



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

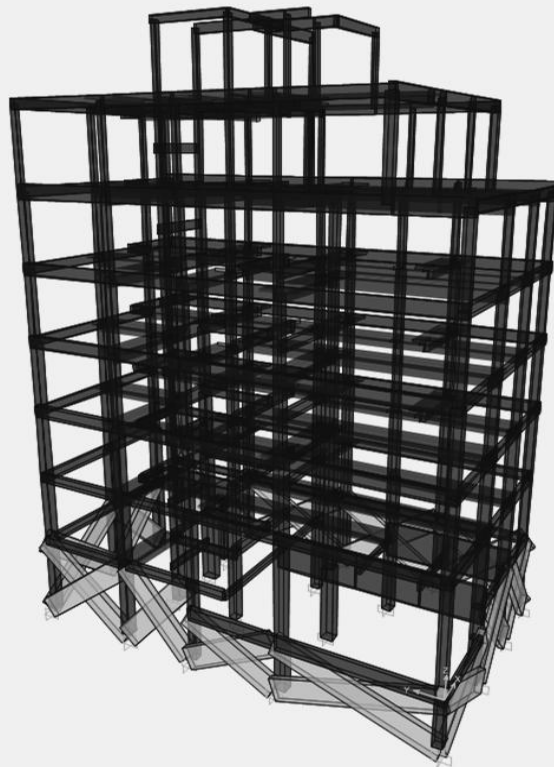
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ

ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ:

«Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας και Κατευθύνσεις Ενίσχυσης

Υφιστάμενου Κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος»



ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ:

ΒΛΑΣΗΣ Κ. ΚΟΥΜΟΥΣΗΣ

ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΕΚΠΟΝΗΣΗ:

ΧΑΡΙΚΛΕΙΑ Ι. ΠΑΥΛΑΚΗ

ΠΟΛ. ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π.

Αντί προλόγου

Η παρούσα εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια του Διατμηματικού Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών «Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών» της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, στον τομέα Δομοστατικής.

Όπως είναι γνωστό, η χώρα μας είναι από τις πιο σεισμογενείς στον κόσμο και η πλειονότητα των κατασκευών σε αυτήν αποτελείται από υφιστάμενα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος τα οποία οικοδομήθηκαν και ανεγέρθηκαν έως και τα τέλη της δεκαετίας του 1970 με κανονισμούς που στερούνταν της σύγχρονης λογικής του αντισεισμικού σχεδιασμού. Το γεγονός αυτό σε συνδυασμό με την αισθητή μείωση της ανέγερσης νέων οικοδομών τα τελευταία χρόνια λόγω οικονομικών συγκυριών, καθιστά καίριο το ζήτημα της αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων και των επεμβάσεων σε αυτά. Στα πλαίσια αυτά κινήθηκε και το θέμα της παρούσας εργασίας στην οποία μελετήθηκε η σεισμική συμπεριφορά μιας τυπικής πολυκατοικίας του 1971 στην περιοχή του Γκύζη.

Στο σημείο αυτό θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή της σχολής Πολιτικών Μηχανικών κ. Βλάση Κουμούση, αφενός γιατί μου έδωσε την ευκαιρία να ασχοληθώ με ένα επίκαιρο και πολύ ενδιαφέρον θέμα, και αφετέρου γιατί διέθεσε αμέτρητες ώρες από τον προσωπικό του χρόνο, όχι μόνο για να μου δώσει χρήσιμες κατευθύνσεις πάνω στη διεξαγωγή της εργασίας, αλλά και για να μου μεταδώσει ένα γενικότερο θεωρητικό υπόβαθρο που αφορά στη δουλειά του Πολιτικού Μηχανικού.

Τέλος, ευχαριστώ πολύ τον Πολιτικό Μηχανικό Σάββα Τριανταφύλλου, για τις χρήσιμες οδηγίες του σχετικά με το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε, αλλά και τους φίλους και συναδέλφους μου Γιώργο Παπαγιάννη, Εύη Πετρακάκη, Ελένη Μπροκαλάκη, Βασίλη Κάρλο, Ελένη Μπεκρή και Κωνσταντία Παυλάκη που έκαναν την εκπόνηση αυτής της εργασίας λίγο πιο εύκολη για μένα.

Κλέλια Παυλάκη

Περιεχόμενα

Αντί προλόγου	i
Περίληψη.....	v
Abstract	vii
Safety assessment and reinforcing scenarios of an existing multistory building.....	ix
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1.1 Εισαγωγή.....	1
1.2 Ισχύοντες κανονισμοί προ του 1984	2
1.3 Σύγχρονες μέθοδοι σχεδιασμού και ανάλυσης	3
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	5
2.1 Στοιχεία του υφιστάμενου κτιρίου	5
2.2 Υλικά – μηχανικές παράμετροι.....	8
2.3 Περιγραφή διατομών.....	9
2.4 Προσομοίωση Δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων.....	11
2.5 Καθορισμός φορτίσεων.....	12
2.6 Προσομοίωση.....	14
3. ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	17
3.1 Δυναμική Φασματική Μέθοδος.....	17
3.1.1 Εισαγωγή Δεδομένων.....	17
3.1.2 Παραμορφωσιακά και Εντατικά Μεγέθη Απόκρισης.....	21
3.2 Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος	24
3.2.1 Θεωρητικό Υπόβαθρο	24
3.2.2 Υπολογισμός στατικών φορτίων.....	25
3.2.3 Παραμορφωσιακά και Εντατικά Μεγέθη.....	29
3.3 Σύγκριση Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου – Ισοδύναμης Στατικής.....	29
3.4 Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας.....	30
3.4.1 Θεωρητικό υπόβαθρο.....	30
3.4.2 Εισαγωγή Δεδομένων.....	30
3.4.3 Παραμορφωσιακά και εντατικά μεγέθη.....	34
3.5 Σύγκριση ελαστικών αναλύσεων – Μειωτικοί συντελεστές.....	34
4. ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ..	39
4.1 Εισαγωγή.....	39
4.2 Σεισμική αποτίμηση και ανασχεδιασμός	39
4.3 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος και μη φέροντος οργανισμού.....	41

4.4	Στόχοι σεισμικής ικανότητας	42
4.4.1	Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.	42
4.4.2	Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3	42
4.4.3	Συνδυασμένες στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής	44
4.5	Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας	44
4.5.1	Η έννοια της πλαστικής άρθρωσης.....	44
4.5.2	Καμπύλη αντίστασης (capacity curve).....	45
4.5.3	Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου ή διατομής.....	45
4.5.4	Προσδιορισμός γωνιών στροφής χορδής κατά EC-8	49
4.5.5	Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής	50
5.	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	53
5.1	Ορισμός και προϋποθέσεις εφαρμογής	53
5.2	Προσομοίωση και Ανάλυση.....	54
5.2.1	Γενικά	54
5.2.2	Καθορισμός κόμβου ελέγχου	55
5.2.3	Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος.....	55
5.2.4	Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης – μετακίνησης.....	55
5.2.5	Προσδιορισμός ιδιοπεριόδου.....	57
5.3	Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας.....	57
5.3.1	Μετατροπή μη γραμμικού συστήματος σε ισοδύναμο γραμμικό.....	59
5.3.2	Μέθοδος του φάσματος ικανότητας (ATC-40)	61
5.3.3	Μέθοδος των συντελεστών (displacement coefficient method).....	65
5.4	Εισαγωγή δεδομένων στο προσομοίωμα.....	67
5.4.1	Θεώρηση ρηγματωμένων διατομών για μη γραμμικές αναλύσεις	69
5.5	Αποτελέσματα Ανάλυσης.....	72
6.	ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ.....	95
6.1	Συστήματα επεμβάσεων	95
6.2	Ανάλυση της κατασκευής με αυξημένους οπλισμούς.....	99
6.2.1	Ομοιόμορφη κατανομή κατά –X.....	100
6.2.2	Ομοιόμορφη κατανομή κατά –Y	102
6.3	Ενίσχυση με μανδύες σκυροδέματος.....	105
6.3.1	Αποτελέσματα Ανάλυσης ενισχυμένου φορέα.....	106
7.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	113
	Βιβλιογραφικές πηγές	117

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός υφιστάμενου πολυώροφου κτιρίου και η διερεύνηση της ανάγκης ή όχι για επέμβαση και ενίσχυση αυτού. Το κτίριο που μελετάται είναι μια πενταόροφη πολυκατοικία στην περιοχή του Γκύζη που μελετήθηκε και οικοδομήθηκε το 1971. Τα φέροντα δομικά στοιχεία του κτιρίου είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και σχεδιάστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος (1954) και του Αντισεισμικού Κανονισμού (1959), οι οποίες στερούνταν την αυστηρότητα των σύγχρονων οδηγιών ως προς τη μελέτη και την επίβλεψη. Για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του φορέα εφαρμόστηκαν τόσο ελαστικές όσο και ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης οι οποίες και συγκρίνονται μεταξύ τους. Τέλος, προτείνονται κάποιοι τρόποι επέμβασης ώστε να βελτιωθεί η σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου, η οποία κρίθηκε ανεπαρκής στη φάση της αποτίμησης. Αναλυτικότερα:

Στο *πρώτο κεφάλαιο* περιγράφονται οι κανονισμοί που ίσχυαν έως το 1984, με τους οποίους μελετήθηκε το μεγαλύτερο ποσοστό των υφιστάμενων κτιρίων στη χώρα μας και παρουσιάζονται οι βασικές αδυναμίες των κτιρίων σε σχέση με τις σύγχρονες αντισεισμικές κατασκευές. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι βασικές μέθοδοι σχεδιασμού και ανάλυσης οι οποίες και εφαρμόζονται στην εργασία.

Στο *δεύτερο κεφάλαιο* παρουσιάζεται το υπό μελέτη κτίριο καθώς και το προσομοίωμα που χρησιμοποιείται για την ανάλυση του. Καθορίζονται οι ιδιότητες των υλικών, τα χαρακτηριστικά των διατομών αλλά και οι φορτίσεις που επιβάλλονται.

Στο *τρίτο κεφάλαιο* παρουσιάζονται οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης που εφαρμόστηκαν στο προσομοίωμα. Αρχικά, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης και στη συνέχεια εφαρμόζεται η Δυναμική Φασματική Μέθοδος και η Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος, με χρήση του φάσματος του Ευρωκώδικα 8. Ακολουθεί η Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας που γίνεται με χρήση επιταχυνσιογραφήματος από το σεισμό της Αθήνας (1999). Παρουσιάζονται τα μέγιστα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη που προκύπτουν από κάθε ανάλυση και συγκρίνονται μεταξύ τους.

Στο *τέταρτο κεφάλαιο* αναπτύσσεται ο σύγχρονος τρόπος σχεδιασμού, δηλαδή ο αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας.

Το *πέμπτο κεφάλαιο* αφορά στη μη γραμμική στατική ανάλυση. Αρχικά αναπτύσσεται το θεωρητικό υπόβαθρο και οι προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι μέθοδοι υπολογισμού του σημείου επιτελεστικότητας και η εφαρμογή της ανάλυσης στο προσομοίωμα. Τέλος, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τις δύο κατανομές της οριζόντιας φόρτισης που εφαρμόζονται στην κατασκευή.

Στο *έκτο κεφάλαιο* γίνεται μία αναφορά στην ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. Αρχικά, παρουσιάζεται ένα υποθετικό σενάριο, στο οποίο εξετάζεται αν αλλάζει η συμπεριφορά του φορέα σε περίπτωση που κάποια υποστυλώματα είχαν σχεδιαστεί με περισσότερο οπλισμό σε σχέση με τον υφιστάμενο. Στη συνέχεια, επιλεγμένα υποστυλώματα ενισχύονται με μανδύες σκυροδέματος, και αποτιμάται εκ νέου η σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής.

Abstract

Greece is a country of high seismicity. Most of the concrete framed buildings in Greek urban areas were constructed until the early 80's. These buildings were erected under the provisions of the existing National Codes for design of concrete structures (1954) and design of earthquake resistant structures (1959). These codes were replaced in 1984 by more modern approaches with stricter design laws under seismic loading.

The aim of this master thesis is the safety assessment of an existing multistory building and examining different reinforcing scenarios of its concrete frame. The building studied is a five storey residential building in the area of Gyzi in the city of Athens, which was built in 1971. It is constructed from reinforced concrete according to the early Greek National Codes as has already been pointed out. Linear as well as nonlinear analyses were used for the capacity assessment of the structure. These two different techniques were compared giving an insight to the pros and cons of each method. Analysis of the structure showed the need for additional reinforcements to the original concrete frame, in order to improve its seismic behavior.

In the thesis' *first chapter* the National Codes with which the building was designed are described. These codes were used in the majority of buildings in Greece, as most of the concrete structures at the cities' centers were constructed before 1984. Additionally, a brief description of the analytical methods that were used is provided.

In the thesis' *second chapter* the studied structure is described, as well as the numerical model that was inserted at the analysis program SAP2000. Material characteristics, section properties and loadcases used in the analysis are also provided.

In the thesis' *third chapter*, linear methods that were applied to the structure are analyzed. Modal analysis results, modal response spectrum and lateral force analysis methods are presented. Linear time history analysis was also used, by applying a response spectrum from the Athens earthquake that took place in 1999. The results from each technique are compared in order to acquire the differences among the analysis methods.

In the *fourth chapter* the performance based frame design is described.

The *fifth chapter* describes the nonlinear static analysis approach, by presenting the theoretical background. The performance point is computed for the two lateral load combinations of the structure at hand.

The *last chapter* of the thesis refers to the reinforcement methods of the existing structure. Various columns are reinforced by concrete jackets and the retrofitted building's behavior under seismic loading is compared to its original state.

Safety assessment and reinforcing scenarios of an existing multistory building

1. Introduction

Greece is a country of high seismicity. Most of the concrete frame buildings in Greek urban areas were constructed until the early 80's. These buildings were erected under the provisions of the existing National Codes for design of concrete structures (1954) and design of earthquake resistant structures (1959). These codes were modified in 1984 by incorporating more modern approaches for seismic loading and analysis methods. The aim of this master thesis is the safety assessment of an existing multistory building and the examination of different reinforcing scenarios concerning the skeleton of the structure. Linear as well as nonlinear analyses were used for the capacity assessment of the structure. These two different techniques were compared, giving an insight to the pros and cons of each method. Analysis of the structure showed the need for additional reinforcements to the original concrete frame, in order to improve its seismic behavior.

2. Description of the structural system

The building studied in the current thesis is a five storey residential building in the area of Gyzi in the city of Athens, which was built in 1971. It is constructed from reinforced concrete according to the early Greek National Codes as has already been pointed out. It consists of one basement, the ground floor and 5 storeys. The building's plan view is shown at Fig.1 with floor plan dimensions equal to 10,50m x 18,80m. The interstorey height of the building is 3m.

The building satisfies the criteria imposed from EN1998 considering regularity in plan. With respect to the lateral stiffness and mass distribution, the structure is approximately symmetrical in plan with respect to the two orthogonal axes. The in plane stiffness of the floors is sufficiently large in comparison to the lateral stiffness of the vertical structural elements which were considered as diaphragms. The slenderness of the building's plan view is provided from Eq.1.

$$\lambda = L_{\max}/L_{\min} = 18,8/10,5 = 1,8 < 4,0 \quad (\text{Eq.1})$$

where L_{\max} and L_{\min} are the larger and smaller plan view dimension of the building respectively.

The structure does not satisfy the conditions for regularity in elevation as the last floor's dimensions –setback are smaller than 90% of the previous plan dimension as described from EN1998 [1].

The concrete's class was B160 with compressive strength $W_{28} = 160 \text{ kg/cm}^2$ which is considered equivalent to modern normal concrete's class C12/15. Minimum yield stress of the rebar is 2200 kg/cm^2 and its minimum tensile stress is $3400\text{-}5000 \text{ kg/cm}^2$.

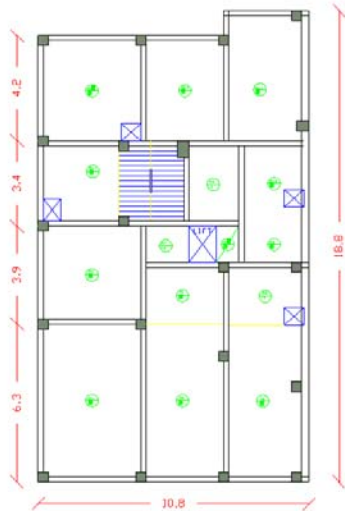


Fig. 1: Plan of a typical floor of the building

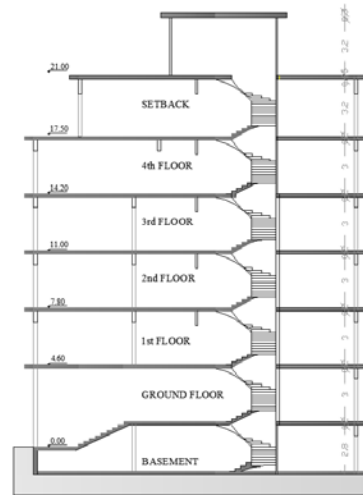


Fig. 2: Elevation of a cross section through the building

The imposed loads for the design of this building are presented in the following table.

Design Loads:		
Permanent:	Self weight of reinforced concrete	24 kN/m ³
	Internal walls	2,1 kN/m ²
	External walls	3,6 kN/m ²
	roof finishing	1,3 kN/m ²
	room finishing	0,8 kN/m ²
Live:	rooms	2 kN/m ²
	shops	5 kN/m ²
	balconies	5 kN/m ²
	stairs	3,5 kN/m ²
	roof	1,5 kN/m ²

Table 1 Characteristic values of the imposed loads

3. Numerical modeling

Analyses have been performed using SAP2000, which is a general- purpose structural analysis program for performing static and dynamic analyses of structures. For the purpose of the study, a three dimensional model of the building is created and inserted in SAP2000 to carry out linear and non linear static analyses.

For the linear analyses all structural members were modeled as linear elements. The elastic flexural and shear stiffness of the elements used in the program was equal to 40% of the corresponding stiffness of the uncracked beams and equal to 60% and 80% of the corresponding stiffness of the uncracked external and internal columns respectively.

For the nonlinear analyses beams and columns were modeled as nonlinear frame elements with lumped plasticity by defining plastic hinges at both ends of the beams and columns. The stiffness of each element used in the program is equal to the mean value of Eq.2, at the two ends of the element according to EC8 part 3.

$$K_{\text{eff}} = M_y L_v / (3\theta_y) \quad (\text{Eq.2})$$

where M_y is the yield moment,
 θ_y is the chord rotation at yield and
 L_v is computed as half the element length.

In order to account for the contribution of joint regions to the deformability of the building, the stiffness of the beam elements inside the joints was considered as rigid.

Floors were considered to act as rigid diaphragms, the masses and the moments of inertia of each floor were lumped at its centre of gravity.

The masses used in the seismic combination were calculated from the gravity loads of Table 1, corresponding to the combination of actions $G+0,3Q$.

For the computation of vertical actions self weight of the slab and beams was treated as uniform surface load. Uniform surface loads due to G and Q were distributed as uniform loads along the beams according to the tributary areas schematically shown in figure 3. Self weight of vertical elements was calculated automatically by the analysis software and included in the permanent actions.

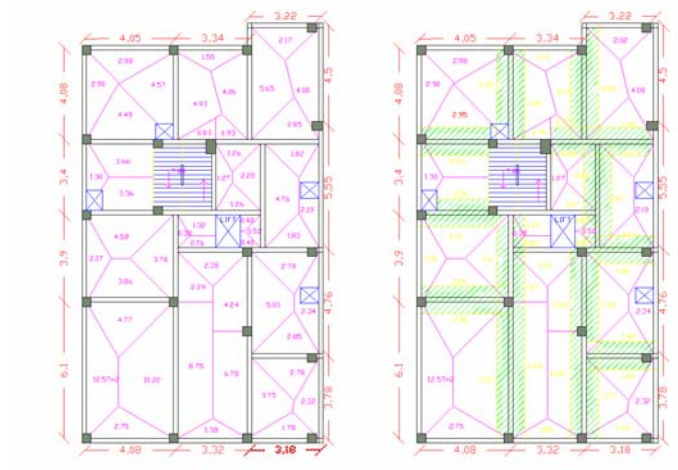


Fig. 3 Tributary areas for vertical actions

Seismic action is described by Type 1 elastic response spectrum for Ground type B. The recommended values of EN1998 for $S=1,20$, $T_B=0,15\text{sec}$, $T_C=0,5\text{sec}$ and $T_D=2,0\text{sec}$ were used. The reference peak ground acceleration is $a_{gR}=0,16g$ and the design peak ground acceleration is $a_g=\gamma_1 \cdot a_{gR}=0,16g$, where the importance factor is $\gamma_1=1,0$ for Importance Class II.

Linear analysis is performed based on the design response spectrum, for which the value of the behavior factor q used is 3,5.

The elastic and the design response spectra are shown in Fig. 4.

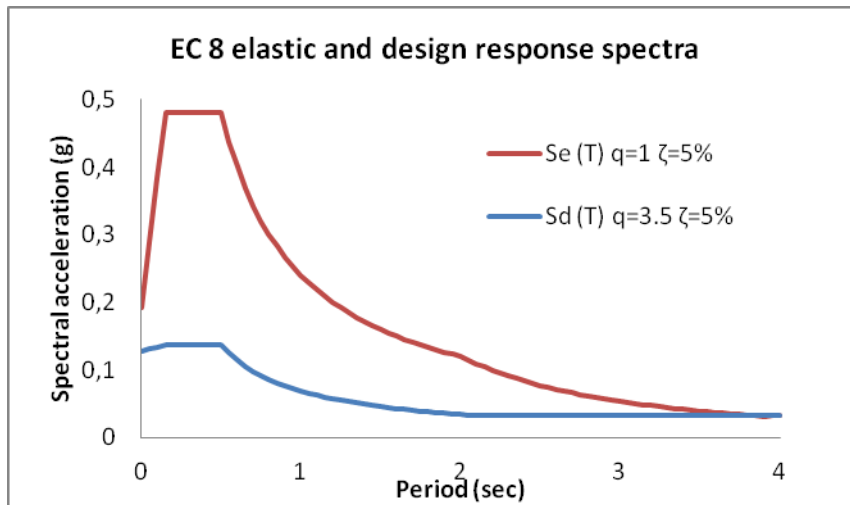


Fig. 4 Horizontal elastic and design response spectra for 5% damping

4. Linear analysis

The periods and corresponding effective modal masses for the first 24 vibration modes are listed in Table 2. The sum of the effective modal masses for those 24 modes amounts to more than 90% of the total mass of the structure.

Modal Participating Mass Ratios					
Mode	T (sec)	M_x	M_y	ΣM_x	ΣM_y
1	1,264	0,003	0,472	0,003	0,472
2	1,145	0,588	0,028	0,591	0,500
3	1,092	0,062	0,128	0,652	0,629
4	0,534	0,019	0,047	0,671	0,675
5	0,505	0,051	0,027	0,723	0,702
6	0,435	0,010	0,006	0,732	0,708
7	0,407	0,002	0,013	0,735	0,721
8	0,345	0,030	0,013	0,764	0,734
9	0,336	0,012	0,026	0,776	0,760
10	0,313	0,002	0,000	0,778	0,760
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
21	0,078	0,001	0,000	0,852	0,849
22	0,043	0,039	0,002	0,891	0,851
23	0,036	0,050	0,000	0,941	0,851
24	0,026	0,005	0,103	0,946	0,954

Table 2: Modal periods and participation factors

The first three mode shapes of the building are schematically shown in Fig. 5 to 7. The first mode has a period of $T_1=1.246$ sec and is translational along the Y-axis, the second has a period of $T_2=1.145$ sec and is translational along the X-axis, while the third mode whose period is $T_3=1.092$ sec is primarily torsional.

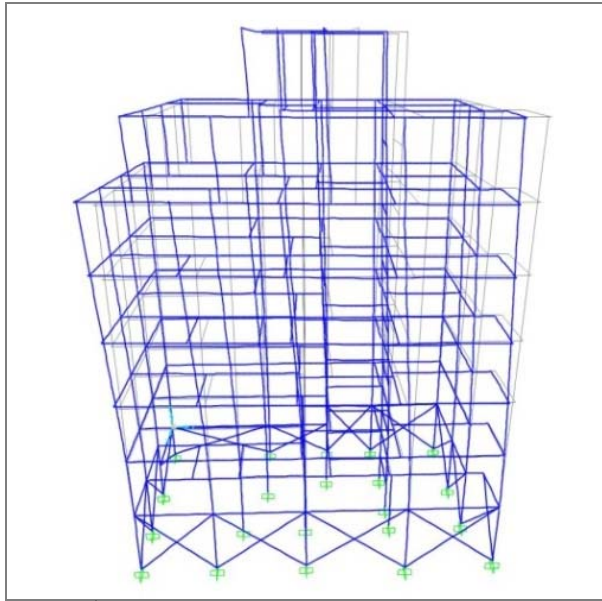


Fig. 5: 1st mode shape ($T_1=1.246\text{sec}$) translational along Y axis

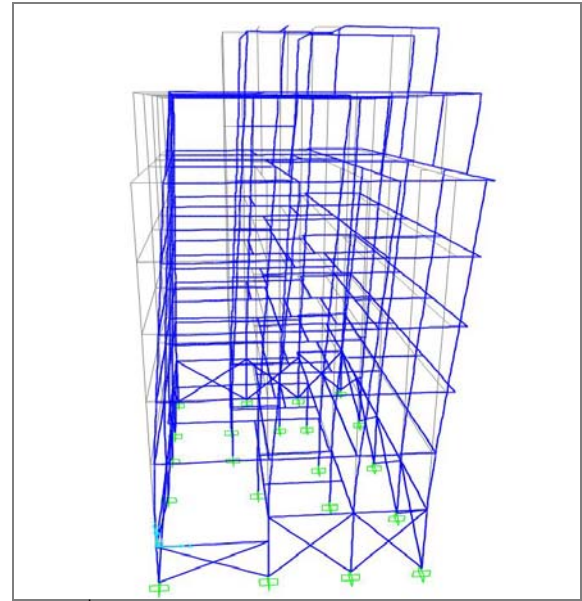


Fig. 6: 2nd mode shape ($T_2=1.145\text{sec}$) translational along X axis

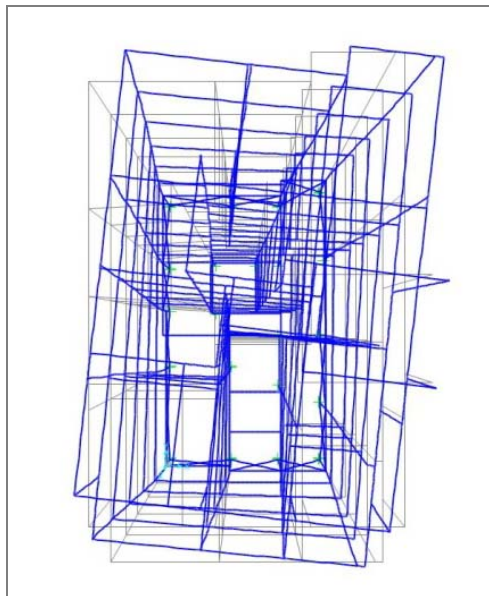


Fig. 7: 3rd mode shape ($T_3=1.092\text{sec}$) Torsional

4.1. Modal Response Spectrum Analysis

Modal response spectrum analysis may be applied to all types of buildings without restrictions. Modes of vibration that contribute to the structure's global response are taken into account.

Load combinations that are taken into account for seismic action are presented below:

$$G + 0.3 Q \pm E_{Edx} \pm 0.30 E_{Edy}$$

$$G + 0.3 Q \pm E_{Edy} \pm 0.30 E_{Edx}$$

where E_{Edx} and E_{Edy} represent the action effects due to the application of the seismic action along the axes x and y of the structure.

The vertical component of the seismic action is ignored in this analysis.

Table 3 shows the maximum displacements of the structure derived from the modal response spectrum analysis, whereas Table 4 shows the maximum values of the forces in the columns.

Max Displacements - Modal Response Spectrum Analysis						
Storey	U ₁ (m)	U ₂ (m)	U ₃ (m)	R ₁ (rad)	R ₂ (rad)	R ₃ (rad)
Setback	0,079	-0,038	-0,006	0,001	0,003	0,001
4 th	0,066	-0,032	-0,005	-0,002	0,004	-0,002
3 rd	0,053	-0,025	-0,006	-0,002	0,002	-0,001
2 nd	0,039	-0,018	-0,006	-0,002	0,002	-0,001
1 st	0,025	-0,010	-0,006	-0,002	0,002	-0,001
Ground	0,010	0,004	-0,006	-0,002	0,002	0,000

Table 3: Maximum Displacements according to the modal response spectrum analysis

Max Columns' Forces - Modal Response Spectrum Analysis						
storey	P (kN)	V ₂ (kN)	V ₃ (kN)	T (kNm)	M ₂ (kNm)	M ₃ (kNm)
Ground	-1377,19	-112,56	-97,18	-3,27	126,95	151,36
1 st	-1072,75	116,43	-67,79	-0,45	88,65	128,29
2 nd	-793,92	90,86	-63,70	-0,42	-83,70	95,70
3 rd	-541,81	68,65	-45,01	-0,19	-68,09	66,42
4 th	-343,56	64,45	46,90	0,15	60,97	63,69
setback	-192,27	-32,43	-29,44	-0,22	54,60	46,55
roof	-44,90	15,25	-11,17	-0,16	18,37	-22,07

Table 4: Maximum forces of the columns according to the modal response spectrum analysis

4.2. Lateral Force Method of Analysis

According to EN1998-4.3.3.2.2(1), seismic base shear force is computed from Eq. 3

$$F_b = \lambda \cdot m \cdot S_d(T_1) \quad (\text{Eq.3})$$

where $S_d(T)$ is the ordinate of the design spectrum at the fundamental period of vibration (T_1) of the building in the direction considered,

m is the total mass of the building above the top of the basement and

λ is a correction factor taken as $\lambda=0,85$ if $T_1 < 2T_C$ and the building has more than two storeys, or $\lambda=1,0$ otherwise.

Fig.8 shows the design response spectrum for the building that is investigated, along with the fundamental periods for the two horizontal directions of the structure.

The fundamental periods in the two main directions are taken from the modal analysis, and the ordinates of the design spectrum $S_d(T_1)$ are computed according to Table 5.

T _x (sec)	1,145	S _d (T _x) (m/s ²)	0,5875
T _y (sec)	1,264	S _d (T _y) (m/s ²)	0,5323

Table 5: Fundamental periods & ordinates S_d(T)

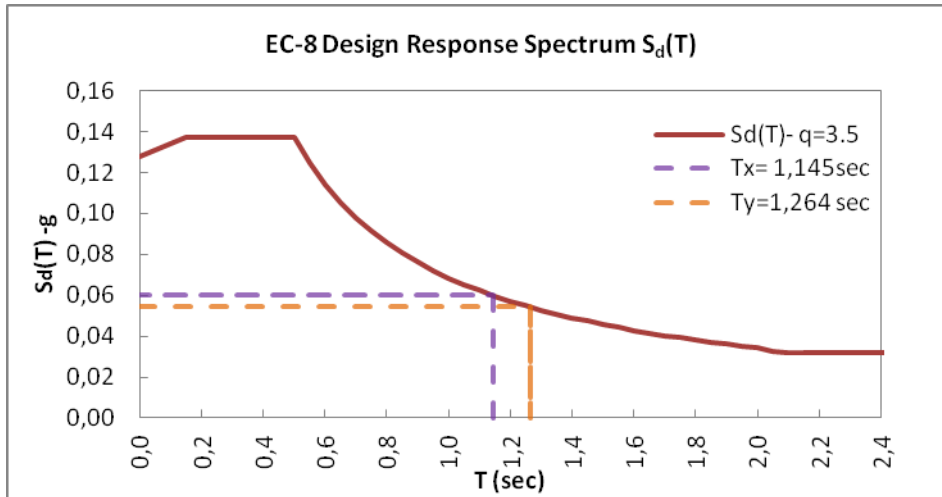


Fig. 8: Design Response Spectrum and fundamental periods

The total mass of the building for the seismic combination is calculated by taking into account the masses that are associated with all gravity loads appearing in the combination of actions $G+0.3Q$.

The total base shear in the two main horizontal directions is: $F_{bx}=739.50\text{kN}$ and $F_{by}=670.05\text{kN}$

Assuming that the fundamental mode shape is approximated by horizontal displacements that increase linearly along the height of the structure, the horizontal forces F_i are computed with Eq.4

$$F_i = F_b z_i m_i / \sum z_j m_j \tag{Eq.4}$$

where z_i and z_j is the height of each mass m_i and m_j above the top of the rigid basement respectively.

Table 6 shows the calculations of the forces under static loading for the effects of the accidental eccentricities of the structure. Storey forces F_x and F_y were multiplied by the associated accidental eccentricities e_x and e_y (equal to 5% of the storey's dimension at right angles to the direction of the force) and accordingly the resulting torques $F_x e_x$ and $F_y e_y$ were combined using the SRSS rule into single torques per floor, which were statically applied to the model. The outcome of the analysis reflects the combined effect of the accidental eccentricities of the two horizontal components of the seismic action. These results are to be superimposed to the effect of the two translational components participating with 100% and 30% in either directions.

Storey	Weight (kN)	Mass (Mgr)	z(m)	m*z	Fx (kN)	Fy (kN)
Roof	165,31	16,85	22,85	385,05	21,240	19,245
5 th	1096,64	111,79	19,55	2185,45	120,554	109,232
4 th	2163,06	220,50	16,05	3538,94	195,215	176,881
3 rd	2204,19	224,69	12,8	2876,00	158,646	143,746
2 nd	2265,64	230,95	9,6	2217,14	122,301	110,815
1 st	2301,58	234,62	6,4	1501,54	82,828	75,049
Ground	2151,82	219,35	3,2	701,92	38,719	35,083
Total	12348,23	1258,74	$\sum m_i z_i$	13406,05	739,503	670,052

Table 6: Calculation of mass and lateral loads

The results of the lateral Force method of analysis are shown in Tables 7 and 8, where the maximum values of displacements and column forces are displayed respectively.

Max Displacements- Lateral Force Method of Analysis						
Storey	U1 (m)	U2 (m)	U3 (m)	R1 (rad)	R2 (rad)	R3 (rad)
5 th	0,094	-0,056	-0,006	0,002	0,003	0,002
4 th	0,078	-0,047	-0,006	-0,002	0,004	-0,001
3 rd	0,063	0,033	-0,006	-0,002	0,002	-0,001
2 nd	0,046	-0,026	-0,006	0,002	0,002	-0,001
1 st	0,029	0,013	-0,006	-0,003	0,002	0,000
Ground	0,012	0,004	-0,007	-0,002	-0,002	0,000

Table 7: Maximum displacements according to the Lateral Force Method of Analysis

Max Columns' Forces - Lateral Force Method of analysis						
Storey	P (kN)	V ₂ (kN)	V ₃ (kN)	T (kNm)	M ₂ (kNm)	M ₃ (kNm)
Ground	-1389,99	-110,56	-122,23	-3,33	161,81	152,79
1 st	-1081,61	119,92	-87,68	-0,50	-116,01	131,64
2 nd	-791,05	93,95	-82,91	0,47	-109,29	98,61
3 rd	-525,57	70,02	55,21	0,15	-78,46	67,12
4 th	-318,95	62,64	52,73	0,13	69,08	62,26
5 th	-174,81	34,65	-20,20	0,03	37,67	34,90
roof	-41,58	10,03	6,34	-0,06	11,00	-14,49

Table 8: Maximum columns' forces according to the Lateral Force Method of analysis

4.3. Linear Time History analysis

Linear time history analysis was used, by applying the accelerograms of the Athens earthquake that took place in 1999. The response spectrum was reduced with appropriate scale factors in each direction, which is essential for comparing the outcome to the results of the two previous methods that were analysed. Fig. 9 and Fig. 10 show the original and the reduced response spectrum that was used along the two main horizontal directions.

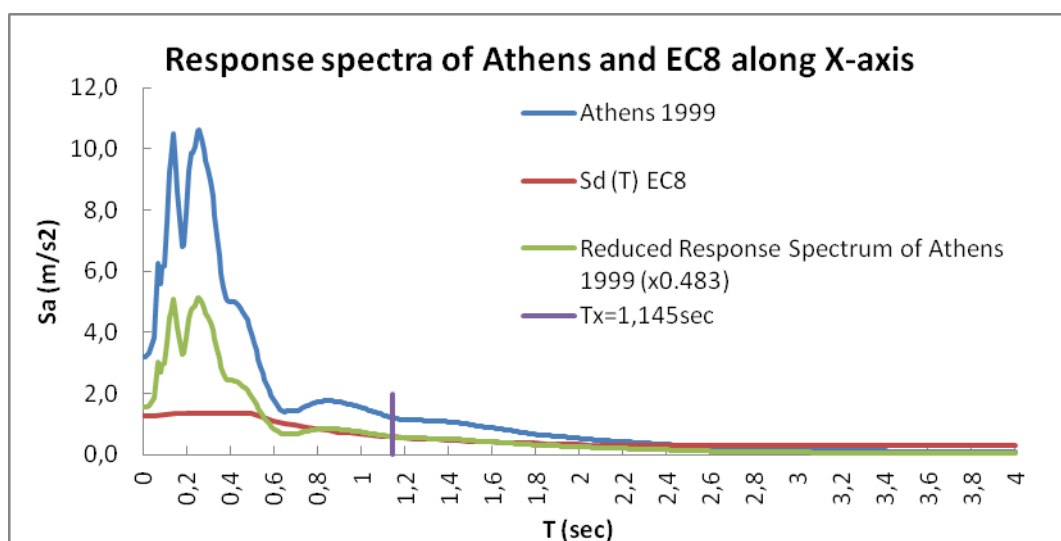


Fig. 9: Response spectra along X axis

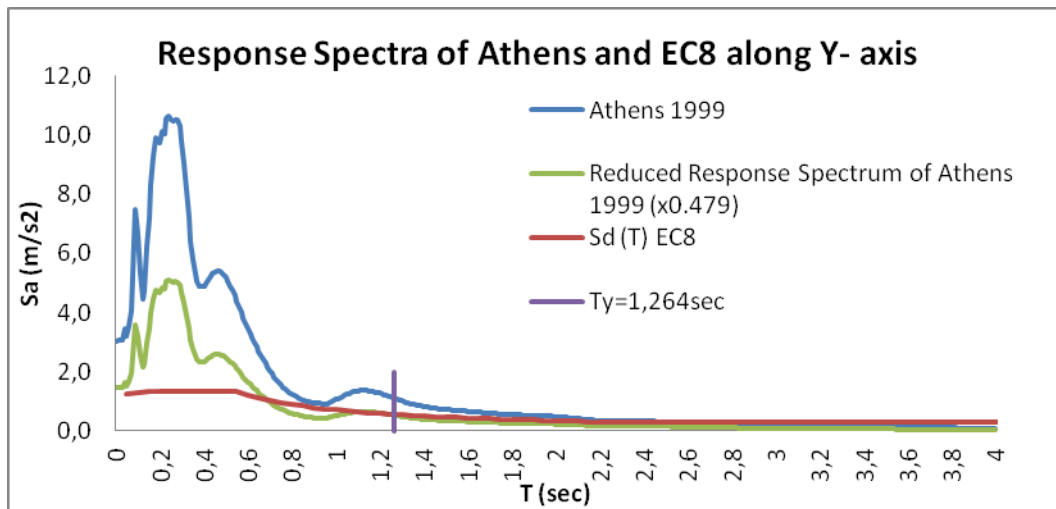


Fig. 10: Response Spectra along Y- axis

Table 9 and 10 show the comparison of the three different methods used. The comparison among the maximum displacements and maximum forces according to the Linear Time history analysis, the Response Spectrum Analysis and the Lateral Force Method of analysis are presented. From the tables it becomes evident that the linear time history analysis provides more conservative results than the other two methods.

Maximum displacements - Comparison of the Linear Methods						
Storey	U ₁ (m)			U ₂ (m)		
	Response Spectrum Analysis	Lateral Force Method	Linear Time History	Response Spectrum Analysis	Lateral Force Method	Linear Time History
5 th	0,079	0,094	0,086	0,038	0,056	0,037
4 th	0,066	0,078	0,068	0,032	0,047	0,031
3 rd	0,053	0,063	0,054	0,025	0,033	0,023
2 nd	0,039	0,046	0,041	0,018	0,026	0,017
1 st	0,025	0,029	0,027	0,010	0,013	0,010
Ground	0,010	0,012	0,011	0,004	0,004	0,004

Table 9: Comparison of Maximum Displacements

Maximum Forces - Comparison of the Linear Methods									
Storey	P (kN)			V ₂ (kN)			M ₃ (kNm)		
	Response Spectrum Analysis	Lateral Force Method	Linear Time History	Response Spectrum Analysis	Lateral Force Method	Linear Time History	Response Spectrum Analysis	Lateral Force Method	Linear Time History
Ground	-1377,2	-1390,0	-1360,3	-112,6	-110,6	-115,9	151,4	152,8	151,0
1 st	-1072,8	-1081,6	-1085,3	116,4	119,9	-71,6	128,3	131,6	120,1
2 nd	-793,9	-791,0	-816,6	90,9	94,0	95,9	95,7	98,6	100,2
3 rd	-541,8	-525,6	-572,0	68,6	70,0	72,2	66,4	67,1	70,3
4 th	-343,6	-319,0	-370,7	64,5	62,6	71,0	63,7	62,3	69,4
5 th	-192,3	-174,8	-218,6	32,4	34,7	67,6	46,5	34,9	-68,1
roof	-44,9	-41,6	-53,4	15,3	10,0	34,1	-22,1	-14,5	48,5

Table 10: Comparison of Maximum Forces

5. Performance Based Design [4],[5]

The objective of Performance Based Design is the specification of a desired seismic performance of a structure. Seismic performance is described by designating the maximum allowable damage state

(performance level) for an identified seismic hazard (earthquake ground motion). Performance level describes a limiting damage condition which may be considered satisfactory for a given building and a given ground motion. The limiting condition is described by the physical damage of the structure's frame, the threat to life safety of the building's occupants because of the sustained damage and the post- earthquake serviceability of the building. Target performance levels for structural and nonstructural systems are specified independently. The limit states for the structural system are the following:

- Limit state (LS) of Near Collapse (NC) or Collapse Prevention (CP). The structure is heavily damaged, with small residual strength and stiffness, although vertical elements are still capable of sustaining vertical loads. Most non- structural components have collapsed. Large permanent drifts are present. The structure is near collapse and would not survive another earthquake, even of moderate intensity.
- Limit state (LS) of Significant Damage (SD) or Life Safety (LS). The structure is significantly damaged, with some residual strength and stiffness, and vertical elements are capable of sustaining vertical loads. Non- Structural components are damaged, although partitions and infills have not failed out- of-plane. Moderate permanent drifts are present. The structure is likely to be uneconomic to repair.
- Limit state (LS) of Damage Limitation (DL) or Immediate Occupancy (IO). The structure is only lightly damaged, with structural elements prevented from significant yielding and retaining their strength and stiffness properties. Non- structural components, such as partitions and infills, may show a diffused state of cracking that could however be economically repaired. No permanent drifts are present. The structure does not need any repair measures.

6. Non Linear Static Analysis [1],[5]

Although linear analysis gives a good approximation of the elastic capacity of structures and indicates where first yielding will occur, it cannot predict failure mechanisms and account for redistribution of forces during progressive yielding. Inelastic analysis help demonstrate how buildings behave under seismic loading by identifying modes of failure and computing the potential for progressive collapse. Inelastic analysis techniques for design of new and evaluation of existing structures are a useful tool for engineers in order to acquire a structure's behavior under major earthquakes, where it is assumed that the elastic capacity of the structure is exceeded.

Capacity spectrum method is a nonlinear static procedure that provides a graphical representation of the global force- displacement capacity curve of a structure. The capacity curve is then compared to the response spectra representations of the earthquake demands. This method is frequently used for the evaluation and retrofit design of existing concrete buildings.

Static pushover analysis uses a series of sequential elastic analyses, superimposed to approximate a force – displacement capacity diagram of the overall structure, commonly known as pushover curve. The mathematical model of the structure is modified to account for reduced resistance of yielding components. Lateral force distribution is applied until additional components yield. This process carries on until the structure becomes unstable or until a predetermined limit is reached.

Two vertical distributions of the lateral loads are applied to the model as described below:

- A “uniform” pattern, based on lateral forces that are proportional to the mass regardless of elevation (uniform response acceleration),
- A “modal” pattern, which is proportional to lateral forces consistent with the lateral force distribution in the direction under consideration determined by elastic analysis (in accordance with EN1998-1 §4.3.3.2 or §4.3.3.3)

Lateral loads are applied at the center of the masses in the model. Action effects due to the combination of the horizontal components of the seismic action are computed using the following combinations:

$$E_{Edx} \pm 0.30 E_{E dy} \quad \text{and} \quad 0.30 E_{Edx} \pm E_{E dy}$$

Static Pushover Analysis results are presented below. The results provided are computed from the most unfavorable combinations of lateral load patterns.

- **Modal pattern along Y axis**

Pushover analysis for modal load pattern was completed in 18 steps. The computed performance point was between steps 12 and 13 as can be seen at Table 11. The base shear of the performance point is 513kN and the target displacement is 0,12m.

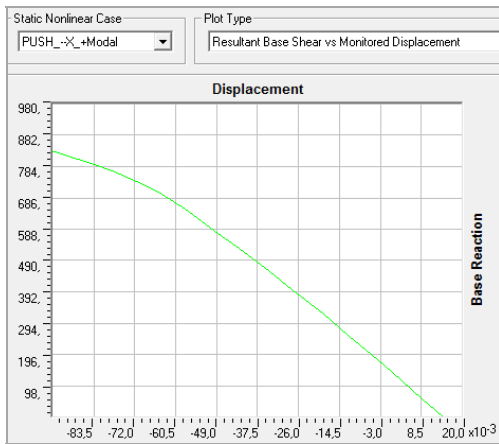


Fig. 11: Static pushover curve (Y axis)

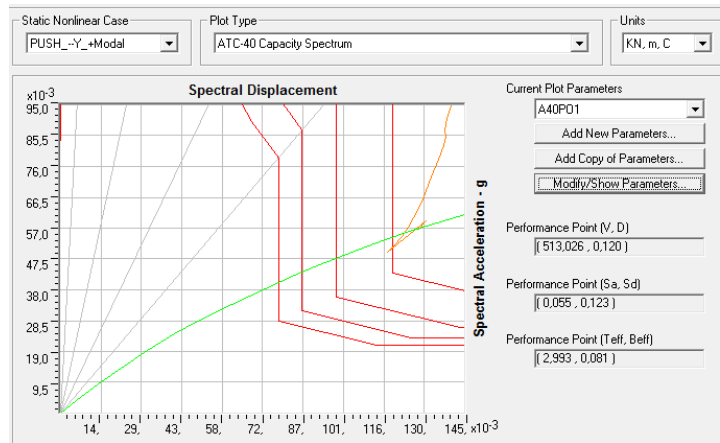


Fig. 12: Performance point - Capacity Spectrum Method

Modal pattern along Y axis										
Pushover Curve			Capacity - Demand Curve							
Step	D (m)	V (kN)	T _{eff}	B _{eff}	Capacity		Demand		Alpha	PFPhi
					S _d (m)	S _a	S _d (m)	S _a		
12	0,113172	494,15	2,96	0,079	0,115	0,053	0,114	0,052	0,653	0,895
PP	0,12	513,03	2,99	0,081	0,123	0,055				
13	0,122832	521,13	3,01	0,082	0,126	0,056	0,111	0,049	0,650	0,893

Table 11: Computation of performance point

The deformed shape of the structure at the performance point is shown in Fig. 13. As can be observed at Table 12, two elements of the building are in the Collapse Prevention (CP) limit state, which means that the building requires retrofitting.

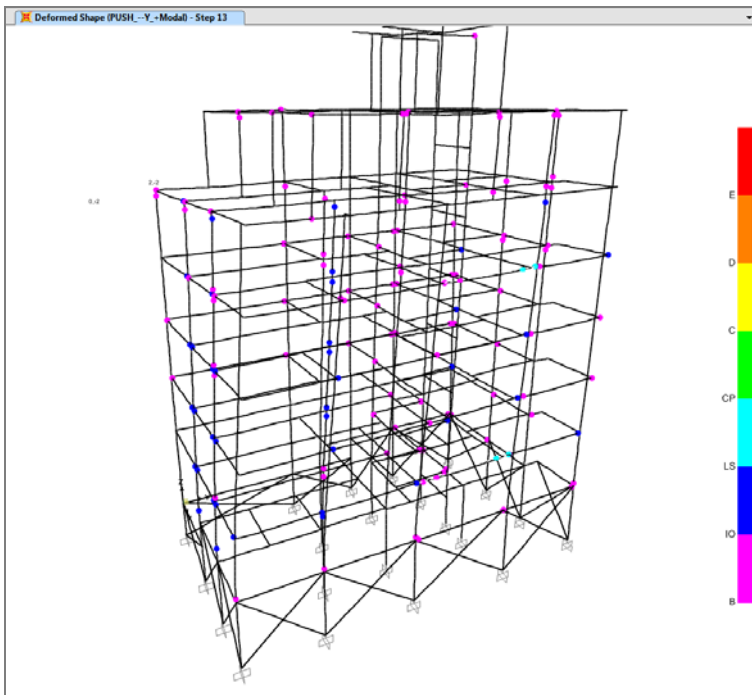


Fig. 13: Deformed shape at the performance point- modal pattern along Y axis

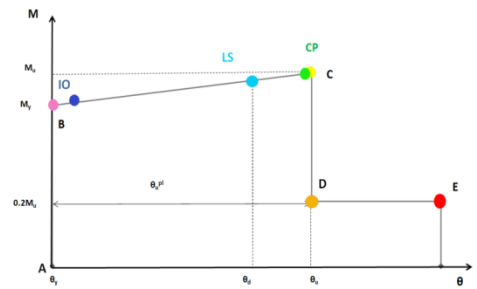


Fig. 14: Moment - rotation curve - Limit States

Pushover curve - modal pattern along Y axis											
Step	D (m)	V (kN)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	> E	Total
12	0,113172	494,15	740	104	37	1	0	0	0	0	882
13	0,122832	521,13	731	109	40	2	0	0	0	0	882
14	0,131645	543,59	721	113	44	4	0	0	0	0	882

Table 12: Computed limit states for the studied building

- Uniform Load pattern along Y axis

The analysis of a uniform load pattern along the y axis was completed in 17 steps. The computed performance point was between steps 13 and 14, as can be witnessed at Table 13. Fig. 15 and 16 show the derived static pushover curve and the procedure of acquiring the performance point using the capacity spectrum method.

