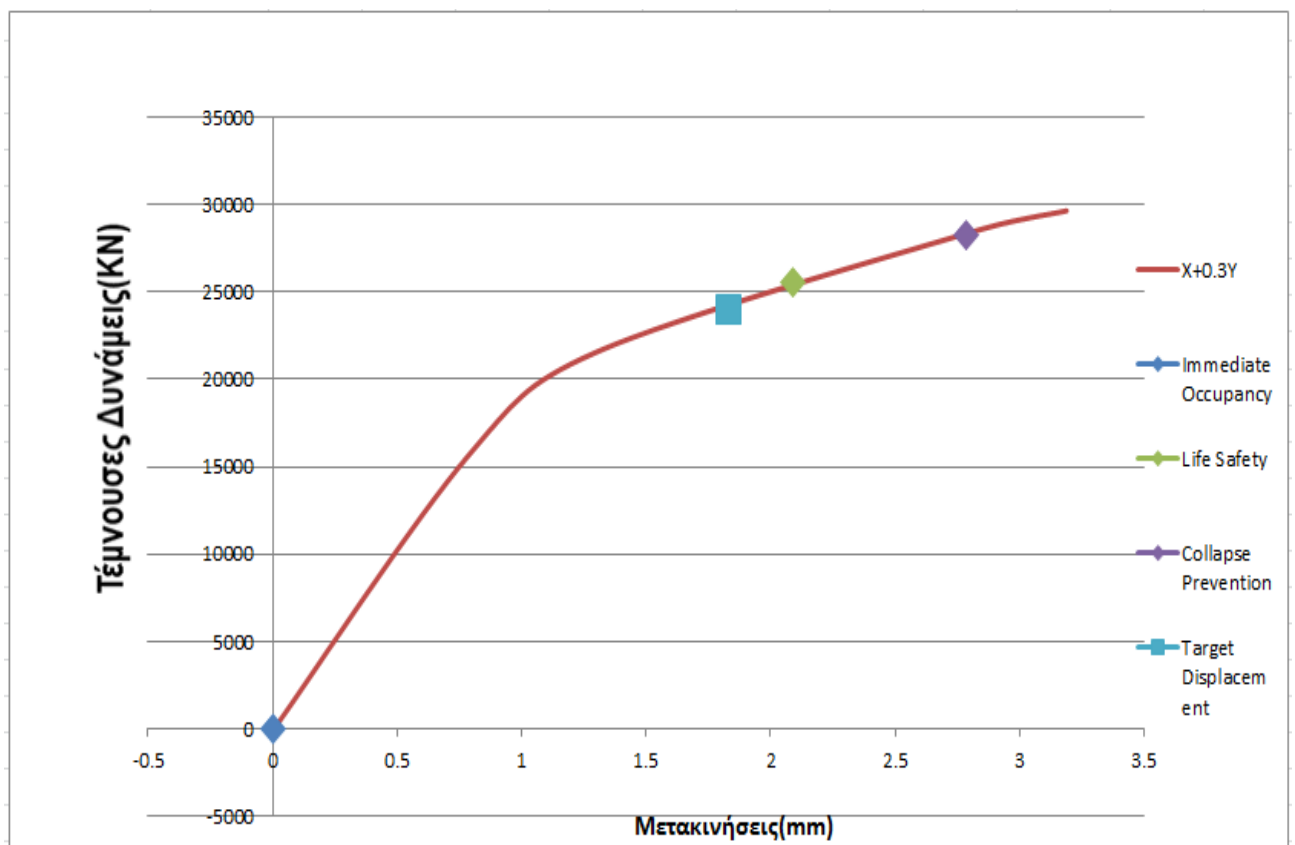
Ορίζουμε πάνω στις καμπύλες ικανότητας της κατασκευής τις στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Η στάθμη «οιονεί κατάρρευση» ορίζεται στο σημείο όπου στην κατασκευή εμφανίζεται το πρώτο μέλος που φτάνει την αντίστοιχη στάθμη, η στάθμη «προστασία ζωής» στο σημείο όπου ένα μέλος φτάνει στο  $0,75d_u$  και η στάθμη «άμεση χρήση» στο σημείο όπου κάποιο μέλος της κατασκευής φτάνει στην στάθμη αυτή.

