

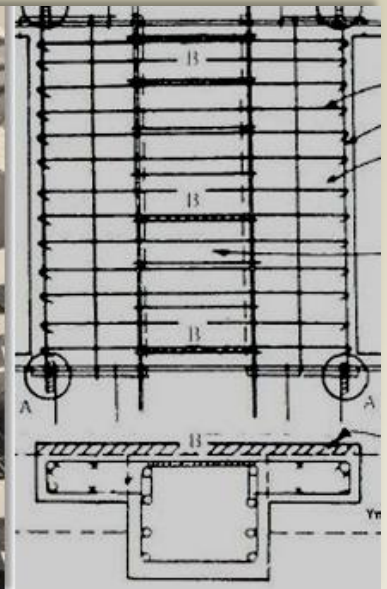


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
ΔΠΜΣ Δομοστατικός Σχεδιασμός και
Ανάλυση Κατασκευών

Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία

**«Συγκριτική διερεύνηση ενισχύσεων τριώροφης κατασκευής από οπλισμένο
σκυρόδεμα προς τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς»**



Σπουδάστρια **Αναστασία Παπαντωνοπούλου**

Επιβλέπων **Ιωάννης Ψυχάρης**

Αναπληρωτής Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Οκτώβριος 2012

στον Πάνο,
στην οικογένεια μου

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον Καθηγητή κ. Γιάννη Ψυχάρη για την ανάθεση της μεταπτυχιακής αυτής εργασίας, την καθοδήγησή του και το άριστο κλίμα συνεργασίας κατά την εκπόνηση της εργασίας αυτής.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω:

τον κ. Πέτρο Μίμογλου και τον κ. Χάρη Μανιατάκη για τη βοήθεια τους με το λογισμικό SAP.

Summary

Introduction

There are a lot of buildings in our country designed and constructed before 1984, namely before the first basic change of the Earthquake Code of 1959, which essentially reflected the knowledge of the decade 20'-30'. What is contributed to this was the absence of strong seismic events, such as those which follow in the coming decades and disclose the weaknesses of the current regulations and practices of building design at that time. The result of the intense reconstruction that prevailed during the 60s and 70s was the majority of buildings in Greece (~ 70%), especially in large urban centers, to be consisted of buildings of this type, which were seismic inadequate according to new Earthquake Codes.

In order for an intervention to be successful and effective, it is required a good knowledge of the expected behavior of the existing structure in a future strong earthquake. In this direction are moved contemporary Codes such as American instructions FEMA, KANEPE, EC etc., which design and evaluate a structure according to a performance level.

The aim of this diploma thesis is the investigation of the behavior of a three-story reinforced concrete against seismic loads, the assessment of the actual strength and the strengthening of the structure for the performance level "Limit state of significant damage". It is a three-storey building constructed in 1960, dimensioned according to the Reinforced Concrete Code of 1954 and the Earthquake Code of 1959. The building is mainly composed of columns, a shear wall in the x direction and a L shaped shear wall.

Analysis of the existing structure

The pushover analysis of the building was carried out under conditions of constant gravity loads and monotonically increasing horizontal loads. Two distributions of the lateral loads were applied, a "uniform" pattern, based on lateral forces that are proportional to mass regardless of elevation (uniform response acceleration) and a "modal" pattern, proportional to lateral forces consistent with the lateral force distribution in the direction under consideration determined in elastic analysis. The analysis software that was used was SAP2000.

The controls shall be in terms of deformation (chord rotation) and in terms of forces (shear). The general results of the pushover analyses in all directions for the target displacement are the following. The walls arrive first in the performance level "protection of life" while the beams for the target displacement do not reach the performance level "protection of life." The columns of the second and third floor have higher post-elastic deformations than the columns of the first floor. According to the results, the building is not able to resist the seismic loads required for seismic acceleration 0,24g and thus the strengthening of the structure is necessary.

[Type text]

Furthermore, by using the results of pushover analysis we can estimate the strengthening that is required. The proposed procedure is based on the estimation of a bilinear equivalent SDOF system curve of the reinforced structure for increased strength, where it is assumed that the yield deformation is the same as it was in the existing structure. This curve is based on the logic of N2 method using inelastic spectra. In the following figures is apparent that the structure cannot resist the seismic loads and is also presented an assessment of bilinear SDOF curves for different types of strengthening.

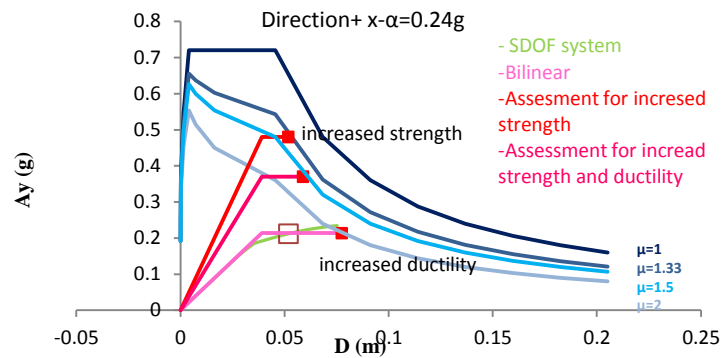


Figure 1 Assessment of bilinear SDOF curves for different types of strengthening, direction x

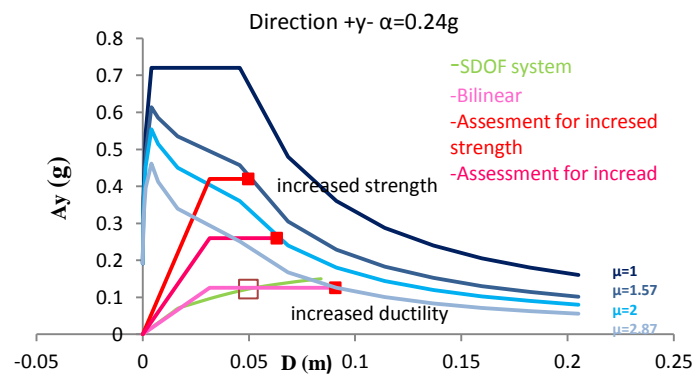


Figure 2 Assessment of bilinear SDOF curves for different types of strengthening, direction y

1st method of strengthening

The first proposed method is the strengthening of the shear walls with one-sided jackets and the construction of fin walls in continuity with 3 existing columns of the structure. The following figure presents the techniques of the first method of strengthening.

[Type text]

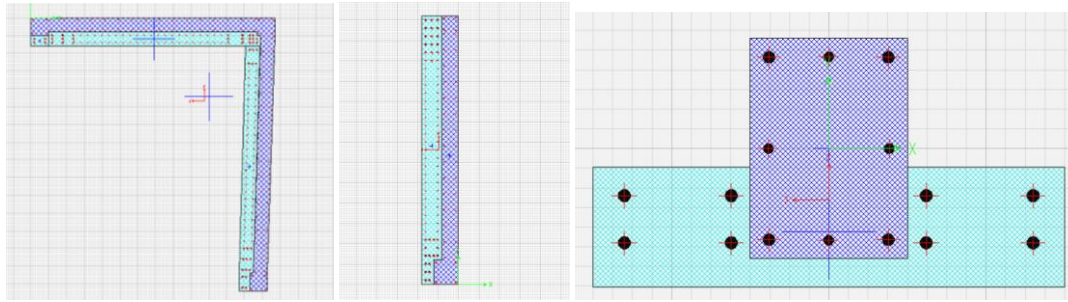


Figure 3 1st method of strengthening

The table below presents the target displacements in all directions for both distributions of lateral lodes for the existing and the strengthened structure.

Direction	Loading	δ_{exist}	$\delta_{\text{t stren}}$
X	“modal”	0.13032	0.090717
	“uniform”	0.130834	0.088954
X-	“modal”	0.130922	0.090091
	“uniform”	0.131699	0.089894
Y	“modal”	0.195828	0.124176
	“uniform”	0.202178	0.124395
Y-	“modal”	0.20133	0.127921
	“uniform”	0.204551	0.124395

Table 1 Target displacements for the existing and according to the first method strengthened structure

In the following figures is apparent that the structure can resist the seismic loads. A comparison with the assessment of bilinear SDOF curve for increased strength is also made. It is observed that the yield deformation in the existing and the strengthened structure is not the same. What is also needed to be referred is that after the strengthening of the building the foundation must also be strengthened.

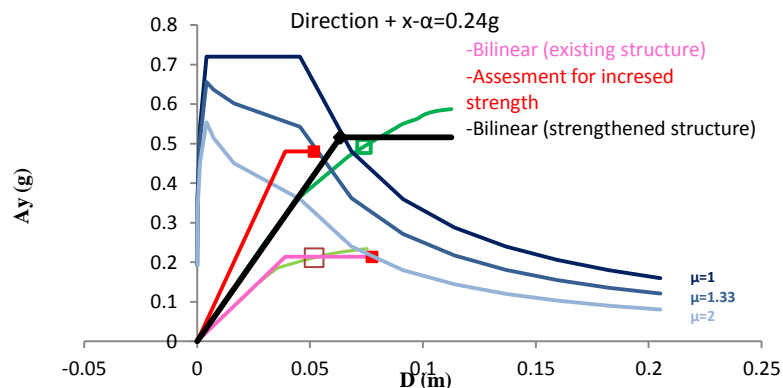


Figure 4 Bilinear SDOF pushover curve for the according to the first method strengthened structure, direction x

[Type text]

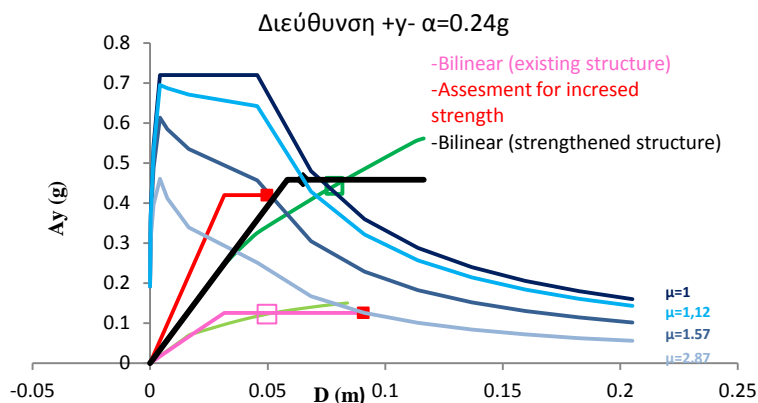


Figure 5 Bilinear SDOF pushover curve for the according to the first method strengthened structure, direction y

2nd method of strengthening

The second proposed method is the strengthening of four frames with X bracings and inverted V bracings. In order for the bracings to be better connected with the frames and for the strengthening of the latter, steel frames are connected to the existing frames. In the table 2 are presented the sections and the stresses and strains of the bracings.

section	i	Lcr	χ	$0.2 \cdot \sigma_{crit}$	ϵ_{comp}	ϵ_{tens}	
140x140x16(Λ)	5.1	516.44	1.325453	0.456303	29580.3	-0.0074	0.01944
100x100x17.5(Λ)	3.44	335.56	1.27681	0.483538	31345.8	-0.0078	0.01944
70x70x8x(X)	2.96	324.12	1.433273	0.402029	26061.99	-0.0065	0.01944
60x60x8x(X)	2.15	263.19	1.602306	0.332393	21547.72	-0.0054	0.01944
70x70x8y(X)	2.96	283.16	1.252146	0.498005	32283.69	-0.0081	0.01944
60x60x8y(X)	2.15	207	1.26022	0.49322	31973.55	-0.008	0.01944
70x70x10(X)	2.48	255.31	1.347506	0.444525	28816.8	-0.0072	0.01944
90x90x5.9(X)	3.44	350.6	1.334038	0.451676	29280.39	-0.0073	0.01944

Table 2 The sections and the stresses and strains of the bracings

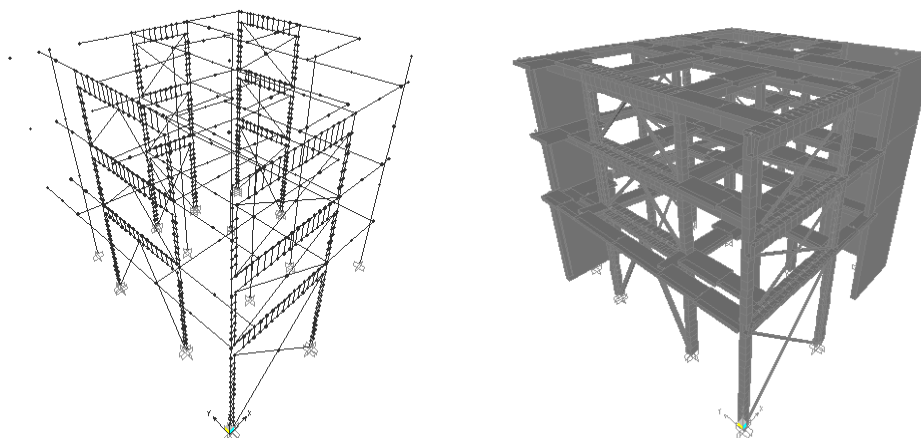


Figure 6 2nd method of strengthening

The table below presents the target displacements for the existing and the strengthened structure.

[Type text]

Direction	Loading	$\delta_{t\text{ exist}}$	$\delta_{t\text{ stren}}$
X	"modal"	0.13032	0.075511
	"uniform"	0.130834	0.076797
X-	"modal"	0.130922	0.075347
	"uniform"	0.131699	0.075699
Y	"modal"	0.195828	0.064169
	"uniform"	0.202178	0.068156
Y-	"modal"	0.20133	0.068324
	"uniform"	0.204551	0.068705

Table 3 Target displacements for the existing and according to the second method strengthened structure

In the following figures is apparent that the structure cannot resist the seismic loads. The reason is that the shear walls arrive in the performance level "Limit state of significant damage" in a smaller displacement in comparison with the non-strengthened structure. It is also observed that the yield deformation is a little smaller in the strengthened structure than in the existing structure. The strengthening of the foundation is in this method of strengthening also necessary.

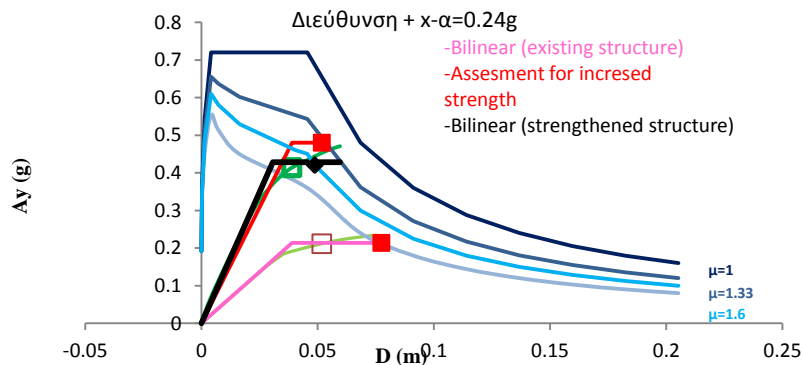


Figure 7 Bilinear SDOF pushover curve for the according to the second method strengthened structure, direction x

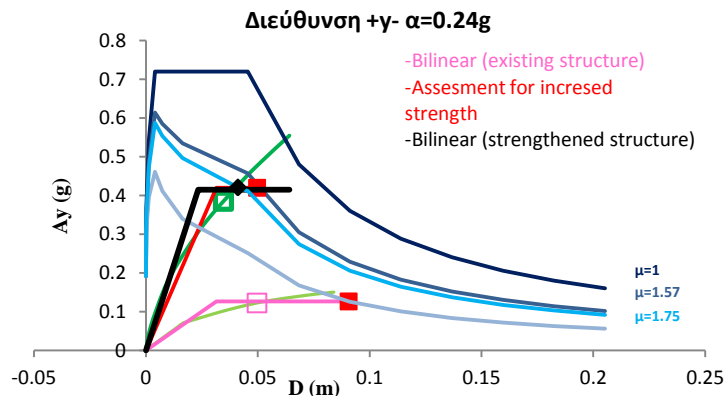


Figure 7 Bilinear SDOF pushover curve for the according to the second method strengthened structure, direction y

Περιεχόμενα

Κεφάλαιο 1	Στόχος- Εισαγωγή	5
Κεφάλαιο 2	Κανονιστικές διατάξεις για την κατασκευή κτιρίων προ το 1984	7
2.1	Ισχύοντες κανονισμοί και τρόποι υπολογισμού έως το 1984.....	7
2.2	Χαρακτηριστικά των κτιρίων και βασικές αδυναμίες	8
Κεφάλαιο 3	Εξέλιξη μεθόδων σχεδιασμού και σεισμικής αποτίμησης.....	10
3.1	Η έννοια της πλαστιμότητας	10
3.2	Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεσματικότητας	13
3.2.1.	Στάθμες επιτελεσματικότητας φέροντος και μη-φέροντος οργανισμού.....	14
3.2.2	Συνδυασμένες στάθμες επιτελεσματικότητας κατασκευής.....	16
Κεφάλαιο 4	Προσομιώματα συμπεριφοράς κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος	17
4.1	Προσομοίωση συμπεριφοράς δομικών στοιχείων σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.	17
4.1.1	Ενεργή Ελαστική Δυσκαμψία Στοιχείων.....	17
4.1.2	Ροπή διαρροής <i>M_y</i> διατομής.....	18
4.1.3	Γωνία στροφής χορδής στη διαρροή.....	18
4.1.4	Διατμητική αντοχή υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση.....	21
4.2	Σεισμική αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής.....	23
4.2.1	Μέθοδοι ανάλυσης	25
4.2.2	Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης.....	29
Κεφάλαιο 5	Περιγραφή και προσομοίωση του υπό εξέταση κτιρίου	39
5.1	Γενικά στοιχεία	39
5.2	Υλικά	43
5.3	Γεωμετρία	44
5.3.1	Υποστυλώματα- Τοιχώματα	44
5.3.2	Δοκοί.....	45
5.4	Φορτία.....	47
5.5	Προσομοίωση φορέα	48
Κεφάλαιο 6	Αποτίμηση υφιστάμενου δομήματος	52
6.1	Ιδιομορφική ανάλυση	52
6.2	Ανελαστική ανάλυση	54
6.2.1	Προφίλ πλευρικών δυνάμεων για τη μη γραμμική ανάλυση	55
6.2.2	Αποτελέσματα μη γραμμικών αναλύσεων.....	57
6.3	Εκτίμηση του μεγέθους επέμβασης αξιοποιώντας τις ανελαστικές αναλύσεις.....	70

6.3.1 Πλεονεκτήματα των μεθόδων που χρησιμοποιούν ανελαστικά φάσματα απαιτήσεων.....	70
6.3.2 Βασικές παραδοχές.....	71
6.3.3 Διατύπωση της προτεινόμενης διαδικασίας για την εκτίμηση του μεγέθους της επέμβασης σε υφιστάμενα κτίρια.....	72
6.4 Εφαρμογή της προτεινόμενης διαδικασίας για την εκτίμηση του μεγέθους της επέμβασης.....	75
Κεφάλαιο 7 Προτεινόμενα μέτρα ενίσχυσης.....	77
7.1 Ενίσχυση τοιχωμάτων με μανδύα.....	78
7.2 Κατασκευή τοιχωμάτων πτερυγίων σε συνέχεια και σύνδεση με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής.....	80
7.3 Ενίσχυση με συνδέσμους δυσκαμψίας.....	82
7.4 Θεμελίωση.....	89
Κεφάλαιο 8 1 ^η μέθοδος ενίσχυσης υφιστάμενης κατασκευής.....	91
8.1 Μέτρα ενίσχυσης.....	91
8.2 Ιδιομορφική ανάλυση.....	94
8.3 Ανελαστική ανάλυση ενισχυμένου δομήματος.....	96
8.4 Καμπύλη ικανότητας ενισχυμένης κατασκευής.....	107
Κεφάλαιο 9 2 ^η μέθοδος ενίσχυσης υφιστάμενης κατασκευής.....	109
9.1 Μέτρα ενίσχυσης.....	109
9.2 Ιδιομορφική ανάλυση.....	112
9.3 Ανελαστική ανάλυση ενισχυμένου δομήματος.....	114
9.4 Καμπύλη ικανότητας ενισχυμένης κατασκευής.....	125
Κεφάλαιο 10 Συμπεράσματα.....	127
10.1 Συμπεράσματα για την 1η μέθοδο ενίσχυσης.....	127
10.2 Συμπεράσματα για τη 2 ^η μέθοδο ενίσχυσης.....	127
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	129

Κεφάλαιο 1 Στόχος- Εισαγωγή

Το μεγάλο πρόβλημα στη χώρα μας είναι οι οικοδομές που έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί πριν το 1984, δηλαδή πριν την πρώτη βασική τροποποίηση του Κανονισμού του 1959, ο οποίος στην ουσία αντανakλούσε γνώσεις της δεκαετίας 20'-30'. Σ' αυτό συνέβαλε και η απουσία ισχυρών σεισμικών γεγονότων, όπως αυτά που ακολούθησαν τις επόμενες δεκαετίες, που δεν έδωσε τη δυνατότητα αποκάλυψης των εγγενών αδυναμιών των ισχυουσών κανονιστικών διατάξεων και των πρακτικών σχεδιασμού δόμησης εκείνης της περιόδου. Έτσι, η έντονη ανοικοδόμηση που επικράτησε κατά τις δεκαετίες '60 και '70, είχε ως αποτέλεσμα ένα τεράστιο τμήμα του δομικού πλούτου της Ελλάδας (~70%) και κυρίως των μεγάλων αστικών κέντρων, να αποτελείται από κτίρια της κατηγορίας αυτής, που υστερούσαν σημαντικά από πλευράς σεισμικής επάρκειας, συγκρινόμενα με τα σύγχρονα κτίρια.

Προκειμένου μια επέμβαση να είναι επιτυχής και αποτελεσματική, απαιτείται καλή γνώση της αναμενόμενης συμπεριφοράς του υφιστάμενου δομήματος 'ως έχει' σε κάποιο ισχυρό μελλοντικό σεισμό. Ο μηχανικός καλείται να αποτιμήσει την ικανότητα του κτιρίου να φέρει σεισμικές δράσεις, και να δώσει σαφή, ποσοτική απάντηση στο ερώτημα « Ποια είναι η πραγματική αντοχή αυτού έναντι σεισμικών φορτίων; ». Προς τούτο απαιτείται θεσμοθέτηση κριτηρίων για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων.

Στην κατεύθυνση αυτή κινούνται σύγχρονα κανονιστικά κείμενα όπως οι Αμερικάνικες οδηγίες της FEMA, ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων, του EC κ.λ.π. , υιοθετούν τον σχεδιασμό και την αποτίμηση βάσει δεδομένης στάθμης επιτελεστικότητας.

Στόχος της παρούσης εργασίας είναι η διερεύνηση της συμπεριφοράς ενός τριώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος έναντι σεισμικών δράσεων , η εκτίμηση της πραγματικής του αντοχής και η ενίσχυσή του για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Πρόκειται για ένα τριώροφο κτίριο κατασκευής του 1960, διαστασιολογημένο με τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 και Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959.

Η ανελαστική ανάλυση του κτιρίου έγινε με δύο κατανομές πλευρικών ωθήσεων, η πρώτη θα είναι καθ' ύψος συμβατή με την κατανομή των τεμνουσών ορόφων από την φασματική ανάλυση του κτιρίου και η δεύτερη θα είναι ομοιόμορφη κατανομή αποτελούμενη από οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε στάθμης ορόφου. Το λογισμικό ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε είναι το SAP2000.

Οι έλεγχοι στα μέλη γίνεται σε όρους παραμορφώσεων (γωνία στροφής χορδής) και σε όρους δυνάμεων (τέμνουσα). Επιπλέον αξιοποιώντας τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης του αρχικού φορέα ερευνάται το μέγεθος της επέμβασης. Η προτεινόμενη διαδικασία προκύπτει με βάση την εκτίμηση της διγράμμικης καμπύλης συμπεριφοράς του ενισχυμένου φορέα για αύξηση αντοχής ή αύξηση πλαστιμότητας. Η

καμπύλη αυτή σε κάθε περίπτωση προκύπτει από μία διαδικασία βασισμένη στη λογική της μεθόδου σεισμικής αποτίμησης με χρήση των ανελαστικών φασμάτων απαίτησης.

Στη συνέχεια από τα αποτελέσματα των ανελαστικών αναλύσεων προτείνεται ως πρώτη μέθοδος ενίσχυσης η ενίσχυση των δύο τοιχωμάτων με μονόπλευρο μανδύα και η κατασκευή 3 τοιχωμάτων περυγίων σε συνέχεια με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής. Ως δεύτερη μέθοδος ενίσχυσης προτείνεται η ενίσχυση τεσσάρων φατνωμάτων με συνδέσμους δυσκαμψίας και η ενίσχυση των φατνωμάτων αυτών περιμετρικά με μεταλλικό πλαίσιο.

Γίνονται ανελαστικές αναλύσεις στις ενισχυμένες κατασκευές και ελέγχεται η επάρκεια τους. Γίνεται σύγκριση των αστοχιών για τις δύο ενισχύσεις και εξάγονται συμπεράσματα. Επιπλέον γίνεται σύγκριση της εκτίμησης του μεγέθους της επέμβασης αξιοποιώντας τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης του αρχικού φορέα με την πραγματική επέμβαση και την επάρκεια της.

Κεφάλαιο 2 Κανονιστικές διατάξεις για την κατασκευή κτιρίων προ το 1984

2.1 Ισχύοντες κανονισμοί και τρόποι υπολογισμού έως το 1984

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

Και τούτο διότι ο αντισεισμικός αυτός Κανονισμός αντανακλούσε γνώση της δεκαετίας του 1920-30 και αφορούσε περισσότερο μονώροφες κατασκευές παρά πολυκατοικίες. Η ανάλυση και ο έλεγχος για σεισμικά φορτία βασιζόνταν στο μοντέλο του μονώροφου (ανάλυση κατά Α. Ρουσόπουλο «Διανομή οριζοντίων δυνάμεων υπό ακάμπτου πλακός εις ολοσώμους εν τω χώρω φορείς. Περιπτώσεις σεισμικών δυνάμεων . Διανομή και δίαίτα αυτών.» 1932) και αναφέρεται στον κανονισμό του 1959 με το όνομα «ακριβής ελληνική μέθοδος», εφαρμόστηκε χωρίς επαρκή αιτιολόγηση και στα πολυώροφα κτίρια . Έτσι ο έλεγχος γινόταν για κάθε όροφο ξεχωριστά, με θεώρηση ελαστικής στήριξης για τα υποστυλώματα, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η πλαισιακή λειτουργία και η συμμετοχή των δοκών στην ανάληψη σεισμικής έντασης.

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

Για την διαστασιολόγηση του οπλισμένου σκυροδέματος παρέμενε σε ισχύ ο Κανονισμός του 1954 (Βασιλικό Διάταγμα της 18.2/26.7.1954) ο οποίος ήταν απλή μετάφραση του αντίστοιχου Γερμανικού του 1936 (DIN 1045) και δεν περιλάμβανε διατάξεις για την κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομέρειες όπλισης μελών με στόχο την τοπική πλαστιμότητα.

Ο Κανονισμός αυτός δηλαδή ήταν προσανατολισμένος αποκλειστικά σχεδόν σε κατασκευές που καλούνται να αναλάβουν κυρίως κατακόρυφα φορτία. Η ίδια αντίληψη,

αυτή της ανάληψης μόνο των κατακόρυφων φορτίων, κυριαρχούσε και στη μόρφωση του δομικού συστήματος.

Ως αποτέλεσμα τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος πολύ σπάνια διέθεταν ένα σαφώς ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης των οριζόντιων δυνάμεων και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

2.2 Χαρακτηριστικά των κτιρίων και βασικές αδυναμίες

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

Ως γνωστόν η γενική συμπεριφορά ενός δομικού συστήματος εξαρτάται από την συμπεριφορά των επιμέρους δομικών μελών που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό του. Στη συνέχεια παραρατίθονται τα κύρια χαρακτηριστικά δομικών μελών οπλισμένου σκυροδέματος σχεδιασμένων με βάση τους παλιούς κανονισμούς:

1) Ανεπαρκώς αγκυρωμένοι ή ακόμη και ανοικτοί συνδετήρες σε γωνία 90° , γεγονός που τους εμπόδιζε να αναπτύξουν τη συνολική τους εφελκυστική αντοχή. Πολλές φορές η αντοχή τέτοιων συνδετήρων είναι πρακτικά μηδενική.

Πολλές φορές η αντοχή τέτοιων συνδετήρων είναι πρακτικά μηδενική.

2) Ιδιαίτερα χαμηλά ποσοστά διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού, που για μεν τους πρώτους οφειλόνταν κυρίως στη μέθοδο ανάλυσης και στις χαμηλές σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, ψευδοστατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος του κτιρίου $\varepsilon \cdot W$, όπου ε σεισμικός συντελεστής $\varepsilon = 0,04-0,16$, για δε τους συνδετήρες οφειλόταν επιπλέον στην απουσία ελέγχων περίσφιξης και στις ελλειείς κατασκευαστικές διατάξεις. Δεν έλειπαν βέβαια και οι περιπτώσεις όπου τα χαμηλά ποσοστά οπλισμού οφειλόταν κυρίως στη μη εφαρμογή της μελέτης από τους εργολάβους, για καθαρά κερδοσκοπικούς λόγους.

Σεισμική ζώνη	Σεισμικοί Συντελεστές		
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,08	0,12	0,16

Πίνακας 2.1 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας εδάφους με τρεις τιμές του ε για κάθε ζώνη ανάλογα με την ποιότητα του εδάφους (σκληρό προς μαλακό από αριστερά προς τα δεξιά).

- 3) Ανεπαρκείς λεπτομέρειες κατασκευαστικής όπλισης, κυρίως σε ότι έχει να κάνει με τον εγκάρσιο οπλισμό.
- 4) Χαμηλές αντοχές σκυροδέματος, σκυρόδεμα εργοταξιακό B120 ή B160 με ποτάμια αδρανή, καθώς και ανομοιομορφία στην κατανομή της ποιότητας του σκυροδέματος στα διάφορα τμήματα του φορέα, γεγονός που οφειλόταν κυρίως στην επιτόπου παρασκευή του σκυροδέματος.
- 5) Χαμηλές αντοχές χάλυβα ST I , με ευρεία χρήση λείου οπλισμού με άγκιστρα.
- 6) Φτωχές αγκυρώσεις διαμήκους οπλισμού και ανεπαρκή μήκη ματίσματος που πολλές φορές γινόταν εντός κρίσιμων περιοχών.
- 7) Διαστασιολόγηση με βάση τις επιτρεπόμενες τάσεις και μόνον έναντι κατακόρυφων φορτίων, απουσία ικανοτικού σχεδιασμού δοκών-υποστυλωμάτων σε κάμψη και διάτμηση.
- 8) Τήρηση μικρών επικαλύψεων με συνέπεια την έντονη ενανθράκωση του σκυροδέματος και διάβρωση των οπλισμών.
- 9) Θεμελιώσεις επιφανειακές, όλων των τύπων, ανάλογα με την αντοχή του εδάφους.
- 10) Πλάκες μικρού πάχους (8-12cm).
- 11) Οι δυσκολίες εκτίμησης των συντελεστών δυσκαμψίας των στύλων και ιδιαίτερα των τοιχωμάτων οδήγησαν τελικά σε άτυπες προσεγγίσεις, οι οποίες υπερεκτιμούσαν συνήθως τις τέμνουσες των τοιχωμάτων, ανακουφίζοντας τα υποστυλώματα, ενώ υποτιμούσαν την καμπτική καταπόνηση των τοιχωμάτων, ξεετάζοντας τα ανά όροφο.

Κεφάλαιο 3 Εξέλιξη μεθόδων σχεδιασμού και σεισμικής αποτίμησης

Η βασική ιδέα όλων των μεθόδων σεισμικού σχεδιασμού και αποτίμησης είναι η σύγκριση μεταξύ κάποιου μεγέθους «απαίτησης» το οποίο επιβάλλεται από τον σεισμό στην κατασκευή και του αντίστοιχου μεγέθους «ικανότητας» της κατασκευής να αντισταθεί. Οι παραδοσιακές μέθοδοι σχεδιασμού χαρακτηρίζουν την απαίτηση και την ικανότητα ως δυνάμεις, και συνήθως χρησιμοποιούν την τέμνουσα βάσης. Κατά τους πρώτους Κανονισμούς θεωρείτο ότι οι σεισμικές επιταχύνσεις παράγουν δυνάμεις ανάλογες με την μάζα της κατασκευής. Αναγνωρίστηκε, επίσης, ότι ορισμένα κτίρια αυξάνουν το μέγεθος ικανότητας τους βάσει των χαρακτηριστικών του δομικού συστήματος και των υλικών του. Οι σύγχρονες μέθοδοι σχεδιασμού και αποτίμησης χρησιμοποιούν τις μετακινήσεις αντί για τις δυνάμεις, ως μεγέθη για την σύγκριση της απαίτησης και της ικανότητας μία κατασκευής. Αυτή η προσέγγιση, περιλαμβάνει την θεώρηση της πλαστιμότητας της κατασκευής. Η πλαστιμότητα σε όρους μετακινήσεων είναι μία σημαντική παράμετρος της ικανότητας της κατασκευής στο να αντιστέκεται στην σεισμική απαίτηση. Η ανελαστική ικανότητα της κατασκευής είναι ένα μέτρο της ικανότητας της στην απορρόφηση ενέργειας.

3.1 Η έννοια της πλαστιμότητας

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

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

Η πλαστιμότητα μιας κατασκευής δεν είναι εύκολο να υπολογισθεί ή έστω να εκτιμηθεί, γιατί δεν υπάρχουν ευρέως καθιερωμένες μέθοδοι αντισεισμικού υπολογισμού ή αντισεισμικοί κανονισμοί στους οποίους υπεισέρχεται άμεσα σαν ένα φυσικό μέγεθος. Η πλαστιμότητα σε επίπεδο κατασκευής εξασφαλίζεται μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών μελών-φερόντων στοιχείων από τα οποία εκείνη αποτελείται .

Ένα δομικό μέλος λέμε ότι έχει πλάστιμη συμπεριφορά, όταν, για μεν μονοτονική ένταση παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων χωρίς ουσιαστική μείωση της αντίστασης (αντοχής), για δε ανακυκλιζόμενη ένταση οι βρόγχοι υστέρησης δύναμης-παραμόρφωσης είναι περίπου σταθεροί σε πλάτος και σε μέγιστη δύναμη για σταθερό εύρος των κύκλων παραμόρφωσης. Αντιθέτως, σε ένα μέλος που δεν έχει πλάστιμη συμπεριφορά μετά από δύο ή τρεις κύκλους παρατηρείται απότομη πτώση της αντοχής και της δυσκαμψίας Σχ. 3.1.

Ο δείκτης πλαστιμότητας μιας διατομής (σε όρους καμπυλοτήτων) ορίζεται ως το πηλίκο της καμπυλότητας την στιγμή της αστοχίας προς την καμπυλότητα διαρροή

$$\mu_1 = \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_u}{\left(\frac{1}{r}\right)_y} = \frac{\varepsilon_{cu}^*}{\varepsilon_{cy}}$$

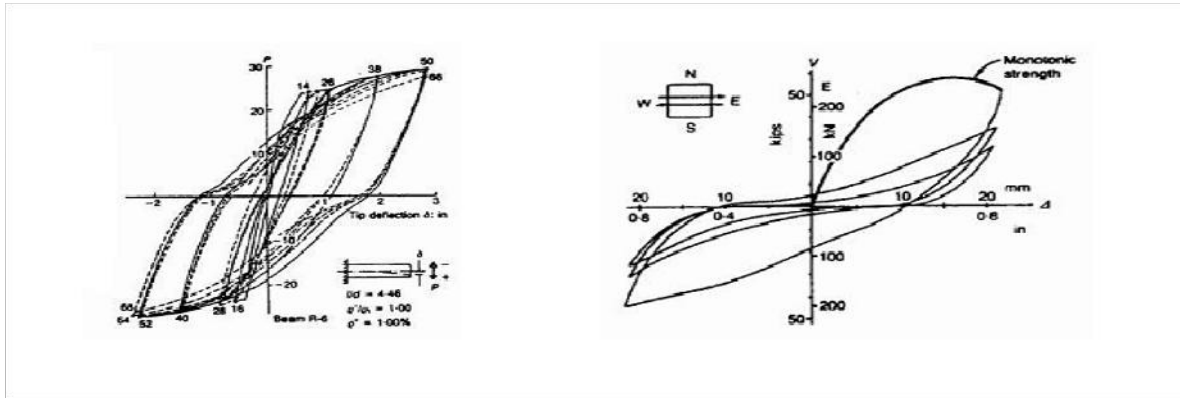
Από μία προσεγγιστική αλλά πολύ εποπτική έκφραση για τον διαθέσιμο δείκτη πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων (Θ.Π. Τάσιος 2009)

(ζ είναι ο βαθμός ενεργοποίησης του θλιβόμενου σπλισμού 0.7~ 1.0)

Η πλαστιμότητα αυξάνεται :
 μειούμενου του ορίου διαρροής του διαμήκους σπλισμού αυξανόμενης της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος
 μειούμενου του ανηγμένου αξονικού φορτίου στη διατομή το οποίο ορίζεται ως:

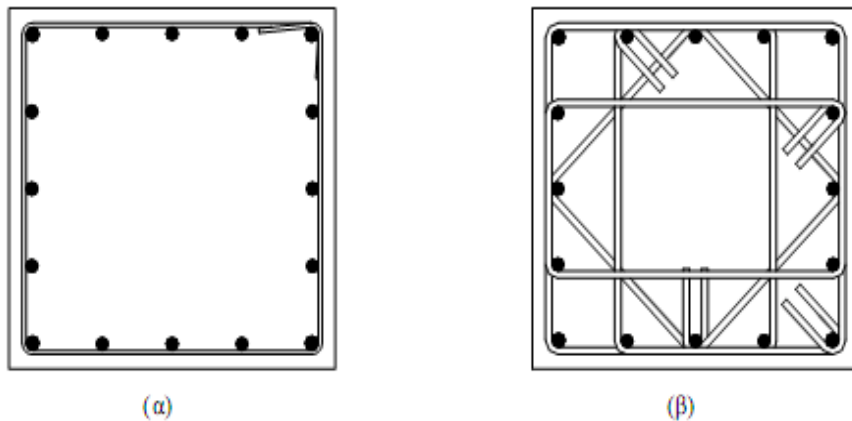
$$v = \frac{N}{A_c \cdot f_c}$$

μειούμενου του ποσοστού εφελκόμενου σπλισμού, ρ, και αυξανόμενου του ποσοστού θλιβόμενου σπλισμού, ρ'.
 αυξανόμενης της παραμορφώσεως αστοχίας του σκυροδέματος .



Σχήμα 3.1 α) πλαστική συμπεριφορά, β) ψαθυρή συμπεριφορά

Πρακτικά η πλαστική συμπεριφορά ενός μέλους (χαρακτηριστικό πάνω στο οποίο στηρίζονται όλοι οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί), εξασφαλίζεται μέσω της αύξησης της πλαστιμότητας των υλικών που συνθέτουν τη διατομή του, και συγκεκριμένα του σκυροδέματος, που είναι από τη φύση του ψαθυρό. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω κατάλληλων κατασκευαστικών λεπτομερειών όπλισης, και συγκεκριμένα μέσω του εγκάρσιου οπλισμού (συνδετήρες) των διατομών Σχ.3.2.



Σχήμα 3.2 α) Σχεδιασμός προ του 1984, β) Σύγχρονος αντισεισμικός σχεδιασμός

Σύγχρονα υποστυλώματα με κλειτούς και πυκνούς συνδετήρες (Σχ.3.2.β) που σχηματίζουν μαζί με τις διαμήκεις ράβδους έναν κλωβό με αμετακίνητους κόμβους, αυξάνουν σημαντικά την αντοχή και πλαστιμότητα του σκυροδέματος, μέσω της εγκάρσιας περίσφιξης.

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

3.2 Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας

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

Αντίθετα, η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού των παλαιότερων αντισεισμικών κατασκευών (μέθοδος δυνάμεων) εξέταζε μόνο τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση) και δεν έλεγχε με το τι συμβαίνει μετά. Το ελάχιστο επίπεδο ασφαλείας εξασφαλίζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στη μελέτη. Οι συντελεστές συμπεριφοράς έχουν καθοριστεί από τη γνώση που έχουμε αποκτήσει από προηγούμενους σεισμούς και την πειραματική και αναλυτική έρευνα που έχει διεξαχθεί, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η προστασία της ανθρώπινης ζωής και η αποφυγή κατάρρευσης. Σε πολλές περιπτώσεις όμως, ο σχεδιασμός-έλεγχος αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως π.χ σε έντονα μη κανονικά κτίρια.

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

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ θεσπίζει τρεις «στάθμες επιτελεστικότητας» υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος (Πίνακας 3.1) και του μη-φέροντος οργανισμού (Πίνακας 3.2) αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού). Ο όρος «φέρων οργανισμός» χρησιμοποιείται εδώ με την κλασική του έννοια και αντιστοιχεί στο σύστημα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων. Αναλόγως ο όρος «μη-φέρων οργανισμός» αντιστοιχεί στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού δεν είναι κατ' ανάγκη ίδιοι. Οι στόχοι ανασχεδιασμού ενδέχεται να είναι υψηλότεροι από τους στόχους αποτίμησης.

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

Πίνακας 3.1. Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Φέροντος οργανισμού [KAN.ΕΠΕ,2010]

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας Φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
10%	α1	β1	γ1
50%	α2	β2	γ2

Πίνακας 3.2. Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Μη-Φέροντος οργανισμού [KAN.ΕΠΕ, 2010]

Η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%. Η πιθανότητα υπέρβασης 50% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 70 ετών ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 475 ετών.

3.2.1. Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος και μη-φέροντος οργανισμού

Η ανίσωση ασφαλείας που εφαρμόζεται κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων είναι : $S_d < R_d$

Άμεση χρήση μετά σεισμό (Immediate occupancy) :

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (στάθμη Α), το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε αναμένεται ότι καμία λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από σπάνιες δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές πολύ αραιές τριχοειδής ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα στον φέροντα οργανισμό. Έτσι κατά τον σχεδιασμό πρέπει να ελεγχθούν και να περιοριστούν οι παραμορφώσεις που αναμένονται από τον σεισμό, και να εξασφαλιστεί επαρκής αντοχή σε όλα τα στοιχεία της κατασκευής ώστε να παραμείνουν στην ελαστική περιοχή.

Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία (στάθμη α), επιτρέπονται μικρές μόνο βλάβες οι οποίες δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες. Οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφάλειας (πχ. κλιμακοστάσια, πόρτες, ανελκυστήρες κλπ.) πρέπει να παραμείνουν σε λειτουργία.

Σε αυτή την στάθμη ο φέρων οργανισμός (και ο οργανισμός συμπληρώσεως) αναμένεται να έχει οιονεί ελαστική συμπεριφορά και να μη αναπτύξει μετελαστικές παραμορφώσεις.

$$q \approx m \approx 1(+1,5)$$

Για την περίπτωση ανελαστικής ανάλυσης και πλάστιμους τρόπους αστοχίας, ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών, με:

S_d το παραμορφωσιακό μέγεθος απ' την ανελαστική ανάλυση

$$R_d = \frac{\theta_y}{\gamma_{rd}}$$

Προστασία ζωής (Life safety) :

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (στάθμη Β), αναμένονται να εμφανιστούν βλάβες οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή. Για την επαναχρήση της κατασκευής μετά τον σεισμό απαιτείται να επισκευασθούν οι βλάβες.

Όσον αφορά τα μη-φέροντα στοιχεία (στάθμη β), αναμένονται βλάβες, οι οποίες όμως δεν αποτελούν κίνδυνο για άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής λόγω πτώσης αντικειμένων.

Σε αυτή την στάθμη όλα τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά τα πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να διαθέτουν σημαντικό περιθώριο ασφάλειας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας τους

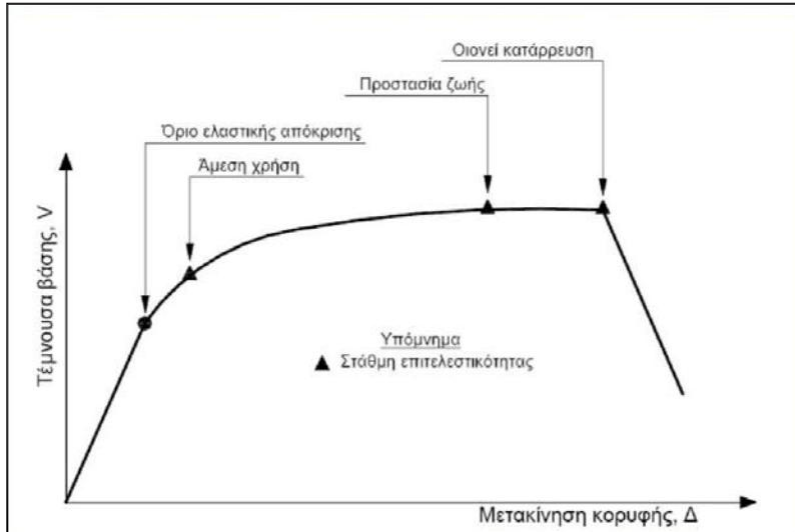
$$R_d = 0.5 \cdot \frac{\theta_y + \theta_u}{\gamma_{rd}}$$

Οιονεί κατάρρευση (Structural stability) :

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (στάθμη Γ) αναμένονται να εμφανιστούν κατά τον σεισμό σχεδιασμού εκτεταμένες σοβαρές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες χωρίς όμως να χάσει την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία. Η οριζόντια δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχουν μειωθεί σημαντικά με αποτέλεσμα η κατασκευή να μη διαθέτει άλλα περιθώρια ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης

$$R = \frac{\theta_u}{\gamma_{rd}}$$

Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία (στάθμη γ), αναμένονται σημαντικές βλάβες, οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν ακόμη και την πτώση τους. Εξαίρεση αποτελούν τα υψηλού κινδύνου μη-φέροντα στοιχεία και προσαρτήματα, τα οποία πρέπει να είναι στερεωμένα, ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος πτώσης σε χώρους συνάθροισης κοινού.



Σχήμα 3.3 Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη αντίστασης

Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών.

3.2.2 Συνδυασμένες στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφισταμένων κτιρίων συνήθους σπουδαιότητας, είναι δυνατή η θεώρηση ενός από τους «στόχους αποτίμησης ή ανασχεδιασμού» του Πίνακα 3.3, δηλαδή συνδυασμού ενός στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του Φέροντος οργανισμού (Πίνακας 3.1) και ενός στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του Μη-Φέροντος (Πίνακας 3.2). Γι' αυτά τα κτίρια, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ συνιστά την υιοθέτηση συνδυασμένου στόχου «προστασίας ζωής» (Bi-βi) του Πίνακα 3.3 όπου $i=1,2,3$ ($i=1$ δηλώνει σεισμό με περίοδο επανάληψης 225 χρόνια, $i=2$ δηλώνει σεισμό με περίοδο επανάληψης 473 χρόνια, $i=3$ δηλώνει σεισμό με περίοδο επανάληψης 2475 χρόνια).

Στάθμη επιτελεστικότητας Μη-Φέροντος οργανισμού	Στάθμη επιτελεστικότητας Φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	$A_i - a_i$	$B_i - a_i$	Δεν επιτρέπεται
Προστασία ζωής	$A_i - \beta_i$	$B_i - \beta_i$	$\Gamma_i - \beta_i$
Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης	Δεν επιτρέπεται	$B_i - \gamma_i$	$\Gamma_i - \gamma_i$

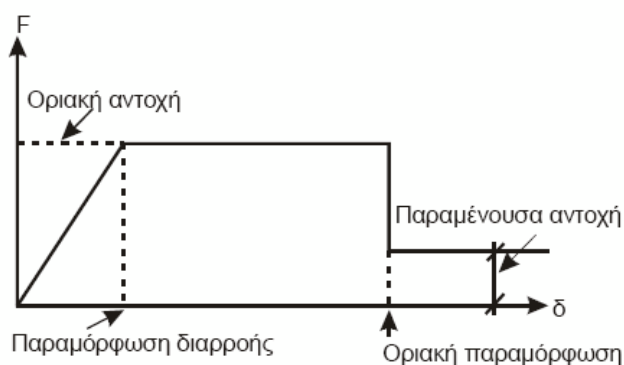
Πίνακας 3.3. Συνδυασμένοι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού κτιρίου $i=1, 2,$

Κεφάλαιο 4 Προσομοιώματα συμπεριφοράς κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος

4.1 Προσομοίωση συμπεριφοράς δομικών στοιχείων σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

4.1.1 Ενεργή Ελαστική Δυσκαμψία Στοιχείων

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (αλλά και τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3) η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους F που χαρακτηρίζει το κύριο μέρος της έντασης που προκαλεί η σεισμική δράση στο στοιχείο, συναρτήσει της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης δ , η οποία επιλέγεται έτσι ώστε, σε συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος F , να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου. Επειδή στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω ολίσθησης των οπλισμών από την αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου, όπου η θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω ολίσθησης των οπλισμών από την αγκύρωση. Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ, είναι γενικώς επαρκής η προσέγγιση της πραγματικής καμπύλης F - δ μέσω ενός πολυγραμμικού διαγράμματος με τον πρώτο ευθύγραμμο κλάδο να παρακάμπτει τη ρηγμάτωση και να εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη διαρροή του στοιχείου (τα στοιχεία είναι κατά κανόνα ήδη ρηγματωμένα από προγενέστερες δράσεις, σεισμικές ή μη), μετά την οποία η καμπύλη F - δ μπορεί να λαμβάνεται με μηδενική κράτυση (σχήμα 4.1).



Σχήμα 4.1 Γενικό διάγραμμα δύναμης-παραμόρφωσης

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ, η ενεργός δυσκαμψία του μήκους L_s στοιχείου ισούται με :

$$K = \frac{M_y}{3\theta_y} L_s$$

όπου:

- Το μήκος διάτμησης L_s , σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού, σε υποστυλώματα λαμβάνεται ως το μισό του καθαρού ύψους μεταξύ των δοκών και στα τοιχώματα μπορεί να λαμβάνεται σε κάθε όροφο διαφορετικό και ίσο με το μισό της απόστασης της διατομής βάσης ορόφου από την κορυφή του τοιχώματος στο κτίριο.
- Η ροπή διαρροής M_y , μπορεί να ληφθεί ίση με τη ροπή διαρροής ή με την οριακή ροπή, με χρήση των μέσων τιμών των υλικών.
- Η τιμή της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή, θ_y , πρέπει να λαμβάνει υπόψη όλες τις παραμορφώσεις κατά τη διαρροή του στοιχείου (καμπτικές, διατμητικές και λόγω ολίσθησης των οπλισμών από την αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου).

Σε μέλη με διαφορετικό οπλισμό στα δύο πέλματα η εξίσωση δίνει διαφορετικές τιμές της K για θετική ή για αρνητική κάμψη. Η μία και μοναδική τιμή του K για το μέλος, μπορεί να ληφθεί ως ο μέσος όρος της K στα δύο άκρα και για τα δύο πρόσημα της κάμψης.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ ο υπολογισμός των δυσκαμψιών γίνεται πάντα με μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών και χωρίς συντελεστή γ_m .