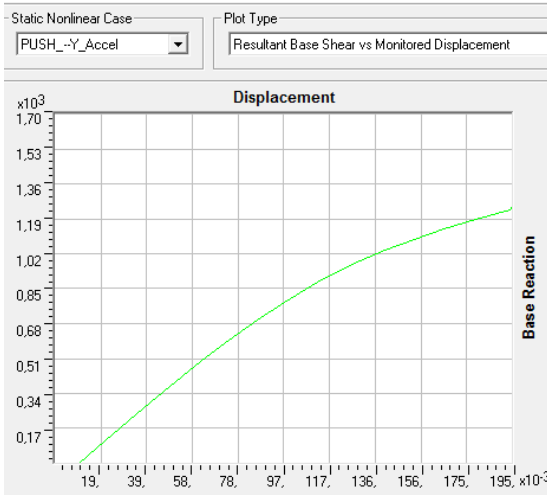


Fig. 15: Static pushover curve- uniform load pattern Y axis

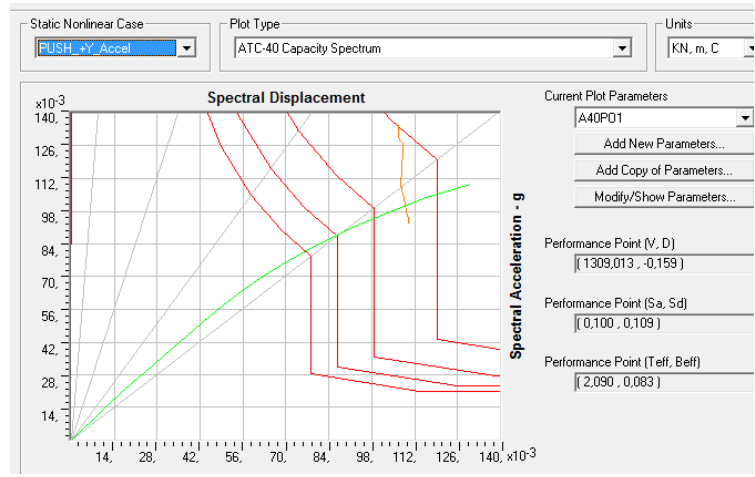


Fig. 16: Performance point- Capacity Spectrum Method- Y axis

Uniform Load pattern along Y axis										
Pushover curve			Demand- Capacity curve							
Step	D(m)	Base Shear (kN)	T_{eff}	B_{eff}	Capacity		Demand		Alpha	PFPhi
					S_d (m)	S_a	S_d (m)	S_a		
13	0,1796	1.188,95	2,22	0,086	0,110	0,089	0,102	0,083	0,935	1,548
PP	0,1860	1.210,53	2,25	0,088	0,114	0,091				
14	0,1881	1.216,53	2,25	0,089	0,115	0,091	0,114	0,091	0,9324	1,546

Table 13: Computation of performance point

The deformed shape of the structure at the performance point is shown in Fig. 17. As can be observed at Table 14, three elements of the building are in the Collapse Prevention (CP) limit state, which means that the building requires retrofitting.

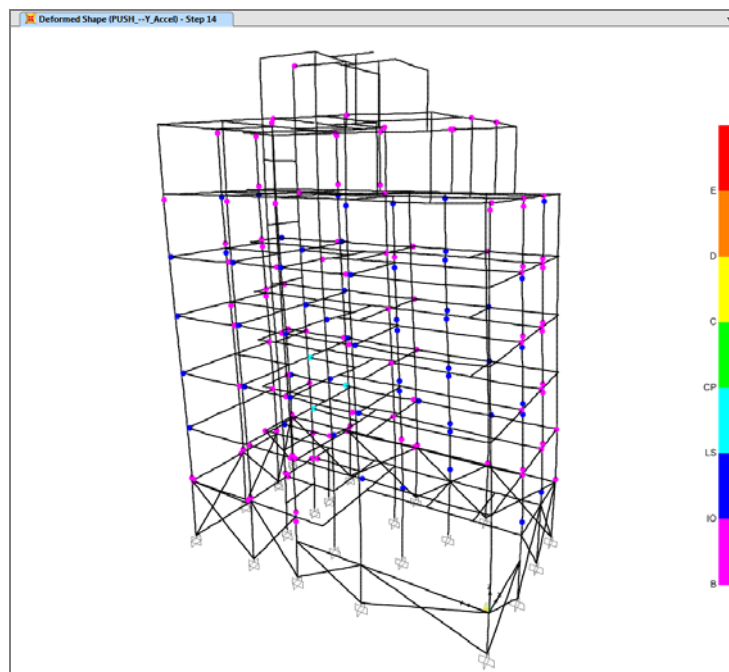


Fig. 17: Deformed Shape at the performance point- Uniform load pattern Y axis

Pushover Curve- Uniform load pattern along Y axis											
Step	D (m)	V (kN)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	> E	Total
13	0,1796	1.188,95	716	112	52	2	0	0	0	0	882
14	0,1881	1.216,53	709	115	55	3	0	0	0	0	882

Table 14: Computed limit states for the studied building

7. Retrofitting

In this section a number of columns are reinforced by concrete jackets and the retrofitted building's behavior under seismic loading is compared to its unreinforced state. The columns that were reinforced by concrete jackets are shown in the figure 18.

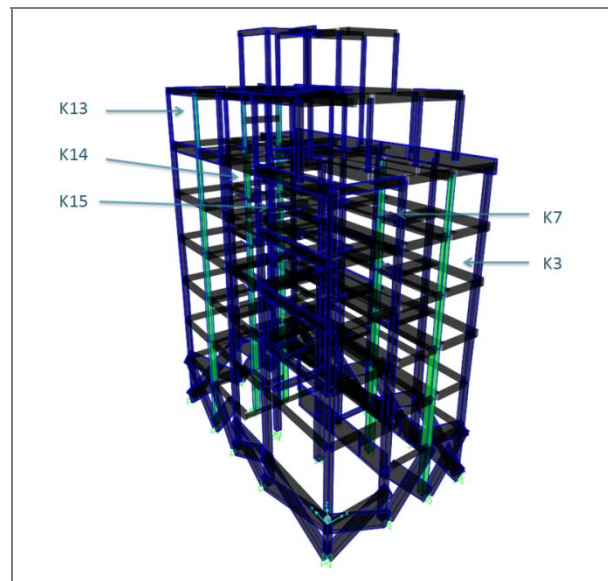


Fig. 18: Columns to be reinforced

Table 15 shows the comparison between the initial and the reinforced column sections in terms of column size and steel bar reinforcements.

Column Floor	K13		K14		K15		K3		K7	
	Existing section	New section	Existing section	New section	Existing section	New section	Existing section	New section	Existing section	New section
5th floor	20*20 4Φ14	35*35 4Φ20	20*20 4Φ14	35*35 4Φ20	25*25 4Φ14	40*40 4Φ20				
4th floor	25*25 4Φ14	40*40 4Φ20	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20	30*30 4Φ18	45*45 8Φ20	25*25 4Φ14	40*40 4Φ20	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20
3rd floor	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20	30*30 8Φ16	45*45 8Φ20	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20
2nd floor	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20	35*35 8Φ20	50*50 12Φ20	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20
1st floor	35*35 4Φ18	50*50 8Φ20	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20	40*40 8Φ20	55*55 12Φ20	40*40 4Φ18	55*55 12Φ20	35*35 4Φ18	50*50 12Φ20
Ground floor	40*40 4Φ20	55*55 12Φ20	40*40 4Φ18	55*55 12Φ20	45*45 12Φ18	60*60 12Φ20	40*40 4Φ20	55*55 12Φ20	40*40 4Φ20	55*55 12Φ20
Basement	40*40 4Φ18	55*55 12Φ20	40*40 4Φ18	55*55 12Φ20	45*65 12Φ18	60*60 12Φ20	40*40 4Φ18	55*55 12Φ20	50*40 4Φ20	65*55 12Φ20

Table 15: Retrofitted column sections

Pushover curves and performance points of the existing and the reinforced building are presented in the following figures.

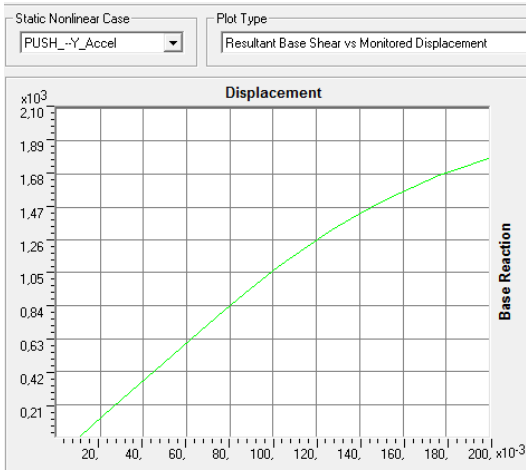


Fig. 19: Pushover curve of the reinforced structure (Y axis)

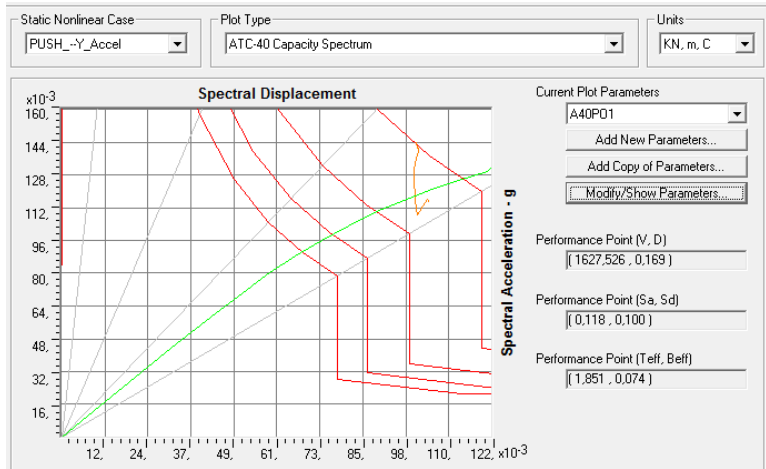


Fig. 20: Performance point - reinforced structure (Y axis)

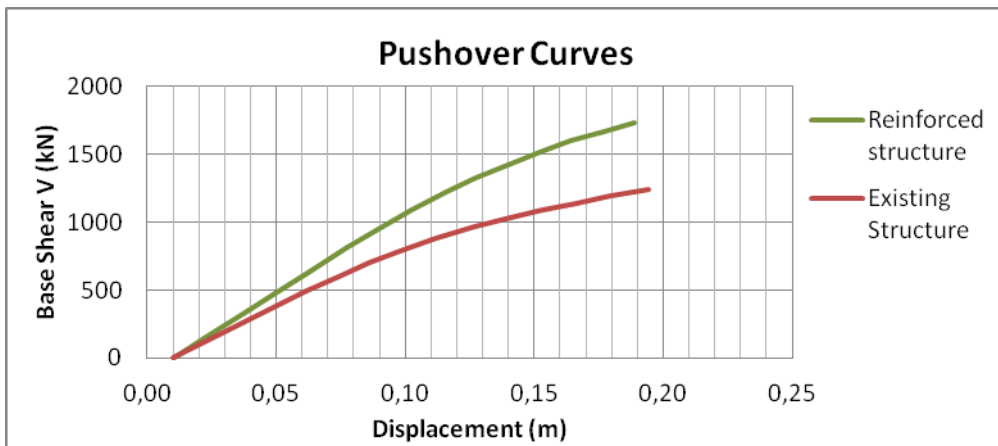


Fig. 21: Pushover Curves of the reinforced & the existing structure

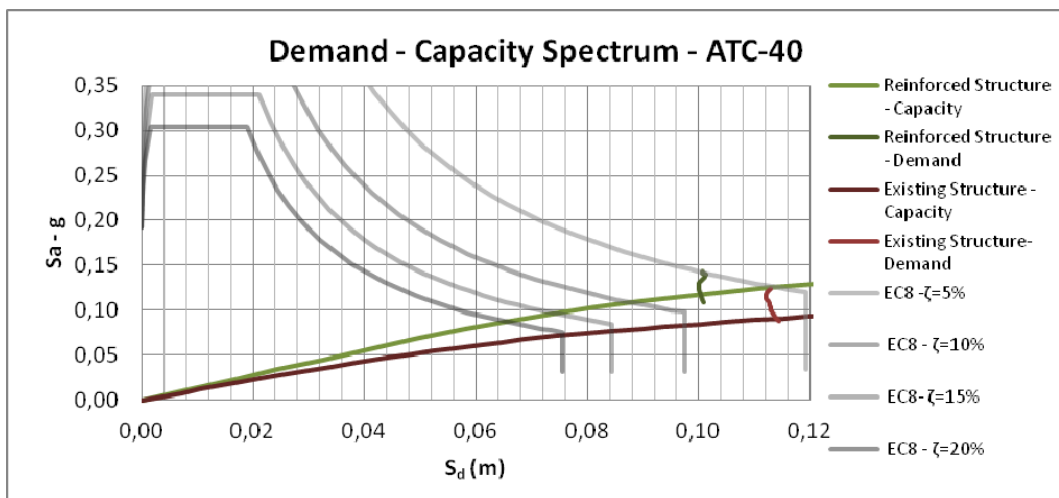


Fig. 22: Performance point of the existing & the reinforced structure

Step	D (m)	V (kN)	T _{eff}	B _{eff}	Capacity		Demand		Alpha	PFPhi
					S _d (m)	S _a	S _d (m)	S _a		
PP exist 14	0,186	1210,53	2,246	0,088	0,114	0,091				
	0,188	1.216,53	2,252	0,089	0,115	0,091	0,114	0,091	0,932	1,546
PP reinf 13	0,169	1627,526	1,851	0,074	0,1	0,118				
	0,1767	1.669,76	1,870	0,076	0,105	0,121	0,100	0,116	0,949	1,587

Table 16: Performance point comparison of the existing and the reinforced structure

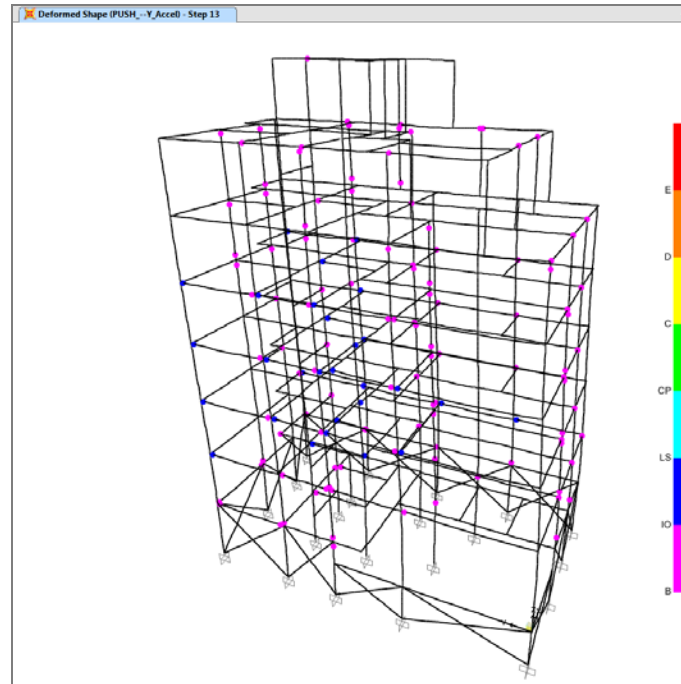


Fig. 23: Deformed shape of the reinforced structure - uniform load along (Y axis)

Step	D (m)	V (kN)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	> E	total
PP exist 14	0,186	1210,53									
	0,188	1.216,53	709	115	55	3	0	0	0	0	882
PP reinf 13	0,169	1627,526									
	0,1767	1.669,76	716	131	35	0	0	0	0	0	882

Table 17: Limit state comparison of the existing and the reinforced structure

8. Conclusions

The current master thesis analyses the seismic behavior of an existing multistory building. Linear as well as nonlinear analysis was used for the capacity assessment of the structure. Additionally, different reinforcing scenarios were developed so as to improve the structure's behavior under an earthquake.

The studied building was designed in 1971, before modern earthquake analysis techniques were included in the Greek National Building Code. As a result of the inefficient design codes, the

structure lacks in ductility and strength resistance. Major deficiencies of the structure are the absence of concrete walls and the existence of small column sections, beam-to-beam connections and planted columns. However, in critical areas (beam-to-column connections), additional reinforcement was placed, which explains the structure's relatively satisfactory behavior.

For the assessment of the structure's carrying capacity, linear and nonlinear methods of analysis were used. Linear time history analysis provided the most conservative results compared to the other linear methods used. For the nonlinear static analysis two vertical distributions of the lateral loads were applied. The first distribution followed a uniform load pattern, whereas the second distribution had a modal pattern. The most conservative results were derived by the uniform load distribution, which proved that some elements of the structure failed under the Collapse Prevention (CP) limit state.

Accordingly, two different reinforcing scenarios of the structure were analyzed. The first attempt for the improvement of the structure's behavior was made by increasing the number of steel reinforcing bars in some of the columns sections, but no major change was observed. For the second scenario, concrete jackets of 7,50cm thickness were added to some of the column sections. Structural stiffness was increased in both directions and the building's maximum displacement was decreased. The overall structural behavior was improved from "CP" to a state of "LS".

9. References

- [1] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1: 2003)
- [2] Computers & Structures INC. (2005), «C.S.I. Analysis Reference Manual», Berkeley, California
- [3] Fardis M., Tsionis G. (2011), «Application of EN-Eurocode 8 Part 1 for the seismic design of multistorey concrete buildings», University of Patras
- [4] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings (EN 1998-3:2004)
- [5] ATC-40 (1996) «Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings –Volume 1», California

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Εισαγωγή

Η Ελλάδα είναι μία από τις πιο σεισμογενείς χώρες στον κόσμο, αφού από άποψη σεισμικότητας κατέχει την πρώτη θέση στην Ευρώπη και την έκτη σε παγκόσμιο επίπεδο. Τις τελευταίες δεκαετίες έχει πληγεί επανειλημμένως από ισχυρούς σεισμούς, που είχαν ως αποτέλεσμα την απώλεια εκατοντάδων ανθρώπινων ζώων, καθώς και σημαντικές οικονομικές και κοινωνικές επιπτώσεις. Οι ανθρώπινες και υλικές απώλειες οφείλονται στην πλειονότητα τους σε αστοχίες κτιρίων που σχεδιάστηκαν ανεπαρκώς έναντι των σεισμικών δράσεων. Για το λόγο αυτό, κύριο μέλημα των μελετητών οφείλει να είναι η θωράκιση των κατασκευών έναντι των οριζόντιων δράσεων.

Σημαντικό πρόβλημα στη χώρα μας αποτελεί το γεγονός ότι το μεγαλύτερο ποσοστό των υφιστάμενων κτιρίων μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν πριν το 1984 και κυρίως στις δεκαετίες του '60 και '70, όπου επικρατούσε έντονη ανοικοδόμηση κυρίως στα αστικά κέντρα. Την εποχή εκείνη ίσχυε ο «Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959», ο οποίος στην ουσία αντανάκλουσε τις γνώσεις περασμένων δεκαετιών ('20 -'30) και συμπληρώθηκε το 1984 με πρόσθετες διατάξεις. Το γεγονός αυτός έχει σαν αποτέλεσμα τα κτίρια αυτά να υστερούν σημαντικά από πλευράς σεισμικής επάρκειας, συγκριτικά με τα σύγχρονα κτίρια. Ωστόσο, η πλήρης αντικατάσταση όλων αυτών των κατασκευών με νέες, δομημένες σύμφωνα με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, είναι αδύνατη κυρίως λόγω οικονομικών, αλλά και κοινωνικών παραγόντων.

Έτσι, η ανάγκη επεμβάσεων σε υφιστάμενες κατασκευές με ελλείψεις ή ανεπάρκειες, οδήγησε στη σύνταξη σχετικών κανονισμών με στόχο τη θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων αυτών κτιρίων, καθώς και κανόνες εφαρμογής για τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους. Στο πλαίσιο αυτό κινείται και ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων.

Στις μέρες μας το πεδίο των ενισχύσεων και της αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας των κατασκευών καλύπτεται από το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8, το οποίο αποτελεί το ισχύον θεσμικό πλαίσιο. Ο συγκεκριμένος Κανονισμός έχει ως στόχο να θέσει κριτήρια αφενός για την αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων μεμονωμένων κτιρίων και αφετέρου για το σχεδιασμό των μέτρων ενίσχυσης. Επιπλέον, περιγράφει την προσέγγιση για την επιλογή των απαραίτητων μέτρων επέμβασης.

Το αντικείμενο της αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας των κτιρίων σε σεισμικές δράσεις και του σχεδιασμού επεμβάσεων καλύπτεται και από άλλα σύγχρονα κανονιστικά κείμενα όπως οι αμερικάνικες οδηγίες της FEMA και του ATC.

Στόχος της παρούσας εργασίας, είναι η διερεύνηση της συμπεριφοράς ενός πολυώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος που ανεγέρθηκε την δεκαετία του 1970, έναντι σεισμικών δράσεων και η εκτίμηση της πραγματικής του αντοχής. Για το σκοπό αυτό γίνεται χρήση τόσο γραμμικών, όσο και μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης. Τέλος, διερευνάται, αν ο σχεδιασμός του κτιρίου με διαφορετικούς αυξημένους οπλισμούς ή αυξημένες διατομές σε επιμέρους στοιχεία, θα βελτιώνει τη σεισμική του συμπεριφορά.

1.2 Ισχύοντες κανονισμοί προ του 1984

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός εισήχθη στην Ελλάδα με τη θέσπιση του πρώτου Αντισεισμικού Κανονισμού το 1959 (Βασιλικό Διάταγμα της 19/26.2.1959). Προ του 1959 είχαν εφαρμοστεί σε ορισμένες περιοχές της χώρας που είχαν πληγεί από σεισμούς, μια σειρά από αντισεισμικά μέτρα, τα οποία κωδικοποίησε ο Κανονισμός του 1959. Ωστόσο, η θέσπιση του Αντισεισμικού Κανονισμού το 1959 δε σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν με αυτόν, ιδίως οι πολυώροφες από οπλισμένο σκυρόδεμα διέθεταν σημαντική αντοχή σε σεισμό.

Το παραπάνω, συνέβη διότι ο αντισεισμικός αυτός Κανονισμός αντανakλούσε γνώση της δεκαετίας του 1920-30 και αφορούσε περισσότερο σε μονώροφες κατασκευές παρά πολυκατοικίες. Η ανάλυση και ο έλεγχος σε σεισμικά φορτία βασιζόνταν στο μοντέλο του μονώροφου (ανάλυση κατά Α. Ρουσόπουλο «Διανομή οριζοντίων δυνάμεων υπό άκαμπτου πλακός εις ολόσωμους εν τω χώρω φορείς. Περιπτώσεις σεισμικών δυνάμεων. Διανομή και δίαιτα αυτών.» 1932) και αναφέρεται στον κανονισμό του 1959 με το όνομα «ακριβής ελληνική μέθοδος», εφαρμόσθηκε 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 της σεισμικής έντασης.

Οι χαμηλοί σεισμικοί συντελεστές που είχαν υιοθετηθεί κατά τις περιοχές με βάση αυτόν τον κανονισμό, είχαν ως επακόλουθο, 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 πολυκατοικιών, των οποίων ο αντισεισμικός σχεδιασμός ήταν ελλιπής και πρακτικά είχε εκφυλιστεί σε ένα απλό έλεγχο περιμετρικών δοκών. Επιπλέον, ο ποιοτικός έλεγχος ήταν πρακτικά ανύπαρκτος, γεγονός που είχε πρόσθετες δυσμενείς συνέπειες στη σεισμική αντοχή των κτιρίων της περιόδου εκείνης.

Για τη διαστασιολόγηση του οπλισμένου σκυροδέματος παρέμενε σε ισχύ ο Κανονισμός του 1954 ο οποίος ήταν απλή μετάφραση του αντίστοιχου Γερμανικού του 1936 (DIN 1045) και δεν περιελάμβανε διατάξεις για την κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομέρειες όπλισης μελών με στόχο τη τοπική πλαστιμότητα. Ο κανονισμός αυτός δηλαδή, ήταν προσανατολισμένος αποκλειστικά 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.

Χαρακτηριστικά κτιρίων και βασικές αδυναμίες

Τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος που σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν στο διάστημα που περιγράφεται προηγουμένως, δεν μπορούν να χαρακτηρισθούν σε καμία περίπτωση ως ασφαλείς αντισεισμικές κατασκευές. Και αυτό διότι την περίοδο εκείνη, έννοιες όπως η ανελαστική συμπεριφορά, η πλαστιμότητα, ο ικανοτικός σχεδιασμός, κλπ ήταν παντελώς άγνωστες στους μηχανικούς. Οι έννοιες αυτές άρχισαν να εισάγονται στην Ελληνική βιβλιογραφία μετά τους πρώτους καταστροφικούς σεισμούς (Θεσσαλονίκη 1978, Αλκυονίδες 1981) που έπληξαν μεγάλα αστικά κέντρα και προκάλεσαν καταρρεύσεις πολυκατοικιών.

Όπως είναι γνωστό, η γενική συμπεριφορά ενός δομικού συστήματος εξαρτάται από τη συμπεριφορά των επιμέρους δομικών στοιχείων που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό του. Στη

συνέχεια παρατίθενται τα κύρια χαρακτηριστικά των δομικών μελών οπλισμένου σκυροδέματος σχεδιασμένων με βάση τους παλιούς κανονισμούς:

- Ανεπαρκώς αγκυρωμένοι ή ακόμα και ανοικτοί συνδετήρες σε γωνία 90° , γεγονός που τους εμπόδιζε να αναπτύξουν τη συνολική εφελκυστική τους αντοχή.
- Ιδιαίτερα χαμηλά ποσοστά διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού, που μεν για τους πρώτους οφειλόταν κυρίως στη μέθοδο ανάλυσης και στις χαμηλές σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, ψευδοστατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος του κτιρίου ε^*W , όπου ε σεισμικός συντελεστής $\varepsilon=0.04\div 0.16$, για τους συνδετήρες δε, οφειλόταν επιπλέον στην απουσία ελέγχων περίσφιγξης και στις ελλειπείς κατασκευαστικές διατάξεις.
- Ανεπαρκείς λεπτομέρειες κατασκευαστικής όπλισης κυρίως σε ό,τι έχει να κάνει με τον εγκάρσιο οπλισμό.
- Χαμηλές αντοχές σκυροδέματος (B120 ή B160), καθώς και ανομοιομορφία στην κατανομή της ποιότητας του σκυροδέματος στα διάφορα τμήματα του φορέα.
- Χαμηλές αντοχές χάλυβα (St I), με ευρεία χρήση λείου οπλισμού με άγκιστρα.
- Φτωχές αγκυρώσεις διαμήκους οπλισμού και ανεπαρκή μήκη ματίσματος που πολλές φορές γινόταν εντός κρίσιμων περιοχών.
- Διαστασιολόγηση με βάση τις επιτρεπόμενες τάσεις και μόνον έναντι κατακόρυφων φορτίων, απουσία ικανοτικού σχεδιασμού δοκών - υποστυλωμάτων σε κάμψη και διάτμηση.
- Τήρηση μικρών επικαλύψεων με συνέπεια την έντονη ενανθράκωση του σκυροδέματος και διάβρωση των οπλισμών.
- Θεμελιώσεις επιφανειακές, όλων των τύπων, ανάλογα με την αντοχή του εδάφους.
- Πλάκες μικρού πάχους (8-12cm).

1.3 Σύγχρονες μέθοδοι σχεδιασμού και ανάλυσης

Εξέλιξη μεθόδων σχεδιασμού

Η βασική ιδέα όλων των μεθόδων σεισμικού σχεδιασμού και αποτίμησης είναι η σύγκριση μεταξύ κάποιου μεγέθους «απαίτησης» το οποίο επιβάλλεται από το σεισμό στην κατασκευή και του αντίστοιχου μεγέθους «ικανότητας» της κατασκευής να αντισταθεί. Οι παραδοσιακές μέθοδοι σχεδιασμού χαρακτηρίζουν την απαίτηση και την ικανότητα ως δύναμη, και συνήθως χρησιμοποιούν την τέμνουσα βάση. Κατά τους πρώτους κανονισμούς, θεωρείτο ότι οι σεισμικές επιταχύνσεις παράγουν δυνάμεις ανάλογες με τη 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 τη σύγκριση της απαίτησης και της ικανότητας μίας κατασκευής. Αυτή η προσέγγιση, περιλαμβάνει τη θεώρηση της πλαστιμότητας της κατασκευής.

Μέθοδοι Ανάλυσης

Ανάλογα με το επίπεδο γνώσης που επιτυγχάνεται, σε συνδυασμό με την εκπλήρωση ορισμένων προϋποθέσεων κανονικότητας, προσδιορίζεται η επιτρεπόμενη μέθοδος ανάλυσης για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι μέθοδοι ανάλυσης που προβλέπονται είναι:

Γραμμικές ελαστικές μέθοδοι:

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Μη γραμμικές μέθοδοι:

- Μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover)
- Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική)

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης υιοθετούν την παραδοσιακή γραμμική σχέση έντασης παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής, με κατάλληλες τροποποιήσεις των μετακινήσεων και των κριτηρίων επιτελεστικότητας, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη η πιθανότητα εκδήλωσης μη γραμμικής συμπεριφοράς για το σεισμό σχεδιασμού. Οι ελαστικές μέθοδοι μπορούν μεν να δώσουν μια καλή εικόνα της ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής μέχρι το σημείο της πρώτης διαρροής, αλλά δεν μπορούν να προβλέψουν την ανακατανομή των εντάσεων που θα συμβεί κατά τη διάρκεια της προοδευτικής διαρροής των δομικών στοιχείων του φορέα.

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης σκοπεύουν στο ρεαλιστικότερο προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών, λαμβάνοντας υπόψη τις ανακατανομές των εσωτερικών εντάσεων λόγω των προκαλούμενων βλαβών (πλαστικοποιήσεων), δηλαδή λόγω της εισόδου της κατασκευής στην ανελαστική περιοχή.

Συγκεκριμένα για τη μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover) η οποία και εφαρμόζεται στην παρούσα εργασία, τα αναμενόμενα οφέλη από την εφαρμογή της, είναι να μας δώσει μια σαφέστερη εικόνα για το μέγεθος των εσωτερικών δυνάμεων όσον αφορά στα ψαθυρά στοιχεία, το μέγεθος των ανελαστικών μετακινήσεων του κτιρίου και των παραμορφώσεων των δομικών στοιχείων που σχεδιάζονται έτσι ώστε να απορροφούν ενέργεια μέσω υστερητικής συμπεριφοράς. Επιπλέον, προσδοκάται να μας δώσει μία εικόνα για την επιρροή της σταδιακής μείωσης της δυσκαμψίας και της αντοχής διαφόρων δομικών στοιχείων επί της κατασκευής, για τις κρίσιμες περιοχές της κατασκευής αλλά και για το μέγεθος των σχετικών μετατοπίσεων και στροφών των ορόφων προκειμένου αυτές να περιοριστούν προς αποφυγή βλαβών.

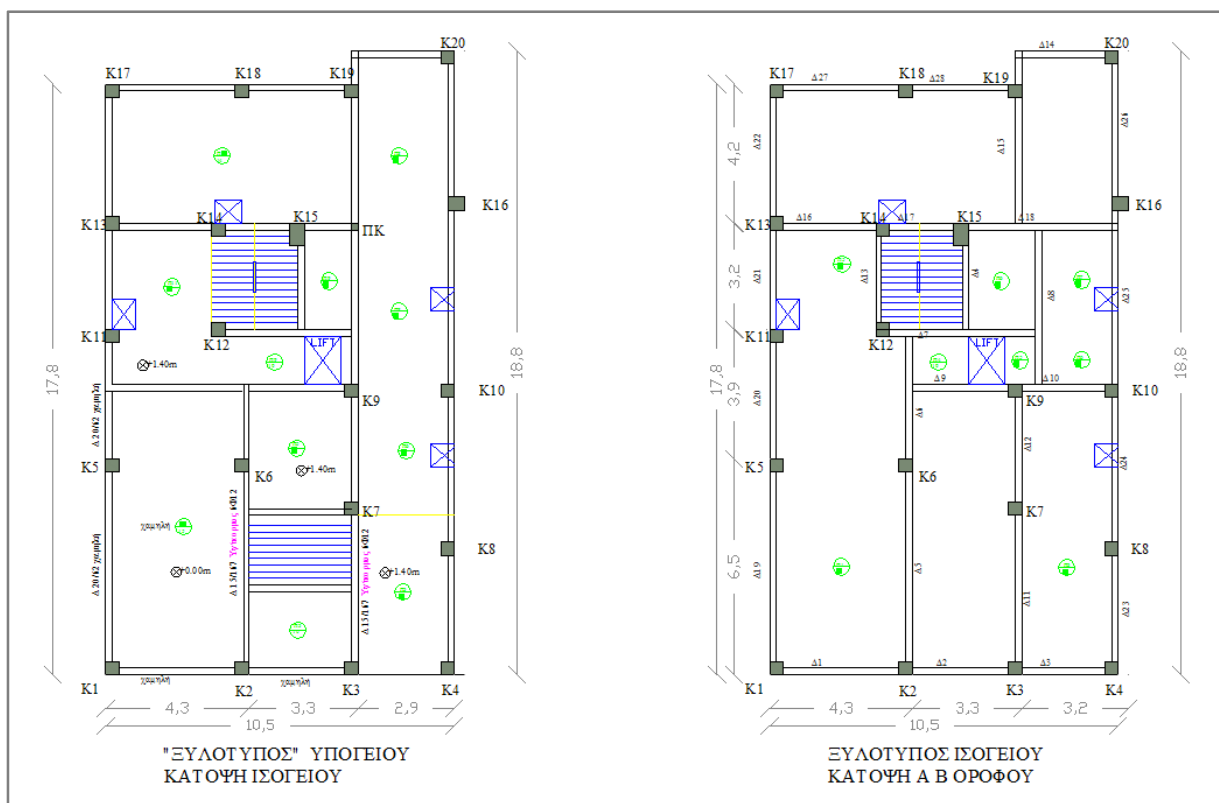
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 Στοιχεία του υφιστάμενου κτιρίου

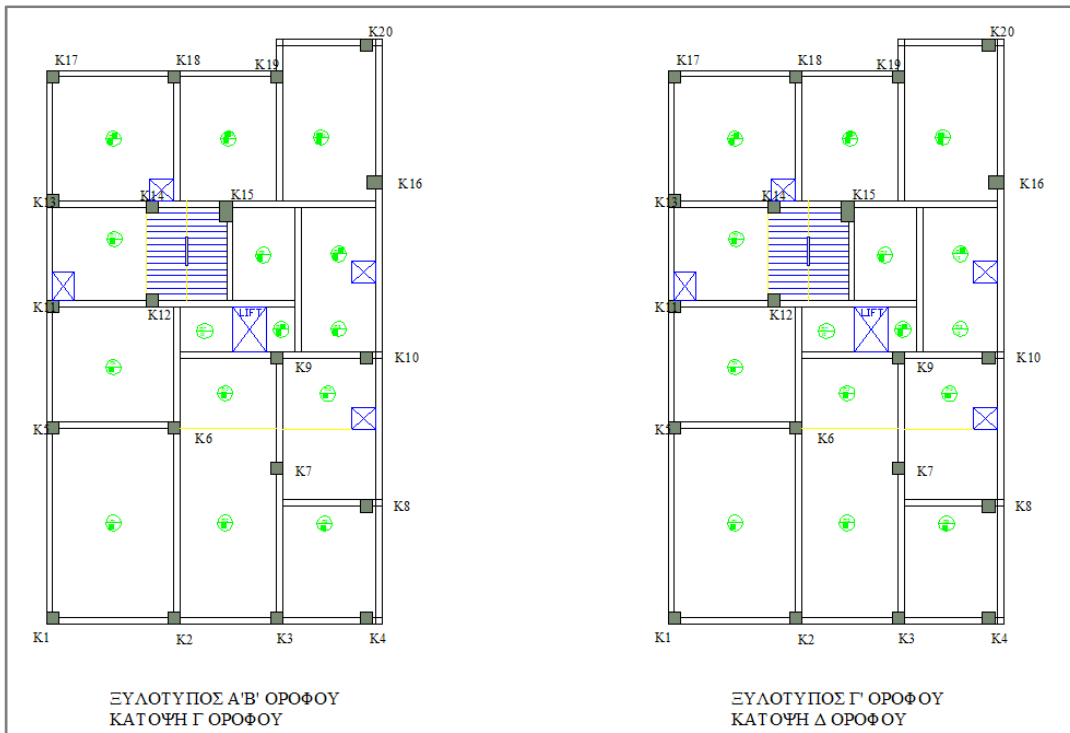
Στην παρούσα εργασία εξετάζεται η στατική και σεισμική επάρκεια μιας τυπικής πολυκατοικίας της δεκαετίας του 1970, έτσι ώστε να αξιολογηθεί η υφιστάμενη κατάστασή της και να εκτιμηθεί η ανάγκη λήψης μέτρων ενίσχυσης και αναβάθμισης. Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στην περιοχή του Γκύζη στην Αθήνα. Πρόκειται για μία πολυκατοικία ορθογωνικής κάτοψης (διαστάσεων 10,50m x18,80m) που αποτελείται από υπόγειο, ισόγειο, 4 τυπικούς ορόφους, μία εσοχή και το δώμα. Η ανέγερση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε το 1971 και ο σχεδιασμός του έγινε σύμφωνα με τις οδηγίες του τότε ισχύοντος αντισεισμικού κανονισμού του 1959 με τον οποίο υπολογίστηκαν σεισμικά φορτία επί των κτιρίων για την περιοχή των Αθηνών με την παραδοχή εδάφους κατηγορίας Α, επομένως για συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης $\epsilon=0.04$. Εφαρμόστηκαν επιπλέον οι διατάξεις του 1954 που διέπουν τις κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος (Κ.Ω.Σ. 1954).

Το κατακόρυφο σύστημα στήριξης του κτιρίου αποτελείται αποκλειστικά από υποστυλώματα και το δόμημα εμφανίζει σχετική συμμετρία, όπως εμφανίζεται στις κατόψεις που ακολουθούν. Το ύψος των υποστυλωμάτων στο ισόγειο κυμαίνεται από 3,2 έως 4,4m ενώ το ύψος των υπόλοιπων ορόφων είναι 3.20m.

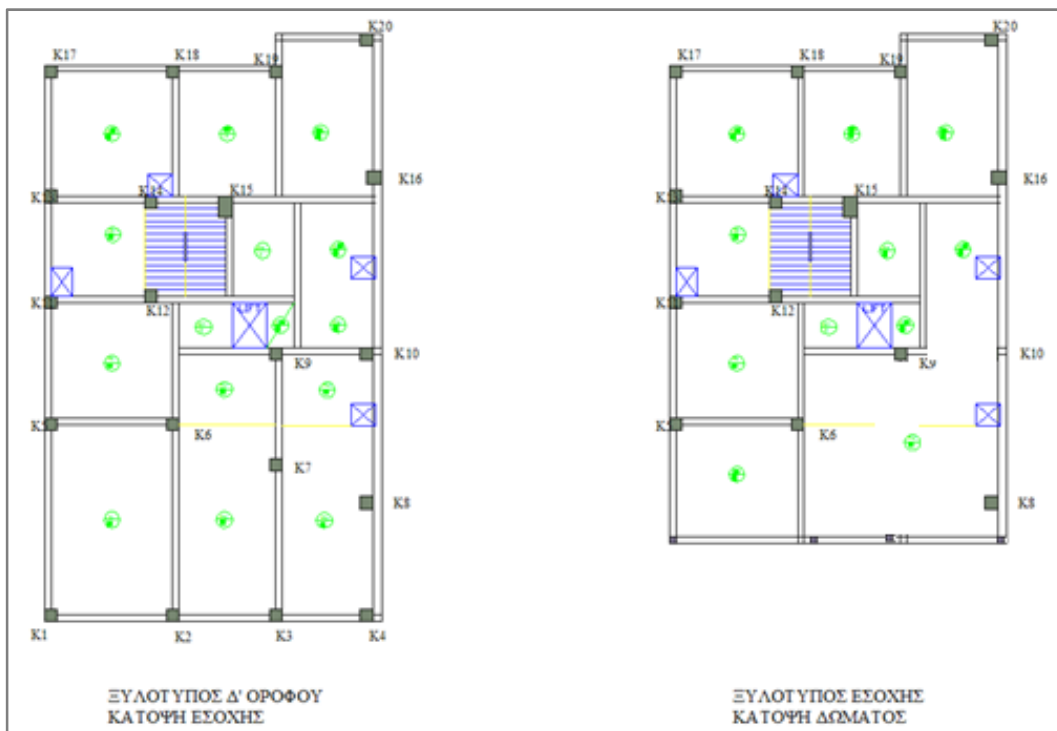
Στα ακόλουθα σχήματα φαίνονται σχηματικά οι ξυλότυποι του κτιρίου καθώς και η τομή κατά τη μεγαλύτερη διεύθυνση.



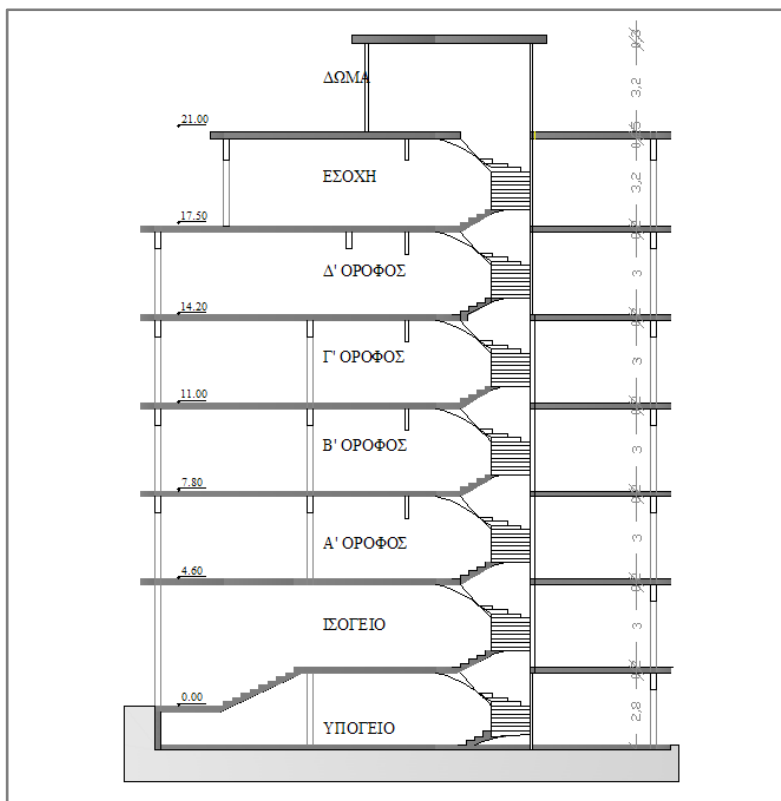
Σχήμα 2.1: Σχηματικοί ξυλότυποι ισογείου, Α' Β' ορόφου



Σχήμα 2.2: Ευλότυποι Β' και Γ' Ορόφου

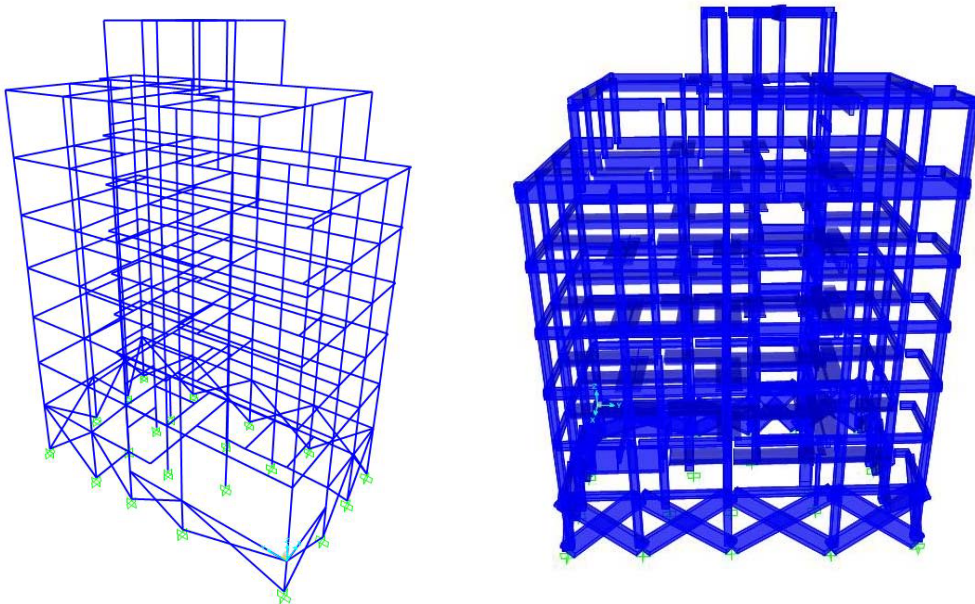


Σχήμα 2.3: Ευλότυποι Δ' ορόφου και εσοχής



Σχήμα 2.4: Τομή κατά τη διεύθυνση Y

Η προσομοίωση του κτιρίου έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος ανάλυσης και διαστασιολόγησης SAP2000 V15.0.0, μέσω ενός χωρικού πλαισίου που συνίσταται από τη συμβολή κατακόρυφων και οριζόντιων γραμμικών στοιχείων πλαισίου έξι βαθμών ελευθερίας (υποστυλώματα και δοκοί αντίστοιχα). Τα υποστυλώματα και οι δοκοί δίνονται ως ορθογωνικές διατομές. Οι υπάρχουσες πλάκες και οι τοιχοποιίες δεν εισάγονται στο μοντέλο, ωστόσο, η φορτιστική τους επίδραση λαμβάνεται υπόψη με την εφαρμογή του κατάλληλου γραμμικά κατανεμημένου φορτίου απ' ευθείας στις περιβάλλουσες δοκούς της κατασκευής με τη μέθοδο των εμβαδών. Τα περιμετρικά τοιχώματα του υπογείου προσομοιώθηκαν με χρήση χιαστί συνδέσμων μεγάλης δυσκαμψίας, ώστε να παρουσιάζεται ρεαλιστικότερα το απαραμόρφωτο της στάθμης του ισογείου.



Σχήμα 2.5: Τρισδιάστατη απεικόνιση του προσομοιώματος στο SAP2000

Η μορφολογική και η στατική κανονικότητα του κτιρίου σε επίπεδο κάτοψης θεωρείται ότι εξασφαλίζεται, αφού το κτίριο είναι συμμετρικό σε κάτοψη σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες επιπλέον, η λυγηρότητα του κτιρίου δεν υπερβαίνει την τιμή 4 ($L_{max}/L_{min} = 18,80\text{m} / 10,80\text{m} = 1,74 < 4,00$). Ωστόσο, η κανονικότητα σε όψη δεν θεωρείται ότι εξασφαλίζεται πλήρως, αφού η εσοχή στον τελευταίο όροφο δεν είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη στη διεύθυνση της εσοχής ($2,5/18,8=13\% > 10\%$) (EC-8-1 §4.2.3.3 (5)γ). Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές, από τη βάση προς την κορυφή του κτιρίου. Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών διασφαλίζεται, επομένως, σε κάθε όροφο και εξασφαλίζεται στο προσομοίωμα με τον εξαναγκασμό της κοινής μετακίνησης των κόμβων για κάθε όροφο παρά τη μη εφαρμογή των πλακών στο μοντέλο. Για τον προσδιορισμό των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών, επιπλέον, η γειτνίαση με άλλα δομήματα επιτρέπεται να αγνοείται.

2.2 Υλικά – μηχανικές παράμετροι

Ο φέρων οργανισμός του υπό μελέτη κτιρίου έχει κατασκευαστεί από οπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας B160 με αντοχή σε θλίψη $W_{28}=160\text{kg/cm}^2$ που αντιστοιχεί σε σημερινή ποιότητα σκυροδέματος C12/16. Κατά τη διάρκεια των υπολογισμών της ανάλυσης του υφιστάμενου δομήματος στη θέση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος χρησιμοποιείται η μέση τιμή έναντι της χαρακτηριστικής που εφαρμόζεται στις νέες κατασκευές, όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. και ο ΕΚ8-1. Επομένως η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος ορίζεται ως $f_{cm}=f_{ck}+8(\text{MPa})=20\text{MPa}$.