Στην διεύθυνση X οι στάθμες επιτελεστικότητας προκύπτουν ως εξής:

O.K. = 2,789 mm

Π.Ζ. = 2,092 mm

A.X. = 00.0 mm



Εικόνα 75: Έλεγχος για στάθμες επιτελεστικότητας για κύρια διεύθυνση X

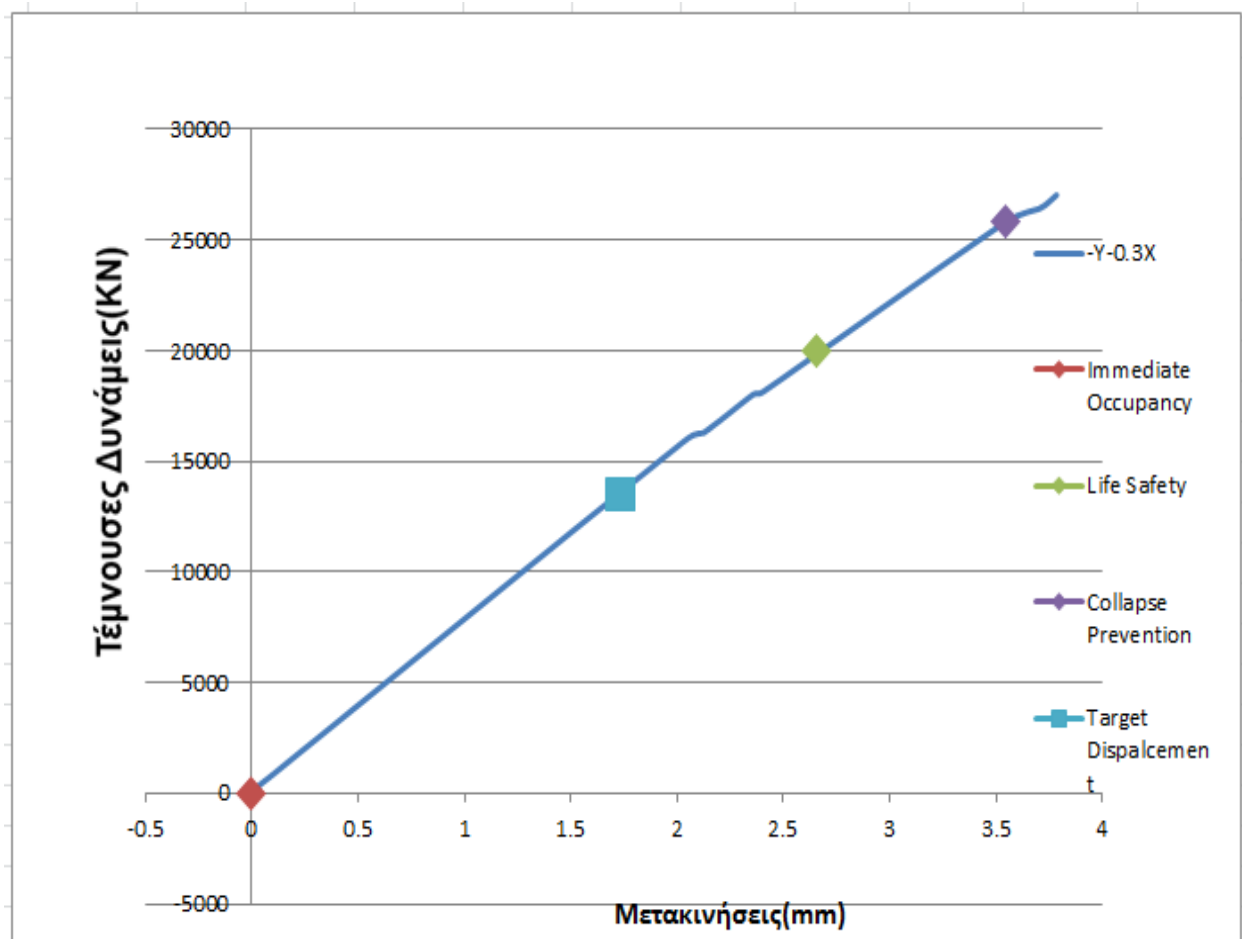
Όπως βλέπουμε η στοχευόμενη μετακίνηση είναι πριν τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» η οποία και μας ενδιαφέρει, οπότε καταλήγουμε στο συμπέρασμα πως η κατασκευή μας επαρκεί κατά τη διεύθυνση X.