4.1.2 Ροπή διαρροής M_y διατομής

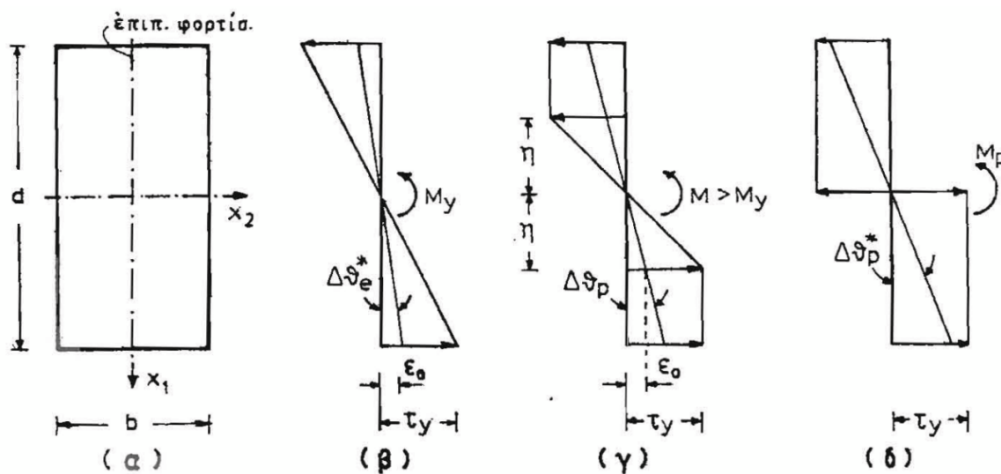
Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ, σε πλακοδοκούς η ροπή αντοχής ή διαρροής δεν επηρεάζεται σημαντικά από το συνεργαζόμενο πλάτος σε θλίψη, αλλά είναι ευαίσθητη στην αντίστοιχη τιμή σε εφελκυσμό, καθότι η ροπή αστοχίας (ή διαρροής) για εφελκυσμό στην πλάκα πρέπει να υπολογίζεται προσμετρώντας και τους παράλληλους στη δοκό οπλισμούς της πλάκας, εφόσον αυτοί βρίσκονται μέσα στο συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας, και είναι επαρκώς αγκυρωμένοι πέραν της διατομής στήριξης της δοκού. Μάλιστα, το συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας σε κάθε πλευρά του κορμού μπορεί να ληφθεί ίσο με το ένα τέταρτο του ανοίγματος της δοκού - ή με το μισό της απόστασης μέχρι την πρώτη παράλληλη δοκό, όποιο είναι μικρότερο.

4.1.3 Γωνία στροφής χορδής στη διαρροή

Οι εκτιμήσεις της μέγιστης πλαστικής στροφής γίνονται είτε με ανάλυση σε επίπεδο διατομής για τον προσδιορισμό των διαγραμμάτων ροπών- καμπυλοτήτων, είτε χρησιμοποιώντας μέσες τιμές ικανότητας πλαστικής στροφής καμπτόμενων μελών για δοκούς και υποστυλώματα. Πρόκειται για εμπειρικές σχέσεις, οι οποίες βασίζονται σε πειραματικά αποτελέσματα.

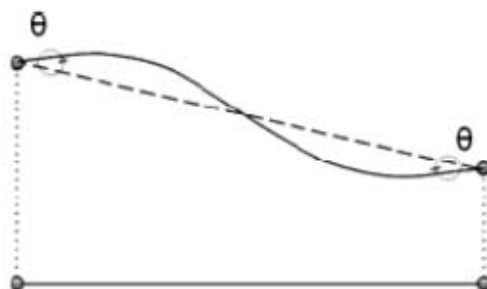
Η φυσική σημασία της πλήρους πλαστικής ροπής βασίζεται στο ότι η ροπή αυτή μετατρέπει τη διατομή στην οποία ενεργεί σε πλαστική άρθρωση. Στην πραγματικότητα μετατρέπεται σε πλαστική άρθρωση μια μικρή περιοχή της δοκού, εκατέρωθεν της διατομής που υφίσταται την πλήρη πλαστική ροπή M_p .

Σε μια κοινή άρθρωση οι διατομές που είναι εκατέρωθεν της αρθρώσεως μπορούν να υποστούν οποιαδήποτε σχετική στροφή, το ίδιο μπορεί να συμβεί και σε μια πλαστική άρθρωση. Όμως, ενώ σε μια κοινή άρθρωση οι σχετικές στροφές πραγματοποιούνται με μηδενικές ροπές κάμψεως, σε μια πλαστική άρθρωση πραγματοποιούνται από ροπές κάμψεως που είναι διαρκώς ίσες με την πλήρη πλαστική ροπή M_p της πλαστικής αρθρώσεως.



Κάθε σχετική στροφή που πραγματοποιείται από πλήρη πλαστική ροπή είναι ολοκληρωτικά πλαστική, επομένως διατηρείται και μετά την αποφόρτιση της δοκού.

Αντίθετα με τις παραμορφώσεις σε επίπεδο διατομής, οι τοπικές μετακινήσεις σε επίπεδο μέλους είναι ξεκάθαρα μετρήσιμες και αποτελούν καλύτερη βάση βαθμολόγησης. Υπό αυτό το πρίσμα, των τοπικών μετακινήσεων μέλους, το έργο-αντίστοιχο μέγεθος της ροπής, M , είναι η στροφή χορδής, θ , (Σχήμα 4.2).



Σχήμα 4.2 Στροφή χορδής μέλους

Η στροφή χορδής, θ , αναφέρεται σε κάθε άκρο μέλους, (i) ή (j), ή στο μήκος διάτμησής του, L_s , και ορίζεται ως η γωνία που σχηματίζει η εφαπτόμενη στον άξονα του μέλους, στο υπό εξέταση μετακινημένο άκρο, με τη χορδή που ενώνει νοητά τα άκρα του παραμορφωμένου μέλους, είναι δε ο βαθμός ελευθερίας που συνδέεται με τις ροπές μέσω του μητρώου δυσκαμψίας – π.χ. για ελαστική συμπεριφορά:

$$\begin{pmatrix} M_i \\ M_j \end{pmatrix} = \frac{2EI}{l} \begin{pmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_i \\ \theta_j \end{pmatrix}$$

Η πλαστιμότητα σε όρους στροφών δίνεται από την σχέση:

$$\mu_\theta = \frac{\theta_{um}}{\theta_y}$$

Όπου θ_{um} και θ_y είναι η μέση τιμή κατά την αστοχία και η καμπτική διαρροή της γωνίας στροφής των στοιχείων.

Πειραματικά έχει αποδειχθεί ακόμα και σε μέλη που διαρρέουν καθαρά λόγω κάμψης αναπτύσσονται με την ανακύκλιση και την αύξηση της επιβαλλόμενης πλαστιμότητας σημαντικές διατμητικές παραμορφώσεις, ενώ μικρότερες, αλλά αξιόλογες μετακινήσεις, οφείλονται στην περαιτέρω εξόλκευση των ράβδων.

Για δοκούς και υποστυλώματα :

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot d_b \cdot f_c}{8\sqrt{f_c}}$$

Και για τοιχώματα :

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0013 + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot d_b \cdot f_c}{8\sqrt{f_c}}$$

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.

Αν το ποσοστό ρ του εφελκυσμένου οπλισμού είναι πολύ μικρό τότε η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού :

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d}$$

Το ύψος θλιβόμενης ζώνης ξ_y :

$$\xi_y = (a^2 A^2 + 2\alpha B)^{\frac{1}{2}} - \alpha A$$

με

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y} \quad \text{και} \quad B = \rho + \rho'\delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y}$$

Αν το ποσοστό ρ του εφελκόμενου οπλισμού είναι μεγάλο τότε η διαρροή της διατομής οφείλεται σε μη γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος :

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{f_y}{E_c \xi_y d}$$

Το ύψος θλιβόμενης ζώνης ξ_y :

$$\xi_y = (a^2 A^2 + 2\alpha B)^{\frac{1}{2}} - \alpha A$$

με

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{bdf_y} \quad \text{και} \quad B = \rho + \rho'\delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta')$$

Για τη μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία στοιχείων που έχουν διαστασιολογηθεί προ του 1985, γίνεται συναρτήση των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων και των οπλισμών τους, με τη βοήθεια εμπειρικών σχέσεων ή πινάκων.

Για δοκούς και υποστυλώματα:

$$\theta_{um} = \frac{1}{1,2} \cdot 0,016 \cdot ((0,3^v) \left[\frac{\max\{0,01, \omega'\}}{\max\{0,01, \omega\}} \cdot f_c \right]^{0,025} \alpha_s^{0,35} 25^{\frac{f_{yv} \alpha \rho_s}{f_c}} 1,25^{100 \rho_d}$$

Όπου:

α_s : M/Vh , ο λόγος διάτμησης

ω, ω' : μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού (ο ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκόμενος)

v : ανηγμένο αξονικό φορτίο

ρ_s : το γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα προς τη διεύθυνση της φόρτισης

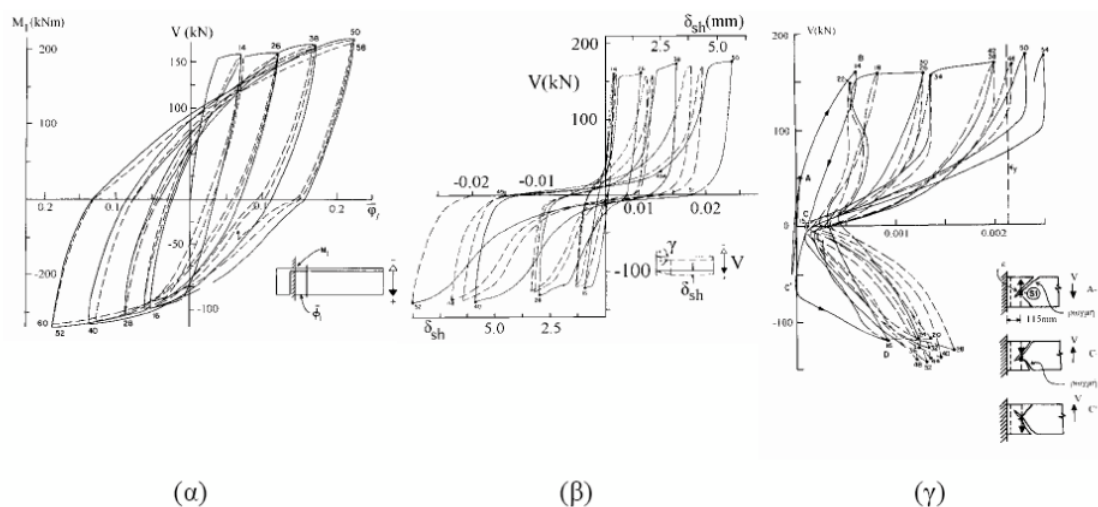
Για τα τοιχώματα η παραπάνω σχέση πρέπει να πολλαπλασιαστεί επί 0,58 (ο συντελεστής 0,009)

4.1.4 Διατμητική αντοχή υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Σε γραμμικά μέλη οπλισμένου σκυροδέματος οι καμπτικές παραμορφώσεις είναι αυτές που οφείλονται στη σχετική στροφή γειτονικών διατομών (η καμπυλότητα είναι η σχετική στροφή δύο διατομών δια της απόστασής τους). Το πέραν των καμπτικών τμήμα των παραμορφώσεων, αυτό δηλαδή που οφείλεται στη σχετική μετάθεση γειτονικών διατομών χωρίς σχετική στροφή τους, ονομάζεται διατμητική παραμόρφωση. Η διατμητική παραμόρφωση γ είναι έργο αντίστοιχο της τέμνουσας V (όπως είναι η ϕ για τη ροπή M) και το ολοκλήρωμα της V_{av} είναι η ανά m μήκους του μέλους διατμητική ενέργεια παραμόρφωσης. Επομένως, η συμβολή της διάτμησης στην απορρόφηση ενέργειας κατά την σεισμική απόκριση καθορίζεται από τους βρόγχους V - γ των μελών.

Όταν όλα τα συστατικά ενός μέλους οπλισμένου σκυροδέματος, δηλ. το σκυρόδεμα και οι οπλισμοί, λειτουργούν στην ελαστική περιοχή, οι διατμητικές παραμορφώσεις μπορούν να θεωρηθούν κατά ικανοποιητική προσέγγιση ότι οφείλονται μόνο στην τέμνουσα δύναμη V και οι καμπτικές μόνο στη ροπή κάμψης M . Μετά την διαρροή των διαμηκών ράβδων λόγω κάμψης όμως οι ανελαστικές καμπτικές παραμορφώσεις προκαλούν και ανελαστικές διατμητικές. Μάλιστα ενώ η τέμνουσα δύναμη είναι πρακτικά σταθερή στο μήκος διάτμησης L_s , οι ανελαστικές διατμητικές παραμορφώσεις εντοπίζονται μόνο στην περιοχή όπου η M ξεπερνάει τη ροπή διαρροής M_y , δηλ. στην 'πλαστική άρθρωση', [Φαρδής 2005].

Η ασήμαντη απορρόφηση ενέργειας κατά την ανακύκλιση, μαζί με την πρακτικά απεριόριστη βαθμιαία αύξηση του μεγέθους των διατμητικών παραμορφώσεων λόγω ανακυκλιζόμενης έντασης σταθερού εύρους, δείχνει ότι ο διατμητικός τρόπος συμπεριφοράς δεν διαθέτει την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και τη σταθερότητα των βρόγχων που απαιτούμε από την ανελαστική απόκριση. Επιπλέον, η αστοχία σε διάτμηση οφείλεται σε αστοχία της θλιβόμενης ζώνης από λοξό εφελκυσμό ή του κορμού σε λοξή θλίψη, χωρίς τη δυνατότητα βελτίωσης μέσω περίσφιξης. Επομένως είναι ψαθυρή.



Σχήμα 4.3 Πλακοδοκός σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση: (α) βρόχοι M - ϕ στο άκρο, (β) βρόχοι V - γ ακραίας περιοχής, (γ) βρόχοι V - γ συνδετήρα (κατά Ma et al, 1976)

Κατά τις μετελαστικές ανακυκλίσεις, η σταδιακή εξασθένηση της αντίστασης V_R σε τέμνουσα, ενδέχεται να προκαλέσει αστοχία από τέμνουσα ακόμη και στην περίπτωση όπου αρχικώς ήταν $V_R > V_{Mu}$. Οι μηχανισμοί οι οποίοι οδηγούν στη μείωση της διατμητικής αντοχής με την ανακύκλιση της φόρτισης είναι πολλοί:

- Η σταδιακή μείωση της αλληλεμπλοκής των αδρανών κατά μήκος των διαγωνίων ρωγμών καθώς οι δύο επιφάνειες εκατέρωθεν της ρωγμής γίνονται πιο λείες με την ανακύκλιση.
- Η σταδιακή μείωση της δράσης βλήτρου καθώς και η ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων στο διαμήκη οπλισμό.
- Η ανάπτυξη διαμπερών καμπτικών ρωγμών στο μέλος και η μείωση της συνεισφοράς της θλιβόμενης ζώνης στην διατμητική αντοχή που αυτή συνεπάγεται.
- Η σταδιακή μείωση της αλληλεμπλοκής των αδρανών κατά μήκος των διαγωνίων ρωγμών καθώς το πλάτος τους μεγαλώνει με την ανακύκλιση λόγω της ολίσθησης που συνοδεύει τη συνάφεια μεταξύ συνδετήρων και σκυροδέματος και των πλαστικών παραμορφώσεων στους συνδετήρες.

Το προσομοίωμα του ΚΑΝ.ΕΠΕ για την διατμητική αντοχή δέχεται μείωση όχι μόνο της συνεισφοράς του σκυροδέματος αλλά και αυτής του εγκάρσιου οπλισμού με την ανακύκλιση (Παράρτ. 7Γ, ΚΑΝ.ΕΠΕ).

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N, 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5, \mu_{\theta\pi})) + [0,16 \max(0,5, \rho_{tot})(1 - 0,16 \min(5, a_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_w]$$

h : ύψος της διατομής

x : ύψος της θλιβόμενης ζώνης

N : αξονικό φορτίο

a_s : λόγος διάτμησης

A_c : εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος

ρ_{tot} : συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού

V_w : συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή

4.2 Σεισμική αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής

Η σεισμική αποτίμηση ενός υφιστάμενου δομήματος είναι μια αναλυτική διαδικασία, κατά την οποία ζητούμενο είναι να προσδιοριστεί ποσοτικά η σεισμική ικανότητα της κατασκευής και να διαπιστωθεί μέσω καθορισμένων κριτηρίων εάν μπορεί να θεωρηθεί επαρκής, διαφορετικά να προσδιορισθεί ο βαθμός ανεπάρκειάς της. Πρόκειται λοιπόν για μία αρχική ανάλυση του υπό μελέτη κτιρίου, στην οποία λαμβάνονται υπόψη τα χαρακτηριστικά των μελών του όπως προκύπτουν από την μελέτη κατασκευής του, εάν αυτή διατίθεται, ή αποκλειστικά από την επιτόπου διερεύνηση της

κατασκευής.

Η σεισμική αποτίμηση αποτελεί το πρώτο βήμα της ολοκληρωμένης διαδικασίας μελέτης ενός υφιστάμενου κτιρίου με σκοπό την αντισεισμική ενίσχυσή του. Συγχρόνως πρόκειται πιθανόν για το πλέον σημαντικό βήμα, καθώς όπως γίνεται αντιληπτό επιλογή της οποιασδήποτε επέμβασης βασίζεται και καθοδηγείται από τα αποτελέσματα της αποτίμησης. Συνεπώς είναι ιδιαίτερα κρίσιμη η ακριβής προσέγγιση και ποσοτικοποίηση τόσο της ικανότητας του φορέα και των μελών του, όσο και των απαιτήσεων που διαμορφώνονται ανάλογα με τη σεισμική απειλή και την αναμενόμενη χρήση της κατασκευής.

Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν, γίνεται αντιληπτό ότι οι συνήθεις διαδικασίες ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για τη μελέτη νέων κτιρίων πιθανόν να μην επαρκούν για την περίπτωση του πολυπλοκότερου προβλήματος της σεισμικής αποτίμησης. Στους Κανονισμούς που αφορούν νέα κτίρια, η εφαρμογή των προτεινόμενων αναλυτικών διαδικασιών συνοδεύεται από διατάξεις για τη μορφολογία του φορέα (κανονικότητα καθ' ύψος ή σε κάτοψη) και την κατασκευαστική διαμόρφωση του οπλισμού των μελών, βάσει των οποίων καθορίζονται σημαντικές παράμετροι των αναλυτικών διαδικασιών, όπως π.χ. ο δείκτης συμπεριφοράς q που «μειώνει» το φάσμα απαίτησης του Κανονισμού. Προφανώς στα νέα κτίρια ο μελετητής έχει την δυνατότητα να προδιαγράψει τα χαρακτηριστικά του φορέα, ώστε να καθορίσει τον επιθυμητό τρόπο συμμόρφωσης με τις κανονιστικές απαιτήσεις, να επιλέξει δηλαδή τις παραμέτρους που εισάγονται στην αναλυτική διαδικασία και σχετίζονται με τα χαρακτηριστικά του κτιρίου. Προφανώς στις υφιστάμενες κατασκευές δεν υπάρχει δυνατότητα επιλογής, ενώ η κατασκευαστική διαμόρφωση του δομικού συστήματος και των επιμέρους μελών σπανίως συμφωνεί ακόμα και με τις ελάχιστες απαιτήσεις των σύγχρονων Κανονισμών.

Θα μπορούσε λοιπόν να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι για την αποτίμηση υπαρχόντων κτιρίων μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι κλασικές μέθοδοι ανάλυσης των ισχυόντων Κανονισμών για νέα κτίρια, δηλαδή για τη χώρα μας των ΕΑΚ 2000 και ΕΚΩΣ 2000, λαμβάνοντας υπόψη τις δυσμενέστερες παραδοχές που αφορούν την ανάλυση. Βέβαια γίνεται αντιληπτό πως μια τέτοια προσέγγιση είναι συντηρητική, κυρίως επειδή υποτιμάται η σεισμική ικανότητα του υπό μελέτη κτιρίου, καθώς το γεγονός π.χ. ότι τα δομικά μέλη δεν μπορούν να χαρακτηριστούν ως μέλη με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας δεν σημαίνει ότι έχουν μηδενική ικανότητα ανελαστικής παραμόρφωσης. Επιπλέον επειδή όπως αναφέρθηκε αρχικά η σεισμική αποτίμηση είναι σκόπιμο να γίνεται με τη μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια, τα Σχέδια Κανονισμών που αφορούν την αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών υιοθετούν μια διαφορετική προσέγγιση του ζητήματος της ανάλυσης. Οι προτεινόμενες μέθοδοι διακρίνονται στις ελαστικές, οι οποίες είναι οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται και για την ανάλυση νέων κτιρίων, με κατάλληλες τροποποιήσεις ώστε να ληφθούν υπόψη οι ιδιαιτερότητες των υφιστάμενων κατασκευών, και στις ανελαστικές, οι οποίες αν και είναι πιο απαιτητικές όσον αφορά τους υπολογισμούς, οδηγούν σε ακριβέστερα αποτελέσματα μέσω της λεπτομερούς προσομοίωσης της συμπεριφοράς των δομικών μελών και της ορθολογικότερης αντιμετώπισης της σεισμικής απειλής.

4.2.1 Μέθοδοι ανάλυσης

Στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ., οι διατάξεις του οποίου χρησιμοποιούνται στην παρούσα εργασία για την διεξαγωγή των αναλύσεων, οι τέσσερις προτεινόμενες μέθοδοι ανάλυσης μπορούν να διακριθούν σε δύο κατηγορίες, στις ελαστικές και τις ανελαστικές μεθόδους.

4.2.1.1 Ελαστικές μέθοδοι

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης περιλαμβάνουν την ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση και την ελαστική δυναμική ανάλυση. Η ελαστική στατική ανάλυση είναι η γνωστή από τον Ε.Α.Κ ισοδύναμη στατική μέθοδος, με αυστηρότερες προϋποθέσεις εφαρμογής, αλλά και διαφορές στη διαδικασία. Οι προϋποθέσεις εφαρμογής σχετίζονται με την μορφολογική κανονικότητα της κατασκευής και την ομοιόμορφη κατανομή μάζας και δυσκαμψίας σε αυτήν και εκφράζονται μέσα από ποσοτικά κριτήρια που μπορούν να αναζητηθούν στο κείμενο του Κανονισμού (παραγ. 5.5.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2010).

Η σημαντικότερη παρατήρηση όμως αφορά την ύπαρξη κριτηρίου που σχετίζεται με την τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ , δηλαδή του λόγου ένταση προς αντοχή S/R_m των μελών, που απαιτείται να είναι μικρότερη από 2.5 προκειμένου να χρησιμοποιηθούν οι ελαστικές αναλύσεις.

Συνεπώς, για περιπτώσεις κτιρίων με αρχικά εκτιμώμενο μεγάλο βαθμό ανεπάρκειας, ο οποίος εκφράζεται από τις προσδιοριζόμενες τιμές των δεικτών ανεπάρκειας των μελών, το σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. απαιτεί τη χρήση κάποιας ανελαστικής μεθόδου, γεγονός που αποδίδεται στην ακριβέστερη εκτίμηση της ικανότητας του υπό μελέτη κτιρίου που επιτυγχάνεται με τις διαδικασίες αυτές.

Πλέον των όσων αναφέρθηκαν παραπάνω σχετικά με τους περιορισμούς στη χρήση των ελαστικών μεθόδων για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, το σημαντικότερο ζήτημα που εισάγεται αφορά το δείκτη συμπεριφοράς q , του οποίου η τιμή είναι άγνωστη στην περίπτωση ενός υπάρχοντος κτιρίου. Ο δείκτης συμπεριφοράς q εκφράζει την ικανότητα της κατασκευής να καταναλώνει ενέργεια μέσω της ανελαστικής παραμόρφωσης των μελών της. Προκειμένου αυτή να ληφθεί υπόψη στις ελαστικές αναλύσεις, διαιρούνται οι τιμές του φάσματος ψευδοεπιταχύνσεων που εκφράζει τη σεισμική απειλή με την τιμή του q , π.χ. το γνωστό 3.5 για τα νέα κτίρια, που στη συνέχεια εξασφαλίζεται μέσω υπολογιστικών και κατασκευαστικών διατάξεων που αφορούν την τοπική πλαστιμότητα, τον ικανοτικό σχεδιασμό του δομήματος κ.α. Στις υφιστάμενες κατασκευές δεν έχουν τηρηθεί κατ' ανάγκη όλες αυτές οι προϋποθέσεις, επομένως η τιμή του q δεν είναι γνωστή. Συνεπώς πρέπει να γίνει μια εκτίμηση αυτής, με βάση τα χαρακτηριστικά του υπό μελέτη κτιρίου και με χρήση του πίνακα 4.1.

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία τοιχοπληρώσεων (στο σύνολο του κτιρίου)		Δυσμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Ναι	Όχι	Ναι	Όχι
1995<...	2,30	3,00 ή 3,50	1,80	2,30
1985<...<1995	1,80	2,30	1,30	1,80
...<1985	1,30	1,80	1,00	1,30

Πίνακας 4.1 Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2010)

Είναι προφανές ότι οι τιμές που προτείνονται από το σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι εμπειρικές, γεγονός που όπως γίνεται αντιληπτό επηρεάζει αρνητικά την ακρίβεια των αποτελεσμάτων της αποτίμησης.

Εναλλακτικά στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνεται για τις ελαστικές αναλύσεις η χρήση των τοπικών δεικτών συμπεριφοράς m , οι οποίοι ορίζονται με βάση την ικανότητα παραμόρφωσης των δομικών μελών και σύμφωνα με την εξίσωση:

$$m = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

όπου δ_u και δ_y η παραμόρφωση σχεδιασμού για την υπόψη στάθμη επιτελεστικότητας και η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη θεωρητική διαρροή της υπ' όψιν κρίσιμης περιοχής του μέλους αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι ο ορισμός αυτός συναντάται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπου διατίθενται σχέσεις για τον υπολογισμό των ζητούμενων παραμορφώσεων. Μέσω του δείκτη m ποσοτικοποιείται η τοπική πλαστιμότητα των δομικών μελών στις κρίσιμες περιοχές, συνεπώς μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τη μείωση των αντίστοιχων εντατικών μεγεθών της ελαστικής ανάλυσης. Όμως η προσέγγιση αυτή δεν είναι απόλυτα ακριβής καθώς δεν λαμβάνεται υπόψη η σχέση της τοπικής πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές των μελών με τη συνολική πλαστιμότητα του δομήματος, η οποία εξαρτάται από την κανονικότητα και το μηχανισμό κατάρρευσης που αναμένεται να αναπτυχθεί. Συνεπώς η χρήση των δεικτών m δεν εξαλείφει πλήρως τις αβεβαιότητες που εισάγονται από τη χρήση των ελαστικών μεθόδων, ενώ η εφαρμογή τους διέπεται από προϋποθέσεις οι οποίες αποτυπώνονται στους περιορισμούς που τίθενται και αναφέρθηκαν προηγουμένως.

Από τη σύντομη παρουσίαση των ελαστικών μεθόδων που συμπεριλαμβάνονται στα σχέδια κανονισμών που αφορούν την αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών προκύπτει πως, αν και οι μέθοδοι αυτές είναι δυνατόν να εφαρμοστούν για την αποτίμηση υπαρχόντων κτιρίων, οι προσεγγίσεις που γίνονται κυρίως σχετικά με τα μεγέθη που εκφράζουν την πλαστιμότητα της κατασκευής εισάγουν αβεβαιότητες, οι οποίες αποφεύγονται με τη χρήση των πολυπλοκότερων ανελαστικών μεθόδων.

4.2.1.2 Ανελαστικές μέθοδοι

Στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ., οι ανελαστικές μέθοδοι που προτείνονται για την ανάλυση της κατασκευής πριν και μετά την επέμβαση είναι η στατική ανελαστική ανάλυση και η δυναμική ανελαστική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας).

Η στατική ανελαστική ανάλυση, γνωστή και ως ανάλυση *rushover*, αποτελεί μία απλή δυνατότητα για την εκτίμηση της απόκρισης μιας κατασκευής στην μεταελαστική περιοχή και συνδυάζει την ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς των μελών μέσω των προσομοιωμάτων, που έχουν αναπτυχθεί για τις ανελαστικές αναλύσεις, με την απλότητα της έκφρασης της σεισμικής έντασης με μία οριζόντια κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος, η οποία αυξάνεται σταδιακά και μέχρι την κρίσιμη μετακίνηση του δομήματος, η οποία καθορίζεται από την στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας. Η στατική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με τα προσομοιώματα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την διεξαγωγή των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της παρούσας εργασίας. Αναλυτικότερη παρουσίαση της διαδικασίας αποτίμησης και των παραδοχών που σχετίζονται με αυτήν γίνεται σε ενότητα που ακολουθεί.

Στο σημείο αυτό κρίνεται σκόπιμο να αναφερθεί πως τόσο στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ., ο μοναδικός περιορισμός που τίθεται για την εφαρμογή της μεθόδου αφορά την επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών στη συμπεριφορά της κατασκευής, η οποία δεν πρέπει να είναι σημαντική. Αυτό γιατί η κατανομή του οριζόντιου φορτίου καθ' ύψος συνήθως γίνεται με βάση το σχήμα της δεσπτόζουσας ιδιομορφής, οπότε το ποσοστό συμμετοχής της πρέπει να είναι όσο το δυνατόν μεγαλύτερο (>90%M). Αν πάλι η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, η στατική ανελαστική ανάλυση μπορεί πάλι να εφαρμόζεται παράλληλα με μια ελαστική δυναμική, ώστε να επιβεβαιωθούν τα αποτελέσματα. Σε κάθε περίπτωση η ανελαστική στατική ανάλυση οδηγεί σε σημαντικά ακριβέστερη εκτίμηση της ικανότητας της κατασκευής σε σχέση με τις ελαστικές μεθόδους, αρκεί βέβαια η εφαρμογή των πολύπλοκων προσομοιωμάτων και η ερμηνεία του όγκου των αποτελεσμάτων να γίνεται προσεκτικά, ώστε να μην οδηγούν σε λανθασμένα συμπεράσματα.

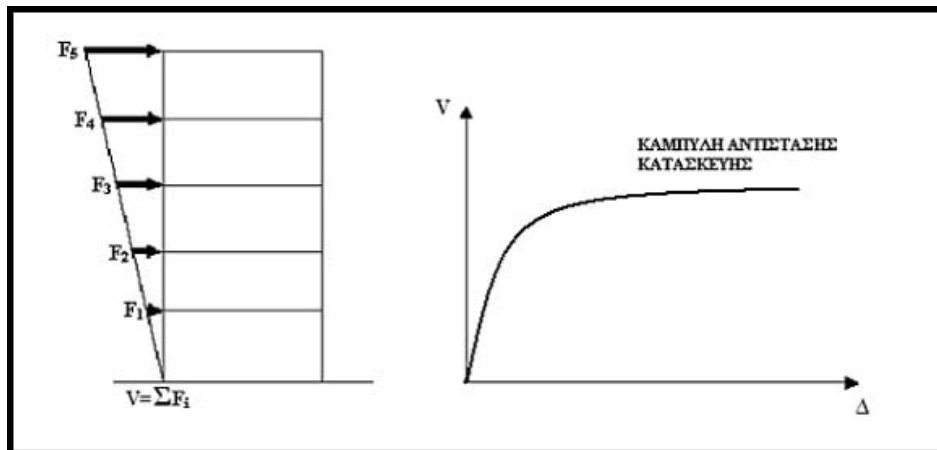
Η τελευταία μέθοδος που παρουσιάζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι και η πιο εξεζητημένη είναι η ανελαστική δυναμική ανάλυση. Όσον αφορά την εφαρμογή και τις παραδοχές της μεθόδου ισχύουν όσα αναφέρθηκαν για τη στατική ανελαστική ανάλυση, με τη διαφορά ότι για την περιγραφή της συμπεριφοράς των μελών πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η πλήρης απόκριση τους υπό ανακυκλιζόμενες εντάσεις (κλάδος αποφόρτισης, υστέρηση), ενώ η σεισμική απειλή εκφράζεται από φυσικά ή τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα. Γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι η μέθοδος είναι σημαντικά πιο πολύπλοκη ακόμα και από την ανελαστική στατική ανάλυση. Συνεπώς ακόμα και αν δεν εισάγονται περιορισμοί σχετικά με την εφαρμοσιμότητά της, είναι σκόπιμο ο μελετητής μηχανικός να έχει σημαντική εμπειρία στην εφαρμογή τέτοιων διαδικασιών, ώστε να αποφευχθούν λάθη στην εφαρμογή των αναλυτικών προσομοιωμάτων και στην ερμηνεία των αποτελεσμάτων.

Συνεκτιμώντας όσα αναφέρθηκαν στα προηγούμενα προκύπτει πως οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης, αν και είναι απλούστερες στην εφαρμογή τους, όταν χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, είναι δυνατόν να οδηγήσουν σε λιγότερο ακριβή αποτελέσματα σε σχέση με τις ανελαστικές μεθόδους. Τέλος η ανελαστική στατική ανάλυση συνδυάζει την ακρίβεια των μη-γραμμικών μεθόδων με μια σχετικά πιο απλή διαδικασία από την ανάλυση ιστορίας, γεγονός που δικαιολογεί τη χρήση της για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών.

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός και η σύγκρισή τους με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας και τις ικανότητες των μελών, που προκύπτουν από τα προσομοιώματα για τη συμπεριφορά τους.

Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου έντασης - παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Σε κάθε περιοχή που αναμένεται να εμφανισθεί ανελαστική συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης - παραμόρφωσης μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι την αστοχία, οι οποίες περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του.

Το προσομοίωμα του κτιρίου υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία αυξάνονται μονότονα μέχρι το βήμα όπου κάποιο δομικό στοιχείο εξαντλεί τη φέρουσα ικανότητά του. Τα οριζόντια στατικά φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος και απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Ως πρώτη κατανομή επιλέγεται η κατανομή καθ' ύψος συμβατή με την κατανομή των τεμνουσών ορόφων που υπολογίζονται με συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων από την φασματική ανάλυση του κτιρίου, χρησιμοποιώντας τον απαιτούμενο αριθμό ιδιομορφών (παραγ. 3.4.2 Ε.Α.Κ.). Η χρήση της κατανομής αυτής επιβάλλεται όταν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου ξεπερνά το 1.0sec. Ως δεύτερη κατανομή επιλέγεται η «Ομοιόμορφη» κατανομή αποτελούμενη από οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε στάθμης ορόφου.



Σχήμα 4.4: Κατασκευή καμπύλης αντίστασης της κατασκευής

Από την ανάλυση του προσομοιώματος προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης V_b – μετακίνησης δ χαρακτηριστικού του σημείου (κόμβος ελέγχου), το οποίο λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Η σχέση τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κόμβου ελέγχου αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη από την οποία προσδιορίζεται η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_{ei} και η αντίστοιχη δύναμη διαρροής V_y του κτιρίου. Με βάση την ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία υπολογίζεται η αντίστοιχη ελαστική ιδιοπερίοδος της κατασκευής, η οποία χρησιμοποιείται για τον καθορισμό της τιμής της ψευδοεπιτάχυνσης Φ_{ei} που εισάγεται στον υπολογισμό της στοχευόμενης μετατόπισης δ_t .

Τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση κατά τη στιγμή που η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ισούται με δ_t ελέγχονται σύμφωνα με τα κριτήρια επιτελεστικότητας, ώστε να διαπιστωθεί η επάρκεια ή μη του φορέα, με βάση τις απαιτήσεις που τέθηκαν αρχικά.

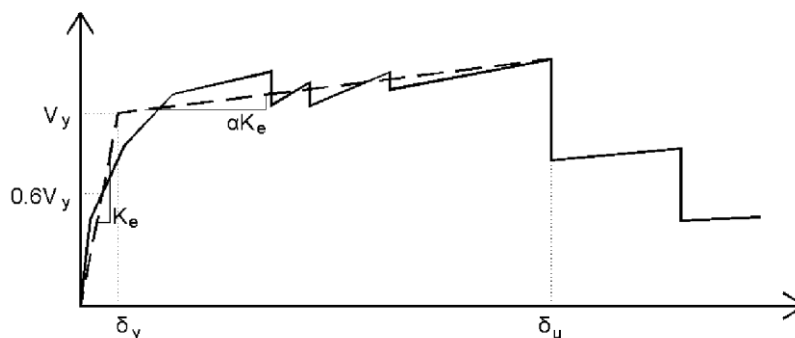
Συνεπώς ο προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης δ_t επηρεάζει σημαντικά το αποτέλεσμα της διαδικασίας αποτίμησης. Στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνεται μια διαδικασία υπολογισμού του δ_t μέσω μιας εξίσωσης και των χαρακτηριστικών της διγραμμικής καμπύλης αντίστασης.

4.2.2 Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης

Στα πρώτα σχέδια κανονισμών που αναπτύχθηκαν κυρίως στις ΗΠΑ για την αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών προτάθηκαν δύο διαφορετικές διαδικασίες για τον προσδιορισμό της τιμής της στοχευόμενης μετακίνησης δ_t . Η πρώτη μέθοδος αναπτύχθηκε στα πλαίσια του ATC-40 και είναι γνωστή ως μέθοδος των φασμάτων ικανότητας (capacity spectrum method). Μάλιστα στο συγκεκριμένο κείμενο αποτελεί τη βασική διαδικασία υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης ή του

σημείου επιτελεστικότητας της κατασκευής (performance point), δηλαδή του διακριτού σημείου της καμπύλης ικανότητας της, όπου απαιτείται η ικανοποίηση των κριτηρίων επιτελεστικότητας που εκφράζουν τις απαιτήσεις. Ως εναλλακτική διαδικασία ο ATC-40 προτείνει την μέθοδο των συντελεστών (coefficient method), σύμφωνα με την οποία η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει από την μετακίνηση ενός ισοδύναμου ελαστικά αποκρινόμενου μονοβάθμιου συστήματος, πολλαπλασιασμένη με κατάλληλους συντελεστές που εκφράζουν τη σχέση του απλοποιημένου αυτού προσομοιώματος με το πολυβάθμιο κτίριο. Η διαδικασία αυτή προτάθηκε από το FEMA 356 και σταδιακά επικράτησε, ενώ υιοθετείται και από το σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η επικράτηση της μεθόδου των συντελεστών αποδίδεται στην ευκολία εφαρμογής της, αλλά και στα προβλήματα αλγοριθμικής αστάθειας που παρατηρήθηκαν στη μέθοδο των φασμάτων ικανότητας, η οποία σε ορισμένες περιπτώσεις οδηγούσε σε λανθασμένες λύσεις.

Αναλυτικά, σύμφωνα με τη μέθοδο των συντελεστών, αρχικά χαράσσεται η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης, η οποία προκύπτει από τη διγραμμοποίηση της σχέσης τέμνουσας βάσης – μετακίνησης που προσδιορίζεται από την ανελαστική στατική ανάλυση του κτιρίου. Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη προσδιορίζονται γραφικά με οδηγό την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης (Σχ. 4.5).



Σχήμα 4.5 Εξιδανίκευση της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2010).

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y , η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν, ενώ η κλίση του δεύτερου, ανελαστικού κλάδου της καμπύλης προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας δ_u , πέραν από την οποία παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της α πρέπει να είναι θετική (ή μηδέν) αλλά να μην ξεπερνά το 0.10. Η συνιστώμενη τιμή του ποσοστού μείωσης της αντοχής είναι το 15%, εφόσον στη στάθμη αυτή δεν έχει επέλθει αστοχία κύριου κατακόρυφου στοιχείου (οπότε η διγραμμοποίηση θα γίνεται στη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία

αυτή).

Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος T_g υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$T_g = T_o \sqrt{K_o/K_g}$$

Όπου T_o η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μια ελαστική δυναμική ανάλυση, K_o η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία, ενώ η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_g .

Τελικά, η στοχευόμενη μετακίνηση προσδιορίζεται ως το γινόμενο της ελαστικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή, του οποίου τα δυναμικά χαρακτηριστικά προσδιορίζονται από την διγραμμική καμπύλη αντίστασης (Σχ. 4.5), με κατάλληλους συντελεστές, οι οποίοι χρησιμοποιούνται ώστε να ληφθεί υπόψη η σχέση εξιδανικευμένου και πραγματικού συστήματος καθώς και άλλα φαινόμενα όπως η υστερητική συμπεριφορά, η παλαιότητα και τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης. Η προτεινόμενη σχέση έχει ως εξής (KAN.ΕΠΕ 2010):

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_g/4\pi^2) \Phi_g$$

όπου Φ_g η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_g (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμψής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του φορέα όπως ορίζεται από το σχήμα 4.3) και C_0 , C_1 , C_2 και C_3 διορθωτικοί συντελεστές που ορίζονται ως εξής:

C_0 Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_g με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5 και ≥ 10 , αντίστοιχα.

$C_1 = \delta_{inel}/\delta_{el}$ της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική.

$$C_1 = 1,0 \quad T \geq T_c$$

$$C_1 = [1,0 + (R - 1) T_c/T]/R \quad T < T_c$$

C_2 Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση.

Στάθμη επιτελεσματικότητας	T = 0.1s		T ≥ T ₂	
	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή οιοσεί κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

C_3 Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2^{ης} τάξης (P-Δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς $1 + 5(\theta - 0.1)/T$, όπου θ ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας (παραγ. 4.1.2.2 Ε.Α.Κ). Στη συνήθη (για κτίρια από ΟΣ και από τοιχοποιία) περίπτωση, όπου $\theta < 0.1$, λαμβάνεται $C_3 = 1$.

Η στοχευόμενη μετακίνηση θα επαυξάνεται κατάλληλα για να συνεκτιμηθούν τα στρεπτικά φαινόμενα (παραγ. 5.4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Σε κτίρια χωρίς έντονη ασυμμετρία σε κάτοψη επιτρέπεται απλοποιητικά, η εφαρμογή των φορτίων σε κάθε διεύθυνση χωριστά. Σε αυτή την περίπτωση η επιρροή της στρέψης θα υπολογίζεται πολλαπλασιάζοντας τη στοχευόμενη μετακίνηση με τη μέγιστη τιμή του συντελεστή η που υπολογίστηκε σε κάθε όροφο από ελαστική ανάλυση ως ο λόγος της μέγιστης μετακίνησης σε οποιοδήποτε σημείο του διαφράγματος προς τη μέση μετακίνηση $\eta = \delta_{max} / \delta_{avg}$. Εάν ο συντελεστής επαύξησης των μετακινήσεων η υπερβαίνει το 1,5 σε οποιονδήποτε όροφο, δεν επιτρέπεται η χρήση δισδιάστατων προσομοιωμάτων.

Η απλότητα και αμεσότητα της διαδικασίας που περιγράφηκε είναι εμφανής. Παρόλα αυτά, το γεγονός ότι δεν υπάρχει κοινή απεικόνιση της απαίτησης με την ικανότητα της κατασκευής περιορίζει τη δυνατότητα συνολικής επισκόπησης της συμπεριφοράς του φορέα σε σχέση με τη ζητούμενη. Το γεγονός αυτό, αν και δεν επηρεάζει τη διαδικασία αποτίμησης, είναι σημαντικό για την επιλογή του κατάλληλου σχήματος επέμβασης, όπου η εποπτική αποτύπωση των αποτελεσμάτων της αποτίμησης είναι κρίσιμη.

Η διαδικασία αποτίμησης με βάση την ανελαστική στατική ανάλυση στον ATC – 40 βασίζεται στην μέθοδο του φάσματος ικανότητας (ή απόκρισης – capacity spectrum), η οποία συνοψίζεται στα ακόλουθα βήματα:

1. Προσδιορισμός της σχέσης της πλευρικής μετατόπισης της κατασκευής με την επιβαλλόμενη δύναμη, δηλαδή της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου μέσω μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης.
2. Μετατροπή της πιο πάνω καμπύλης σε φάσμα (ή διάγραμμα) ικανότητας με βάση τις

απλές σχέσεις (Chopra & Goel, 1999):

$$A = \frac{V_b}{\Gamma_1 M_1^*}$$

$$D = \frac{u_N}{\Gamma_1 \Phi_{N1}}$$

όπου Γ_1 ο συντελεστής συμμετοχής της θεμελιώδους ιδιομορφής στην υπόψη διεύθυνση και M_1^* η αντίστοιχη ενεργός ιδιομορφική μάζα που προσδιορίζονται ως εξής:

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{j1}}{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{j1}^2}$$

$$M_1^* = \frac{(\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{j1})^2}{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{j1}^2}$$

m_j, Φ_{j1} η μάζα και ιδιομορφική συνιστώσα κάθε ορόφου

N ο αριθμός των ορόφων

A, D οι φασματικές συνιστώσες της επιτάχυνσης και της μετατόπισης αντίστοιχα

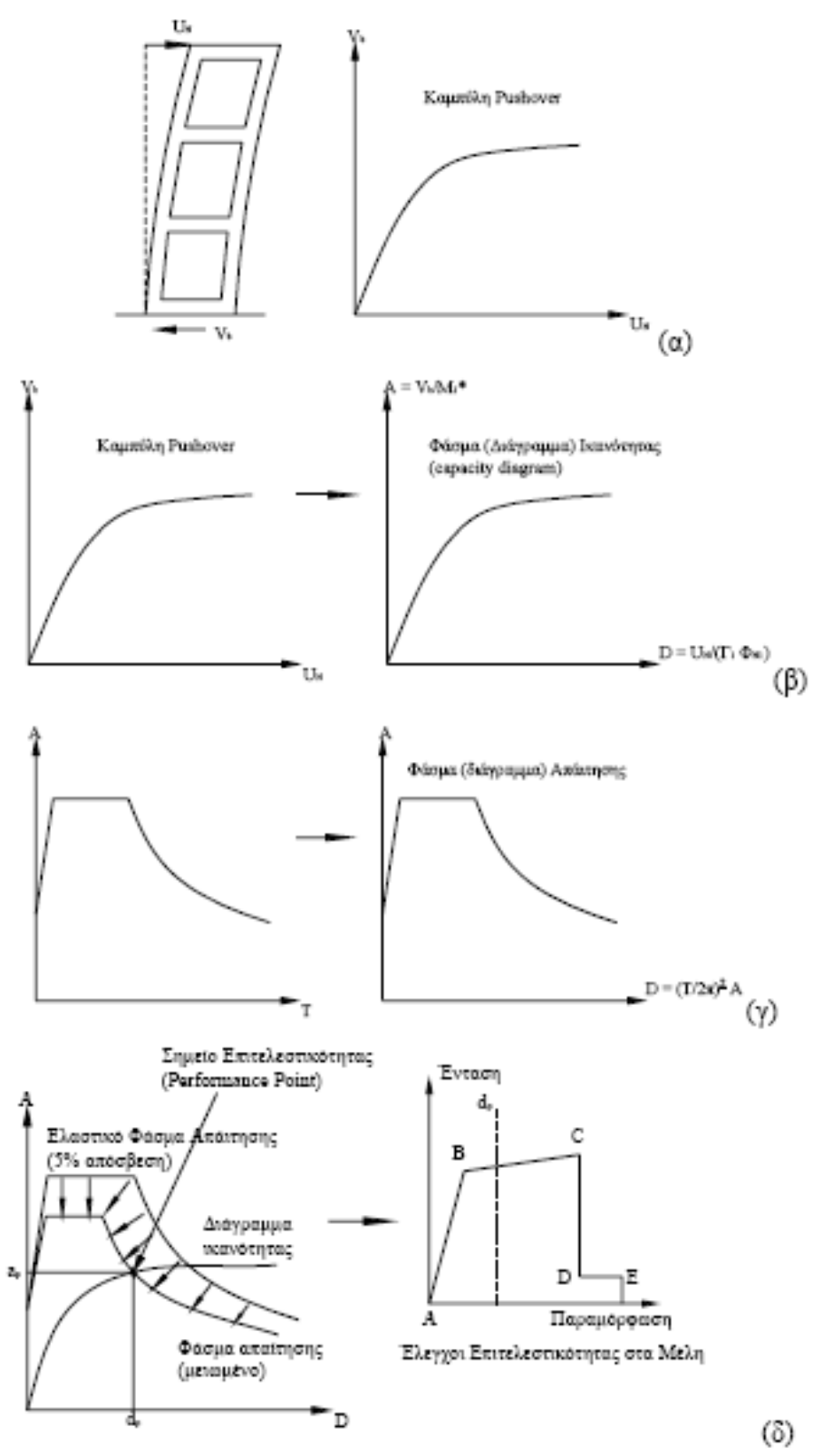
3. Μετατροπή του ελαστικού φάσματος απαίτησης από την κλασική μορφή ψευδοεπιτάχυνσης – ιδιοπεριόδου στη μορφή $A - D$, όπου η φασματική μετατόπιση D προκύπτει εύκολα από την ακόλουθη σχέση:

$$D^2 = \frac{T^2}{4\pi^2} A$$

4. Σχεδιασμός των διαγραμμάτων απαίτησης και ικανότητας στο ίδιο σύστημα αξόνων και προσδιορισμός της απαιτούμενης μετακίνησης μέσω της θεώρησης ισοδύναμου γραμμικού συστήματος με κατάλληλες τιμές της ιδιοπεριόδου και της ισοδύναμης ιξώδους απόσβεσης, οι οποίες υπολογίζονται ώστε να ληφθεί υπόψη η κατανάλωση ενέργειας λόγω της υστερητικής συμπεριφοράς της ανελαστικής κατασκευής. Το βήμα αυτό, αν και φαντάζει πολύπλοκο, ουσιαστικά αντιστοιχεί στον προσδιορισμό ενός μειωμένου φάσματος απαιτήσεων με χρήση κατάλληλων συντελεστών, οι οποίοι προκύπτουν από την ισοδύναμη ιξώδη απόσβεση του ελαστικού συστήματος.

5. Μετατροπή της απαιτούμενης μετακίνησης (φασματική τιμή) σε μετατόπιση οροφής του κτιρίου και έλεγχος κριτηρίων επιτελεστικότητας. Σημειώνεται ότι στον ATC-40 διατίθενται κριτήρια με βάση και την τιμή της σχετικής μετακίνησης της οροφής (peak drift) της κατασκευής.

Η διαδικασία που περιγράφηκε παραπάνω παρουσιάζεται συνοπτικά στο σχήμα που ακολουθεί (Σχ. 4.6). Η γραφική προσέγγιση του ζητήματος πλεονεκτεί σε σχέση με τη μέθοδο των συντελεστών, καθώς επιτρέπει την ευκολότερη εκτίμηση του βαθμού ανεπάρκειας του κτιρίου μέσω της κοινής παράστασης των φασμάτων που εκφράζουν την ικανότητα της κατασκευής και τις απαιτήσεις. Οποσδήποτε, η διαδικασία των φασμάτων ικανότητας είναι υπολογιστικά πιο κοπιώδης, καθώς επιβάλλει τη διενέργεια κύκλων υπολογισμού, ώστε από μια αρχική εκτίμηση να προκύψει η τελική τιμή της στοχευόμενης μετατόπισης. Παρόλα αυτά όταν ζητούμενο είναι να εκτιμηθεί η απαιτούμενη ενίσχυση για την κατασκευή, η ερμηνεία των αποτελεσμάτων διευκολύνεται από τα διαγράμματα της μεθόδου αυτής.