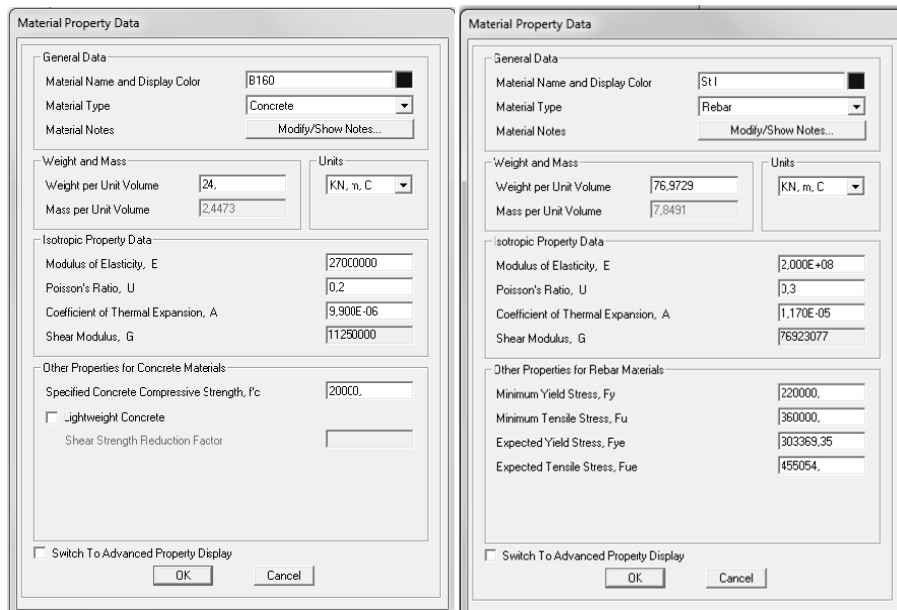
Σε ό,τι αφορά στην ποιότητα του χάλυβα, στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκε χάλυβας STAHL I με ελάχιστο όριο διαρροής 2200kg/cm^2 και αντοχή σε εφελκυσμό $3400-5000\text{kg/cm}^2$ όπως προκύπτει από τον Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος του 1954. Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα λαμβάνεται ως $E_s=200\text{GPa}$.

ΠΙΝΑΚΑΣ 1					
Κατηγορία	ΕΝΔΕΙΞΕΙΣ	Διάμετρος (mm)	Ελάχιστη όρια πυκνότητας Kg/cm ³	Ανοχή στις εφελκυστικές τάσεις Kg/cm ²	Ελάχιστη μέγιστη επιμήκυνση προτύπου δοκείου %
1	2	3	4	5	6
I	Κοινός Χάλυβας I		2200	3400-5000	18
II ^a	Χάλυβας II (φυσικής σκληρότητας μέχρι το ίδιο σφάλμα ή υψηλής αντοχής) Ειδικός χάλυβας II	≤ 18 ≥ 18	3600	5000-6200	20
			3400	5000-6400	18
II ^b	(κατεργασμένος εν ψυχρό)	≤ 18 ≥ 18	3600	} > 5000	14
			3400		
III ^a	Χάλυβας III (φυσικής σκληρότητας) Ειδικός Χάλυβας III	≤ 18 ≥ 18	4200	} > 5000	18
			4000		
III ^b	(κατεργασμένος εν ψυχρό) Μένει υπό ειδική μορφή	≤ 18 ≥ 18	4200	} > 5000	8
			4000		
IV ^a	Χάλυβας IV (φυσικής σκληρότητας) Ειδικός χάλυβας IV		5000	-	16
			5000	-	8
IV ^b	(κατεργασμένος εν ψυχρό δικτυωτός οπλισμός μετά μετατοπίσεων κόμβων ως π.χ. δικτυωτά έλασματα).		5000	-	8
			5000	-	8

Σχήμα 2.6: Μηχανικά χαρακτηριστικά χαλύβας σύμφωνα με τον ΚΩΣ 1954

Η εισαγωγή των υλικών στο SAP2000 ακολουθεί την παρακάτω διαδικασία:

Define → Materials → Add New Material



Σχήμα 2.7: Εισαγωγή υλικών (σκυρόδεμα & χάλυβας) στο SAP2000

2.3 Περιγραφή διατομών

Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων τυποποιούνται ανάλογα με τις διαστάσεις και τον αριθμό των ράβδων οπλισμού που περιέχουν. Έτσι ορίζονται 72 διαφορετικές ομάδες δοκών και 20 ομάδες υποστυλωμάτων. Στους ακόλουθους πίνακες φαίνονται οι κατηγορίες των υποστυλωμάτων, και ενδεικτικά κάποιες κατηγορίες δοκών.

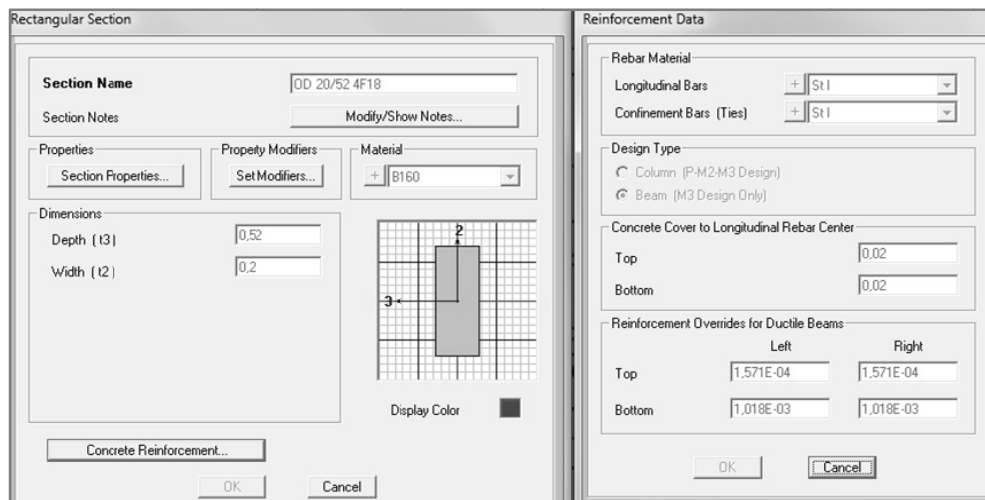
ΟΜΑΔΕΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ							
1	K 20*20 4Φ14	6	K 30*30 8Φ16	11	K 35*35 8Φ20	16	K 45*45 12Φ18
2	K 25*25 4Φ14	7	K 35*35 4Φ16	12	K 40*40 4Φ18	17	K 45*45 8Φ16
3	K 30*30 4Φ16	8	K 35*35 4Φ18	13	K 40*40 4Φ20	18	K 45*65 12Φ18
4	K 30*30 4Φ18	9	K 35*35 4Φ20	14	K 40*40 8Φ16	19	K 50*40 4Φ20
5	K 30*30 4Φ20	10	K 35*35 8Φ18	15	K 40*40 8Φ20	20	K 50*50 12Φ18

ΟΜΑΔΕΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΔΟΚΩΝ (Ενδεικτικές)			
1	Δ 20/42 4Φ12	11	Δ 20/52 3Φ14 + 2Φ16
2	Δ 20/42 2Φ10 + A4Φ14	12	Δ 20/52 3Φ14 + 4Φ10
3	Δ 20/52 2Φ16 + 2Φ14	13	Δ 20/52 4Φ10
4	Δ 20/62 2Φ12 + A4Φ18	14	Δ 20/52 4Φ10 + A3Φ16
5	Δ 20/62 2Φ18 + 2Φ16	15	Δ 20/52 4Φ12
6	Δ 20/62 3Φ18 + 3Φ16	16	Δ 20/52 4Φ12 + AΦ16
7	Δ 20/62 4Φ12 + A4Φ18	17	Δ 20/52 4Φ16
8	Δ 20/62 5Φ16	18	Δ 20/52 4Φ18
9	Δ 30/82 4Φ12	19	Δ 20/62 2Φ10 + A3Φ20
10	Δ 30/82 4Φ18	20	Δ 20/62 4Φ12 + A4Φ18

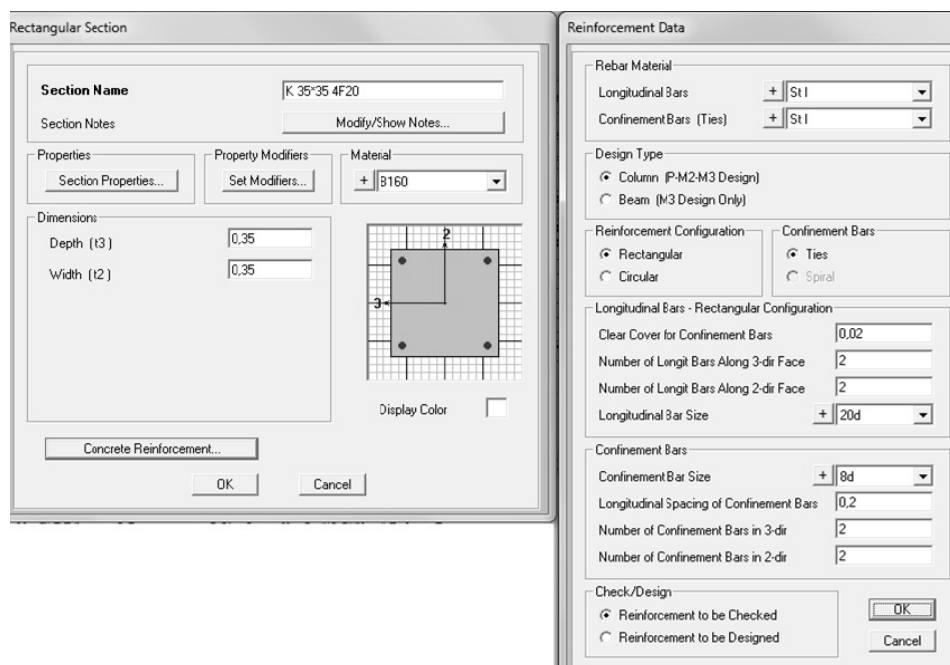
Οι δοκοί και τα υποστυλώματα μπορούν να εισαχθούν στο πρόγραμμα με την εντολή:

Define → Frame Sections → Add new property → Concrete

και αντίστοιχα επιλογή για δοκό ή για υποστώλιωμα. Εναλλακτικά, μπορούν να σχεδιαστούν μέσω του “section designer” (add new property – other - section designer) ώστε να ληφθούν περισσότερες πληροφορίες για τη διατομή (π.χ. καμπυλότητες διαρροής και αστοχίας, ροπές διαρροής) που είναι απαραίτητες για την ανελαστική ανάλυση που θα ακολουθήσει.



Σχήμα 2.8: Δημιουργία δοκών και εισαγωγή οπλισμού στο SAP2000



Σχήμα 2.9: Δημιουργία υποστυλωμάτων και εισαγωγή οπλισμού στο SAP2000

2.4 Προσομοίωση Δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων

Τόσο η δυστημψία όσο και η δυστένεια των δομικών στοιχείων, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., πρέπει να εκτιμώνται με τις θεωρήσεις της κλασικής Μηχανικής. Σχετικώς, για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα επιτρέπεται η χρήση των τιμών $0.4 \cdot E_c \cdot A_w$ και $E_c \cdot A_g$, αντίστοιχα, όπου A_g η συνολική διατομή του δομικού στοιχείου (μόνο το σκυρόδεμα) και A_w μόνο η ορθογωνική διατομή του κορμού του στοιχείου (π.χ. για τις πλακοδοκούς). Στο πρόγραμμα η κατά 60% μειωμένη δυστημψία εισάγεται ως *modifier* στις επιλογές *shear area in 2 direction* και *shear area in 3 direction*. Σε κάθε περίπτωση, η δυσκαμψία θα εκτιμάται με βάση τα πραγματικά χαρακτηριστικά του δομικού στοιχείου, καθώς και την καταπόνηση υπό σεισμό, με τις μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών (χωρίς συντελεστές γ_m). Στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων, με χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q , ή των τοπικών δεικτών

πλαστιμότητας m , οπότε γενικώς όταν οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων, η δυσκαμψία μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό αυτής του σταδίου I (μη – ρηγματωμένα στοιχεία). Όταν δε διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, είναι επιτρεπτό να χρησιμοποιούνται οι τιμές της δυσκαμψίας που δίνονται στον Πίνακα Σ 4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. που ακολουθεί.

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

Σχήμα 2.10: Μείωση δυσκαμψίας για ελαστικές αναλύσεις

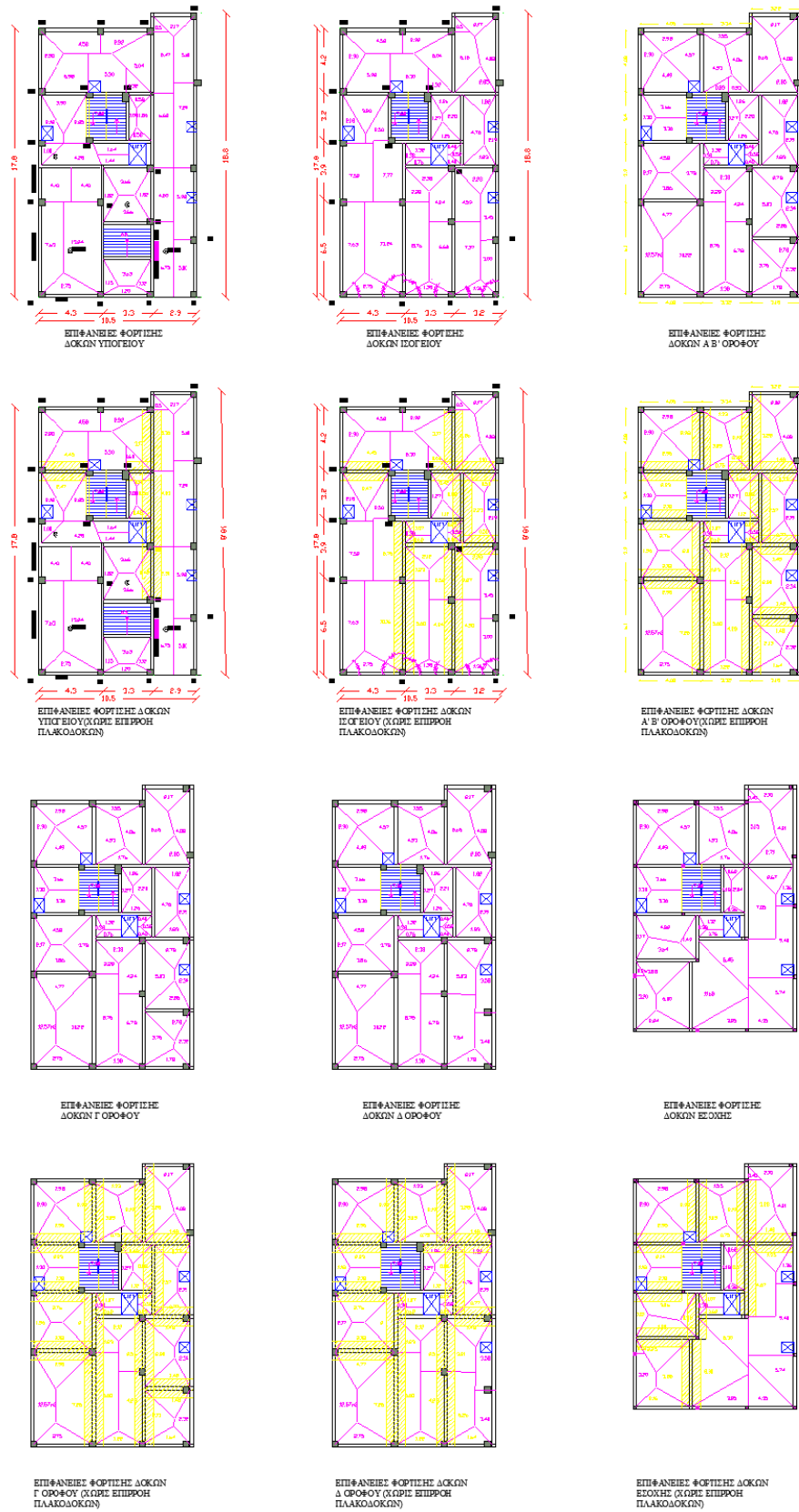
2.5 Καθορισμός φορτίσεων

Με βάση τις παραδοχές της μελέτης του κτιρίου, θα φορτία που λήφθηκαν υπόψη είναι τα εξής:

Παραδοχές μελέτης:		
Μόνιμα:	IB Οπλισμένου Σκυροδέματος	24 kN/m ³
	Δρομική οπτοπλινθοδομή	2,1 kN/m ²
	Μπατική οπτοπλινθοδομή	3,6 kN/m ²
	επικάλυψη δώματος	1,3 kN/m ²
	επικάλυψη δωματίων	0,8 kN/m ²
Ωφέλιμα:	δωματίων	2 kN/m ²
	καταστημάτων	5 kN/m ²
	εξωστών	5 kN/m ²
	κλίμακας	3,5 kN/m ²
	δώματος	1,5 kN/m ²

Λόγω της μη προσομοίωσης των πλακών, η μεταβίβαση των φορτίων από τις πλάκες στις δοκούς έγινε με τον καταμερισμό των πλακών σε επιφάνειες φόρτισης των δοκών με βάση τον ΕΚΩΣ (§9.1.5). Συγκεκριμένα, όταν σε μια γωνία συναντώνται δύο πλευρές ομοειδούς στήριξης, η γωνία μερισμού είναι 45° . Όταν συναντώνται πλήρως πακτωμένη με ελεύθερα εδραζόμενη πλευρά, η γωνία μερισμού προς την πλευρά της πάκτωσης είναι 60° . Όπου ελήφθησαν πλακοδοκοί, για τον υπολογισμό του ίδιου βάρους της πλάκας, αφαιρέθηκε το

τμήμα που καλύπτεται από το συνεργαζόμενο πλάτος τους. Στα ακόλουθα σχέδια φαίνονται οι επιφάνειες φόρτισης των δοκών.



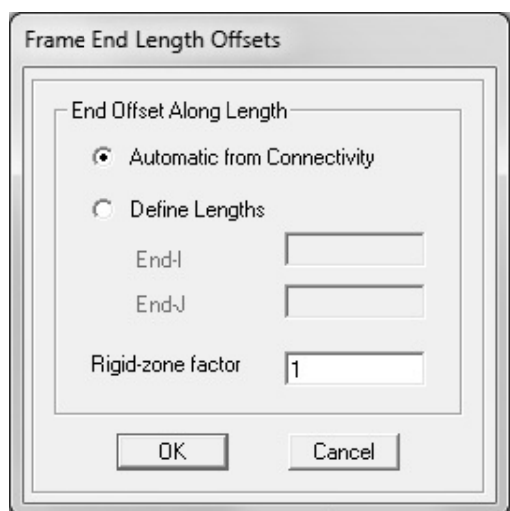
Σχήμα 2.11: Επιφάνειες φόρτισης δοκών

Στον ακόλουθο πίνακα, φαίνεται ενδεικτικά ο τρόπος υπολογισμού των φορτίων στις δοκούς.

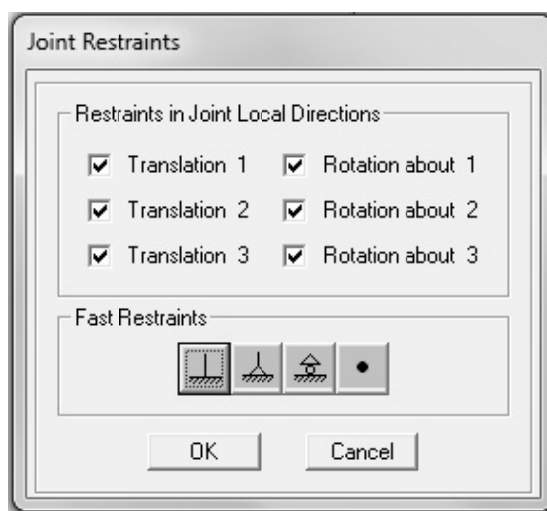
Δοκός	Μήκος (m)	Πλάκες				Τοίχοι			
		Εμβαδό επιρροής (m ²)	Σύνολο (m ²)	Μόνιμα (kN/m)	Ωφέλιμα (kN/m)	h υπερκ δοκού (m)	h τοίχου (m)	Εξωτ (kN/m)	Εσωτ (kN/m)
ΙΔ27	4,3	4,58	4,58	3,92	2,13	0,42	2,78	10,01	-
ΙΔ28	3,3	2,92	2,92	3,26	1,77	0,42	2,78	10,01	-
ΑΔ1	4,3	4,77 + 3,86	8,63	7,39	4,01	0,52	2,68	-	5,63
ΑΔ2	3,2	4,58 + 3,36	7,94	9,13	4,96	0,52	2,68	-	5,63

2.6 Προσομοίωση

Μετά την ολοκλήρωση του καθορισμού των ιδιοτήτων των διατομών, σχεδιάζονται τα ραβδωτά στοιχεία, με τα οποία προσομοιώνεται εξ' ολοκλήρου το μοντέλο του κτιρίου με ιδιαίτερη προσοχή ως προς τους τοπικούς άξονες. Όπου κρίνεται απαραίτητο γίνεται διόρθωση της θέσης κάποιου στοιχείου από τους άξονες του κανάβου με την εντολή Assign – Frame - Insertion point. Ολοκληρώνοντας την προσομοίωση του φορέα, οι κοινές περιοχές μεταξύ δοκών – υποστυλωμάτων είναι σημαντικό να εισαχθούν στο μοντέλο ως άκαμπτα στοιχεία, έτσι ώστε να εξασφαλίζονται ενιαίες μετακινήσεις των σημείων που ανήκουν σε αυτές. Η εισαγωγή στο πρόγραμμα επιτυγχάνεται με την επιλογή Assign – Frame – End length offsets για όλα τα στοιχεία του προσομοιώματος. Οι στηρίξεις επί του εδάφους προσομοιώνονται με πλήρεις πακτώσεις.



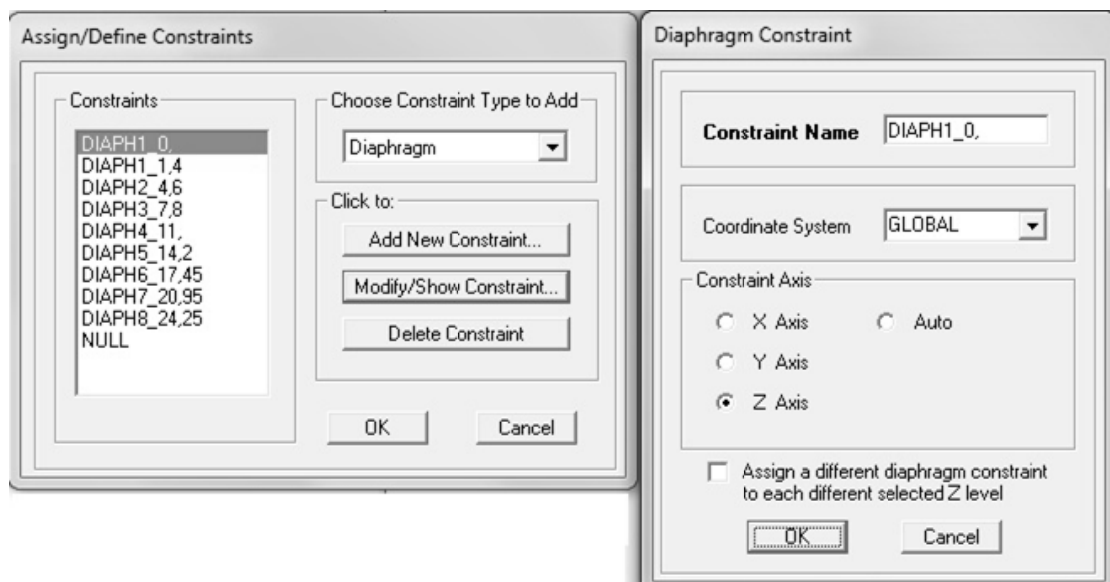
Σχήμα 2.12: Εισαγωγή Ακαμπτων στοιχείων στο SAP2000



Σχήμα 2.13: Εισαγωγή στηρίξεων στο SAP2000

Στο πρόγραμμα, οι πλάκες προσομοιώνονται με διαφραγματική λειτουργία. Συνεπώς, η διανομή της αδρανειακής δύναμης στα επιμέρους στοιχεία πραγματοποιείται ανάλογα με τη δυσκαμψία τους και εξασφαλίζεται η δυνατότητα ανακατανομής των αντιδράσεων των κατακόρυφων μελών, άρα και η υπερστατικότητα της κατασκευής. Τα διαφράγματα, βάσει της γεωμετρίας και της αντοχής τους, παραμένουν πρακτικά απαραμόρφωτα μέσα στο επίπεδό τους εξαιτίας της μεγάλης δυσκαμψίας και αντοχής, ενώ κατά την υποβολή της οριζόντιας σεισμικής δράσης, θεωρούνται 3 βαθμοί ελευθερίας κίνησης ανά όροφο (δύο μετατοπίσεις και μία στροφή). Στην περίπτωση έλλειψης διαφράγματος, μειώνεται η δυσκαμψία και η αντοχή της κατασκευής, ενώ ενδέχεται η συγκέντρωση μεγάλων μετακινήσεων σε ορισμένα μόνο σημεία. Η εφαρμογή της διαφραγματικής λειτουργίας στο λογισμικό γίνεται επιλέγοντας όλους τους κόμβους κάθε ορόφου και με την εντολή:

Assign→Joints→Constraints→Diaphragm



Σχήμα 2.14: Εισαγωγή διαφραγματικής λειτουργίας στο SAP2000

3. ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

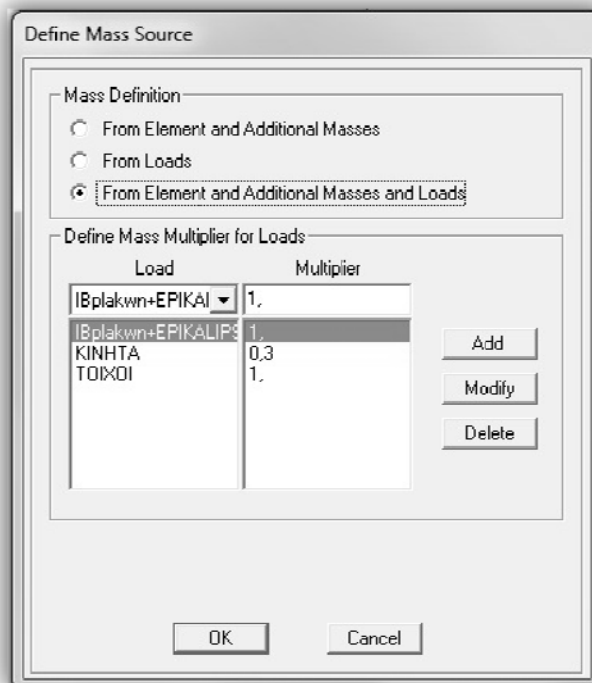
3.1 Δυναμική Φασματική Μέθοδος

Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο κανονισμός, θεωρώντας ότι η σεισμική απόκριση του συστήματος είναι γραμμική ελαστική. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης, με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για συντελεστή συμπεριφοράς $q > 1$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$.

3.1.1 Εισαγωγή Δεδομένων

Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης

Αρχικά, ορίστηκε το είδος της φόρτισης (Define → Load Cases → Modal) με μηδενικές αρχικές συνθήκες και μέγιστο αριθμό ιδιομορφών 24. Η ταλαντούμενη μάζα ορίστηκε για το συνδυασμό φορτίων $G+0.3Q$ με την επιλογή: Define → Mass Source → From Element and Additional Masses and Loads με την οποία το ίδιο βάρος της κατασκευής λαμβάνεται αυτόματα από το πρόγραμμα.



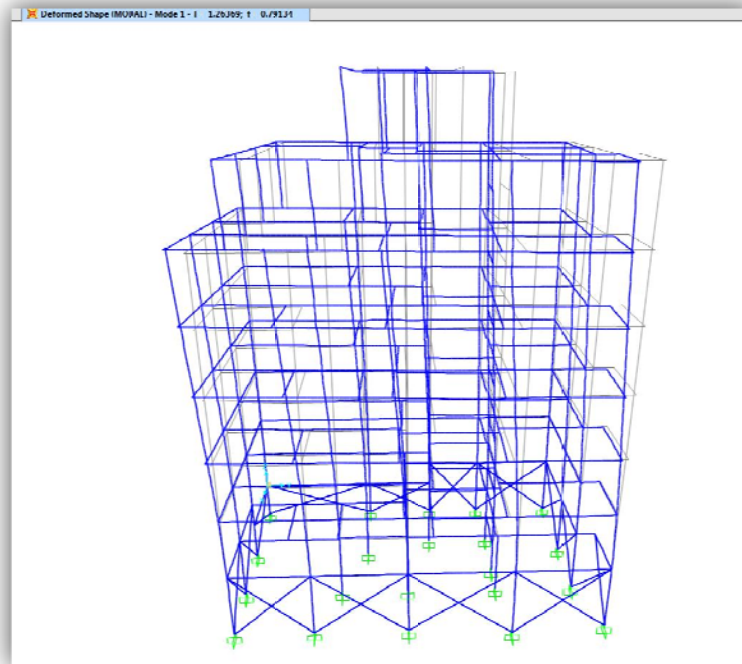
Σχήμα 3.1: Προσδιορισμός της μάζας στο SAP2000

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές των ιδιοπεριόδων ταλάντωσης του κτιρίου καθώς και τα ποσοστά συμμετοχής των μαζών (δρώσες ιδιομορφικές μάζες / συνολική μάζα) για κάθε ιδιομορφή και διεύθυνση. Παρατηρείται ότι σημαντικότερες ιδιομορφές για τις κατευθύνσεις X και Y είναι η 2^η και η 1^η ιδιομορφή αντίστοιχα με ποσοστά ταλαντούμενης μάζας $M_x=58.8\%$ και $M_y=47.2\%$.

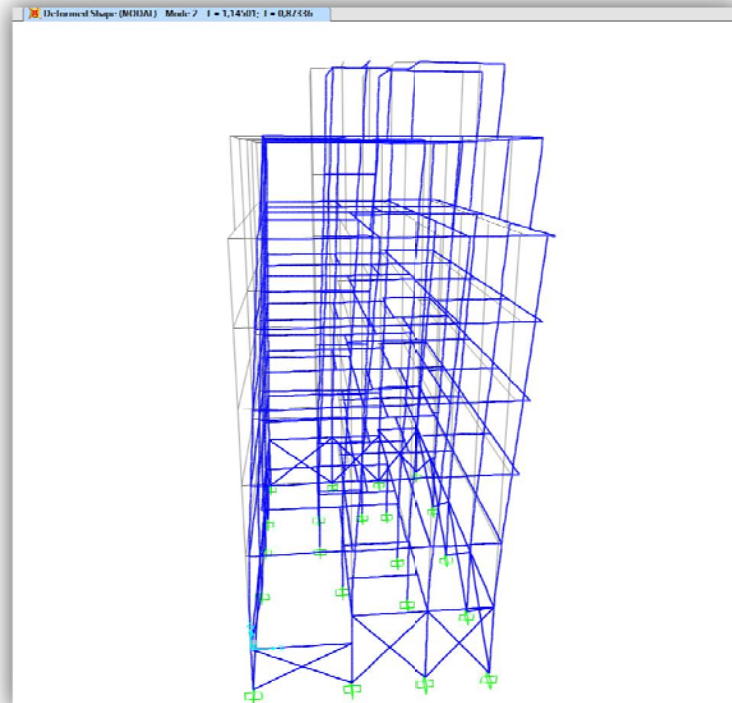
Ιδιοπερίοδοι και Ποσοστά Συμμετοχής Μαζών					
Ιδιομορφή	T (sec)	M_x	M_y	ΣM_x	ΣM_y
1	1,264	0,003	0,472	0,003	0,472
2	1,145	0,588	0,028	0,591	0,500
3	1,092	0,062	0,128	0,652	0,629
4	0,534	0,019	0,047	0,671	0,675
5	0,505	0,051	0,027	0,723	0,702
6	0,435	0,010	0,006	0,732	0,708
7	0,407	0,002	0,013	0,735	0,721
8	0,345	0,030	0,013	0,764	0,734
9	0,336	0,012	0,026	0,776	0,760
10	0,313	0,002	0,000	0,778	0,760
11	0,275	0,008	0,007	0,786	0,767
12	0,261	0,007	0,004	0,793	0,771
13	0,225	0,005	0,014	0,797	0,785
14	0,209	0,008	0,016	0,806	0,801
15	0,184	0,015	0,002	0,821	0,803
16	0,149	0,001	0,021	0,822	0,824
17	0,128	0,019	0,001	0,841	0,825
18	0,119	0,003	0,000	0,844	0,825
19	0,100	0,003	0,022	0,847	0,847
20	0,098	0,005	0,002	0,851	0,849
21	0,078	0,001	0,000	0,852	0,849
22	0,043	0,039	0,002	0,891	0,851
23	0,036	0,050	0,000	0,941	0,851
24	0,026	0,005	0,103	0,946	0,954

Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται οι τρεις πρώτες ιδιομορφές της ιδιομορφικής ανάλυσης.

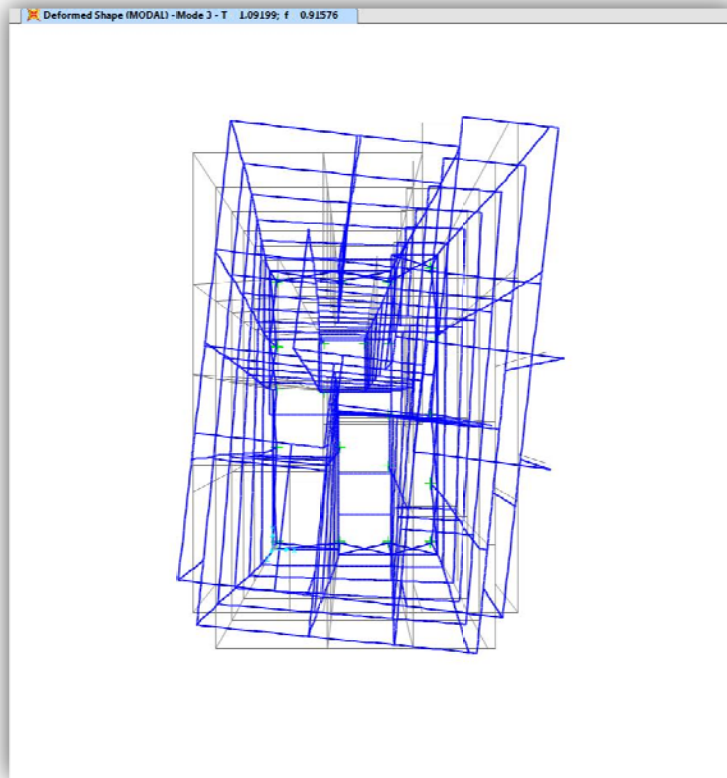
1^η Ιδιομορφή (μεταφορική κατά Y) με $T_1=T_y=1.264\text{sec}$



2^η Ιδιομορφή (Μεταφορική κατά X) με $T_2=T_x=1.145\text{sec}$



3^η Ιδιομορφή (Στροφική) $T_3=1.092\text{sec}$



Φάσμα Σχεδιασμού για την ελαστική ανάλυση

Για την εφαρμογή της μεθόδου χρησιμοποιήθηκε το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$ του Ευρωκώδικα 8, το οποίο ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) &\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \\
 T_D \leq T : S_d(T) &\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$

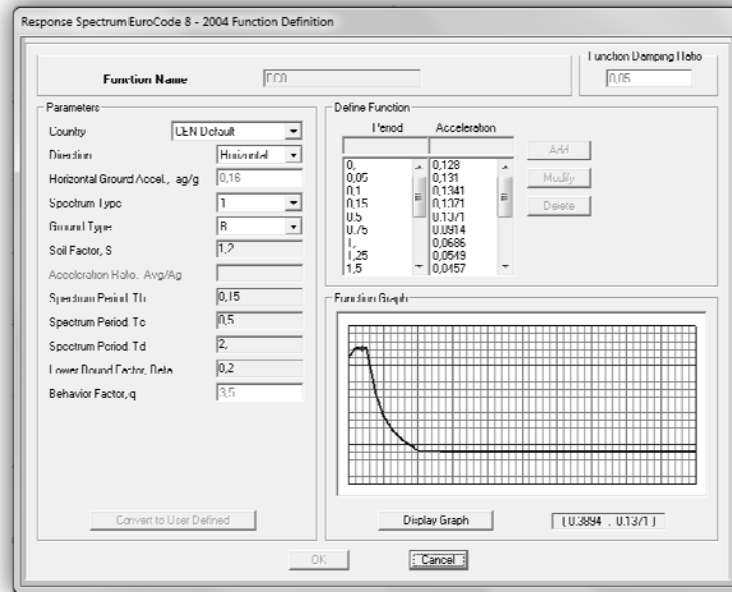
και για το οποίο χρησιμοποιήθηκαν οι εξής παράμετροι:

- Εδαφική επιτάχυνση $a_g = \gamma_1 \cdot a_R = 0,16g$ για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 (Δ. Αθηνών) και συντελεστή $\mu = 1$ για την κατηγορία σπουδαιότητας II

- Συντελεστής συμπεριφοράς για πλαίσια από οπλισμένο σκυρόδεμα $\eta=3.5$
- Κατηγορία εδάφους: B με συντελεστή εδάφους $S=1.2$ και χαρακτηριστικές περιόδους $T_B=0.15\text{sec}$, $T_C=0.5\text{sec}$ και $T_D=2.0\text{sec}$.
- Συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού $\beta=0.2$.

Η εισαγωγή του φάσματος στο πρόγραμμα γίνεται με την επιλογή:

Define → Functions → Response Spectrum → Choose Function Type to Add → EuroCode82004



Σχήμα 3.2: Εισαγωγή φάσματος EC8 στο SAP2000

3.1.2 Παραμορφωσιακά και Εντατικά Μεγέθη Απόκρισης

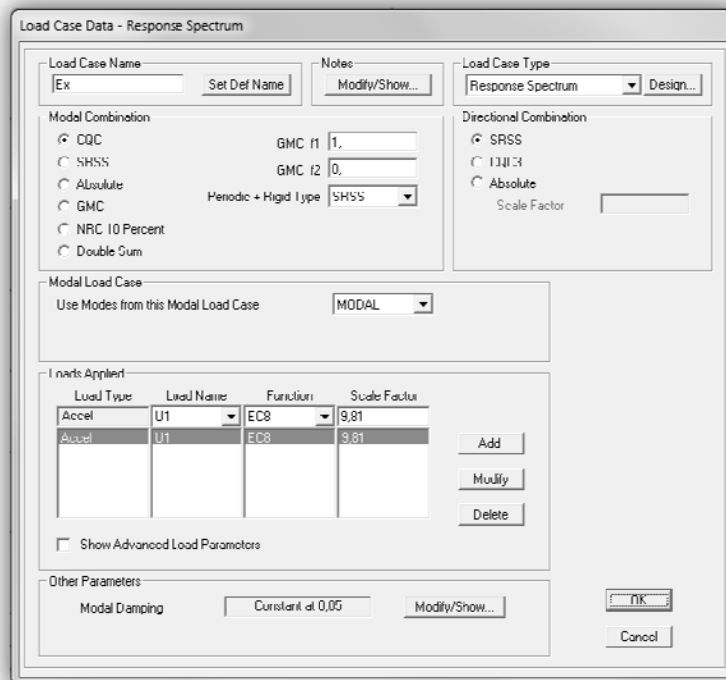
Για τον υπολογισμό των μέγιστων εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών της απόκρισης ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία:

- Για κάθε διεύθυνση διέγερσης (X και Y) υπολογίζονται ξεχωριστά οι μέγιστες ιδιομορφικές τιμές απόκρισης. Κατόπιν γίνεται επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών με τον κανόνα CQC, έτσι ώστε να προκύψουν οι μέγιστες τιμές τους για σεισμική διέγερση κατά τη διεύθυνση των καθολικών αξόνων X και Y ξεχωριστά.
- Γίνεται χωρική επαλληλία των μέγιστων τιμών που υπολογίστηκαν για κάθε διεύθυνση με τον κανόνα της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS) και υπολογίζονται οι ακραίες τιμές λόγω ταυτόχρονης δράσης του σεισμού σε δύο οριζόντιες διευθύνσεις.
- Τέλος γίνεται επαλληλία των παραπάνω τιμών με τις αντίστοιχες τιμές τους από τον συνδυασμό δράσεων $G+0.3Q$.

Η παραπάνω διαδικασία εφαρμόζεται στο πρόγραμμα ως εξής:

Αρχικά ορίζονται οι κατηγορίες φόρτισης (Load Cases) E_x και E_y που αντιστοιχούν στο φάσμα σχεδιασμού για κάθε διεύθυνση X και Y αντίστοιχα, με την επιλογή:

Define→ Load Cases→ Add New



Σχήμα 3.3: Προσδιορισμός σεισμικής φόρτισης κατά X

Στη συνέχεια δημιουργείται ο συνδυασμός G+0.3Q για τα στατικά φορτία (Define→ Load Combinations→ Add New) και τέλος δημιουργείται ο γραμμικός συνδυασμός των σεισμικών και στατικών φορτίων. Οι συνδυασμοί που εφαρμόστηκαν στην παρούσα εργασία είναι:

Σεισμός κατά τη διεύθυνση X:

$$G + 0.3 Q + E_x + 0.30 E_y$$

$$G + 0.3 Q + E_x - 0.30 E_y$$

$$G + 0.3 Q - E_x + 0.30 E_y$$

$$G + 0.3 Q - E_x - 0.30 E_y$$

Σεισμός κατά τη διεύθυνση Y:

$$G + 0.3 Q + E_y + 0.30 E_x$$

$$G + 0.3 Q + E_y - 0.30 E_x$$

$$G + 0.3 Q - E_y + 0.30 E_x$$

$$G + 0.3 Q - E_y - 0.30 E_x$$

Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού αγνοήθηκε.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.
DEAD	Linear Static	1.
IBplakwn+EPIKALIPSI	Linear Static	1.
TQXQI	Linear Static	1.
KINHTA	Linear Static	0.3

Σχήμα 3.4: Συνδυασμός φόρτισης κατακόρυφων φορτίων στο SAP2000

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
G+0.3Q	Combination	1.
G+0.3Q	Combination	1.
Ex	Response Spectrum	1.
Ey	Response Spectrum	0.3

Σχήμα 3.5: Συνδυασμός σεισμικής φόρτισης στη διεύθυνση X

Ακολουθούν τα μέγιστα παραμορφωσιακά και εντατικά μεγέθη που παρουσιάστηκαν σε κάθε όροφο:

Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη - Δυναμική Φασματική Μέθοδος						
Όροφος	U1 (m)	U2 (m)	U3 (m)	R1 (rad)	R2 (rad)	R3 (rad)
Εσοχή	0,079	-0,038	-0,006	0,001	0,003	0,001
Δ' όροφος	0,066	-0,032	-0,005	-0,002	0,004	-0,002
Γ' όροφος	0,053	-0,025	-0,006	-0,002	0,002	-0,001
Β' όροφος	0,039	-0,018	-0,006	-0,002	0,002	-0,001
Α' όροφος	0,025	-0,010	-0,006	-0,002	0,002	-0,001
Ισόγειο	0,010	0,004	-0,006	-0,002	0,002	0,000

Μέγιστα Εντατικά Μεγέθη Υποστυλωμάτων - Δ.Φ.Μ.						
Όροφος	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Ισόγειο	-1377,19	-112,56	-97,18	-3,27	126,95	151,36
Α' όροφος	-1072,75	116,43	-67,79	-0,45	88,65	128,29
Β' όροφος	-793,92	90,86	-63,70	-0,42	-83,70	95,70
Γ' όροφος	-541,81	68,65	-45,01	-0,19	-68,09	66,42
Δ' όροφος	-343,56	64,45	46,90	0,15	60,97	63,69
Εσοχή	-192,27	-32,43	-29,44	-0,22	54,60	46,55
Δώμα	-44,90	15,25	-11,17	-0,16	18,37	-22,07

Το υποστύλωμα που δέχεται τη μεγαλύτερη αξονική ένταση είναι το K15 το οποίο βρίσκεται στο κλιμακοστάσιο.

3.2 Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος

3.2.1 Θεωρητικό Υπόβαθρο

Η Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος (ή μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης κατά τον Ευρωκώδικα 8) προκύπτει από τη δυναμική φασματική μέθοδο με προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονο – ιδιομορφική μέθοδος). Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή.

Αυτός ο τύπος ανάλυσης μπορεί να εφαρμοστεί σε κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από την θεμελιώδη ιδιομορφή. Η απαίτηση αυτή θεωρείται ότι ικανοποιείται σε κτίρια που ικανοποιούν τους ακόλουθους δύο όρους.

α) έχουν θεμελιώδεις περιόδους ταλάντωσης T_1 στις δύο κύριες διευθύνσεις, μικρότερες από τις ακόλουθες τιμές

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (3.2)$$

όπου η $T_C = 0,5 \text{ sec}$ για έδαφος κατηγορίας Β

β) ικανοποιούν τα κριτήρια για κανονικότητα σε όψη

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και χρησιμοποιείται πάντοτε το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$.

Η διαδικασία υπολογισμού που ακολουθείται είναι η εξής:

Αφού υπολογιστεί η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής για κάθε διεύθυνση υπολογισμού T_x , T_y , προσδιορίζεται η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού $S_d(T)$ και στις δύο διευθύνσεις με τη βοήθεια του φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8.

Για κάθε οριζόντια διεύθυνση κατά την οποία μελετάται το κτίριο υπολογίζεται η σεισμική τέμνουσα δύναμη βάσης F_b :

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.3)$$

όπου

$S_d(T_1)$ είναι η τετμημένη του φάσματος σχεδιασμού στην περίοδο T_1

T_1 Είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του κτιρίου για οριζόντια κίνηση στην εξεταζόμενη διεύθυνση

m είναι η συνολική μάζα του κτιρίου πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτης βάσης

λ είναι συντελεστής διόρθωσης, η τιμή του οποίου ισούται με: $\lambda = 0,85$ εάν $T_1 \leq 2 T_C$ και το κτίριο έχει πάνω από δύο ορόφους, ή $\lambda = 1,0$ σε κάθε άλλη περίπτωση.

Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων σε κάθε διεύθυνση γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (3.4)$$

όπου

z_i, z_j είναι τα ύψη των μαζών m_i, m_j πάνω από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης (θεμελίωση ή άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου).

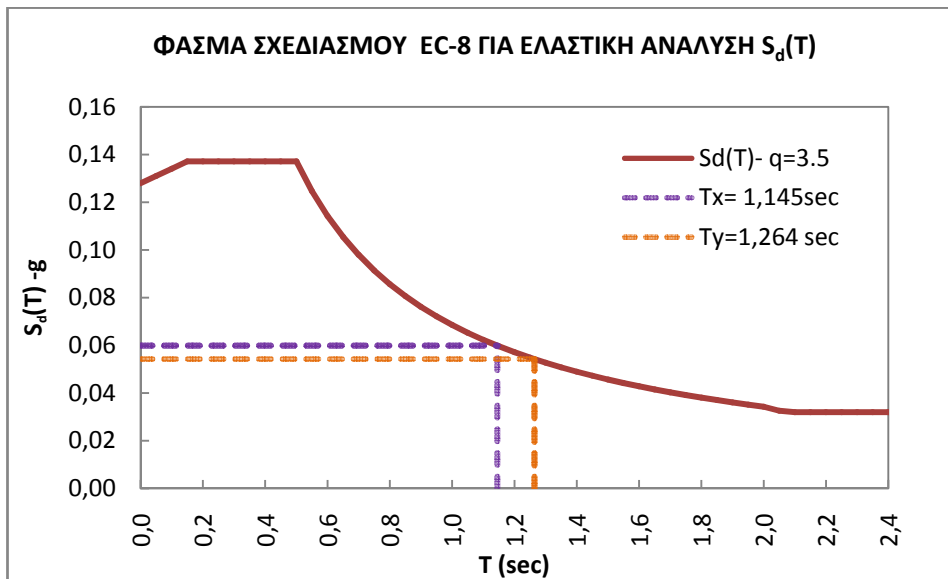
Τα οριζόντια φορτία F_i κατανέμονται στο σύστημα ανάληψης οριζόντιων φορτίων υποθέτοντας ότι οι πλάκες των ορόφων είναι άκαμπτες στο επίπεδό τους.

3.2.2 Υπολογισμός στατικών φορτίων

Στην απλοποιημένη φασματική μέθοδο τα σεισμικά φορτία προσομοιώνονται με ισοδύναμα στατικά που εφαρμόζονται στο κέντρο βάρους κάθε ορόφου σε κάθε μία από τις τρεις διευθύνσεις x, y, z . Η συνιστώσα z αγνοήθηκε για λόγους απλοποίησης της ανάλυσης.