Στην διεύθυνση Y οι στάθμες επιτελεστικότητας προκύπτουν ως εξής:

O.K. = 3,544 mm

Π.Ζ. = 2,658 mm

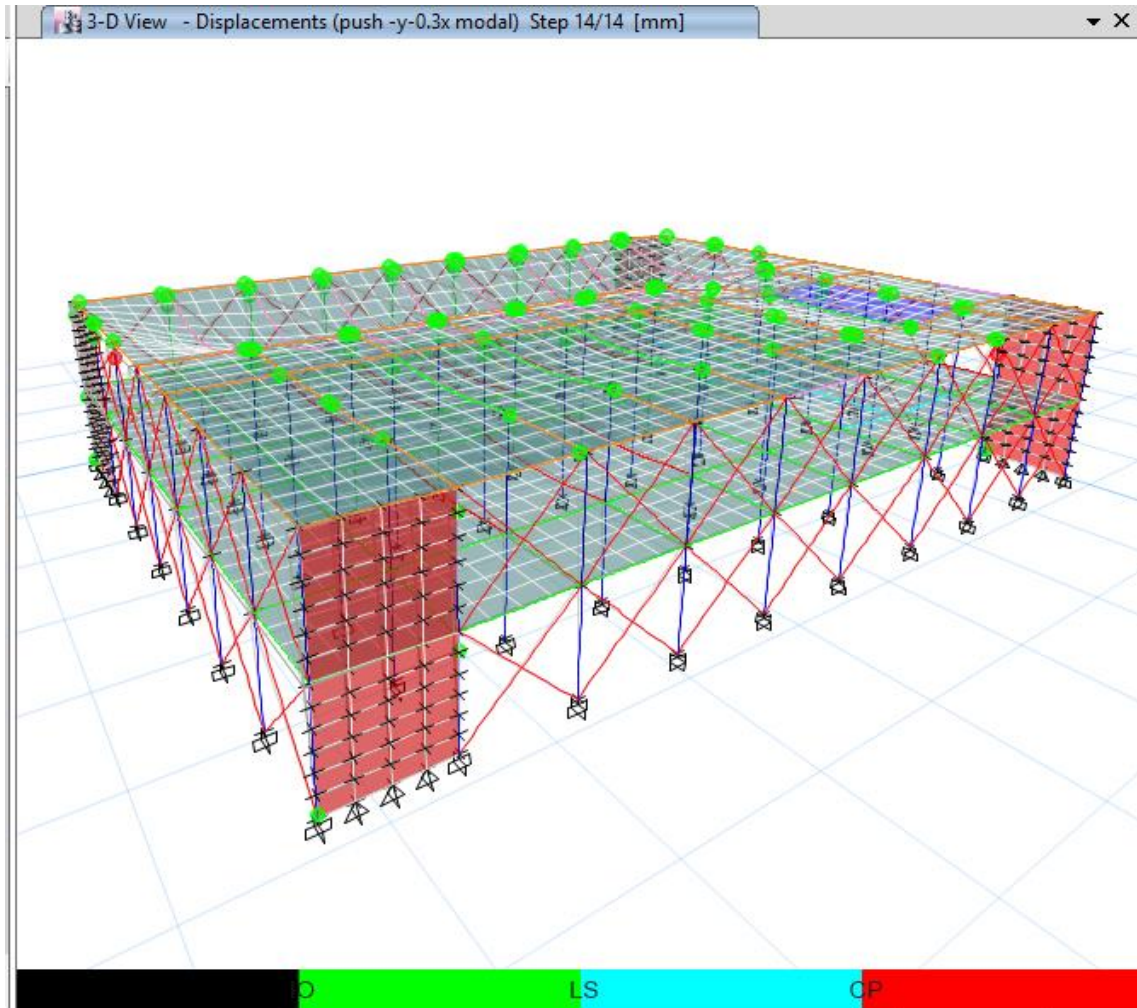
A.X. = 00.0 mm



Εικόνα 76: Έλεγχος για στάθμες επιτελεστικότητας για κύρια διεύθυνση Y

Και στη διεύθυνση Y, όπως βλέπουμε, η στοχευόμενη μετακίνηση είναι πριν τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» η οποία και μας ενδιαφέρει, οπότε καταλήγουμε στο συμπέρασμα πως η κατασκευή μας επαρκεί και σε αυτή τη διεύθυνση.

Παρακάτω φαίνονται οι πλαστικές αρθρώσεις που αναπτύσσονται για πλήρη ένταση του σεισμού κατά την Y συνιστώσα.