Σχήμα 4.6 Η μέθοδος του Φάσματος Ικανότητας (α) καμπύλη αντίστασης (β) μετατροπή σε φάσμα ικανότητας (γ) μετατροπή του ελαστικού φάσματος απόκρισης σε μορφή A – D (δ) υπολογισμός απαιτούμενης μετακίνησης

Συγχρόνως αναπτύχθηκε και μια εναλλακτική μέθοδος, η οποία βασίζεται στη χρήση ανελαστικών φασμάτων και όπως προκύπτει από αναλύσεις οδηγεί σε ακριβείς λύσεις όσον αφορά τη τιμή της μετακίνησης στόχου δ_t , χωρίς να απαιτείται η εφαρμογή κάποιας θαμυστικής διαδικασίας, ενώ διατηρείται η γραφική προσέγγιση της αρχικής μεθόδου του ATC-40 που είναι χρήσιμη για την εξαγωγή συμπερασμάτων σχετικά με το βαθμό ανεπάρκειας και την απαιτούμενη επέμβαση στην κατασκευή. Η μέθοδος των ανελαστικών φασμάτων αποτελεί το βασικό εργαλείο που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία στις αποτιμήσεις. Συνεπώς κρίνεται σκόπιμο να παρουσιασθεί συνοπτικά παρακάτω.

Σύμφωνα με τη μέθοδο των ανελαστικών φασμάτων απαίτησης, η λογική του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος και της ισοδύναμης ιξώδους απόσβεσης, η οποία υιοθετείται ώστε να προκύψει το μειωμένο φάσμα που εκφράζει τις απαιτήσεις στη μέθοδο των φασμάτων ικανότητας, «αντικαθίσταται» από τη χρήση ανελαστικών φασμάτων απαίτησης. Τα φάσματα αυτά μπορούν εύκολα να προκύψουν από το ελαστικό μέσω απλών σχέσεων, όπου η ανελαστικότητα λαμβάνεται υπόψη μέσω του συνολικού δείκτη πλαστιμότητας μ της κατασκευής. Τέτοιες σχέσεις είναι οι ακόλουθες

$$D = \mu \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 A_y$$

$$A_y = \frac{A}{R}$$

όπου

D η φασματική μετατόπιση (ανελαστική τιμή)

A_y η φασματική επιτάχυνση στη διαρροή

μ ο συνολικός δείκτης πλαστιμότητας

R ο δείκτης συμπεριφοράς που υπολογίζεται σαν συνάρτηση του μ σύμφωνα με τις σχέσεις

$$R = \mu \quad T \geq T_c$$

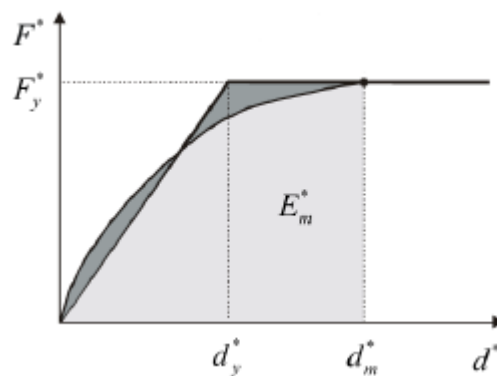
$$R = 1,0 + (\mu - 1)T/T_c \quad T < T_c$$

όπου T η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου στην υπόψη διεύθυνση και T_c η περίοδος στην αρχή του φθίνοντος κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων. Από τις προηγούμενες σχέσεις προκύπτουν φάσματα ίσης πλαστιμότητας, με τη χρήση των οποίων υπολογίζεται η ζητούμενη μετακίνηση στόχος δ_t (η φασματική τιμή της) άμεσα, ως το σημείο τομής του εξιδανικευμένου διγραμμικού φάσματος ικανότητας με συγκεκριμένο ανελαστικό φάσμα απαίτησης σύμφωνα με την ακόλουθη διαδικασία:

1. Σχεδιασμός του ελαστικού φάσματος απαίτησης.

2. Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης σε φάσμα ικανότητας σύμφωνα με όσα έχουν ήδη αναφερθεί και σχεδιασμός της στο ίδιο σύστημα αξόνων με το ελαστικό φάσμα.
3. Υπολογισμός και σχεδίαση των ανελαστικών φασμάτων απαίτησης για διάφορες τιμές του δείκτη πλαστιμότητας μ .
4. Εύρεση των σημείων τομής του εξιδανικευμένου διγραμμικού φάσματος ικανότητας με τα ανελαστικά φάσματα. Για κάθε σημείο d_{pi} υπολογίζεται ο δείκτης πλαστιμότητας $\mu = d_{pi}/d_y$. Το ζητούμενο σημείο επιτελεστικότητας (μετακίνηση στόχος) είναι αυτό για το οποίο η προσδιοριζόμενη τιμή του μ ταυτίζεται με αυτήν του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος απαίτησης.

Από τη σύντομη παρουσίαση της μεθόδου είναι εμφανής η ευκολία εφαρμογής της, η οποία είναι αντίστοιχη με αυτήν της μεθόδου των συντελεστών, ενώ δεν αλλοιώνεται ο γραφικός χαρακτήρας της που διευκολύνει την εξαγωγή συμπερασμάτων. Όσον αφορά το εξιδανικευμένο διγραμμικό φάσμα ικανότητας, αυτό είναι δυνατόν να προκύψει από την αντίστοιχη διγραμμική καμπύλη αντίστασης. Ωστόσο, η εφαρμογή της μεθόδου προϋποθέτει τη χρήση ελαστικών – πλήρως πλαστικών διαγραμμάτων ικανότητας (Chopra & Goel, 1999, Fajfar, 1999), οπότε στα πλαίσια της παρούσης εργασίας, για την εξιδανίκευση των καμπυλών τέμνουσας βάσης – μετατόπισης που προέκυψαν από ανελαστικές στατικές αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε η διαδικασία που προτείνεται στον Ευρωκώδικα 8 (EC8) και παρουσιάζεται στο σχήμα που ακολουθεί.



Σχήμα 4.7 Διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας (EC8, 2003).

Σημειώνεται ότι η διαδικασία προσδιορισμού της στοχευόμενης μετακίνησης που προτείνεται στον EC8 βασίζεται στη λογική των ανελαστικών φασμάτων απαίτησης, ενώ η σύνδεση των μεγεθών R και μ γίνεται μέσω των σχέσεων που παρουσιάστηκαν παραπάνω.

Συνοψίζοντας όσα αναφέρθηκαν προηγουμένως, είναι εμφανές ότι η διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας ενός κτιρίου με χρήση της στατικής ανελαστικής ανάλυσης απαιτεί τον υπολογισμό της μετατόπισης στόχου, για την οποία διατίθενται οι

εναλλακτικές μέθοδοι, όπως αυτές παρουσιάστηκαν ανωτέρω. Οι προτεινόμενες μέθοδοι δεν διαφέρουν σημαντικά ως προς την ακρίβειά τους, γεγονός που επιβεβαιώνεται και

από την ελαστικότητα των κανονιστικών κειμένων που επιτρέπουν την χρήση εναλλακτικών διαδικασιών πέραν αυτής που προτείνει κάθε κανονισμός.

Κεφάλαιο 5 Περιγραφή και προσομοίωση του υπό εξέταση κτιρίου

5.1 Γενικά στοιχεία

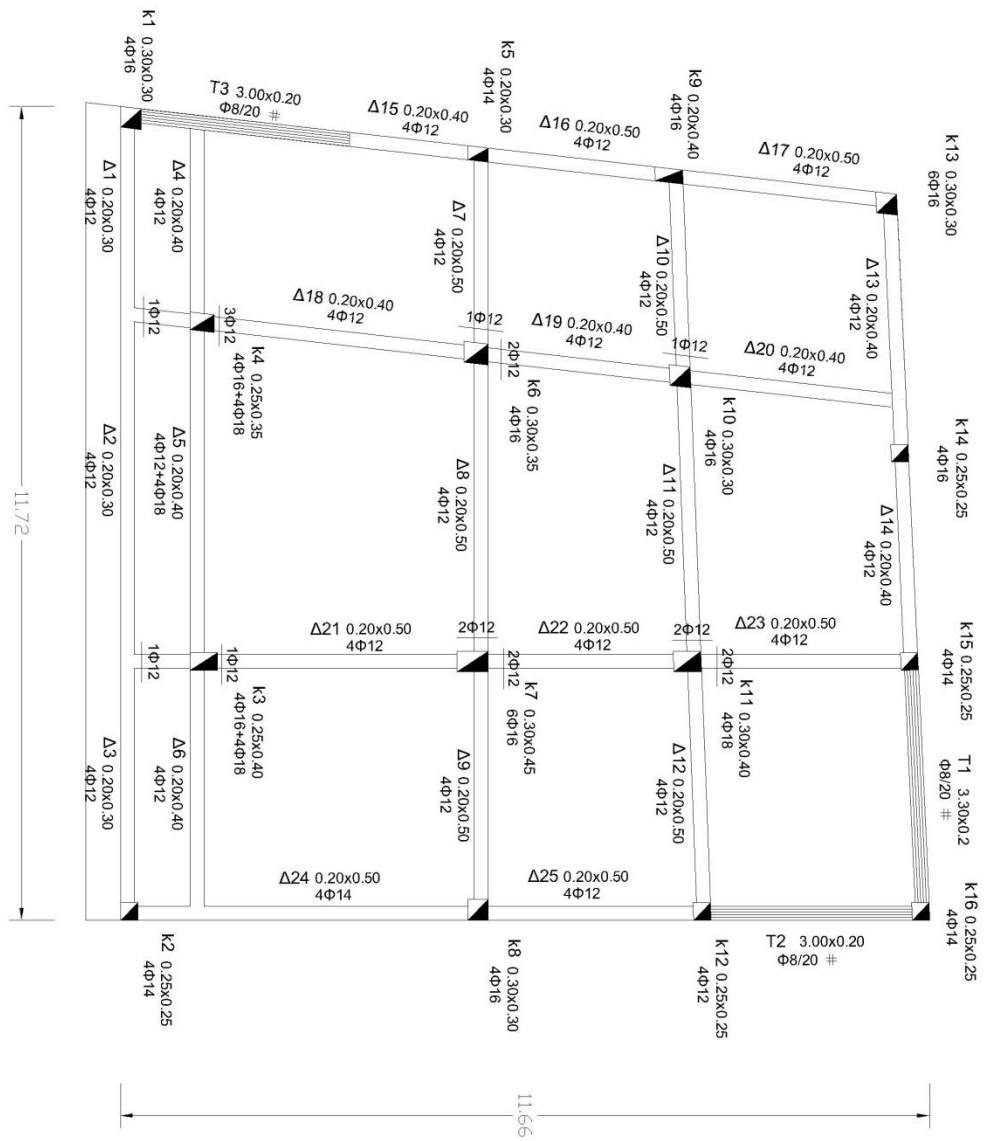
Το κτίριο που χρησιμοποιείται στην παρούσα διπλωματική εργασία βρίσκεται στην Καλαμάτα και κατασκευάστηκε το 1961. Είναι ένα τριώροφο κτίριο με συνολικό ύψος 11m. Το ύψος του ισογείου είναι 5m και το ύψος του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου είναι 3m. Οι διαστάσεις κάτοψης του ισογείου και των 2 ορόφων είναι ίδιες και ίσες με 11.72 m και 11.66m, δηλαδή το εμβαδό κάτοψης είναι 136.6 m².

Από κατασκευαστικής άποψης πρόκειται για ένα κτίριο που αποτελείται κυρίως από υποστυλώματα, ένα γωνιακό τοίχωμα στη βορειοανατολική πλευρά του κτιρίου και ένα τοίχωμα αντιδιαμετρικά του γωνιακού τοιχώματος στη γ διεύθυνση. Τα υποστυλώματα βρίσκονται σε φατνώματα περίπου ίσων διαστάσεων δημιουργώντας μια ομοιόμορφη διάταξη. Το γωνιακό τοίχωμα έχει σαν αποτέλεσμα την απόσταση του κέντρου μάζας από το κέντρο δυσκαμψίας στη x διεύθυνση με αποτέλεσμα να δημιουργείται στρέψη στο κτίριο.

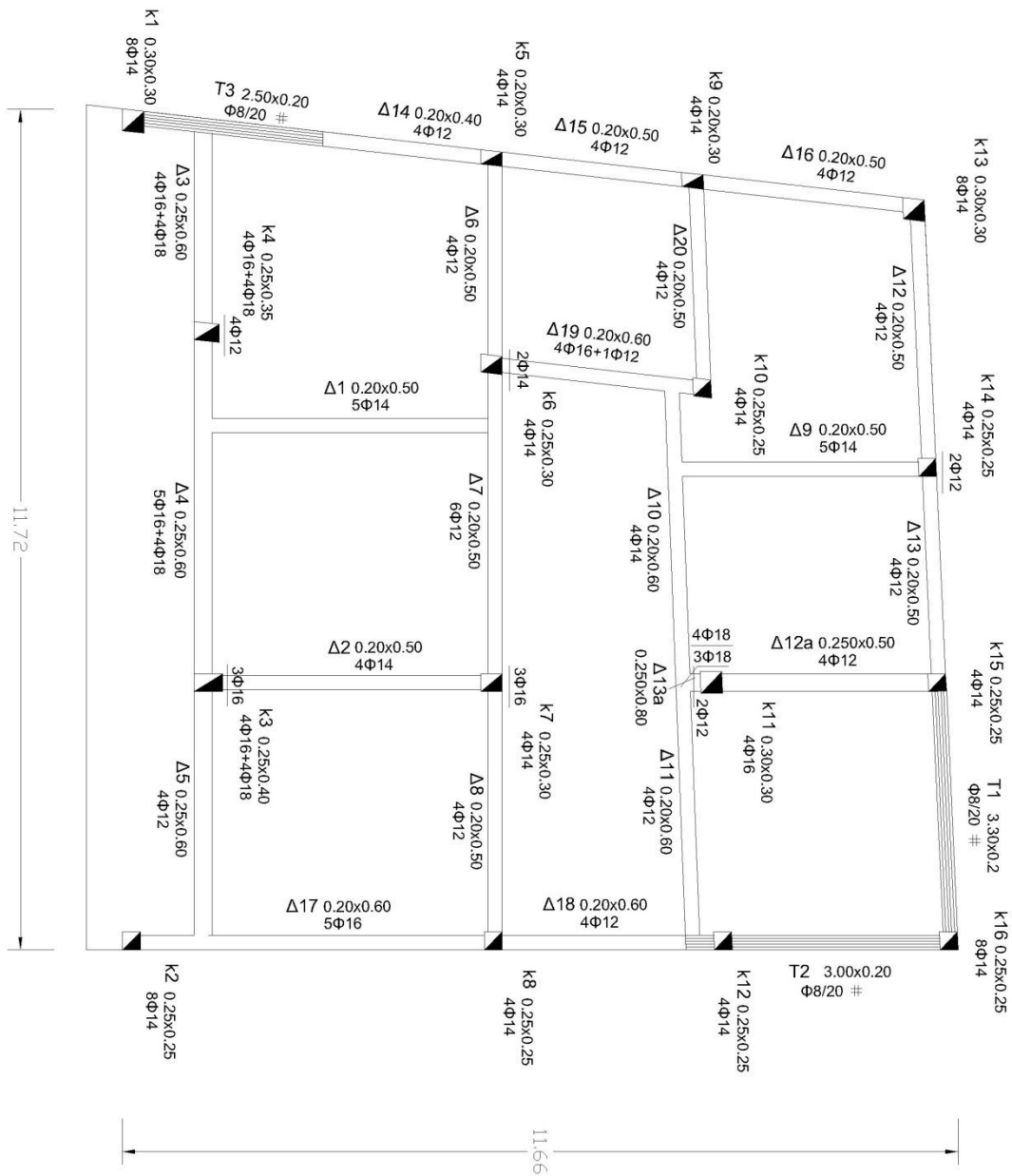
Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση και τους υπολογισμούς που έγιναν στο κτίριο είναι το SAP 2000 v14. Στη συνέχεια θα παρουσιαστούν κάποια στοιχεία για την προσομοίωση του κτιρίου.



Σχήμα 5.1 Όψη κτιρίου



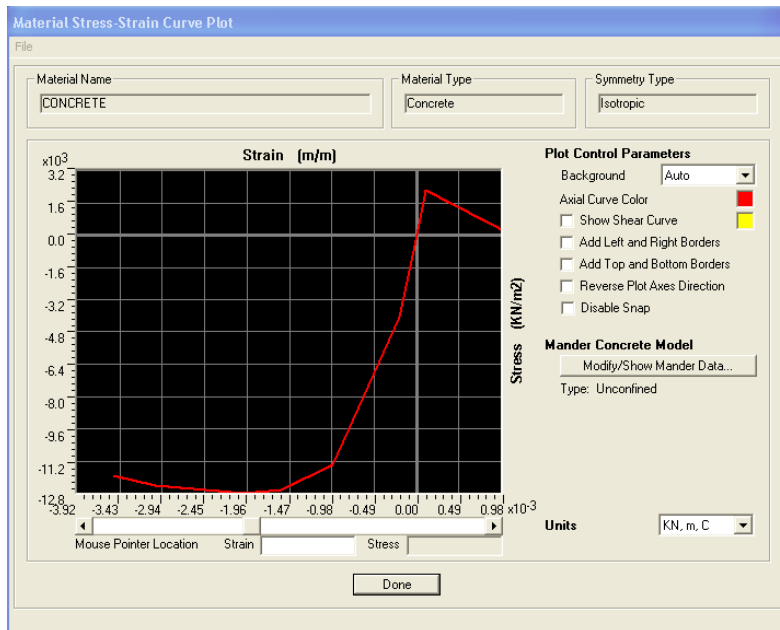
Σχήμα 5.2 Κάτοψη 1^{ου} ορόφου



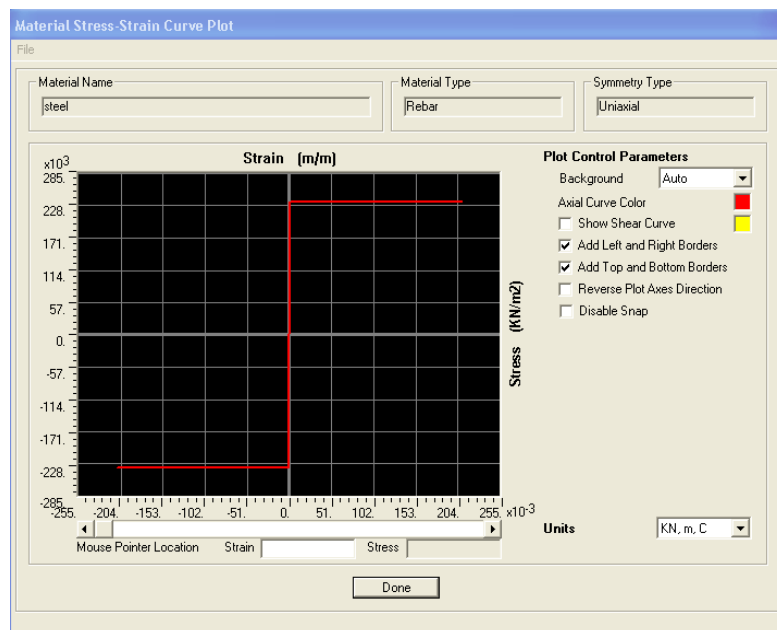
Σχήμα 5.3 Κάτοψη 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου

5.2 Υλικά

Για την προσομοίωση της υφιστάμενης κατασκευής χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές (παρ. 4.5.3.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ) για τα χαρακτηριστικά των υλικών, καθώς σκοπός της ανάλυσης είναι η σεισμική αποτίμηση και όχι ο σχεδιασμός. Το σκυρόδεμα είναι κατηγορίας B160 (αντοχή κυβικού δοκιμίου 16.0 MPa, Βασιλικό διάταγμα 1954), επομένως επιλέχθηκε η μέση τιμή 12.8MPa(Σχήμα 5.2),και το μέτρο ελαστικότητας υπολογίστηκε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα. Ο χάλυβας κατηγορίας St 37 με μέση τιμή τάσεως διαρροής 225 MPa.



Σχήμα 5.4 Διάγραμμα Τάσεων-Παραμορφώσεων για μη περισφιγμένο σκυρόδεμα B160, SAP2000V14.2.



Σχήμα 5.5 Διάγραμμα Τάσεων-Παραμορφώσεων για χάλυβα St I , SAP2000V14.2

Η μέση τιμή αντοχής, για σύγχρονα, συνήθη και συμβατικά υλικά, μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής, με βάση την χαρακτηριστική τιμή:

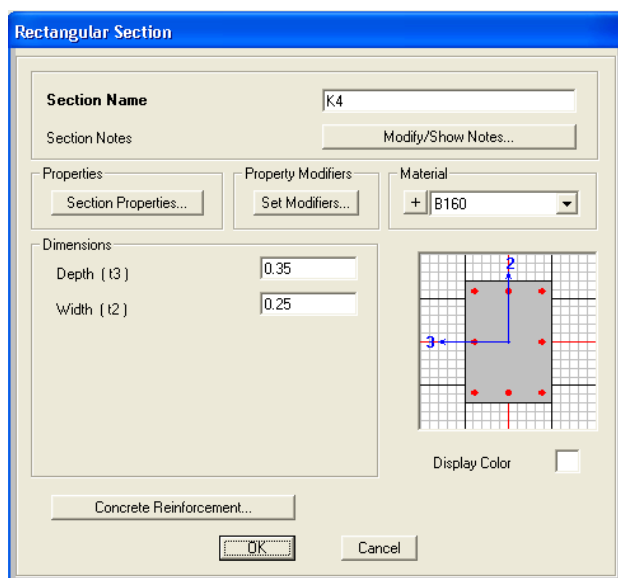
- Σκυροδέματα $f_m = f_k + 8.0 \text{ MPa}$
- Χάλυβες B500(C ή A) $f_m = (1,10 \text{ ή } 1,05) f_k$, για $\Phi \leq 16$ ή $\geq 18 \text{ mm}$, αντιστοίχως.

Για τις παραπάνω τιμές υπάρχει και ένας συντελεστής ασφαλείας υλικών $\gamma_m = 1.15$ (4.5.3.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ). Τα υλικά της ενίσχυσης θα είναι σκυρόδεμα C16/20 με μέση αντοχή $18/1.15 = 24.4 \text{ MPa}$ και χάλυβας B500C με μέση τιμή τάσεως διαρροής $1.05 * 500 / 1.15 = 456 \text{ MPa}$ και τάσεως αστοχίας 593 MPa , για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων.

5.3 Γεωμετρία

5.3.1 Υποστυλώματα- Τοιχώματα

Τα υποστυλώματα είναι ορθογωνικής και τετραγωνικής κάτοψης με διαστάσεις που ποικίλουν. Το ποσοστό του οπλισμού στο ισόγειο κυμαίνεται από 0.01 έως και 0.02. Στη μελέτη δεν υπάρχει αναφορά για συνδετήρες στα υποστυλώματα. Θεωρήθηκαν συνδετήρες διαμέτρου 6mm ανά 30 cm.



Σχήμα 5.6 Διατομή υποστυλώματος στο SAP2000V14.2

Ο οπλισμός των υποστυλωμάτων και των κρυφουποστυλωμάτων των τοιχωμάτων σε κάθε στάθμη ορόφου παρουσιάζεται στον πίνακα που ακολουθεί. Ο οπλισμός κορμού και ο οριζόντιος οπλισμός του των τοιχωμάτων είναι $\Phi 8/20$.

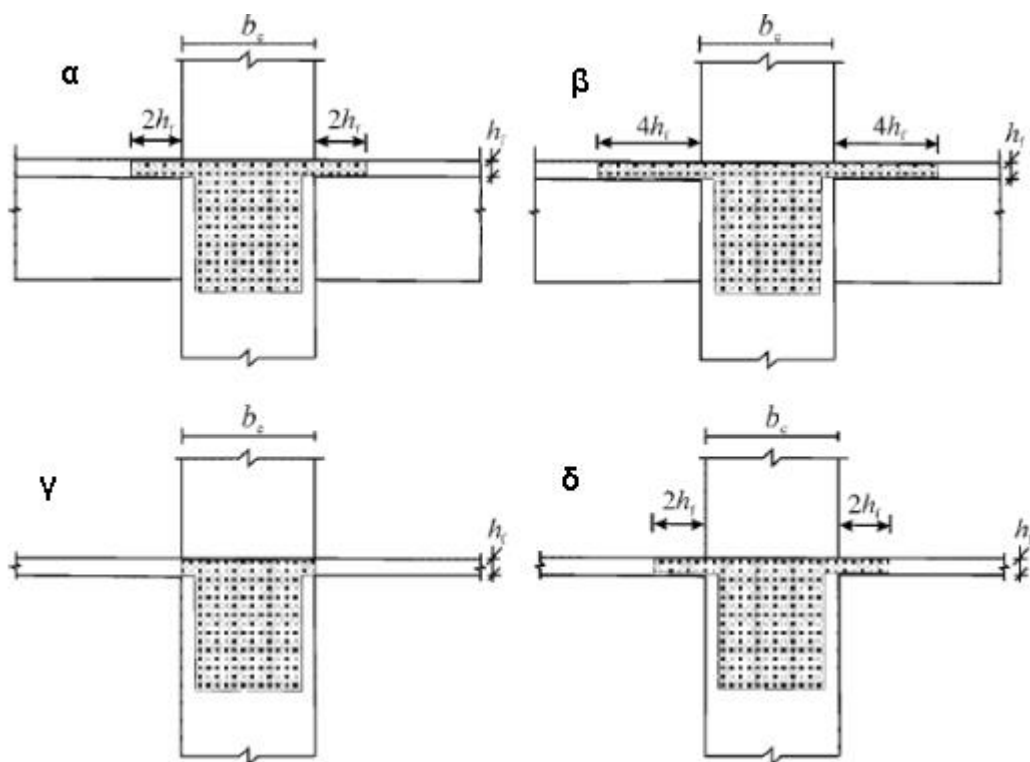
		ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
Κ1(Τ3)	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	30Χ30	30Χ30	30Χ30
	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	8Φ14	8Φ14	8Φ14
Κ2	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	25Χ25	25Χ25	25Χ25
	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	4Φ14	8Φ14	8Φ14
Κ3	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	25Χ35	25Χ35	25Χ25
	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	4Φ16+4Φ18	4Φ16+4Φ18	4Φ14
Κ4	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	25Χ40	25Χ40	25Χ25
	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	4Φ16+4Φ18	4Φ16+4Φ18	4Φ14
Κ5	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	20Χ30	20Χ30	20Χ30
	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	4Φ14	4Φ14	4Φ14
Κ6	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	30Χ35	25Χ30	25Χ25
	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	4Φ16	4Φ14	4Φ14
Κ7	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	30Χ45	25Χ30	25Χ25
	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	6Φ16	4Φ14	4Φ14
Κ8	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	30Χ30	25Χ25	25Χ25
	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	4Φ16	4Φ14	4Φ14
Κ9	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	20Χ40	20Χ30	20Χ30
	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	4Φ16	4Φ14	4Φ14
Κ10	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	30Χ30	25Χ25	25Χ25
	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	4Φ16	4Φ14	4Φ14
Κ11	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	30Χ40	30Χ30	25Χ25
	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	4Φ18	4Φ16	4Φ14
Κ12(Τ1-2)	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	25Χ25	25Χ25	25Χ25
	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	4Φ12	4Φ14	4Φ14
Κ13	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	30Χ30	30Χ30	30Χ30
	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	6Φ16	8Φ14	8Φ14
Κ14	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	25Χ25	25Χ25	25Χ25
	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	4Φ14	4Φ14	4Φ14
Κ15(Τ1-2)	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	25Χ25	25Χ25	25Χ25
	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	4Φ14	4Φ14	4Φ14
Κ16(Τ1-2)	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	25Χ25	25Χ25	25Χ25
	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	4Φ14	8Φ14	8Φ14

5.3.2 Δοκοί

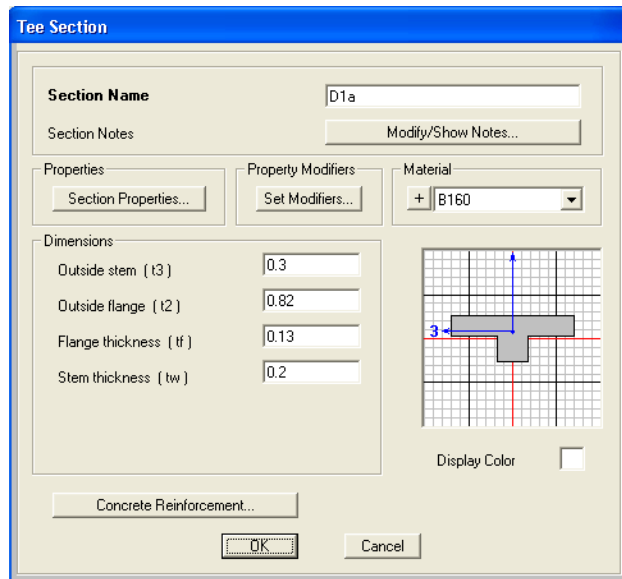
Οι δοκοί του κτιρίου έχουν διαστάσεις από 20x30 cm έως 20x60 cm, στις οποίες οι μισές ράβδοι εφελκυσμένου οπλισμού των ανοιγμάτων των δοκών κάμπτονται προς τα άνω στις περιοχές των στηρίξεων και επιπλέον υπάρχουν και τα πρόσθετα σίδερα που τοποθετούνται άνω στις στηρίξεις. Στις δοκούς που έχουν ύψος 60 cm τοποθετούνται στο μέσο 2Φ12. Οι δοκοί έχουν κλειστούς συνδετήρες διαμέτρου 6 mm ανά 20cm. Οι πλάκες έχουν πάχος 13 cm και έχουν οπλισμό από Φ7/18 έως Φ8/11.

Το συνεργαζόμενο πλάτος των δοκών b_{eff} μπορεί να υπολογιστεί σύμφωνα με τον ευρωκώδικα ως εξής (Ευρωκώδικας 8, Μέρος 1, 5.4.3.1.(3)):

- Για κύριες σεισμικές δοκούς που εδράζονται σε εξωτερικά υποστυλώματα, το συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος b_{eff} λαμβάνεται ίσο με το πλάτος b_c του υποστυλώματος, εάν δεν υπάρχει εγκάρσια δοκός (Σχήμα 5.6β), ή ίσο με το πλάτος αυτό αυξημένο κατά $2h_f$ σε κάθε πλευρά της δοκού, εάν υπάρχει εγκάρσια δοκός παρόμοιου ύψους (Σχήμα 5.6α)
- Για κύριες σεισμικές δοκούς που εδράζονται σε εσωτερικά υποστυλώματα, τα παραπάνω πλάτη μπορούν να αυξηθούν κατά $2h_f$ σε κάθε πλευρά της δοκού (Σχήματα 5.6γ και δ).



Σχήμα 5.7 Συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} δοκών που εδράζονται σε υποστυλώματα



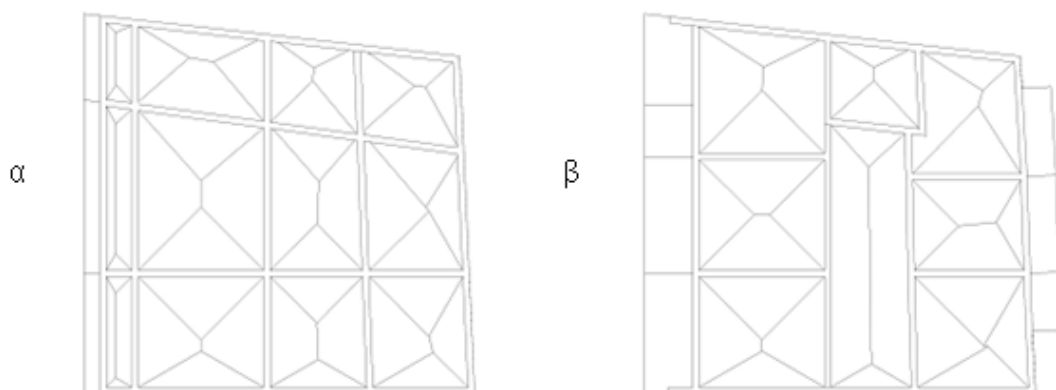
Σχήμα 5.8 Διατομή δοκού στο SAP2000V14.2

Κατά την προσομοίωση των δοκών λαμβάνονται υπόψη και τα σίδερα της πλάκας. Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται αναλυτικά οι διατομές των δοκών και οι οπλισμοί τους.

5.4 Φορτία

Τα φορτία μεταφέρονται στις δοκούς ως γραμμικά φορτία τα οποία μη περιλαμβάνοντας τα ίδια βάρη των δοκών αφού τα υλικά των δοκών περιέχουν το ίδιο βάρος όπως και τα υλικά των υποστυλωμάτων έχουν οριστεί με το ίδιο βάρος τους.

Στο σχήμα 5.7 φαίνεται η υποδιαίρεση της επιφάνειας των ορθογωνικών πλακών σε τριγωνική και τραπεζοειδής. Τα φορτία κατανέμονται στις δοκούς ως ομοιόμορφα. Η κατανομή του φορτίου από τις πλάκες στις δοκούς γίνεται με βάση της επιφάνειας που αντιστοιχεί σε κάθε δοκό ανάλογα με τον τρόπο στήριξης της.



Σχήμα 5.9 Κατανομή φορτίων στην κάτοψη του 1^{ου} ορόφου (α) και 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου (β)

Αναλυτικά οι τιμές των φορτίων που λήφθηκαν υπόψη έχουν ως εξής:

Μόνιμα : Ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος 25 kN/m^3

Οπτοπλινθοδομές μπατικές $3. \text{ kN/m}^2$

Οπτοπλινθοδομές δρομικές 2 kN/m^2

Επικαλύψεις $1,5 \text{ kN/m}^2$

Κινητά : Πλακών 2 kN/m^2

Εξωστών 5 kN/m^2

Κλιμάκων $3,5 \text{ kN/m}^2$

Βατού δώματος 2 kN/m^2

5.5 Προσομοίωση φορέα

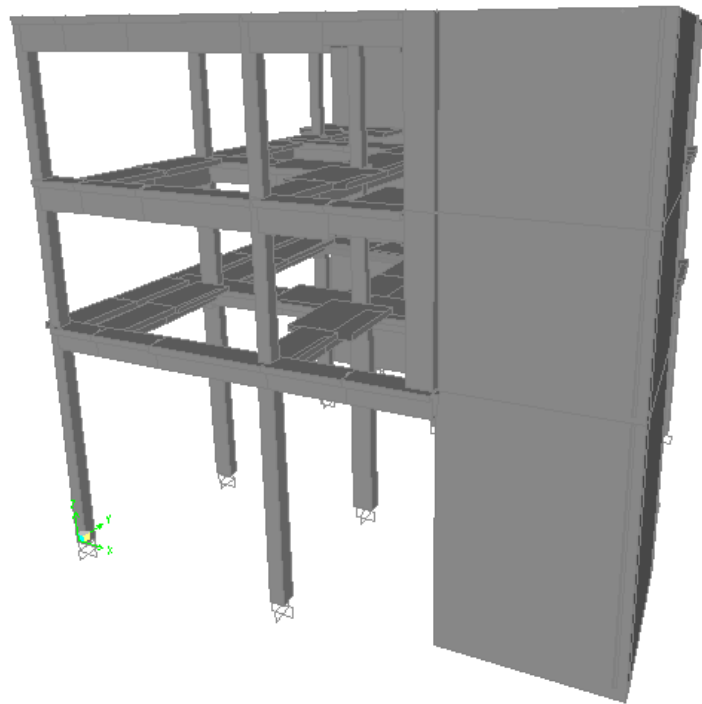
Σύμφωνα με τη μέθοδο *Pushover analysis* πραγματοποιείται ελαστοπλαστική ανάλυση με βάση την παραδοχή ότι οι σεισμικές δράσεις θα προκαλέσουν μια μέγιστη πιθανή μετακίνηση στον φορέα. Για την μετακίνηση αυτή ελέγχονται οι παραμορφώσεις και οι αντοχές των μελών της κατασκευής και εντοπίζονται οι πιθανές βλάβες στο φέροντα οργανισμό. Η ελαστοπλαστική ανάλυση βασίζεται στην κλασσική θεώρηση του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στροφής. Κατά την ανάλυση αυτή επιβάλλονται στο κτήριο βαθμιαία αυξανόμενες πλευρικές μετατοπίσεις και προκύπτει η καμπύλη συμπεριφοράς που συσχετίζει την αναπτυσσόμενη τέμνουσα βάσης με τη μετακίνηση της οροφής του κτηρίου.

Με την εφαρμογή της μεθόδου ορίζουμε στα μέλη μας το νόμο παραμόρφωσης και τα επίπεδο βλαβών που θα ακολουθήσουν. Στα υποστυλώματα και στις δοκούς ορίζουμε στα άκρα νόμο παραμόρφωσης ώστε να επηρεάζονται από την αξονική δύναμη και τη διαξονική κάμψη.

Για την προσομοίωση της υπάρχουσας κατασκευής καθορίζεται ο τρισδιάστατος κάρναβος εργασίας έπειτα ορίζονται γραφικά πρώτα η συνδεσμολογία των δομικών στοιχείων και στη συνέχεια οι διατομές των μελών καθώς και οι υπάρχοντες διαμήκεις και εγκάρσιοι οπλισμοί. Στη συνέχεια ορίζονται τα κατανεμημένα φορτία στις δοκούς και τέλος η επιλογή της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών. Η προσομοίωση όλων των κύριων στοιχείων, δοκοί υποστυλώματα και τοιχώματα, έγινε με ραβδωτά στοιχεία συγκεντρωμένης ανελαστικότητας στα άκρα τους και στα δύο λογισμικά.

Η θεώρηση της συγκεντρωμένης ανελαστικότητας δέχεται ότι τα δομικά στοιχεία του φορέα παραμένουν ελαστικά σε όλο τους το μήκος εκτός των δύο ακραίων κρίσιμων περιοχών μηδενικού μήκους στις οποίες μπορούν να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις. Κατά τη δημιουργία των πλαστικών αρθρώσεων διαρροή επέρχεται ταυτοχρόνως σε όλα τα σημεία της διατομής μόλις τα εντατικά μεγέθη της διατομής ικανοποιήσουν το κριτήριο διαρροής (όπως η ροπή διαρροής ή το διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπής – αξονικής). Μετά τη διαρροή η συμπεριφορά της διατομής καθορίζεται από τον μετελαστικό της κλάδο, μπορεί να είναι είτε τελείως πλαστική ή

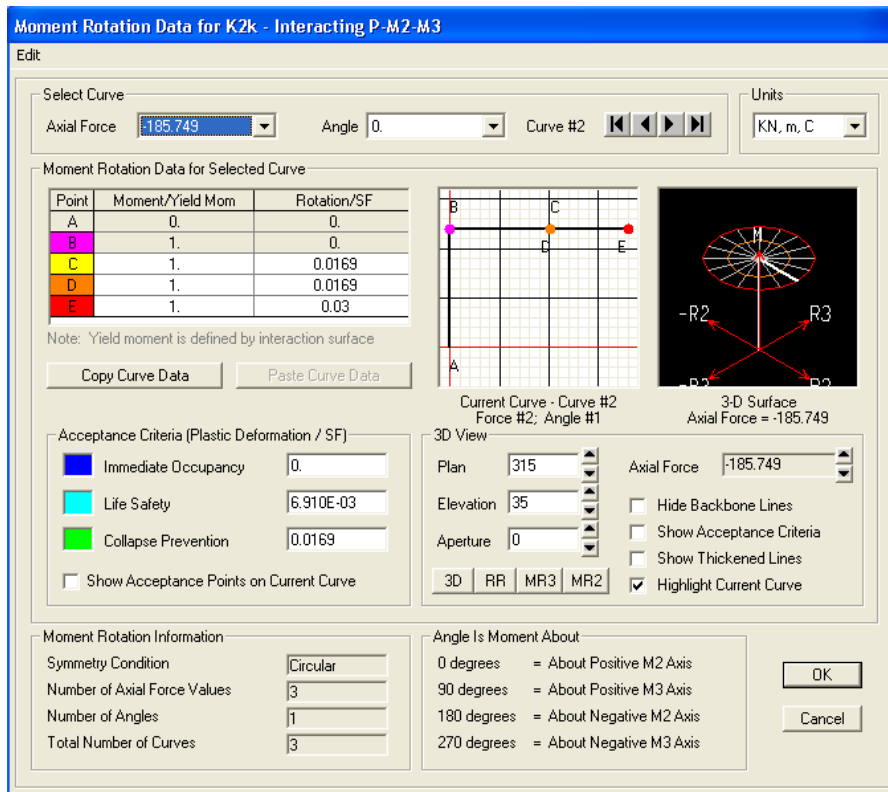
να έχει μια μετελαστική δυσκαμψία.



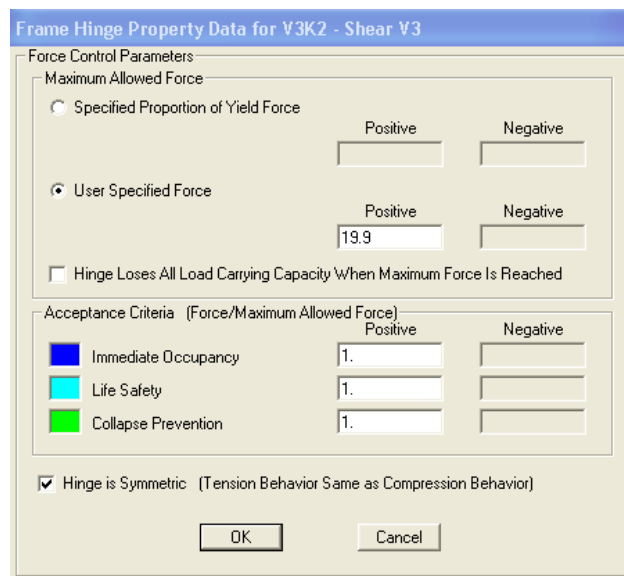
Σχήμα 5.10 Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου στο SAP2000V14.2

Κατά την ανάλυση λαμβάνονται υπόψη τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τον συνδυασμό του σεισμού, δηλαδή (G + 0.3 Q).

Στην ανάλυση γίνεται έλεγχος σε όρους παραμορφώσεων για τα πλάστιμα μέλη και σε όρους δυνάμεων για τις ψαθυρές αστοχίες. Έτσι τοποθετούνται πλαστικές αρθρώσεις σε κάθε άκρο των μελών για τον έλεγχο καμπτικών παραμορφώσεων (θ) όπως και δυνάμεων τέμνουσας. Επομένως τα υποστυλώματα στα άκρα έχουν πλαστικές αρθρώσεις M_{yy} και M_{zz} ενώ ο έλεγχος της τέμνουσας (V_z και V_y) γίνεται στο μέσο τους για λόγους καλύτερης εποπτείας. Στις δοκούς τοποθετούνται στα άκρα οι πλαστικές αρθρώσεις M_{yy} και η τέμνουσα V_z .

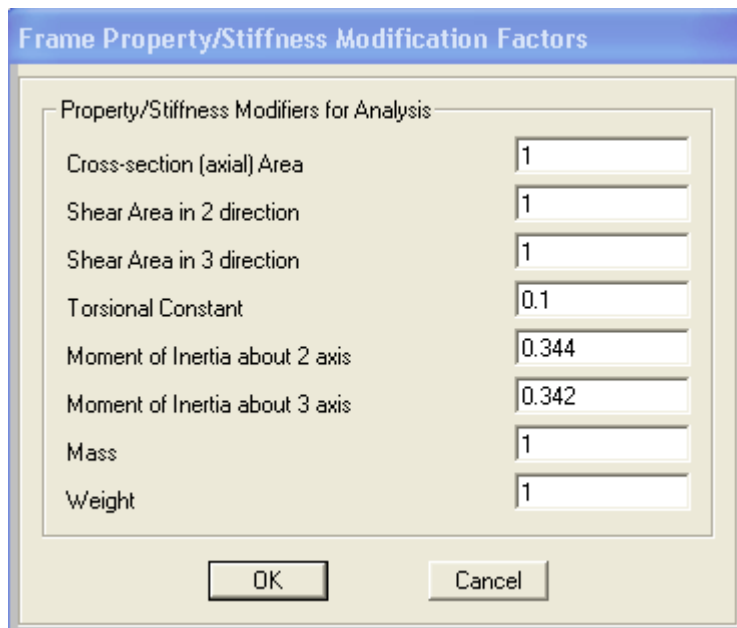


Σχήμα 5.11 Διαγράμματα yy και M_{zz} και στάθμες επιτελεστικότητας



Σχήμα 5.11 Αντοχή σε τέμνουσα διατομής

Οι στάθμες επιτελεστικότητας έχουν την τιμή μονάδα αφού πρόκειται για ψαθυρή αστοχία. Για μη γραμμικές αναλύσεις η δυσκαμψία του μέλους πρέπει να υπολογίζεται για ρηγματωμένη διατομή και αυτό πετυχαίνεται με απομείωση της ροπής αδράνειας της μη ρηγματωμένης.



Σχήμα 5.12 Συντελεστές απομείωσης ροπής αδράνειας στη διατομή SAP2000V14.2

Κεφάλαιο 6 Αποτίμηση υφιστάμενου δομήματος

Κατά την διαδικασία της αποτίμησης της υφιστάμενης κατασκευής έγιναν ελαστικές και μη γραμμικές αναλύσεις με το λογισμικό SAP2000V14.2. Αρχικά έγινε ιδιομορφική ανάλυση στις δύο διευθύνσεις x και y για τον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής αλλά και τον έλεγχο της επίδρασης των ανώτερων ιδιομορφών στην συμπεριφορά της κατασκευής. Ακολουθεί μη-γραμμική στατική ανάλυση με κατανομή πλευρικών φορτίων, εξαρτώμενο από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης, και ο προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης για το φάσμα του Ε.Α.Κ για εδαφική επιτάχυνση 0,24g.

6.1 Ιδιομορφική ανάλυση

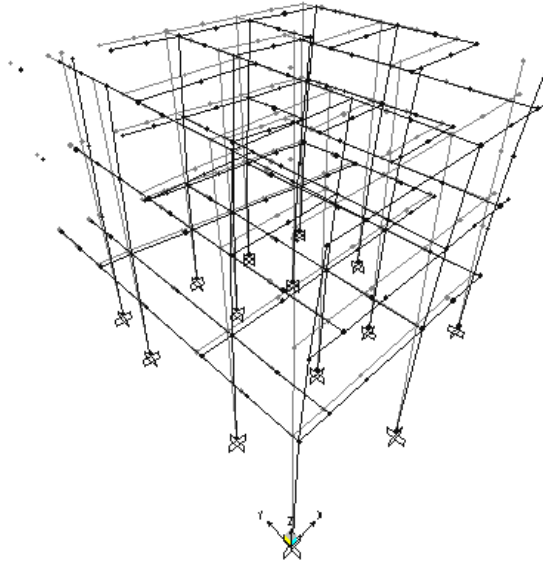
Από τα ποσοστά συμμετοχής της μάζας που αντιστοιχούν στη θεμελιώδη ιδιομορφή για κάθε διεύθυνση εκτιμάται η επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών στην συμπεριφορά της κατασκευής. Υψηλές τιμές των ποσοστών αυτών υποδηλώνουν πως η κατασκευή αποκρίνεται κυρίως σύμφωνα με το σχήμα της θεμελιώδους ιδιομορφής της. Ακολουθούν οι πίνακες με τα δυναμικά χαρακτηριστικά για το κτίριο.

ΠΟΣΟΣΤΟ ΤΑΛΑΝΤΟΥΜΕΝΗΣ ΜΑΖΑΣ				
Ιδιομορφές	Ιδιοπερίοδοι	UX	UY	RZ
	Sec			
1	0.92	0.03265	0.64717	0.02264
2	0.83	0.77562	0.07004	0.53186
3	0.44	0.04406	0.13700	0.28586
4	0.30	0.01327	0.07865	0.00169
5	0.18	0.09484	0.01300	0.07946
6	0.15	0.00019	0.01243	0.00009
7	0.13	0.00633	0.02929	0.04077
8	0.12	0.00001	0.00001	0.00001
9	0.11	0.00004	0.00000	0.00002
10	0.10	0.00001	0.00000	0.00000
11	0.09	0.00024	0.00000	0.00005
12	0.09	0.00066	0.00001	0.00022
13	0.09	0.02024	0.00033	0.00775
14	0.09	0.00867	0.00036	0.00446
15	0.09	0.00006	0.00000	0.00001
16	0.08	0.00009	0.00025	0.00109
17	0.08	0.00003	0.00001	0.00004
18	0.08	0.00011	0.00005	0.00017

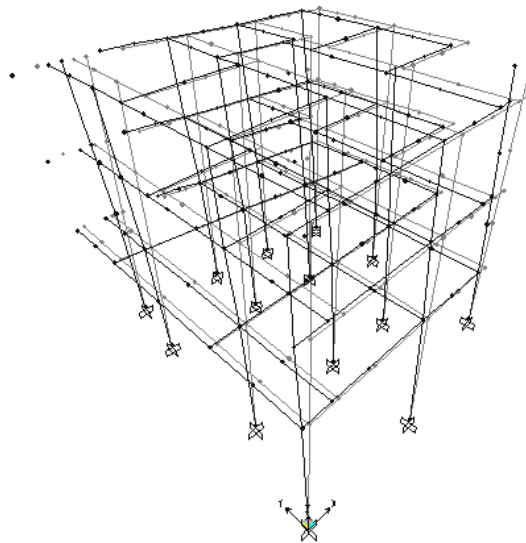
Πίνακας 6.1 Δυναμικά χαρακτηριστικά δομήματος

Για το κτίριο κατά την y-διεύθυνση η 1η καμπτική ιδιομορφή έχει τιμή ιδιοπεριόδου

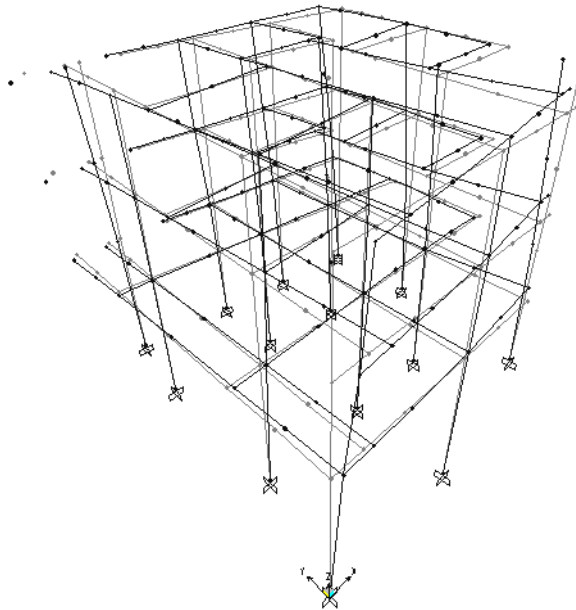
0.92 sec με δρώσα κατά y 64.7% της συνολικής μάζας του κτιρίου ενώ η 1η κατά την x - διεύθυνση έχει τιμή 0.83 sec με δρώσα μάζα κατά x 77% της συνολικής μάζας του κτιρίου.



Σχήμα 6.1 Ιδιομορφή 1^η $T=0.92\text{sec}$ καμπτική κατά y .



Σχήμα 6.2 Ιδιομορφή 2^η $T=0.83\text{ sec}$ καμπτική κατά x .



Σχήμα 6.3 Ιδιομορφή 3^η $T=0.44$ sec στρεπτική.