Από την ιδιομορφική ανάλυση που προηγήθηκε προέκυψαν οι θεμελιώδεις ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο T_x και T_y . Η μάζα κάθε ορόφου της κατασκευής προκύπτει μέσω του

προγράμματος, απομονώνοντας τον από την υπόλοιπη κατασκευή συνυπολογίζοντας και τη μισή μάζα των υποστυλωμάτων πάνω και κάτω από το επίπεδο της πλάκας. Από το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει επίσης και η φασματική επιτάχυνση κατά τις δύο διευθύνσεις:



T_x (sec)	1,145	S_d(T_x) (m/s²)	0,5875
T_y (sec)	1,264	S_d(T_y) (m/s²)	0,5323

Όροφος	Βάρος (kN)	Μάζα (Mgr)	z(m)	m*z
Δώμα	165,31	16,85	22,85	385,05
Εσοχή	1096,64	111,79	19,55	2185,45
Δ' όροφος	2163,06	220,50	16,05	3538,94
Γ' όροφος	2204,19	224,69	12,8	2876,00
Β' όροφος	2265,64	230,95	9,6	2217,14
Α' όροφος	2301,58	234,62	6,4	1501,54
Ισόγειο	2151,82	219,35	3,2	701,92
Σύνολο	12348,23	1258,74	Σmizi	13406,05

Με τα παραπάνω δεδομένα υπολογίζονται οι τέμνουσες βάσης κατά τις δύο διευθύνσεις σύμφωνα με τη σχέση (3.3):

$$F_{bx} = S_d(T_x) \cdot m \cdot \lambda \quad F_{by} = S_d(T_y) \cdot m \cdot \lambda$$

όπου και για τις δύο διευθύνσεις λαμβάνεται $\lambda=1$ ($T_x, T_y > 2T_c=1.0\text{sec}$)

F_{bx} (kN)	739,50
F_{by} (kN)	670,05

Η καθ' ύψος κατανομή των φορτίων τελικά φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα.

Όροφος	F _x (kN)	F _y (kN)
Δώμα	21,240	19,245
Εσοχή	120,554	109,232
Δ' όροφος	195,215	176,881
Γ' όροφος	158,646	143,746
Β' όροφος	122,301	110,815
Α' όροφος	82,828	75,049
Ισόγειο	38,719	35,083
Σύνολο	739,503	670,052

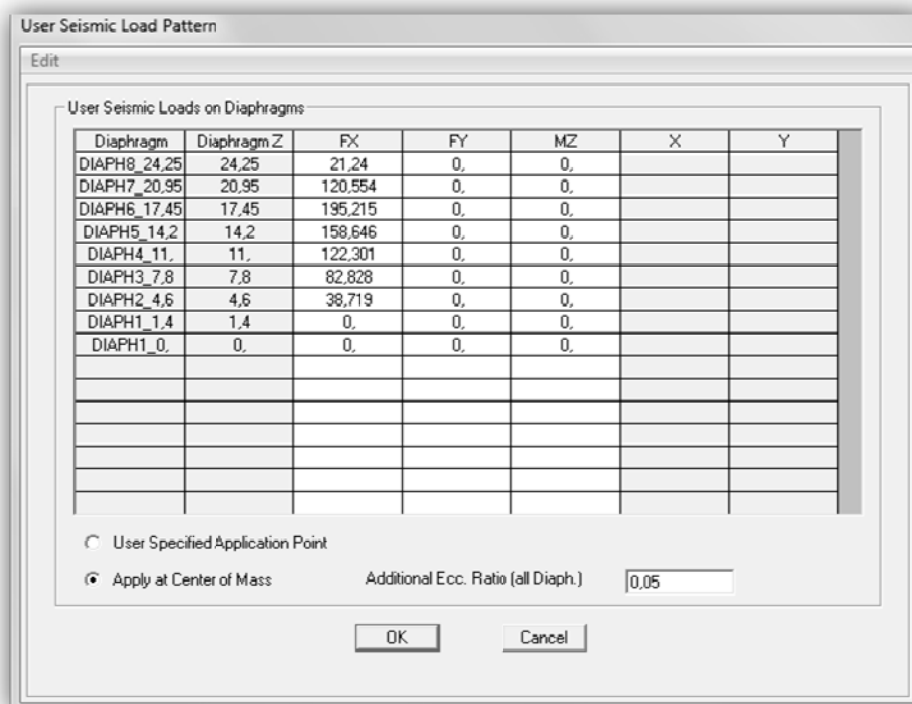
Οι δυνάμεις που υπολογίστηκαν εφαρμόζονται στο κέντρο μάζας κάθε ορόφου. Η διαδικασία αυτή γίνεται ορίζοντας δύο φορτίσεις για σεισμό κατά τις διευθύνσεις X και Y (Define→Load Patterns→ Add New →Type →QUAKE – Modify Lateral Load Pattern).

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο της μάζας σε κάθε όροφο λαμβάνεται ως μετατοπισμένο από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκεντρότητα:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

όπου

L_i είναι η διάσταση του ορόφου, κάθετη προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης.



Σχήμα 3.6: Εισαγωγή οριζόντιου φορτίου στο κέντρο μάζας των διαφραγμάτων

Στη συνέχεια πραγματοποιείται χωρική επαλληλία (SRSS) για ταυτόχρονη δράση των δύο συνιστωσών του σεισμού και τέλος γραμμικός συνδυασμός των σεισμικών και στατικών φορτίων (G+0.3Q)

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)
 Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
SEISM X	Linear Static	1.
SEISM X	Linear Static	1.
SEISM Y	Linear Static	1.

Σχήμα 3.7: Χωρική επαλληλία σεισμικών δράσεων

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)
 Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
G+0.3Q	Combination	1.
G+0.3Q	Combination	1.
AFM SRSS	Combination	1.

Σχήμα 3.8: Συνδυασμός σεισμικών και στατικών φορτίων

3.2.3 Παραμορφωσιακά και Εντατικά Μεγέθη

Στους ακόλουθους πίνακες παρουσιάζονται τα μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη των κόμβων σε κάθε όροφο καθώς και τα μέγιστα εντατικά μεγέθη των στοιχείων κάθε ορόφου.

Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη - Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος						
Όροφος	U1 (m)	U2 (m)	U3 (m)	R1 (rad)	R2 (rad)	R3 (rad)
Εσοχή	0,094	-0,056	-0,006	0,002	0,003	0,002
Δ' όροφος	0,078	-0,047	-0,006	-0,002	0,004	-0,001
Γ' όροφος	0,063	0,033	-0,006	-0,002	0,002	-0,001
Β' όροφος	0,046	-0,026	-0,006	0,002	0,002	-0,001
Α' όροφος	0,029	0,013	-0,006	-0,003	0,002	0,000
Ισόγειο	0,012	0,004	-0,007	-0,002	-0,002	0,000

Μέγιστα Εντατικά Μεγέθη Υποστυλωμάτων - Α.Φ.Μ						
Όροφος	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Ισόγειο	-1389,99	-110,56	-122,23	-3,33	161,81	152,79
Α' όροφος	-1081,61	119,92	-87,68	-0,50	-116,01	131,64
Β' όροφος	-791,05	93,95	-82,91	0,47	-109,29	98,61
Γ' όροφος	-525,57	70,02	55,21	0,15	-78,46	67,12
Δ' όροφος	-318,95	62,64	52,73	0,13	69,08	62,26
Εσοχή	-174,81	34,65	-20,20	0,03	37,67	34,90
Δώμα	-41,58	10,03	6,34	-0,06	11,00	-14,49

Αντίστοιχα και σε αυτήν την ανάλυση, το υποστύλωμα που εντείνεται περισσότερο είναι το K15 του ισόγειου, στο κλιμακοστάσιο

3.3 Σύγκριση Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου – Ισοδύναμης Στατικής

Στους ακόλουθους πίνακες παρουσιάζονται οι μέγιστες μετακινήσεις κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις του φορέα, καθώς και τα μέγιστα εντατικά μεγέθη για τις δύο μεθόδους ανάλυσης που προηγήθηκαν.

Σύγκριση Δυναμικής & Απλοποιημένης Φασματικής Μεθόδου						
Όροφος	U1 (m)			U2 (m)		
	Δ.Φ.Μ	Α.Φ.Μ	Διαφορά	Δ.Φ.Μ	Α.Φ.Μ	Διαφορά
Εσοχή	0,079	0,094	16,32%	0,038	0,056	32,14%
Δ' όροφος	0,066	0,078	16,04%	0,032	0,047	31,91%
Γ' όροφος	0,053	0,063	15,78%	0,025	0,033	23,41%
Β' όροφος	0,039	0,046	15,18%	0,018	0,026	30,77%
Α' όροφος	0,025	0,029	13,99%	0,010	0,013	21,49%
Ισόγειο	0,010	0,012	12,78%	0,004	0,004	15,10%

Σύγκριση Δυναμικής & Απλοποιημένης Φασματικής Μεθόδου									
Όροφος	P (kN)			V2 (kN)			M3 (kNm)		
	Δ.Φ.Μ	Α.Φ.Μ	Διαφορά	Δ.Φ.Μ	Α.Φ.Μ	Διαφορά	Δ.Φ.Μ	Α.Φ.Μ	Διαφορά
Ισόγειο	-1377,2	-1390,0	-0,93%	-112,6	-110,6	1,78%	151,4	152,8	-0,95%
Α' όροφος	-1072,8	-1081,6	-0,83%	116,4	119,9	-2,99%	128,3	131,6	-2,61%
Β' όροφος	-793,9	-791,0	0,36%	90,9	94,0	-3,40%	95,7	98,6	-3,04%
Γ' όροφος	-541,8	-525,6	3,00%	68,6	70,0	-2,00%	66,4	67,1	-1,06%
Δ' όροφος	-343,6	-319,0	7,16%	64,5	62,6	2,82%	63,7	62,3	2,24%
Εσοχή	-192,3	-174,8	9,08%	32,4	34,7	6,40%	46,5	34,9	25,02%
Δώμα	-44,9	-41,6	7,39%	15,3	10,0	34,22%	-22,1	-14,5	34,36%

Παρατηρούμε, ότι η Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος δίνει ελαφρώς δυσμενέστερα αποτελέσματα στα εντατικά μεγέθη ισογείου και Α' ορόφου. Στους υπερκείμενους ορόφους ωστόσο η Δυναμική φασματική μέθοδος δίνει δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

3.4 Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας

3.4.1 Θεωρητικό υπόβαθρο

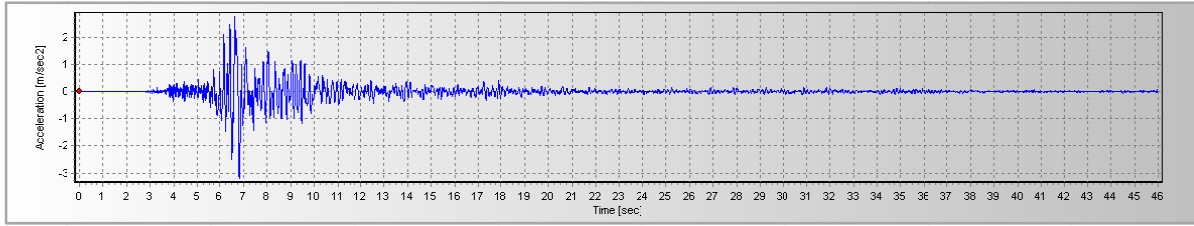
Στη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας για ελαστική ανάλυση της κατασκευής εφαρμόζεται σεισμική φόρτιση, η οποία εκφράζεται από επιταχυνσιογράφημα εδαφικών δονήσεων και πραγματοποιείται επίλυση του δυναμικού προβλήματος για κάθε χρονική στιγμή. Η προκύπτουσα απόκριση είναι εξαιρετικά ευαίσθητη σε μικρομεταβολές των βασικών παραμέτρων του συστήματος (διέγερση, μάζα, δυσκαμψία, απόσβεση). Προκειμένου να είναι συγκρίσιμα τα αποτελέσματα της μεθόδου με εκείνα των δύο προηγούμενων ελαστικών μεθόδων ανάλυσης χρησιμοποιούνται κατάλληλοι συντελεστές κλίμακας.

3.4.2 Εισαγωγή Δεδομένων

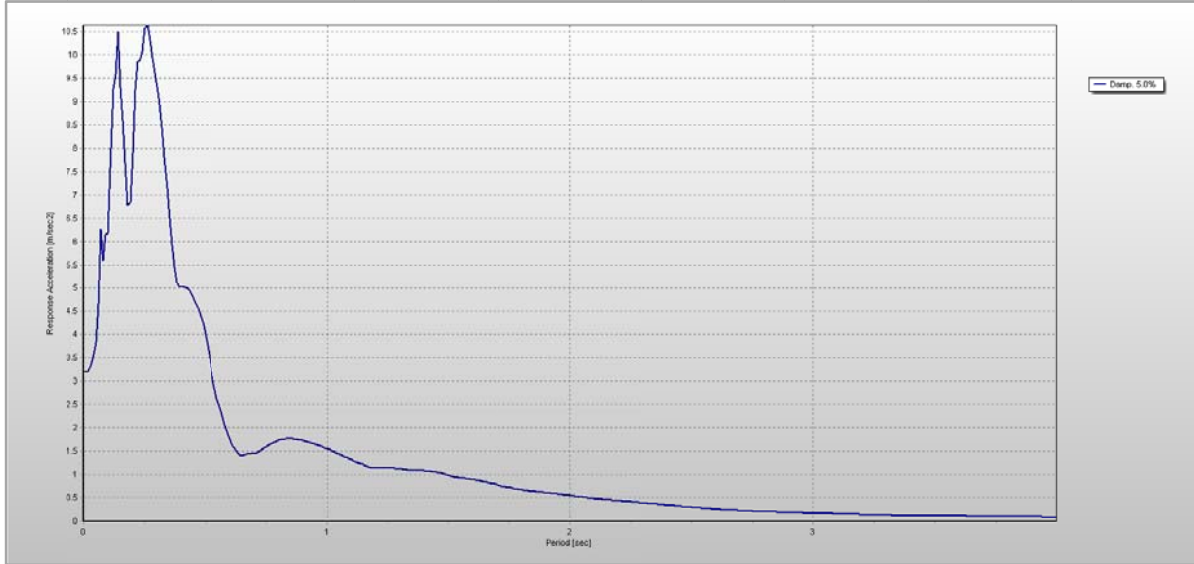
Η ανάλυση με χρήση χρονοϊστοριών εξετάζει την απόκριση της κατασκευής όταν η επιβαλλόμενη φόρτιση κατά τις τρεις διευθύνσεις x, y, z δίνεται με τη μορφή επιταχυνσιογραφήματος. Στην παρούσα εργασία έγινε χρήση του επιταχυνσιογραφήματος του σεισμού της Αθήνας του 1999 κατά τις διευθύνσεις x και y. Το επιταχυνσιογράφημα που χρησιμοποιήθηκε προέρχεται από τις μετρήσεις που έγιναν στο σταθμό του μετρώ «Σεπόλια» στην επιφάνεια του εδάφους.

Αρχικά, έγινε εισαγωγή του επιταχυνσιογραφήματος στο πρόγραμμα SeismoSignal. Ο σεισμός χαρακτηρίζεται από περίοδο 0,01sec, συνολική διάρκεια 45,990sec και 4600 χρονικά βήματα. Η μέγιστη επιτάχυνση που κατεγράφη ήταν 0,32g.

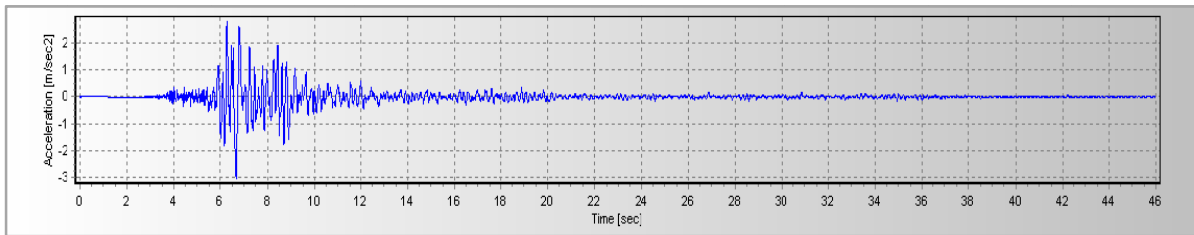
Παρακάτω παρουσιάζονται τα επιταχυνσιογραφήματα του σεισμού της Αθήνας κατά τις δύο διευθύνσεις, όπως εμφανίζονται στο πρόγραμμα SeismoSignal.



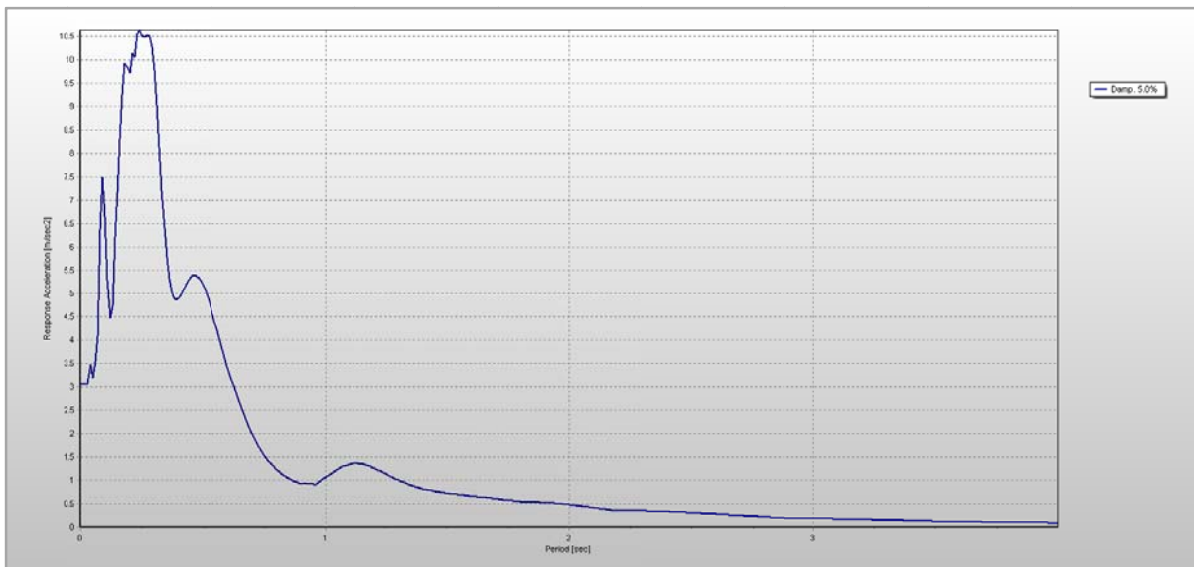
Σχήμα 3.9: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Αθήνας κατά τη διεύθυνση x



Σχήμα 3.10: Φάσμα απόκρισης σεισμού Αθήνας κατά τη διεύθυνση x

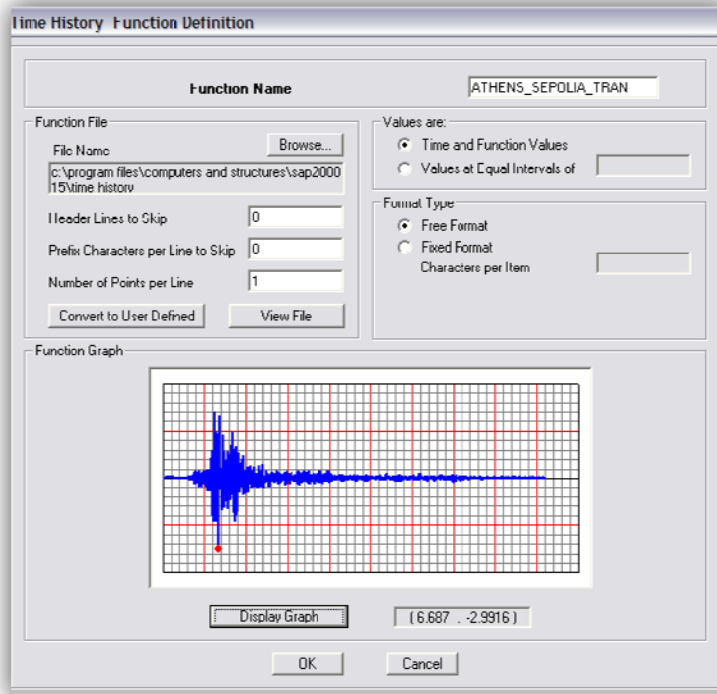


Σχήμα 3.11: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Αθήνας κατά τη διεύθυνση y

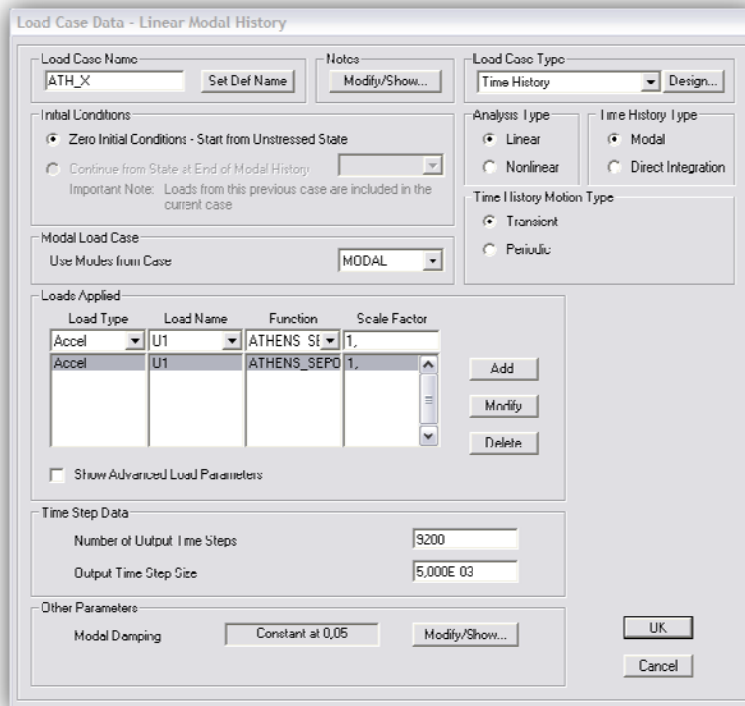


Σχήμα 3.12: Φάσμα απόκρισης σεισμού Αθήνας κατά τη διεύθυνση y

Στη συνέχεια γίνεται η εισαγωγή του επιταχυνσιογραφήματος στο SAP2000 με την επιλογή Define- function- time history- from file) και ορίζονται τα είδη φόρτισης κατά τις δύο διευθύνσεις ATH_x και ATH_y (define – load case- load case type-Time History). Η ιδιομορφική απόσβεση είναι σταθερή και ίση με 5% , ενώ το χρονικό βήμα ορίστηκε στο μισό της περιόδου (0,005sec) με σύνολο βημάτων 9200.



Σχήμα 3.13: Εισαγωγή επιταχυνσιογραφήματος στο SAP2000



Σχήμα 3.14: Προσδιορισμός σεισμικής φόρτισης κατά x στο SAP2000

Έπειτα έγινε χωρική επαλληλία (SRSS) για ταυτόχρονη δράση των δύο συνιστωσών του σεισμού και τέλος γραμμικός συνδυασμός των σεισμικών και στατικών φορτίων (G+0.3Q)

The dialog box 'Load Combination Data' is shown with the following configuration:

- Load Combination Name (User-Generated):** ATH_X_Y_SRSS
- Notes:** Modify/Show Notes...
- Load Combination Type:** SRSS
- Options:** Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo
- Define Combination of Load Case Results:**

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
ATH_X	Linear Modal History	1.
ATH_X	Linear Modal History	1.
ATH_Y	Linear Modal History	1.

Σχήμα 3.15: Χωρική επαλληλία σεισμικών φορτίσεων

The dialog box 'Load Combination Data' is shown with the following configuration:

- Load Combination Name (User-Generated):** TIME HISTORY ATHENS XY
- Notes:** Modify/Show Notes...
- Load Combination Type:** Linear Add
- Options:** Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo
- Define Combination of Load Case Results:**

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
G+0.3Q	Combination	1.
G+0.3Q	Combination	1.
ATH_X_Y_SRSS	Combination	1.

Σχήμα 3.16: Συνδυασμός σεισμικής φόρτισης με στατικά φορτία

3.4.3 Παραμορφωσιακά και εντατικά μεγέθη

Τα μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη που παρουσιάστηκαν στην ανάλυση είναι τα εξής:

Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη - Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας						
Όροφος	U1 (m)	U2 (m)	U3 (m)	R1 (rad)	R2 (rad)	R3 (rad)
Εσοχή	0,129	-0,075	-0,010	0,015	0,023	-0,004
Δ' όροφος	0,101	-0,061	-0,008	0,006	0,014	-0,003
Γ' όροφος	0,079	0,043	-0,008	-0,004	0,004	-0,002
Β' όροφος	0,061	-0,033	-0,008	-0,005	0,003	-0,002
Α' όροφος	0,040	0,020	-0,007	-0,005	0,003	-0,001
Ισόγειο	0,017	0,007	-0,009	-0,003	0,003	0,000

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη:

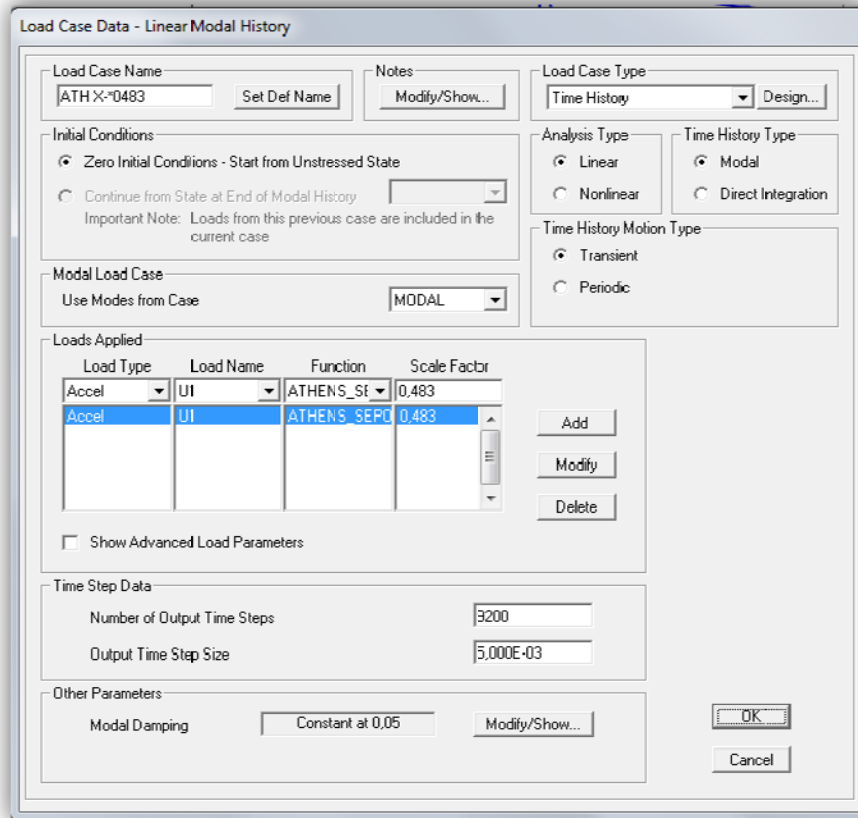
Μέγιστα Εντατικά Μεγέθη Υ/Σ - Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας						
Όροφος	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Ισόγειο	-1528,31	-222,51	-247,49	4,47	322,61	289,45
Α' όροφος	-1228,53	173,68	-157,41	1,13	212,74	188,98
Β' όροφος	-986,60	140,07	141,66	0,90	187,30	141,82
Γ' όροφος	-741,24	-151,91	105,32	-0,58	-141,43	144,24
Δ' όροφος	-504,25	-179,54	149,64	0,63	194,52	171,40
Εσοχή	-302,90	166,72	41,06	-0,71	-59,47	-152,42
Δώμα	-85,83	-78,93	-56,55	-1,00	-80,49	112,14

Όμοια με τις δύο προηγούμενες αναλύσεις, το υποστύλωμα που δέχεται τη μεγαλύτερη αξονική ένταση είναι το K15 του ισόγειου που βρίσκεται στο κλίμακοστάσιο.

3.5 Σύγκριση ελαστικών αναλύσεων – Μειωτικοί συντελεστές

Για να είναι συγκρίσιμα τα εντατικά και τα παραμορφωσιακά μεγέθη της Γραμμικής Ανάλυσης Χρονοϊστορίας με τη Δυναμική Φασματική Μέθοδο και την Απλοποιημένη Φασματική θεωρήθηκαν κατάλληλοι μειωτικοί συντελεστές. Αυτοί προκύπτουν συγκρίνοντας την τιμή της επιτάχυνσης για την δεσπίζουσα ιδιοπερίοδο της κατασκευής στο φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ-8 με την τιμή της επιτάχυνσης στο φάσμα απόκρισης του υπό μελέτη σεισμού.

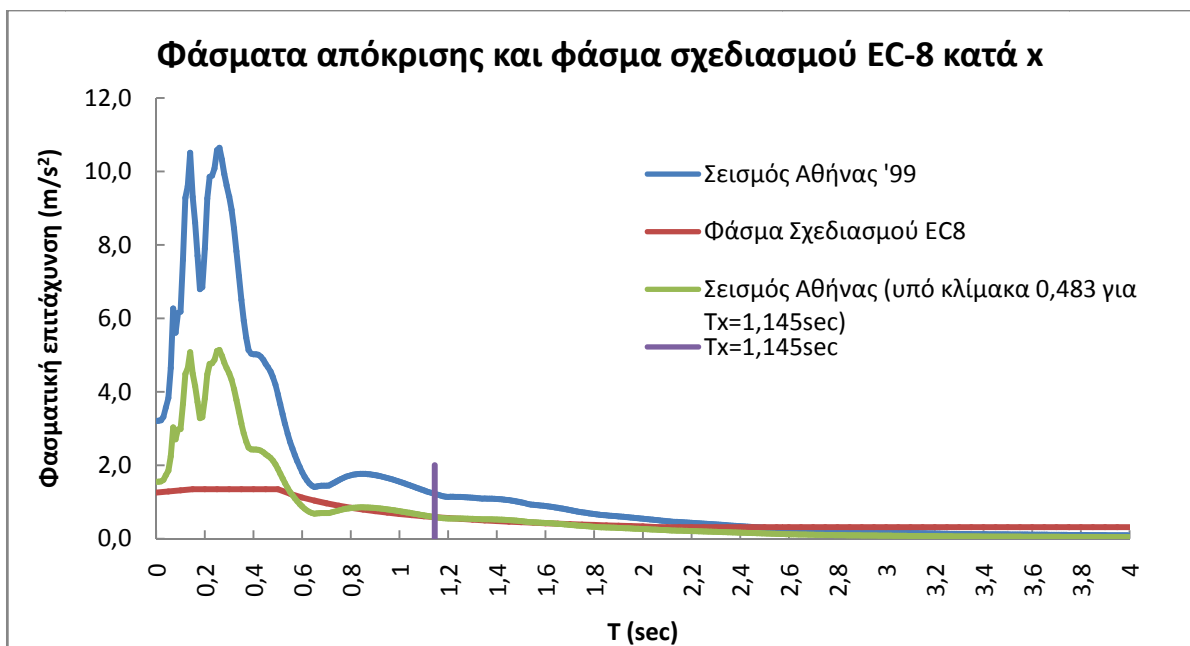
Επομένως, για τη διεύθυνση X, έχουμε $T_x=1,145\text{sec}$, επιτάχυνση στο φάσμα του ΕΚ-8 $S_d(T_x)=0,5886\text{m/s}^2$ και αντίστοιχη επιτάχυνση στο φάσμα απόκρισης $1,216\text{m/s}^2$, άρα το επιταχυνσιογράφημα στο πρόγραμμα θα εισαχθεί με συντελεστή κλίμακας 0,483, όπως φαίνεται και στο ακόλουθο σχήμα.

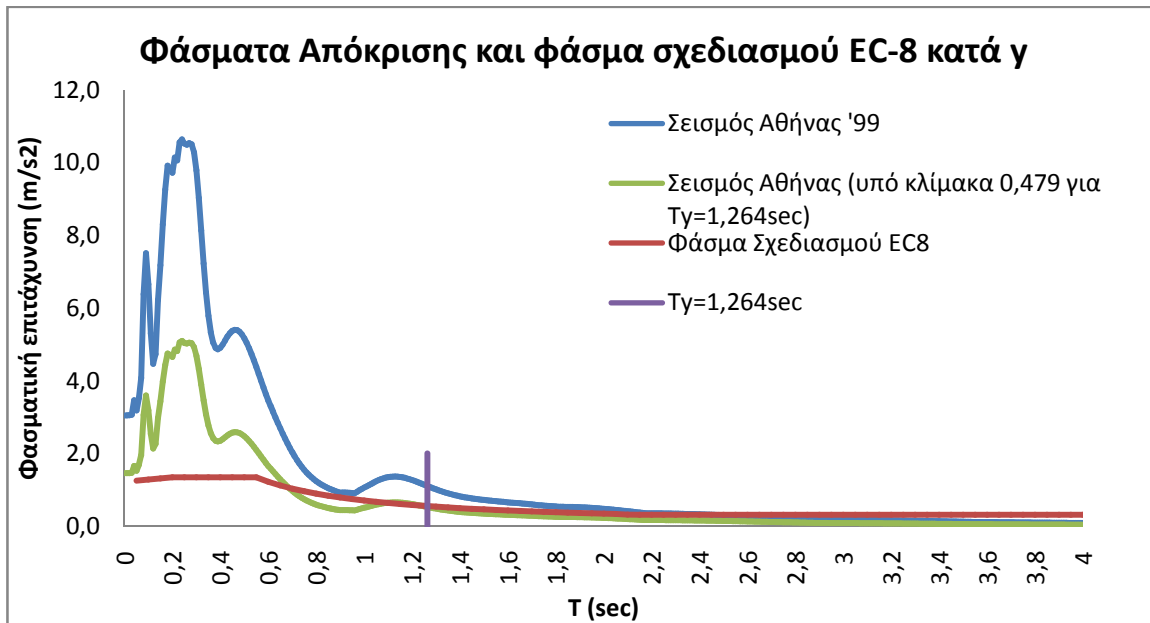


Σχήμα 3.17: Εισαγωγή μειωτικού συντελεστή στο επιταχυνσιογράφημα

Αντίστοιχα, για τη διεύθυνση Y, έχουμε $T_y=1.264\text{sec}$, $S_d(T_y)=0.530\text{m/s}^2$, και $S_a(T_y)=1.106\text{m/s}^2$, επομένως, ο μειωτικός συντελεστής θα είναι 0,479.

Τα φάσματα απόκρισης για κάθε διεύθυνση, με και χωρίς συντελεστές κλίμακας, συγκριτικά με το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ-8 φαίνονται στα ακόλουθα σχήματα.





Στον ακόλουθο πίνακα φαίνονται τα παραμορφωσιακά μεγέθη που παρουσιάζονται κατά τη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας, με το φάσμα απόκρισης μειωμένο με τους συντελεστές κλίμακας.

Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη - Ανάλυση Χρονοϊστορίας						
Όροφος	U1 (m)	U2 (m)	U3 (m)	R1 (rad)	R2 (rad)	R3 (rad)
Εσοχή	0,086	-0,037	-0,007	0,008	0,010	-0,002
Δ' όροφος	0,068	-0,031	-0,006	0,003	0,007	-0,001
Γ' όροφος	0,054	0,023	-0,006	-0,002	0,002	-0,001
Β' όροφος	0,041	-0,017	-0,006	-0,002	0,002	-0,001
Α' όροφος	0,027	0,010	-0,006	-0,002	0,002	0,000
Ισόγειο	0,011	0,004	-0,007	-0,002	0,002	0,000

Στη συνέχεια παρουσιάζονται συγκριτικά οι μετακινήσεις σε κάθε όροφο κατά τις διευθύνσεις X (U₁) και Y (U₂) για τις τρεις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης που προηγήθηκαν.

Σύγκριση ΔΦΜ - ΑΦΜ - Γραμμικής Χρονοϊστορίας						
Όροφος	U1 (m)			U2 (m)		
	Δ.Φ.Μ	Α.Φ.Μ	Χρονοϊστορία	Δ.Φ.Μ	Α.Φ.Μ	Χρονοϊστορία
Εσοχή	0,079	0,094	0,086	0,038	0,056	0,037
Δ' όροφος	0,066	0,078	0,068	0,032	0,047	0,031
Γ' όροφος	0,053	0,063	0,054	0,025	0,033	0,023
Β' όροφος	0,039	0,046	0,041	0,018	0,026	0,017
Α' όροφος	0,025	0,029	0,027	0,010	0,013	0,010
Ισόγειο	0,010	0,012	0,011	0,004	0,004	0,004

Ακολούθως, παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας, με τους συντελεστές κλίμακας.

Μέγιστα Εντατικά Μεγέθη Υ/Σ - Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας						
Όροφος	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Ισόγειο	-1360,32	-115,89	-114,88	-3,02	148,06	151,02
A' όροφος	-1085,29	-71,62	70,28	0,48	96,11	120,07
B' όροφος	-816,65	95,95	-65,61	0,43	-85,53	100,25
Γ' όροφος	-572,02	72,21	-48,31	0,16	-69,88	70,26
Δ' όροφος	-370,68	71,02	68,99	0,19	89,31	69,38
Εσοχή	-218,65	67,65	-47,58	-0,35	88,84	-68,11
Δώμα	-53,43	34,08	25,77	-0,36	38,12	48,46

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που εμφανίστηκαν στα υποστυλώματα για τις παραπάνω μεθόδους ανάλυσης. Παρατηρείται, ότι η Απλοποιημένη Φασματική Ανάλυση δίνει ελαφρώς δυσμενέστερα αποτελέσματα για την αξονική ένταση P και τη ροπή κάμψης M3 των υποστυλωμάτων των χαμηλότερων ορόφων (Ισόγειο, A' όροφος), ενώ στους ανώτερους ορόφους η Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας, αν και με μειωτικούς συντελεστές στο φάσμα απόκρισης δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα, αλλά συγκρίσιμα με τις άλλες δύο μεθόδους.

Σύγκριση Δ.Φ.Μ. - Α.Φ.Μ. - Γραμμικής Ανάλυσης χρονοϊστορίας									
Όροφος	P (kN)			V2 (kN)			M3 (kNm)		
	Δ.Φ.Μ	Α.Φ.Μ	Χρονοϊστ.	Δ.Φ.Μ	Α.Φ.Μ	Χρονοϊστ.	Δ.Φ.Μ	Α.Φ.Μ	Χρονοϊστ.
Ισόγειο	-1377,2	-1390,0	-1360,3	-112,6	-110,6	-115,9	151,4	152,8	151,0
A	-1072,8	-1081,6	-1085,3	116,4	119,9	-71,6	128,3	131,6	120,1
B	-793,9	-791,0	-816,6	90,9	94,0	95,9	95,7	98,6	100,2
Γ	-541,8	-525,6	-572,0	68,6	70,0	72,2	66,4	67,1	70,3
Δ	-343,6	-319,0	-370,7	64,5	62,6	71,0	63,7	62,3	69,4
Εσοχή	-192,3	-174,8	-218,6	32,4	34,7	67,6	46,5	34,9	-68,1
Δώμα	-44,9	-41,6	-53,4	15,3	10,0	34,1	-22,1	-14,5	48,5

4. ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

4.1 Εισαγωγή

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 σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών (μέθοδος των δυνάμεων) εξετάζει μόνο τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι βλάβες, στο ελαστικό τμήμα δηλαδή της απόκρισης, προάγοντας λιγότερο την οικονομικότητα του σχεδιασμού. Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας εξασφαλίζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στη μελέτη. Οι συντελεστές συμπεριφοράς έχουν καθοριστεί από τη γνώση που έχει αποκτηθεί 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 αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως πχ σε έντονα μη κανονικά κτίρια.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων (Ευρωκώδικας 8 - Μέρος 3, Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ. , FEMA-356, ATC-40 κλπ). Σε νέες κατασκευές, η μεθοδολογία μπορεί να εφαρμοστεί για τον έλεγχο μιας ήδη διαστασιολογημένης κατασκευής.

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 βλαβών έως την οιονεί κατάρρευση. Για το λόγο αυτό, η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη-γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, είτε στατικές (pushover analysis) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας).

4.2 Σεισμική αποτίμηση και ανασχεδιασμός

Ο σκοπός της σεισμικής αποτίμησης είναι ο προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής στη φάση πριν την ενίσχυση. Η διαδικασία της αποτίμησης διαφοροποιείται ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι βλαβών στο κτίριο. Στην περίπτωση που στο κτίριο δεν υπάρχουν βλάβες, το αν θα ενισχυθεί ή όχι εξαρτάται από το αποτέλεσμα που θα επιφέρει η αποτίμηση του. Αντίθετα, στην περίπτωση που υπάρχουν βλάβες σε ένα κτίριο, η διαδικασία αποτίμησης έχει δύο σκέλη. Πρώτα αποτιμάται το δόμημα ως έχει, με συνεκτίμηση των βλαβών. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για επέμβαση (επισκευή ή/και ενίσχυση) ή όχι. Σε περίπτωση που απαιτείται επέμβαση, αποτιμάται το δόμημα στην προ βλαβών κατάσταση, δηλαδή με την παραδοχή ότι απλώς θα αποκατασταθούν (επισκευασθούν) οι βλάβες. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης αυτής θα οδηγήσει στην απόφαση για απλή μόνο επισκευή ή για επισκευή και ενίσχυση.

Για την ορθή αποτίμηση της κατασκευής είναι απαραίτητο να μελετηθεί το ιστορικό της και οι χρήσεις της κατά το παρελθόν, να καταγράφονται με σαφήνεια οι βλάβες και οι κακοτεχνίες

που την χαρακτηρίζουν και να γίνονται επιτόπου και εργαστηριακές διερευνήσεις που θα βοηθήσουν στη σωστή εκτίμηση της φέρουσας ικανότητάς της. Τέτοιες ενέργειες μπορεί να είναι απλές και να αφορούν στην κατανόηση των λεπτομερειών δόμησης και όπλισης της κατασκευής, στην προσπάθεια να αποσαφηνιστούν τα χαρακτηριστικά των υλικών δόμησης και οι απομένουσες ικανότητες σε όρους αντοχής ή παραμόρφωσης και να εξασφαλιστεί ότι το έδαφος θεμελίωσης δεν κινδυνεύει να αστοχήσει. Σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων, η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ) είναι ο όρος που εκφράζει αν και κατά πόσο επαρκούν οι πληροφορίες που έχουν συγκεντρωθεί κατά την αποτίμηση για μία επαρκή μελέτη ενίσχυσης. Η ΣΑΔ αξιολογείται με βάση τα ποσοστά των οριζόντιων και κατακόρυφων μελών της κατασκευής στα οποία έχουν εφαρμοστεί συγκεκριμένες μέθοδοι αποτίμησης της αντοχής, και πρέπει να είναι τουλάχιστον «ανεκτή» για να θεωρηθεί πλήρης.

Το επόμενο βήμα μετά την αποτίμηση, αποτελεί η επιλογή της επέμβασης, η οποία γίνεται καταρχήν με βάση γενικά κριτήρια κόστους και χρόνου, διαθεσιμότητας των απαιτούμενων μέσων, αρχιτεκτονικών ή άλλων αναγκών. Για την επιλογή αυτή πρέπει να συνεκτιμάται και η οικονομική (ή άλλη) αξία του δομήματος, τόσο πριν όσο και μετά τις επεμβάσεις. Στην επιλογή της επέμβασης είναι σημαντικός ο ρόλος της επιτελεστικότητας διότι εξασφαλίζει μία ακριβέστερη προσέγγιση του αποτελέσματος που αναμένεται σε όρους αντοχής, ανάλογα με τη χρήση του κτιρίου και αποτρέπει την πρόσθετη ενίσχυση, την αύξηση δηλαδή της φέρουσας ικανότητας παραπάνω από όσο απαιτείται. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της αποτίμησης και αναλόγως που υστερεί η κατασκευή θα πρέπει να επέμβει κανείς με τις κατάλληλες τεχνικές επιχειρώντας να αυξήσει στις συνήθεις περιπτώσεις την αντοχή και την δυσκαμψία συμπεριλαμβάνοντας νέα στοιχεία στον φέροντα οργανισμό που θα ανακουφίζουν το φορέα κατά την ανάληψη σεισμικών δράσεων και θα διορθώνουν κατά το δυνατόν τη μη κανονικότητα του κτιρίου η οποία και δρα δυσμενώς. Επιπλέον, αντιμετώπιση αδυναμιών μπορεί να αποτελεί η αύξηση της μετελαστικής παραμόρφωσης των μελών του κτιρίου ενισχύοντας την τοπική πλαστιμότητα ιδιαίτερα σε κρίσιμες περιοχές με τεχνικές περίσφιγξης, η διόρθωση κατασκευαστικών ατελειών ακόμα και η μείωση της σεισμικής απαίτησης μέσω εφαρμογής συστημάτων σεισμικής μόνωσης. Τέλος, δεν θα πρέπει να αμελούνται περιορισμοί όπως να μη μεταβάλλεται παρά ελάχιστα η τοπική δυσκαμψία και να μην αυξάνεται η αντοχή σε τέτοιο βαθμό που να είναι εις βάρος της πλαστιμότητας χωρίς τη λήψη μέτρων που θα εξασφαλίζουν την ισορροπία.

Κατά τον ανασχεδιασμό μιας υφιστάμενης κατασκευής, προγραμματίζεται αρχικά ο τύπος της επέμβασης, επιλέγεται δηλαδή η πλέον αποτελεσματική για το πρόβλημα στρατηγική ενίσχυσης και εν συνεχεία γίνεται μία προεκτίμηση των διαστάσεων και των αντοχών των προστιθέμενων υλικών, καθώς και των τροποποιημένων δυσκαμψιών των δομικών στοιχείων στα οποία γίνεται η επέμβαση. Επιπλέον, και ανάλογα με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας καθορίζεται το επίπεδο της αναμενόμενης απόκρισης είτε σε όρους καμπυλότητας μελών, είτε σε όρους γωνιών στροφής, είτε προσδιορίζοντας – όταν πραγματοποιείται στατική ανελαστική ανάλυση – τη στοχευόμενη μετακίνηση όπως θα εξηγηθεί στο κεφάλαιο που ακολουθεί. Ακολουθεί η ανάλυση της ενισχυμένης κατασκευής με σκοπό τον ακριβή προσδιορισμό των δρώντων παραμορφωσιακών μεγεθών. Οι τυχούσες πρόσθετες αβεβαιότητες του προσομοιώματος αντιμετωπίζονται με προσαυξητικούς συντελεστές ασφαλείας για την ένταση, οι οποίοι καθορίζονται στον κανονισμό επεμβάσεων. Τέλος, πραγματοποιούνται οι έλεγχοι ασφαλείας δηλαδή συγκρίνεται η μέγιστη διαθέσιμη και στοχευόμενη απόκριση της κορυφής του δομήματος σε όρους δυνάμεων και μετακινήσεων με την απαίτηση του φάσματος δυνάμεων ή μετακινήσεων που αντιστοιχεί στη σεισμική δράση επανελέγχου.

4.3 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος και μη φέροντος οργανισμού

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν, με μικροδιαφορές, τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό και τα μη –φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών. Σε ορισμένους κανονισμούς υπάρχουν και ενδιάμεσες στάθμες επιτελεστικότητας (π.χ. ATC-40). Ως φέρον οργανισμός θεωρείται το σύστημα εκείνο που συμμετέχει στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων ενώ το τμήμα που δε συμμετέχει είναι ο μη φέρον οργανισμός. Οι στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται ως εξής:

A. Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Immediate Occupancy)

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (στάθμη A), το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο, ώστε καμία λειτουργία να μη διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από σπάνιες δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Ενδεχομένως μπορεί να εμφανιστούν μερικές πολύ αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα.

Όσον αφορά στα μη φέροντα στοιχεία (στάθμη α), επιτρέπονται μικρές μόνο βλάβες, οι οποίες δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες. Οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφαλείας (πχ κλιμακοστάσια, πόρτες, ανελκυστήρες, κλπ) πρέπει να παραμένουν σε λειτουργία, εκτός εάν υπάρχει γενική διακοπή ηλεκτροδότησης στην περιοχή, η οποία να τα επηρεάζει.

Στον Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3, ως πρώτη στάθμη επιτελεστικότητας χρησιμοποιείται η *Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (Limit state of Damage Limitation)*, η οποία δεν ταυτίζεται ακριβώς με τη στάθμη *Άμεση χρήση*, αλλά αναφέρεται σε λίγο μεγαλύτερες βλάβες. Για το σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η στάθμη *Άμεση χρήση* συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάλιψης 72 χρόνια (50% υπέρβασης σε 50 χρόνια) ενώ η στάθμη *Περιορισμού βλαβών* με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάλιψης 225 χρόνια (20% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια).

B. Προστασία ζωής (Life Safety)

Στο φέροντα οργανισμό (στάθμη B) αναμένεται 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.

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

Η στάθμη αυτή στον Ευρωκώδικα 8-3 αναφέρεται ως *Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (Limit state of significant damage)*. Σύμφωνα με αυτήν, ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, διαθέτει ορισμένη εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι σε θέση να αντέξουν τα κατακόρυφα φορτία. Ο φορέας μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης, ωστόσο η επισκευή του φορέα πιθανόν να είναι αντιοικονομική.

Γ. Οιονεί κατάρρευση (Collapse prevention)

Σε αυτή την κατάσταση ο φορέας (στάθμη Γ) έχει υποστεί σοβαρή ζημιά, με χαμηλή εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, αν και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι ακόμα σε θέση να αντέχουν κατακόρυφα φορτία. Τα περισσότερα μη φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει και υπάρχουν μεγάλες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας λίγο απέχει από την κατάρρευση και πιθανόν δε θα επιβίωνε σε άλλο σεισμό, ακόμα και μέτριας έντασης.

4.4 Στόχοι σεισμικής ικανότητας

4.4.1 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού). Η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές, πιο εκτεταμένες 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 περίπου 70 ετών, ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 475 ετών.

Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζεται συγκεντρωτικά υπό μορφή πινάκων ο στόχος της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού ενός κτιρίου τόσο για τον φέρων οργανισμό, όσο και για τον μη φέρων. Σύμφωνα με αυτόν τον πίνακα λαμβάνεται υπόψη η επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας και ταυτόχρονα η πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης.

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

4.4.2 Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3

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

Στον πίνακα που ακολουθεί φαίνονται οι στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους επανάληψης του Ευρωκώδικα 8. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι ο συνήθης σχεδιασμός με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς αντιστοιχεί σε στόχο σχεδιασμού B2.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια	20% (Περίοδος επανάληψης 225 χρόνια)	A1	B1	Γ1
	10% (Περίοδος επανάληψης 475 χρόνια)	A2	B2	Γ2
	2% (Περίοδος επανάληψης 2475 χρόνια)	A3	B3	Γ3

Σχήμα 4.1: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Σχηματικά, η φιλοσοφία σχεδιασμού φαίνεται στο σχήμα (4.2), όπου κάθε τετράγωνο αντιπροσωπεύει ένα στόχο σχεδιασμού, ενώ οι διαγώνιες γραμμές αντιστοιχούν σε συγκεκριμένα κριτήρια σχεδιασμού. Έτσι η γραμμή 1-3 καθορίζει το βασικό σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η γραμμή 2-3 αντιστοιχεί σε ένα σχεδιασμό με μικρότερο σεισμικό κίνδυνο και θα μπορούσε να αντιστοιχεί σε κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας. Ο σχεδιασμός σύμφωνα με τη γραμμή 3-3 είναι εξαιρετικά συντηρητικός και μπορεί να ακολουθείται για μεγάλης σπουδαιότητας κτίρια τα οποία επιβάλλεται να παραμείνουν λειτουργικά μετά από ένα σεισμικό γεγονός.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Άμεση χρήση	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάρρευση
Συχνότητα εμφάνισης σεισμικής δράσης	Μεγάλη (συχνοί σεισμοί)	1		Μη-αποδεκτοί στόχοι
	Μικρή (σπάνιοι σεισμοί)	2		
	Πολύ μικρή (πολύ σπάνιοι σεισμοί)	3	3	3

Σχήμα 4.2: Σεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας

4.4.3 Συνδυασμένες στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κτιρίων συνήθους σπουδαιότητας δύναται να συνδυάζεται ο στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος οργανισμού και ο στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του μη- φέροντος οργανισμού που έχουν επιλεχθεί. Επιπλέον, για υψηλής σπουδαιότητας κτίρια προτείνεται να θεωρούνται ταυτόχρονα δύο στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού.

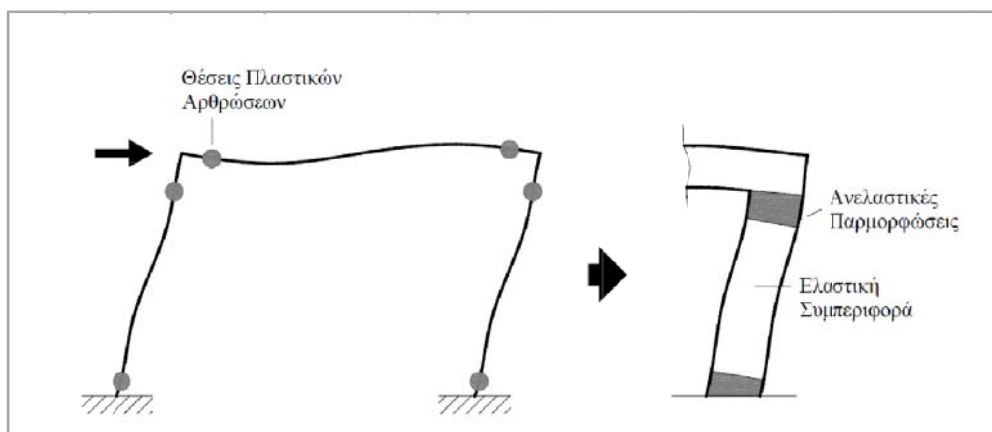
		Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
		Περιορισμός βλαβών (Α)	Σημαντικές βλάβες (Β)	Οιονεί κατάρρευση (Γ)
Στάθμη επιτελεστικότητας μη-φερόντων στοιχείων	Περιορισμός βλαβών (α)	Ai – αι Συνιστάται για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας σε συνδυασμό με Bi-βι	Bi - αι	Δεν συνιστάται
	Σημαντικές βλάβες (β)	Ai - βι	Bi – βι Συνιστάται για κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας	Γi - βι
	Οιονεί κατάρρευση (γ)	Δεν συνιστάται	Bi - γι	Γi - γι

Σχήμα 4.3: Συνδυασμένοι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού

4.5 Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας

4.5.1 Η έννοια της πλαστικής άρθρωσης

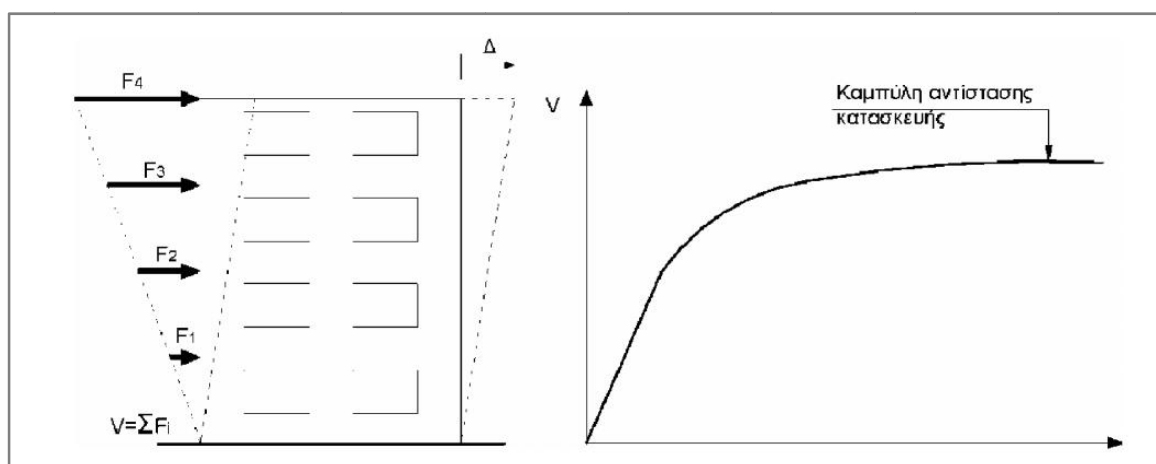
Η επαρκής πλαστιμότητα μιας κατασκευής είναι ο λόγος που μετά τη διαρροή τους, τα μέλη μπορούν να αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις χωρίς να απομειώνεται η αντοχή τους. Η πλάστιμη συμπεριφορά επιτρέπει μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις, χωρίς πτώση της αντοχής, και ταυτόχρονα ικανότητα απορρόφησης και έκλυσης της σεισμικής ενέργειας μέσα από σταθερού πλάτους βρόχους υστέρησης. Το φορτίο στο οποίο μπορεί να αντισταθεί μια πλάστιμη κατασκευή αυξάνεται λόγω της ανακατανομής της έντασης που συντελείται κατά το σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων. Ως πλαστικές αρθρώσεις ορίζονται τα συγκεκριμένου μήκους τμήματα στα άκρα κάθε μέλους, στα οποία αναπτύσσονται ανελαστικές παραμορφώσεις. Όσο αυξάνεται η τιμή των επιβαλλόμενων οριζόντιων φορτίων που επιβάλλονται κατά τη μη γραμμική στατική ανάλυση υπό αυξανόμενη ένταση, τα μέλη της κατασκευής διαρρέουν σταδιακά, δηλαδή μεγαλώνουν τα ακραία τμήματα στα άκρα του μέλους που επιτρέπουν την ανελαστική συμπεριφορά. Το υπόλοιπο τμήμα κάθε μέλους συμπεριφέρεται όμοια με πριν, δηλαδή ελαστικά όπως φαίνεται και στο ακόλουθο σχήμα.



Σχήμα 4.4: Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη

4.5.2 Καμπύλη αντίστασης (capacity curve)

Ο καθορισμός των διαφόρων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης γίνεται με τον υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.

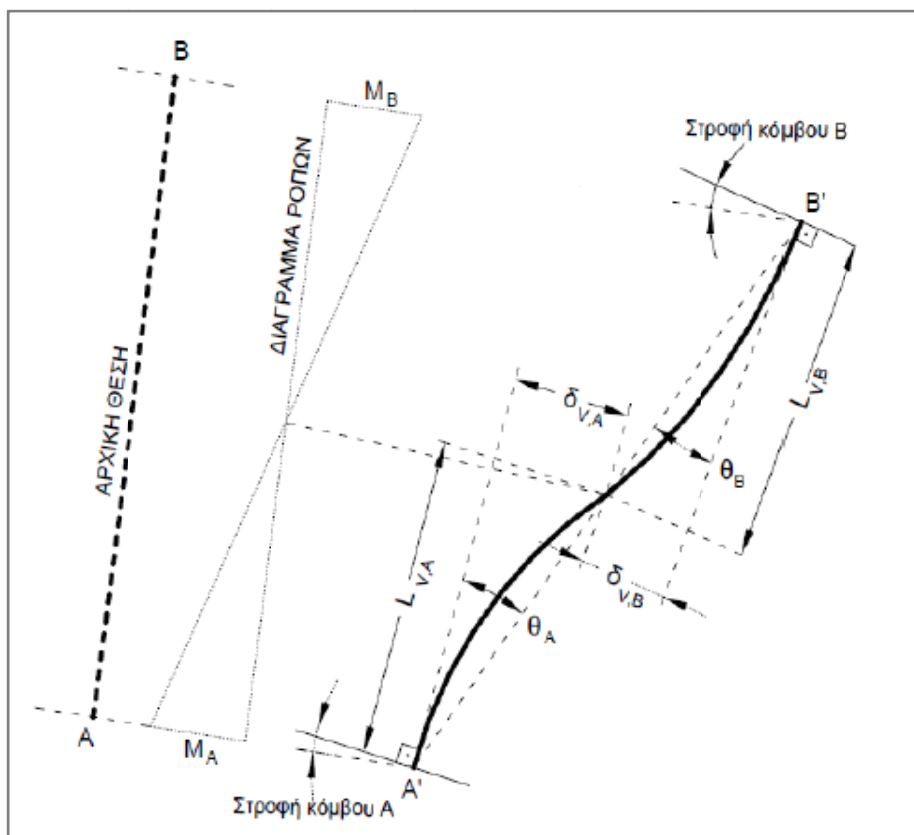


Σχήμα 4.5: Καμπύλη αντίστασης κατασκευής

4.5.3 Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου ή διατομής

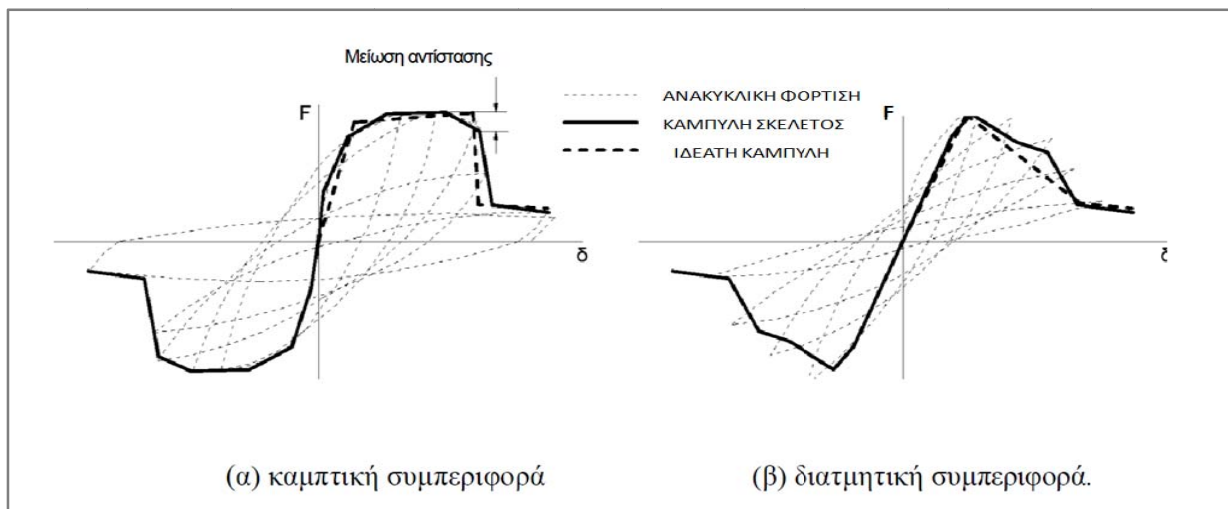
Το πρώτο βήμα της παραπάνω διαδικασίας είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων F-δ που σχετίζουν την ένταση του μέλους με την παραμόρφωση αυτού. Τα δυνατά μεγέθη που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να εκφράσουν την ένταση F είναι δυνάμεις και ροπές, ενώ τα δυνατά μεγέθη δ είναι παραμορφώσεις, καμπυλότητες και στροφές. Όπου η ανελαστική συμπεριφορά ενός στοιχείου διέπεται από κάμψη, κατάλληλα εντατικά μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η καμπυλότητα $1/r$. Αν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη V

και η γωνιακή παραμόρφωση γ . Γενικά, ως μέγεθος έντασης F επιλέγεται εκείνο που εκφράζει την κύρια μορφής ένταση που δημιουργείται στα στοιχεία μιας κατασκευής λόγω της σεισμικής δράσης. Έχει επικρατήσει η συμπεριφορά ενός στοιχείου να εκφράζεται σε όρους ροπής κάμψης M και γωνίας στροφής χορδής “ θ ” στα άκρα του στοιχείου, που αποτελεί ένα μέγεθος μέσω του οποίου συνυπολογίζεται η επιρροή της συμπεριφοράς κάθε στοιχείου από τους εξής παράγοντες: τις καμπτικές παραμορφώσεις με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών στην αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου. Η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρον υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρον του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών. Με άλλα λόγια, η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου μήκους ίσου με το διατμητικό μήκος L_v , δηλαδή, $\theta = \delta_v/L_v$, όπου: $L_v=M/V$ (M = ροπή στη βάση, V = τέμνουσα) και δ_v είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου.



Σχήμα 4.6: Γωνία στροφής χορδής στοιχείου

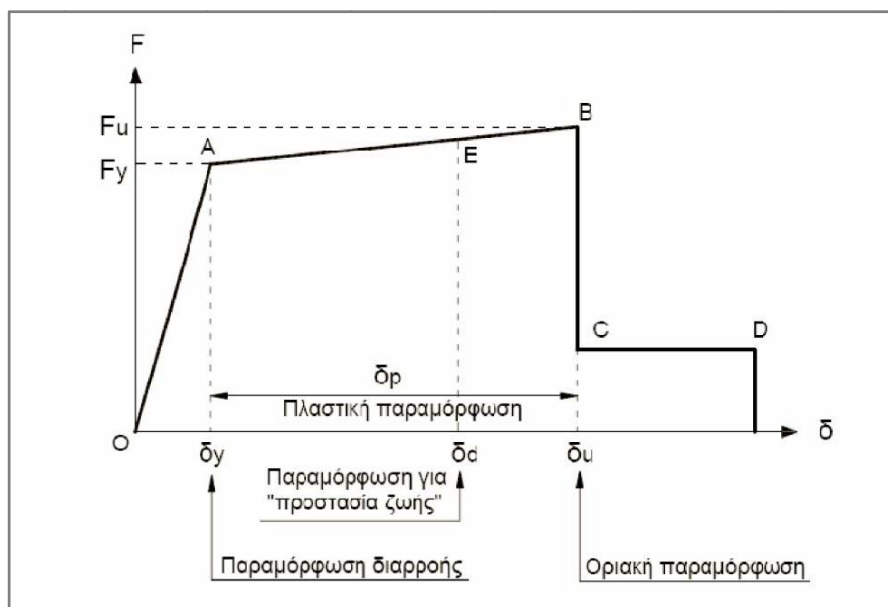
Η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου θεωρείται ότι μπορεί να εκφραστεί από την περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης που προκύπτουν κατά την επιβολή ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Το αντιπροσωπευτικό συνεπώς γράφημα της συμπεριφοράς ενός δομικού στοιχείου προσεγγίζει την παραπάνω περιβάλλουσα που προκύπτει από τρεις πλήρεις ανακυκλίσεις για κάθε επιβαλλόμενη παραμόρφωση δ . Από την περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης διακρίνεται η μετάβαση από την ελαστική στην ανελαστική συμπεριφορά καθώς και η μείωση της αντίστασης μετά από την θεωρητική αστοχία. Στο σχήμα (4.7) απεικονίζονται περιβάλλουσες βρόχων υστερήσεως για καμπτική και διατμητική συμπεριφορά.



Σχήμα 4.7: Περιβάλλουσες βρόχων υστέρησης

Η ιδεατή καμπύλη που αντικαθιστά την περιβάλλουσα των βρόχων είναι ένα πολυγραμμικό διάγραμμα στο οποίο οι δύο πρώτοι γραμμικοί κλάδοι αντιπροσωπεύουν την ελαστική και ανελαστική φάση της συμπεριφοράς αντίστοιχα. Ο ελαστικός κλάδος φτάνει μέχρι τη διαρροή της κρίσιμης διατομής και στη συνέχεια, ο ανελαστικός κλάδος μέχρι την θεωρητική αστοχία του μέλους. Ακολουθεί η συμπεριφορά που αντιστοιχεί στην απομένουσα αντοχή μετά την αστοχία. Η φέρουσα ικανότητα μειώνεται τότε κατά πολύ και φτάνει περίπου σε ποσοστό 20% της οριακής αντοχής.

Στο επόμενο σχήμα απεικονίζεται η μορφή ιδεατής καμπύλης $F - \delta$ που έχει επικρατήσει στη γενική της περίπτωση.



Σχήμα 4.8: Ιδεατή καμπύλη $F - \delta$

Το διάγραμμα αποτελείται από τους εξής χαρακτηριστικούς κλάδους:

- **Οιονεί ελαστικός κλάδος και διαρροή (τμήμα OA)**

Αποτελεί τον πρώτο κλάδο του διαγράμματος συμπεριφοράς και εκτείνεται μέχρι το σημείο διαρροής του στοιχείου. Αντιστοιχεί στην ελαστική συμπεριφορά του στοιχείου και καθορίζει

μέσω της κλίσης του τη δυσκαμψία του στοιχείου για την ελαστική ανάλυση. Η ρηγμάτωση αγνοείται γιατί οι περισσότερες μέθοδοι αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς απαιτούν διγραμμικό διάγραμμα $F - \delta$ για το σύνολο της κατασκευής. Το σημείο A αντιστοιχεί στην παραμόρφωση διαρροής δ_y ή στην καμπυλότητα διαρροής $(1/r)_y$ ή εναλλακτικά στη γωνία στροφής χορδής θ_y . Η τιμή των F_y, δ_y κατά τη διαρροή επιτρέπεται να καθορίζεται αγνοώντας την επιρροή της σεισμικής δράσης στην τιμή της αξονικής δύναμης του δομικού στοιχείου, δηλαδή με βάση την τιμή της αξονικής δύναμης λόγω των κατακόρυφων δράσεων.

- **Μετελαστικός κλάδος (τμήμα AB)**

Ο κλάδος αυτός, που εκφράζει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου, εκτείνεται μέχρι την θεωρητική αστοχία, δηλαδή την αισθητή απομείωση της αντίστασης. Το σημείο που καθορίζει την αστοχία ενός στοιχείου θεωρείται εκείνο το σημείο της περιβάλλουσας βρόχων υστερήσεως στο οποίο η αντίσταση F μειώνεται κατά 20% συγκριτικά με τη μέγιστη τιμή της. Στο σημείο αυτό (σημείο B) αντιστοιχεί η παραμόρφωση αστοχίας δ_u και η δύναμη αστοχίας F_u που καλείται και οριακή αντοχή. Η αντίσταση F αναφέρεται σε ένταση λόγω εγκάρσιας φόρτισης, όπως αυτή που προκαλείται από τη σεισμική δράση και επομένως αστοχία λόγω σημαντικής πτώσης της αντίστασης δε μειώνει απαραίτητα την ικανότητα ανάληψης φορτίων βαρύτητας. Ένα ακόμα μέγεθος του διαγράμματος συμπεριφοράς είναι η πλαστική παραμόρφωση δ_p που ορίζεται ως η διαφορά της παραμόρφωσης διαρροής από την παραμόρφωση αστοχίας. Στις διατάξεις του ΚΑΝΕΠΕ επιτρέπεται όπου αναμένεται αξιόπιστη πλαστικότητα των κρίσιμων περιοχών, να λαμβάνεται ο μετελαστικός κλάδος της καμπύλης $F - \delta$ ως οριζόντιος μέχρι την παραμόρφωση αστοχίας του στοιχείου δ_u . Δε λαμβάνεται δηλαδή υπόψη πιθανή αύξηση της αντοχής μετά τη διαρροή και πρακτικά για την απεικόνιση της σχέσης έντασης παραμόρφωσης αρκεί ο προσδιορισμός της θεωρητικής διαρροής και της αστοχίας, δηλαδή της εξάντλησης της φέρουσας ικανότητας.

- **Κλάδος απομένουσας αντίστασης (τμήμα CD)**

Ο τελευταίος κλάδος του ιδεατού προσομοιώματος συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων εκφράζει την απομένουσα αντίσταση μετά την παραμόρφωση αστοχίας δ_u . Όταν ένα στοιχείο φτάσει τη θεωρητική αστοχία του μειώνεται η αντίσταση του σε σεισμικά φορτία, ωστόσο δεν μηδενίζεται πλήρως. Για το λόγο αυτό μπορεί και συνεχίζει να φέρει για κάποιες πρόσθετες παραμορφώσεις κατακόρυφα φορτία μέχρι να φτάσει το σημείο D όπου χάνεται ολοκληρωτικά η φέρουσα ικανότητά του. Η απομένουσα αντίσταση είναι δύσκολο να προσδιοριστεί με ακρίβεια και όταν μελετάται η συμπεριφορά του συνόλου ενός δομήματος και μόνο, μπορεί να θεωρηθεί 20% της οριακής αντοχής.

- **Στάθμες επιτελεστικότητας E**

Στην καμπύλη $F - \delta$ του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις, δ_d . Στο παραπάνω σχήμα, το σημείο E αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας *Προστασία Ζωής*. Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας, E, δίνεται στους διάφορους Κανονισμούς ανάλογα με το είδος του στοιχείου (υποστυλώματα, δοκοί, κ.λπ.), τον τρόπο αστοχίας (δηλαδή εάν η συμπεριφορά είναι πλάστιμη ή ψαθυρή) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύον ή δευτερεύον. Σε περιπτώσεις πλάστιμων στοιχείων (όταν το στοιχείο διαρρέει σε κάμψη πριν να διαρρεύσει σε διάτμηση), κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις, γι' αυτό ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων (όταν η διαρροή σε διάτμηση προηγείται αυτής σε κάμψη) ο ορισμός γίνεται σε όρους δυνάμεων.

4.5.4 Προσδιορισμός γωνιών στροφής χορδής κατά EC-8

Σύμφωνα με τον EC-8 Μέρος 3 (Παρ. Α), η ικανότητα παραμόρφωσης των δοκών, των υποστρωμάτων και των τοίχων, ορίζεται σε όρους στροφής χορδής θ . Η οριακή τιμή της συνολικής ικανότητας στροφής χορδής (ελαστικό συν ανελαστικό μέρος) θ_u , μελών από σκυρόδεμα υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση μπορεί να υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_V} \right) \right) \quad (4.1)$$

όπου:

θ_y είναι η στροφή της χορδής στη διαρροή όπως ορίζεται από τη σχέση (4.3).

ϕ_u είναι η οριακή καμπυλότητα στην ακραία διατομή

ϕ_y είναι η καμπυλότητα διαρροής στην ακραία διατομή

γ_{el} συντελεστής που μπορεί να ληφθεί ίσος με 2 για τα πρωτεύοντα σεισμικά στοιχεία και με 1,0 για τα δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία

$L_V = M/V$ είναι ο λόγος ροπής/ διάτμησης στην ακραία διατομή

L_{pl} είναι το μήκος της πλαστικής άρθρωσης το οποίο μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$L_{pl} = 0,1L_V + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bL} f_y \text{ (MPa)}}{\sqrt{f_c \text{ (MPa)}}} \quad (4.2)$$

όπου h είναι το ύψος του μέλους και d_{bL} είναι η (μέση) διάμετρος του εφελκόμενου οπλισμού.

Η στροφή της χορδής στη διαρροή υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + \alpha_V z}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (4.3)$$

όπου:

$\alpha_V z$ είναι το μήκος μετατόπισης του διαγράμματος των ροπών κάμψης με

z μήκος του εσωτερικού μοχλοβραχίονα, που λαμβάνεται ίσο με $d-d'$ σε δοκούς, υποστρώματα, ή τοιχώματα διατομής μορφής T, ή με εσοχές και με $0,8h$ σε τοιχώματα με ορθογωνική διατομή, και

$\alpha_V=1$ εάν η διατμητική ρηγμάτωση αναμένεται να προηγηθεί της καμπτικής διαρροής στην ακραία διατομή, διαφορετικά $\alpha_V=0$,

f_y και f_c είναι η τάση διαρροής του χάλυβα και του σκυροδέματος, αντιστοίχως, που προκύπτουν απευθείας ως μέσες τιμές από επί τόπου δοκιμές.

Η διαθέσιμη γωνία πλαστικής στροφής θ_{um}^{pl} μιας κρίσιμης περιοχής δίνεται από τη σχέση:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y \quad (4.4)$$

Όσον αφορά στις στάθμες επιτελεστικότητας για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων:

Οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης (NC):

Η ικανότητα δίνεται από τη συνολική στροφή χορδής θ_{um}

Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD)

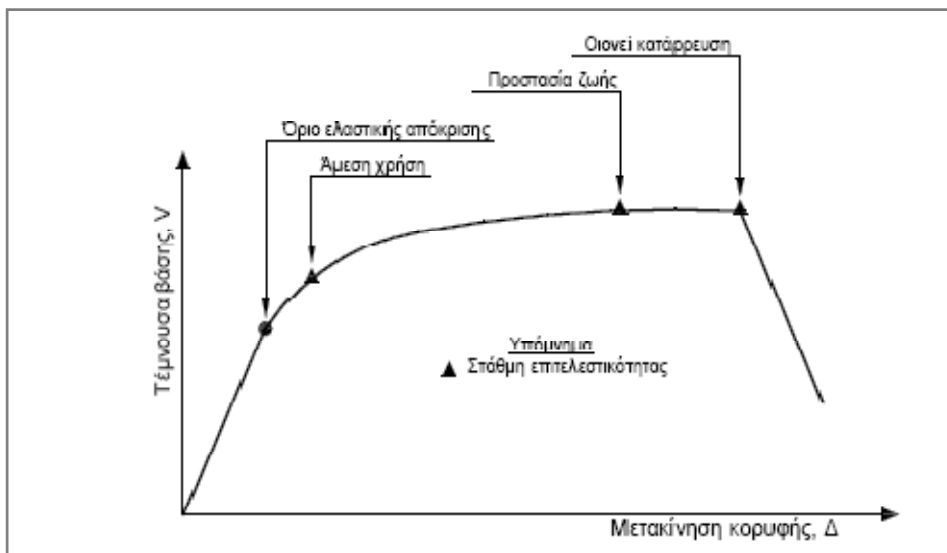
Η ικανότητα στροφής της χορδής η οποία αντιστοιχεί σε σημαντική βλάβη θ_{SD} μπορεί να θεωρείται ότι είναι τα 3/4 της οριακής στροφής χορδής θ_a που δίνεται στην (4.1)

Οριακή Κατάσταση Περιορισμού βλαβών (DL)

Η ικανότητα δίνεται από τη στροφή χορδής σε διαρροή θ_y .

4.5.5 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες $F - \delta$ που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή, όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα.



Σχήμα 4.9: Στάθμες επιτελεστικότητας στην κατασκευή

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής και συνήθως απαιτεί καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μία στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από αυτή τη στάθμη. Επομένως, ο μηχανικός θα πρέπει να αξιολογήσει τη σημασία που έχει η εμφάνιση βλαβών σε κάποιο στοιχείο στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Στον Ευρωκώδικα 8 γίνεται διάκριση των μελών ενός φορέα σε πρωτεύοντα ή κύρια και δευτερεύοντα. Ως κύρια μέλη θεωρούνται μόνο εκείνα που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια του υπό σεισμικά φορτία. Η διάκριση των μελών αποσκοπεί στο να διαφοροποιούνται οι έλεγχοι σε κάθε κατηγορία στοιχείων. Τα δευτερεύοντα μέλη επιτρέπεται να αναπτύσσουν μεγαλύτερες μετακινήσεις και ως ένα βαθμό μεγαλύτερο ποσοστό βλαβών το οποίο να μπορεί να θεωρηθεί ανεκτό. Ως επακόλουθο, μεμονωμένες αστοχίες πρακτικά ασήμαντων ως προς την ευστάθεια υπό σεισμικά φορτία μελών, δεν θα επηρεάζουν κατ' αυτόν

τον τρόπο την αξιολόγηση της κατασκευής. Τα επιτρεπτά επίπεδα παραμόρφωσης μπορούν δηλαδή να αυξηθούν αν για παράδειγμα μια τέτοια ομάδα μεμονωμένων μελών που υπερβαίνει τη στοχευόμενη κατά τη μελέτη επιτελεστικότητα θεωρηθούν ως δευτερεύοντα. Μετά τον διαχωρισμό των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, μπορούν να οριστούν οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής, π.χ. ως τα σημεία πάνω στην καμπύλη ικανότητας που το πρώτο πρωτεύον στοιχείο φθάνει στην αντίστοιχη στάθμη.

5. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

5.1 Ορισμός και προϋποθέσεις εφαρμογής

Η Στατική Ανελαστική Ανάλυση (Non- Linear Static Procedure) ορίζεται ως εξής: «Ένα προσομοίωμα που άμεσα ενσωματώνει μη γραμμικότητες υλικού μετατοπίζεται μέχρι κάποιας στοχευόμενης μετακίνησης, ενώ υπολογίζονται οι εσωτερικές παραμορφώσεις και τα εντατικά μεγέθη. Τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά των επιμέρους στοιχείων του δομήματος προσομοιώνονται άμεσα. Το προσομοίωμα του δομήματος υπόκειται σε πλάγια κατανομή δυνάμεων ή μετατοπίσεων, μονοτονικά αυξανόμενης έντασης, μέχρι να επιτευχθεί η στοχευόμενη μετακίνηση ή να επέλθει κατάρρευση του δομήματος. Η στοχευόμενη μετακίνηση αντιπροσωπεύει τη μέγιστη μετακίνηση που αναμένεται κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού».

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. Η μέθοδος αναφέρεται ενίοτε και ως *μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων*. Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, η μέθοδος δίνει και τις τιμές των δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) στα δομικά στοιχεία που έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή της απόκρισής τους. Οι τιμές αυτές είναι εν γένει πιο αξιόπιστες από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους (και τους τυχόν ικανοτικούς ελέγχους).

Βασικές παραδοχές

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

Επιπλέον, το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανομημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η *καμπύλη αντίστασης* του κτιρίου (§4.5.2), η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (*κόμβος ελέγχου*), το οποίο λαμβάνεται στην κορυφή του (§5.2.2). Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεσματικότητας.

Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεσματικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλαστικών δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεσματικότητας του κτιρίου (§4.4).

Όταν δεν πραγματοποιείται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (*στοχευόμενη μετακίνηση, δt*) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου. Προϋπόθεση για να ισχύει η παραδοχή αυτή είναι η δυναμική απόκριση του κτιρίου να κυριαρχείται από την πρώτη ιδιομορφή.

Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων, όπως περιγράφεται στις επόμενες παραγράφους (§5.3).

Προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου

Όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, συνίσταται να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων.

Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση. Για τις πιο πάνω δυναμικές αναλύσεις γίνεται χρήση του ελαστικού φάσματος $S_e(T)$ του EC8-1 ($q=1$).

Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση ανεξαρτήτως δε των λοιπών προϋποθέσεων εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25% των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων. Δηλαδή, εφόσον εφαρμόζεται η μέθοδος του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς (q), αυτός μπορεί να λαμβάνεται αυξημένος κατά 25%, ενώ αν εφαρμόζεται η μέθοδος των επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας (m) η αύξηση του 25% αφορά στις τιμές που καθορίζονται στα Κεφάλαια 4 και 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

5.2 Προσομοίωση και Ανάλυση

5.2.1 Γενικά

Η καμπύλη αντίστασης, δηλαδή η σχέση ανάμεσα στην τέμνουσα βάσεως και την οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (§5.2.2) θα υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου οι οποίες θα κυμαίνονται από μηδέν μέχρι και πέρα από την μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος. Αυτό γίνεται αφενός για να είναι αντιπροσωπευτική της διαθέσιμης απόκρισης του κτιρίου η διγραμμική καμπύλη που θα χρησιμοποιηθεί για τους ελέγχους και αφετέρου για να διασφαλιστεί αριθμητική ευστάθεια της μεθόδου ανάλυσης στη στάθμη της μετακίνησης ελέγχου. Κατ' ελάχιστον, η καμπύλη θα χαράσσεται ως το 150% της στοχευόμενης μετακίνησης, εφόσον βεβαίως δεν έχει στο μεταξύ επέλθει αστοχία του φορέα (όταν γίνεται προσομοίωση της αστοχίας στοιχείων). Συνιστάται, ωστόσο, η χάραξη «πλήρους» καμπύλης αντίστασης, δηλαδή μέχρι την μετακίνηση που αντιστοιχεί σε ουσιώδη πτώση της αντοχής του φορέα η οποία παρέχει, πέραν της μέγιστης φέρουσας ικανότητας του κτιρίου και μία εκτιμήτρια της διαθέσιμης πλαστιμότητας μετακινήσεων (μ_s), ανεξαρτήτως της τιμής που θα ληφθεί τελικώς υπόψη για σχετικούς ελέγχους.

Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του EC8. Τα οριζόντια φορτία θα εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις («θετική» - «αρνητική») και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο.

Το αναλυτικό προσομοίωμα θα υιοθετεί τέτοιο βαθμό διακριτοποίησης ώστε να λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης - παραμόρφωσης κάθε περιοχής στην οποία μπορεί να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά. Επιπλέον, στο προσομοίωμα πρέπει να συμπεριλαμβάνονται εν γένει τόσο τα πρωτεύοντα, όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία, αλλά και οι τοιχοπληρώσεις.

Η σχέση έντασης - παραμόρφωσης κάθε στοιχείου θα συμπεριλαμβάνεται στο προσομοίωμα, μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρις αστοχίας, οι οποίες θα περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του πλαστικού στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του, σύμφωνα με την §7.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Εναλλακτικώς, επιτρέπεται χρήση *απλοποιημένης* στατικής ανελαστικής ανάλυσης, όπου μπορούν να προσομοιώνονται μόνο τα πρωτεύοντα στοιχεία ανάληψης σεισμικών δυνάμεων του κτιρίου υπό τις προϋποθέσεις της §5.4.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η σχέση έντασης - παραμόρφωσης κάθε τέτοιου στοιχείου θα είναι διγραμμική, χωρίς να προσομοιώνεται άμεσα η φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου. Στην απλοποιημένη στατική ανελαστική ανάλυση, φέροντα δομικά στοιχεία που δεν πληρούν τους ελέγχους του Κεφ. 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ θα θεωρούνται ως δευτερεύοντα και θα αφαιρούνται από το προσομοίωμα του κτιρίου. Αντίστοιχη απλοποίηση μπορεί να εφαρμόζεται και για τις άοπλες τοιχοπληρώσεις.

5.2.2 Καθορισμός κόμβου ελέγχου

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

5.2.3 Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατόν) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών.

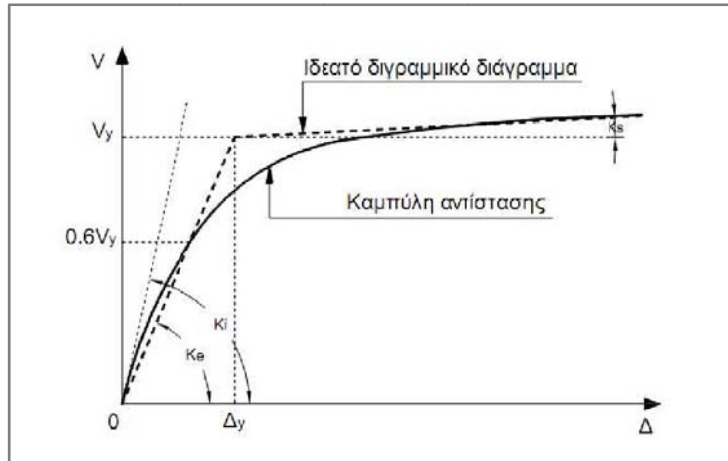
Σύμφωνα με τα προβλεπόμενα από τον EC8 - 1, είναι δυνατό να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

- i. *Ομοιόμορφη*, βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).
- ii. *Ιδιομορφική*, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση (EC8 - 1, §4.3.3.2.3) (§ 3.2.1).

Το σχήμα των θεμελιωδών ιδιομορφών στις οριζόντιες διευθύνσεις της ανάλυσης του κτιρίου μπορεί να υπολογιστεί με χρήση μεθόδων Δυναμικής ή μπορεί να προσεγγιστεί από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος του κτιρίου.

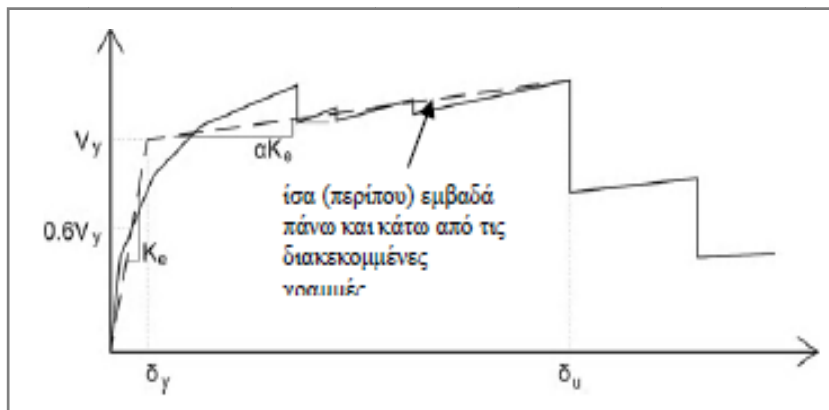
5.2.4 Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης – μετακίνησης

Η μη γραμμική σχέση δύναμης - μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, θα αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής V_y του κτιρίου.



Σχήμα 5.1: Ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα - Καμπύλη αντίστασης

Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης (σχέση δύναμης - μετακίνησης) συνιστάται να είναι διγραμμική με κλίση του πρώτου κλάδου K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με $K_s = \alpha \cdot K_e$. Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης.



Σχήμα 5.2: Διγραμμικοποίηση καμπύλης αντίστασης

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e 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. Η ανηγμένη κλίση (α) του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της (πραγματικής) μη γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας (δ_u), πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Σε κάθε περίπτωση 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 κυρίου κατακόρυφου στοιχείου (οπότε η διγραμμικοποίηση θα γίνεται στη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία αυτή). Απλοποιητικά, και εφόσον δεν απαιτείται εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του κτιρίου, η μεν κλίση K_e μπορεί να λαμβάνεται ως η επιβατική τιμή για στάθμη αντοχής ίση προς το 60% της μέγιστης αντίστασης (V_{max}), η δε δύναμη διαρροής V_y ως το 80% της V_{max} .

5.2.5 Προσδιορισμός ιδιοπεριόδου

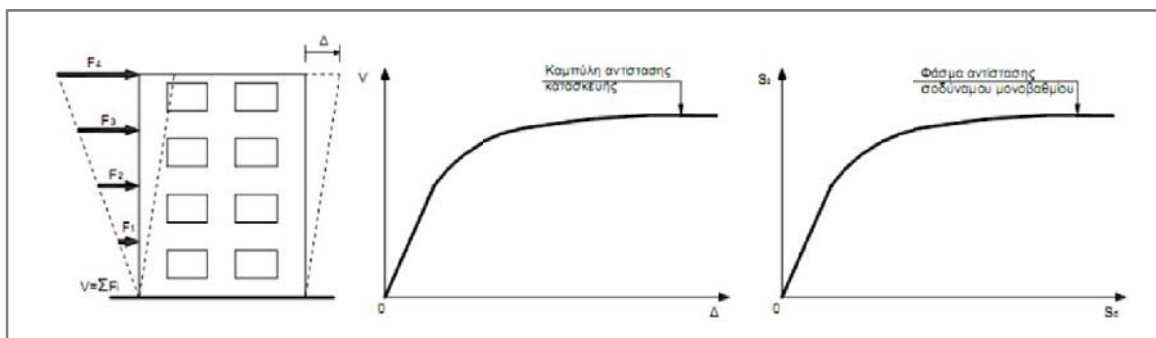
Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος (T_e) στη θεωρούμενη διεύθυνση θα εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης που αναφέρθηκε παραπάνω. Η τιμή T_e της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T_e = T \cdot (K_0 / K_e)^{1/2} \tag{5.1}$$

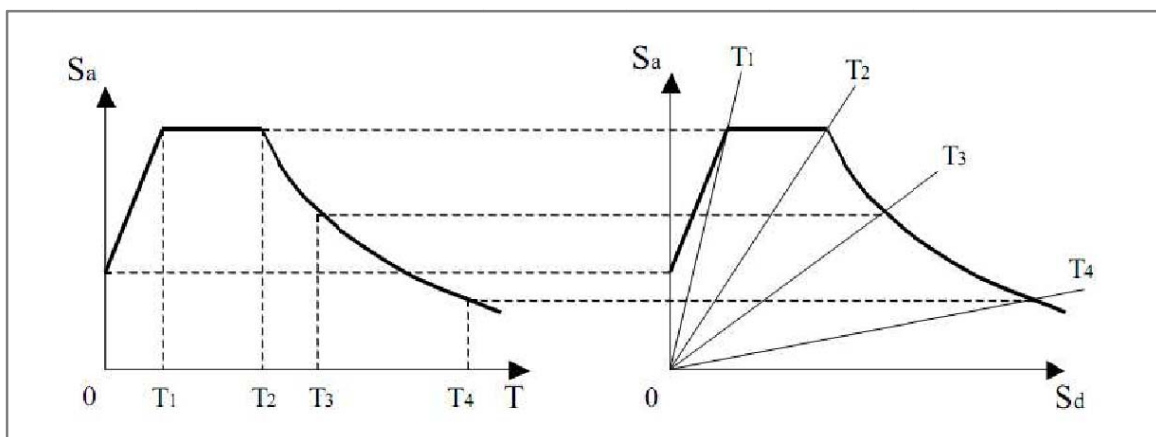
όπου T η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μια ελαστική δυναμική ανάλυση, K_0 η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία, ενώ η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e υπολογίζεται όπως προαναφέρθηκε κατά την κατασκευή της εξιδανικευμένης καμπύλης δύναμης - μετακίνησης.

5.3 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας

Στα σχήματα που ακολουθούν απεικονίζεται η μεθοδολογία προσδιορισμού του σημείου επιτελεστικότητας, δηλαδή μέσω της έκφρασης της διατιθέμενης ικανότητας ενός κτιρίου και της απαίτησης προς αυτό σε κοινό σύστημα αξόνων. Στη συνέχεια, παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία υπολογισμού τόσο της καμπύλης σεισμικής απαίτησης όσο και της καμπύλης αντίστασης. Μετά την εύρεση του σημείου επιτελεστικότητας, με γνωστή τη στοχευόμενη μετακίνηση (και αφού αναχθεί σε επίπεδο κατασκευής), εξετάζεται η συμπεριφορά της κατασκευής σε σχέση με την επιλεγμένη στάθμη και ανάλογα με το αντίστοιχο σημείο επί της καμπύλης έντασης – παραμόρφωσης που εκπροσωπεί κάθε μέλος.



Σχήμα 5.3: Καμπύλη και φάσμα αντίστασης κατασκευής

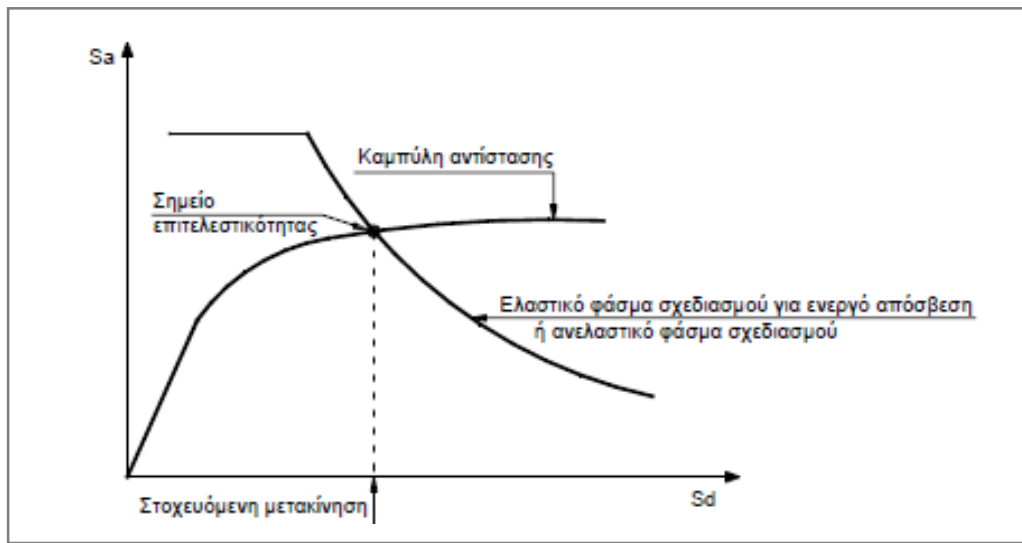


Σχήμα 5.4: Μετατροπή του φάσματος σχεδιασμού σε μορφή AD-RS

Οι μη γραμμικές μέθοδοι μέσω των οποίων εκτιμάται η σεισμική απαίτηση προσδιορίζουν τη μέγιστη αναμενόμενη μετελαστική μετακίνηση για ένα σύστημα, μέσω του υπολογισμού της μετακίνησης ενός ισοδύναμου γραμμικού ελαστικού συστήματος. Η στοχευόμενη μετακίνηση του μονοβάθμιου συστήματος όπως προκύπτει, ανάγεται σε μετακίνηση του αντίστοιχου

πολυβάθμιου και ελέγχεται η επιτελεστικότητα των μελών. Οι συνηθέστερες μέθοδοι, παραλλαγές της μη γραμμικής ανελαστικής ανάλυσης, είναι αυτές του φάσματος ικανότητας του ATC-40, η μέθοδος του συντελεστή μετακινήσεων, καθώς και βελτιωμένες μέθοδοι που διαφοροποιούνται λόγω της χρήσης ανελαστικών φασμάτων για την εύρεση της σεισμικής απαίτησης.

Στη γενική της διατύπωση, η διαδικασία προσδιορισμού του σημείου επιτελεστικότητας με τις περισσότερες εκ των παραπάνω μεθόδων είναι η παρακάτω. Αρχικά σχεδιάζεται το διάγραμμα αντίστασης και το διάγραμμα απαίτησης (ή διάγραμμα φασματικής απόκρισης ADRS). Στη συνέχεια τα παραπάνω διαγράμματα μετατρέπονται σε όρους φασματικών επιταχύνσεων και φασματικών μετακινήσεων. Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί στην τομή της καμπύλης φασματικής πλέον ικανότητας της κατασκευής με την απομειωμένη εκείνη καμπύλη φασματικής απόκρισης που αντιστοιχεί ωστόσο στο ίδιο ποσοστό δρώσας απόσβεσης και για τα δύο διαγράμματα.



Σχήμα 5.5: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας

Η διαδικασία είναι επαναληπτική μέχρι να προσδιοριστεί με βάση το παραπάνω κριτήριο η μέγιστη απαιτούμενη μετελαστική μετακίνηση. Αφού βρεθεί το τελικό σημείο τομής σε όρους φασματικών μεγεθών (δηλαδή στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα) υπολογίζονται με τις σχέσεις μετατροπής η μέγιστη μετακίνηση οροφής του κτιρίου και η τέμνουσα βάσης. Εναλλακτικά αν αναφερθούμε σε όρους πλαστιμοτήτων μ , η στοχευόμενη μετακίνηση ορίζεται από το σημείο τομής των διαγραμμάτων για το οποίο ο δείκτης πλαστιμότητας που προκύπτει από το διάγραμμα αντίστασης ισούται με τον αντίστοιχο δείκτη για το διάγραμμα απαίτησης.