Εικόνα 77: Πλαστικές αρθρώσεις τη στιγμή της κατάρρευσης κατά Y



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία ασχοληθήκαμε με την σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο μελετήθηκε και κατασκευάστηκε το 1970. Οι προ του 1984 κατασκευές, οπότε και έγινε η πρώτη βασική τροποποίηση του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959, υστερούν σημαντικά από πλευράς σεισμικής επάρκειας σε σχέση με τις σημερινές, καθώς έως τότε δεν υπήρχαν καταγραφές έντονης σεισμικής δραστηριότητας όπως σήμερα, με αποτέλεσμα οι τότε ισχύοντες κανονισμοί να ήταν πιο ελαστικοί. Έτσι, κρίνεται σε μεγάλο βαθμό αναγκαία η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών αυτών, καθώς και η επέμβαση-ενίσχυσή τους, εάν βέβαια κριθεί αναγκαία.

Η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε για την αποτίμηση της συμπεριφοράς του είναι αυτή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover). Η μέθοδος αυτή, ως προς την εφαρμογή της με χρήση υπολογιστή, είναι απαιτητική σε θεωρητικό υπόβαθρο και χρειάζεται καλή κρίση μηχανικού και προσοχή στην προσομοίωση καθώς είναι ευαίσθητη και μπορεί, εάν κάποια παραδοχή δεν είναι σωστή, να οδηγήσει σε αποτελέσματα αριθμητικά και ποιοτικά λανθασμένα. Σχετικά με τη μέθοδο ανάλυσης επιβεβαιώθηκε το γεγονός ότι η ταυτόχρονη δράση του σεισμού αποτελεί δυσμενέστερη περίπτωση από την μονοαξονική, άρα θα πρέπει να εξετάζεται έναντι της δεύτερης, καθώς επίσης και το ότι η ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων είναι δυσμενέστερη από την ομοιόμορφη κατανομή αυτών.

Ο φορέας προσομοιώθηκε στο λογισμικό Etabs 2016 και αναλύθηκε ακολουθώντας σύγχρονα κανονιστικά κείμενα όπως ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων, ο Ευρωκώδικας 8 και οι Αμερικάνικες οδηγίες της FEMA.

Αρχικά πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις με στόχο τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής, η οποία κρίθηκε τελικά ανεπαρκής έναντι της επιλεχθείσας στάθμης επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής».

Στο αρχικό μοντέλο σαν στατικό σύστημα θεωρήθηκε οι δοκοί μαζί με τα υποστυλώματα και οι δρομικές τοιχοποιίες εισήχθησαν στο λογισμικό ως γραμμικά φορτία. Σύμφωνα με τις αναλύσεις αυτές, υπήρξαν πολλές αστοχίες σε υποστυλώματα, οι οποίες οφείλονται στην ελλιπή διαστασιολόγηση τους σε σχέση με τις σημερινές απαιτήσεις. Επιπλέον, φάνηκε ότι το κτίριο αδυνατεί να μπει σε μία οιονεί πλαστική ζώνη, αφού πολλά γραμμικά στοιχεία δεν έχουν τον απαραίτητο, κατά τα σημερινά δεδομένα, οπλισμό διάτμησης και περίσφυξης και έτσι αστοχούν ψαθυρά. Δεν μπορούν, επομένως, να αναπτύξουν πλαστικές παραμορφώσεις, που θα οδηγούσαν σε ανάπτυξη μετακινήσεων στην κατασκευή συνολικά.

Μετά τα παραπάνω αποτελέσματα το μοντέλο τροποποιήθηκε και εισήχθησαν οι συμπαγείς τοίχοι σε αυτό με δυνατότητα ανάληψης οριζόντιων δυνάμεων. Οι τοιχοποιίες προσομοιώθηκαν σαν χιαστί ράβδοι με βάση τα προβλεπόμενα από τον Κανονισμό για τα μηχανικά χαρακτηριστικά του. Η συμπεριφορά του φορέα σαφώς βελτιώθηκε αλλά κρίθηκε να αναγκαίο η προσθήκη τεσσάρων πρόσθετων τοιχωμάτων, δύο στη διεύθυνση X και 2 στη διεύθυνση Y. Μετά από αρκετές δοκιμές για τις θέσεις αυτών επιλέχθηκε να προστεθούν 2 τοιχώματα αντιδιαμετρικά σε κάθε πλευρά καθώς αυτή η διάταξη δεν επιβάρυνε την κατασκευή μας και αποτελούσαν θέσεις που δεν επηρέαζαν την αρχιτεκτονική του κτιρίου.