6.2 Ανελαστική ανάλυση

Η ανελαστική στατική ανάλυση (μέθοδος pushover) είναι μία εξειδικευμένη μέθοδος αποτίμησης, η οποία λαμβάνει υπόψη της φαινόμενα μη γραμμικότητας των δομικών στοιχείων, που οι ελαστικές μέθοδοι δεν υπολογίζουν άμεσα. Εδώ έγινε χρήση των υποδείξεων που δίνει ο ΚΑΝΕΠΕ για τη σωστή εφαρμογή της μεθόδου. Τα αποτελέσματα είναι χρήσιμα για αξιοποίηση με πολλούς τρόπους. Αρχικά η καμπύλη αντίστασης δίνει μία γενική εικόνα για την συμπεριφορά του φορέα και την γενικότερη πλαστιμότητα της. Αποτελεί άλλωστε τον καλύτερο τρόπο για τον ακριβή υπολογισμό του γενικού δείκτη πλαστιμότητας η μιας κατασκευής, τον οποίο στη μέθοδο η λαμβάνουμε σύμφωνα με συμβατικές τιμές που δίνουν οι κανονισμοί. Περαιτέρω βοηθά στην αποκάλυψη αδύναμων σημείων στην κατασκευή και τον ακριβή προσδιορισμό τους. Προσδιορίζεται ακόμη με ακρίβεια ο μηχανισμός αστοχίας και η διαδικασία αυτού (αλληλουχία αστοχιών δομικών στοιχείων), παρέχοντας λεπτομερή δεδομένα για κάθε μία πλαστική άρθρωση που δημιουργείται σε κάθε κόμβο του φορέα. Αποτελεί έτσι σίγουρα την πιο αποτελεσματική μέθοδο αποτίμησης της υφισταμένης κατάστασης μιας κατασκευής, αλλά και μία μέθοδο αξιολόγησης κάθε πιθανής μεθόδου ενίσχυσης (αν εφαρμοστεί η μέθοδος ξανά με προσαρμοσμένες μεταβλητές).

Από την ελαστική δυναμική ανάλυση προέκυψε ότι το ποσοστό συνεισφοράς μάζας των ιδιομορφών σε κάθε διεύθυνση είναι μικρό, γεγονός που μαρτυρεί την σημαντική επίδραση των ανωτέρων ιδιομορφών στη δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής. Επομένως για την μη γραμμική ανάλυση θα γίνουν δύο κατανομές πλευρικών ωθήσεων, η πρώτη θα είναι καθ' ύψος συμβατή με την κατανομή των τεμνουσών ορόφων από την φασματική ανάλυση του κτιρίου (κατανομή α) και η δεύτερη θα είναι ομοιόμορφη κατανομή αποτελούμενη από οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε στάθμης ορόφου (κατανομή β).

6.2.1 Προφίλ πλευρικών δυνάμεων για τη μη γραμμική ανάλυση

Για τον προσδιορισμό της κατανομής των δυνάμεων με το προφίλ των τεμνουσών ορόφων έγινε φασματική ανάλυση με το ελαστικό φάσμα του ευρωκώδικα 8 μέρος 1 (3.2.2.2) για εδαφική επιτάχυνση 0,24g, κατηγορία εδάφους B και πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη.

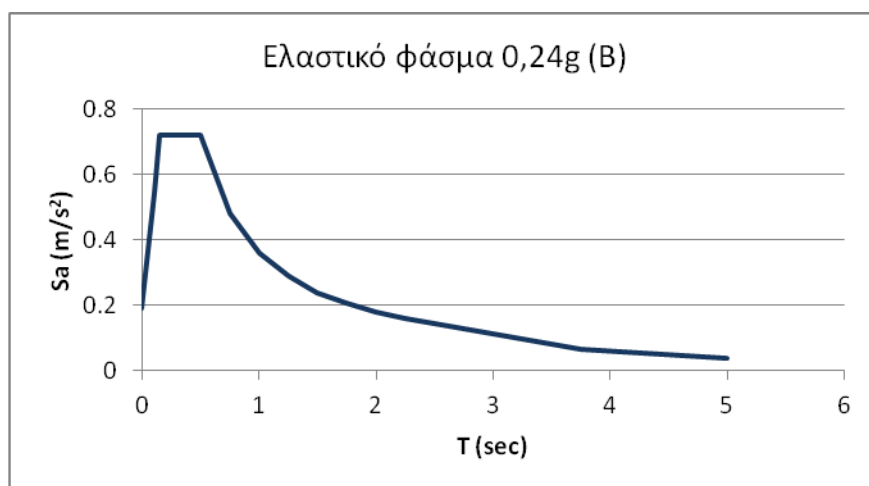
$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

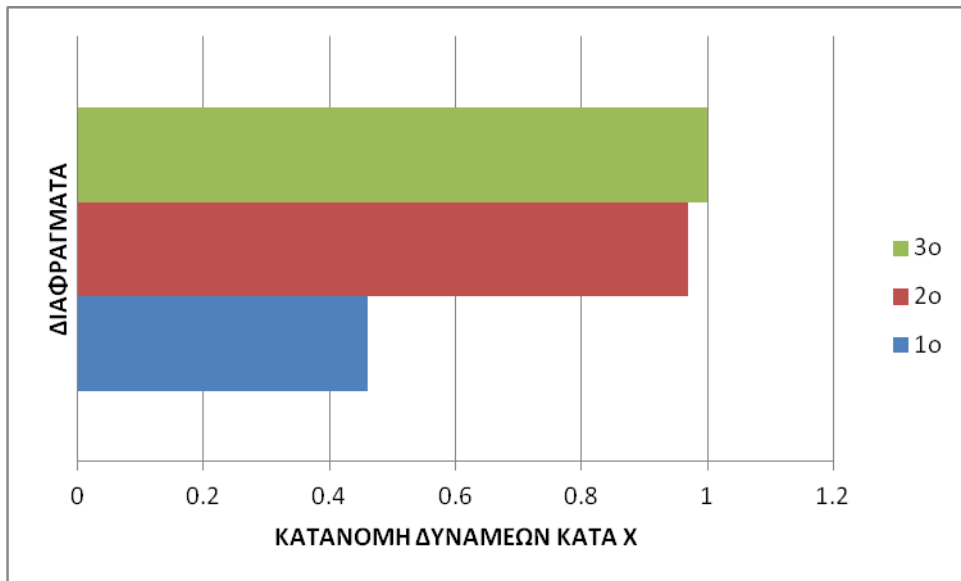
$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

Εδαφικός τύπος	T_B	T_C	S	α	η
B	0,15	0,5	1,2	0,24g	1

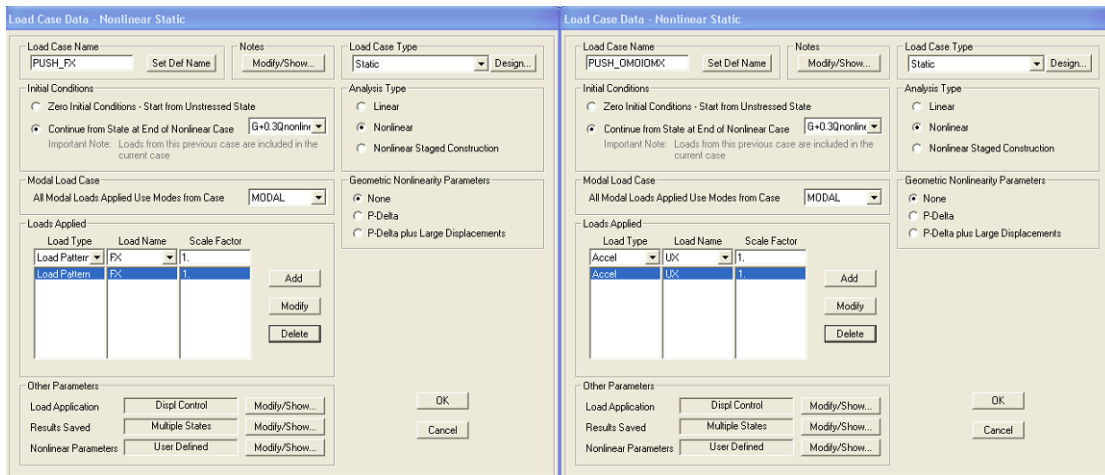


Σχήμα 6.4 Ελαστικό φάσμα για εδαφική επιτάχυνση 0,24g(έδαφος B)

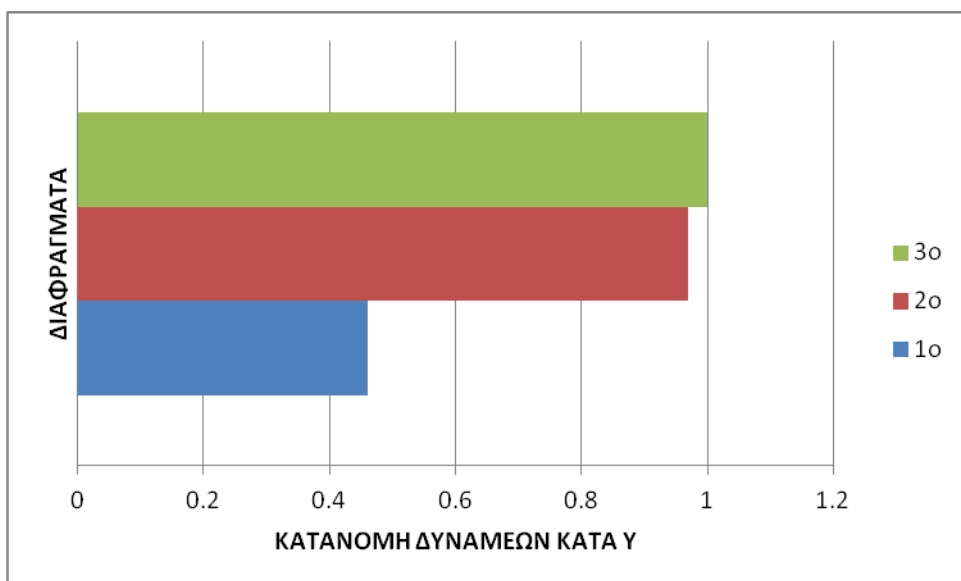
Στη συνέχεια δίνεται το προφίλ των οριζόντιων δυνάμεων ανά όροφο στο κέντρο κάθε διαφράγματος για κατανομή οριζόντιων δυνάμεων σύμφωνα με τις τέμνουσες ορόφων, όπως προέκυψαν από την φασματική ανάλυση (κατανομή α) και για «Ομοιόμορφη» πλευρική φόρτιση:



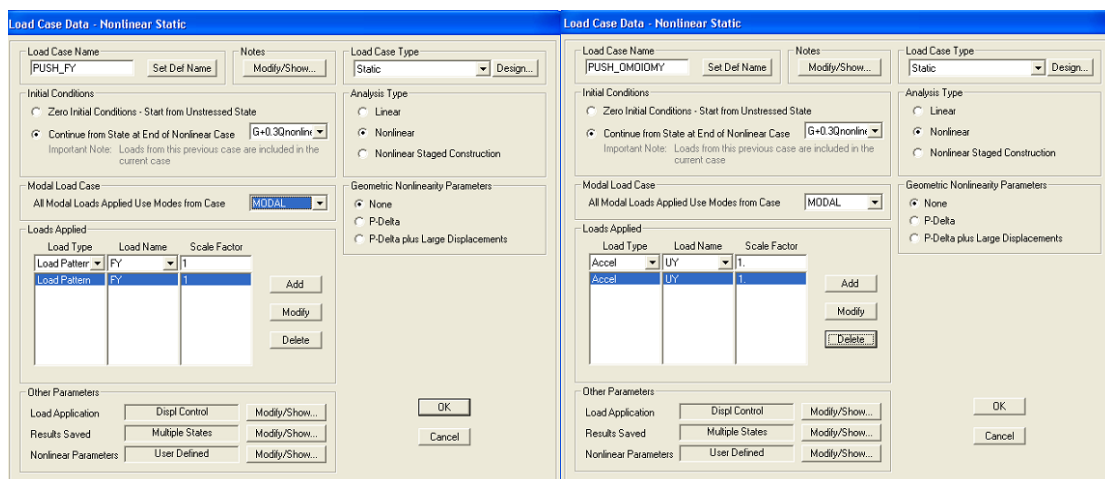
Σχήμα 6.5 Προφίλ κατανομής α κατά x



Σχήμα 6.6 Προφίλ δυνάμεων για κατανομή α και «ομοιόμορφη» κατά x(κατανομή β) στο SAP2000V14



Σχήμα 6.7 Προφίλ δυνάμεων για κατανομή α κατά y

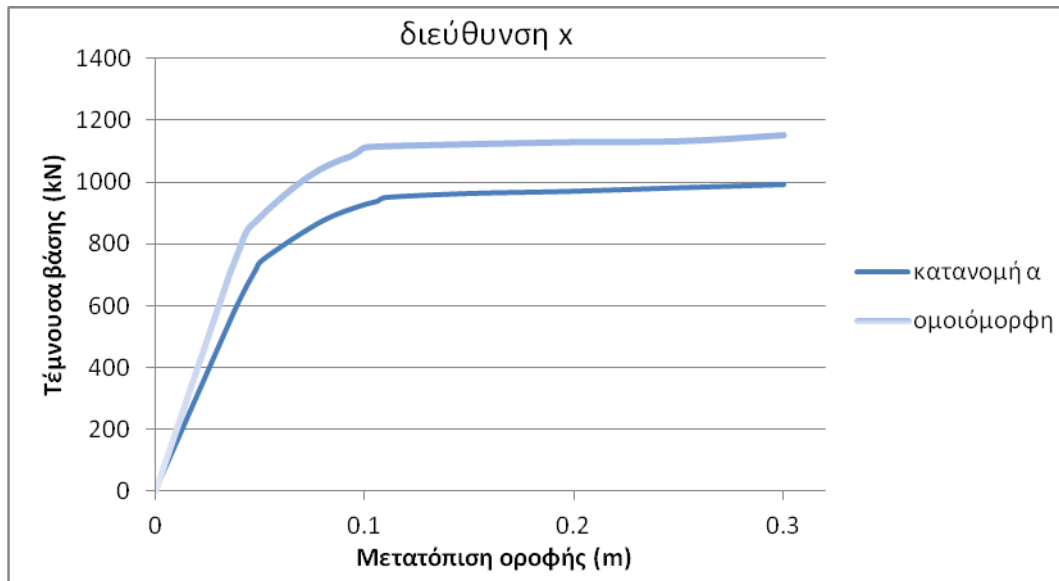


Σχήμα 6.8 Προφίλ δυνάμεων για κατανομή α και «ομοιόμορφη» κατά y στο SAP2000V14.2.

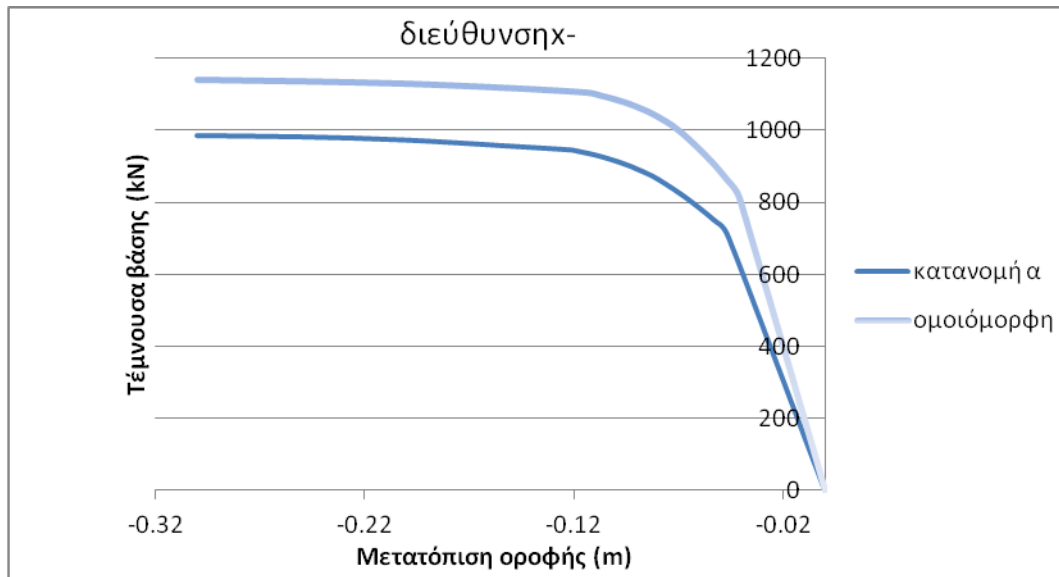
Στην παρούσα εργασία, η ανάλυση του κτιρίου κατά την αποτίμηση, πραγματοποιείται μέσω μιας μέγιστης επιβαλλόμενης μετακίνησης στο κέντρο του υψηλότερου διαφράγματος με ένα δεδομένο προφίλ πλευρικών δυνάμεων στο κέντρο κάθε διαφράγματος. Το προφίλ της μετακίνησης, αρχικά χωρίζεται σε ένα συγκεκριμένο αριθμό βημάτων βάσει των οποίων τελικά γίνεται η ανάλυση του φορέα. Σε κάθε βήμα, η κατασκευή πραγματοποιεί συγκεκριμένη μετακίνηση και για το κάθε βήμα υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην κατασκευή για τη δεδομένη κατάσταση παραμόρφωσης. Επομένως, δίνεται μια μέγιστη μετακίνηση για τον φορέα και παρατηρείται η συμπεριφορά του, βήμα προς βήμα, μέχρι τη στιγμή της κατάρρευσής του, η οποία πραγματοποιείται για μια μετακίνηση μικρότερη από αυτή που δόθηκε ως μέγιστη μετακίνηση. Αυτό γίνεται έτσι ώστε να αναλυθεί ο τρόπος συμπεριφοράς του κτιρίου όχι μόνο για μια συγκεκριμένη σεισμική καταπόνησής του, αλλά για να προσδιοριστεί η καμπύλη συμπεριφοράς του.

6.2.2 Αποτελέσματα μη γραμμικών αναλύσεων

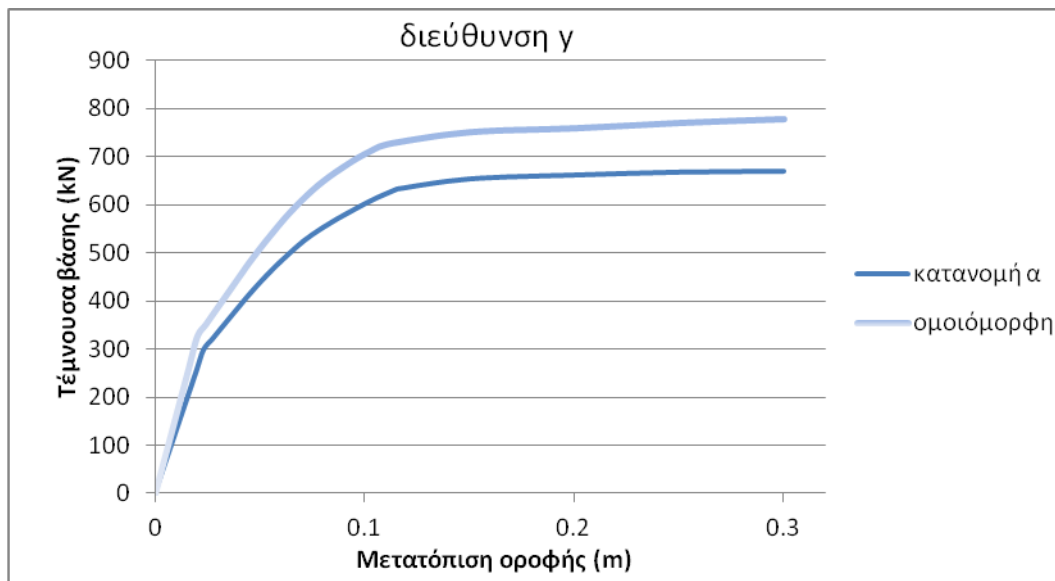
Όπως ήδη έχει αναφερθεί η ανάλυση του κτιρίου θα γίνει σε δύο διευθύνσεις. Οι έλεγχοι, κατά την αποτίμηση του δομήματος με ανελαστική ανάλυση, στα μέλη γίνεται σε όρους παραμορφώσεων (γωνία στροφής χορδής) και σε όρους δυνάμεων (τέμνουσα) και ο τελικός στόχος σ' αυτό το στάδιο θα είναι ο προσδιορισμός της σεισμικής απαίτησης για το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα.



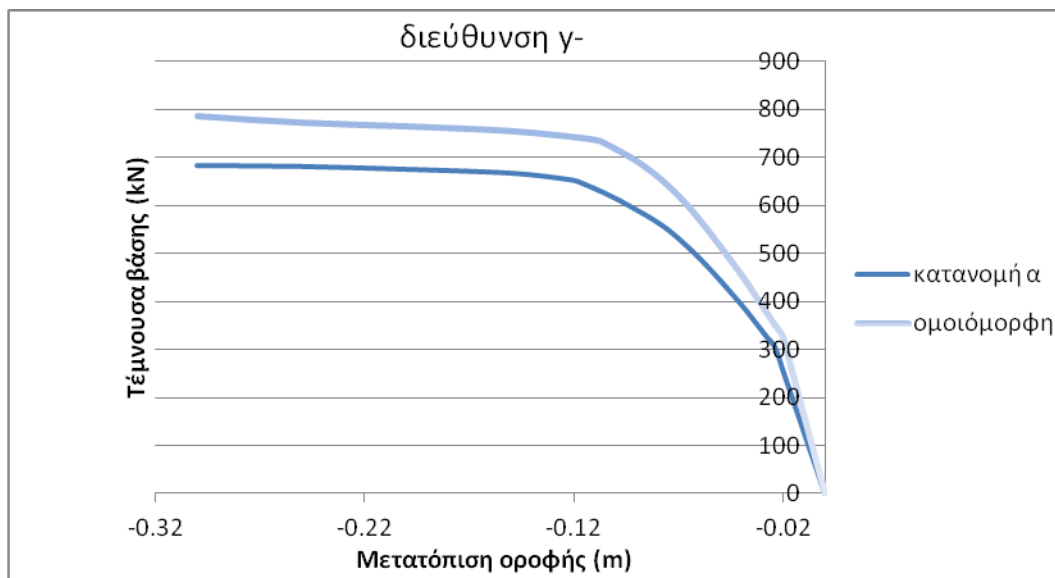
Σχήμα 6.9 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης –μετατόπισης οροφής κατά x για τους δύο τύπους φόρτισης



Σχήμα 6.10 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης –μετατόπισης οροφής κατά -x για τους δύο τύπους φόρτισης



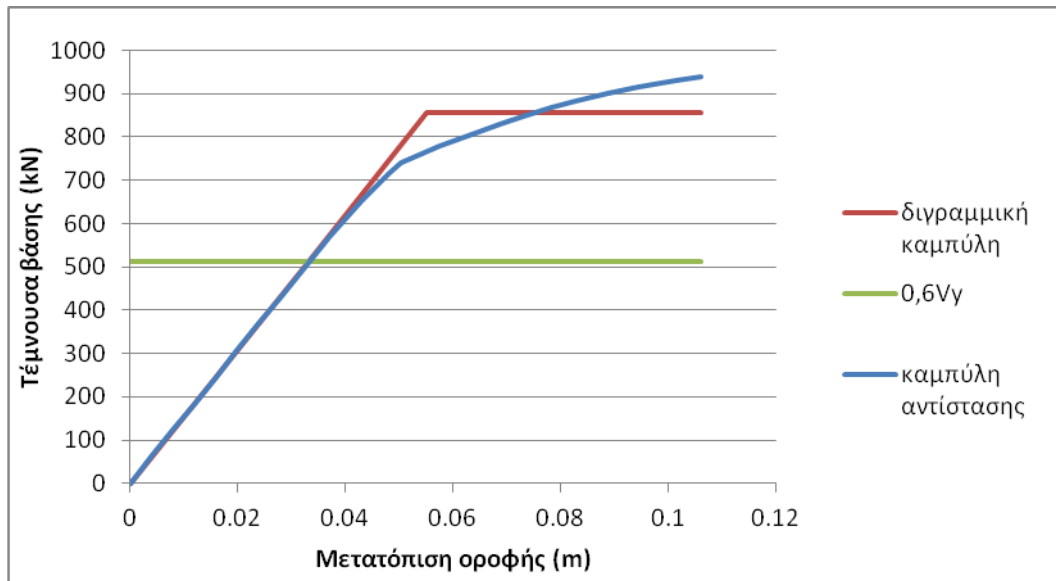
Σχήμα 6.11 Διάγραμμα τέμνουσας βάρσης –μετατόπισης οροφής κατά y για τους δύο τύπους φόρτισης



Σχήμα 6.12 Διάγραμμα τέμνουσας βάρσης –μετατόπισης οροφής κατά y- για τους δύο τύπους φόρτισης

Στη συνέχεια ακολουθεί ο προσδιορισμός της σεισμικής απαίτησης σε μετακίνηση οροφής όπως περιγράφηκε στο κεφ. 4.2.2. Για λόγους συντομίας θα παρουσιασθεί αναλυτικά η διαδικασία για την διεύθυνση x και για κατανομή πλευρικών δυνάμεων σύμφωνα με τις τέμνουσες ορόφων. Για τις υπόλοιπες θα παρουσιασθούν μόνο τα αποτελέσματα αφού η διαδικασία είναι η ίδια.

Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης είναι διγραμμική και τέμνει την καμπύλη αντίστασης στο σημείο που αντιστοιχεί σε 0,6V_y.



Σχήμα 6.13 Εξιδανίκευση της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη.

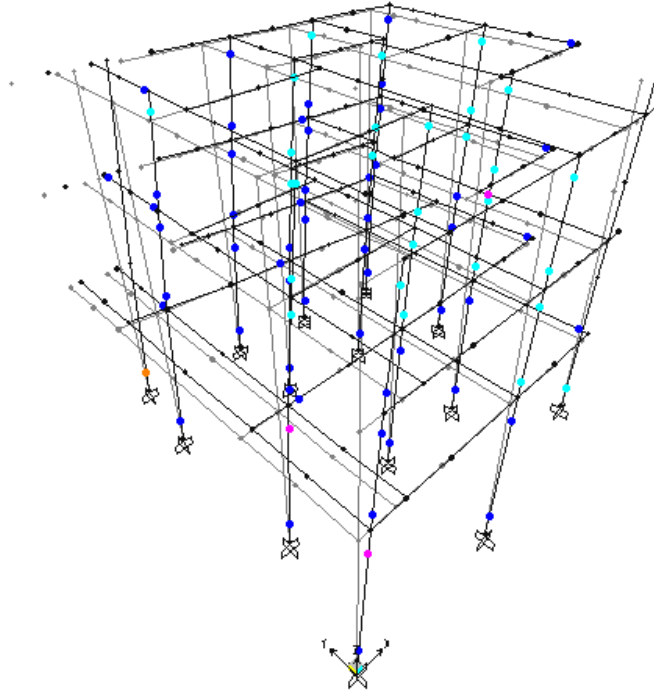
Ακολουθούν οι παράμετροι και οι διορθωτικοί συντελεστές για τον προσδιορισμό της σεισμικής απαίτησης σε μετακίνηση οροφής.

T_0 (sec)	K_0 (kN/m)	K_e (kN/m)	T_e (sec)	C_0	C_1	C_2	C_3	$S_e(T_e)$ (m)	η	δ_t (m)
0.83	15371	15545	0.8253	1.3	1	1.1	1	4.362	1.211	0.1303

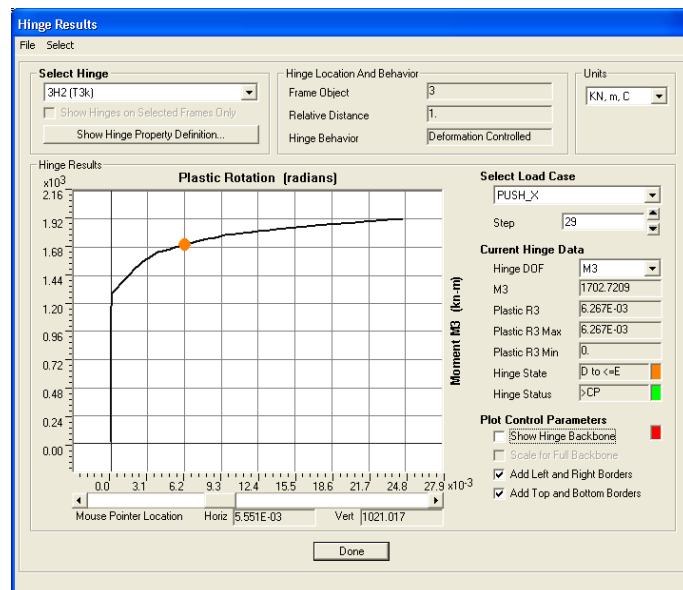
Διεύθυνση	Φόρτιση	δ_t
x	Κατανομή α	0.1303
	Ομοιόμορφη	0.1308
x-	Κατανομή α	0.1309
	Ομοιόμορφη	0.1317
y	Κατανομή α	0.1958
	Ομοιόμορφη	0.2022
y-	Κατανομή α	0.2013
	Ομοιόμορφη	0.2046

Πίνακας 6.2 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα της σεισμικής απαίτησης σε μετακίνηση οροφής για τις διευθύνσεις x και y

Το επόμενο βήμα είναι να εξετάσουμε αν η κατασκευή μπορεί να αναλάβει αυτή την παραμόρφωση που απαιτείται ή όχι. Στη συνέχεια δίνονται τα αποτελέσματα της μη γραμμικής ανάλυσης κατά x με κατανομή α.



Σχήμα 6.14 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση με επαύξηση 0,1303m κατά την διεύθυνση x και κατανομή α

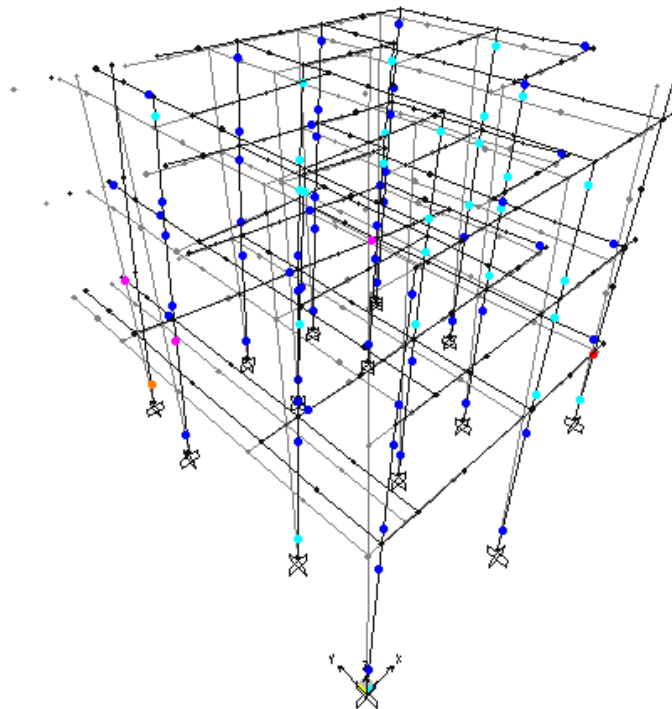


Σχήμα 6.15 Διάγραμμα M-θ στη βάση τοιχώματος κατά την ανελαστική ανάλυση

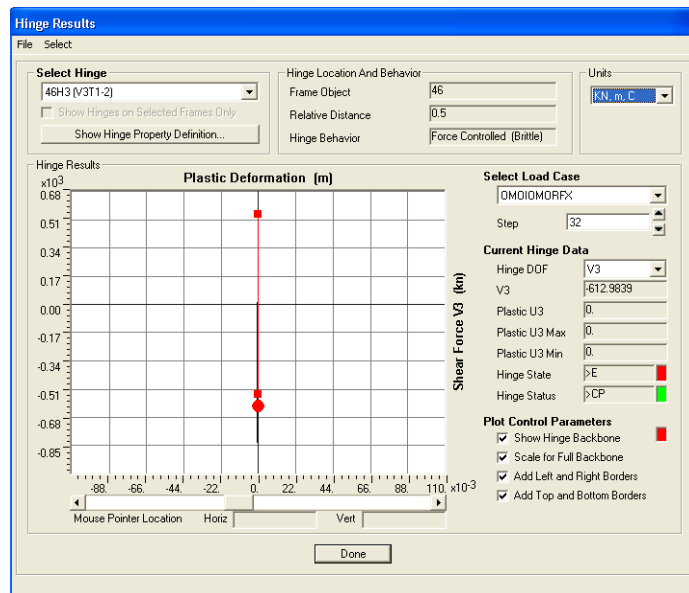
Αρχικά η πρώτη διαρροή υποστυλώματος παρουσιάζεται για μετακίνηση του κόμβου έλεγχου 0,037m (step 10). Για μετακίνηση 0,0428 m (step 11) διαρρέει τοίχωμα κατά τη διεύθυνση x ενώ ταυτόχρονα στη στάθμη «Άμεση χρήση» βρίσκονται 6 υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου. Για μετακίνηση 0,0502 m (step 13) διαρρέει το γωνιακό τοίχωμα και στη στάθμη «Άμεση χρήση» βρίσκονται 10 υποστυλώματα του 3^{ου} και 2 υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου. Διαρροή σε δοκάρι παρουσιάζεται για μετακίνηση 0,0575 (step 14). Το πρώτο στοιχείο που φτάνει στη στάθμη «Προστασία ζωής» είναι το τοίχωμα κατά τη διεύθυνση x για μετακίνηση 0,0781 (step 18) ενώ το γωνιακό τοίχωμα

φτάνει στη στάθμη «Προστασία ζωής» για μετακίνηση 0,0944m (step 21). Για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.1303m (step29),λαμβάνοντας υπόψη επαύξηση 21%, το ένα τοίχωμα έχει περάσει τη στάθμη «Αποφυγή κατάρρευσης», το γωνιακό τοίχωμα έχει περάσει τη στάθμη «Προστασία ζωής» και 10 υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου και 7 υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου βρίσκονται ανάμεσα στη στάθμη «Προστασία ζωής» και «Αποφυγή κατάρρευσης».

Ακολουθούν τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης κατά x με «Ομοιόμορφη» κατανομή πλευρικών δυνάμεων



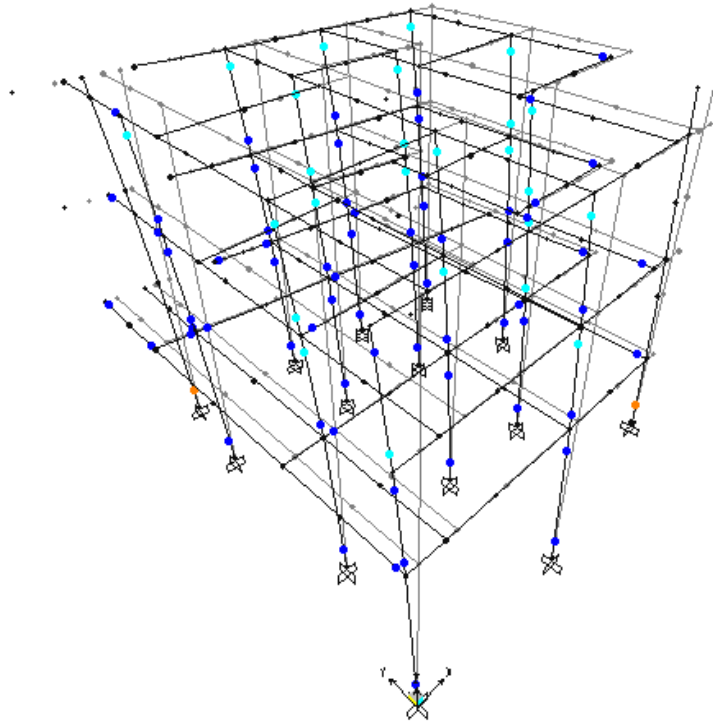
Σχήμα 6.16 Ανελαστικές και διατμητικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση, με επαύξηση, 0.1308m κατά την διεύθυνση x και για την «Ομοιόμορφη» πλευρική φόρτιση



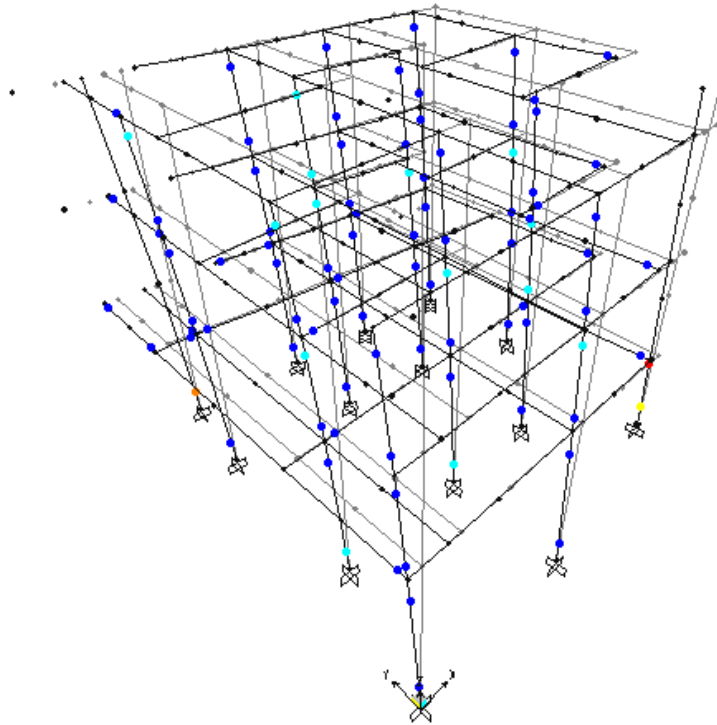
Σχήμα 6.17 Έλεγχος τέμνουσας σε διατομή δοκού

Αρχικά για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0,0353m (step 10) διαρρέει τοίχωμα κατά τη διεύθυνση x. Για μετακίνηση 0,0435 m(step 11) διαρρέει το γωνιακό τοίχωμα ενώ ταυτόχρονα στη στάθμη «Άμεση χρήση» βρίσκονται 3 υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου. Διαρροή σε δοκάρι παρουσιάζεται για μετακίνηση 0,0533 (step 13). Για μετακίνηση 0,069 (step 16) το τοίχωμα κατά τη διεύθυνση x βρίσκεται στη στάθμη «Προστασία ζωής» και στη στάθμη «Άμεση χρήση» βρίσκονται όλα τα υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου και 7 υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου. Για μετακίνηση 0,0876m (step 20) το γωνιακό τοίχωμα βρίσκεται στη στάθμη «Προστασία ζωής». Το γωνιακό τοίχωμα αστοχεί διατμητικά για μετακίνηση 0,1066m (step 25). Για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.1308m (step32), λαμβάνοντας υπόψη επαύξηση 21%, το τοίχωμα κατά τη διεύθυνση x έχει περάσει τη στάθμη «Αποφυγή κατάρρευσης», το γωνιακό τοίχωμα έχει περάσει τη στάθμη «Προστασία ζωής» και 8 υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου 7 υποστυλώματα του 2^{ου} και 1 υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου βρίσκονται ανάμεσα στη στάθμη «Προστασία ζωής» και «Αποφυγή κατάρρευσης».

Ακολουθούν τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης κατά x- με κατανομή α και με «Ομοιόμορφη» κατανομή πλευρικών δυνάμεων.



Σχήμα 6.18 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση με επαύξηση 0.1309m κατά την διεύθυνση x- και για κατανομή α

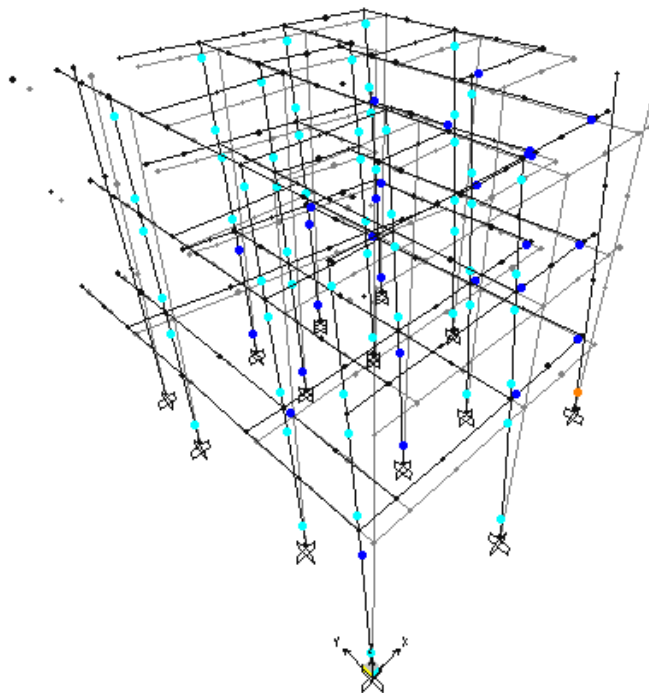


Σχήμα 6.19 Ανελαστικές και διατμητικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση, με επαύξηση, 0.1308m κατά την διεύθυνση x και για την «Ομοιόμορφη» πλευρική φόρτιση

Για κατανομή οριζόντιων δυνάμεων σύμφωνα με τις τέμνουσες ορόφων , όπως προέκυψαν από την φασματική ανάλυση, (κατανομή α) το πρώτο στοιχείο που φτάνει

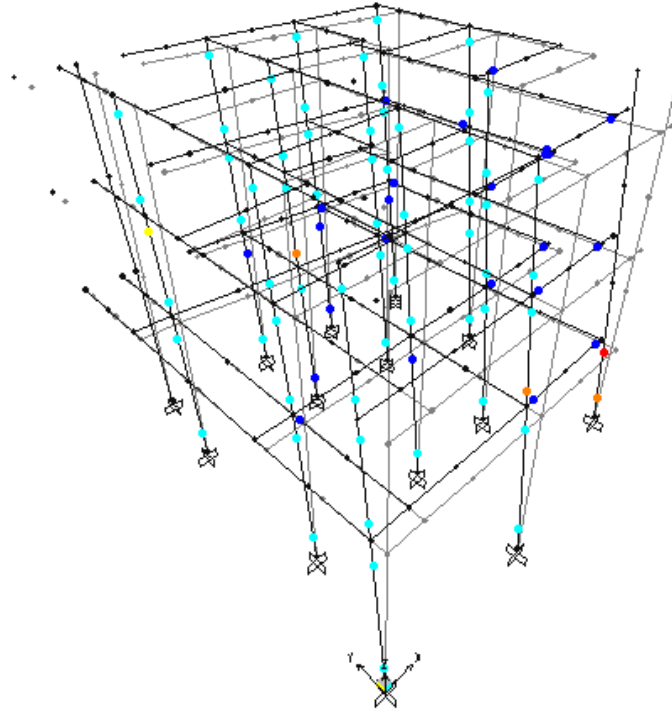
στη στάθμη «Προστασία ζωής» είναι το τοίχωμα κατά τη διεύθυνση x για μετακίνηση 0,0833 (step 19) ενώ για «Ομοιόμορφη» κατανομή για μετακίνηση 0.0776 (step 18).

Η ίδια διαδικασία ακολουθείται για την διεύθυνση y και για τους δύο τύπους φόρτισης.



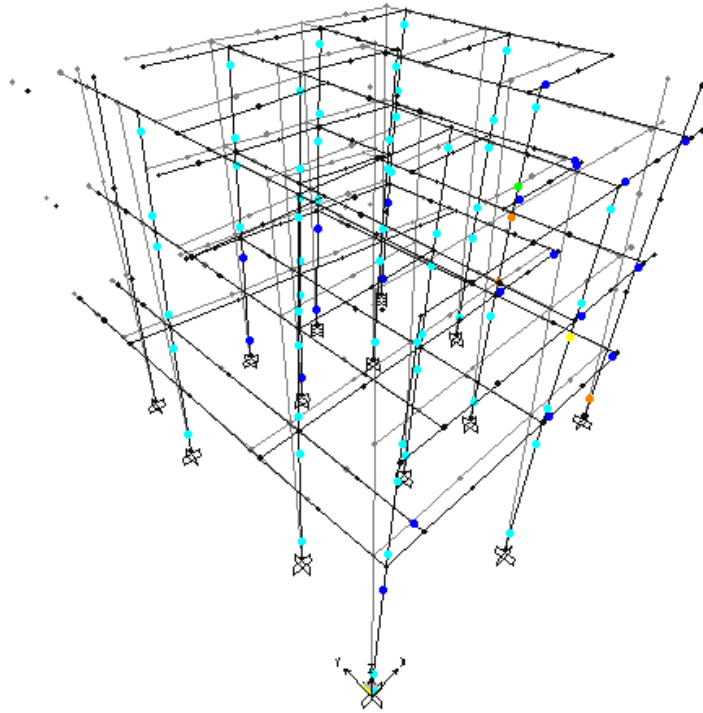
Σχήμα 6.20 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση, με επαύξηση, 0.1958m κατά την διεύθυνση y και για κατανομή α

Αρχικά για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0,023m (step 6) διαρρέει το γωνιακό τοίχωμα. Για μετακίνηση 0,0527 m (step 13) διαρρέει το πρώτο δοκάρι ενώ ταυτόχρονα στη στάθμη «Άμεση χρήση» βρίσκονται 3 υποστυλώματα του 3^{ου} και 2 υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου. Το γωνιακό τοίχωμα για μετακίνηση 0,0876m (step 20) βρίσκεται στη στάθμη «Προστασία ζωής» και στη στάθμη «Άμεση χρήση» βρίσκονται 10 υποστυλώματα του 3^{ου} και 5 υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου. Για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.1229m (step28) μη λαμβάνοντας υπόψη την επαύξηση λόγω στρέψης το γωνιακό τοίχωμα έχει περάσει τη στάθμη «Αποφυγή κατάρρευσης». και 1 υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου και 2 υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου βρίσκονται ανάμεσα στη στάθμη «Προστασία ζωής» και «Αποφυγή κατάρρευσης». Ενώ για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.1958m (step44), λαμβάνοντας υπόψη επαύξηση 59%, το γωνιακό τοίχωμα έχει περάσει τη στάθμη «Αποφυγή κατάρρευσης» και όλα τα υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου και του 2^{ου} ορόφου και 8 υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου βρίσκονται ανάμεσα στη στάθμη «Προστασία ζωής» και «Αποφυγή κατάρρευσης».

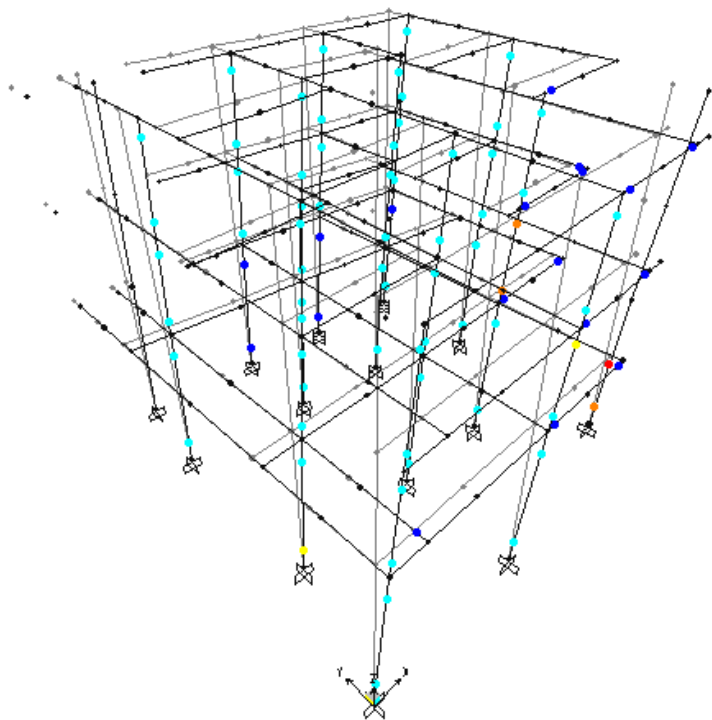


Σχήμα 6.21 Ανελαστικές και διατμητικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση, με επαύξηση, 0.2022m κατά την διεύθυνση y και για την «Ομοιόμορφη» πλευρική φόρτιση

Για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0,0197m (step 5) διαρρέει το γωνιακό τοίχωμα. Για μετακίνηση 0,0527 m (step 12) διαρρέει το πρώτο δοκάρι ενώ ταυτόχρονα στη στάθμη «Άμεση χρήση» βρίσκονται 1 υποστυλώμα του 3^{ου} και 1 υποστυλώμα του 2^{ου} ορόφου. Το γωνιακό τοίχωμα για μετακίνηση 0,061m (step 15) βρίσκεται στη στάθμη «Προστασία ζωής» και στη στάθμη «Άμεση χρήση» βρίσκονται 6 υποστυλώματα του 3^{ου} και 2 υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου. Για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.1263m (step28) μη λαμβάνοντας υπόψη την επαύξηση λόγω στρέψης το γωνιακό τοίχωμα έχει περάσει τη στάθμη «Αποφυγή κατάρρευσης» και 2 υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου βρίσκονται ανάμεσα στη στάθμη «Προστασία ζωής» και «Αποφυγή κατάρρευσης». Το γωνιακό τοίχωμα αστοχεί διατμητικά για μετακίνηση 0.1538m (step34) Για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.2022m (step46), λαμβάνοντας υπόψη επαύξηση 59%, το γωνιακό τοίχωμα έχει περάσει τη στάθμη «Αποφυγή κατάρρευσης», όλα τα υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου, 9 υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου και 11 υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου βρίσκονται ανάμεσα στη στάθμη «Προστασία ζωής» και «Αποφυγή κατάρρευσης» και 3 υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου βρίσκονται στη στάθμη «Αποφυγή κατάρρευσης».



Σχήμα 6.22 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση, με επαύξηση, 0.2013m κατά την διεύθυνση y- και για κατανομή α



Σχήμα 6.23 Ανελαστικές και διατμητικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση, με επαύξηση, 0.2045m κατά την διεύθυνση y- και για την «Ομοιόμορφη» πλευρική φόρτιση

Για κατανομή α το πρώτο στοιχείο που φτάνει στη στάθμη «Προστασία ζωής» είναι το γωνιακό τοίχωμα για μετακίνηση 0,0695 (step 15) ενώ για «Ομοιόμορφη»

κατανομή για μετακίνηση 0.0624 (step 16).

Συνοψίζοντας, αρχικά φτάνουν στη στάθμη «Προστασία ζωής» τα τοιχώματα. Τα δοκάρια για τις κρίσιμες μετακινήσεις δε φτάνουν στη στάθμη «Προστασία ζωής». Τα υποστυλώματα του 3^{ου} και 2^{ου} ορόφου εμφανίζουν μεγαλύτερες μετελαστικές παραμορφώσεις από του 1^{ου} ορόφου. Αυτό συμβαίνει επειδή πλαίσια και τοίχωμα συνδυάζονται στο ίδιο δομικό σύστημα και η διαφραγματική λειτουργία των πατωμάτων επιβάλλει κοινές οριζόντιες μετακινήσεις ορόφων, με αποτέλεσμα στους κατώτερους ορόφους τα τοιχώματα να αναγκάζονται να συγκρατήσουν τα πλαίσια, αναλαμβάνοντας πολύ μεγάλο τμήμα των αδρανειακών δυνάμεων των ορόφων αυτών ενώ αντίθετα στους πάνω ορόφους τα πλαίσια αναλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος των αδρανειακών δυνάμεων. Τέλος, από όλα τα στοιχεία μόνο το γωνιακό τοίχωμα αστοχεί διατμητικά. Σύμφωνα με τον σεισμικό έλεγχο που παρουσιάστηκε παραπάνω το κτίριο δεν είναι ικανό να παραλάβει τα σεισμικά φορτία που απαιτούνται για την εδαφική επιτάχυνση 0,24g και κρίνεται αναγκαία η ενίσχυση του δομήματος

Στη συνέχεια δίνεται συγκεντρωτικός πίνακας με τις στάθμες επιτελεστικότητας μελών για τη σεισμική απαίτηση κατά τις διευθύνσεις x , x -, y και y - για κατανομή α (πλευρική φόρτιση σύμφωνα με τις τέμνουσες των ορόφων) και για «Ομοιόμορφη» πλευρική φόρτιση.