Η βασική παραδοχή των παραπάνω ανελαστικών μεθόδων είναι η αντιμετώπιση του μη γραμμικού συστήματος με ένα ισοδύναμο γραμμικό. Συνδετικό στοιχείο κατά την αντιστοίχιση αυτή αποτελεί η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση του μονοβάθμιου συστήματος. Μέσω μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης είναι πιθανό να προκύπτουν ακριβέστερα αποτελέσματα, ωστόσο απαιτεί μεγαλύτερο υπολογιστικό χρόνο και ευαισθησία βέβαια από την επιλογή των σεισμικών διεγέρσεων. Στις περισσότερες των περιπτώσεων συνεπώς επιλέγεται ως μέθοδος η στατική μη γραμμική ανάλυση. Στη μέθοδο του συντελεστή μετακίνησης, η οποία βασίζεται στη στατική μη γραμμική ανάλυση, οι αρχικές καμπύλες ικανότητας και απαίτησης δεν μετατρέπονται σε όρους φασματικών μεγεθών και η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει λαμβάνοντας υπόψη ένα σύνολο διορθωτικών παραγόντων, καθένας εκ των οποίων εκφράζει κάποια επιρροή της μέγιστης μετελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου από διάφορα φαινόμενα.

5.3.1 Μετατροπή μη γραμμικού συστήματος σε ισοδύναμο γραμμικό

Ένα ανελαστικό μη γραμμικό σύστημα η ανάλυση του οποίου πραγματοποιείται με τις μεθόδους εύρεσης της στοχευόμενης μετακίνησης που αναφέρθηκαν, μετατρέπεται σε ισοδύναμο γραμμικό σύστημα το οποίο τελικώς επιλύεται. Οι προσεγγιστικές μέθοδοι αποτίμησης και ελέγχου της σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευών που έχουν αναπτυχθεί και παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω, μετατρέπουν το ανελαστικό δυναμικό πρόβλημα που συνεπάγεται υπολογιστικώς πολύπλοκα μοντέλα σε ανελαστικό στατικό, ώστε να εξαχθεί τελικώς η διαθέσιμη ικανότητα. Σημαντικό ρόλο για την αντιστοίχιση ενός μη γραμμικού συστήματος σε ισοδύναμο γραμμικό κατέχει η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση. Η τελευταία αποτελεί ένα μέγεθος που εξαρτάται από την απορρόφηση ενέργειας του ανελαστικού και του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος κατά τη διάρκεια μιας ανακύκλισης.

Στον καθορισμό του ισοδύναμου γραμμικού συστήματος είναι πολύ σημαντική η επιλογή της καθ' ύψους κατανομής της φόρτισης των οριζόντιων προσαυξητικών φορτίων στους ορόφους του κτιρίου κατά τη μεθοδολογία διεξαγωγής της καμπύλης αντίστασης. Με την επιλογή του μελετητή μπορεί να χρησιμοποιηθεί ομοιόμορφη ή τριγωνική κατανομή φορτίων, κατανομή σύμφωνα με την πρώτη μόνο ιδιομορφή ή και με επιρροή ανώτερων ιδιομορφών. Επιπλέον, στη στατική προσαυξητική ανάλυση η οριζόντια κατανομή της πλευρικής φόρτισης δύναται να μεταβάλλεται συνεχώς με το χρόνο, όπως επίσης θα γίνεται και με τη δυσκαμψία των μελών του μελετώμενου κτιρίου καθώς αυτά διαρρέουν σταδιακά.

Η κατανομή των φορτίων στους ορόφους που πρέπει να είναι ανάλογη της κατανομής των δυνάμεων αδράνειας και άρα άμεσα συνδεδεμένη με τις μάζες κάθε ορόφου, πραγματοποιείται γενικώς μέσω της αντιπροσωπευτικής σχέσης:

$$F_i = V \cdot \frac{m_i \varphi_i}{\sum_j m_j \varphi_j} \quad (5.2)$$

όπου, $V = \sum F_i$ είναι η τέμνουσα βάσης. Οι συντελεστές φ_i , δηλώνουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους και συνήθως λαμβάνονται ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές της 1^{ης} ιδιομορφής. Σημειώνεται, όμως, ότι αντί της 1^{ης} ιδιομορφής θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και οποιαδήποτε άλλη κατανομή μετακινήσεων, αντιπροσωπευτική της αναμενόμενης παραμόρφωσης της κατασκευής. Συνήθως, οι τιμές των φ_i κανονικοποιούνται έτσι ώστε η τιμή στην κορυφή να ισούται με μονάδα: $\varphi_{top} = 1$.

Εάν η κατανομή των φορτίων γίνεται σύμφωνα με την παραπάνω εξίσωση και $\varphi_{top} = 1$, η αντιστοιχία μεταξύ του πολυβάθμιου συστήματος και του ισοδύναμου μονοβάθμιου για όλα τα μεγέθη (δυνάμεις, μετακινήσεις, ενέργεια, κλπ) γίνεται με τη σχέση:

$$Q = \Gamma \cdot Q^* \quad (5.3)$$

όπου

Q^* : μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (π.χ. δύναμη F^* , μετακίνηση δ^*)

Q : αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα (π.χ. τέμνουσα βάσης V , μετακίνηση κορυφής Δ)

Γ : συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από τη σχέση:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2} \quad (5.4)$$

Ο αριθμητής της παραπάνω σχέσης ισούται με τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, δηλαδή:

$$m^* = \sum m_i \varphi_i \quad (5.5)$$

Σημειώνεται ότι, εφόσον τόσο οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασχηματισμού, η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβάθμιου. Η ιδιοπερίοδος όμως του ισοδύναμου μονοβάθμιου δεν ισούται με την 1^η ιδιοπερίοδο του πολυβάθμιου, ακόμη και εάν οι συντελεστές φ , ισούνται με τις αντίστοιχες τιμές του 1^{ου} ιδιοδιανύσματος.

Η σχέση (5.3) χρησιμοποιείται για τη μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου σε φάσμα αντίστασης (capacity spectrum) του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε AD - RS (Acceleration - Displacement Response Spectrum) μορφή. Η μετατροπή αυτή γίνεται χρησιμοποιώντας τις παρακάτω σχέσεις:

$$S_a = V / (\alpha \cdot m_{ολ}) \tag{5.6}$$

$$S_d = \Delta / \Gamma \quad \text{ή} \quad S_d = \Delta / (\Gamma \cdot \varphi_{top}) \quad \text{εάν} \quad \varphi_{top} \neq 1 \tag{5.7}$$

όπου:

V : τέμνουσα βάσης πολυβάθμιου

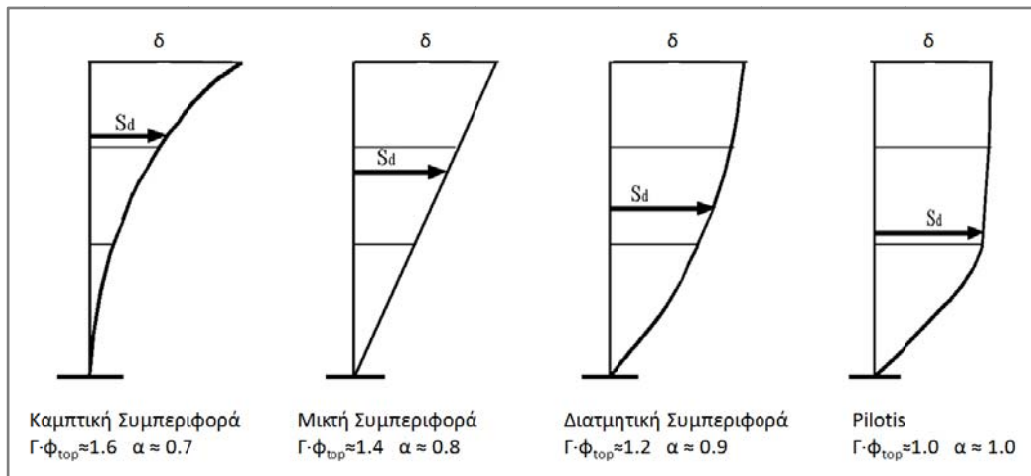
$m_{ολ}$: συνολική μάζα πολυβάθμιου

α : ποσοστό της συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης, που δίνεται από τη σχέση:

$$\alpha = (\Gamma \cdot m^*) / m_{ολ} \tag{5.8}$$

Δ : μετακίνηση κορυφής

Ενδεικτικές τιμές των συντελεστών α για διάφορους τρόπους συμπεριφοράς κτιρίων παρουσιάζονται αμέσως παρακάτω:



Σχήμα 5.6: Συντελεστές ισοδυναμίας μάζας και μετατοπίσεων

Καμπτική συμπεριφορά: πλαισιωτοί φορείς με ισχυρά υποστυλώματα – ασθενείς δοκούς, σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στις ακραίες περιοχές των δοκών και στις βάσεις των υποστυλωμάτων του ισογείου.

Μικτή συμπεριφορά: ύπαρξη τοιχίων που μπορούν να αναλάβουν μεγάλο ποσοστό (>40%) της σεισμικής δράσης.

Διατμητική συμπεριφορά: πλαισιωτοί φορείς με ασθενή υποστυλώματα – ισχυρές δοκούς, σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στις ακραίες περιοχές των υποστυλωμάτων.

Pilotis: ύπαρξη «μαλακού» ισογείου (ασθενή υποστυλώματα – ισχυρές δοκοί).

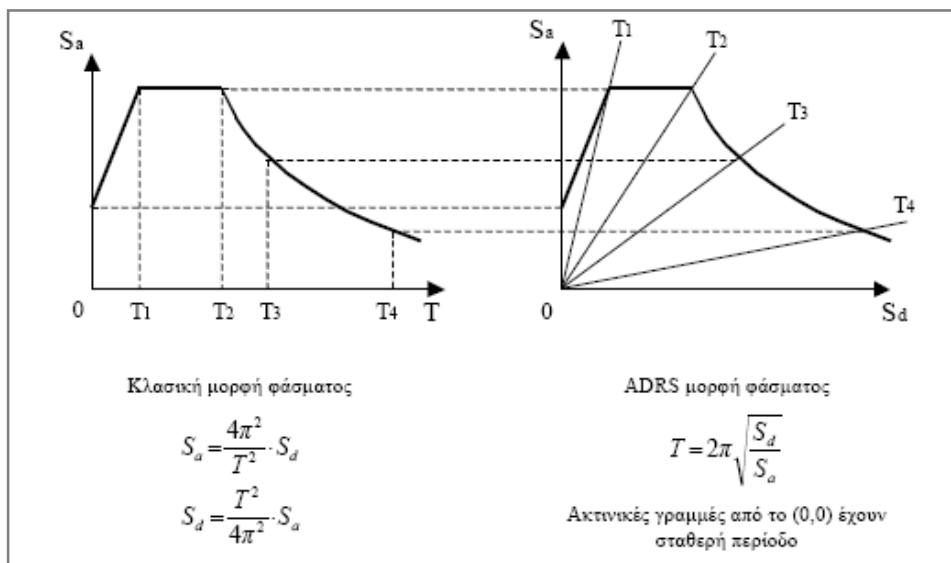
5.3.2 Μέθοδος του φάσματος ικανότητας (ATC-40)

Στη μέθοδο αυτή, η οποία αποτελεί τη πιο διαδεδομένη από αυτές που αναφέρονται στις κανονιστικές διατάξεις του ATC-40, συγκρίνονται γραφικά η καμπύλη αντίστασης μιας κατασκευής που εκφράζει τη διαθέσιμη ικανότητά της, με το φάσμα απαίτησης με σκοπό τον προσδιορισμό της μέγιστης μετελαστικής μετακίνησης που μπορεί να πραγματοποιήσει. Το φάσμα απαίτησης προέρχεται από την απομείωση του ελαστικού με βάση την υστερητική απόσβεση της κατασκευής. Το σημείο τομής των δύο καμπυλών, γνωστό και ως σημείο επιτελεστικότητας, αντιστοιχεί στην στοχευόμενη μετακίνηση υπό συγκεκριμένη σεισμική απαίτηση.

Στον ATC - 40 προτείνονται τρεις μεθοδολογίες υπολογισμού με παραπλήσια αποτελέσματα. Παρακάτω περιγράφεται με βήματα η διαδικασία υπολογισμού της πρώτης μεθοδολογίας, η οποία είναι και η περισσότερο αναλυτική, σε αντίθεση με την τρίτη, η οποία είναι γραφική.

Βήμα 1: Μεταφορά του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για $\zeta = 5\%$ στο πεδίο επιτάχυνση-μετακίνηση (μορφή AD - RS).

Η διαδικασία μετατροπής είναι απλή και φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα:



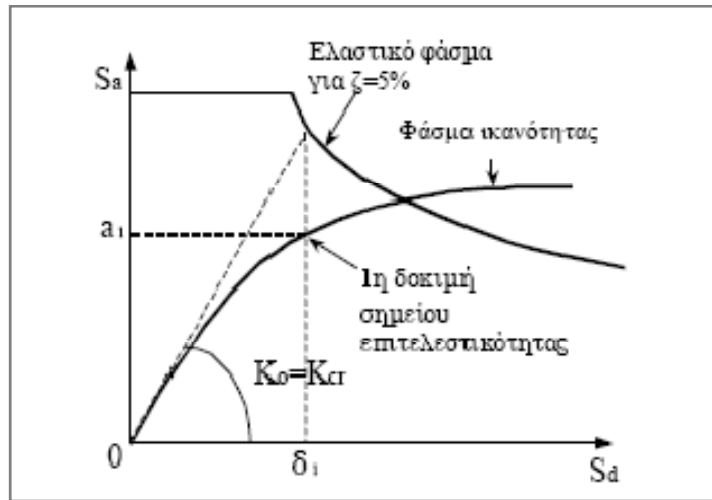
Σχήμα 5.7: Μετατροπή φάσματος σχεδιασμού σε μορφή AD-RS

Βήμα 2: Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας (capacity curve) και του φάσματος ικανότητας (capacity spectrum).

Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές της τέμνουσας βάσης θεωρώντας κατανομή των φορτίων καθ' ύψος συμβατή με την αναμενόμενη μορφή μετακινήσεων, όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Στη συνέχεια, η καμπύλη αυτή μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (§5.3.1).

Βήμα 3: Εύρεση 1ου σημείου δοκιμών

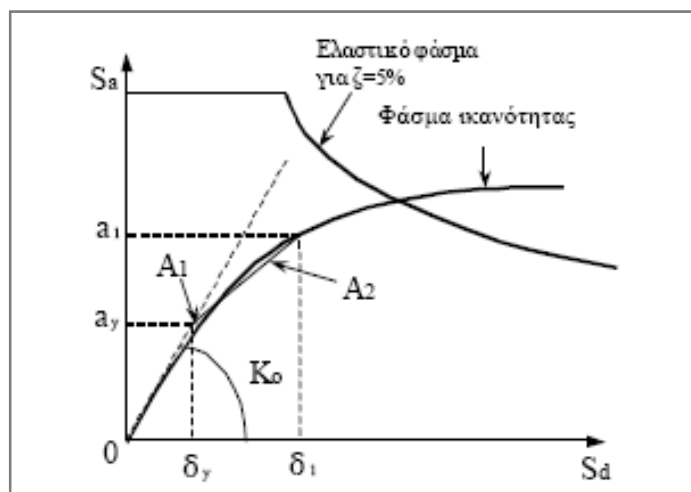
Από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση $\zeta = 5\%$ υπολογίζεται η μετακίνηση δ_1 για τη δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε ρηγματωμένες διατομές (τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής). Για τη μετακίνηση δ_1 υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεσματικότητας πάνω στο φάσμα ικανότητας και η αντίστοιχη επιτάχυνση a_1 . Η μετακίνηση δ_1 είναι η τιμή που θα προέκυπτε από τη θεώρηση ίσης μετακίνησης μεταξύ του ελαστικού και ανελαστικού συστήματος.



Σχήμα 5.8: Εύρεση 1^{ου} σημείου δοκιμών

Βήμα 4: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας

Από το 1^ο σημείο δοκιμής φέρνουμε ευθεία, έτσι ώστε τα εμβαδά A_1 και A_2 να είναι περίπου ίσα και ορίζουμε το σημείο τομής με την ευθεία που αντιστοιχεί στην αρχική δυσκαμψία. Το σημείο αυτό αντιστοιχεί στη διαρροή σύμφωνα με τη διγραμμική καμπύλη συμπεριφοράς και η προβολή του στους άξονες S_a και S_d ορίζει την επιτάχυνση διαρροής, a_y και τη μετακίνηση διαρροής, δ_y αντίστοιχα.



Σχήμα 5.9: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας

Βήμα 5: Υπολογισμός ενεργού απόσβεσης

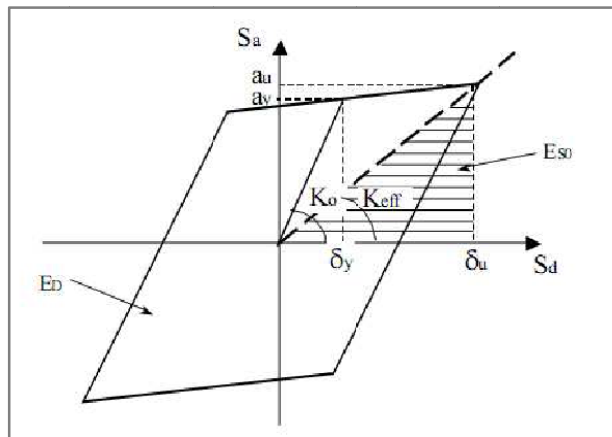
Η ενεργός απόσβεση μπορεί να γραφτεί ως:

$$\zeta_{\text{eff}} = \zeta_{\text{ελ}} + \zeta_{\text{υστ}} \tag{5.9}$$

όπου, $\zeta_{\text{ελ}}$ η απόσβεση της κατασκευής για ελαστική συμπεριφορά (= 0.05 για ο.σ.) και $\zeta_{\text{υστ}}$ η υστερητική απόσβεση λόγω ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς.

Για τον υπολογισμό της υστερητικής απόσβεσης προτείνεται η σχέση του Chopra (1995), η οποία βασίζεται στη σχέση (5.10) των ενεργειών του ελαστοπλαστικού και του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος:

$$\zeta_{\text{υστ}} = E_D / (4\pi E_{S0}) \rightarrow \zeta_{\text{υστ}} = 0.637 \cdot (\alpha_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot \alpha_u) / (\alpha_u \cdot \delta_u) \tag{5.10}$$



Σχήμα 5.10: Βρόχος υστέρησης λόγω απόσβεσης

Η σχέση του Chopra υπερεκτιμά την υστερητική απόσβεση για σεισμούς μεγάλης διάρκειας και κατασκευές χωρίς καλή πλάσטיμη συμπεριφορά. Γι' αυτό, στον ATC - 40 προτείνεται η χρήση ενός διορθωτικού συντελεστή κ , ανάλογα με την ποιότητα της κατασκευής σε συνδυασμό με την αναμενόμενη σεισμική διέγερση. Στους πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζονται οι τύποι συμπεριφοράς της κατασκευής, καθώς και οι διορθωτικοί συντελεστές κ .

Τύπος συμπεριφοράς της κατασκευής			
Διάρκεια Σεισμού	Κυρίως Νέες Κατασκευές	Υπάρχουσες - μέτρια αντισεισμικά κατασκευές	Υπάρχουσες - φτωχές αντισεισμικά κατασκευές
Μικρή (κοντά στο επίκεντρο)	Τύπος Α	Τύπος Β	Τύπος C
Μεγάλη (μακριά από το επίκεντρο)	Τύπος Β	Τύπος C	Τύπος C

Τιμές διορθωτικού συντελεστή κ		
Τύπος συμπεριφοράς	ζ _{υστ} (%)	κ
A	≤ 16.25	1.00
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51 \cdot (\alpha_{\gamma} \cdot \delta_u - \delta_{\gamma} \cdot \alpha_u)}{\alpha_u \cdot \delta_u}$
B	< 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446 \cdot (\alpha_{\gamma} \cdot \delta_u - \delta_{\gamma} \cdot \alpha_u)}{\alpha_u \cdot \delta_u}$
C	Όλες οι τιμές	0.33

Θέτοντας στη σχέση (5.9) $a_u = a_l$ και $\delta_u = \delta_l$ προκύπτει η σχέση:

$$\zeta_{eff}(\%) = 5 + \frac{63.7 \cdot \kappa \cdot (\alpha_{\gamma} \cdot \delta_1 - \delta_{\gamma} \cdot a_1)}{a_1 \cdot \delta_1} \quad (5.11)$$

Βήμα 6: Απομείωση ελαστικού φάσματος απόκρισης

Στη συνέχεια υπολογίζεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε απόσβεση $\zeta = \zeta_{eff}$ με πολλαπλασιασμό των τιμών του φάσματος για $\zeta = 5\%$ με τους συντελεστές SR_A και SR_V :

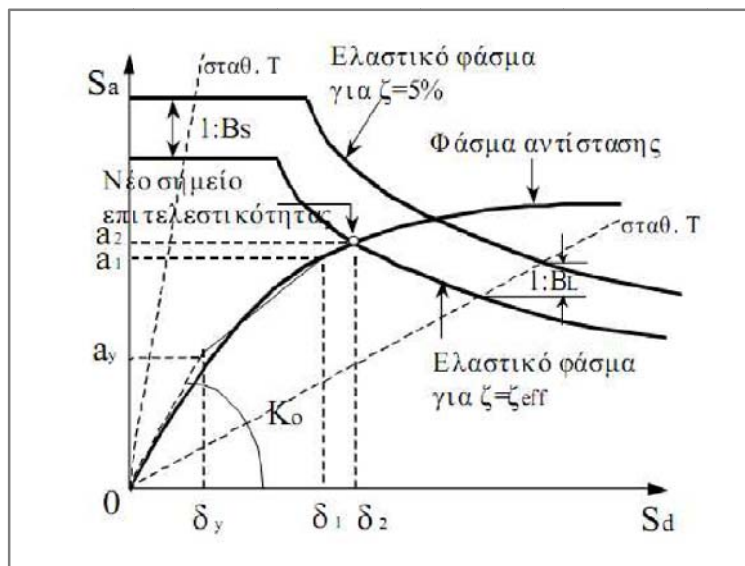
$$SR_A = \frac{1}{B_s} = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln \zeta_{eff}}{2.12} \geq SR_{A,min} \quad (5.12)$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln \zeta_{eff}}{1.65} \geq SR_{V,min} \quad (5.13)$$

στα τμήματα που αντιστοιχούν σε σταθερή επιτάχυνση και σταθερή ταχύτητα, αντίστοιχα. Στον πίνακα που ακολουθεί δίνονται οι ελάχιστες τιμές των συντελεστών αυτών:

Ελάχιστες τιμές μειωτικών συντελεστών απόσβεσης		
Τύπος συμπεριφοράς κτιρίου	SR _{A,min}	SR _{V,min}
A	0.33	0.50
B	0.44	0.56
C	0.56	0.67

Το σημείο τομής μεταξύ του φάσματος σχεδιασμού για $\zeta = \zeta_{eff}$ και του φάσματος ικανότητας ορίζει το νέο σημείο επιτελεσματικότητας. Η προβολή αυτού του σημείου στους άξονες S_a και S_d ορίζει την νέα επιτάχυνση, a_2 και τη νέα μετακίνηση, δ_2 αντίστοιχα.



Σχήμα 5.11: Απομειωμένο ελαστικό φάσμα

Βήμα 7: Έλεγχος σύγκλισης

Η μέθοδος βασίζεται σε μία επαναληπτική διαδικασία μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση. Θεωρούμε ότι η σύγκλιση έχει επιτευχθεί εάν:

$$0.95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1.05 \cdot \delta_1 \tag{5.14}$$

Εάν το κριτήριο δεν ικανοποιείται, τίθενται $a_1 = a_2$ και $\delta_1 = \delta_2$ και επαναλαμβάνεται η διαδικασία από το 5^ο βήμα. Εάν το κριτήριο ικανοποιείται, η μετακίνηση δ_2 αντιστοιχεί στη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση δ^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (στοχευόμενη μετακίνηση).

Βήμα 8: Στοχευόμενη μετακίνηση κατασκευής

Μετά τη σύγκλιση της μεθόδου και την εύρεση του σημείου επιτελεστικότητας μετατρέπεται η μετακίνηση που προσδιορίστηκε από μετακίνηση πολυβάθμιου σε μονοβάθμιου συστήματος μέσω της σχέσης (5.7) και εξετάζεται η ένταση για αυτήν τη μετακίνηση σε όλα τα μέλη και η ικανοποίηση των ελέγχων ασφαλείας. Ελέγχεται επιπλέον η ένταση (ή παραμόρφωση) των μελών συγκριτικά με αυτήν που ορίζεται από την καθορισμένη στάθμη επιτελεστικότητας.

5.3.3 Μέθοδος των συντελεστών (displacement coefficient method)

Μέσω της μεθόδου των συντελεστών επιδιώκεται και πάλι ο προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής, της μέγιστης δηλαδή αναμενόμενης ανελαστικής μετακίνησης αυτής. Η μέθοδος αυτή, που περιγράφεται στη FEMA-356 και στον ATC-40 είναι πιο εύχρηστη και προτείνεται και στον ΚΑΝΕΠΕ. Η προτίμηση στην παραπάνω μέθοδο οφείλεται τόσο στο ότι δεν απαιτείται επαναληπτική διαδικασία για την εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης, όπως επίσης δεν χρειάζεται μετατροπή της καμπύλης αντίστασης σε όρους φασματικών μεγεθών. Ωστόσο, λόγω της επιλογής από τον μηχανικό των επιμέρους δεικτών που συμμετέχουν στον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης, ελλοχεύει ο κίνδυνος ανακριβειών. Επιπλέον, θεωρείται ότι η γραφική αναζήτηση λύσης υπερτερεί ως μέθοδος γιατί απεικονίζεται κατά πόσο αποκλίνει η διατιθέμενη ικανότητα από την απαίτηση και άρα προκύπτουν εποπτικά συμπεράσματα για την επικείμενη ενίσχυση. Όπως και στην

προηγούμενη μέθοδο έτσι και σε αυτήν, υπάρχει αντιστοίχιση του πολυβάθμιου συστήματος σε ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα. Η μέθοδος των συντελεστών περιγράφεται μέσω των παρακάτω βημάτων:

- α. Χάραξη της καμπύλης αντίστασης
- β. Διγραμμικοποίηση της καμπύλης αντίστασης (§ 5.2.4)
- γ. Προσδιορισμός ενεργούς θεμελιώδους ιδιοπεριόδου T_e . (§ 5.2.5)
- δ. Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης δ_t

Η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t απλοποιητικά μπορεί να λαμβάνεται ως η μετακίνηση ενός ισοδύναμου ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου υποβαλλόμενη στην ίδια σεισμική διέγερση. Για να είναι αποδεκτή όμως η αντιστοίχιση αυτή πρέπει να λαμβάνονται υπόψη μέσω κατάλληλων δεικτών συμπεριφοράς οι διαφοροποιήσεις που συναντώνται κατά τη μετάβαση, όπως είναι η διαφορά ελαστικής – ανελαστικής μετακίνησης, η διαφορά της μετακίνησης του ανωτέρω μονοβάθμιου συστήματος και του «κόμβου ελέγχου» του κτιρίου, η διαφορά της μετακίνησης ενός ελαστοπλαστικού μονοβάθμιου συστήματος και ενός αντίστοιχου συστήματος με φθίνουσα δυσκαμψία κατά την ανακύκλιση καθώς και η επιρροή των φαινομένων 2^{ης} τάξεως στη μετακίνηση. Όλα τα παραπάνω λαμβάνονται υπόψη με τους συντελεστές C_0 , C_1 , C_2 , C_3 . Η στοχευόμενη μετακίνηση κορυφής μιας κατασκευής υπολογίζεται μέσω της εξίσωσης:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (T_e^2 / 4 \cdot \pi^2) \cdot S_e(T) \quad (5.15)$$

όπου $S_e(T)$ είναι η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του EC-8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμπής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του φορέα) 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_e ($S_d = [T_e^2 / 4 \cdot \pi^2] \cdot \Phi_e$), 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.

Ο λόγος $C_1 = \delta_{inel} / \delta_{el}$ της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική επιτρέπεται να λαμβάνεται από τις σχέσεις

$$\begin{aligned} C_1 &= 1.0 && \text{για } T \geq T_c, \text{ και} \\ C_1 &= [1.0 + (R-1) \cdot T_c / T] / R && \text{για } T < T_c \end{aligned} \quad (5.16)$$

όπου T_c η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης και $R = V_{el} / V_y$ ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα. Ο λόγος αυτός μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση:

$$R = \frac{\Phi_e / g}{v_y / W} \cdot C_m \quad (5.17)$$

στην οποία η αντίσταση διαρροής V_y υπολογίζεται με κατάλληλη διγραμμικοποίηση του διαγράμματος δυνάμεων (τέμνουσα βάσεως) – μετακινήσεων (κορυφής) του κτιρίου, όπως ορίστηκε παραπάνω. Απλοποιητικά (και προς το μέρος της ασφάλειας), ο λόγος V_y / W στη σχέση (5.17) μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.15 για κτίρια με μικτό σύστημα και 0.10 για κτίρια με αμιγώς πλαισιακό σύστημα.

C_2 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον Πίνακα Σ5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T \leq 0.1\text{sec}$		$T \geq T_2$	
	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2
Άμεση χρήση μετά το σεισμό	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

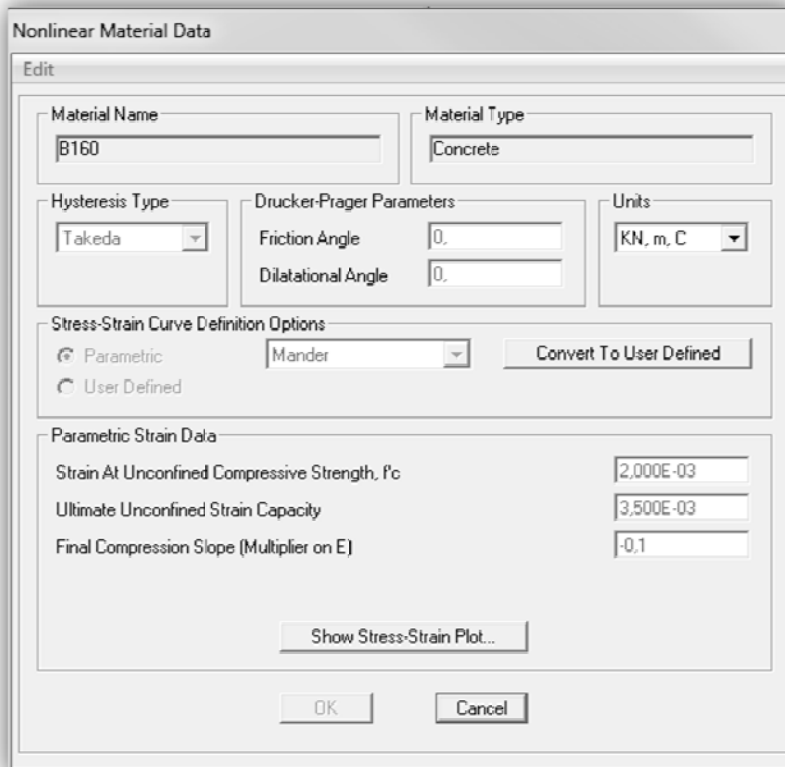
Ως φορείς τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. κτίρια πριν το 1985, ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2), που αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνους με υψηλή πλαστιμότητα (φορείς τύπου 2, π.χ. κτίρια από το 1985 και έπειτα ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2). Δεδομένου ότι η επιρροή της υστερητικής συμπεριφοράς είναι μεγαλύτερη για υψηλότερα επίπεδα μετελαστικής συμπεριφοράς του φορέα, γίνεται στον παραπάνω πίνακα διαφοροποίηση του C_2 με τη στάθμη επιτελεστικότητας.

C_3 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2^{ος} τάξεως (P - Δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς $1+5\cdot(\theta-0.1)/T$, όπου θ ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας (βλ. EC8 - 1). Στη συνήθη περίπτωση (για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα και από τοιχοποιία), όπου $\theta < 0.1$, λαμβάνεται $C_3 = 1.0$.

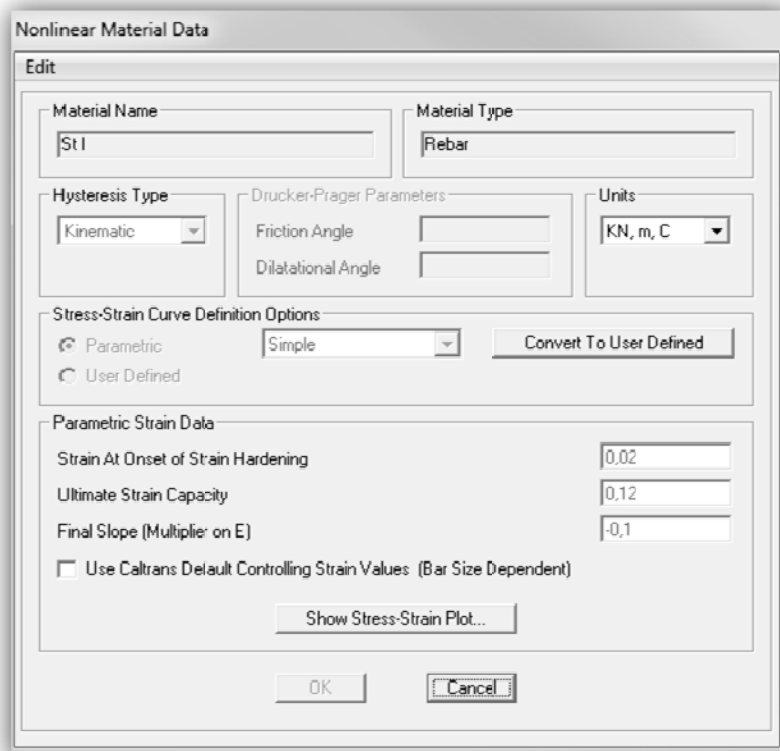
Η στοχευόμενη μετακίνηση θα επαυξάνεται κατάλληλα για να συνεκτιμηθούν τα στρεπτικά φαινόμενα.

5.4 Εισαγωγή δεδομένων στο προσομοίωμα

Το πρώτο βήμα που γίνεται κατά την εφαρμογή της μεθόδου είναι ο ορισμός των κριτηρίων αστοχίας των υλικών, η προσθήκη οπλισμών στις διατομές (που έγινε εξ αρχής) και ο καθορισμός των χαρακτηριστικών πλαστικοποίησης των άκρων των στοιχείων. Ως κριτήριο αστοχίας της θλιβόμενης ζώνης σκυροδέματος ορίστηκε η τιμή $\epsilon_{cu}=0.0035$ και ως κριτήριο αστοχίας του χάλυβα η τιμή 0.02. Ο ορισμός αυτός γίνεται στο πρόγραμμα με την επιλογή (Define – Materials – Show advanced properties- Nonlinear material data).



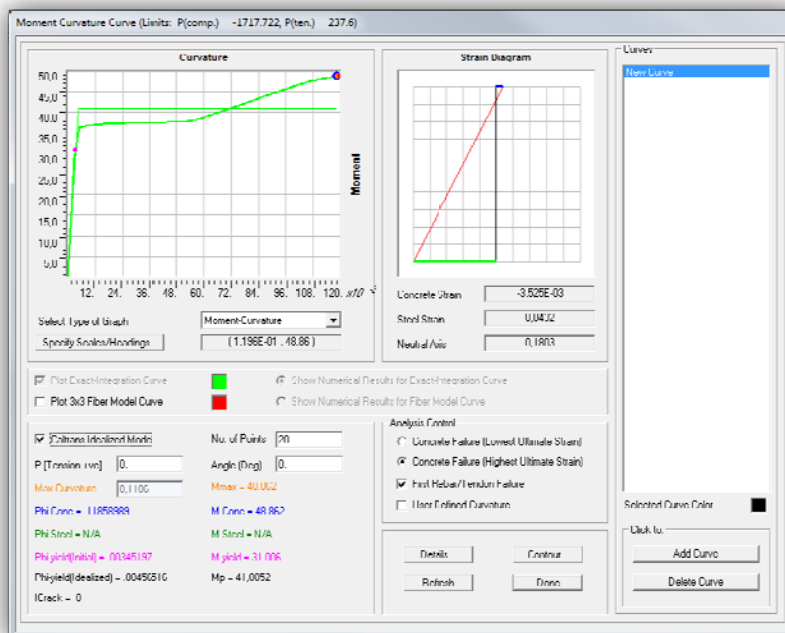
Σχήμα 5.12: Εισαγωγή κριτηρίων αστοχίας σκυροδέματος στο SAP2000



Σχήμα 5.13: Εισαγωγή κριτηρίων αστοχίας χάλυβα στο SAP2000

Στη συνέχεια για κάθε διατομή μέσω του Section Designer , το πρόγραμμα προσδιορίζει το διάγραμμα Ροπών Καμπυλοτήτων , όπου εντοπίζονται οι καμπυλότητες διαρροής και αστοχίας

ϕ_y και ϕ_u , απαραίτητες για τον υπολογισμό των γωνιών στροφής χορδής των διατομών που θα ακολουθήσει.



Σχήμα 5.14: Προσδιορισμός ϕ_y , ϕ_u , M_y , M_u μέσω του Section Designer

Με βάση τις σχέσεις (4.1) – (4.4) και τις τιμές των καμπυλοτήτων που προέκυψαν, υπολογίζονται οι γωνίες στροφής χορδής διαρροής θ_y και αστοχίας θ_u για όλα τα στοιχεία της κατασκευής.

5.4.1 Θεώρηση ρηγματωμένων διατομών για μη γραμμικές αναλύσεις

Είναι γνωστό ότι όταν μία διατομή σκυροδέματος βρίσκεται υπό τη δράση εφελκυστικών τάσεων ρηγματώνεται. Συνεπώς, υπάρχει ένα τμήμα της το οποίο δε συμμετέχει στην παραλαβή των τάσεων και αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση της *δυσκαμψίας*, αφού η ενεργός διατομή του μειώνεται.

Το λογισμικό SAP δε λαμβάνει υπόψη τη μείωση αυτή, επομένως πρέπει να εισαχθεί η πληροφορία αυτή στα χαρακτηριστικά της εκάστοτε διατομής του προσομοιώματος. Ο υπολογισμός του ποσοστού της διατομής που είναι ενεργό στην ανάληψη των τάσεων πραγματοποιείται με το λόγο K_{eff}/K_{el} , όπου $K_{eff}=(E_c \cdot I)_{eff}$ είναι η ενεργός δυσκαμψία και $K_{el} = E_c \cdot I$ η γεωμετρική δυσκαμψία. Έπειτα, ο λόγος αυτός τίθεται στα *modifiers* κάθε διατομής, στη θέση του *moment of inertia around 3* για τις δοκούς, αφού ο άξονας 3 είναι ο κύριος για αυτές και στη θέση του *moment of inertia around 3 and around 2* για τα υποστυλώματα, αφού οι στύλοι υπόκεινται σε διαξονική κάμψη υπό αξονική δύναμη.

Ο τύπος υπολογισμού της ενεργού δυσκαμψίας των διατομών γίνεται μέσω της παρακάτω σχέσης.

$$K_{eff} = M_y \cdot L_V / (3\theta_y) \tag{5.17}$$

όπου M_y και θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής, αντίστοιχα, στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Το άνοιγμα διάτμησης στην ακραία διατομή, L_V μπορεί να λαμβάνεται στα υποστυλώματα ως ίσο με το μισό του καθαρού ύψους μεταξύ δοκών με τις οποίες συνδέεται μονολιθικά μέσα στο

υπόψη επίπεδο τις κάμψης. Αντίστοιχα, στις δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία το L_v λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού ενώ σε δοκούς που συνδέονται με κατακόρυφο στοιχείο μόνο στο ένα άκρο, το L_v λαμβάνεται ίσο με το καθαρό άνοιγμα της δοκού (ΚΑΝΕΠΕ .§7.2.3).

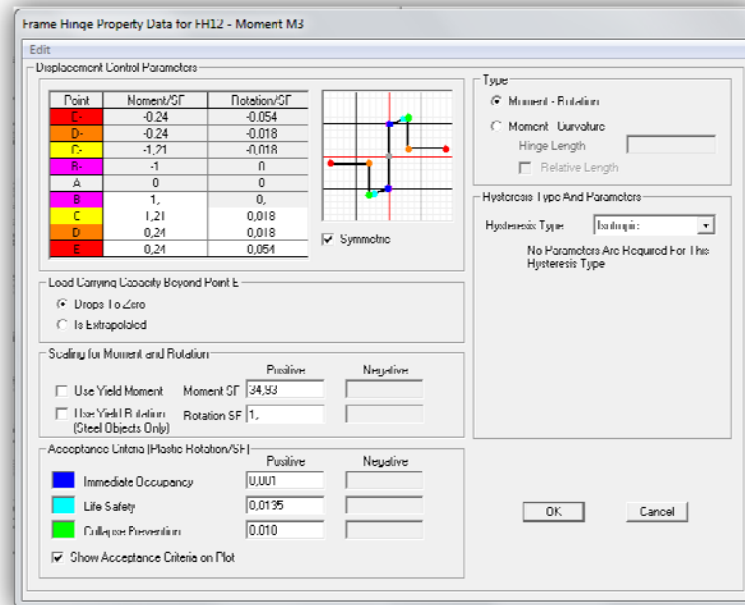
Στον ακόλουθο πίνακα παρατίθεται ένα ενδεικτικό τμήμα του αρχείου, στο οποίο φαίνονται οι υπολογισμοί τόσο των γωνιών στροφής χορδής, όσο και του λόγου της ενεργού δυσκαμψίας προς τη γεωμετρική που εισάγεται στο λογισμικό.

γ_{el}	$f_{y*1,15}$	f_c
2	253	20

Δοκός	b	h	Μήκος	φ_y	φ_u	d_{bl}	L_v	L_{pl}	θ_y	θ_{um}	θ_{um}^{pl}
I D19	0,2	0,42	6,5	0,0051	0,0774	0,02	6,5	0,993	0,013	0,040	0,027
Y D5	0,2	0,32	4,3	0,0055	0,1143	0,018	4,3	0,729	0,010	0,041	0,031
ED26b	0,2	0,42	3,15	0,0048	0,0679	0,018	3,15	0,631	0,007	0,022	0,014
D D5b	0,2	0,62	4	0,0029	0,0571	0,018	4	0,750	0,006	0,021	0,015
A D5	0,2	0,52	6,5	0,0038	0,0562	0,018	6,5	0,983	0,010	0,029	0,019
B D5	0,2	0,52	6,5	0,0038	0,0562	0,018	6,5	0,983	0,010	0,029	0,019
C D5	0,2	0,52	6,5	0,0038	0,0562	0,018	6,5	0,983	0,010	0,029	0,019
Y D2	0,15	0,32	3,3	0,0058	0,1238	0,01	3,3	0,520	0,008	0,032	0,024
D D8	0,2	0,62	4,4	0,0032	0,1138	0,018	4,4	0,790	0,007	0,043	0,036
R D1	0,15	0,42	3,9	0,0046	0,1001	0,012	3,9	0,624	0,008	0,031	0,023

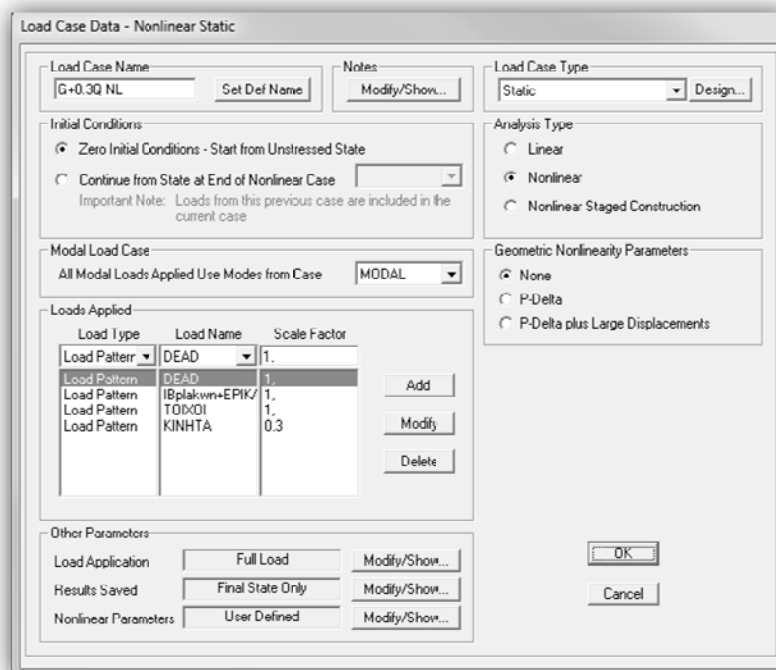
Δοκός	M_y	M_u	$K_{eff} = \frac{M_y * L_v}{(30\theta_y)}$	K_{el}	K_{eff}/K_{el}
I D19	102,07	110,14	16809,3	33339,6	0,50
Y D5	28,16	31,44	4022,7	14745,6	0,27
ED26b	73,78	77,46	10753,4	33339,6	0,32
D D5b	116,03	129,42	26223,0	107247,6	0,24
A D5	104,15	110,59	21908,2	63273,6	0,35
B D5	104,15	110,59	21908,2	63273,6	0,35
C D5	104,15	110,59	21908,2	63273,6	0,35
Y D2	20,19	22,91	2684,4	11059,2	0,24
D D8	67,89	81,39	14962,9	107247,6	0,14
R D1	39,33	45,90	6422,4	25004,7	0,26

Το επόμενο βήμα είναι να οριστούν για κάθε διατομή τα χαρακτηριστικά πλαστικοποίησης της (define – section properties- hinges properties). Για τις δοκούς κρίσιμη είναι η αστοχία από ροπή στον τοπικό άξονα 3 (M_3) , ενώ για τα υποστυλώματα κρίσιμη είναι η αστοχία από αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης P και ροπών κατά τους τοπικούς άξονες 2 και 3 (M_2 - M_3). Στο τέλος, δίνονται σε κάθε στοιχείο τα χαρακτηριστικά που του αντιστοιχούν (assign – frame-hinges) και στα δύο άκρα του στοιχείου (relative distance 0 και 1).



Σχήμα 5.15: Ορισμός χαρακτηριστικών πλαστικών αρθρώσεων στο SAP2000

Η επιβολή των φορτίων γίνεται σε δύο φάσεις. Αρχικά, επιβάλλονται τα μόνιμα και τα κινητά φορτία της κατασκευής για το συνδυασμό $G+0.3Q$ σε μη γραμμική ανάλυση (Define –Load Cases). Οι αρχικές συνθήκες θεωρούνται μηδενικές και αποθηκεύεται το τελευταίο στάδιο της ανάλυσης.

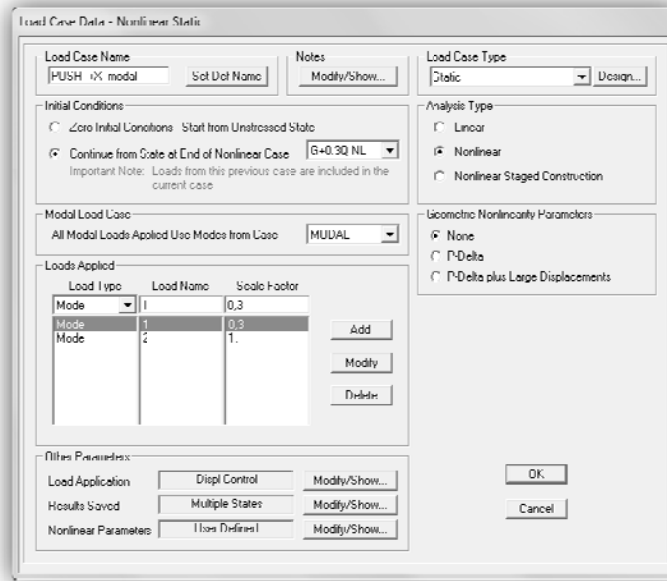


Σχήμα 5.16: Ορισμός μη γραμμικής ανάλυσης για το συνδυασμό $G+0.3Q$

Στη συνέχεια, επιβάλλεται σταδιακά οριζόντια σεισμική φόρτιση που στα πλαίσια της μελέτης αποτελεί οριζόντια μετακίνηση 0.2m στον κόμβο 149 που βρίσκεται περίπου στο κέντρο μάζας της οροφής της εσοχής.

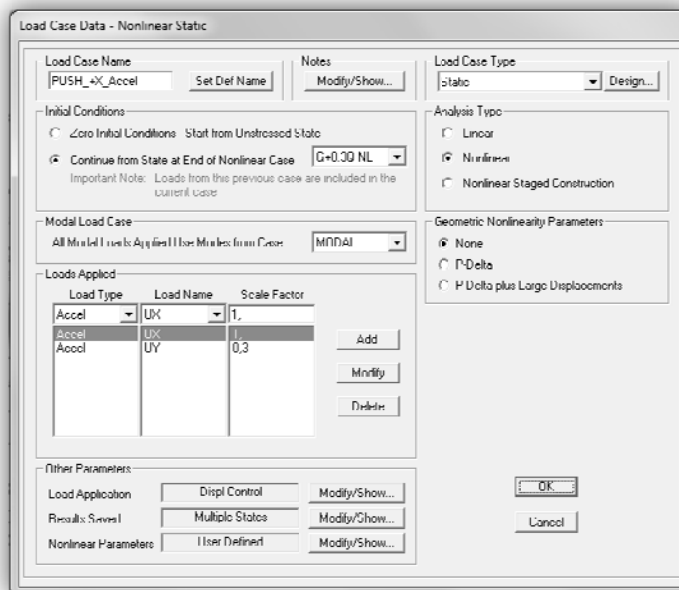
Ανάλογα με την κατανομή του οριζόντιου φορτίου καθ' ύψος που επιλέγεται για την εκάστοτε ανάλυση (ομοιόμορφη ή ιδιομορφική) γίνεται και η δεύτερη φάση της ανάλυσης.