Η ιδιοπερίοδος του κτιρίου μετά την συνεκτίμηση της τοιχοποιίας γίνεται κατά 3,5 φορές μικρότερη ενώ μετά και την προσθήκη των τοιχωμάτων κατά 5 φορές μικρότερη σε σχέση με το αρχικό μοντέλο.

Τα αρχικά μεγέθη της τέμνουσας που αντέχει η κατασκευή ήταν 3350 KN για X και 3500 KN για Y. Μόνο με τη συνεκτίμηση της τοιχοποιίας η τέμνουσα ήταν της τάξεως των 14000KN.

Μετά και τη προσθήκη των τεσσάρων τοιχωμάτων η τέμνουσα δύναμη που αντέχει η κατασκευή αυξήθηκε σε 29640 KN με κύρια τη διεύθυνση X και σε 27034 με κύρια τη διεύθυνση Y.



Τα αποτελέσματα των αναλύσεων που εξήχθησαν μετά την ενίσχυση της κατασκευής, κρίθηκαν ικανοποιητικά για την επάρκεια του κτιρίου και έτσι υιοθετήθηκε αυτός ο τρόπος ενίσχυσης, καθώς επετεύχθη τέτοια αύξηση της αντοχής του κτιρίου, ώστε να είναι ικανό να φέρει με ασφάλεια τα στατικά του φορτία και να υπάρχει πλέον επάρκεια έναντι της προβλεπόμενης σεισμικής δράσης.



## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

1. «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο», Ο.Α.Σ.Π. 2<sup>η</sup> Αναθέωση(2017), Αθήνα
2. «Ελληνικός κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος» ΕΚΩΣ 2000, Ο.Α.Σ.Π. (2000), Αθήνα
3. «Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός» ΕΑΚ 2000, Ο.Α.Σ.Π. (2000), Αθήνα
4. Ψυχάρης Ι.Ν. (2015). Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 2
5. Προσδιορισμός Παραμορφωσιακής Ικανότητας Υποστυλώματος Ω.Σ. κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β.Γ. Μώκος ΟΑΣΠ, Νοέμβριος 2016
6. «Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Κτιριακού Συγκροτήματος με Μεγάλα Ελαφρώς Οπλισμένα Τοιχώματα» Διπλωματική εργασία του Αναστάσιου Νικολάου Αθήνα, Οκτώβριος 2017
7. «Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, μελετημένο το 1961» ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ Κυριάκος Α. Λουράντος Αθήνα, Ιούλιος 2015
8. «Κατηγοριοποίηση Παλαιών Χαλύβων Οπλισμού Σκυροδέματος σύμφωνα με τα ισχύοντα Πρότυπα» Νέζης Χρήστος, Πολ. Μηχ. Πανεπιστήμιο Πατρών και Δρίτσος Στέφανος , Αν. Καθηγητής, Τμήμα Πολ. Μηχ., Πανεπιστήμιο Πατρών , ΑΘΗΝΑ 2008
9. Στατική και αντισεισμική ενίσχυση του ξενοδοχείου Metropol Palace στο Βελιγράδι  
Structural upgrading of Hotel Metropole Palace in Belgrade  
Γεώργιος Πενέλης, Γρηγόρης Πενέλης , Βασίλης Παπανικολάου, 16ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, 21-23/10/ 2009, Πάφος, Κύπρος
10. Προσομοίωση Κατασκευών σε Προγράμματα Ηλεκτρονικού Υπολογιστή. Εφαρμογές με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP 2000. Συγγραφή: Εμμανουήλ Κίρτας

Επίκουρος Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΤΕ και Μηχανικών Τοπογραφίας και Γεωπληροφορικής ΤΕ, ΤΕΙ Κεντρικής Μακεδονίας

Γεώργιος Παναγόπουλος Καθηγητής Εφαρμογών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΤΕ και Μηχανικών Τοπογραφίας και Γεωπληροφορικής ΤΕ, ΤΕΙ Κεντρικής Μακεδονίας

11. Chopra A. K. (2003), «Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering», Second edition, University of California at Berkeley

12. COMPUTERS & STRUCTURES INC. (2005), «C.S.I. Analysis Reference Manual», Berkeley, California

13. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings (EN 1998 – 3: 2005)

14. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings (EN 1998 – 1: 2004)

15. «Θλιπτική Αντοχή Τοιχοποιίας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6» Μπαδογιάννης Ε. 2<sup>ο</sup> Εξαμ. ΤΕΧΝΙΚΑ ΥΛΙΚΑ