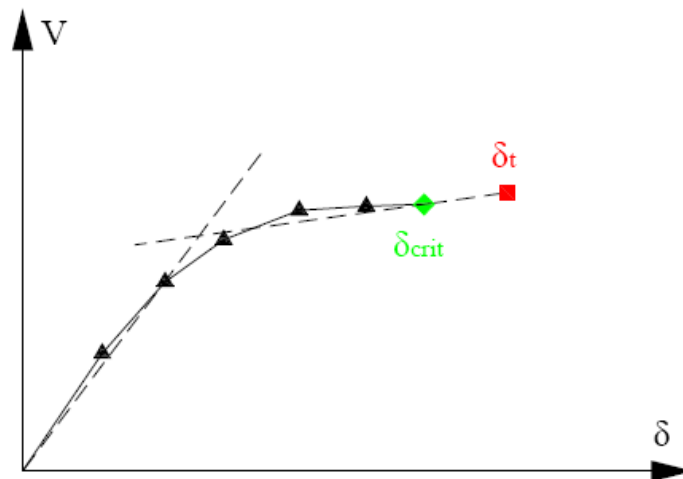
ΔΙΕΥΘ.	ΦΟΡΤΙΣΗ	ΒΗΜΑ	ΣΕΙΣΜ ΑΠΑΙΤΗΣ	ΤΕΜΝ ΒΑΣΗΣ	BtoIO		IOtoLS		LStoCP		CtoD		DtoE		BeyondE		
					ΔΟΚ ΣΤΥ	ΤΟΙ	ΔΟΚ ΣΤΥ	ΤΟΙ	ΔΟΚ ΣΤΥ	ΤΟΙ	ΔΟΚ ΣΤΥ	ΤΟΙ	ΔΟΚ ΣΤΥ	ΤΟΙ	ΔΟΚ ΣΤΥ	ΤΟΙ	ΔΟΚ ΣΤΥ
			m	KN													
X	Κατανομή α	29	0.13032	1000.558	1	2	0	13	41	0	0	27	1	0	0	0	0
	Ομοιόμορφη	32	0.130834	1170.843	2	1	0	16	45	0	0	26	1	0	0	0	1
X-	Κατανομή α	30	0.130922	973.508	0	0	0	24	44	0	0	25	0	0	0	0	0
	Ομοιόμορφη	30	0.131699	1141.616	0	0	0	24	57	0	0	14	0	0	1	0	0
Y	Κατανομή α	44	0.195828	676.434	0	0	0	18	11	0	0	61	0	0	0	0	0
	Ομοιόμορφη	46	0.202178	760.578	0	0	0	18	6	0	0	63	0	0	1	0	0
Y-	Κατανομή α	44	0.20133	676.404	0	0	0	13	8	0	0	60	0	0	2	0	0
	Ομοιόμορφη	45	0.204551	759.468	0	0	0	13	5	0	0	63	0	0	2	0	0

Πίνακας 6.3 Στάθμες επτελεστικότητα μελών για την σεισμική απεικόνιση

6.3 Εκτίμηση του μεγέθους επέμβασης αξιοποιώντας τις ανελαστικές αναλύσεις

6.3.1 Πλεονεκτήματα των μεθόδων που χρησιμοποιούν ανελαστικά φάσματα απαιτήσεων.

Έχει ήδη αναφερθεί ότι μια σύγχρονη διαδικασία για την εκτίμηση του μεγέθους επέμβασης σε ένα υφιστάμενο κτίριο είναι σκόπιμο να στηρίζεται σε μη-γραμμικές αναλύσεις και συγκεκριμένα στη μη-γραμμική στατική ανάλυση. Η παρατήρηση αυτή συνδέεται με τα πλεονεκτήματα της συγκεκριμένης αναλυτικής διαδικασίας, τα οποία έχουν οδηγήσει στην καθιέρωση της χρήσης της για την αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας υφιστάμενων κτιρίων. Το βασικότερο από αυτά είναι η δυνατότητα «αποτύπωσης» της συμπεριφοράς του φορέα σε ένα διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετατόπισης το οποίο περιλαμβάνει όλες τις απαραίτητες πληροφορίες για τον χαρακτηρισμό μιας κατασκευής ως επαρκούς ή μη. Αυτό επιτυγχάνεται με τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετατόπισης και την τοποθέτησή της στην ανωτέρω καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, στην οποία μπορούν να εντοπισθούν αντίστοιχες τιμές μετατόπισης που αφορούν την ικανοποίηση των κριτηρίων επιτελεστικότητας από τα μέλη, ο έλεγχος των οποίων γίνεται συνήθως κατά τη διάρκεια της ανάλυσης. Συνεπώς η ικανοποίηση των απαιτήσεων για συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας προϋποθέτει να προκύψει η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t μικρότερη από την κρίσιμη που αντιστοιχεί στην παραβίαση των αντίστοιχων κριτηρίων δ_{crit} , διαφορετικά το υπό μελέτη κτίριο απαιτείται να ενισχυθεί (Σχ. 6.23)



Σχήμα 6.24 Στοχευόμενη και κρίσιμη μετατόπιση σε σεισμικά ανεπαρκές κτίριο

Για την εκτίμηση της απαιτούμενης επέμβασης μια πρώτη ένδειξη λαμβάνεται από τη διαφορά της στοχευόμενης μετακίνησης για την στάθμη επιτελεστικότητας που επιλέχθηκε από την κρίσιμη. Ωστόσο η πληροφορία αυτή δεν είναι επαρκής για την επιλογή της κατάλληλης στρατηγικής επέμβασης μέσω πιθανών εναλλακτικών προτάσεων, καθώς η συνολική ικανότητα του φορέα δεν είναι δυνατόν να περιγραφεί

ολοκληρωμένα μέσω ενός μεγέθους. Επιπλέον, για την αξιοποίηση παραμέτρων όπως η π.χ. η αντοχή απαιτείται να εκφραστούν με κοινό τρόπο τόσο η ικανότητα του φορέα, όσο και οι απαιτήσεις για το κτίριο. Το γεγονός αυτό σε συνδυασμό με την παρατήρηση ότι η μέθοδος των συντελεστών για τον προσδιορισμό του δ_T είναι τυφλή, δηλαδή οδηγεί σε λύσεις μέσω μιας εξίσωσης χωρίς να απεικονίζεται με κάποιο τρόπο η λογική των υπολογισμών, οδηγούν στο συμπέρασμα ότι για την επιλογή της κατάλληλης για κάθε κτίριο στρατηγικής επέμβασης, για την οποία η εποπτικότητα των αποτελεσμάτων της αποτίμησης είναι σημαντική, η αποτελεσματικότητα της μεθόδου είναι περιορισμένη.

Η κοινή παράσταση ικανότητας και απαιτήσεων και η εποπτική παρουσίαση των πληροφοριών της αποτίμησης εξασφαλίζεται από τη χρήση της μεθόδου των φασμάτων ικανότητας (ATC-40, 1996). Ωστόσο, έχει ήδη γίνει αναφορά στο βασικό μειονέκτημα αυτής της μεθόδου που είναι η αύξηση του υπολογιστικού φόρτου, καθώς στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει μέσα από μια θαμυστική διαδικασία. Επιπλέον έχουν παρατηρηθεί προβλήματα, που αποδίδονται στη λογική του ισοδύναμου ελαστικά αποκρινόμενου συστήματος που υιοθετείται και της αντίστοιχης ισοδύναμης ιξώδους απόσβεσης. Η ανωτέρω διαδικασία δεν εξυπηρετεί και το στόχο της διατύπωσης μιας διαδικασίας για την επιλογή στρατηγικής επέμβασης, καθώς δεν είναι εύκολο να εκτιμηθούν τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος για το ενισχυμένο κτίριο με βάση αυτά του αρχικού. Άλλωστε και η προτεινόμενη από ATC-40 διαδικασία βασίζεται σε μεγάλο βαθμό σε εμπειρικές εκτιμήσεις.

Τα προβλήματα που παρουσιάστηκαν παραπάνω αντιμετωπίζονται σε μεγάλο βαθμό με χρήση της μεθόδου των ανελαστικών φασμάτων απαίτησης. Στα πλεονεκτήματα της μεθόδου περιλαμβάνονται ο γραφικός χαρακτήρας της που, σε συνδυασμό με την κοινή παράσταση των φασμάτων που εκφράζουν τις απαιτήσεις και την ικανότητα της κατασκευής, οδηγεί σε λειτουργικές και εποπτικές απεικονίσεις των αποτελεσμάτων, η μείωση του υπολογιστικού φόρτου σε σχέση με τη μέθοδο του ATC-40

Με βάση τις προηγούμενες παρατηρήσεις, η προτεινόμενη διαδικασία για την επιλογή της επέμβασης αξιοποιώντας τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης του αρχικού φορέα στηρίζεται στην εφαρμογή της μεθόδου των ανελαστικών φασμάτων απαίτησης για την εκτίμηση των καμπυλών για εφαρμογή διαφορετικών σεναρίων επέμβασης.

6.3.2 Βασικές παραδοχές.

Η μέθοδος των ανελαστικών φασμάτων απαίτησης όπως διατυπώθηκε αρχικά αποσκοπεί στον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης, δηλαδή του σημείου επιτελεστικότητας της αποτιμώμενης κατασκευής. Η προτεινόμενη διαδικασία έχει στόχο την εκτίμηση του μεγέθους της επέμβασης με βάση την εκτίμηση της διγράμμικης καμπύλης συμπεριφοράς του ενισχυμένου φορέα για αύξηση αντοχής ή αύξηση πλαστιμότητας. Η καμπύλη αυτή σε κάθε περίπτωση προκύπτει από μία διαδικασία βασισμένη στη λογική της μεθόδου σεισμικής αποτίμησης με χρήση των ανελαστικών φασμάτων απαίτησης, λαμβάνοντας ορισμένες παραδοχές, οι

οποίες αφορούν κυρίως την μορφή της επέμβασης και την επίδρασή της στα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς του φορέα. Οι παραδοχές αυτές έχουν ως εξής:

- Οι στρατηγικές επέμβασης που εξετάζονται διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες: Αύξηση δυσκαμψίας και αντοχής, π.χ. με προσθήκη ισχυρών δύσκαμπτων στοιχείων όπως τοιχωμάτων Ο/Σ (β) Αύξηση της πλαστιμότητας και της ικανότητας απορρόφησης (καταστροφής) ενέργειας μέσω ανελαστικών παραμορφώσεων, π.χ. περίσφιγξη με μεταλλικά κολάρα ή φύλλα ΙΟΠ (γ) Αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας αλλά και πλαστιμότητας του φορέα (εντονότερη επέμβαση), π.χ. μανδύες Ο/Σ στα κατακόρυφα στοιχεία.

- Η μετατόπιση που αντιστοιχεί στη θεωρητική διαρροή της κατασκευής, δηλαδή στην έναρξη του μετελαστικού κλάδου τη διγραμμικής καμπύλης ικανότητας, παραμένει πρακτικά σταθερή και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης. Η παραδοχή αυτή στηρίζεται στις διαπιστώσεις του M. Aschheim (Aschheim & Black, 2000, Aschheim, 2002) στις οποίες στηρίζεται η μέθοδος για τη διαστασιολόγηση νέων κτιρίων αλλά και τη σεισμική αποτίμηση υφιστάμενων που προτείνεται από τον ίδιο. Ο M. Aschheim θεωρεί ότι η προσέγγιση της μετακίνησης διαρροής ως σταθερής παραμέτρου για τη διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων ενός φορέα είναι περισσότερο αντιπροσωπευτική από τη χρήση της ιδιοπεριόδου. Ο λόγος είναι ότι κατά την αυξομείωση της διατομής των φερόντων στοιχείων, η δυσκαμψία του δομήματος, άρα και η ιδιοπερίοδος αλλάζουν. Αντίθετα οι αλλαγές στις διαστάσεις των μελών που αναμένεται να διαρρέουν καθορίζοντας και τη διαρροή του δομήματος, όταν δεν είναι υπερβολικές και υπό την προϋπόθεση ότι δεν μεταβάλλεται σημαντικά η κατανομή της μάζας και της δυσκαμψίας στο φορέα δεν επηρεάζουν σημαντικά τη μετατόπιση διαρροής. Η παραδοχή της σταθερής τιμής της μετατόπισης που αντιστοιχεί στη θεωρητική διαρροή της κατασκευής υιοθετείται και στη μέθοδο που αναλύεται υπό την προϋπόθεση ότι οι επεμβάσεις γίνονται με τέτοιο τρόπο ώστε να μην μεταβάλλουν την κατανομή της μάζας και της δυσκαμψίας του φορέα. Το γεγονός αυτό ερμηνεύεται ως απαίτηση για συμμετρικές κατά το δυνατόν επεμβάσεις. Προφανώς στο στάδιο της διαστασιολόγησης της τελικής λύσης δεν απαιτείται η τήρηση της ανωτέρω συμμετρίας. Τέλος σημειώνεται ότι στην περίπτωση μας αναμένονται αποκλίσεις στις τιμές της μετατόπισης διαρροής σε σχέση με την αρχική εκτίμηση αλλά γίνονται για μια προεκτίμηση του μεγέθους της επέμβασης στην κατασκευή.

- Ο συντελεστής συμμετοχής Γ και η ενεργός ιδιομορφική μάζα M^* που αντιστοιχεί στην κύρια ανά διεύθυνση ιδιομορφή δεν μεταβάλλεται στα ενισχυμένα κτίρια. Η παραδοχή αυτή είναι επίσης λογική αρκεί η εφαρμοζόμενη επέμβαση να μην μεταβάλλει την κατανομή μάζας και δυσκαμψίας στο κτίριο.

6.3.3 Διατύπωση της προτεινόμενης διαδικασίας για την εκτίμηση του μεγέθους της επέμβασης σε υφιστάμενα κτίρια.

Λαμβάνοντας υπόψη τις παραδοχές που διατυπώθηκαν παραπάνω και τη μέθοδο υπολογισμού της στοχευόμενης μετατόπισης με χρήση ανελαστικών φασμάτων απαίτησης, η προτεινόμενη διαδικασία για την εκτίμηση της διγραμμικής καμπύλης

ικανότητας μιας κατασκευής για αύξηση αντοχής ή πλαστιμότητας, με σκοπό την τελική επιλογή του μεγέθους επέμβασης έχει ως εξής:

Για τον προσδιορισμό της διγραμμικής καμπύλης ικανότητας (σε φασματικές συντεταγμένες) που αντιστοιχεί στο ενισχυμένο κτίριο μετά την εφαρμογή της ελάχιστης επέμβασης με σκοπό την αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας του φορέα, ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις με βάση το στόχο ανασχεδιασμού που επιλέχθηκε, αρχικά θεωρείται μία νέα, αυξημένη τιμή για το A_y , που αντιστοιχεί στο κτίριο μετά την επέμβαση ($A_{y,rest}$).

Από τη θεωρία των ανελαστικών φασμάτων, λαμβάνοντας υπόψη τις παραδοχές ίσης πλαστιμότητας και σταθερής μετατόπισης διαρροής προσδιορίζεται η ιδιοπερίοδος $A_{y,rest}^*$ του εξιδανικευμένου συστήματος που αντιστοιχεί στο ενισχυμένο κτίριο με χρήση της παρακάτω Εξίσωσης ως εξής:

$$D = \mu \left(\frac{T}{\lambda\pi} \right)^2 A_y$$

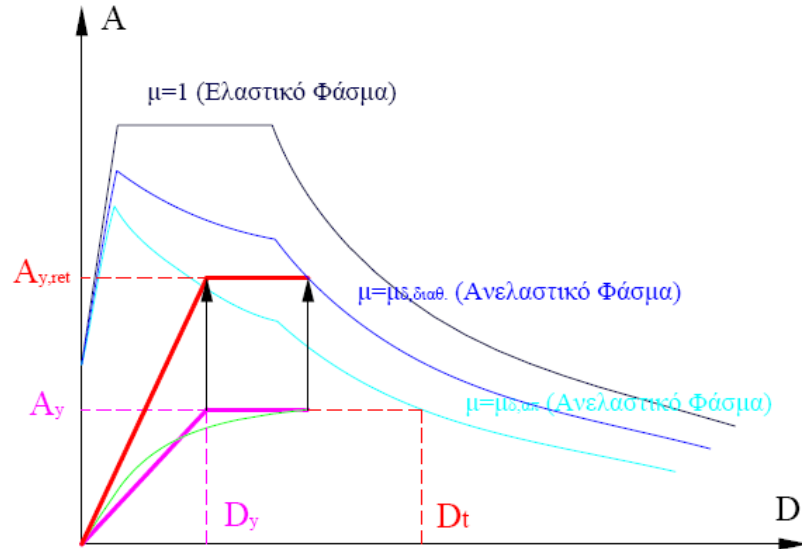
$$\Rightarrow T_{rest} = T \sqrt{\frac{A_y}{A_{y,rest}}}$$

$$D = \mu \left(\frac{T_{rest}}{\lambda\pi} \right)^2 A_{y,rest}$$

Για την τιμή αυτή της ιδιοπεριόδου υπολογίζεται η αντίστοιχη $A_{el,rest}$ από το ελαστικό φάσμα απαίτησης και η διαθέσιμη τιμή του q , με βάση το γνωστό αμετάβλητο δείκτη πλαστιμότητας μ . Η τιμή του $A_{y,rest}$ για την οποία ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του στόχου ανασχεδιασμού (Σχ. 6.24) είναι αυτή για την οποία ισχύει:

$$A_{y,rest} = \frac{A_{el,rest}}{q_{\text{διαθέσιμο}}}$$

Για την περίπτωση της αύξησης πλαστιμότητας η διαδικασία είναι απλούστερη, καθώς σύμφωνα με την παραδοχή ίσης αντοχής η καμπύλη που αντιστοιχεί στην ελάχιστη αποδεκτή επέμβαση προκύπτει με προέκταση του πλατό της καμπύλης αντίστασης του αρχικού κτιρίου μέχρι το σημείο που αντιστοιχεί στη μετατόπιση στόχο.



Σχήμα 6.25 Προσδιορισμός της φασματικής επιτάχυνσης $A_{y,ret}$ που αντιστοιχεί στο πλατό της καμπύλης ικανότητας για εφαρμογή της αύξησης δυσκαμψίας

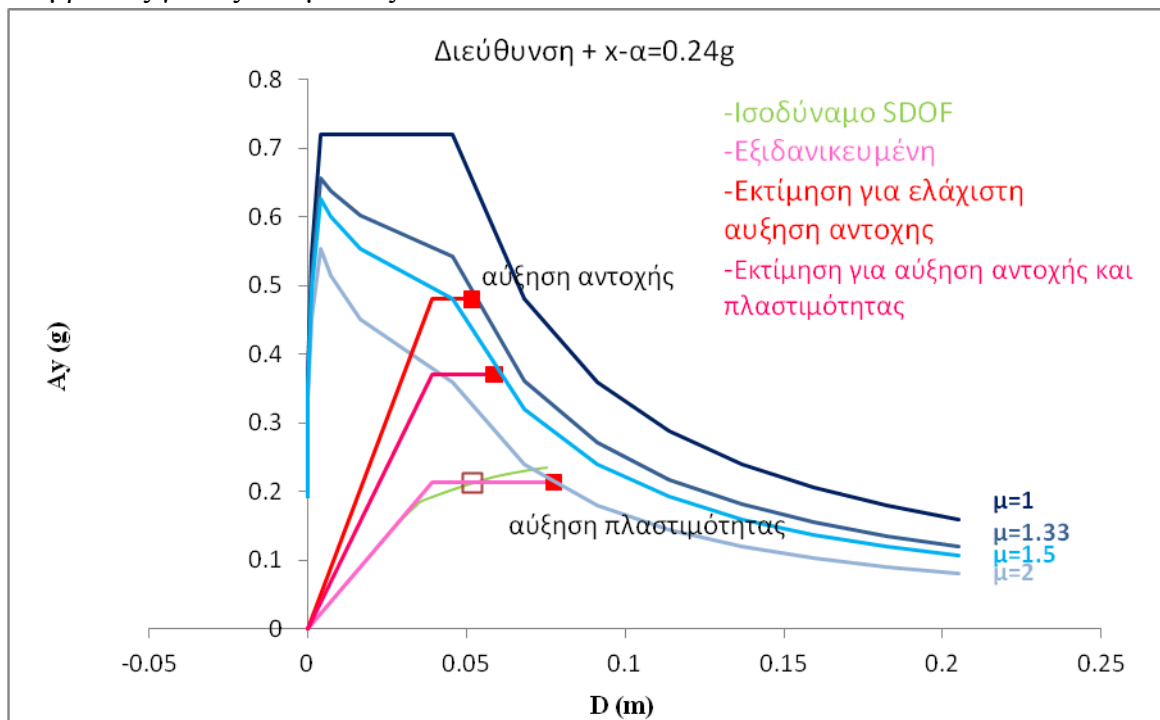
Συνοψίζοντας με βάση τη διαδικασία που περιγράφηκε προκύπτουν δύο διγραμμικές καμπύλες ικανότητας (σε φασματικές συντεταγμένες) για το ενισχυμένο κτίριο, οι οποίες αντιπροσωπεύουν τις κατ' ελάχιστον αποδεκτές λύσεις για τις στρατηγικές επέμβασης αύξησης δυσκαμψίας, και αύξησης πλαστιμότητας, λαμβάνοντας υπόψη τις απλοποιητικές παραδοχές που αναφέρθηκαν. Οι δύο αυτές καμπύλες που αντιστοιχούν σε ακραίες λύσεις ενίσχυσης οριοθετούν το χώρο στον οποίο απαιτείται να κινείται η κρίσιμη μετατόπιση του κτιρίου μετά από οποιαδήποτε επέμβαση, ώστε να μπορεί να θεωρηθεί αποδεκτή

Μέσω της διαδικασίας αυτής εκτιμάται η ελάχιστη απαιτούμενη αύξηση αντοχής του κτιρίου, η οποία εκφράζεται από τη διαφορά της εκτιμώμενης μέγιστης τέμνουσας βάσης του κτιρίου για εφαρμογή της στρατηγικής αύξησης αντοχής από την αρχική μέγιστη τέμνουσα βάση. Αντίστοιχα προκύπτει και η ελάχιστη αποδεκτή αύξηση του δείκτη πλαστιμότητας μ_s με εφαρμογή της στρατηγικής αύξησης πλαστιμότητας, ως η διαφορά της απαιτούμενης από τη διαθέσιμη τιμή του. Επιπλέον είναι δυνατόν να υπολογιστούν τα χαρακτηριστικά (V_b και μ_s) ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις κάποιας ενδιάμεσης των δύο αυτών ακραίων λύσεων. Στα πλαίσια μιας αρχικής εκτίμησης της κατάλληλης στρατηγικής για το υπό μελέτη κτίριο, αρκεί ο προσδιορισμός των ανωτέρω καμπυλών και η εκτίμηση της διαφοράς της απαιτούμενης τέμνουσας βάσης και του απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας του κτιρίου, σε σχέση με τις διαθέσιμες τιμές. Η πληροφορία αυτή αποτελεί μια απλή ποσοτική έκφραση τόσο της ανεπάρκειας του κτιρίου, όσο και της έκτασης των επεμβάσεων που προϋποθέτει η εφαρμογή κάθε στρατηγικής ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις. Συνεπώς, τα αποτελέσματα (καμπύλες) της ανωτέρω μεθόδου αρκούν για την αρχική επιλογή της κατάλληλης επέμβασης.

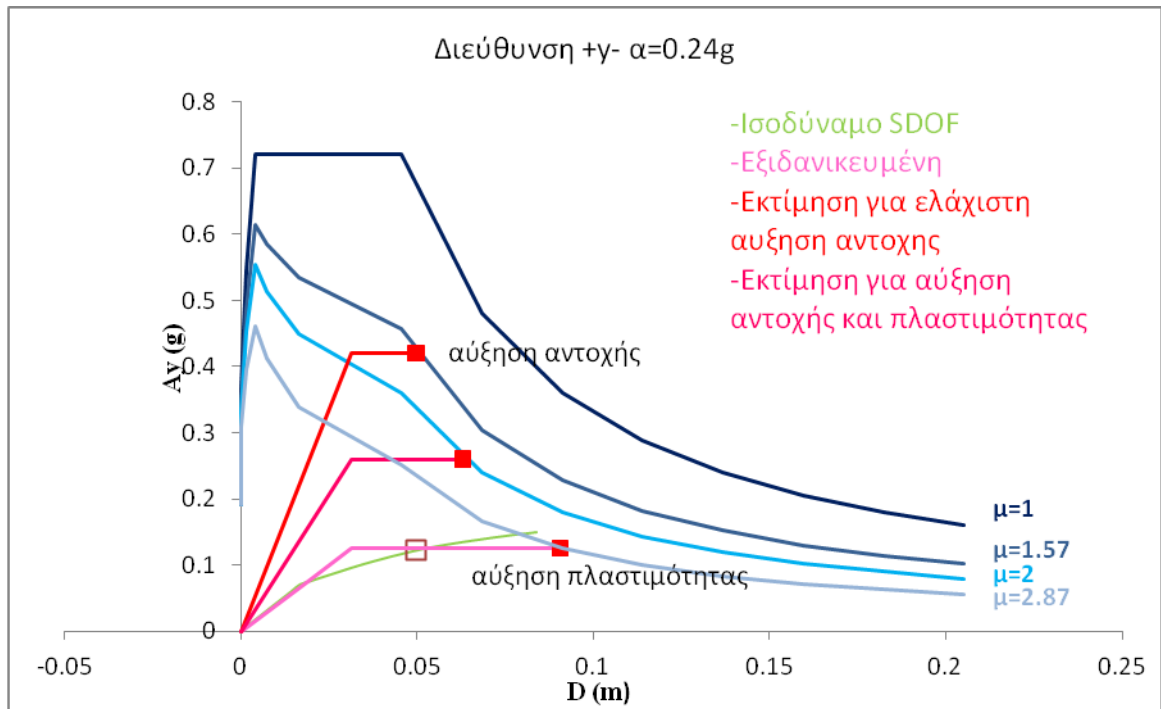
6.4 Εφαρμογή της προτεινόμενης διαδικασίας για την εκτίμηση του μεγέθους της επέμβασης

Η εφαρμογή αφορά την σεισμική αποτίμηση του φορέα με βάση τα αποτελέσματα μη-γραμμικών στατικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν με επιλεγμένη φορά της οριζόντιας φόρτισης μόνο κατά τη θετική κατεύθυνση των αξόνων x και y και για πλευρική φόρτιση σύμφωνα με τις τέμνουσες των ορόφων. Οι εκτιμώμενες καμπύλες ικανότητας που προκύπτουν για εφαρμογή των εναλλακτικών επεμβάσεων αφορούν προφανώς τις δύο αυτές κατευθύνσεις και αυτή τη πλευρική φόρτιση για τις οποίες διεξάγονται οι αρχικές αναλύσεις. Αποτελούν όμως μια ένδειξη για το μέγεθος της επέμβασης που απαιτείται.

Οι μέγιστες τέμνουσες βάσης που εκφράζουν την αντοχή του φορέα προέκυψαν 515.961 kN για τη διεύθυνση $+y$ και 847.364 για τη διεύθυνση $+x$ και οι αντίστοιχες κρίσιμες μετακινήσεις είναι 6.83 και 7.3 cm. Έχοντας ως δεδομένα την καμπύλη ικανότητας σε μορφή ζευγών τιμών τέμνουσας βάσης –μετατόπισης που αντιστοιχούν στις συντεταγμένες των σημείων της, τα δυναμικά χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (T_i^* και M_i^*) και τα χαρακτηριστικά του φάσματος που εκφράζει τις απαιτήσεις και στη συγκεκριμένη περίπτωση προκύπτει από τις εξισώσεις του Ευρωκώδικα 8 με σεισμικό συντελεστή $\alpha=0.024$ προκύπτουν σύμφωνα με την παραπάνω θεωρία οι παρακάτω εκτιμώμενες επεμβάσεις για τις 2 καμπύλες.



Σχήμα 6.26 Εκτιμώμενες διγραμμικές καμπύλες για εναλλακτικές επεμβάσεις διεύθυνση $+x$ κατανομή α .



Σχήμα 6.27 Εκτιμώμενες διγραμμικές καμπύλες για εναλλακτικές επεμβάσεις διεύθυνση +y κατανομή α .

Κεφάλαιο 7 Προτεινόμενα μέτρα ενίσχυσης

Με τον όρο ενίσχυση νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του αρχικού σχεδιασμού. Τα κριτήρια επιλογής της δομητικής επέμβασης προκύπτουν με βάση τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την αποτίμηση του δομήματος καθώς και από τη φύση και την έκταση των βλαβών ή φθορών (όταν υπάρχουν), λαμβάνονται αποφάσεις επεμβάσεων με στόχο αφενός μεν την ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων του αντισεισμικού σχεδιασμού, αφετέρου δε την ελαχιστοποίηση του κόστους και την εξυπηρέτηση των κοινωνικών αναγκών. Τύποι επεμβάσεων παρουσιάζονται παρακάτω.

•Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του

Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας επιτυγχάνεται εναλλακτικά με την επιλεκτική ή συνολική ενίσχυση των δομικών στοιχείων ή με προσθήκη νέων στοιχείων που αναλαμβάνουν μέρος ή το σύνολο των σεισμικών δράσεων (π.χ. τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα ή δικτυώματα από χάλυβα, τοιχοποιία πλήρωσης, διαζώματα από χάλυβα, ξύλο ή οπλισμένο σκυρόδεμα σε κτίρια από τοιχοποιία κ.λπ.). Στην περίπτωση αυτήν, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στο σχεδιασμό της θεμελίωσης λόγω της αύξησης της μάζας του δομήματος αλλά και των σεισμικών φορτίων.

•Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης των μελών

Η αύξηση της μετελαστικής ικανότητας παραμόρφωσης επιτυγχάνεται με βελτίωση της περίσφιξης των υφιστάμενων μελών, π.χ. με εξωτερικούς συνδετήρες, χαλύβδινα ελάσματα, ινοπλισμένα πολυμερή κ.λπ.

•Διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών και μη-κανονικότητων

Η διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών συνίσταται στην άρση εκείνων των χαρακτηριστικών που συνεπάγονται δυσμενή αντισεισμική συμπεριφορά. Ενδεικτικά αναφέρονται:

- Η τροποποίηση του δομητικού συστήματος (κατάργηση ορισμένων αρμών, κατάργηση ευαίσθητων δομικών στοιχείων, τροποποίηση προς μια πιο κανονική και πιο πλάστιμη μορφή)
- Προσθήκη ελαστικών συνδέσμων μεταξύ της ψαθυρής τοιχοποιίας και του περιβάλλοντος στοιχείου, όταν τούτο επιτρέπεται από την αντοχή της τοιχοποιίας
- Τοπική ή συνολική τροποποίηση δομικών στοιχείων που έχουν ή δεν έχουν πάθει βλάβες
- Πλήρης αντικατάσταση ανεπαρκών μελών ή μελών που έχουν πάθει εκτεταμένες βλάβες
- Ανακατανομή έντασης (π.χ. μέσω εξωτερικής προέντασης)

• Μείωση των σεισμικών απαιτήσεων

Η μείωση των σεισμικών απαιτήσεων επιτυγχάνεται με τη μείωση της μάζας του δομήματος, την τροποποίηση του δομητικού συστήματος με στόχο την ευεργετική αλλαγή της ιδιοπεριόδου του δομήματος (π.χ. μέσω συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας),κ.λ.π.

Οι δύο προτεινόμενοι τρόποι ενίσχυσης για την κατασκευή είναι οι εξής:

- Ενίσχυση των δύο τοιχωμάτων με μονόπλευρο μανδύα και η κατασκευή 3 τοιχωμάτων περυγιών σε συνέχεια με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής.
- Ενίσχυση τεσσάρων φατνωμάτων με διαγώνιους συνδέσμους και με εσωτερικό μεταλλικό πλαίσιο. Η ενίσχυση με εσωτερικό μεταλλικό πλαίσιο γίνεται για καλύτερη σύνδεση των λοξών ράβδων στα μέλη των πλαισίων και για ενίσχυση των τελευταίων.

Στη συνέχεια δίνονται ορισμένες κατασκευαστικές λεπτομέρειες και λεπτομέρειες ανάλυσης για τους παραπάνω τρόπους ενίσχυσης.

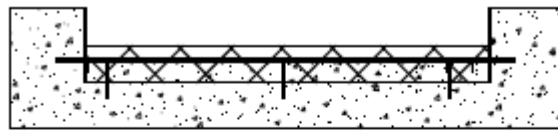
7.1 Ενίσχυση τοιχωμάτων με μανδύα

Η μέθοδος της κατασκευής μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί την πλέον συνηθισμένη και αποδοτική μέθοδο ενίσχυσης τοιχωμάτων. Σε αντίθεση με τα υποστυλώματα, για τα οποία επιλέγεται συνήθως η λύση του κλειστού μανδύα, κατά κανόνα οι μανδύες για την ενίσχυση των τοιχωμάτων δεν είναι κλειστοί. Αυτό οφείλεται κυρίως στη μεγάλη τιμή του λόγου του μήκους ως προς το πλάτος τους, ο οποίος είναι ίσος ή μεγαλύτερος του τέσσερα και μπορεί να πάρει πολύ μεγάλες τιμές. Για το λόγο αυτό κατά κανόνα η ενίσχυση του τοιχώματος αφορά στην αύξηση του πάχους του με κατασκευή μανδύα ανοικτού τύπου (Σχήμα 7.1α). Μία άλλη συνήθης πρακτική που εφαρμόζεται κυρίως για την καμπτική ενίσχυση των τοιχωμάτων είναι η κατασκευή δύο κρυφοϋποστυλωμάτων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.1β. Στο Σχήμα 7.1γ παρουσιάζεται η κατασκευή κλειστού μανδύα που περιβάλλει ολόκληρο το υπάρχον τοίχωμα. Για να εξασφαλιστεί η αποδοτικότητα της ενίσχυσης απαιτείται η εκτράχυνση της επιφάνειας του σκυροδέματος, έτσι ώστε να απομακρυνθεί η εξωτερική επιδερμική στρώση τσιμεντοπολτού και να αποκαλυφθούν τα αδρανή, και στη συνέχεια ο επιμελής καθαρισμός της εκτραχυνμένης επιφάνειας με αέρα υπό πίεση. Για την εκτράχυνση, η οποία πρέπει να έχει βάθος περίπου 6 mm, πρέπει να χρησιμοποιηθεί κατάλληλος μηχανικός εξοπλισμός. Πρέπει ακόμα να σημειωθεί ότι η επιφάνεια του παλαιού σκυροδέματος πρέπει να διαβρέχεται πριν τη σκυροδέτηση του μανδύα. Μαζί με το σκυρόδεμα συνιστάται να διαβρέχονται είτε ο ξυλότυπος στην περίπτωση που χρησιμοποιείται έγχυτο σκυρόδεμα.

Για τη διαστασιολόγηση των ενισχυμένων τοιχωμάτων μπορούν να χρησιμοποιούνται οι τιμές των συντελεστών μονολιθικότητας που ισχύουν για την περίπτωση της ενίσχυσης υποστυλωμάτων με κλειστούς μανδύες ωπλισμένου σκυροδέματος, δηλαδή $k_k = 0.70 \sim 1.00$ και $k_r = 0.80 \sim 1.00$.

Προϋποθέσεις για την εφαρμογή των παραπάνω τιμών για τους συντελεστές k_k και k_r είναι η αποκατάσταση της διατομής του βλαμμένου τοιχώματος πριν την κατασκευή του μανδύα, η επαρκής αγκύρωση του νέου οπλισμού στο

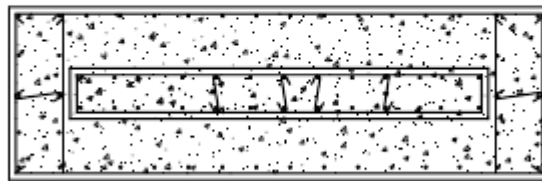
υπάρχον σκυρόδεμα και ο περιορισμός του εμβαδού του μανδύα έως το διπλάσιο του εμβαδού του αρχικού στοιχείου.



(α)



(β)



(γ)

Σχήμα 7.1.: Ενίσχυση τοιχωμάτων με αύξηση της διατομής τους

Γενικά συνιστάται να γίνονται δύο αναλύσεις θεωρώντας $k_k = 0.70$ και $k_k = 1.00$, αντίστοιχα. Η διαστασιολόγηση του ενισχυμένου τοιχώματος πρέπει να γίνεται με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μμεγέθη που προκύπτουν από τις δύο αναλύσεις. Η ανάλυση για $k_k = 1.00$, δηλαδή με θεώρηση μονολιθικής σύνδεσης παλαιού και νέου σκυροδέματος, δίνει δυσμενέστερη τιμή για την τέμνουσα σχεδιασμού. Η τιμή αυτή αν και είναι εξαιρετικά συντηρητική μπορεί να χρησιμοποιείται για το σχεδιασμό του μανδύα. Η ανάλυση για $k_k = 0.70$ χρησιμοποιείται για τη διαστασιολόγηση των άλλων μελών του φορέα.

Η κατανομή της τέμνουσας σχεδιασμού του ενισχυμένου τοιχώματος στο παλιό και το νέο στοιχείο γίνεται με βάση την απομένουσα δυσκαμψία του υπάρχοντος τοιχώματος και τη δυσκαμψία του μανδύα, αντίστοιχα. Εάν στον προσδιορισμό της απομένουσας δυσκαμψίας του παλαιού τοιχώματος υπεισέρχεται μεγάλος βαθμός αβεβαιότητας, τότε η τέμνουσα που παραλαμβάνει ο μανδύας μπορεί να υπολογιστεί ως η διαφορά της αρχικής διατμητικής αντοχής του υφισταμένου τοιχώματος από τη

συνολική τέμνουσα σχεδιασμού του ενισχυμένου στοιχείου. Απαραίτητη προϋπόθεση είναι η επιμελής επισκευή τυχόν βλαβών που έχει υποστεί το τοίχωμα πριν την ενίσχυσή του με το μανδύα.

Όταν χρησιμοποιείται εκτοξευμένο σκυρόδεμα για την κατασκευή του μανδύα το πάχος του δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 5 cm. Για μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα, το αντίστοιχο ελάχιστο πάχος είναι 8 cm. Επίσης γενικά συνιστάται η αντοχή του σκυροδέματος του μανδύα να είναι μία κατηγορία μεγαλύτερη από αυτή του αρχικού στοιχείου. Για τη σύνδεση του μανδύα με το υπάρχον τοίχωμα συνήθως χρησιμοποιούνται βλήτρα σχήματος Γ. Σε αμφίπλευρους μανδύες (Σχήμα 7.1γ) ενδείκνυται τα βλήτρα να είναι διαμερή εφόσον αυτό είναι εφικτό (ελάχιστος αριθμός $3\phi 14/m^2$), ενώ σε μονόπλευρους μανδύες πρέπει να προτιμώνται δίμητοι διατηρητικοί σύνδεσμοι σχήματος Π (Σχήμα 7.1α).

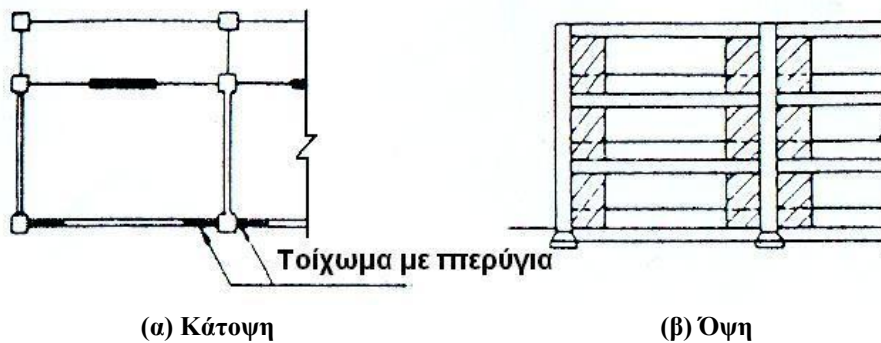
7.2 Κατασκευή τοιχωμάτων περυγίων σε συνέχεια και σύνδεση με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής

Η τεχνική της ενίσχυσης αυτής βασίζεται στην βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής τοποθετώντας πλευρικά τοιχία Οπλισμένου Σκυροδέματος που δε θεωρούνται τοιχώματα εκατέρωθεν υφιστάμενων υποστυλωμάτων και σε σύνδεση με αυτά. Η προσθήκη τοιχωμάτων γίνεται προς την επιδιωκόμενη διεύθυνση αύξησης της αντίστασης της κατασκευής, ενώ η σύνδεση με το πλαίσιο μπορεί να είναι είτε κεντρική είτε έκκεντρη (εξωτερική τοποθέτηση). Σε γωνιακά υποστυλώματα, συνίσταται προσθήκη τοιχωμάτων και στις δύο διευθύνσεις.

Για να επιτευχθεί μονολιθική σύνδεση των νέων τοιχωμάτων με το υποσύλωμα, θα πρέπει τα δύο πλευρικά τοιχία να συνδέονται και μεταξύ τους μέσω πλευρικής ενίσχυσης και αύξησης του πάχους. Ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δοθεί στο γεγονός ότι η μέθοδος αυτή δεν ενδείκνυται σε φαντώματα όπου η απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων είναι μικρή. Η σύσταση αυτή ισχύει για την αποφυγή αστοχίας λόγω τέμνουσας των δοκών, καθώς τα πρόσθετα περύγια μειώνουν αισθητά το καθαρό άνοιγμά τους. Πρέπει να δοθεί επίσης προσοχή στη σύνδεση υποστυλώματος και περυγίων ώστε να αποφευχθεί παραμόρφωση εκτός του επιπέδου τους. Ειδικότερα για την περίπτωση όπου τα περύγια τοποθετούνται έκκεντρα στο υποσύλωμα απαιτείται να είναι αντίστοιχα έκκεντρα και η δοκός. Ταυτόχρονα, λόγω της απαίτησης για σύνδεση των περυγίων μεταξύ τους έχουμε αύξηση του πάχους του υπάρχοντος υποστυλώματος πάνω από πέντε εκατοστά. Σημαντικό ρόλο στην επιτυχία της μεθόδου παίζει η επίτευξη πλήρους σύνδεσης μεταξύ περυγίων και υποστυλώματος με χρήση βλήτρων και εκτράχυνση της επιφάνειας. Τέλος, στην περίπτωση που το νέο στοιχείο λειτουργεί ως εξωτερικός τοίχος, είναι απαραίτητο να εξασφαλιστεί η στεγανότητα της σύνδεσης.

Τα τοιχία αυτά πρέπει να συνδεθούν με τα υποστυλώματα για να έχουν ενιαία συμπεριφορά. Η σύνδεση αυτή μπορεί να γίνει με τους παρακάτω δύο τρόπους: α)

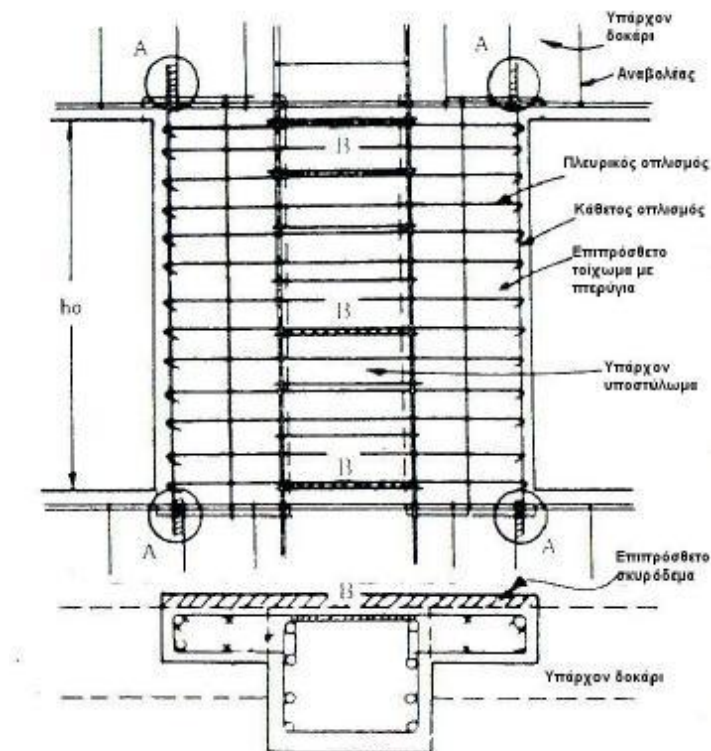
μονολιθική σύνδεση των υποστυλωμάτων με τα περύγια και β) σύνδεση με βλήτρα.



Σχήμα 7.2: Προσθήκη τοιχώματος με περύγια εντός πλαισίου

Αναλυτικότερα:

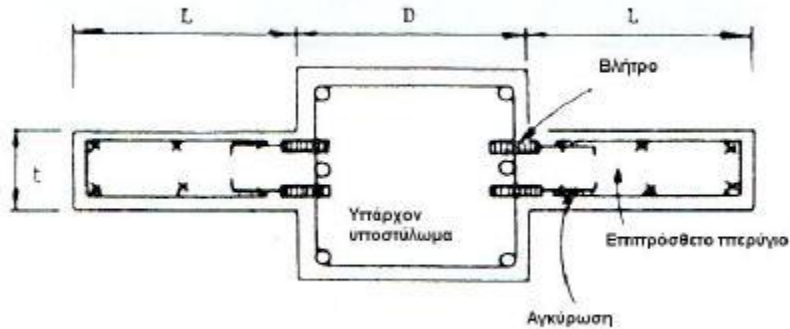
α) Πραγματοποιείται αποκόλληση μέρους του παλιού σκυροδέματος του υποστυλώματος έτσι ώστε να υπάρχει καλή συνάφεια μεταξύ παλιού και νέου στοιχείου. Για να επιτευχθεί μονολιθική σύνδεση, θα πρέπει τα δύο περύγια να συνδέονται και αυτά μεταξύ τους μέσω πλευρικής ενίσχυσης και αύξηση του πάχους, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.3.



Σχήμα 7.3: Τοίχωμα με περύγια με μονολιθική σύνδεση

β) Σε αυτή τη μέθοδο κατασκευής, τα υπάρχοντα υποστυλώματα και τα τοιχώματα με περύγια συνδέονται με βλήτρα (σφηνοειδή αγκύρια ή άλλου τύπου βλήτρα). Είναι σημαντικό τα βλήτρα να τοποθετηθούν μέσα στον πυρήνα του σκυροδέματος των

δοκαριών και του υποστυλώματος ώστε η σύνδεση να είναι όσο το δυνατόν ισχυρότερη. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.4, τα τοιχώματα με πτερύγια είναι είτε από επί τόπου έγχυση είτε από προκατασκευασμένο σκυρόδεμα εγχύοντας κονίαμα στην ένωση.



Σχήμα 7.4: Τοίχωμα με πτερύγια με σύνδεση μέσω βλήτρων

Στη συνέχεια δίνονται τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα του πρώτου και δεύτερου κατασκευαστικού τύπου.

Ειδικότερα για τον πρώτο κατασκευαστικό τύπο:

- Τα πτερύγια τοποθετούνται έκκεντρα στο υποστυλῶμα με αποτέλεσμα η χρήση αυτού του κατασκευαστικού τύπου να μην είναι εφικτή σε περίπτωση που δεν είναι αντίστοιχα έκκεντρο και το δοκάρι
- Λόγω της απαίτησης σύνδεσης των πτερυγίων μεταξύ τους έχουμε αύξηση του πάχους του υποστυλώματος πάνω από πέντε εκατοστά
- Στην περίπτωση που το νέο στοιχείο χρησιμοποιείται ως εξωτερικός τοίχος θα πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στη στεγανοποίηση της σύνδεσης

Ειδικότερα για το δεύτερο κατασκευαστικό τύπο:

- Επειδή η σύνδεση δεν είναι τόσο μονολιθική θα πρέπει κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού να ληφθεί υπ' όψιν ότι η στατική συμπεριφορά του υποστυλώματος με πτερύγια μπορεί να διαφέρει σημαντικά από τη συμπεριφορά άλλου τύπου υποστυλώματος
- Απαιτείται μεγάλη ακρίβεια κατά την τοποθέτηση των βλήτρων

7.3 Ενίσχυση με συνδέσμους δυσκαμψίας

Μία από τις πιο συνήθεις μεθόδους ενίσχυσης κατασκευών με πλαισιακό φέροντα οργανισμό για ανάληψη σεισμικών φορτίων, είναι η τοποθέτηση δικτυωτών συνδέσμων σε προεπιλεγμένα φατνώματα του φορέα. Με την προσθήκη των συνδέσμων οι σεισμικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο πλαίσιο αναλαμβάνονται κυρίως από τις αξονικές δυνάμεις των συνδέσμων. Οι σύνδεσμοι είναι κατά

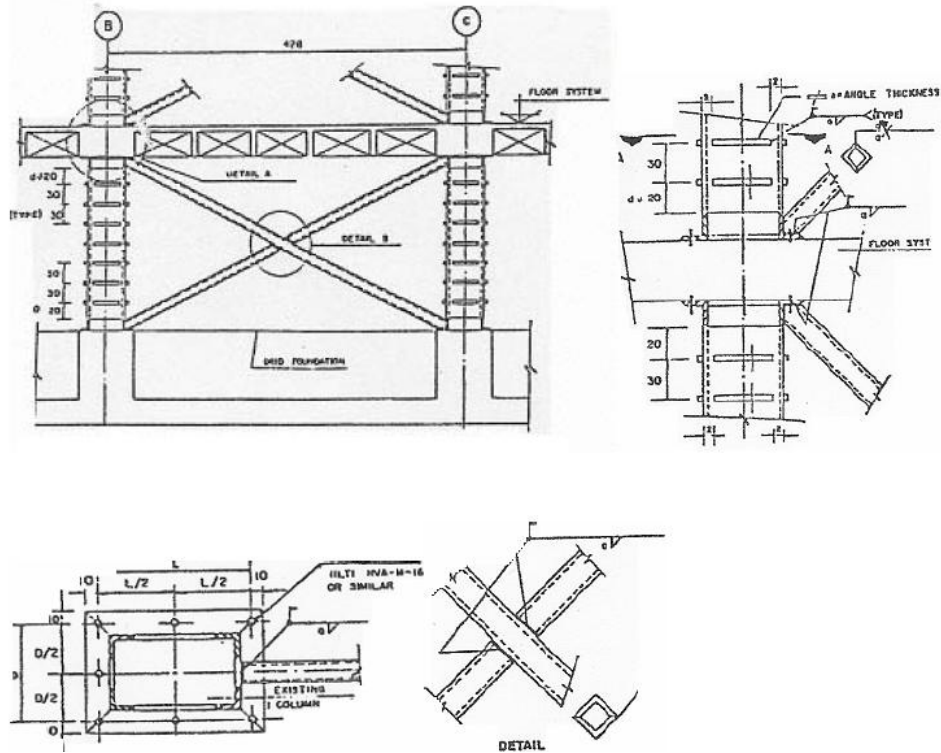
κανόνα μεταλλικοί, αφού ο χάλυβας λόγω των όλκιμων χαρακτηριστικών της συμπεριφοράς του μπορεί να αναλάβει μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις και κατά συνέπεια ενδείκνυται για την απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας.