Για την ιδιομορφική ανάλυση σαν τύπος φορτίου επιλέγεται η θεμελιώδης ιδιομορφή για κάθε διεύθυνση (mode 1 ή mode 2) , μόνη της ή σε συνδυασμό με το 30% της άλλης διεύθυνσης.



Σχήμα 5.17: Ορισμός ιδιομορφικής κατανομής οριζόντιου φορτίου

Αντίστοιχα, για την ομοιόμορφη ανάλυση σαν τύπος φορτίου επιλέγεται ο accel για κάθε διεύθυνση ξεχωριστά, ή για συνδυασμό της μίας διεύθυνσης με το 30% της άλλης.



Σχήμα 5.18: Ορισμός ομοιόμορφης κατανομής οριζόντιου φορτίου

Και στις δύο κατανομές, η ανάλυση συνεχίζεται από το τέλος της μη γραμμικής ανάλυσης υπό τα κατακόρυφα φορτία που επιβλήθηκαν στην πρώτη φάση (G+0.3Q).

5.5 Αποτελέσματα Ανάλυσης

Η διαδικασία της στατικής ανελαστικής ανάλυσης πραγματοποιήθηκε ξεχωριστά κατά τη διεύθυνση X και ξεχωριστά κατά τη διεύθυνση Y. Όπως ορίζεται, σύμφωνα με τον EC8-1, απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων.

- ομοιόμορφη" κατανομή, βασισμένη σε οριζόντια φορτία που είναι ανάλογα προς τη μάζα ανεξάρτητα από την στάθμη (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης)
- "ιδιομορφική" κατανομή, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση (σύμφωνα με EC8-1 §4.3.3.2 ή 4.3.3.3).

Ως πρώτη κατανομή («ιδιομορφική») επιλέγεται η κατανομή των φορτίων καθ' ύψος σύμφωνα με το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής στη θεωρούμενη διεύθυνση. Έτσι, σ' αυτήν την περίπτωση, η στατική ανελαστική ανάλυση κατά X δουλεύει με την 2^η ιδιομορφή, που είναι η κύρια μεταφορική σε αυτή τη διεύθυνση, ενώ η στατική ανελαστική ανάλυση κατά Y δουλεύει με την 1^η ιδιομορφή, που αντίστοιχα είναι η κύρια μεταφορική ιδιομορφή στην Y διεύθυνση. Επιλέγεται να γίνουν συνδυασμοί φορτίσεων για την ταυτόχρονη δράση στις δύο διευθύνσεις όπως ορίζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.7.3.1 και §5.4.9 β) και στον EC-8 -1 (§4.3.3.5.1 (3) και (6)). Ως δεύτερη κατανομή εφαρμόζεται η ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων καθ' ύψος.

Επίσης, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει ότι τα οριζόντια φορτία θα πρέπει να εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις («θετική» - «αρνητική») και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο. Έτσι, προέκυψαν τελικά 16 διαφορετικές ανελαστικές στατικές αναλύσεις: 4 ιδιομορφικές κατά X ($\pm X \pm 0,30Y$), 4 ιδιομορφικές αναλύσεις κατά τη διεύθυνση Y ($\pm 0,30X \pm Y$), 4 ομοιόμορφες αναλύσεις κατά X ($\pm X \pm 0,30Y$) και 4 κατά Y ($\pm 0,30X \pm Y$). Επιπλέον έγιναν 2 ομοιόμορφες φορτίσεις κατά X και Y, για κάθε διεύθυνση ξεχωριστά (χωρίς το συνυπολογισμό της άλλης διεύθυνσης). Στο παρόν τεύχος παρουσιάζονται οι δυσμενέστεροι συνδυασμοί για κάθε διεύθυνση.

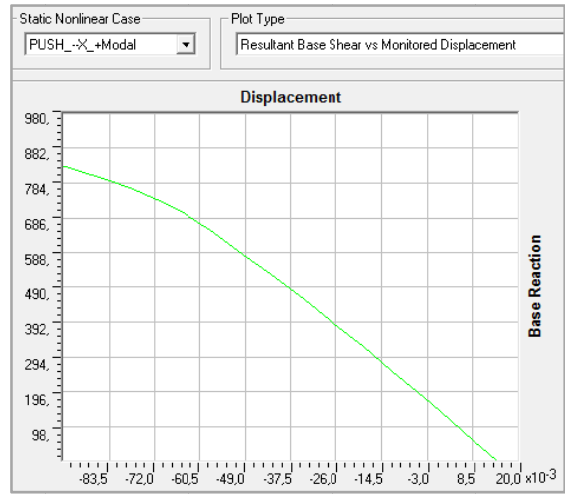
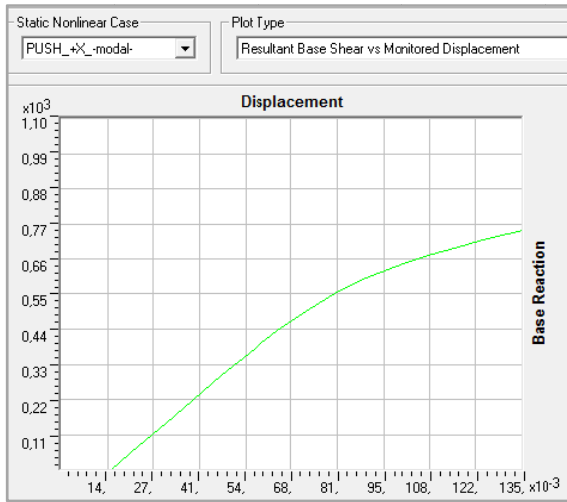
Σε όλες τις περιπτώσεις χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος «*restart using secant stiffness*», κατά την οποία κάθε φορά που κάποιο στοιχείο αστοχεί, η διαδικασία ξεκινάει από την αρχή, λαμβάνοντας υπόψη τις μειωμένες δυσκαμψίες εκείνων των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης (τέμνουσας βάσης V - μετακίνησης κόμβου ελέγχου δ) για κάθε μία από τις οχτώ δυσμενέστερες ανελαστικές στατικές αναλύσεις.

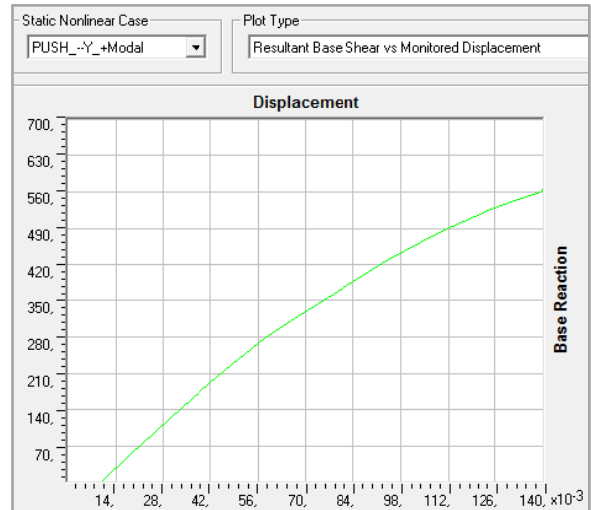
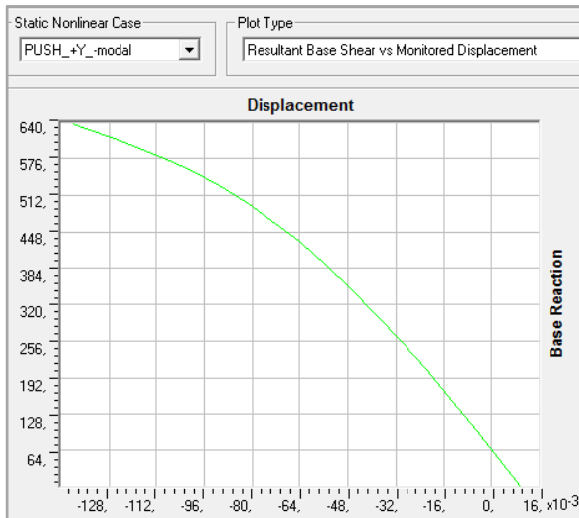
Οι καμπύλες αντίστασης V-δ εκφράζουν τη μη- γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετακίνησης κορυφής. Δηλαδή, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους, και αυξανόμενη τέμνουσα βάσης σε κάθε βήμα, υπολογίζεται η μετακίνηση κορυφής λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.

Από τις ακόλουθες εικόνες φαίνεται ότι για καμία από τις κατανομές φορτίσεων που έχουν επιβληθεί δεν έχει εξαντληθεί η αντοχή του κτιρίου, αφού οι καμπύλες έχουν ανοδικό κλάδο.

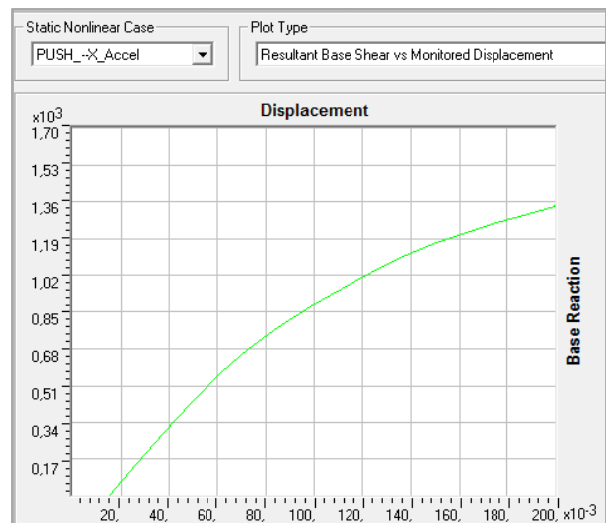
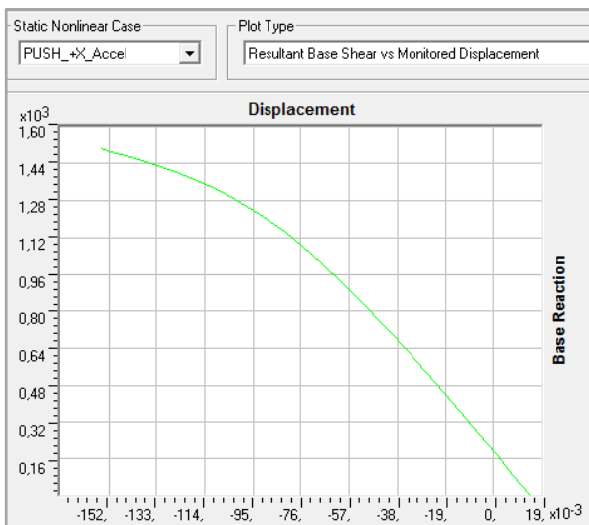
Ιδιομορφική κατανομή: Καμπύλες Αντίστασης κατά X και -X



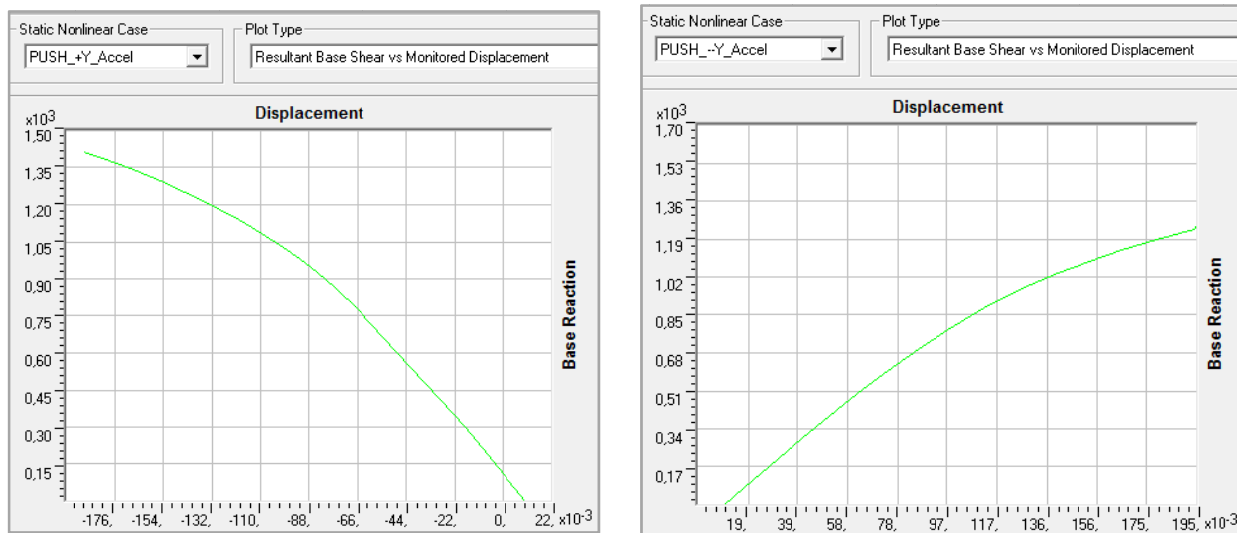
Ιδιομορφική κατανομή: Καμπύλες Αντίστασης κατά Y και -Y



Ομοιόμορφη κατανομή: Καμπύλες Αντίστασης κατά X και -X



Ομοιόμορφη κατανομή: Καμπύλες Αντίστασης κατά Y και -Y



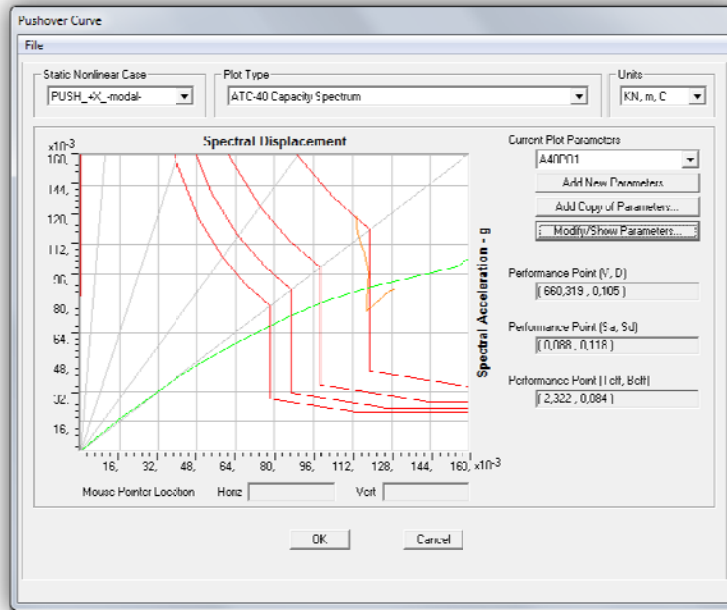
Σχήμα 5.19: Καμπύλες αντίστασης για όλες τις κατανομές οριζόντιου φορτίου

Παρατηρείται, ότι στις ομοιόμορφες κατανομές οριζόντιου φορτίου, αναπτύσσεται μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης σε σχέση με τις ιδιομορφικές κατανομές για την ίδια μετατόπιση κορυφής

Στη συνέχεια παρουσιάζονται για κάθε κατανομή του οριζόντιου φορτίου και κάθε διεύθυνση το σημείο επιτελεσματικότητας σύμφωνα με τη μέθοδο του φάσματος ικανότητας του ATC-40, καθώς και η συνολική εικόνα της διαρροής σε αυτό.

Ιδιομορφική Κατανομή κατά X

Στο ακόλουθο σχήμα, παρουσιάζεται σχηματικά ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας με τη μέθοδο του ATC -40. Με κόκκινο χρώμα δίνεται το ελαστικό φάσμα του EC8 και μια σειρά μειωμένων αποκρίσεων σε μορφή ADRS. Η πράσινη καμπύλη αποτελεί το φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, όπως προκύπτει από την καμπύλη αντίστασης. Με πορτοκαλί χρώμα ορίζεται ο γεωμετρικός τόπος όλων των σημείων (β_{eff} , d_{pi}) όπως ορίζονται στον ATC-40. Η τομή της πορτοκαλί γραμμής (απαίτηση) και της πράσινης καμπύλης (ικανότητα) ορίζουν το σημείο επιτελεστικότητας.

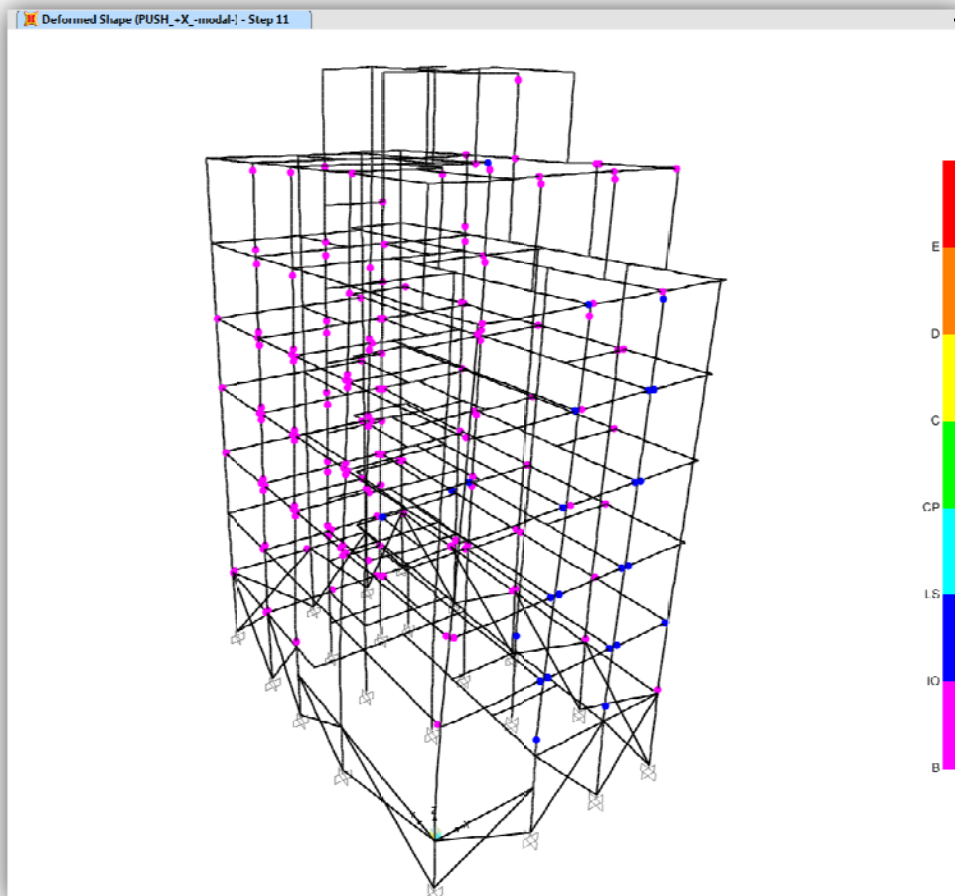


Σχήμα 5.20: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η ιδιομορφική ανάλυση κατά X πραγματοποιήθηκε σε 18 βήματα και για το συνδυασμό ιδιομορφών X-0.30Y ο οποίος ήταν και ο δυσμενέστερος για αυτήν την κατεύθυνση. Το σημείο επιτελεστικότητας εντοπίζεται μεταξύ των βημάτων 10 και 11.

Ιδιομορφική κατανομή +X										
Καμπύλη Αντίστασης			Καμπύλη Απαίτησης - Ικανότητας							
Βήμα	Μετακίνηση (m)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	T_{eff}	B_{eff}	Ικανότητα		Απαίτηση		Alpha	PFPhi
					S_d (m)	S_a	S_d (m)	S_a		
8	0,080255	550,22	2,19	0,074	0,088	0,074	0,109	0,092	0,518	0,741
9	0,089406	598,49	2,23	0,078	0,100	0,081	0,109	0,088	0,520	0,747
10	0,097366	632,76	2,28	0,082	0,109	0,085	0,108	0,083	0,523	0,756
ΣΕ	0,105	660,32	2,32	0,084	0,118	0,088				
11	0,107626	670,73	2,34	0,086	0,122	0,090	0,106	0,078	0,525	0,763

Σε αυτό το σημείο , η συνολική εικόνα διαρροής της κατασκευής παρουσιάζεται στην ακόλουθη εικόνα.



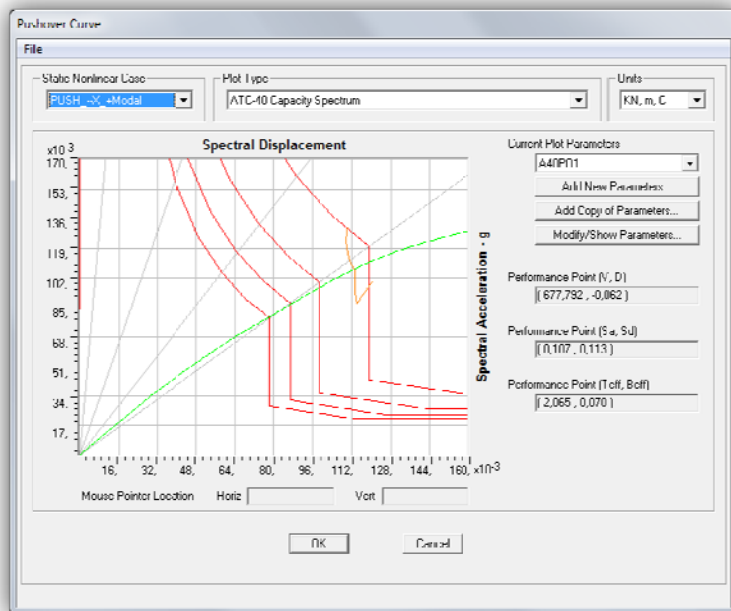
Σχήμα 5.21: Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

Καμπύλη Αντίστασης -Ιδιομορφική κατανομή +X											
Βήμα	δ (m)	V (kN)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	> E	Σύνολο
8	0,080255	550,22	742	126	14	0	0	0	0	0	882
9	0,089406	598,49	726	140	16	0	0	0	0	0	882
10	0,097366	632,76	711	154	17	0	0	0	0	0	882
11	0,107626	670,73	698	160	24	0	0	0	0	0	882

Παρατηρούμε, (όπως αποδεικνύεται και από τον παραπάνω πίνακα) ότι αρκετά στοιχεία έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή (χρώματα ροζ, σκούρο μπλε), ωστόσο κανένα δεν έχει ξεπεράσει το 75% της οριακής γωνίας στροφής χορδής. Γεγονός που σημαίνει, ότι αν σαν στάθμη επιτελεστικότητας επιλεγθεί η «Προστασία ζωής», τότε με βάση αυτήν την ανάλυση και μόνο, η κατασκευή επαρκεί, και δεν χρειάζεται καμία ενίσχυση.

Ιδιομορφική κατανομή κατά -X

Η ανάλυση με ιδιομορφική κατανομή οριζόντιου φορτίου κατά -X ολοκληρώθηκε σε 18 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας εντοπίζεται μεταξύ των βημάτων 10 και 11. Στην ακόλουθη εικόνα παρουσιάζεται ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40.

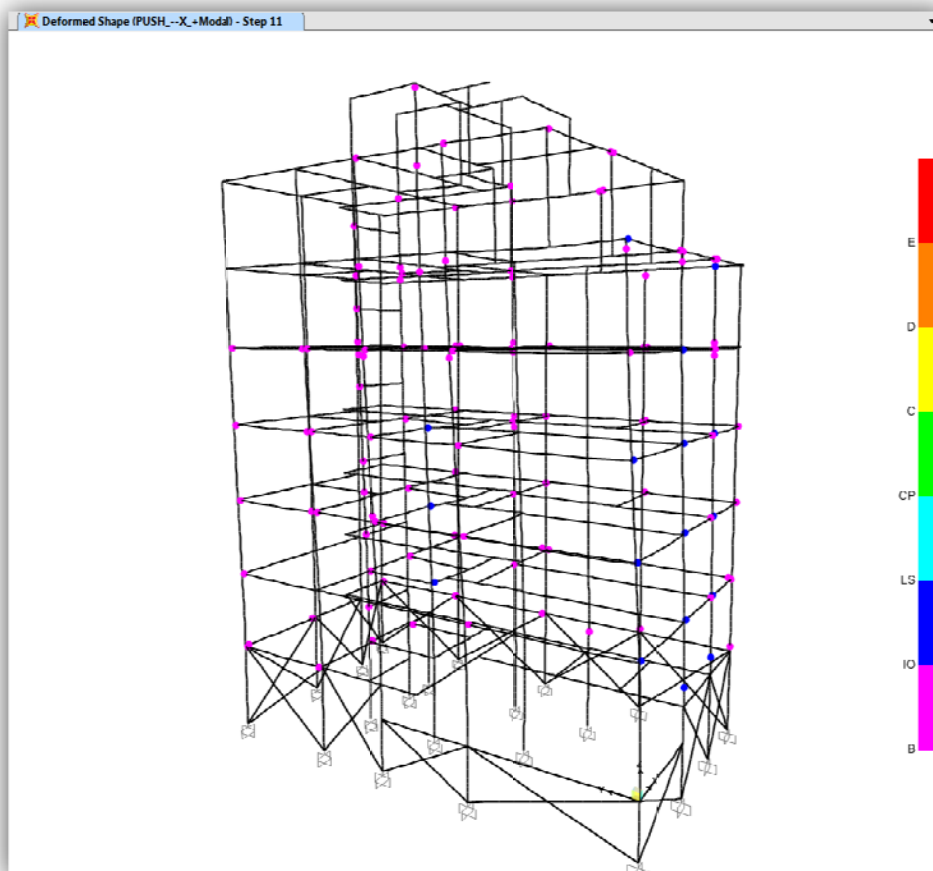


Σχήμα 5.22: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, καθώς και τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Ιδιομορφική κατανομή -X										
Καμπύλη Αντίστασης			Καμπύλη Απαίτησης - Ικανότητας							
Βήμα	Μετακίνηση (m)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	T _{eff}	B _{eff}	Ικανότητα		Απαίτηση		Alpha	PFPhi
					S _d (m)	S _a	S _d (m)	S _a		
8	-0,04277	526,90	1,99	0,065	0,079	0,080	0,105	0,106	0,460	0,729
9	-0,04947	582,94	2,01	0,066	0,091	0,090	0,105	0,104	0,453	0,707
10	-0,05777	649,54	2,05	0,068	0,106	0,102	0,105	0,101	0,447	0,684
ΣΕ	-0,06200	677,79	2,07	0,070	0,113	0,107				
11	-0,06438	697,82	2,08	0,071	0,118	0,110	0,105	0,098	0,445	0,672
12	-0,07161	738,51	2,12	0,076	0,130	0,117	0,104	0,093	0,443	0,662

Η συνολική εικόνα της διαρροής στο σημείο επιτελεστικότητας παρουσιάζεται αμέσως παρακάτω.



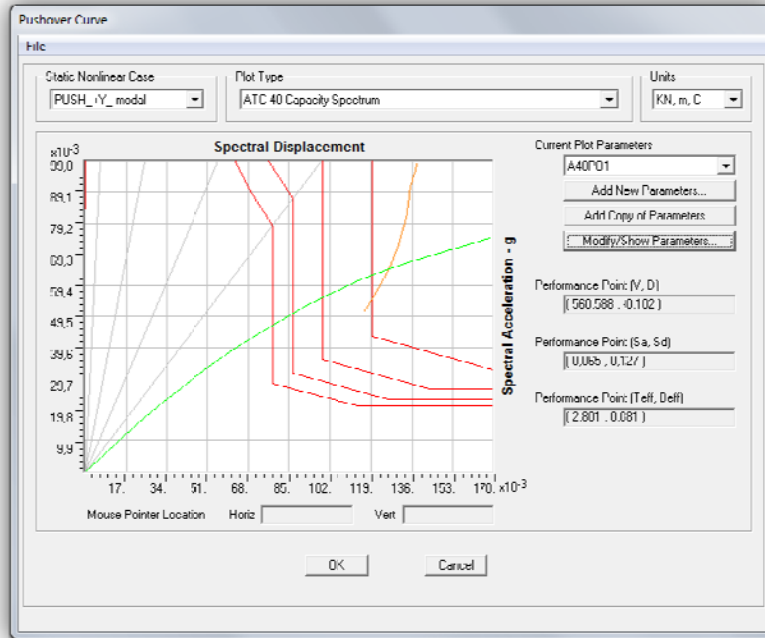
Σχήμα 5.23: Συνολική εικόνα διαρροής στο σημείο επιτελεστικότητας

Καμπύλη Αντίστασης -Ιδιομορφική κατανομή -X											
Βήμα	δ (m)	V (kN)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	> E	Σύνολο
8	-0,042774	526,90	780	99	3	0	0	0	0	0	882
9	-0,049465	582,94	774	98	10	0	0	0	0	0	882
10	-0,057772	649,54	767	102	13	0	0	0	0	0	882
11	-0,064376	697,82	747	118	17	0	0	0	0	0	882
12	-0,071606	738,51	727	136	19	0	0	0	0	0	882

Και για αυτήν την κατανομή φορτίου πολλά στοιχεία του φορέα έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή, αλλά κανένα από αυτά δεν έχει ξεπεράσει το όριο της στάθμης «προστασία ζωής» (Life Safety).

Ιδιομορφική κατανομή κατά Y

Η ανάλυση με ιδιομορφική κατανομή οριζόντιου φορτίου κατά +Y ολοκληρώθηκε σε 18 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας εντοπίζεται μεταξύ των βημάτων 13 και 14. Στην ακόλουθη εικόνα παρουσιάζεται ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40.

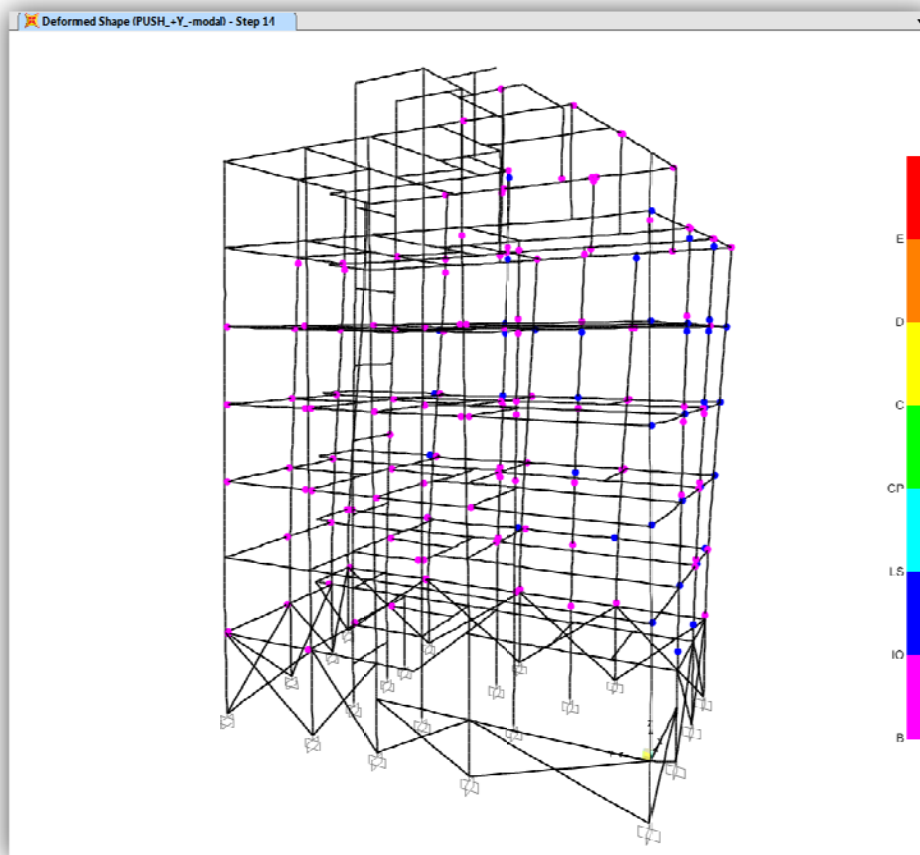


Σχήμα 5.24: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, καθώς και τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος για τα βήματα πριν και μετά το σημείο επιτελεστικότητας παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Ιδιομορφική κατανομή +Y										
Καμπύλη Αντίστασης			Καμπύλη Απαιτήσης - Ικανότητας							
Βήμα	Μετακίνηση (m)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	T _{eff}	B _{eff}	Ικανότητα		Απαιτήση		Alpha	PFPhi
					S _d (m)	S _a	S _d (m)	S _a		
11	-0,081349	496,72	2,69	0,074	0,102	0,057	0,120	0,067	0,613	0,894
12	-0,091275	529,68	2,74	0,077	0,114	0,061	0,118	0,063	0,608	0,888
13	-0,10087	557,34	2,79	0,081	0,125	0,065	0,115	0,059	0,605	0,886
ΣΕ	-0,102	560,59	2,80	0,081	0,127	0,065				
14	-0,110526	579,47	2,85	0,085	0,136	0,067	0,112	0,055	0,604	0,888

Η συνολική εικόνα της διαρροής στο σημείο επιτελεστικότητας παρουσιάζεται αμέσως παρακάτω.



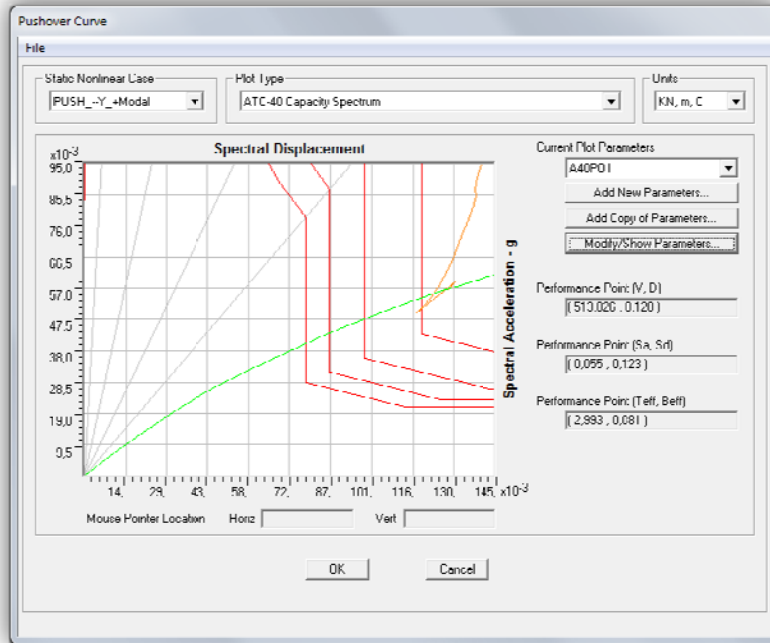
Σχήμα 5.25: Συνολική εικόνα διαρροής στο σημείο επιτελεστικότητας

Καμπύλη Αντίστασης - Ιδιομορφική κατανομή +Y											
Βήμα	δ (m)	V (kN)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	> E	Σύνολο
11	-0,08135	496,72	740	125	17	0	0	0	0	0	882
12	-0,09128	529,68	731	127	24	0	0	0	0	0	882
13	-0,10087	557,34	714	137	31	0	0	0	0	0	882
14	-0,11053	579,47	707	135	40	0	0	0	0	0	882

Και για αυτήν την κατανομή φορτίου αρκετά στοιχεία έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή αλλά κανένα δεν έχει ξεπεράσει τη στάθμη «προστασία ζωής», άρα θεωρητικά ο φορέας δεν χρειάζεται κάποια ενίσχυση.

Ιδιομορφική κατανομή κατά -Y

Η ανάλυση με ιδιομορφική κατανομή οριζόντιου φορτίου κατά -Y ολοκληρώθηκε σε 18 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας εντοπίζεται μεταξύ των βημάτων 12 και 13. Στο σχήμα (5.26) παρουσιάζεται ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC- 40.

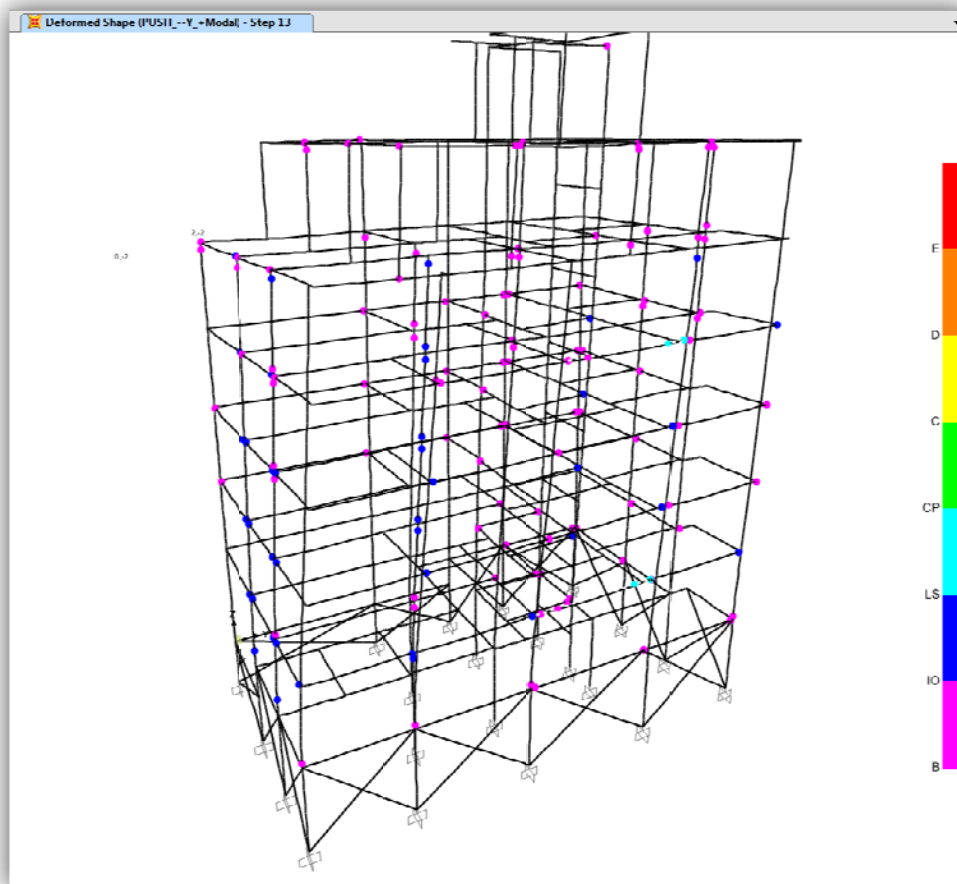


Σχήμα 5.26: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, καθώς και τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Ιδιομορφική κατανομή -Y										
Καμπύλη Αντίστασης			Καμπύλη Απαίτησης - Ικανότητας							
Βήμα	Μετακίνηση (m)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	T _{eff}	B _{eff}	Ικανότητα		Απαίτηση		Alpha	PFPhi
					S _d (m)	S _a	S _d (m)	S _a		
11	0,103987	463,84	2,91	0,077	0,104	0,050	0,116	0,055	0,656	0,901
12	0,113172	494,15	2,96	0,079	0,115	0,053	0,114	0,052	0,653	0,895
ΣΕ	0,120	513,03	2,99	0,081	0,123	0,055				
13	0,122832	521,13	3,01	0,082	0,126	0,056	0,111	0,049	0,650	0,893
14	0,131645	543,59	3,05	0,084	0,136	0,059	0,108	0,047	0,646	0,892

Η συνολική εικόνα διαρροής στο σημείο επιτελεστικότητας παρουσιάζεται στις επόμενες εικόνες.



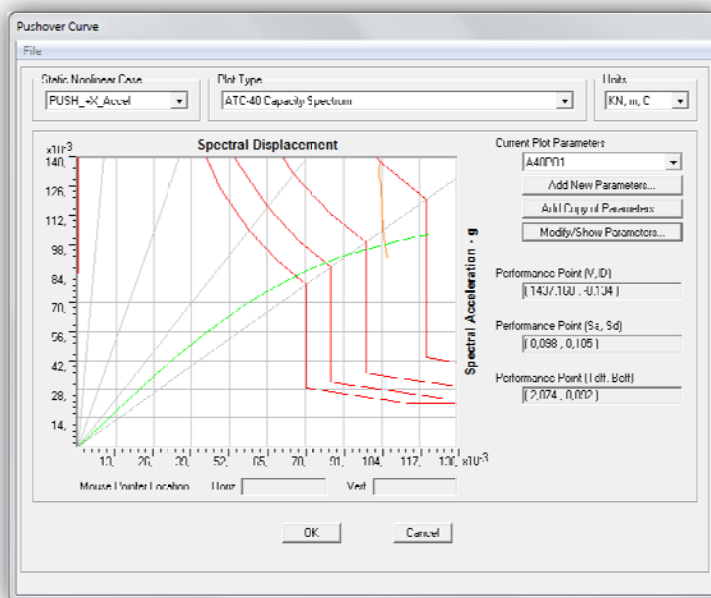
Σχήμα 5.27: Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

Καμπύλη Αντίστασης - Ιδιομορφική κατανομή -Y											
Βήμα	δ (m)	V (kN)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	> E	Σύνολο
11	0,103987	463,84	753	96	33	0	0	0	0	0	882
12	0,113172	494,15	740	104	37	1	0	0	0	0	882
13	0,122832	521,13	731	109	40	2	0	0	0	0	882
14	0,131645	543,59	721	113	44	4	0	0	0	0	882

Παρατηρούμε, ότι αρκετά σημεία έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή, ωστόσο δύο στοιχεία έχουν ξεπεράσει το όριο της στάθμης «προστασία ζωής» και έχουν περάσει στη στάθμη «αποφυγή οιονεί κατάρρευσης» (Collapse Prevention). Τα στοιχεία αυτά είναι οι δοκοί ID25 και CD24 στο ισόγειο και στον Γ' όροφο αντίστοιχα. Αυτό σημαίνει πρακτικά, ότι θέτοντας σαν στόχο το κτίριο να επαρκεί για τη στάθμη «προστασία ζωής», χρειάζεται να γίνει κάποια επέμβαση στο κτίριο ώστε κανένα από τα στοιχεία να μην ξεπερνά το όριο που έχει τεθεί.

Ομοιόμορφη κατανομή κατά +X

Η ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιου φορτίου κατά +X ολοκληρώθηκε σε 22 βήματα και το σημείο επιτελεστικότητας εντοπίζεται μεταξύ των βημάτων 19 και 20. Στην ακόλουθη εικόνα παρουσιάζεται ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40.

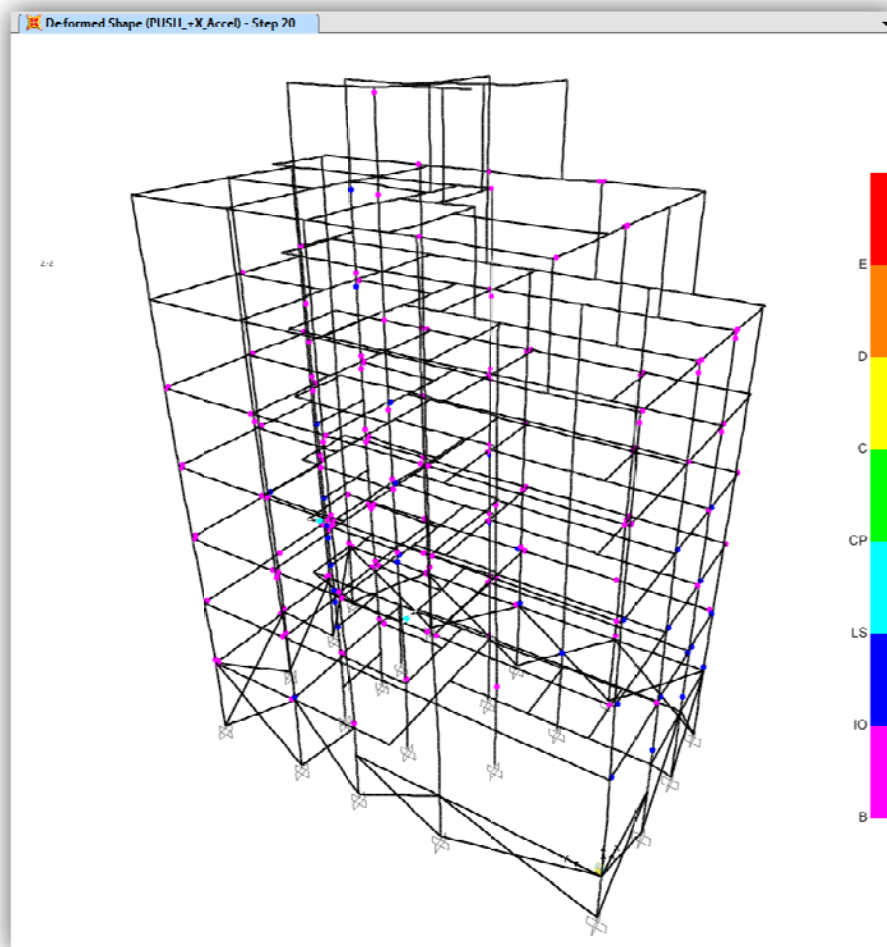


Σχήμα 5.28: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, καθώς και τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Ομοιόμορφη Κατανομή +X										
Καμπύλη Αντίστασης			Καμπύλη Απαιτήσης - Ικανότητας							
Βήμα	Μετακίνηση (m)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	T _{eff}	B _{eff}	Ικανότητα		Απαιτήση		Alpha	PFPhi
					S _d (m)	S _a	S _d (m)	S _a		
18	-0,12537	1403,37	2,04	0,087	0,099	0,096	0,094	0,091	1,024	1,416
19	-0,13431	1438,44	2,08	0,092	0,105	0,098	0,093	0,087	1,024	1,415
20	-0,14172	1463,19	2,11	0,095	0,111	0,100	0,093	0,084	1,024	1,414
21	-0,15135	1493,96	2,15	0,100	0,117	0,102	0,093	0,081	1,024	1,414

Η συνολική εικόνα διαρροής για την ομοιόμορφη κατανομή φορτίου κατά +X στο σημείο επιτελεστικότητας παρουσιάζεται παρακάτω:

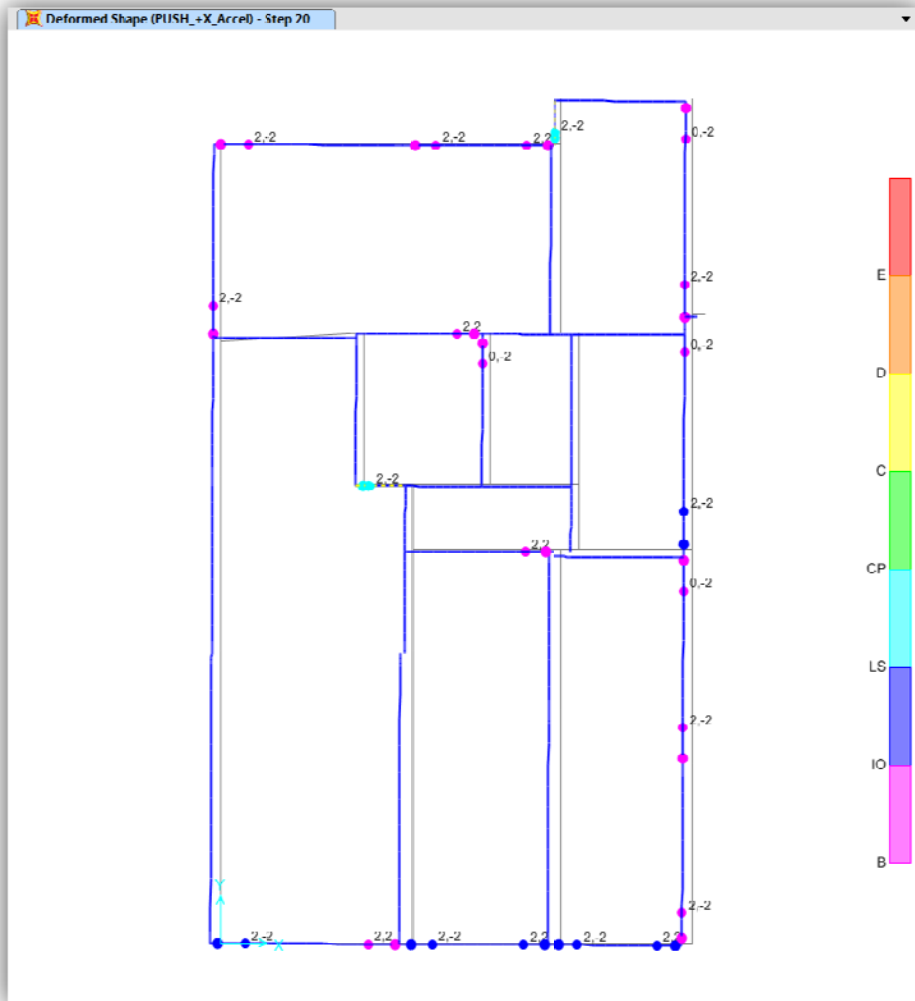


Σχήμα 5.29: Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

Καμπύλη Αντίστασης - Ομοιόμορφη κατανομή κατά +X											
Βήμα	δ (m)	V (kN)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	> E	Σύνολο
18	-0,12537	1403,37	701	157	24	0	0	0	0	0	882
19	-0,13431	1438,44	695	155	32	0	0	0	0	0	882
20	-0,14172	1463,19	688	157	35	2	0	0	0	0	882
21	-0,15135	1493,96	681	158	41	2	0	0	0	0	882

Παρατηρούμε, ότι όπως και προηγουμένως δύο στοιχεία έχουν περάσει το όριο της «προστασίας ζωής» και έχουν εισέλθει στην περιοχή της στάθμης «Αποφυγή σιονει κατάρρευσης». Τα στοιχεία αυτά είναι οι δοκοί ID7a και ID15b του ισογείου.