Με τη συγκεκριμένη μέθοδο ενίσχυσης επιτυγχάνεται κατά κύριο λόγο αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής καθώς επίσης και σημαντική αύξηση της αντοχής και της πλαστιμότητας. Για το λόγο αυτό προστίθενται συνήθως σε μαλακούς ορόφους δηλαδή ορόφους με μειωμένη δυσκαμψία, όπως είναι το ισόγειο κτιρίων τύπου pilotis. Αντίθετα η αύξηση της αντοχής είναι συνήθως μέτρια σε σχέση με άλλες μεθόδους ενίσχυσης, όπως η κατασκευή τοιχωμάτων από ωπλισμένο σκυρόδεμα εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού. Στην περίπτωση που κανένας από τους ορόφους της κατασκευής δεν εμφανίζει μειωμένη δυσκαμψία σε σχέση με τους υπόλοιπους αλλά απαιτείται ενίσχυση του συνόλου της κατασκευής, συνιστάται η τοποθέτηση των δικτυωτών συνδέσμων σε κατακόρυφη σειρά φατνωμάτων των περιμετρικών κυρίως πλαισίων του φορέα.

Πέραν της εύκολης τοποθέτησης, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας παρουσιάζουν επίσης το πλεονέκτημα της μικρής επιβάρυνσης των κατακορύφων φορτίων του φορέα, ενώ και από αρχιτεκτονικής πλευράς ελάχιστα αλλοιώνουν τη φυσιογνωμία του κτιρίου και επηρεάζουν το φωτισμό των εσωτερικών του χώρων.

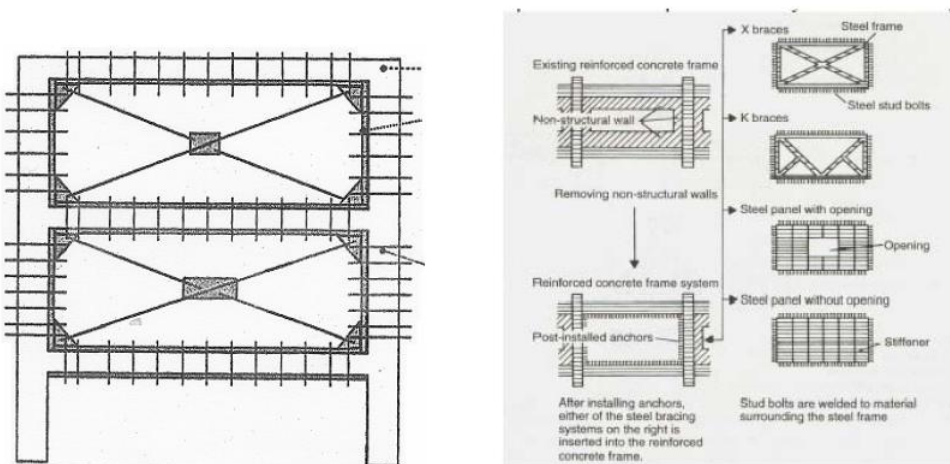
Η εξασφάλιση της ασφαλούς μεταφοράς των δυνάμεων μεταξύ των στοιχείων που προστίθενται και αυτών που προϋπάρχουν απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή στις θέσεις συνδέσεων με την υφιστάμενη κατασκευή. Δυο είναι οι βασικοί τρόποι σύνδεσης του μεταλλικού δικτύωματος με τον πλαισιακό φέροντα οργανισμό του κτιρίου η εσωτερική σύνδεση στο πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος και η εξωτερική.

α) Στην εσωτερική σύνδεση στον πλαισιακό φέροντα οργανισμό. εισάγουμε το μεταλλικό δικτύωμα μέσα στο πλαίσιο. Η σύνδεση αυτή μπορεί να γίνει είτε άμεσα στο σκυρόδεμα, με την βοήθεια μεταλλικών γωνιακών ελασμάτων (Σχήμα 7.5)



Σχίμα 7.5 Εσωτερική σύνδεση στον πλαισιακό οργανισμό, λεπτομέρειες σύνδεσης

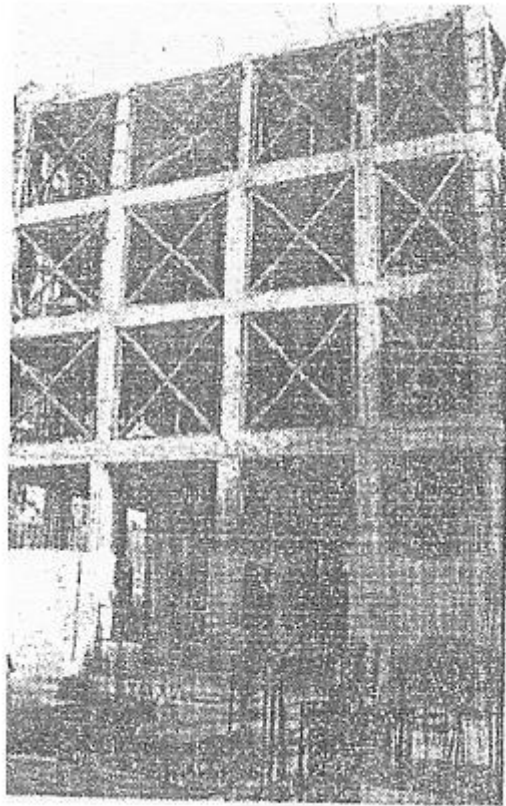
είτε έμμεσα με την τοποθέτηση περιμετρικά του φατώματος μεταλλικά στοιχεία που σχηματίζουν ένα μεταλλικό πλαίσιο και τα διαγώνια μέλη των συνδέσμων συνδέονται με τα στοιχεία του πλαισίου αυτού (Σχήμα 7.6).



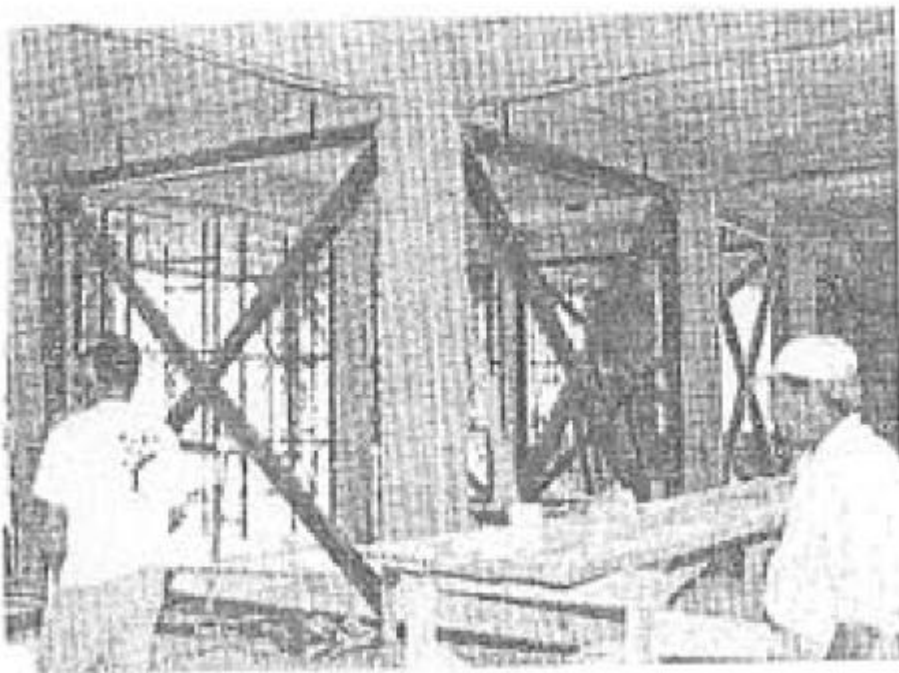
Σχήμα 7.6 Τεχνικές έμμεσης σύνδεσης

Στην δεύτερη περίπτωση, η σύνδεση των μεταλλικών στοιχείων με τις δοκούς και τα υποστυλώματα του φατώματος μπορεί να είναι συνεχής ή διακεκομμένη υπό την προϋπόθεση ότι σε κάθε θέση ικανοποιείται η συνθήκη του συμβιβαστού των παραμορφώσεων. Κατά συνέπεια, όταν επιλέγεται η παραπάνω λύση πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι σε αντίθεση με τους διαγώνιους συνδέσμους που καταπονούνται κυρίως αξονικά, τα στοιχεία του πρόσθετου μεταλλικού πλαισίου αναπτύσσουν εκτός

από την αξονική, τόσο καμπτική όσο και διατμητική ένταση. Η μέθοδος αυτή εφαρμόστηκε στην αποκατάσταση συγκροτήματος διατηρητέων κτιρίων στα Λαδάδικα Θεσσαλονίκης, όπως φαίνεται στις ακόλουθες φωτογραφίες

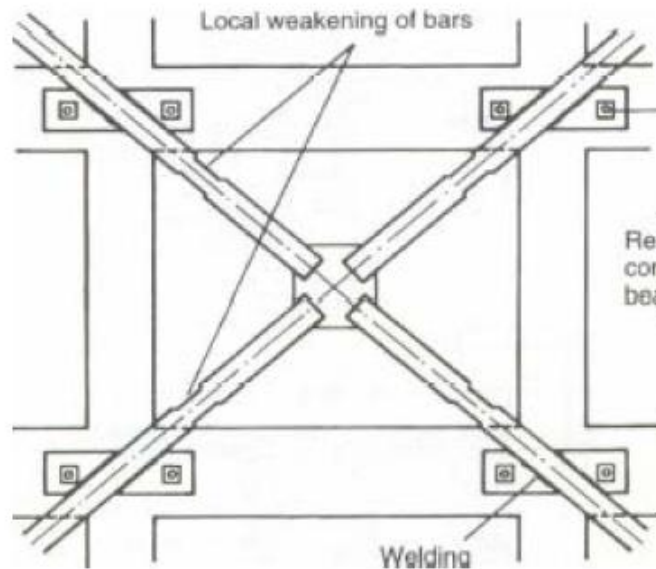


Σχήμα 7.7 Ενίσχυση δυσκαμψίας σκελετού

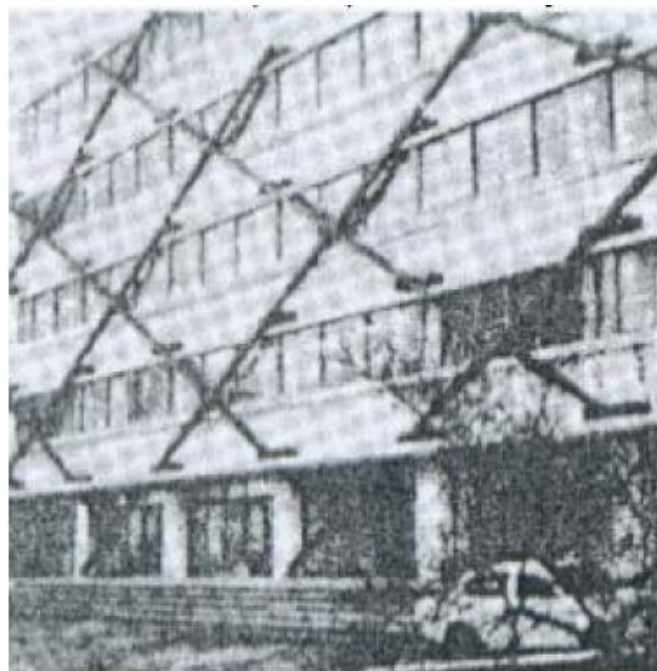


Σχήμα 7.8 Διατάξη εσωτερικών συνδέσμων δυσκαμψίας

β) Στην εξωτερική σύνδεση στο πλαίσιακό φέροντα οργανισμό το σύστημα των μεταλλικών ράβδων τοποθετείται στην εξωτερική όψη του πλαίσιακού φορέα και συνδέεται στους κόμβους του, όπως φαίνεται ακολούθως



Σχήμα 7.9 Εξωτερική σύνδεση στο φέροντα οργανισμό



Σχήμα 7.10 Εφαρμογή της μεθόδου σε κτίριο στην Καλιφόρνια

Με αυτό τον τρόπο σύνδεσης το σύστημα των μεταλλικών ράβδων συνεργάζεται με το πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος και παραλαμβάνει μέρος της σεισμικής δράσης. Το σύστημα αυτό στηρίζεται πάνω στους κόμβους του πλαισίου με συγκόλληση της ράβδου πάνω σε ένα μεταλλικό έλασμα και στην

συνέχεια με σύνδεση του ελάσματος στο κόμβο, με την χρήση βλήτρων και ρητίνης.

Η μέθοδος αυτή επιτρέπει την επέμβαση στο κτίριο από την εξωτερική πλευρά και επιτρέπει να γίνει η ενίσχυση του με μεγαλύτερη ευκολία, χωρίς να χρειάζονται πρόσθετες επεμβάσεις στην κατασκευή (π.χ ξήλωμα τοιχοποιίας).

Στη διαστασιολόγηση των συνδέσμων ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στις θέσεις των συνδέσεων με την υφισταμένη κατασκευή, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η ασφαλής μεταφορά δυνάμεων μεταξύ των στοιχείων που προστίθενται και αυτών που προϋπάρχουν. Επίσης πρέπει να γίνει κατανοητό ότι η χρήση δικτυωτών συνδέσμων μπορεί να μεταβάλλει εξ' ολοκλήρου τη σεισμική συμπεριφορά του αρχικού φορέα και να απαιτήσει πληθώρα άλλων επεμβάσεων λόγω ανακατανομής των δυνάμεων στα διάφορα στοιχεία του φέροντα οργανισμού.

Η σημαντικότερη παράμετρος όσον αφορά στη συμπεριφορά των δικτυωτών συνδέσμων είναι η εξασφάλιση επαρκούς πλαστιμότητας ώστε να αναληφθούν με ασφάλεια τα σεισμικά φορτία. Το φαινόμενο που ενδέχεται να αποτρέψει την ανάπτυξη της πλήρους εφελκυστικής αντοχής των συνδέσμων και τη δυνατότητα μετελαστικής συμπεριφοράς είναι ο λυγισμός των μεταλλικών στοιχείων. Επειδή οι διαγώνιοι σύνδεσμοι καταπονούνται σε αξονικό εφελκυσμό που εναλλάσσεται με αξονική θλίψη, έχουν περιορισμένη δυνατότητα ανάπτυξης ανακυκλιζόμενων ανελαστικών παραμορφώσεων. Το γεγονός αυτό εκδηλώνεται μέσω του έντονα ελλειψοειδούς σχήματος του βρόχου υστέρησης των διαγώνιων στοιχείων. Κατά συνέπεια τα διαγώνια στοιχεία πρέπει να διαμορφώνονται κατά τρόπο που να διασφαλίζει την αποφυγή οποιασδήποτε μορφής ψαθυρής αστοχίας λόγω καμπτικού ή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού που μπορεί να εκδηλωθεί με θραύση είτε του στοιχείου είτε της σύνδεσής του με το φέροντα οργανισμό της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανακυκλιζόμενης σεισμικής φόρτισης.

Με βάση την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς της ανασχεδιασμένης κατασκευής που αντιστοιχεί στην επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας και στη σεισμική δράση σχεδιασμού, για να αποφευχθεί ο τοπικός λυγισμός πρέπει ο λόγος του πλάτους b προς το πάχος t της διατομής των θλιβόμενων δικτυωτών συνδέσμων να ικανοποιεί συγκεκριμένα όρια του ΕΚ3-1-1 και του πίνακα 6.3 του ΕΚ 8.1. Στην πράξη συνιστάται επίσης η μείωση της διατομής του στοιχείου κοντά στις θέσεις σύνδεσης με τα μέλη του φαντώματος. Σκοπός της μείωσης είναι να περιοριστεί η πιθανότητα λυγισμού λόγω εκκεντρότητας του αξονικού φορτίου που καταπονεί το σύνδεσμο.

Όσον αφορά στα εφελκυσόμενα στοιχεία, προκειμένου να αποφευχθεί η ανάπτυξη συγκεντρωμένων τάσεων στις θέσεις οπών κοχλιών που ενδέχεται να οδηγήσει σε μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις και πιθανή ψαθυρή αστοχία της σύνδεσης, πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$\frac{A_{net}}{A} \geq 1.262f_y/f_u$$

όπου A_{net} και A είναι η απομειωμένη καθαρή διατομή και η πλήρης διατομή του εφελκόμενου μέλους, αντίστοιχα, f_y το όριο διαρροής και f_u η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα.

Μία άλλη κρίσιμη παράμετρος για τον ορθό σχεδιασμό των δικτυωτών συνδέσμων είναι η επάρκεια των συνδέσεων. Γενικά συνιστάται οι συνδέσεις να σχεδιάζονται ώστε να έχουν υπεραντοχή που εξασφαλίζει ότι η διαρροή περιορίζεται στα πλάσιμα μέλη, δηλαδή στα διαγώνια στοιχεία. Εάν η σύνδεση έχει γίνει με εξωραφή, η υπεραντοχή της πρέπει να είναι τουλάχιστον 20%. Αντίστοιχα, για κοχλιωτές συνδέσεις η οριακή αντοχή της σύνδεσης πρέπει να προκύπτει από τον έλεγχο σε σύνθλιψη άντυγας και όχι σε διάτμηση των κοχλιών. Για το λόγο αυτό συνιστάται η χρήση κοχλιών υψηλής αντοχής.

Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στον έλεγχο των κόμβων του υφισταμένου φορέα μετά την τοποθέτηση των δικτυωτών συνδέσμων, όπου πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τα επιπλέον εντατικά μεγέθη που εισάγονται σε αυτούς λόγω ανακατανομής της έντασης στο φορέα. Εφόσον διαπιστωθεί ανεπάρκεια των κόμβων λόγω αλληλεπίδρασης με τα πρόσθετα στοιχεία, επιβάλλεται η αναθεώρηση του σχεδιασμού ενίσχυσης του φέροντος οργανισμού, ώστε να περιλαμβάνει και ενίσχυση των κόμβων που παρουσιάζουν το πρόβλημα.

Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι σχεδιάζονται θεωρώντας ότι συμμετέχουν στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων, ενώ αντίθετα αγνοούνται στην ανάλυση της κατασκευής για το στατικό συνδυασμό των κατακορύφων δράσεων. Οι κατακόρυφες δράσεις πρέπει να αναλαμβάνονται με ασφάλεια από τα οριζόντια και τα κατακόρυφα μέλη του πλαισιακού φορέα, συνυπολογίζοντας μόνο τη συνεισφορά του μεταλλικού πλαισίου που τοποθετείται στην περίμετρο του φανώματος για τη σύνδεση των διαγώνιων στοιχείων στο φορέα. Επομένως κατά τη μμορφοποίηση του μαθηματικού προσομοιώματος της κατασκευής τα διαγώνια στοιχεία δεν συμπεριλαμβάνονται.

Όσον αφορά στην ανηγμένη αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ των διαγώνιων συνδέσμων, πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$\bar{\lambda} = (Af_y/N_{cr})^{0.5} \leq 2$$

όπου A και f_y είναι το εμβαδόν της διατομής και το όριο διαρροής του χάλυβα, αντίστοιχα, και $N_{cr} = \pi^2 EI/l^2$ το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου. Συνιστάται επίσης η ελάχιστη τιμή της ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}$ να μην είναι μικρότερη από 1.2, αφού στην αντίθετη περίπτωση τα διαγώνια στοιχεία είναι εξαιρετικά δύσκαμπτα με αποτέλεσμα να μεταβιβάζουν μεγάλα φορτία στα μέλη του

πλαisiού.

Η εκτίμηση του μήκους λυγισμού / των δικτυωτών συνδέσμων γίνεται με βάση τον τρόπο σύνδεσης των διαγώνιων στοιχείων στο φέροντα οργανισμό. Εάν υπάρχουν αβεβαιότητες ως προς τη δυσκαμψία που επιτυγχάνεται στη στήριξη, το μήκος λυγισμού πρέπει να εκτιμάται συντηρητικά. Στην περίπτωση που συγκολλούνται σε κοινό έλασμα στο μέσον του μήκους τους, το μήκος λυγισμού μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του μήκους της διαγωνίου του φαντώματος. Εάν δεν υπάρχει έλασμα στο μέσον της διαγωνίου και το στοιχείο συνδέεται με κομβοέλασμα στα αντιδιαμετρικά σημεία του φαντώματος μόνο, συνιστάται το μήκος λυγισμού να λαμβάνεται ίσο με το 100% και με το 80% του μήκους της διαγωνίου για λυγισμό περί τον ισχυρό και τον ασθενή άξονα της διατομής, αντίστοιχα. Εάν αντί για συγκόλληση, το διαγώνιο στοιχείο συνδέεται με το κομβοέλασμα με κοχλίωση, οι αντίστοιχες τιμές είναι 100% και 90%.

Όταν η διαστασιολόγηση γίνεται σε όρους παραμορφώσεων, οι δικτυωτοί σύνδεσμοι πρέπει να προσομοιάζονται με πλήρως ελαστοπλαστικά στοιχεία. Το φορτίο διαρροής των εφελκόμενων στοιχείων θα ισούται με το όριο διαρροής του χάλυβα πολλαπλασιασμένο επί το εμβαδό της διατομής, ενώ για θλιβόμενα στοιχεία με το 20% του φορτίου λυγισμού τους. Αντίστοιχα, η παραμόρφωση αστοχίας πρέπει να λαμβάνεται ίση είτε με το δωδεκαπλάσιο της παραμόρφωσης διαρροής είτε με το οκταπλάσιο της παραμόρφωσης που αντιστοιχεί στο φορτίο λυγισμού, για εφελκόμενα και θλιβόμενα στοιχεία, αντίστοιχα.

7.4 Θεμελίωση

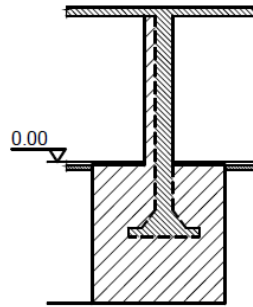
Ένα αρκετά κρίσιμο σημείο της εφαρμογής των παραπάνω μεθόδου ενίσχυσης κτιρίων είναι η θεμελίωση τους λόγω των μεγάλων δυνάμεων και ροπών που καλούνται να μεταφερθούν στο έδαφος. Είναι ένα πολύ δύσκολο πρόβλημα που αντιμετωπίζεται με πολύ κόπο και μεγάλο οικονομικό κόστος. Στη στάθμη της θεμελίωσης δημιουργούνται αρκετά μεγάλες ροπές ανατροπής οι οποίες πρέπει να αναληφθούν από ένα ορθά δομημένο σύστημα θεμελίωσης. Αρχικά θα πρέπει να γίνει εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους, το οποίο θα κληθεί να φέρει αυξημένα φορτία. Ακόμα και στην περίπτωση της ενίσχυσης με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας που είναι μια ελαφριά λύση και επομένως δεν επιβαρύνει πολύ τα κατακόρυφα φορτία μετά την ενίσχυση αυτή, η θεμελίωση καλείται να παραλάβει μεγαλύτερες δράσεις εφόσον πλέον η ικανότητα του φορέα είναι αρκετά μεγαλύτερη (τουλάχιστον 1,5-2,0 φορές μεγαλύτερη αυτής του υφιστάμενου πλαisiού). Η ενίσχυση αυτή μπορεί να επιτευχθεί με τους εξής τρόπους:

α) Με το να αυξήσουμε το μέγεθος του πεδίου, έτσι ώστε να αυξηθεί το βάρος του και η αντίσταση του εδάφους μεταβάλλοντας τον τρόπο μεταβίβασης των κατακόρυφων φορτίων και ροπών στο έδαφος.

β) Συνδέοντας το πέδιλο με τα διπλανά του με δύσκαμπτα μέλη ή με συνδετήρια δοκό.

γ) Χρησιμοποιώντας μικροπασσάλους, αγκύρια ή κάποια άλλη τεχνική με στόχο

να αποφύγουμε το “σήκωμα” της θεμελίωσης.



Σχήμα 9. Ενίσχυση θεμελίου με υποσκαφή

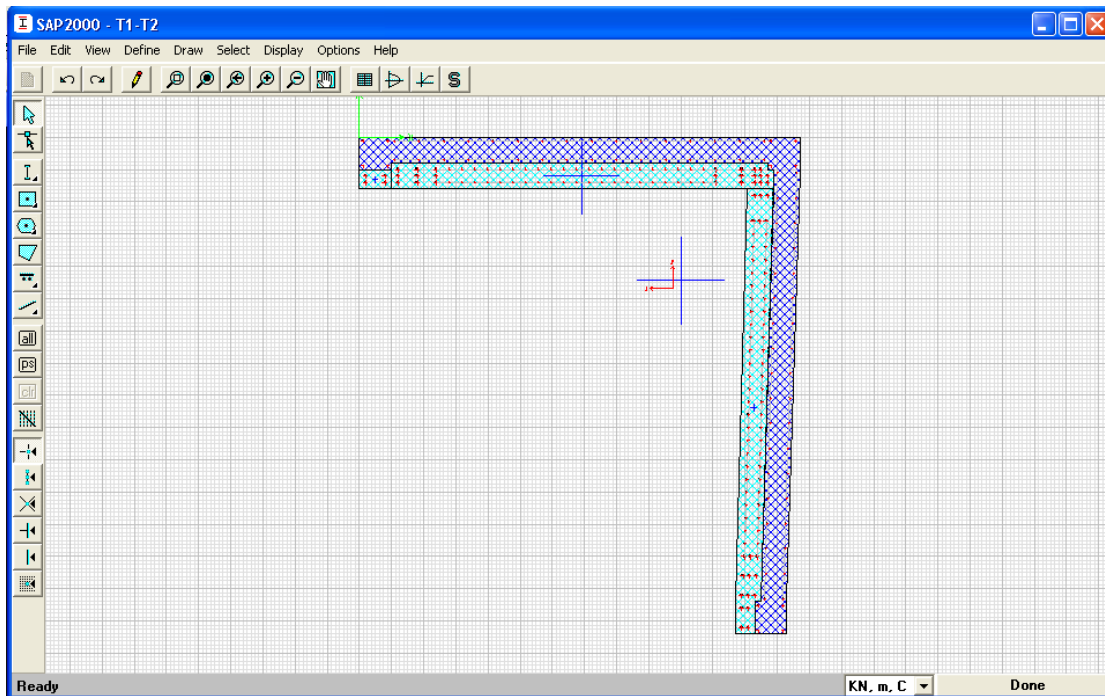
Κεφάλαιο 8 1^η μέθοδος ενίσχυσης υφιστάμενης κατασκευής

8.1 Μέτρα ενίσχυσης

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της αποτίμησης το κτίριο έχει σημαντικές βλάβες στην στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» για τον σεισμό με εδαφική επιτάχυνση 0.24g και επομένως κρίνεται απαραίτητη η δομητική ενίσχυση του κτιρίου. Κατά τη διεύθυνση γ μάλιστα απαιτείται η αντοχή να αυξηθεί 2,5 φορές παραπάνω σε περίπτωση που η πλαστιμότητα παραμείνει σταθερή και επιπλέον να αντιμετωπιστεί η απόσταση του κέντρου μάζας από το κέντρο δυσκαμψίας. Τόσο η αύξηση δυσκαμψίας, με σκοπό τον περιορισμό των συνολικών μετακινήσεων και παραμορφώσεων, όσο και η αύξηση της πλαστιμότητας στα υπάρχοντα-πρωτεύοντα μέλη, πρώιμη αστοχία τους λόγω εξάντλησης της, είναι ένα εύλογο σενάριο ενίσχυσης του δομήματος.

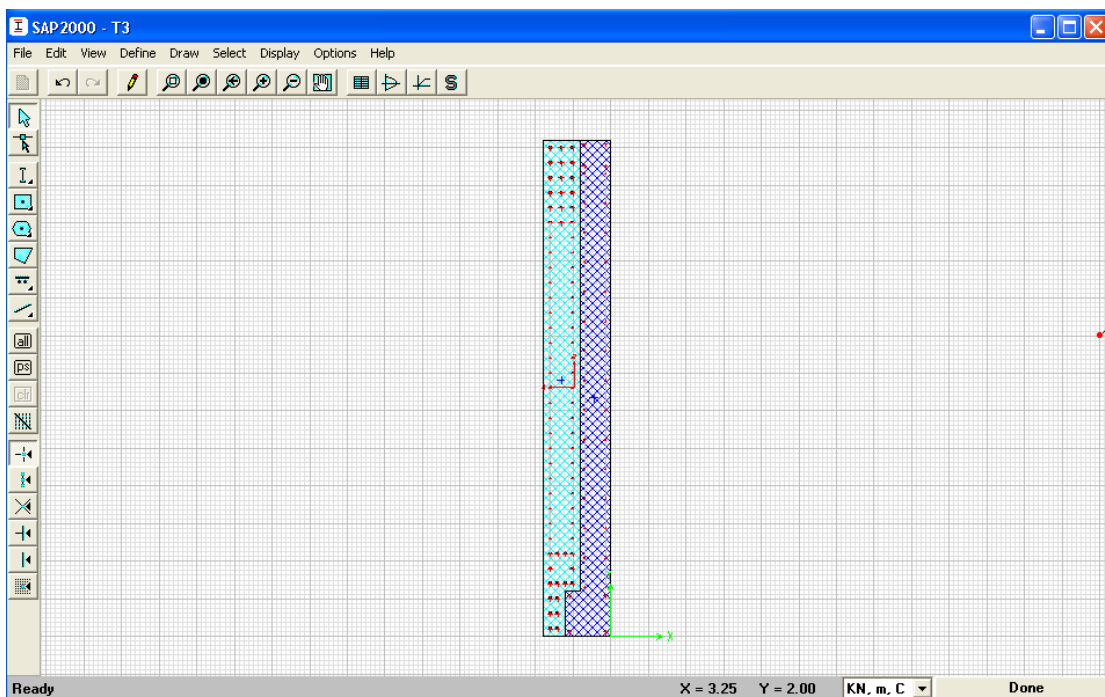
Η πρώτη μέθοδος ενίσχυσης είναι η ενίσχυση των δύο τοιχωμάτων με μονόπλευρο μανδύα και η κατασκευή 3 τοιχωμάτων πτερυγίων σε συνέχεια με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής για αύξηση της αντοχής αλλά και για να μην υπάρχουν προβλήματα στρέψης μετά και από την ενίσχυση του τοιχώματος. Η ενίσχυση των τοιχωμάτων και των υποστυλωμάτων προέκυψαν έπειτα από διαδικασία υπολογισμού λαμβάνοντας υπόψη την στατική και κατασκευαστική επάρκεια, την αρχιτεκτονική καθώς και την βέλτιστη οικονομικά λύση.

Στη συνέχεια δίνεται η ενίσχυση του γωνιακού τοιχώματος με μονόπλευρο μανδύα πάχους 20 cm. Ο κατακόρυφος οπλισμός στα περισφιγμένα άκρα είναι 13 Φ20 στο ένα και 14 Φ20 στο άλλο άκρο. Ο οπλισμός κορμού και ο οριζόντιος οπλισμός είναι Φ10/10



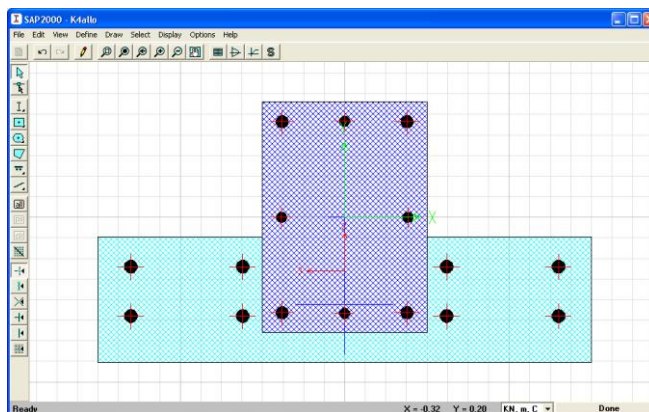
Σχήμα 8.1.: Ενίσχυση γωνιακού τοιχώματος με αύξηση της διατομής του

Ακολουθεί η ενίσχυση του τοιχώματος κατά τη διεύθυνση x με μονόπλευρο μανδύα πάχους . 25 cm. Επειδή το τοίχωμα μειώνεται στους δύο παραπάνω ορόφους δεν είναι δυνατή η κατασκευή κρυφουποστυλωμάτων στα άκρα. Ο κατακόρυφος οπλισμός στα περισφιγμένα άκρα είναι 16 Φ20 στο ένα και 15 Φ20 στο άλλο άκρο. Ο οπλισμός κορμού και ο οριζόντιος οπλισμός είναι Φ10/10

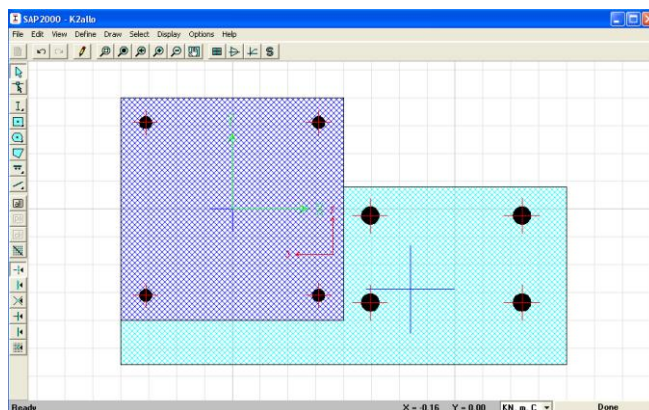


Σχήμα 8.2.: Ενίσχυση τοιχώματος κατά τη διεύθυνση x με αύξηση της διατομής του

Για περαιτέρω αύξηση της αντοχής αλλά και για να μην υπάρχουν προβλήματα στρέψης κατά τη διεύθυνση γ μετά και από την ενίσχυση του τοιχώματος κατασκευάζονται 3 τοιχώματα περύγια σε συνέχεια με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής. Στο γωνιακό υποστύλωμα κατασκευάζεται περύγιο με μήκος 25cm κατά τη μια πλευρά ενώ στα άλλα δύο εσωτερικά υποστυλώματα κατασκευάζονται 2 περύγια με μήκος 25 cm εκατέρωθεν του υποστυλώματος. Ο κατακόρυφος οπλισμός είναι 4Φ20 σε κάθε περύγιο.

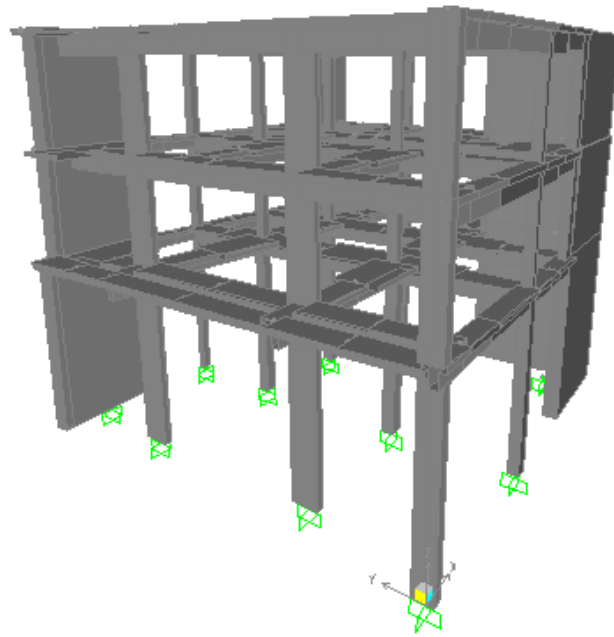


Σχήμα 8.3.: Κατασκευή τοιχώματος περυγίου σε εσωτερικό υποστύλωμα



Σχήμα 8.4.: Κατασκευή τοιχώματος περυγίου σε γωνιακό υποστύλωμα

Η τρισδιάστατη απεικόνιση του ενισχυμένου δομήματος δίνεται στο σχήμα που ακολουθεί:



Σχήμα 8.5 Τρισδιάστατη απεικόνιση ενισχυμένου δομήματος.

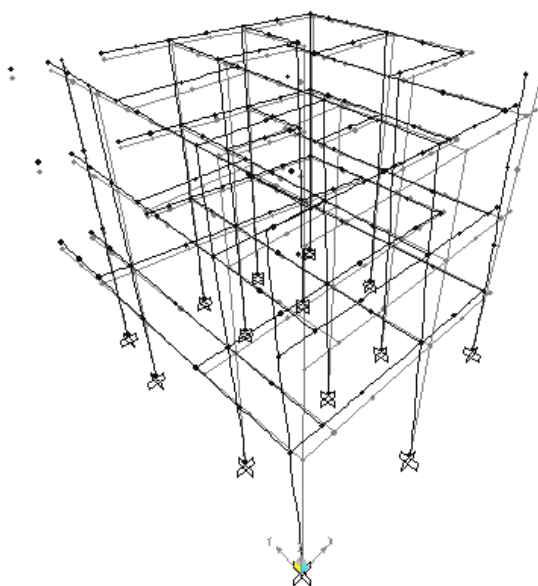
8.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Από τα ποσοστά συμμετοχής της μάζας που αντιστοιχούν στη θεμελιώδη ιδιομορφή για κάθε διεύθυνση εκτιμάται η επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών στη συμπεριφορά της κατασκευής. Υψηλές τιμές των ποσοστών αυτών υποδηλώνουν πως η κατασκευή αποκρίνεται κυρίως σύμφωνα με το σχήμα της θεμελιώδους ιδιομορφής της.

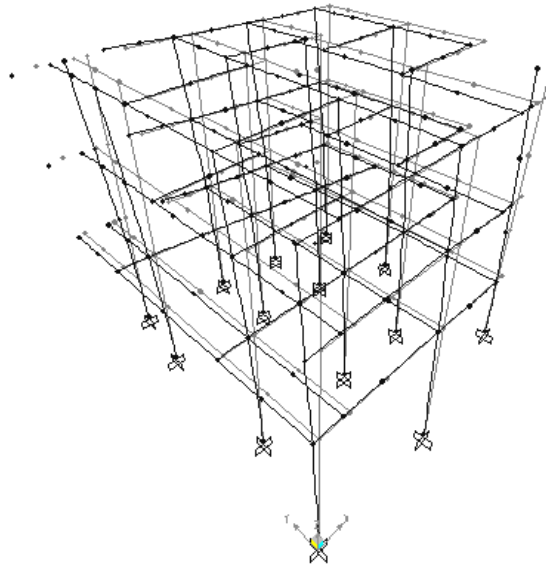
Ιδιομορφές	Ιδιοπερίοδοι	UX	UY	RZ
	Sec			
1	0.682556	5.07E-05	0.80767	0.14919
2	0.624568	0.83494	0.00021	0.31359
3	0.391117	0.00299	0.06744	0.36296
4	0.189786	0.00785	0.07372	0.00415
5	0.145122	0.12274	0.00617	0.07317
6	0.113043	2.62E-08	7.11E-05	0.00001402
7	0.107867	0.00014	0.00052	0.00136
8	0.107057	0.00067	0.02364	0.06402
9	0.101265	0.00201	0.01278	0.00033
10	0.098563	1.46E-05	5.8E-06	8.471E-06
11	0.092902	2.4E-05	3.4E-05	5.709E-06
12	0.087503	9.42E-05	3.81E-05	7.421E-09
13	0.085514	0.00019	0.00011	1.599E-07
14	0.084886	0.00151	8.09E-05	4.716E-06
15	0.083718	0.00017	6.05E-05	2.335E-06
16	0.082218	6.62E-05	8.11E-06	1.086E-08
17	0.079716	1.89E-05	2.73E-05	0.00004068
18	0.076888	4.12E-05	1.03E-05	2.124E-06

Πίνακας 8.1 Δυναμικά χαρακτηριστικά ενισχυμένου δομήματος

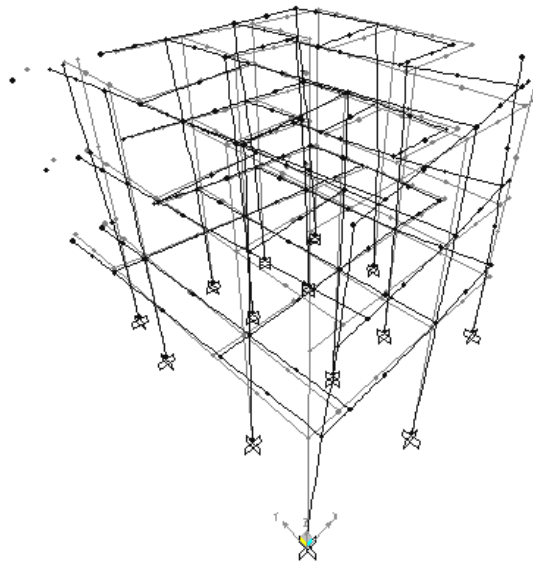
Για το κτίριο κατά την y -διεύθυνση η 1η καμπτική ιδιομορφή έχει τιμή ιδιοπεριόδου 0.68sec με ποσοστό δρώσας μάζας κατά y 80.7% της συνολικής μάζας του κτιρίου ενώ η 1η κατά την x -διεύθυνση έχει τιμή 0.624sec με ποσοστό δρώσας μάζας κατά x 83.5% της συνολικής μάζας του κτιρίου.



Σχήμα 8.6 Ιδιομορφή 1^η T= 0.68sec καμπτική κατά y



Σχήμα 8.7 Ιδιομορφή 2^η T= 0.62sec καμπτική κατά x



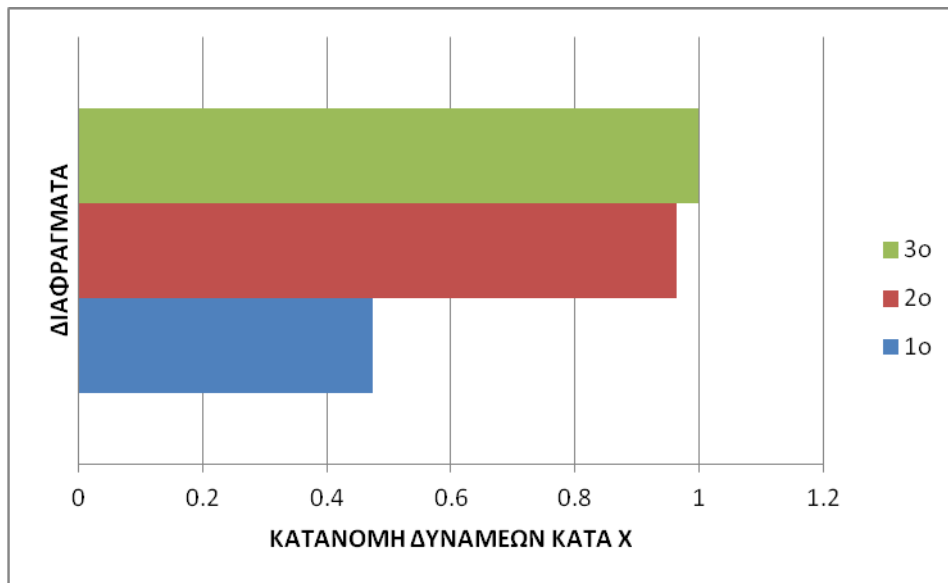
Σχήμα 8.8 Ιδιομορφή 3^η T= 0.39sec στρεπτική.

Παρατηρείται σημαντική μείωση των ιδιοπεριόδων του ενισχυμένου δομικού συστήματος γεγονός που οφείλεται στην ενίσχυση των τοιχωμάτων και στην κατασκευή τοιχωμάτων περυγίων αύξησαν την δυσκαμψία της κατασκευής με αποτέλεσμα τον περιορισμό των μετακινήσεων της όπως προκύπτει και από τις ανελαστικές αναλύσεις που ακολουθούν.

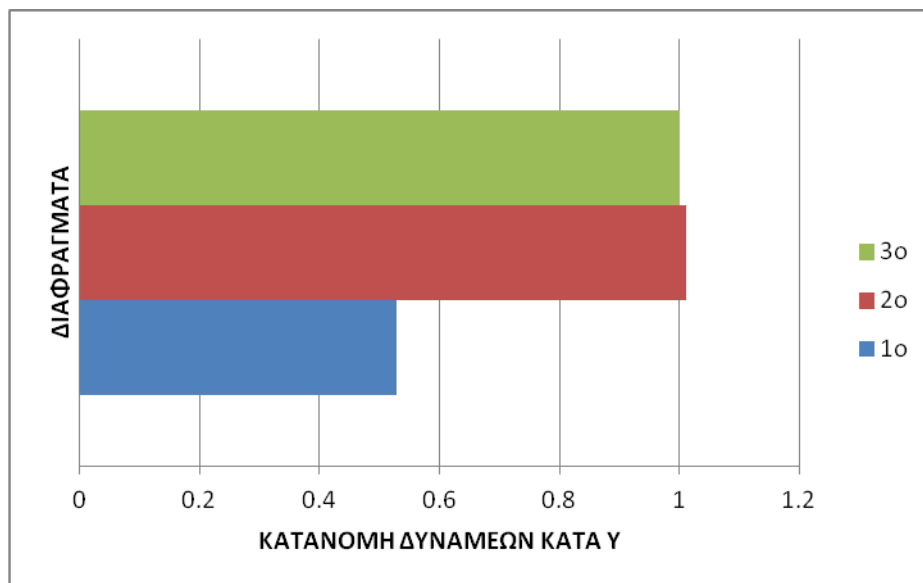
8.3 Ανελαστική ανάλυση ενισχυμένου δομήματος

Όπως ήδη έχει αναφερθεί η ανάλυση του κτιρίου θα γίνει σε δύο διευθύνσεις. Στη συνέχεια δίνεται το προφίλ των οριζόντιων δυνάμεων ανά όροφο στο κέντρο

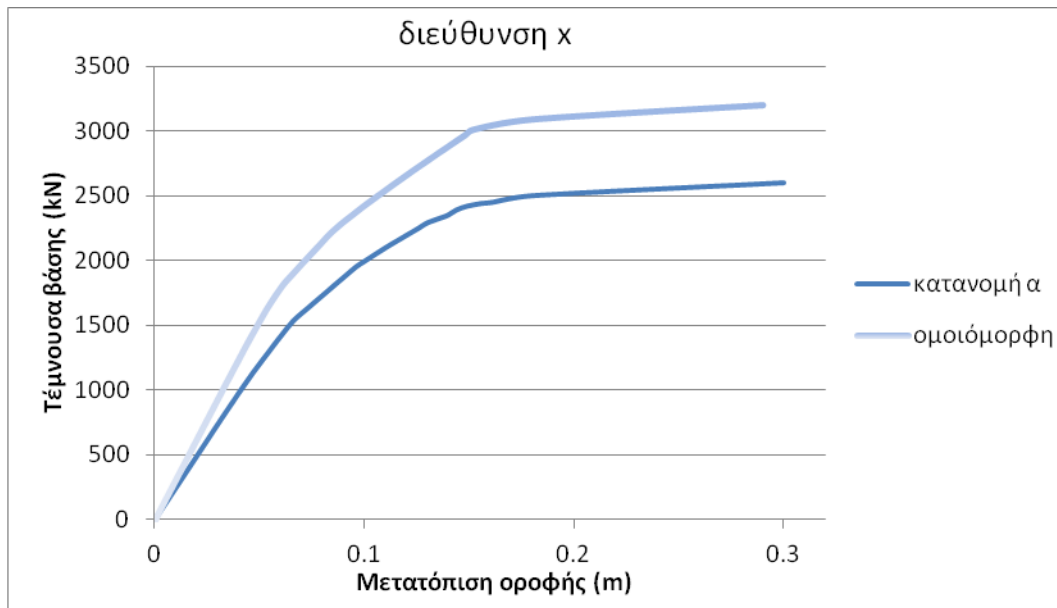
κάθε διαφράγματος για κατανομή οριζόντιων δυνάμεων σύμφωνα με τις τέμνουσες ορόφων, όπως προέκυψαν από την φασματική ανάλυση (κατανομή α) και τα διαγράμματα τέμνουσας βάσης μετατόπισης οροφής.



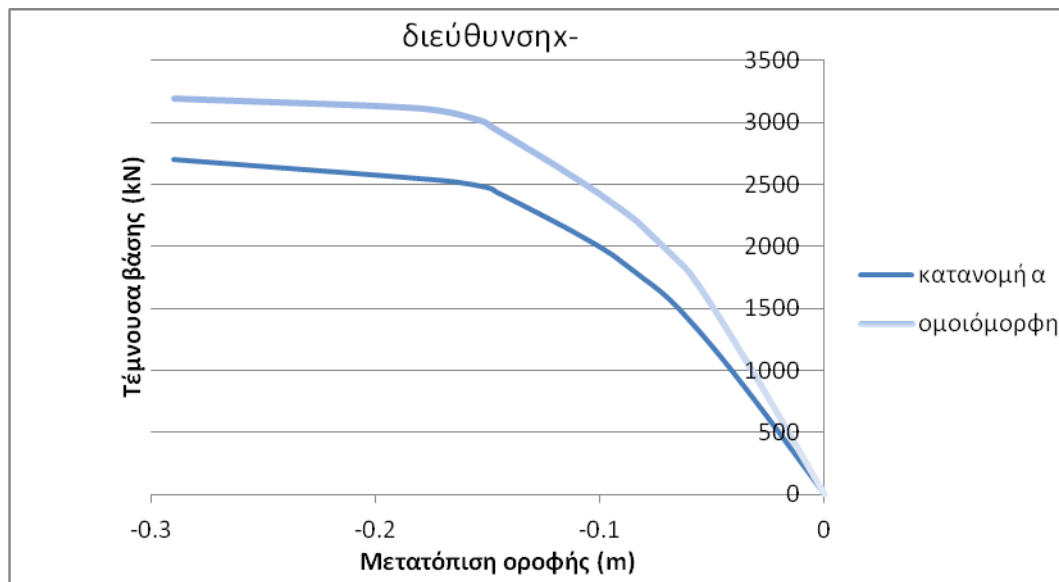
Σχήμα 8.9 Προφίλ κατανομής α κατά x



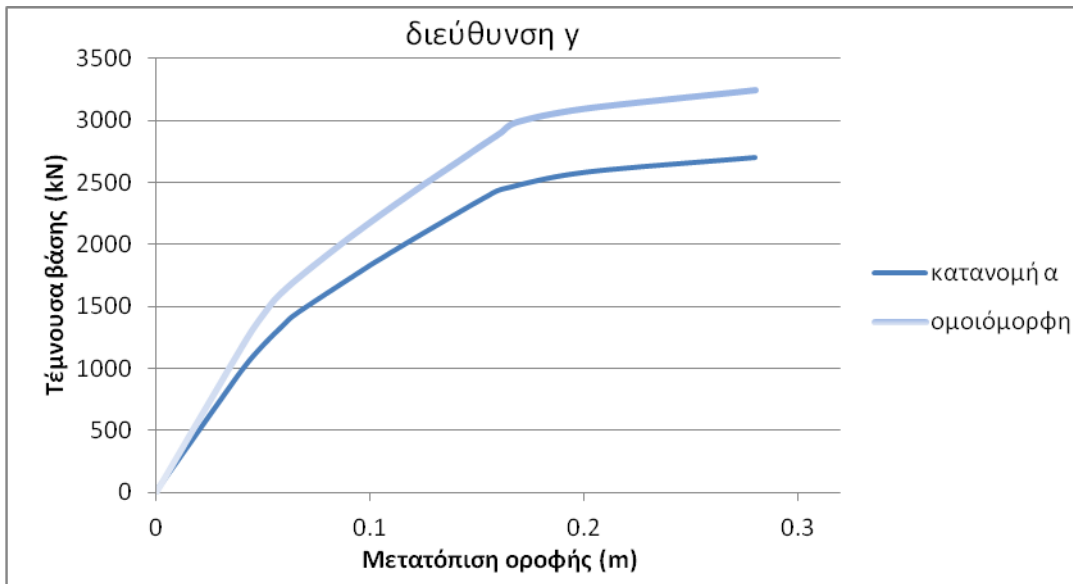
Σχήμα 8.10 Προφίλ δυνάμεων για κατανομή α κατά y



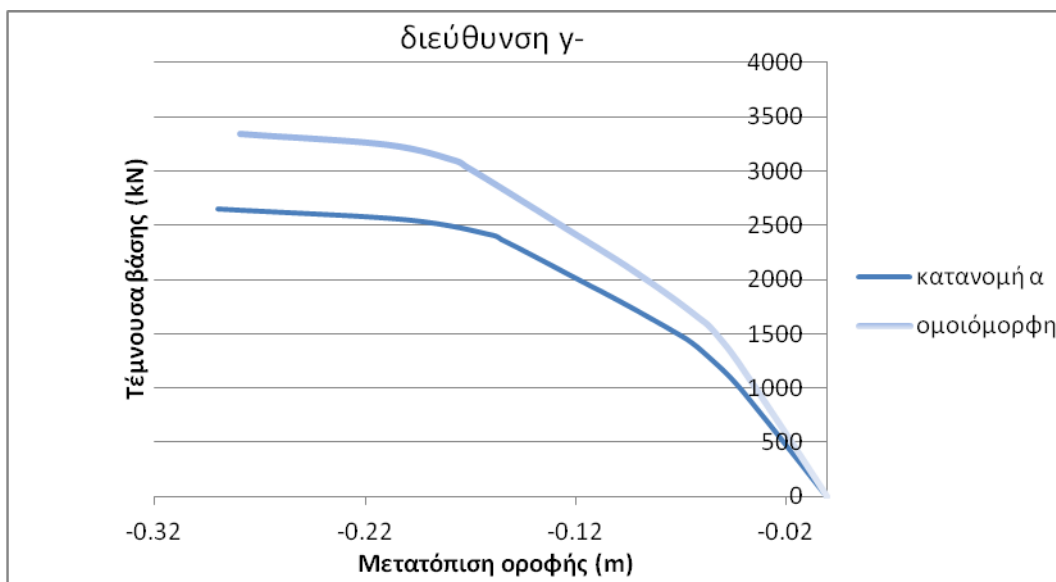
Σχήμα 8.11 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης –μετατόπισης οροφής κατά x για τους δύο τύπους φόρτισης



Σχήμα 8.12 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης –μετατόπισης οροφής κατά x- για τους δύο τύπους φόρτισης.



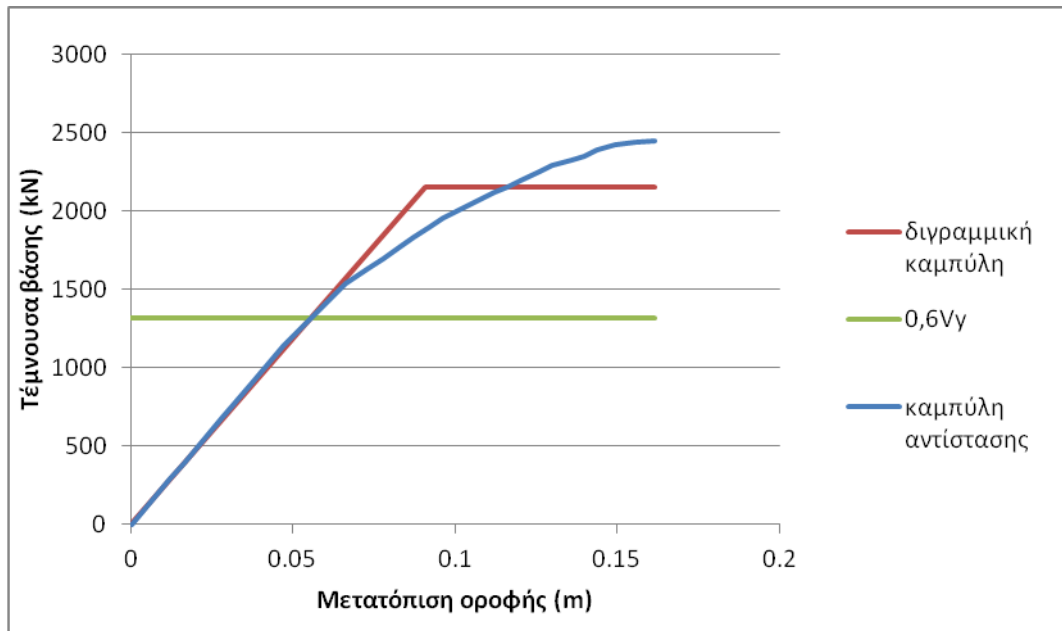
Σχήμα 8.13 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης –μετατόπισης οροφής κατά γ για τους δύο τύπους φόρτισης



Σχήμα 8.14 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης –μετατόπισης οροφής κατά γ- για τους δύο τύπους φόρτισης

Στη συνέχεια ακολουθεί ο προσδιορισμός της σεισμικής απαίτησης σε μετακίνηση οροφής όπως περιγράφηκε στο κεφ. 4.2.2. Για λόγους συντομίας θα παρουσιασθεί αναλυτικά η διαδικασία για την διεύθυνση x και για κατανομή πλευρικών δυνάμεων σύμφωνα με τις τέμνουσες ορόφων. Για τις υπόλοιπες θα παρουσιασθούν μόνο τα αποτελέσματα αφού η διαδικασία είναι η ίδια.

Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης είναι διγραμμική και τέμνει την καμπύλη αντίστασης στο σημείο που αντιστοιχεί σε 0,6V_y.



Σχήμα 8.15 Εξιδανίκευση της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη.

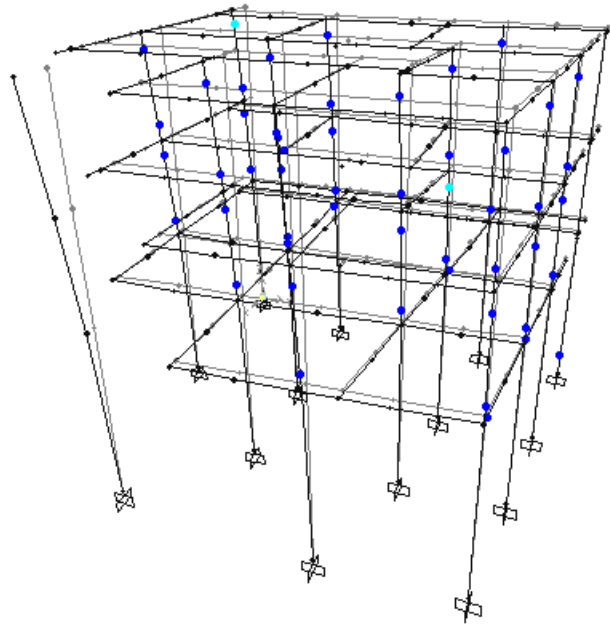
Ακολουθούν οι παράμετροι και οι διορθωτικοί συντελεστές για τον προσδιορισμό της σεισμικής απαίτησης σε μετακίνηση οροφής.

T_0 (sec)	K_0 (kN/m)	K_e (kN/m)	T_e (sec)	C_0	C_1	C_2	C_3	$S_e(T_e)$ (m)	η	δ_t (m)
0.62	24539	24220.1	0.624	1.3	1	1.1	1	5.768609	1.1	0.0897

Διεύθυνση	Φόρτιση	δ_t
x	Κατανομή α	0.0897
	Ομοιόμορφη	0.089
x-	Κατανομή α	0.0901
	Ομοιόμορφη	0.0899
y	Κατανομή α	0.1279
	Ομοιόμορφη	0.1244
y-	Κατανομή α	0.1279
	Ομοιόμορφη	0.1244

Πίνακας 8.2 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα της σεισμικής απαίτησης σε μετακίνηση οροφής για τις διευθύνσεις x και y

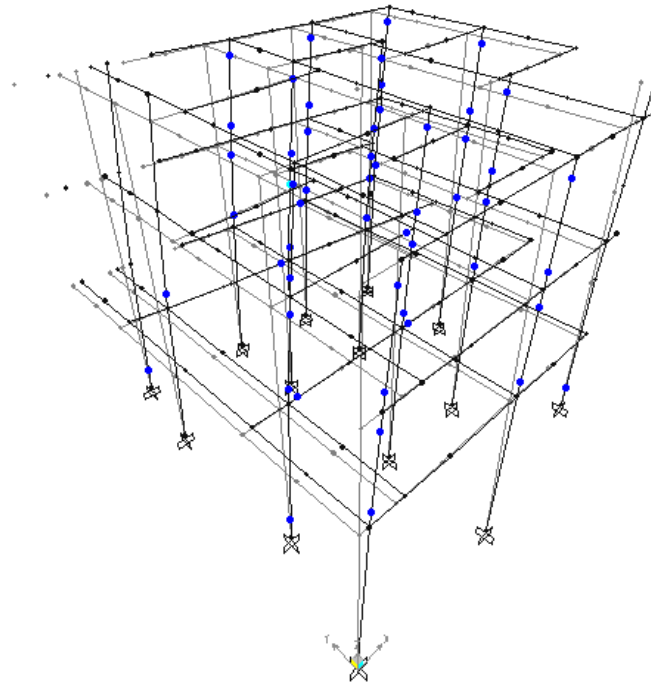
Το επόμενο βήμα είναι να εξετάσουμε αν η ενισχυμένη κατασκευή μπορεί να αναλάβει αυτή την παραμόρφωση που απαιτείται ή όχι. Στη συνέχεια δίνονται τα αποτελέσματα της μη γραμμικής ανάλυσης κατά x με κατανομή α.



Σχήμα 8.16 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση με επαύξηση 0.0897m κατά την διεύθυνση x και κατανομή α

Αρχικά η πρώτη διαρροή υποστυλώματος παρουσιάζεται για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0,035m(step 9). Διαρροή σε δοκάρι παρουσιάζεται για μετακίνηση 0,0446m (step 11) ενώ ταυτόχρονα έχουν διαρρεύσει 8 υποστυλώματα. Για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.0897m (step29),λαμβάνοντας υπόψη επαύξηση 11%, το τοίχωμα κατά τη διεύθυνση x έχει περάσει τη στάθμη «Άμεση χρήση» ενώ το γωνιακό τοίχωμα δεν έχει διαρρεύσει και 2 υποστυλώματα ένα του 3^{ου} και ένα του 2^{ου} ορόφου βρίσκονται στη στάθμη «Προστασία ζωής».

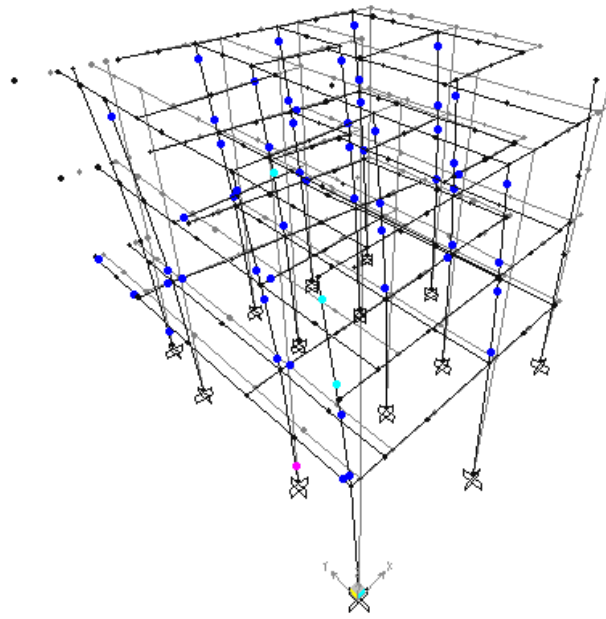
Ακολουθούν τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης κατά x με «Ομοιόμορφη» κατανομή πλευρικών δυνάμεων.




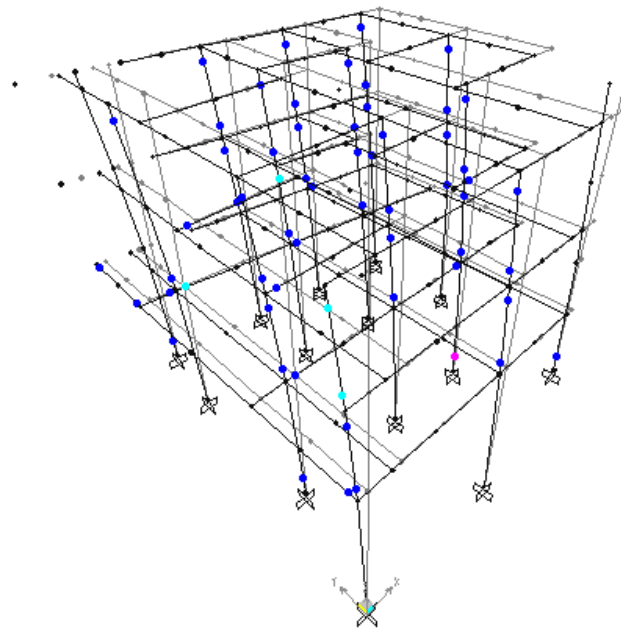
Σχήμα 8.17 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση, με επαύξηση, 0.089m κατά την διεύθυνση x και για την «Ομοιόμορφη» πλευρική φόρτιση


Αρχικά για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0,033m (step 9) διαρρέει το γωνιακό ενισχυμένο υποστυλώμα του τρίτου ορόφου. Διαρροή σε δοκάρη παρουσιάζεται για μετακίνηση 0,0435 (step 9) ενώ ταυτόχρονα στη στάθμη «Άμεση χρήση» βρίσκονται 3 υποστυλώματα του τρίτου ορόφου. Για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.089m (step 22), λαμβάνοντας υπόψη επαύξηση 11%, τα δύο τοιχώματα βρίσκονται στη στάθμη «Άμεση χρήση» και 1 υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου βρίσκεται στη στάθμη «Προστασία ζωής».

Ακολουθούν τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης κατά x- με κατανομή α και με «Ομοιόμορφη» κατανομή πλευρικών δυνάμεων.




 Σχήμα 8.18 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση με επαύξηση 0.0901m κατά την διεύθυνση x- και κατανομή α

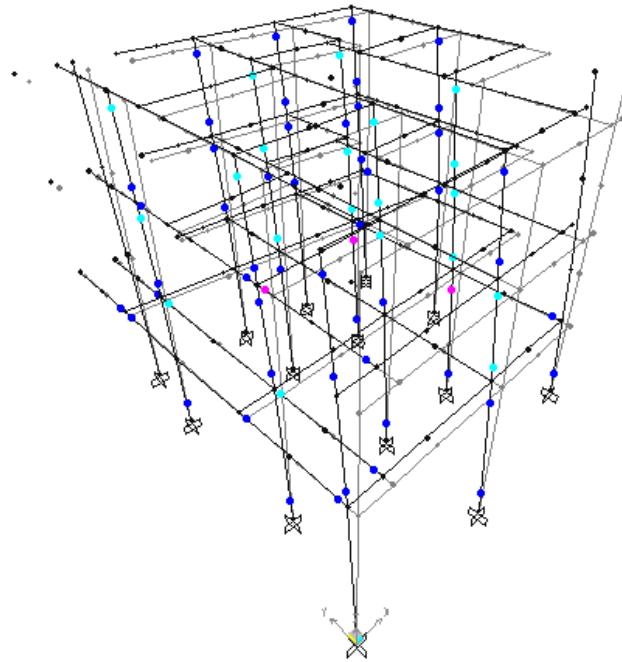



 Σχήμα 8.19 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση, με επαύξηση, 0.0899m κατά την διεύθυνση x- και για την «Ομοιόμορφη» πλευρική φόρτιση

Για κατανομή οριζόντιων δυνάμεων σύμφωνα με τις τέμνουσες ορόφων , όπως προέκυψαν από την φασματική ανάλυση, (κατανομή α) για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.0901m (step20), λαμβάνοντας υπόψη επαύξηση 11%, 1

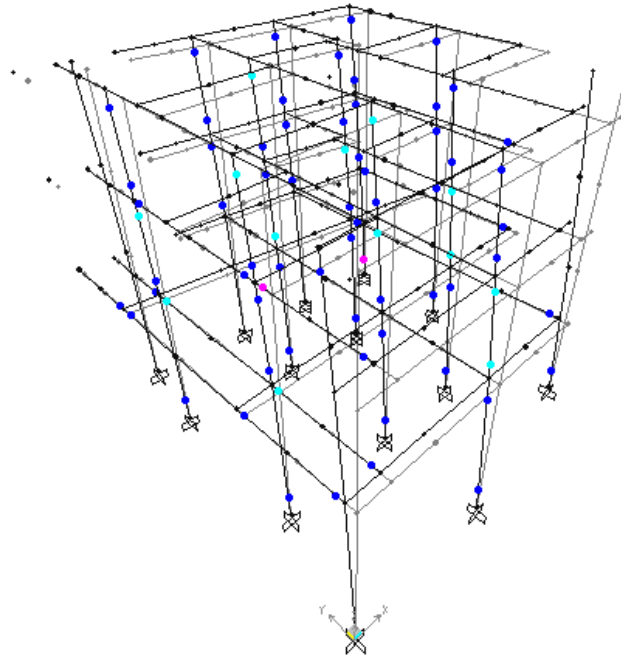
υποστυλώμα του 3^{ου} και ένα υποστυλώμα του 2^{ου} ορόφου βρίσκονται στη στάθμη «Προστασία ζωής» . ενώ για «Ομοιόμορφη» κατανομή για μετακίνηση 0.0899 1 υποστυλώμα του 3^{ου} ορόφου ένα υποστυλώμα του 2^{ου} ορόφου και ένα δοκάρι (step 20) βρίσκονται στη στάθμη «Προστασία ζωής».

Παρατηρούμε ότι κατά τη διεύθυνση x η ενισχυμένη κατασκευή μπορεί να αναλάβει τη μετατόπιση που απαιτείται. Η ίδια διαδικασία ακολουθείται για την διεύθυνση y και για τους δύο τύπους φόρτισης.



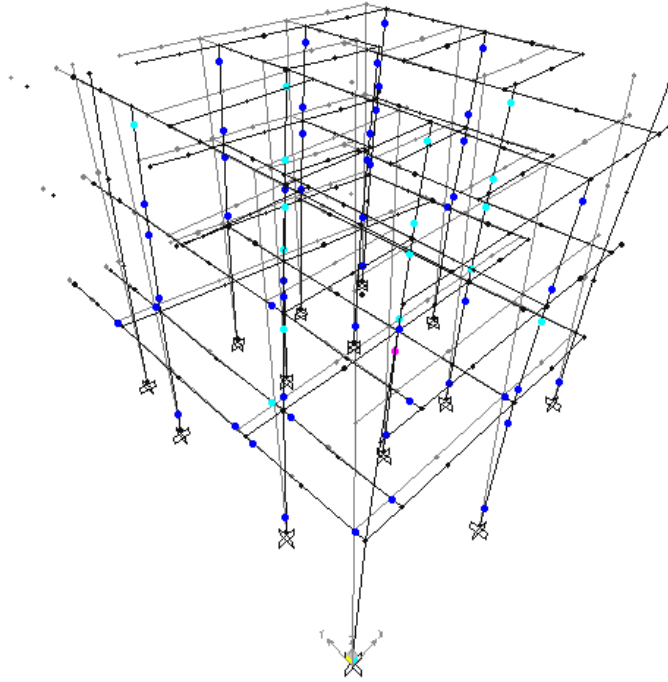
Σχήμα 8.20 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση, με επαύξηση, 0.1279m κατά την διεύθυνση y και για κατανομή α

Αρχικά για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0,0343m (step 9) διαρρέει το πρώτο δοκάρι. Για μετακίνηση 0,0481 m (step 13) 5 υποστυλώματα του 3^{ου} και 1 υποστυλώμα του 2^{ου} ορόφου βρίσκονται στη στάθμη «Άμεση χρήση». Για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.0914m (step21) μη λαμβάνοντας υπόψη την επαύξηση λόγω στρέψης κανένα στοιχείο δε βρίσκεται στη στάθμη «Προστασία ζωής». Ενώ για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.1279m (step27),λαμβάνοντας υπόψη επαύξηση 39.9%, το γωνιακό τοίχωμα έχει περάσει τη στάθμη «Άμεση χρήση». 6 υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου 6 υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου και 2 δοκάρια βρίσκονται στη στάθμη «Προστασία ζωής» . Πρέπει να λάβουμε υπόψη μας ότι αυτή είναι μια συντηρητική προσέγγιση, στην πραγματικότητα θα είναι λιγότερα τα υποστυλώματα που βρίσκονται στη στάθμη «Προστασία ζωής» καθώς μόνο στην εύκαμπτη πλευρά θα έπρεπε να λαμβάνεται υπόψη η επαύξηση λόγω στρέψης.

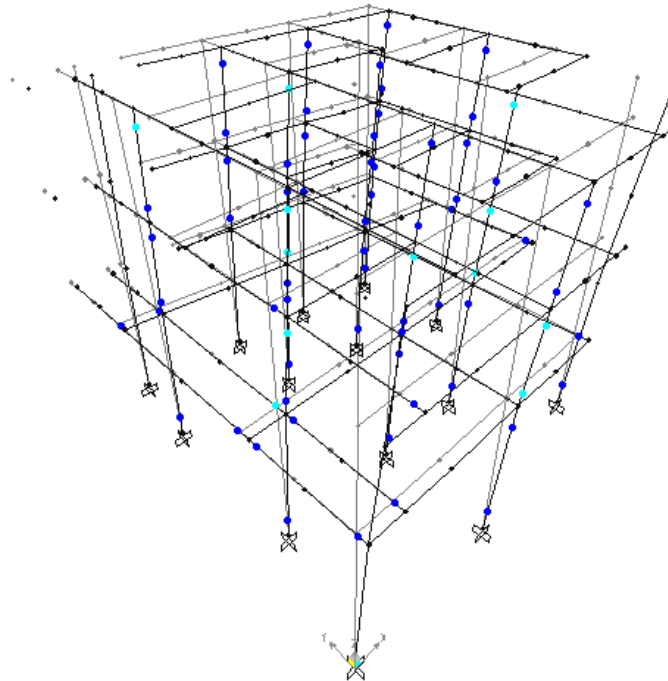


Σχήμα 8.21 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση, με επαύξηση, 0.1244m κατά την διεύθυνση y και για την «Ομοιόμορφη» πλευρική φόρτιση

Για μετακίνηση του κόμβου έλεγχου 0,0243m (step 6) διαρρέει το πρώτο δοκάρι. Για μετακίνηση 0,0508 m (step 11) 4 υποστυλώματα του 3^{ου} και 2 υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου βρίσκονται στη στάθμη «Άμεση χρήση». Για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.088894m (step18) μη λαμβάνοντας υπόψη την επαύξηση λόγω στρέψης κανένα στοιχείο δε βρίσκεται στη στάθμη «Προστασία ζωής». Ενώ για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.1244m (step27), λαμβάνοντας υπόψη επαύξηση 39.9%, το γωνιακό τοίχωμα έχει περάσει τη στάθμη «Άμεση χρήση». 3 υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου 6 υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου και ένα δοκάρι βρίσκονται στη στάθμη «Προστασία ζωής».



Σχήμα 8.22 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση, με επαύξηση, 0.1279m κατά την διεύθυνση y- και για κατανομή α



Σχήμα 8.23 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση, με επαύξηση, 0.1244m κατά την διεύθυνση y- και για την «Ομοιόμορφη» πλευρική φόρτιση

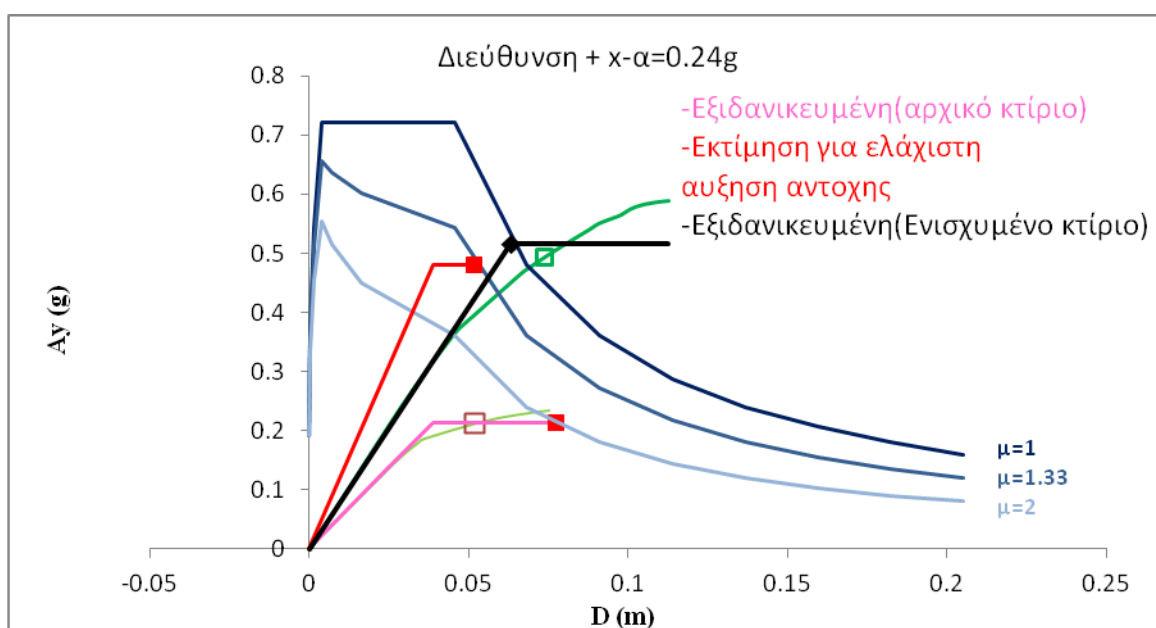
Για κατανομή οριζόντιων δυνάμεων σύμφωνα με τις τέμνουσες ορόφων , όπως προέκυψαν από την φασματική ανάλυση, (κατανομή α) για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.1279m (step25), λαμβάνοντας υπόψη επαύξηση 39.9%, 5 υποστυλώματα του 3^{ου} 5 υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου και ένα δοκάρι βρίσκονται στη

στάθμη «Προστασία ζωής» . ενώ για «Ομοιόμορφη» κατανομή για μετακίνηση 0.124395 4 υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου 5 υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου και ένα δοκάρι (step 26) βρίσκονται στη στάθμη «Προστασία ζωής».

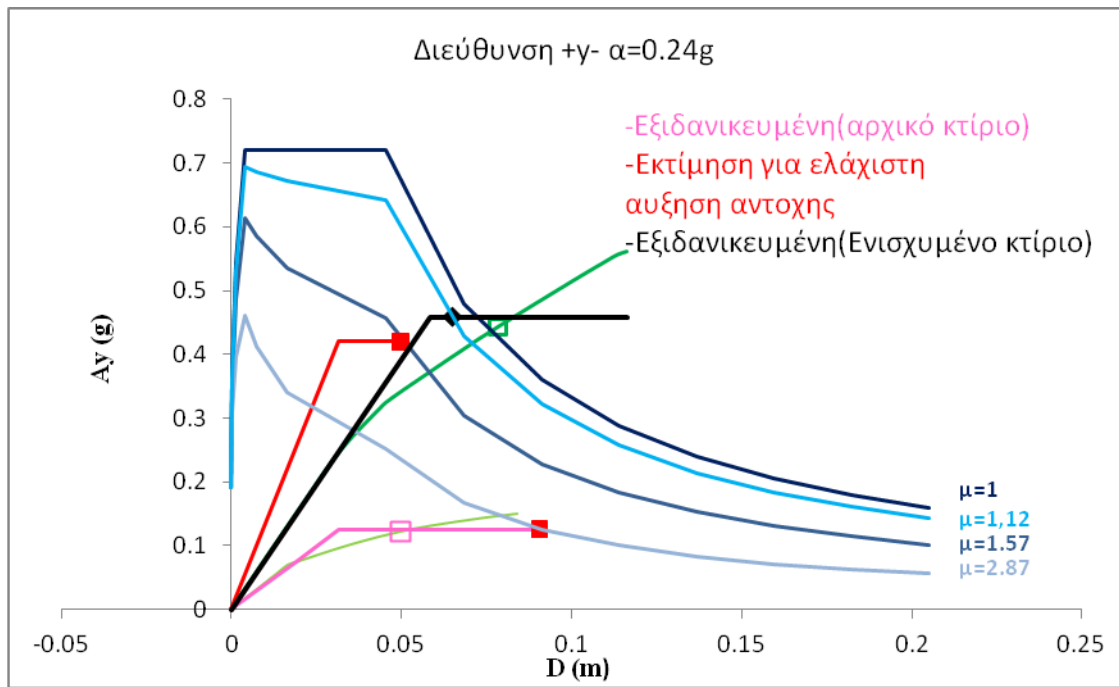
Παρατηρούμε ότι και κατά τη διεύθυνση γ η ενισχυμένη κατασκευή μπορεί να αναλάβει τη μετατόπιση που απαιτείται. Όπως προαναφέρθηκε στην πραγματικότητα τα υποστυλώματα που βρίσκονται στη στάθμη «Προστασία ζωής» κατά την ανελαστική ανάλυση στη διεύθυνση γ θα είναι λιγότερα καθώς μόνο στην εύκαμπτη πλευρά θα έπρεπε να λαμβάνεται υπόψη η επαύξηση λόγω στρέψης.

8.4 Καμπύλη ικανότητας ενισχυμένης κατασκευής

Στη συνέχεια δίνεται η καμπύλη ικανότητας της ενισχυμένης κατασκευής καθώς και οι εκτιμώμενες καμπύλες ικανότητας για αύξηση αντοχής και πλαστιμότητας. Παρατηρούμε ότι η μετατόπιση διαρροής δε παραμένει σταθερή αλλά αυξάνεται. Αυτό συμβαίνει διότι η καμψυλότητα των τοιχωμάτων αυξάνεται αφού κατά την ενίσχυση χρησιμοποιείται χάλυβας μεγαλύτερης αντοχής και επιπλέον τα ενισχυόμενα στοιχεία έχουν υψηλή αντοχή και δε διαρρέουν γρήγορα. Και σχηματικά είναι εμφανές ότι η ενισχυμένη κατασκευή μπορεί να αναλάβει τη μετατόπιση που απαιτείται. Βέβαια σε αυτή την περίπτωση δεν έχει ληφθεί υπόψη η επιρροή της στρέψης.



Σχήμα 8.24 Σύγκριση καμπύλης ικανότητας ενισχυμένης κατασκευής με εκτιμώμενες καμπύλες ικανότητας κατά τη διεύθυνση x



Σχήμα 8.25 Σύγκριση καμπύλης ικανότητας ενισχυμένης κατασκευής με εκτιμώμενες καμπύλες ικανότητας κατά τη διεύθυνση y

Κεφάλαιο 9 2^η μέθοδος ενίσχυσης υφιστάμενης κατασκευής

9.1 Μέτρα ενίσχυσης

Η δεύτερη μέθοδος ενίσχυσης είναι η ενίσχυση τεσσάρων φατνωμάτων με διαγώνιους συνδέσμους και με εσωτερικό μεταλλικό πλαίσιο . Η ενίσχυση με εσωτερικό μεταλλικό πλαίσιο γίνεται για καλύτερη σύνδεση των λοξών ράβδων στα μέλη των πλαισίων και για ενίσχυση των τελευταίων

Η μεταφορά σεισμικών δυνάμεων από το υφιστάμενο δόμημα προς το μεταλλικό πλαίσιο θα γίνεται μέσω καταλλήλων συνδετηρίων διατάξεων («συνδέσμων»), που τοποθετούνται κατά μήκος των δοκών και των υποστυλωμάτων των προς ενίσχυση πλαισίων του υφιστάμενου δομήματος. Οι περιοχές αγκύρωσης των συνδέσμων (στον αρχικό φορέα) εξασφαλίζουν την δυνατότητα μεταφοράς των σεισμικών δυνάμεων. Όλοι οι σύνδεσμοι συμπεριφέρονται οιονεί ελαστικά κατά τον σεισμό σχεδιασμού. Προς τούτο, διαστασιολογούνται με κατάλληλες τιμές υπεραντοχής. Η μεταφορά σεισμικών δυνάμεων απ' το υφιστάμενο δόμημα προς το μεταλλικό πλαίσιο γίνεται μέσω κατάλληλων συνδέσμων οι οποίοι λειτουργούν διατμητικά.

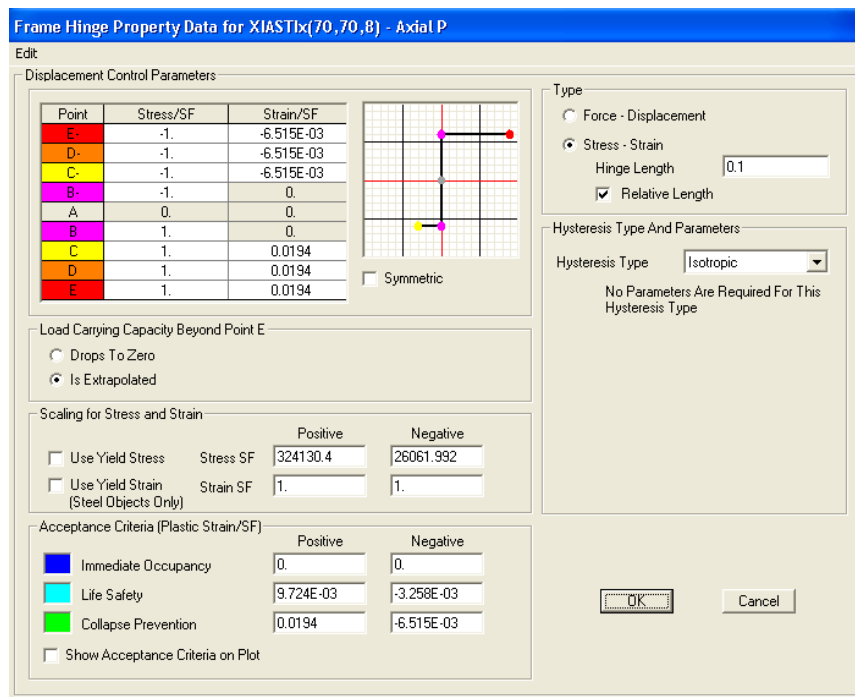
Σα δεύτερη μέθοδος επιλέγεται ενίσχυση τεσσάρων γωνιακών φατνωμάτων με συνδέσμους κοίλης διατομής. Η ενίσχυση αυτή προέκυψε λαμβάνοντας υπόψη την κατασκευαστική επάρκεια, την αρχιτεκτονική και λειτουργικότητα του κτιρίου (στα δύο φατνώματα της όψης είναι υποχρεωτική η ύπαρξη μεγάλων ανοιγμάτων) και μια προσπάθεια για περιορισμό της στρέψης Τα τρία φατνώματα ενισχύονται με χιαστί συνδέσμους ενώ το μεσαίο φάτνωμα της όψης ενισχύεται με δικτυωτούς συνδέσμους τύπου Λ ώστε να υπάρχει χώρος για άνοιγμα ύψους 2.5m και πλάτους 2.3m . Οι διατομές που επιλέγονται για τους συνδέσμους δίνεται στον επόμενο πίνακα καθώς επίσης η ανηγμένη λυγηρότητα και οι μέγιστες τάσεις και παραμορφώσεις. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι κατηγορίας S355.

διατομή	i	L _{cr}	$\bar{\lambda}$	χ	0.2* $\sigma_{\text{κρισ}}$	εθλιβ	εεφελκ
140x140x16(Λ)	5.1	516.44	1.325453	0.456303	29580.3	-0.0074	0.01944
100x100x17.5(Λ)	3.44	335.56	1.27681	0.483538	31345.8	-0.0078	0.01944
70x70x8 _x (Χ)	2.96	324.12	1.433273	0.402029	26061.99	-0.0065	0.01944
60x60x8 _x (Χ)	2.15	263.19	1.602306	0.332393	21547.72	-0.0054	0.01944
70x70x8 _y (Χ)	2.96	283.16	1.252146	0.498005	32283.69	-0.0081	0.01944
60x60x8 _y (Χ)	2.15	207	1.26022	0.49322	31973.55	-0.008	0.01944
70x70x10(Χ)	2.48	255.31	1.347506	0.444525	28816.8	-0.0072	0.01944
90x90x5.9(Χ)	3.44	350.6	1.334038	0.451676	29280.39	-0.0073	0.01944

Πίνακας 9.1 Ανηγμένη λυγηρότητα, τάσεις και παραμορφώσεις κοίλων διατομών

Έγινε μια προεκτίμηση επιπλέον για τα εσωτερικά μεταλλικά πλαίσια προκειμένου να ενισχυθούν τα υπάρχοντα υποστυλώματα έναντι αξονικής δύναμης και τα δοκάρια έναντι αξονικής στην περίπτωση των χιαστί συνδέσμων και έναντι τέμνουσας στην περίπτωση των δικτυώσεων τύπου Λ. Στα δοκάρια χρησιμοποιήθηκε η ίδια διατομή που χρησιμοποιήθηκε και στους χιαστί συνδέσμους με εξαίρεση τις δοκούς οι οποίες συνδέονται με δικτυώσεις τύπου Λ που επειδή η τέμνουσα ήταν πολύ μεγάλη έπρεπε να χρησιμοποιηθούν κοίλες διατομές 180x180x25. Στα υποστυλώματα του μεταλλικού πλαισίου στα τρία φαντώματα που ενισχύονται με χιαστί συνδέσμους χρησιμοποιήθηκαν κοίλες διατομές 140x140x17.5 στον πρώτο όροφο και 100x100x15 στους δύο παραπάνω ορόφους. Στο φάντωμα της όψης που ενισχύθηκε με δικτυώσεις τύπου Λ τα υποστυλώματα έχουν διατομή 180x180x25 στον πρώτο όροφο και 140x140x17 στους δύο άλλους ορόφους. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι κατηγορίας S355.

Η διαστασιολόγηση γίνεται σε όρους παραμορφώσεων και οι δικτυωτοί σύνδεσμοι πρέπει να προσομοιάζονται με πλήρως ελαστοπλαστικά στοιχεία. Στη συνέχεια δίνεται ενδεικτικά μια πλαστική άρθρωση αξονικής τάσης παραμόρφωσης.



Σχήμα 9.1 Πλαστική άρθρωση τάσης παραμόρφωσης χιαστί συνδέσμου

Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι και το περιμετρικό μεταλλικό πλαίσιο σχεδιάζονται θεωρώντας ότι συμμετέχουν στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων, ενώ αντίθετα αγνοούνται στην ανάλυση της κατασκευής για το στατικό συνδυασμό των κατακόρυφων δράσεων. Για αυτό το λόγο γίνεται μια ανάλυση σταδιακής δόμησης που λαμβάνει υπόψη τις δύο φάσεις της κατασκευής.

Load Case Data - Nonlinear Static Staged Construction

Load Case Name: staged construction Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions:

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

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

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Stage Definition:

Stage No.	Duration (Days)	Provide Output	Output Label	User Comments	
1	0.	No			Add
2	0.	No			Add Copy

Buttons: Add, Add Copy, Modify, Insert, Delete

Expand Stage Definition Show Stages: Show Stages In Tree View...

Geometric Nonlinearity Parameters:

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

Data For Stage 1 (0. days;):

Operation	Object Type	Object Name	Age At Add	Type	Name	Scale Factor
Add Structure	Group	ifistameno	0.			
Add Structure	Group	ifistameno	0.			
Load Objects	Group	ifistameno		Load Pattern	DEAD	1.
Load Objects	Group	ifistameno		Load Pattern	DEAD TOIKOF	1.
Load Objects	Group	ifistameno		Load Pattern	LIVE	0.3

Buttons: Add, Modify, Delete

Other Parameters:

- Results Saved: End of Final Stage Only Modify/Show...
- Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

 OK Cancel

Σχήμα 9.2 Πρώτη φάση σταδιακής δόμησης

Load Case Data - Nonlinear Static Staged Construction

Load Case Name: staged construction Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions:

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

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

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Stage Definition:

Stage No.	Duration (Days)	Provide Output	Output Label	User Comments	
2	0.	No			Add
1	0.	No			Add Copy
2	0.	No			Modify

Buttons: Add, Add Copy, Modify, Insert, Delete

Expand Stage Definition Show Stages: Show Stages In Tree View...

Geometric Nonlinearity Parameters:

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

Data For Stage 2 (0. days;):

Operation	Object Type	Object Name	Age At Add	Type	Name	Scale Factor
Add Structure	Group	enisisi	0.			
Add Structure	Group	enisisi	0.			
Load Objects	Group	enisisi		Load Pattern	DEAD	1.
Load Objects	Group	enisisi		Load Pattern	DEAD TOIKOF	1.
Load Objects	Group	enisisi		Load Pattern	LIVE	0.3

Buttons: Add, Modify, Delete

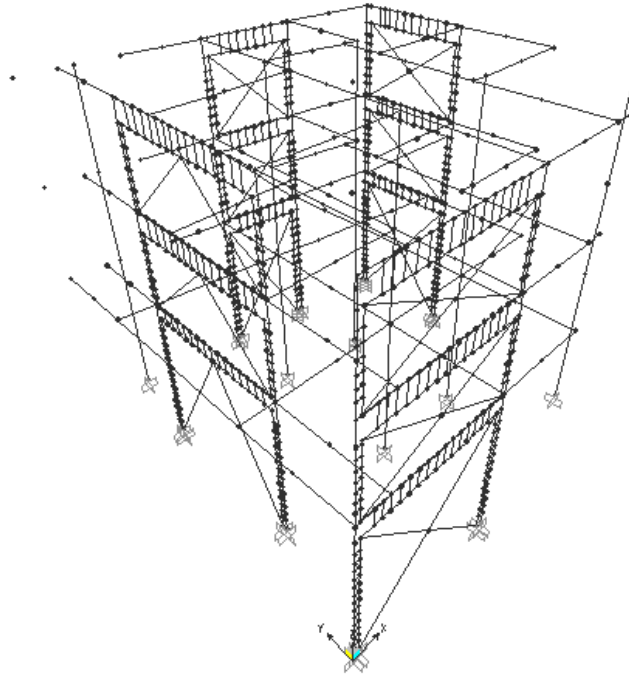
Other Parameters:

- Results Saved: End of Final Stage Only Modify/Show...
- Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

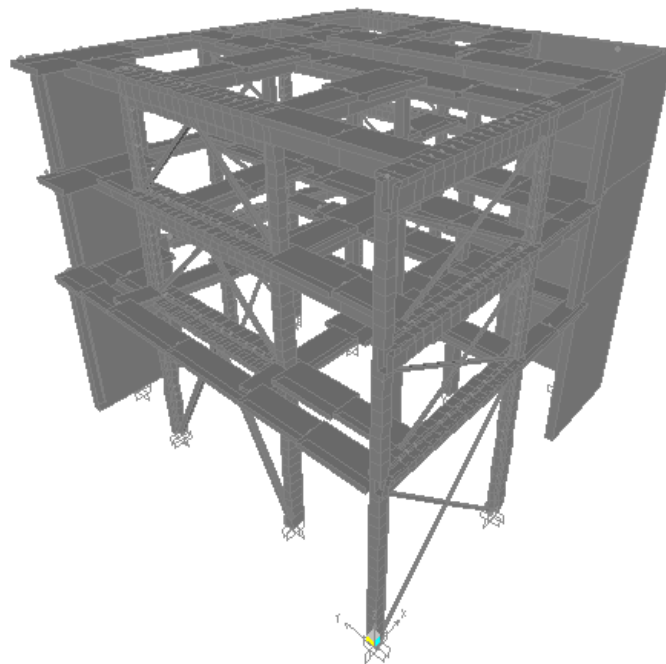
 OK Cancel

Σχήμα 9.3 Δεύτερη φάση σταδιακής δόμησης

Στη συνέχεια δίνεται το μοντέλο του ενισχυμένου δομήματος.



Σχήμα 9.4 Τρισδιάστατο μοντέλο ενισχυμένου δομήματος.



Σχήμα 9.5 Τρισδιάστατη απεικόνιση ενισχυμένου δομήματος.

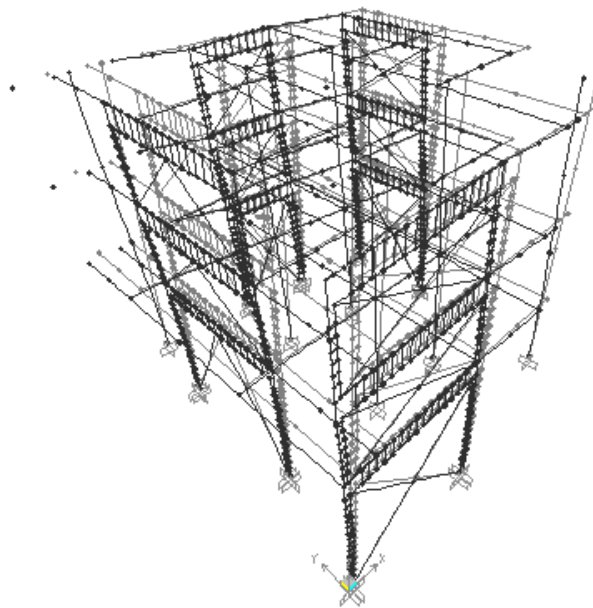
9.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Για το ενισχυμένο κτίριο με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας κατά την x-διεύθυνση η 1η καμπτική ιδιομορφή έχει τιμή ιδιοπεριόδου 0.426sec με ποσοστό δρώσας μάζας κατά x 86.6% της συνολικής μάζας του κτιρίου ενώ η 1η κατά την

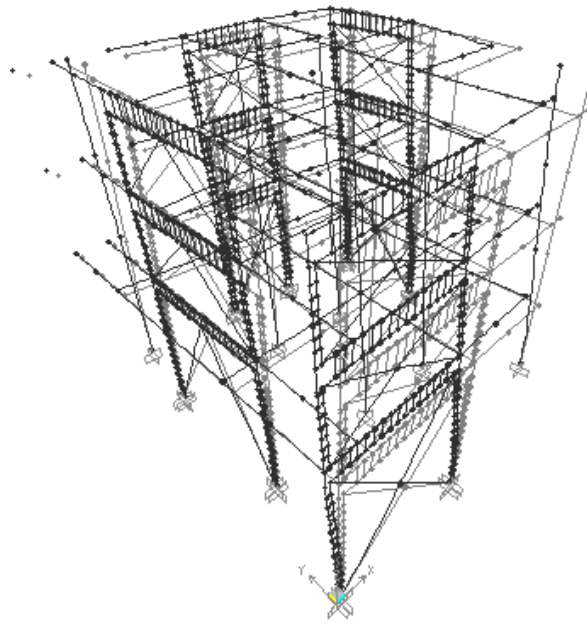
γ-διεύθυνση έχει τιμή 0.325sec με ποσοστό δρώσας μάζας κατά γ 90.26% της συνολικής μάζας του κτιρίου.

Ιδιομορφές	Ιδιοπερίοδοι Sec	UX	UY	RZ
1	0.426381	0.86666	0.00481	0.33353
2	0.36528	0.00355	0.90258	0.36556
3	0.276298	0.01277	0.00328	0.17717
4	0.133304	0.08305	0.00116	0.02575
5	0.11791	0.0019	0.04527	0.02354
6	0.113002	0.00075	0.02028	0.0149
7	0.109323	0.00004965	0.000004608	0.00004677
8	0.106684	0.000001259	4.634E-07	0.00004143
9	0.099168	0.00001098	0.0000665	0.00033
10	0.092982	0.000001067	0.00017	0.00838
11	0.09253	0.000001238	0.00049	0.01365
12	0.087698	0.000005653	0.000009254	0.00003052
13	0.087269	0.00006685	0.00025	0.00025
14	0.086902	7.675E-07	0.00001193	6.235E-07
15	0.085961	0.00029	0.00001039	0.00074
16	0.085161	0.00136	0.00005765	0.00021
17	0.084128	0.00006976	0.00001232	0.00029
18	0.081565	0.00032	0.000005918	0.00008777

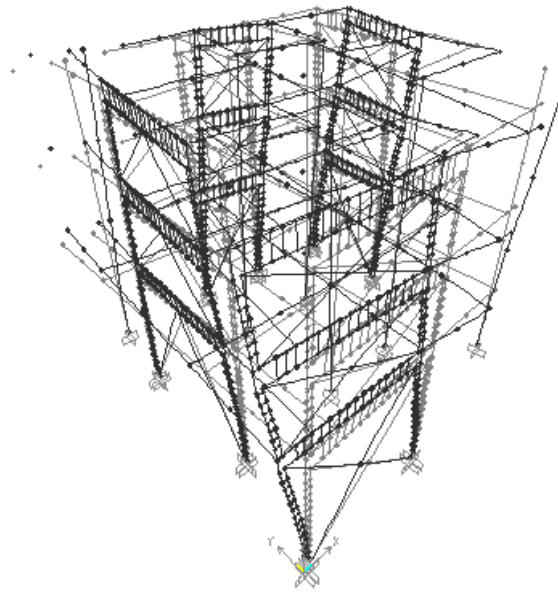
Πίνακας 9.2 Δυναμικά χαρακτηριστικά ενισχυμένου δομήματος



Σχήμα 9.6 Ιδιομορφή 1^η T= 0.426sec καμπτική κατά x



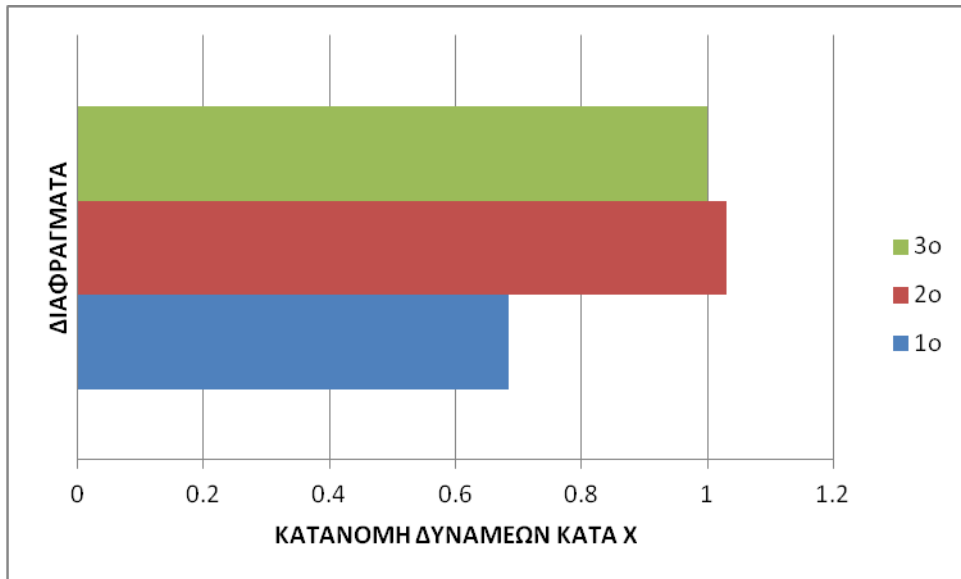
Σχήμα 9.7 Ιδιομορφή 2^η $T=0.365\text{sec}$ καμπτική κατά y



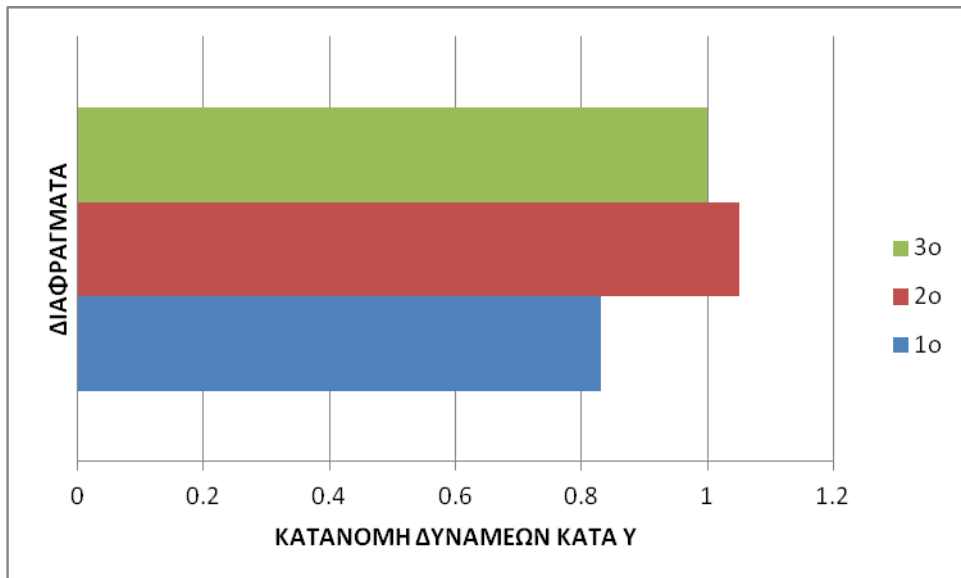
Σχήμα 9.8 Ιδιομορφή 3^η $T=0.31\text{sec}$ στρεπτική.

9.3 Ανελαστική ανάλυση ενισχυμένου δομήματος

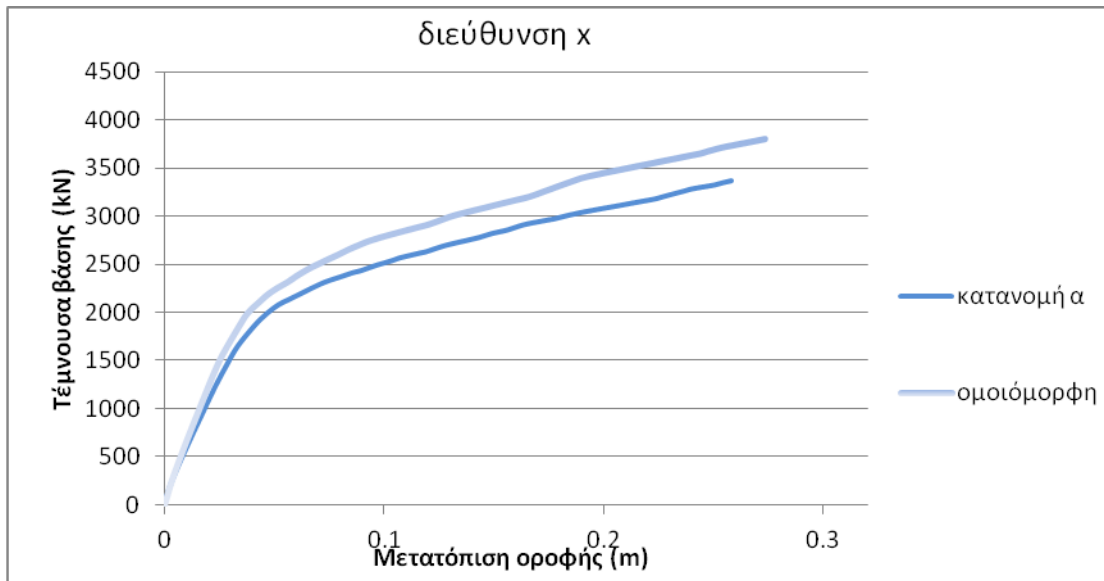
Αρχικά γίνεται ανελαστική ανάλυση και στις 2 διευθύνσεις για κατανομή σύμφωνα με τις τέμνουσες (κατανομή α) των ορόφων για να εκτιμηθεί η επάρκεια της ενίσχυσης. Στη συνέχεια δίνεται το προφίλ των οριζόντιων δυνάμεων ανά όροφο στο κέντρο κάθε διαφράγματος για κατανομή α και τα διαγράμματα τέμνουσας βάσης μετατόπισης οροφής.



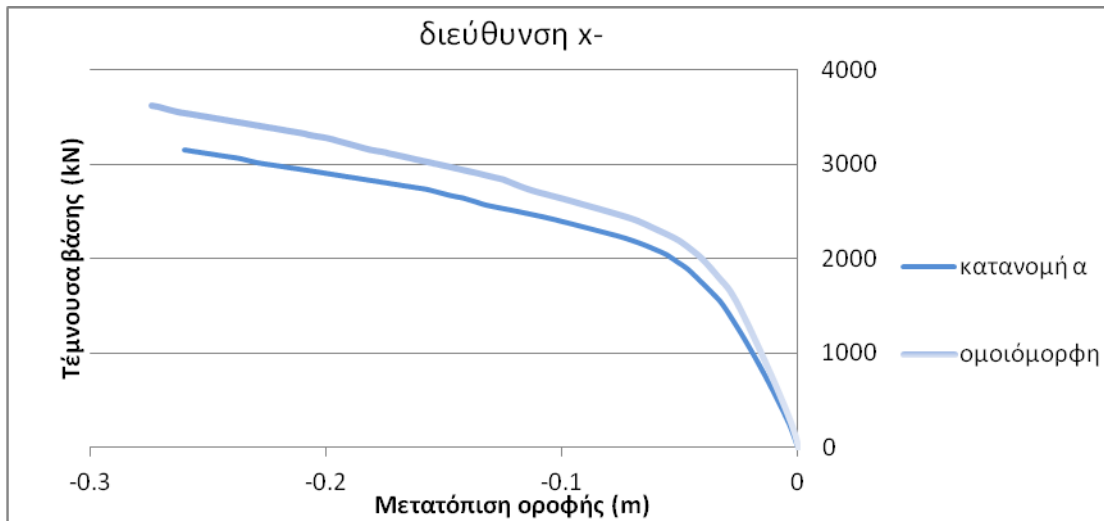
Σχήμα 9.9 Προφίλ κατανομής a κατά x



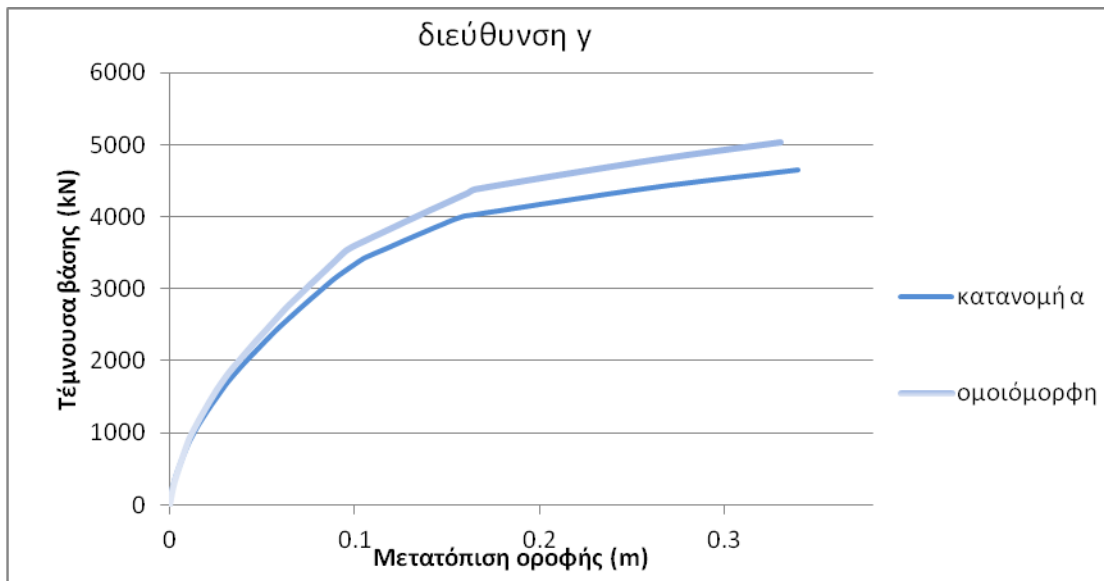
Σχήμα 9.10 Προφίλ δυνάμεων για κατανομή a κατά y



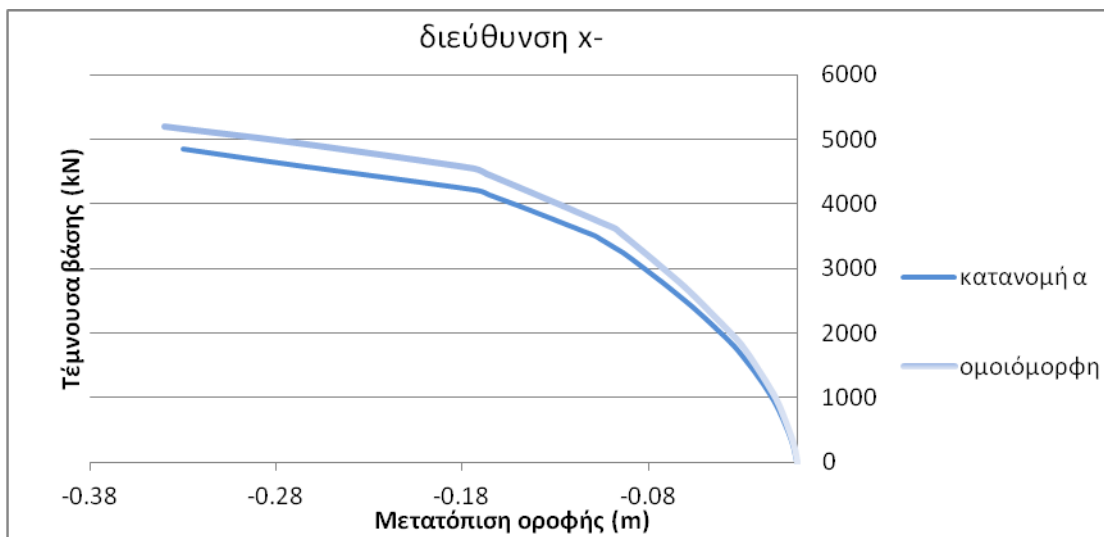
Σχήμα 9.11 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης –μετατόπισης οροφής κατά x για τους δύο τύπους φόρτισης



Σχήμα 9.12 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης –μετατόπισης οροφής κατά x- για τους δύο τύπους φόρτισης.

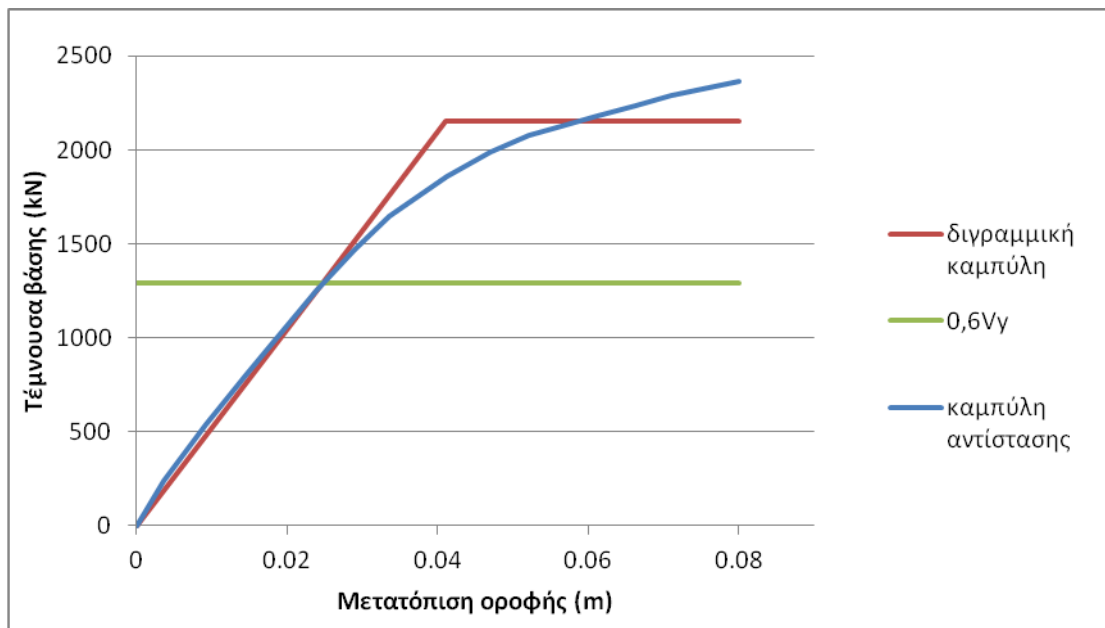


Σχήμα 9.13 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης –μετατόπισης οροφής κατά y για τους δύο τύπους φόρτισης



Σχήμα 9.14 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης –μετατόπισης οροφής κατά y- για τους δύο τύπους φόρτισης

Στη συνέχεια ακολουθεί ο προσδιορισμός της σεισμικής απαίτησης



Σχήμα 9.15 Εξιδανίκευση της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη.

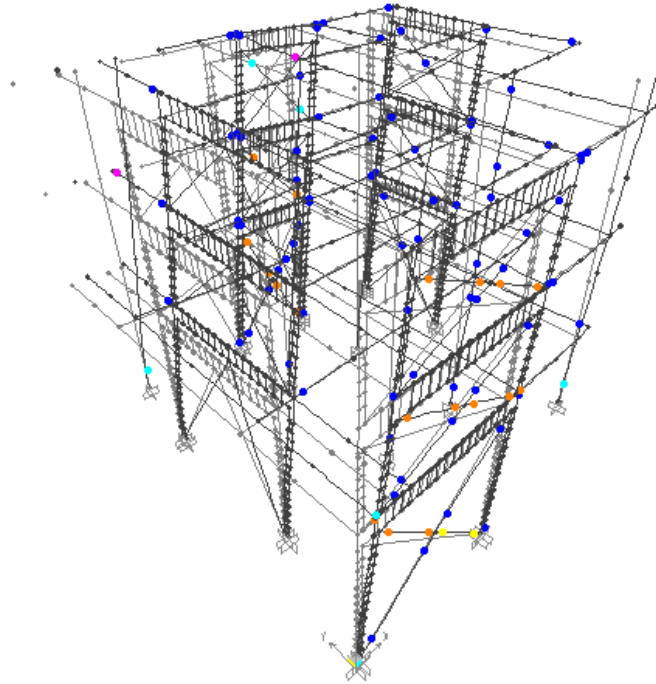
Ακολουθούν οι παράμετροι και οι διορθωτικοί συντελεστές για τον προσδιορισμό της σεισμικής απαίτησης σε μετακίνηση οροφής.

T_0	K_0	K_e	T_e	C_0	R	C_1	C_2	C_3	$S_e(T_e)$	η	δ_t
0.42	67336	52174	0.472	1.3	1.8541	1.02	1.1	1	7.54	1.19	0.0757

Διεύθυνση	Φόρτιση	δ_t
X	Κατανομή α	0.0757
	Ομοιόμορφη	0.0768
X-	Κατανομή α	0.0754
	Ομοιόμορφη	0.0757
Y	Κατανομή α	0.0681
	Ομοιόμορφη	0.0682
Y-	Κατανομή α	0.0683
	Ομοιόμορφη	0.0687

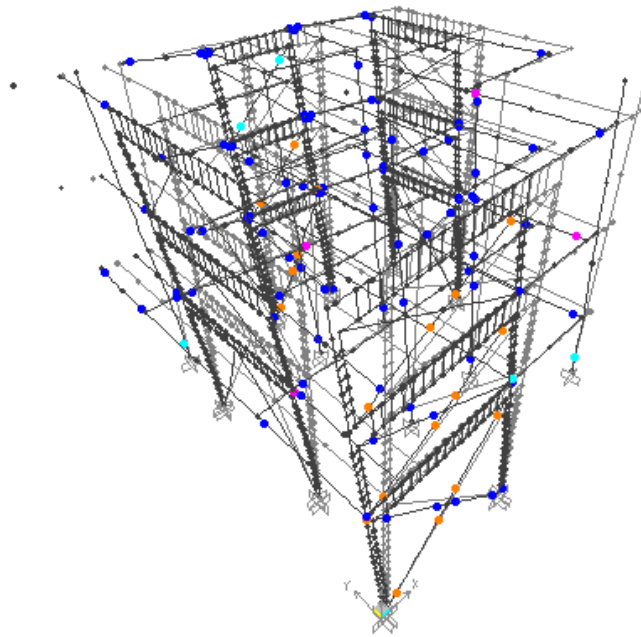
Πίνακας 9.3 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα της σεισμικής απαίτησης σε μετακίνηση οροφής για τις διευθύνσεις x και y

Το επόμενο βήμα είναι να εξετάσουμε αν η ενισχυμένη κατασκευή μπορεί να αναλάβει αυτή την παραμόρφωση που απαιτείται ή όχι. Στη συνέχεια δίνονται τα αποτελέσματα της μη γραμμικής ανάλυσης κατά x με κατανομή α .



Σχήμα 9.16 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση με επαύξηση 0.0757m κατά την διεύθυνση x και κατανομή α

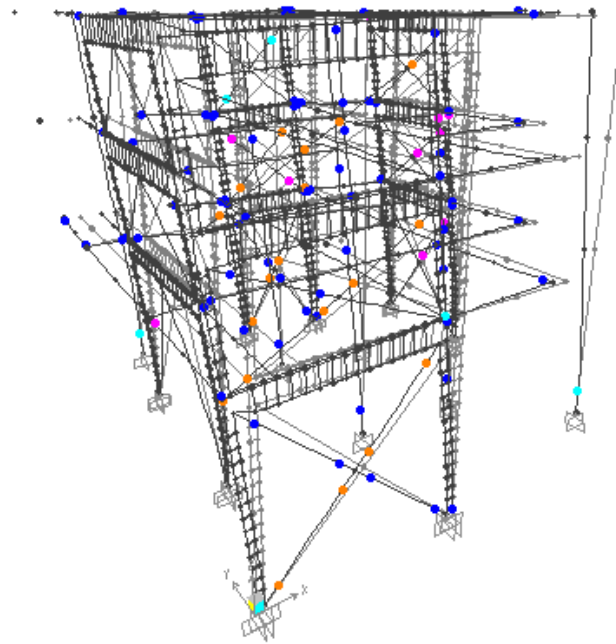
Οι θλιβόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι του 1^{ου} ορόφου διατομής 70x70x8 φτάνουν στη μέγιστη παραμόρφωση για μετακίνηση 0.0239 (step 5). Για μετακίνηση 0.0336 φτάνουν στη μέγιστη παραμόρφωση οι θλιβόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι του 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου διατομής 60x60x8 και για μετακίνηση 0.0471 (step 9) οι διαγώνιοι σύνδεσμοι διατομής 70x70x10 του 1^{ου} και 90x90x5.9 του 2^{ου} ορόφου.. Διαρροή στο τοίχωμα κατά τη διεύθυνση x παρουσιάζεται για μετακίνηση 0,029m (step 6) ενώ για το γωνιακό τοίχωμα για μετακίνηση 0.0336 (step 7). Το τοίχωμα κατά τη διεύθυνση x φτάνει στη στάθμη «Προστασία ζωής». για μετακίνηση 0.0565 (step 11) μικρότερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση. Η αντίστοιχη μετακίνηση του μη ενισχυμένου δομήματος ήταν 0.0781m δηλαδή παρατηρούμε ότι τοίχωμα στο ενισχυμένο δόμημα φτάνει πιο γρήγορα στη στάθμη «Προστασία ζωής» Για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.07568m (step15), λαμβάνοντας υπόψη επαύξηση 19%, το γωνιακό τοίχωμα φτάνει και αυτό στη στάθμη «Προστασία ζωής» και επιπλέον 2 υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου σε φάτνωμα που έγινε ενίσχυση με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας έχουν περάσει τη στάθμη «Προστασία ζωής». Αυτό συμβαίνει λόγω της μεγάλης αξονικής δύναμης που επιβάλλεται στα υποστυλώματα από τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας (στη συγκεκριμένη περίπτωση η αξονική δύναμη των εφελκόμενων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι 643 kN) σε συνδυασμό και με τη ροπή που ασκείται στο υποστύλωμα.



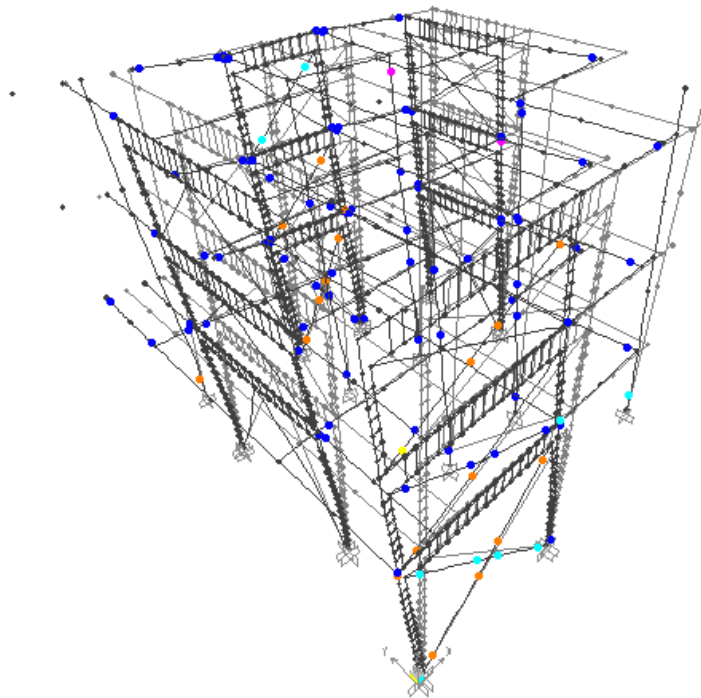
Σχήμα 9.17 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση, με επαύξηση, 0.0754m κατά την διεύθυνση x και για την «Ομοιόμορφη» πλευρική φόρτιση

Οι θλιβόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι του 1^{ου} ορόφου διατομής 70,70,8 φτάνουν στη μέγιστη παραμόρφωση για μετακίνηση 0.0227 (step 4). Για μετακίνηση 0.0268 (step 5) φτάνουν στη μέγιστη παραμόρφωση οι θλιβόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι του 2^{ου} ορόφου διατομής 60x60x8 και για μετακίνηση 0.0377 (step 7) οι διαγώνιοι σύνδεσμοι διατομής 70x70x10 του 1^{ου} ορόφου.. Διαρροή στο τοίχωμα κατά τη διεύθυνση x παρουσιάζεται για μετακίνηση 0,029m (step 6) ενώ για το γωνιακό τοίχωμα για μετακίνηση 0.0336 (step 7). Το τοίχωμα κατά τη διεύθυνση x φτάνει στη στάθμη «Προστασία ζωής» για μετακίνηση 0.0475 (step 9) μικρότερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση. Η αντίστοιχη μετακίνηση του μη ενισχυμένου δομήματος ήταν 0.069m δηλαδή παρατηρούμε ότι και σε αυτή την περίπτωση το τοίχωμα στο ενισχυμένο δόμημα φτάνει πιο γρήγορα στη στάθμη «Προστασία ζωής» Για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.0754m (step 15) το γωνιακό τοίχωμα έχει φτάσει και αυτό στη στάθμη «Προστασία ζωής» (μετακίνηση 0.0652, step 13) και επιπλέον 3 υποστυλώματα 2 του 2^{ου} και 1 του 1^{ου} ορόφου στα δύο φανώματα που έγινε ενίσχυση με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας έχουν περάσει τη στάθμη «Προστασία ζωής».

Ακολουθούν τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης κατά x- με κατανομή α και με «Ομοιόμορφη» κατανομή πλευρικών δυνάμεων.



Σχήμα 9.18 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση με επαύξηση 0.0754m κατά την διεύθυνση x- και κατανομή α

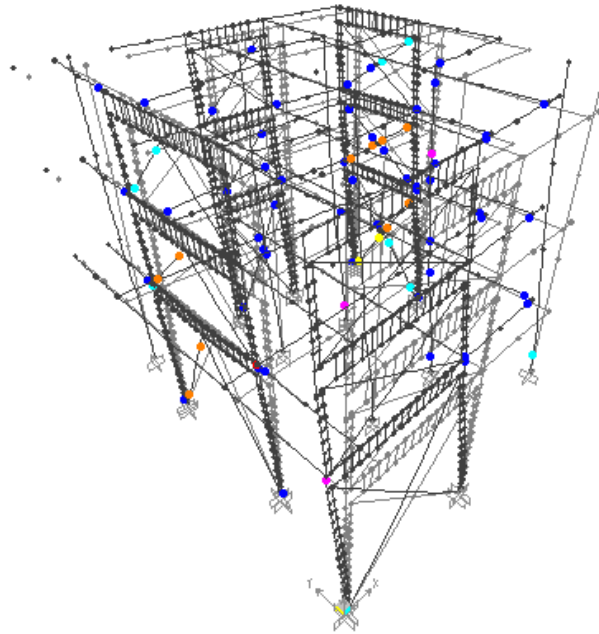


Σχήμα 9.19 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση, με επαύξηση, 0.0757m κατά την διεύθυνση x- και για την «Ομοιόμορφη» πλευρική φόρτιση

Για κατανομή οριζόντιων δυνάμεων σύμφωνα με τις τέμνουσες ορόφων , όπως προέκυψαν από την φασματική ανάλυση, (κατανομή α) για τη σεισμική απαίτηση σε

μετακίνηση οροφής 0.0754m (step15), λαμβάνοντας υπόψη επαύξηση 19%, τα δύο τοιχώματα έχουν περάσει τη στάθμη «Προστασία ζωής» και όλοι οι θλιβόμενοι διαγώνιοι κατά τη διεύθυνση x εκτός από τους διαγώνιους συνδέσμους διατομής 90x90x5.9 του 3^{ου} ορόφου έχουν φτάσει στη μέγιστη παραμόρφωση. Επιπλέον 2 υποστυλώματα 2 του 2^{ου} στα δύο φατνώματα που έγινε ενίσχυση με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας έχουν περάσει τη στάθμη «Προστασία ζωής». Για «Ομοιόμορφη» κατανομή και για μετακίνηση 0.0757 τα ίδια στοιχεία έχουν περάσει τη στάθμη «Προστασία ζωής».

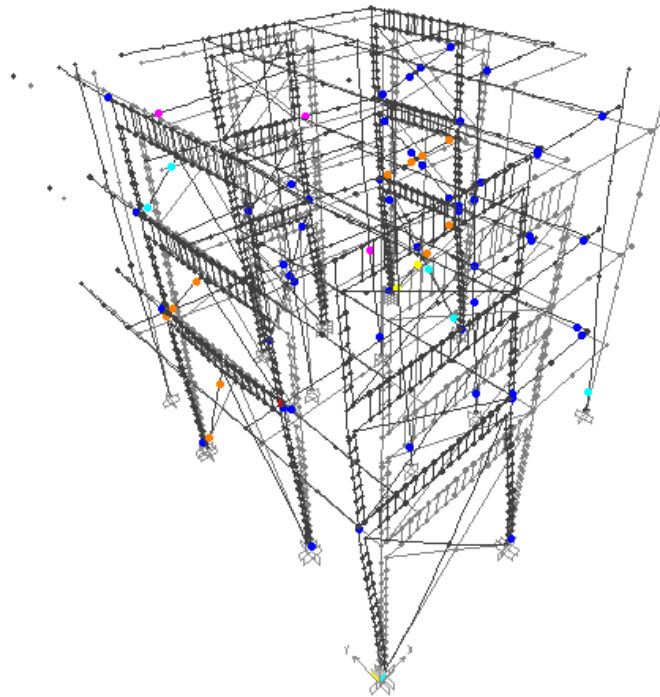
Παρατηρούμε ότι κατά τη διεύθυνση x η ενισχυμένη κατασκευή δε μπορεί να αναλάβει τη μετατόπιση που απαιτείται καθώς τα τοιχώματα και οι θλιβόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αστοχούν πριν η κατασκευή φτάσει τη στοχευόμενη μετακίνηση. Η ίδια διαδικασία ακολουθείται για την διεύθυνση y και για τους δύο τύπους φόρτισης.



Σχήμα 9.20 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση, με επαύξηση, 0.0681 κατά την διεύθυνση y και για κατανομή α

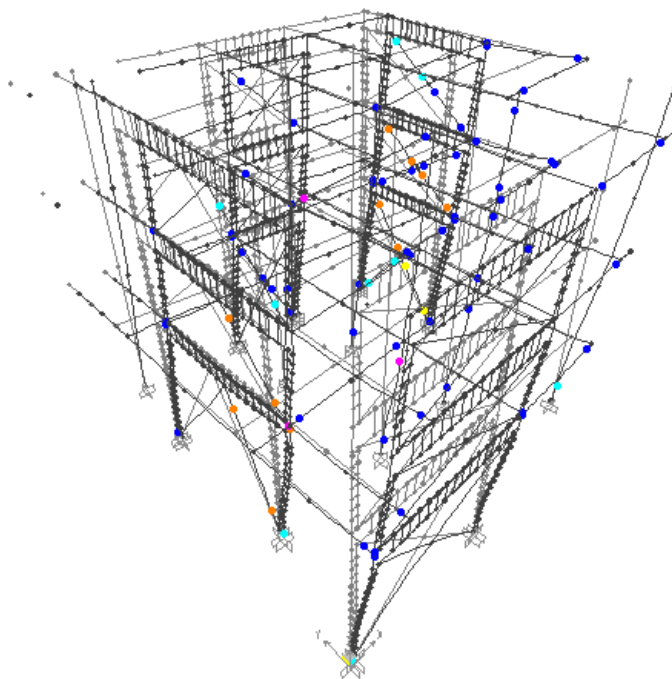
Οι θλιβόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι του 1^{ου} ορόφου των δικτυώσεων τύπου Λ και των δικτυώσεων τύπου Χ φτάνουν στη μέγιστη παραμόρφωση για μετακίνηση 0.0229 (step 5). Για μετακίνηση 0.0276 (step 6) φτάνουν στη μέγιστη παραμόρφωση οι θλιβόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι του 2^{ου} ορόφου των δικτυώσεων τύπου Λ και για μετακίνηση 0.0377 (step 7) οι διαγώνιοι σύνδεσμοι των χιαστί δικτυώσεων του 2^{ου} ορόφου. Διαρροή στο γωνιακό τοίχωμα παρουσιάζεται για μετακίνηση 0,0143m (step 3) και φτάνει στη στάθμη «Προστασία ζωής» για μετακίνηση 0.0433 (step 9) μικρότερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση. Η αντίστοιχη μετακίνηση του μη ενισχυμένου δομήματος ήταν 0.0683m δηλαδή παρατηρούμε ότι το τοίχωμα στο ενισχυμένο δόμημα φτάνει πιο γρήγορα στη στάθμη «Προστασία ζωής» Για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.0681m (step14) πέρα από το γωνιακό τοίχωμα τοίχωμα έχει φτάσει επίσης στη

στάθμη «Προστασία ζωής» το θλιβόμενο υποστύλωμα του 1^{ου} ορόφου στο φάτνωμα που έγινε ενίσχυση με δικτυώσεις τύπου Λ.

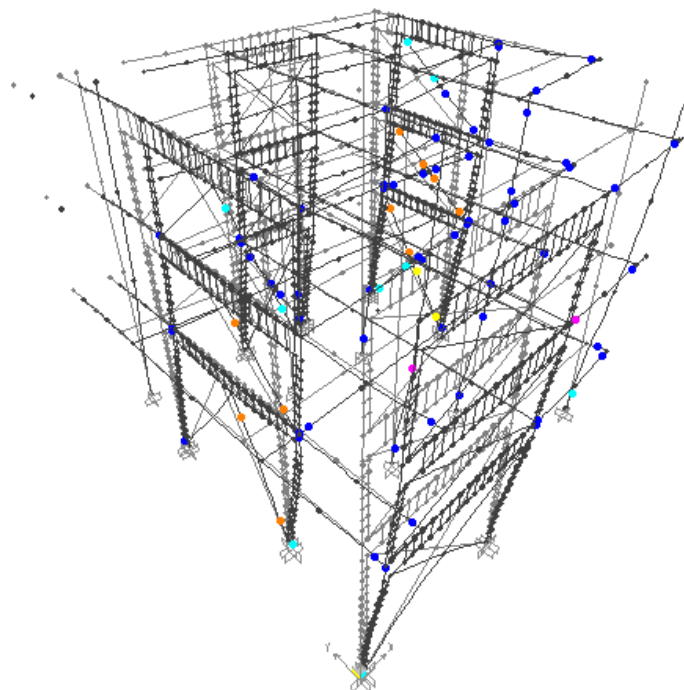


Σχήμα 9.21 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση, με επαύξηση, 0.0682m κατά την διεύθυνση y και για την «Ομοιόμορφη» πλευρική φόρτιση

Οι θλιβόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι του 1^{ου} ορόφου των δικτυώσεων τύπου Λ και των δικτυώσεων τύπου Χ φτάνουν στη μέγιστη παραμόρφωση για μετακίνηση 0.0233 (step 5). Για μετακίνηση 0.0275 (step 6) φτάνουν στη μέγιστη παραμόρφωση οι θλιβόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι του 2^{ου} ορόφου των δικτυώσεων τύπου Λ. Διαρροή στο γωνιακό τοίχωμα παρουσιάζεται για μετακίνηση 0,0138m (step 3) και φτάνει στη στάθμη «Προστασία ζωής» για μετακίνηση 0.0427 (step 9) μικρότερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση. Η αντίστοιχη μετακίνηση του μη ενισχυμένου δομήματος ήταν 0.061m. Για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.0681m (step14) πέρα από το γωνιακό τοίχωμα τοίχωμα έχει φτάσει επίσης στη στάθμη «Προστασία ζωής» το θλιβόμενο υποστύλωμα του 1^{ου} ορόφου στο φάτνωμα που έγινε ενίσχυση με δικτυώσεις τύπου Λ.



Σχήμα 9.22 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση, με επαύξηση, 0.0683m κατά την διεύθυνση y- και για κατανομή α



Σχήμα 9.23 Ανελαστικές παραμορφώσεις για τη στοχευόμενη μετακίνηση, με επαύξηση, 0.0687m κατά την διεύθυνση y- και για την «Ομοιόμορφη» πλευρική φόρτιση

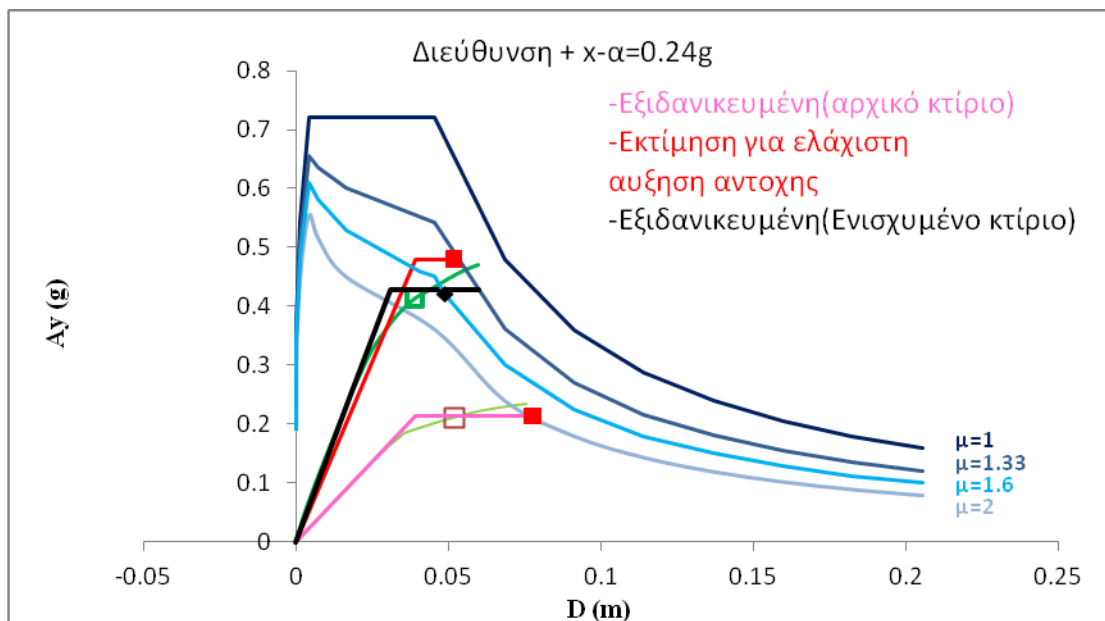
Για κατανομή α και για τη σεισμική απαίτηση σε μετακίνηση οροφής 0.0683m (step14), λαμβάνοντας υπόψη επαύξηση 8%, το τοίχωμα έχει περάσει τη στάθμη

«Προστασία ζωής» και όλοι οι θλιβόμενοι διαγώνιοι του 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου έχουν φτάσει στη μέγιστη παραμόρφωση. Επιπλέον το θλιβόμενο υποσύλωμα του 1^{ου} ορόφου στο φάτνωμα που έγινε ενίσχυση με δικτύωσεις τύπου Λ έχει περάσει τη στάθμη «Προστασία ζωής». Για «Ομοιόμορφη» κατανομή και για μετακίνηση 0.0687 τα ίδια στοιχεία έχουν περάσει τη στάθμη «Προστασία ζωής».

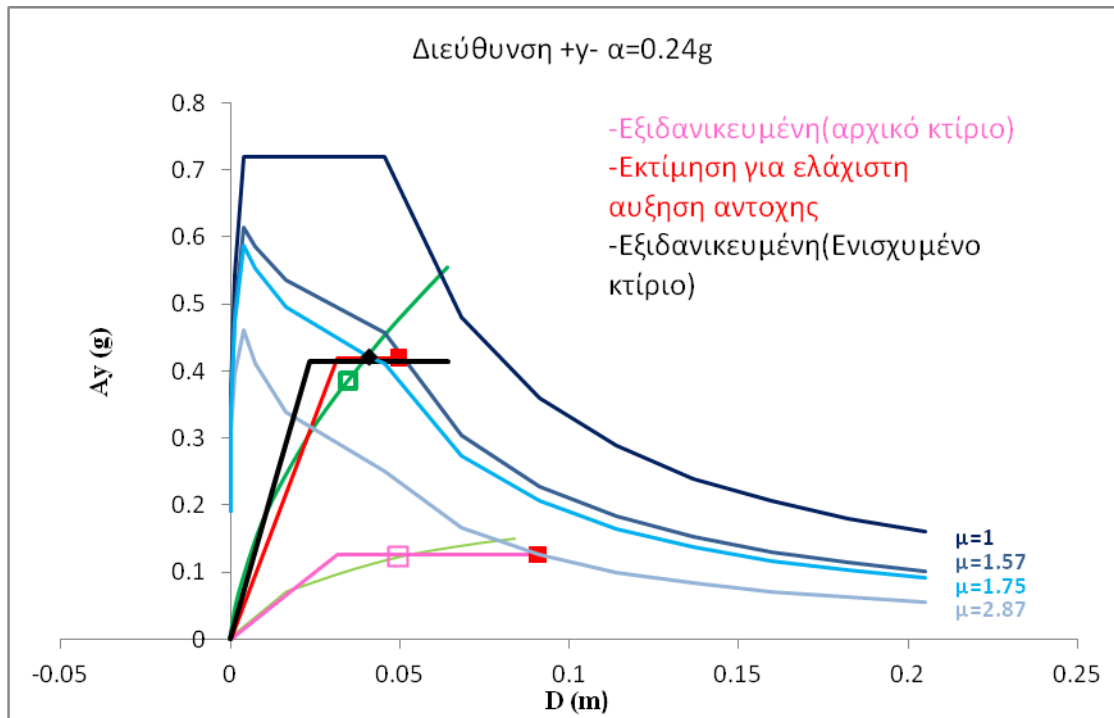
Παρατηρούμε ότι και κατά τη διεύθυνση x η ενισχυμένη κατασκευή δε μπορεί να αναλάβει τη μετατόπιση που απαιτείται καθώς τα τοιχώματα και οι θλιβόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αστοχούν πριν η κατασκευή φτάσει τη στοχευόμενη μετακίνηση. Απαιτείται λοιπόν ενίσχυση των τοιχωμάτων και περαιτέρω διερεύνηση για το αν οι τιμές που δίνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ για τη τάση και παραμόρφωση στις θλιβόμενες διαγώνιες ράβδους είναι συντηρητικές.

9.4 Καμπύλη ικανότητας ενισχυμένης κατασκευής

Στη συνέχεια δίνεται η καμπύλη ικανότητας της ενισχυμένης κατασκευής καθώς και οι εκτιμώμενες καμπύλες ικανότητας για αύξηση αντοχής και πλαστιμότητας. Παρατηρούμε ότι η μετατόπιση διαρροής σε αυτή την περίπτωση μειώνεται. Και σχηματικά είναι εμφανές ότι η ενισχυμένη κατασκευή δε μπορεί να αναλάβει τη μετατόπιση που απαιτείται. Βέβαια σε περίπτωση που ενισχύονταν τα δύο τοιχώματα και οι θλιβόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι μπορούσαν να παραλάβουν εφελκυσμό η παραπάνω ενίσχυση θα επαρκούσε.



Σχήμα 9.24 Σύγκριση καμπύλης ικανότητας ενισχυμένης κατασκευής με εκτιμώμενες καμπύλες ικανότητας κατά τη διεύθυνση x



Σχήμα 9.25 Σύγκριση καμπύλης ικανότητας ενισχυμένης κατασκευής με εκτιμώμενες καμπύλες ικανότητας κατά τη διεύθυνση y

Κεφάλαιο 10 Συμπεράσματα

10.1 Συμπεράσματα για την 1η μέθοδο ενίσχυσης

- Η ενισχυμένη κατασκευή σύμφωνα με την 1^η μέθοδο μπορεί να παραλάβει τη μετατόπιση που απαιτείται. Θα μπορούσαν για μεγαλύτερη ασφάλεια να ενισχυθούν τα δοκάρια στα πλαίσια που έγινε προσθήκη τοιχωμάτων με πτερύγια. Επιπλέον θα μπορούσαν να ενισχυθούν και κάποια από τα υποστυλώματα του 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου καθώς στους πάνω ορόφους τα πλαίσια αναλαμβάνουν το μεγαλύτερο τμήμα των αδρανειακών δυνάμεων.
- Αξιοποιώντας τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης του αρχικού φορέα και με την εφαρμογή των ανελαστικών φασμάτων απαίτησης μπορέσαμε να εκτιμήσουμε κατά προσέγγιση το μέγεθος της επέμβασης. Η μετατόπιση διαρροής στη συγκεκριμένη ενίσχυση δε παραμένει σταθερή όπως υποθέσαμε αλλά αυξάνεται. Αυτό συμβαίνει διότι η καμπυλότητα των τοιχωμάτων αυξάνεται αφού κατά την ενίσχυση χρησιμοποιείται χάλυβας μεγαλύτερης αντοχής και επιπλέον τα ενισχυμένα στοιχεία έχουν υψηλή αντοχή και δε διαρρέουν γρήγορα. Επιπλέον ο συντελεστής συμμετοχής Γ παραμένει σχεδόν σταθερός ενώ η ενεργός ιδιομορφική μάζα M^* που αντιστοιχεί στην κύρια ανά διεύθυνση ιδιομορφή αυξάνεται λίγο καθώς αυξάνεται σε μικρό βαθμό η μάζα της κατασκευής καθώς και τα ποσοστά συμμετοχής των κύριων ιδιομορφών.
- Στην ανάλυση θεωρήσαμε ότι τα ενισχυμένα στοιχεία συμπεριφέρονται ως μονολιτικά με μειωμένους συντελεστές ακαμψίας και αντοχής. Αυτό αποτελεί μια παραδοχή καθώς δε λήφθηκε υπόψη η διαφορά της αξονικής δύναμης στα υφιστάμενα και στα πρόσθετα ειδικά στην περίπτωση του μονόπλευρου μανδύα απαιτείται μεγάλη ακρίβεια στην τοποθέτηση των βλήτρων.
- Η θεμελίωση θα πρέπει να ενισχυθεί καθώς τα ενισχυμένα στοιχεία έχουν πολύ μεγάλη ροπή και επιπλέον θα πρέπει να εκτιμηθεί η φέρουσα ικανότητα του εδάφους.

10.2 Συμπεράσματα για τη 2^η μέθοδο ενίσχυσης

- Η ενισχυμένη κατασκευή σύμφωνα με την 2^η μέθοδο δε μπορεί να παραλάβει τη μετατόπιση που απαιτείται. Θα πρέπει να ενισχυθούν τα τοιχώματα καθώς και να αντιμετωπιστεί το πρόβλημα του λυγισμού των διαγωνίων. Σε περίπτωση χρήσης υβριδικών θλιπτοελκυστήρων από μορφοσίδηρο εντός ισχυρού κυλίνδρου από οπλισμένο σκυρόδεμα ασκούνται μεγάλες εφελκυστικές δυνάμεις στα υποστυλώματα και στη θεμελίωση.

- Σε αυτή την περίπτωση η ενίσχυση αυξάνει την αντοχή αλλά τα τοιχώματα καλούνται να πάρουν μεγαλύτερες δυνάμεις από ότι στον αρχικό φορέα με αποτέλεσμα να αστοχούν πιο γρήγορα. Η μετατόπιση διαρροής στη συγκεκριμένη ενίσχυση μειώνεται και αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι τα τοιχώματα διαρρέουν πιο γρήγορα. Επιπλέον ο συντελεστής συμμετοχής Γ μειώνεται ενώ η ενεργός ιδιομορφική μάζα M^* που αντιστοιχεί στην κύρια ανά διεύθυνση ιδιομορφή αυξάνεται καθώς αυξάνονται κυρίως τα ποσοστά συμμετοχής των κύριων ιδιομορφών.

- Επιπλέον σε αυτή τη μέθοδο ενίσχυσης ενώ το ίδιο βάρος των μεταλλικών στοιχείων είναι μικρό οι πρόσθετες δυνάμεις που ασκούνται στα πλαίσια που ενισχύονται με δικτυωτούς συνδέσμους δυσκαμψίας είναι μεγάλες και για αυτό το λόγο είναι απαραίτητη η ενίσχυση του πλαισίου με εσωτερικό μεταλλικό πλαίσιο. Θα μπορούσε να μελετηθεί η ενίσχυση διαφορετικών φατνωμάτων καθ' ύψος διατηρώντας όμως την ακαμψία σταθερή καθ' ύψος προκειμένου να μη φορτίζονται τόσο πολύ τα υποστυλώματα.

- Και στην περίπτωση της ενίσχυσης με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας είναι απαραίτητη η ενίσχυση της θεμελίωσης. Η θεμελίωση καλείται να παραλάβει πλέον μεγαλύτερες δράσεις εφόσον πλέον η ικανότητα του φορέα είναι αρκετά μεγαλύτερη (τουλάχιστον 1,5-2,0 φορές μεγαλύτερη αυτής του υφιστάμενου πλαισίου).

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ΚΑΝ.ΕΠΕ [2010] «ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ» ΟΑΣΠ.

EC8[EN 1998-1 : 2004] Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 1 : «Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια».

EC8[EN 1998-3] Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 3: « Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων».

EC2[EN 1992-1-1 : 2004] «Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα» Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια.

ΕΑΚ 2000 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, ΟΑΣΠ.

ΕΚΩΣ 2000 Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000, ΟΑΣΠ.

Β.Δ [18-2-1954] «ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΔΙΑ ΤΗΝ ΜΕΛΕΤΗΝ ΚΑΙ ΕΚΤΕΛΕΣΙΝ ΟΙΚΟΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΕΞ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ», ΑΘΗΝΑ 1954.

FEMA 356 « Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.» November 2000, Washington D.C .

ATC-40 « Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Vol.1» November 1996, California .

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON «Fastenings for Seismic Retrofitting»

ΨΥΧΑΡΗΣ Γ.[2007] «Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας», Ε.Μ.Π 2007.

ο

ΣΠΥΡΑΚΟΣ Κ. «Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία», εκδόσεις ΤΕΕ, Αθήνα 2004.

ΠΕΝΕΛΗΣ Γ. & ΚΑΠΠΟΣ Α. «Αντισεισμικές Κατασκευές από Σκυρόδεμα», εκδόσεις

ΖΗΤΗ, Θεσσαλονίκη 1999.

ΤΑΣΙΟΣ Θ. «Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων» 2009.

ΔΡΙΤΣΟΣ Σ. «Αποτίμηση και Επεμβάσεις σε Υφιστάμενες Κατασκευές με βάση τον EC8 και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.», Πάτρα 2011.

ΦΑΡΔΗΣ Μ. «ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ» Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος, Πάτρα 2005.

ΧΟΡΡΑ Α. «Δυναμική των Κατασκευών, Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική», εκδόσεις Γκιούρδα Αθήνα 2008.

ΒΙΝΤΖΗΛΑΙΟΥ Ε., ΖΕΡΗΣ Χ. & ΜΩΡΡΕΤΗ Χ. «Ειδικά Κεφάλαια Οπλισμένου Σκυροδέματος», Ε.Μ.Π 2001.

ΚΑΝΕΛΛΟΠΟΥΛΟΣ Α. «Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ενίσχυση Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Cubus Hellas.

ΒΑΓΙΑΣ Ι., ΕΡΜΟΠΟΥΛΟΣ Ι. & ΙΩΑΝΝΙΔΗΣ Γ. “ Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα ” εκδόσεις Κλειδάριθμος Αθήνα

FAJFAR P. «Seismic Assessment of Structures by a Practice oriented Method », Ljubljana

ΙΓΝΑΤΑΚΗΣ Χ., ΣΤΥΛΙΑΝΙΔΗΣ Κ. , ΑΣΜΕΝΙΑΔΗΣ Ν. & ΝΑΣΚΟΣ Ν. “ Αποκατάσταση συγκροτήματος Διατηρητέων κτιρίων της τράπεζας Μακεδονίας- Θράκης στα Λαδάδικα Θεσσαλονίκης” 12^ο Ελληνικό Συνέδριο Σκυροδέματος, Τ.Ε.Ε Ελληνικό Τμήμα Σκυροδέματος

ΜΠΑΡΟΣ Δ. Διατριβή Διπλώματος Ειδίκευσης «Επιλογή Στρατηγικής Ενίσχυσης σε Υφιστάμενες Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με χρήση Ανελαστικών Αναλύσεων», Πανεπιστήμιο Πατρών Πολυτεχνική Σχολή Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα 2006.

ASCHHEIM M., BLACK E. «Yield Point Spectra for Seismic Design and Rehabilitation», *Earthquake Spectra*, Vol 16, No. 2, pp.317-335.

ASCHHEIM M. «Seismic Design Based on the Yield Displacement», *Earthquake Spectra*, Vol 18, No. 4, pp.581-600.