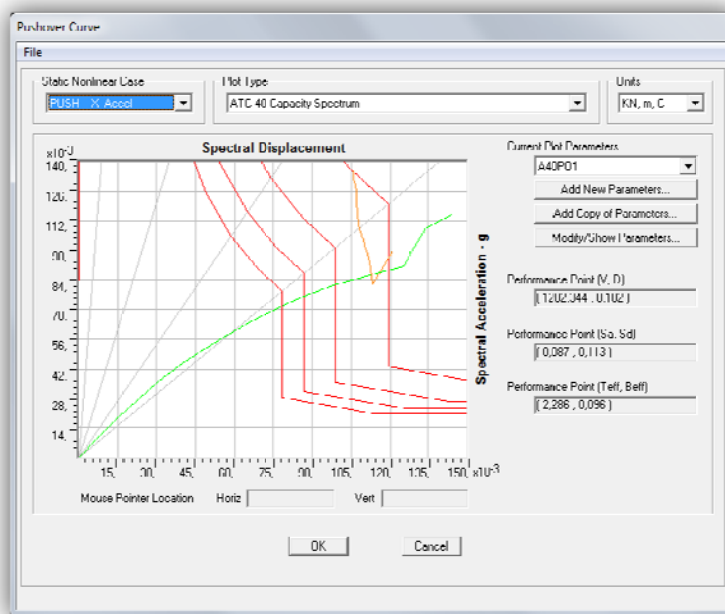
Στην εικόνα που ακολουθεί παρουσιάζεται η κάτοψη του ισογείου στο σημείο επιτελεστικότητας.



Σχήμα 5.30: Εικόνα διαρροής της στάθμης του ισογείου στο σημείο επιτελεστικότητας

Ομοιόμορφη κατανομή κατά -X

Η ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιου φορτίου κατά -X πραγματοποιήθηκε σε 18 βήματα και το σημείο επιτελεστικότητας εντοπίζεται μεταξύ των βημάτων 13 και 14. Στην ακόλουθη εικόνα παρουσιάζεται ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40.

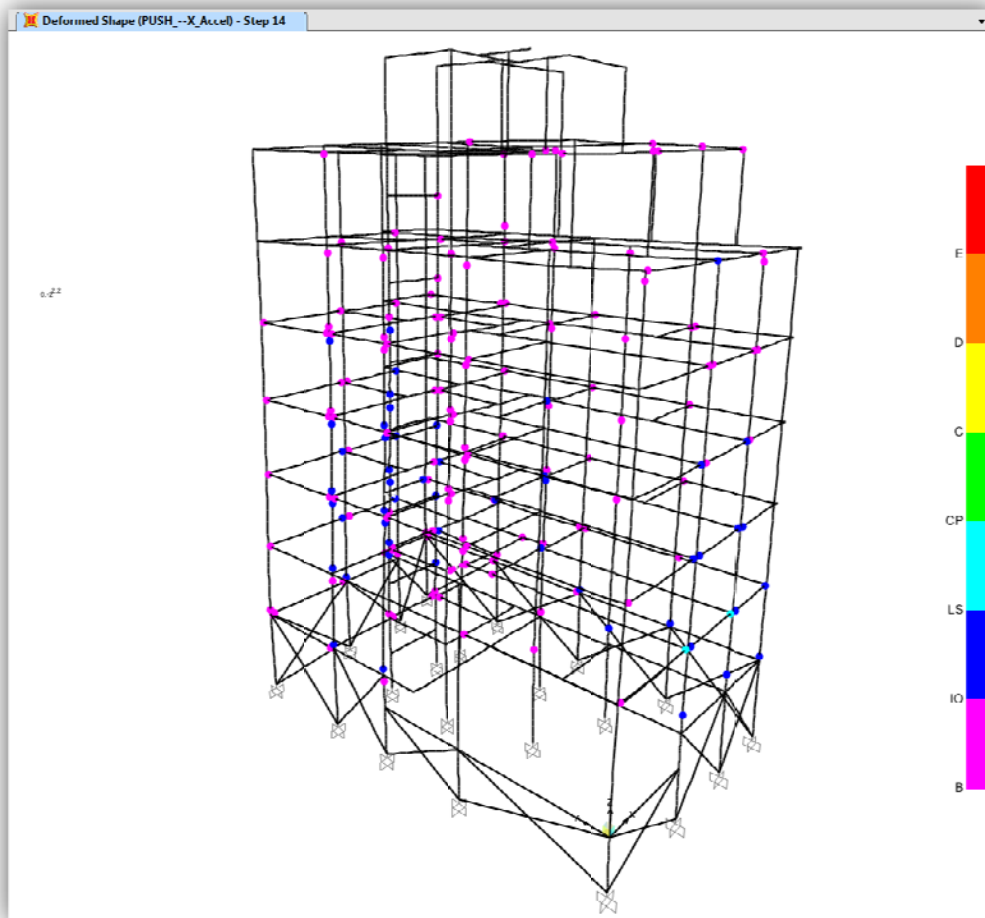


Σχήμα 5.31: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η τέμνουσα βάσης V, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου δ, καθώς και τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (T_{eff} , B_{eff} , S_d , S_a) για τα βήματα πριν και μετά το σημείο επιτελεστικότητας παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Ομοιόμορφη κατανομή -X										
Καμπύλη Αντίστασης			Καμπύλη Απαίτησης - Ικανότητας							
Βήμα	Μετακίνηση (m)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	T_{eff}	B_{eff}	Ικανότητα		Απαίτηση		Alpha	PFPhi
					S_d (m)	S_a	S_d (m)	S_a		
12	0,16131	1212,73	2,20	0,089	0,098	0,082	0,100	0,083	1,042	1,493
13	0,17339	1255,20	2,25	0,094	0,107	0,085	0,099	0,079	1,040	1,488
ΣΕ	0,182	1282,34	2,29	0,096	0,113	0,087				
14	0,18477	1291,92	2,30	0,097	0,115	0,087	0,099	0,076	1,036	1,483
15	0,19955	1336,99	2,36	0,101	0,125	0,091	0,099	0,072	1,032	1,476
16	0,21145	1602,63	2,23	0,070	0,134	0,108	0,112	0,091	1,036	1,466

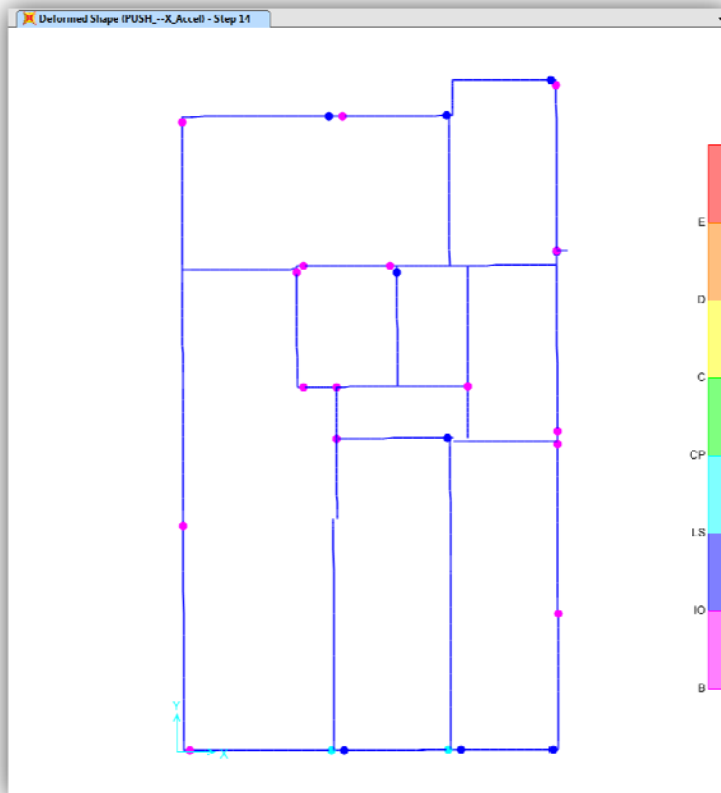
Η συνολική εικόνα διαρροής στο βήμα αμέσως μετά το σημείο επιτελεστικότητας παρουσιάζεται στην ακόλουθη εικόνα.



Σχήμα 5.32: Συνολική εικόνα διαρροής στο σημείο επιτελεστικότητας

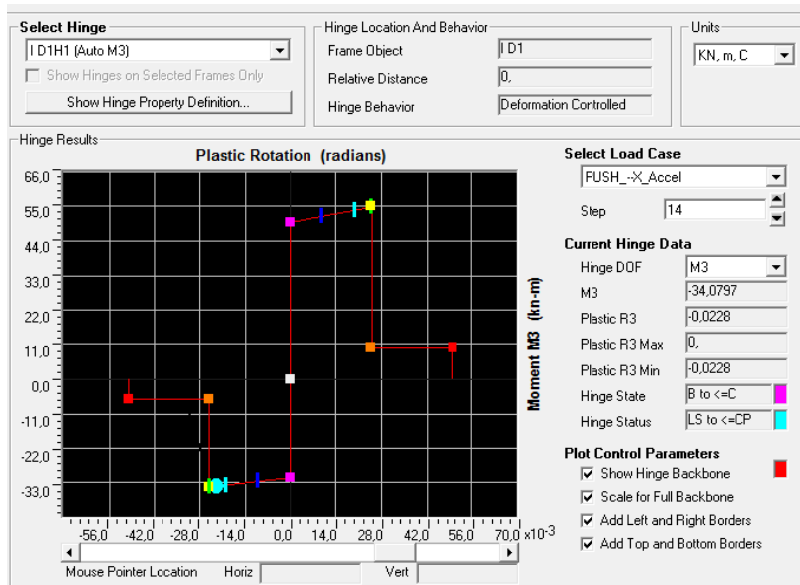
Καμπύλη Αντίστασης –Ομοιόμορφη κατανομή κατά-X											
Βήμα	δ (m)	V (kN)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	> E	Σύνολο
12	0,16131	1212,73	706	136	40	0	0	0	0	0	882
13	0,17339	1255,20	693	141	47	1	0	0	0	0	882
14	0,18477	1291,92	686	143	51	2	0	0	0	0	882
15	0,19955	1336,99	671	144	64	3	0	0	0	0	882
16	0,21145	1602,63	645	161	68	7	0	0	1	0	882

Παρατηρούμε ότι και κατ’ αυτήν τη διεύθυνση δύο δοκοί του ισογείου (ID1 και ID2) έχουν ξεπεράσει το όριο της στάθμης «Προστασία ζωής», γεγονός που σημαίνει ότι η κατασκευή ενδεχομένως χρειάζεται κάποια επέμβαση. Η κάτοψη του ισογείου για την παραμορφωμένη κατάσταση στο σημείο επιτελεστικότητας παρουσιάζεται στην ακόλουθη εικόνα.



Σχήμα 5.33: Εικόνα διαρροής της στάθμης του ισογείου στο σημείο επιτελεστικότητας

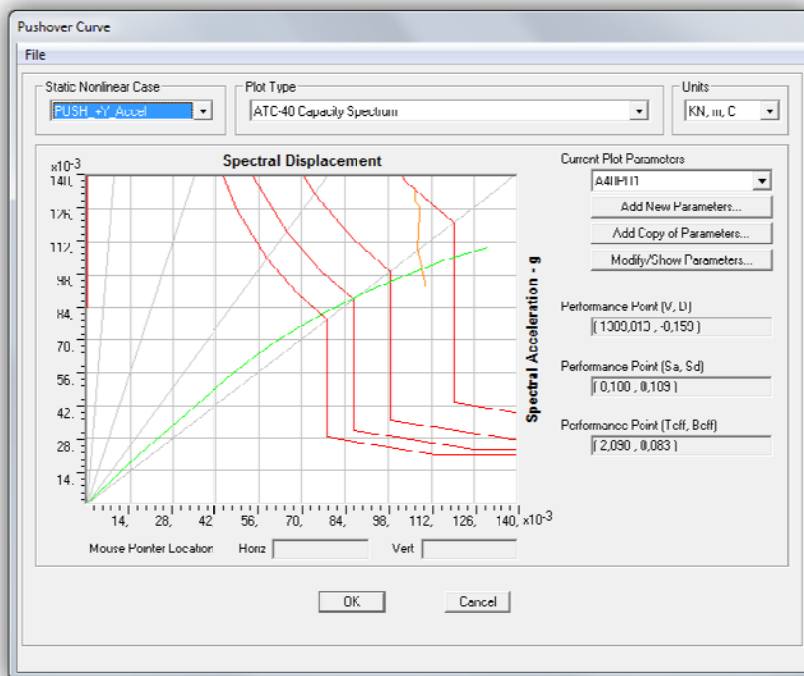
Τα στοιχεία που φαίνεται να καταπονούνται περισσότερο, και έχουν εισέλθει βαθύτερα στην πλαστική περιοχή, όπως ήταν αναμενόμενο, είναι οι δοκοί που είναι παράλληλες στη διεύθυνση X. Ωστόσο, επειδή το οριζόντιο φορτίο συνδυάζεται και με το 30% της Y διεύθυνσης, υπάρχουν και στοιχεία παράλληλα στη διεύθυνση Y που έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή. Στο ακόλουθο σχήμα παρουσιάζεται η πορεία πλαστικοποίησης της δοκού ID1 του ισογείου.



Σχήμα 5.34: Διάγραμμα Ροπής - στροφής για τη δοκό ID1

Ομοιόμορφη κατανομή κατά +Y

Η ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή οριζώντιου φορτίου κατά +Y πραγματοποιήθηκε σε 17 βήματα και το σημείο επιτελεστικότητας εντοπίζεται μεταξύ των βημάτων 14 και 15. Στην εικόνα που ακολουθεί παρουσιάζεται ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40.

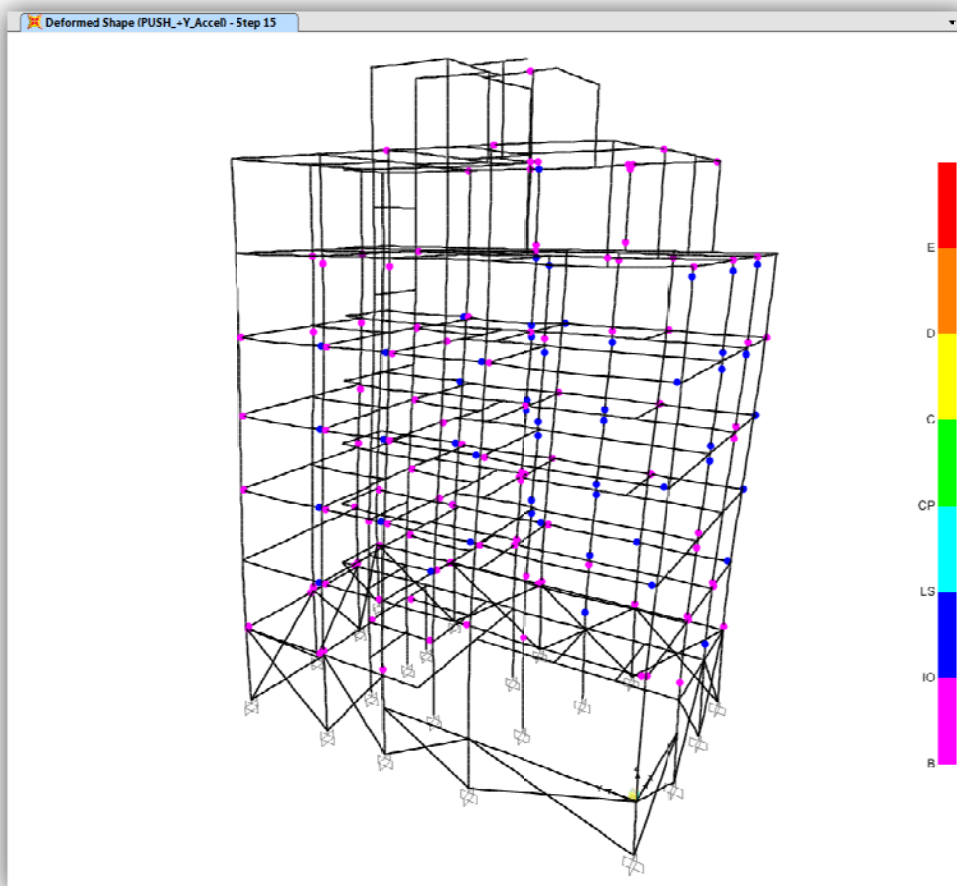


Σχήμα 5.35: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, καθώς και τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Ομοιόμορφη κατανομή +Y										
Καμπύλη Αντίστασης			Καμπύλη Απαίτησης - Ικανότητας							
Βήμα	Μετακίνηση (m)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	T _{eff}	B _{eff}	Ικανότητα		Απαίτηση		Alpha	PFPhi
					S _d (m)	S _a	S _d (m)	S _a		
13	-0,144574	1253,22	2,05	0,099	0,099	0,095	0,099	0,095	0,920	1,553
14	-0,155482	1297,43	2,08	0,107	0,107	0,099	0,098	0,092	0,915	1,548
ΣΕ	-0,159	1309,013	2,09	0,116	0,109	0,100				
15	-0,16891	1346,48	2,12	0,123	0,116	0,104	0,098	0,088	0,910	1,543
16	-0,181711	1387,43	2,16	0,125	0,125	0,107	0,098	0,084	0,906	1,539
17	-0,190073	1411,18	2,19	0,130	0,130	0,109	0,098	0,082	0,903	1,537

Η συνολική εικόνα διαρροής της κατασκευής στο σημείο επιτελεστικότητας παρουσιάζεται παρακάτω.



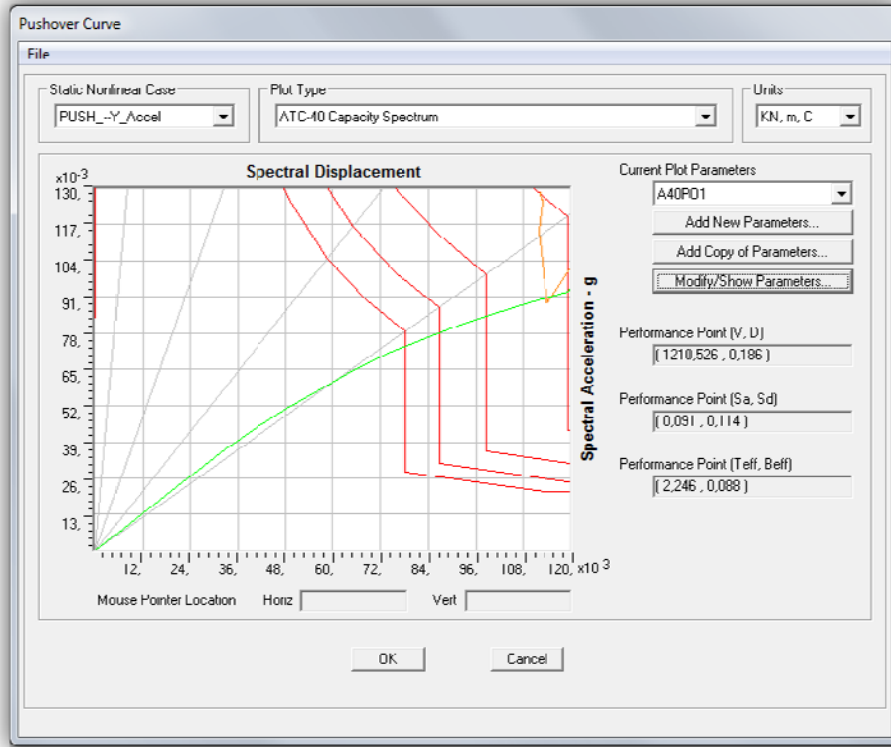
Σχήμα 5.36: Συνολική εικόνα διαρροής στο σημείο επιτελεστικότητας

Καμπύλη Αντίστασης -Ομοιόμορφη κατανομή κατά +Y											
Βήμα	δ (m)	V (kN)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	> E	Σύνολο
13	-0,14457	1253,22	736	114	32	0	0	0	0	0	882
14	-0,15548	1297,43	725	112	45	0	0	0	0	0	882
15	-0,16891	1346,48	715	115	52	0	0	0	0	0	882
16	-0,18171	1387,43	706	122	53	1	0	0	0	0	882
17	-0,19007	1411,18	700	123	58	1	0	0	0	0	882

Παρατηρούμε ότι έχει εισέλθει ένα μεγάλο μέρος των στοιχείων στην πλαστική περιοχή, ωστόσο κανένα δεν έχει ξεπεράσει το όριο της στάθμης «Προστασία Ζωής».

Ομοιόμορφη κατανομή κατά -Y

Η ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή κατά -Y , η οποία είναι και η δυσμενέστερη από όλες τις κατανομές που παρουσιάστηκαν έως τώρα, πραγματοποιήθηκε σε 17 βήματα και στο σημείο επιτελεστικότητας εμφανίζεται μεταξύ των βημάτων 13 και 14 με τέμνουσα βάσης V=1210.526kN και μετατόπιση του κόμβου ελέγχου δ=0,186m. Στην εικόνα που ακολουθεί παρουσιάζεται ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC 40.

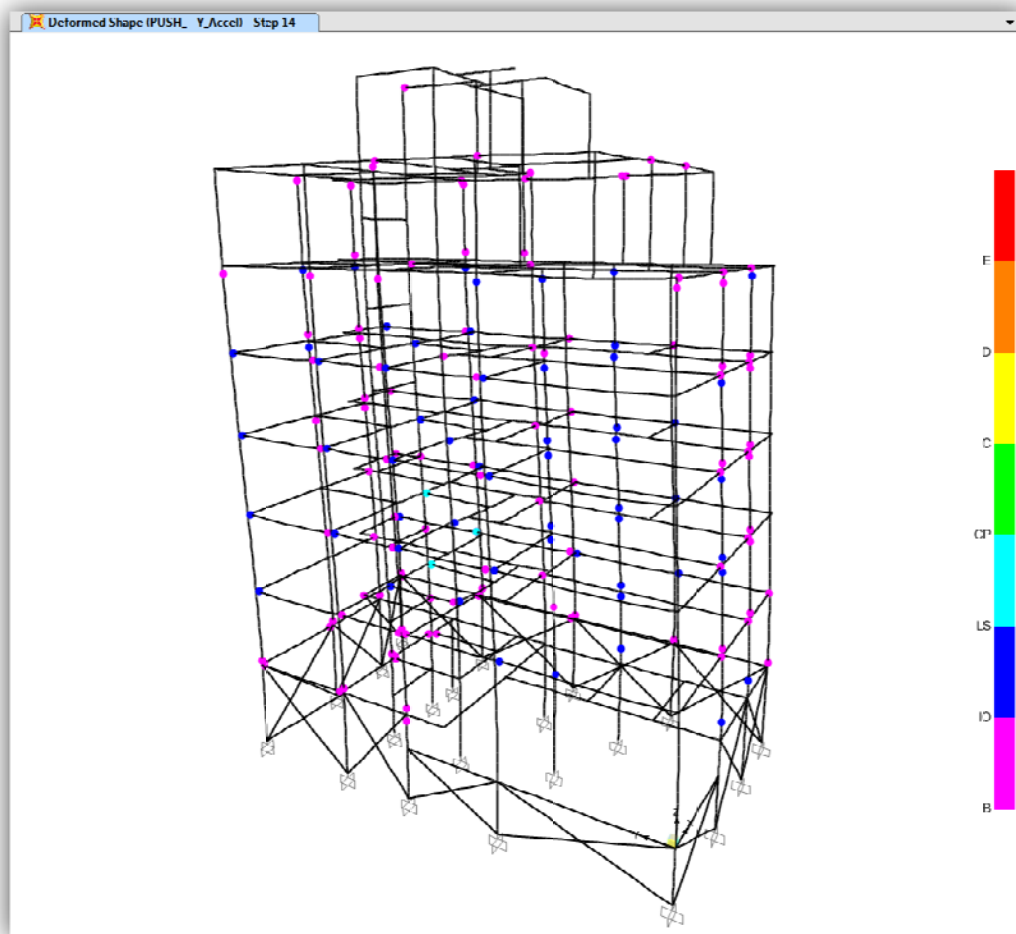


Σχήμα 5.37: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Παρακάτω, παρουσιάζονται η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, η τέμνουσα βάσης για την αντίστοιχη μετακίνηση, καθώς και τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Ομοιόμορφη κατανομή -Y										
Καμπύλη Αντίστασης			Καμπύλη Απαιτήσης - Ικανότητας							
Βήμα	Μετακίνηση (m)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	T _{eff}	B _{eff}	Ικανότητα		Απαιτήση		Alpha	PFPhi
					S _d (m)	S _a	S _d (m)	S _a		
12	0,1659	1.139,77	2,18	0,082	0,101	0,085	0,103	0,087	0,939	1,551
13	0,1796	1.188,95	2,22	0,086	0,110	0,089	0,102	0,083	0,935	1,548
ΣΕ	0,186	1.210,53	2,25	0,088	0,114	0,091				
14	0,1942	1.236,10	2,27	0,090	0,119	0,093	0,102	0,079	0,932	1,545
15	0,2059	1.450,59	2,17	0,066	0,126	0,108	0,113	0,096	0,944	1,550

Η συνολική εικόνα διαρροής της κατασκευής στο σημείο επιτελεστικότητας παρουσιάζεται στην εικόνα που ακολουθεί.

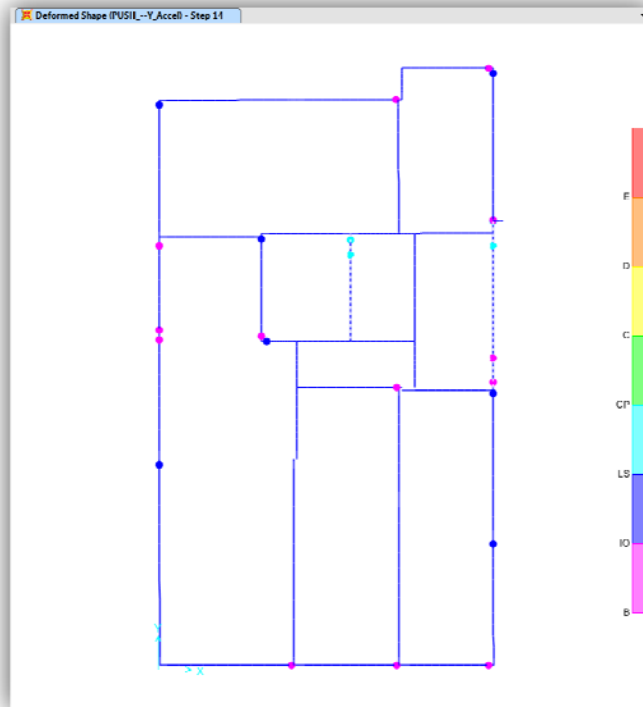


Σχήμα 5.38: Συνολική εικόνα διαρροής στο σημείο επιτελεστικότητας

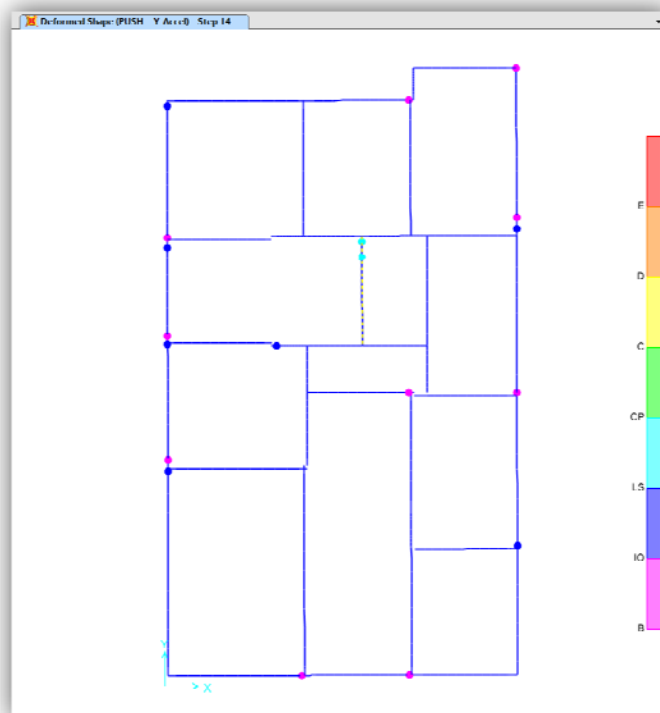
Καμπύλη Αντίστασης - Ομοιόμορφη κατανομή -Y											
Βήμα	δ (m)	V (kN)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	> E	Σύνολο
12	0,1659	1.139,77	727	111	42	2	0	0	0	0	882
13	0,1796	1.188,95	716	112	52	2	0	0	0	0	882
14	0,1942	1.236,10	705	116	58	3	0	0	0	0	882
15	0,2059	1.450,59	691	122	61	6	0	0	2	0	882

Παρατηρούμε, ότι έχει δημιουργηθεί ένας μεγάλος αριθμός πλαστικών αρθρώσεων με έμφαση στις δοκούς. Επιπλέον, 3 στοιχεία (δοκοί ID3, ID25 και AD3) έχουν ξεπεράσει το όριο της στάθμης «Προστασία Ζωής» (LS) και έχουν εισέλθει στην περιοχή της στάθμης «Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης» (CP). Πρακτικά, αυτό σημαίνει ότι για να είναι ικανοποιητική η συμπεριφορά του κτιρίου επιλέγοντας σαν στάθμη επιτελεστικότητας την «Προστασία Ζωής» πρέπει να γίνει κάποια επέμβαση στο κτίριο.

Στις εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζονται οι στάθμες του ισογείου και του Α' Ορόφου στο σημείο επιτελεστικότητας καθώς και οι δοκοί ID4, ID25 και AD3 που έχουν ξεπεράσει το όριο της στάθμης «Προστασία ζωής».



Σχήμα 5.39: Διαρροή στη στάθμη του ισογείου



Σχήμα 5.40: Διαρροή στη στάθμη του Α' ορόφου

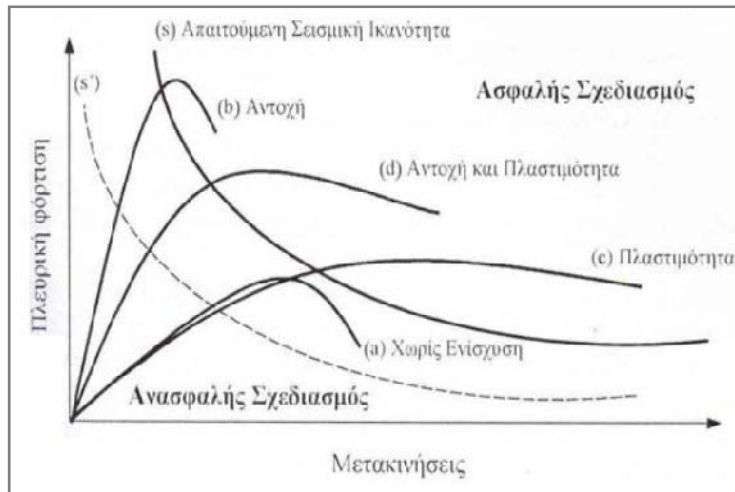
6. ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ

Στην προηγούμενη ενότητα, μέσω της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης, προέκυψε ότι κάποια στοιχεία της κατασκευής ξεπερνούν το όριο της στάθμης που έχει τεθεί σαν επιδιωκόμενος στόχος, δηλαδή της «Προστασίας ζωής». Ωστόσο, όπως έχει αναφερθεί και σε προηγούμενο κεφάλαιο (§4.5.5), μία στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Αυτό πρακτικά σημαίνει, ότι μπορεί ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, (όπως συνέβη και στην παρούσα εργασία), αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από αυτή τη στάθμη. Επομένως, ο μηχανικός θα πρέπει να αξιολογήσει τη σημασία που έχει η εμφάνιση βλαβών σε συγκεκριμένα στοιχεία, στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Για την περίπτωση της υπό μελέτη κατασκευής, θα μπορούσε να γίνει ενδεχομένως μια τοπική επέμβαση στις συγκεκριμένες δοκούς που φαίνεται να ξεπερνούν το όριο της στάθμης. Στα πλαίσια της εργασίας όμως, θεωρείται ότι η κατασκευή στο σύνολο της δεν ικανοποιεί το συγκεκριμένο κριτήριο επιτελεστικότητας και διερευνάται αν και κατά πόσο με κάποιες επιλογές επέμβασης στα υποστυλώματα πρόκειται να αλλάξει η συμπεριφορά της ώστε να επιτευχθεί ο επιδιωκόμενος στόχος.

6.1 Συστήματα επεμβάσεων

Το *σύστημα των επεμβάσεων* είναι η συγκεκριμένη μέθοδος επεμβάσεων που χρησιμοποιείται για την επίτευξη της στρατηγικής που έχει επιλεγεί. Προκειμένου μία κατασκευή να επιδείξει αξιόπιστη σεισμική συμπεριφορά πρέπει να διαθέτει ένα πλήρες σύστημα ανάληψης των σεισμικών φορτίων, το οποίο να είναι ικανό να περιορίζει τις μετακινήσεις σε μεγέθη που αντιστοιχούν σε αποδεκτά επίπεδα βλαβών για την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής που στην προκειμένη περίπτωση θεωρείται η στάθμη «Προστασία ζωής». Οι κύριοι παράγοντες που καθορίζουν την αποδοτικότητα του συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων είναι: (α) η μάζα, η δυσκαμψία, η απόσβεση και η διαμόρφωση του φέροντος και του μη - φέροντος οργανισμού, (β) η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων του φέροντος και του μη - φέροντος οργανισμού και (γ) η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή. Τα συστήματα επεμβάσεων εξασφαλίζουν επαρκή σεισμική συμπεριφορά επηρεάζοντας άμεσα τους παραπάνω παράγοντες και εφαρμόζονται είτε μεμονωμένα είτε σε συνδυασμό.

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



Σχήμα 6.1: Συστήματα επεμβάσεων

Διακρίνονται, κατά συνέπεια, τέσσερις στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με την επιδιωκόμενη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής:

- Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα
- Αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής
- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης της κατασκευής
- Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής (π.χ. σεισμική μόνωση)

Οι μέθοδοι αντισεισμικής ενίσχυσης μπορούν να ταξινομηθούν ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ως εξής:

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

Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

Τα στοιχεία μιας κατασκευής στα οποία επικεντρώνονται οι επεμβάσεις είναι τα υποστυλώματα και αυτό γιατί αυτά είναι που παραλαμβάνουν τα σεισμικά φορτία, εμφανίζουν το μεγαλύτερο ποσοστό των βλαβών και έχουν τις μεγαλύτερες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Η κατασκευή μανδύων σε υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος είναι μία μέθοδος επισκευής και ενίσχυσής τους που εφαρμόζεται με επιτυχία. Είναι μία μέθοδος που εξασφαλίζει αύξηση

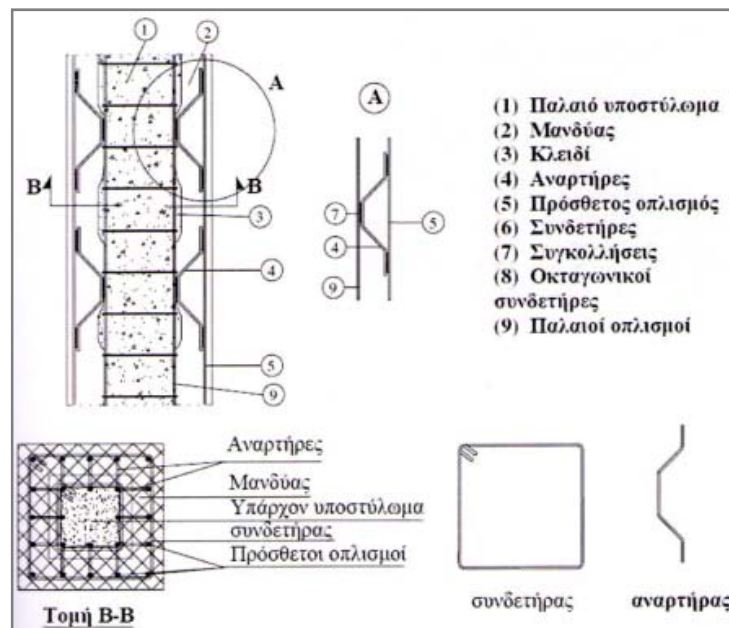
της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων και κατ' επέκταση της κατασκευής. Τα υποστυλώματα στα οποία εφαρμόζεται εμφανίζουν συνήθως σοβαρές βλάβες και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος ή ανεπάρκεια σε κάποιο από τα τρία παραπάνω χαρακτηριστικά τους.

Παράλληλα, η κατασκευή μανδρών οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιείται και για την επισκευή και ενίσχυση δοκών, οι οποίες είτε μπορεί να εμφανίζουν βλάβες είτε να πρόκειται να αυξηθεί το φορτίο που παραλαμβάνουν (π.χ. αλλαγή χρήσης δομήματος). Οι βλάβες των δοκών σε περίπτωση σεισμικών καταπονήσεων, κατά κανόνα, επικεντρώνονται στην περιοχή του κόμβου δοκού – υποστυλώματος. Η επισκευή και η ενίσχυση των κόμβων είναι μια διαδικασία κατά την οποία απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή και γίνεται παράλληλα με την ενίσχυση των υποστυλωμάτων.

Η λογική της μεθόδου αυτής είναι η αύξηση της διατομής του στοιχείου με νέο σκυρόδεμα και νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά του αρχικού. Η μέθοδος μπορεί να εφαρμόζεται για επισκευή ή ενίσχυση του στοιχείου σε συγκεκριμένο τμήμα του (τοπικός μανδύας) ή σε όλο το μήκος του (ολικός μανδύας).

Εκτός από τη βελτίωση των τριών βασικών χαρακτηριστικών του υποστυλώματος η κατασκευή μανδύα προσφέρει και τα παρακάτω:

- Δε μεταβάλλει την αρχιτεκτονική όψη της ενισχυμένης κατασκευής
- Περικλείει το υφιστάμενο στοιχείο με αποτέλεσμα να μειώνει τη λυγηρότητα του
- Βελτιώνει τη συμπεριφορά του υφιστάμενου υποστυλώματος λόγω περίσφιξης και
- Αυξάνει το βαθμό πυροπροστασίας.



Σχήμα 6.2: Λεπτομέρειες μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος



Σχήμα 6.3: Μανδύας στην περιοχή κόμβου δοκού - υποστυλώματος

Τα είδη των μανδύων διαχωρίζονται με βάση το είδος του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή του μανδύα. Τα δύο κυριότερα είδη είναι τα εξής:

Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα:

Έγχυτο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται για μανδύες των οποίων το πάχος υπερβαίνει τα 8 εκατοστά ($t \geq 8$ cm), ενώ για τη σκυροδέτησή τους απαιτείται η χρήση ξυλότυπου. Η χύτευση πρέπει να γίνεται με χαμηλή πίεση και το μέγεθος των αδρανών να μην είναι μεγάλο. Συνίσταται η χρήση ρευστοποιητών και προσμίκτων που παρεμποδίζουν τη συστολή ξήρανσης. Μειονέκτημα της συγκεκριμένης τεχνικής αποτελεί η δυσκολία σκυροδέτησης ιδιαίτερα στην κορυφή του υποστυλώματος.

Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα:

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, ξηράς ανάμιξης, χρησιμοποιείται στην περίπτωση που το συνολικό πάχος του μανδύα είναι μικρότερο από 10 εκατοστά ($t \leq 10$ cm), ενώ δεν απαιτείται ξυλότυπος για τη σκυροδέτηση. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα, στόχος ο οποίος επιτυγχάνεται με τη χρήση οδηγών. Η συστολή ξήρανσης στο συγκεκριμένο είδος μανδύων είναι μεγαλύτερη, με αποτέλεσμα να απαιτείται η σωστή συντήρησή τους.

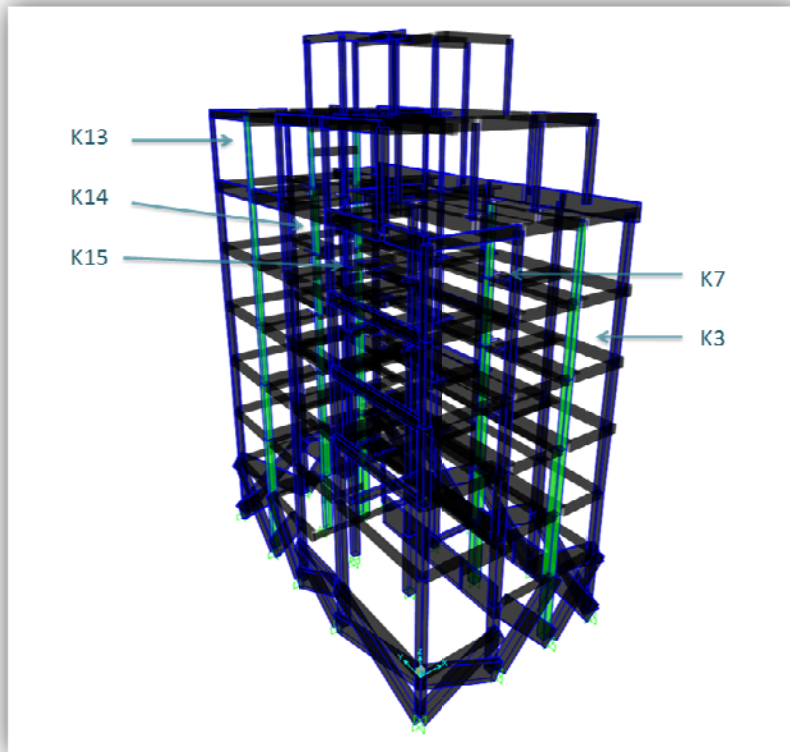
Οι κατασκευαστικές διατάξεις των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος είναι αποτέλεσμα έρευνας και εμπειρίας από την εφαρμογή της μεθόδου στην πράξη και είναι οι εξής:

- Το ελάχιστο πάχος μανδύα πρέπει να είναι 5 cm για μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος.
- Για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα μία σειρά οπλισμών 8 – 12 cm.
- Για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα με δύο σειρές οπλισμών 12 cm.

Στην περίπτωση που τα πάχη των μανδύων είναι μικρά (δηλαδή μικρότερα των 7.50 cm) δεν ικανοποιούνται οι διατάξεις του Κανονισμού Σκυροδέματος που έχουν να κάνουν με τις επικαλύψεις των ράβδων οπλισμού συγχρόνως με αυτές που έχουν να κάνουν με τη μορφή των αγκίστρων στα άκρα των συνδετήρων. Έτσι για μικρό πάχος μανδύα θα πρέπει τα άκρα των συνδετήρων να συγκολλούνται σε εναλλασσόμενες πλευρές του υποστυλώματος.

6.2 Ανάλυση της κατασκευής με αυξημένους οπλισμούς

Αρχικά, πριν την ενίσχυση της κατασκευής, διερευνάται αν και κατά πόσο αλλάζει η συμπεριφορά της κατασκευής, αν είχε σχεδιαστεί με περισσότερο οπλισμό στα υποστυλώματα. Επιλέγονται επομένως κάποια υποστυλώματα, τα οποία φαίνεται να εντείνονται περισσότερο σύμφωνα με τις αναλύσεις που προηγήθηκαν. Τα υποστυλώματα που επιλέχθηκαν είναι τα Κ13, Κ14, Κ15 που βρίσκονται στην περιοχή του κλιμακοστασίου, καθώς και τα Κ3 και Κ7, όπως παρουσιάζονται στο ακόλουθο σχήμα.



Σχήμα 6.4: Θέσεις υποστυλωμάτων προς επέμβαση

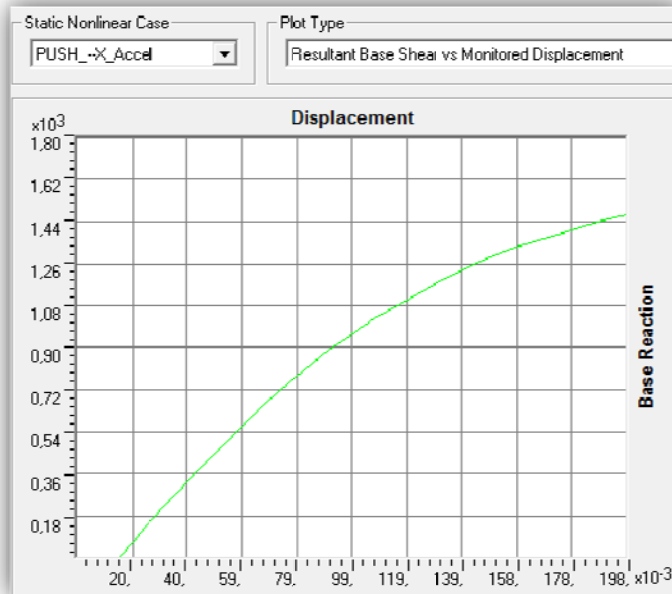
Οι αλλαγές που γίνονται στο προσομοίωμα όσον αφορά στους οπλισμούς των διατομών παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα:

	K13		K14		K15		K3		K7	
	Υπάρχον οπλισμός	Νέος οπλισμός	Υπάρχον οπλισμός	Νέος οπλισμός	Υπάρχον οπλισμός	Νέος οπλισμός	Υπάρχον οπλισμός	Νέος οπλισμός	Υπάρχον οπλισμός	Νέος οπλισμός
Εσοχή	20*20 4Φ14	20*20 4Φ20	20*20 4Φ14	20*20 4Φ20	25*25 4Φ14	25*25 4Φ16				
Δ' Όροφος	25*25 4Φ14	25*25 4Φ20	30*30 4Φ16	30*30 4Φ20	30*30 4Φ18	30*30 4Φ20	25*25 4Φ14	25*25 4Φ18	30*30 4Φ16	30*30 4Φ20
Γ' Όροφος	30*30 4Φ16	30*30 4Φ20	30*30 4Φ16	30*30 4Φ20	30*30 8Φ16	30*30 8Φ18	30*30 4Φ16	30*30 4Φ20	30*30 4Φ16	30*30 4Φ20
Β' Όροφος	30*30 4Φ16	30*30 8Φ20	30*30 4Φ16	30*30 8Φ20	35*35 8Φ20	35*35 12Φ20	30*30 4Φ16	30*30 4Φ20	30*30 4Φ16	30*30 4Φ20
Α' Όροφος	35*35 4Φ18	35*35 8Φ20	30*30 4Φ16	30*30 8Φ20	40*40 8Φ20	40*40 12Φ20	40*40 4Φ18	40*40 8Φ20	35*35 4Φ18	35*35 8Φ20
Ισόγειο	40*40 4Φ20	40*40 12Φ20	40*40 4Φ18	40*40 12Φ20	45*45 12Φ18	45*45 12Φ20	40*40 4Φ20	40*40 12Φ20	40*40 4Φ20	40*40 12Φ20
Υπόγειο	40*40 4Φ18	40*40 12Φ20	40*40 4Φ18	40*40 12Φ20	45*65 12Φ18	45*65 12Φ20	40*40 4Φ18	40*40 12Φ20	50*40 4Φ20	40*40 12Φ20

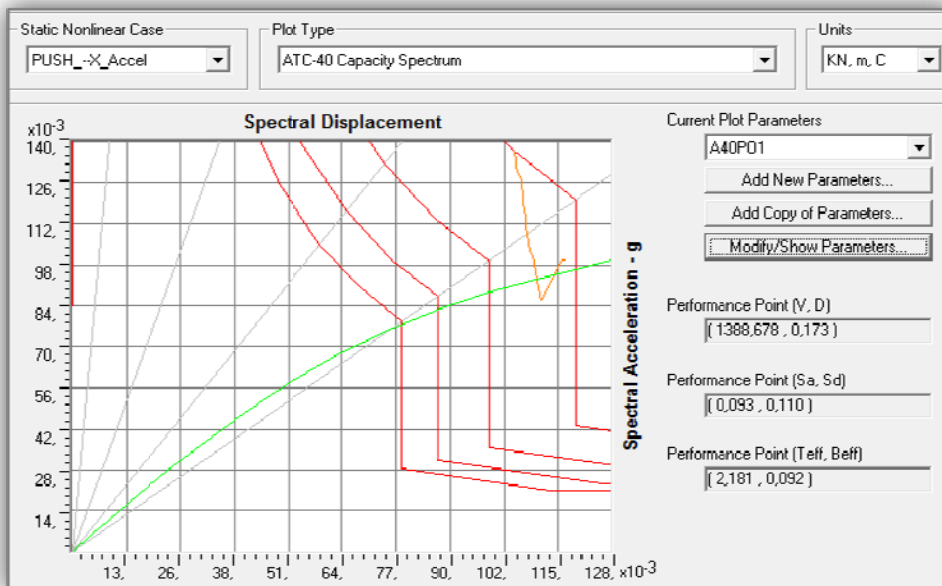
Η ανάλυση έγινε για τις δύο δυσμενέστερες περιπτώσεις φόρτισης που παρουσιάστηκαν στην προηγούμενη ενότητα δηλαδή για ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιου φορτίου κατά τις διευθύνσεις $-X$ και $-Y$, όπου παρουσιάστηκε και η μεγαλύτερη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου.

6.2.1 Ομοιόμορφη κατανομή κατά $-X$

Η ανάλυση για ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιου φορτίου κατά $-X$ πραγματοποιήθηκε σε 27 βήματα, και το σημείο επιτελεστικότητας εντοπίζεται μεταξύ των βημάτων 19 και 20. Στα ακόλουθα σχήματα φαίνονται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής και ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας με τη μέθοδο του φάσματος ικανότητας (ATC-40).



Σχήμα 6.5: Καμπύλη αντίστασης για ομοιόμορφη κατανομή $-X$

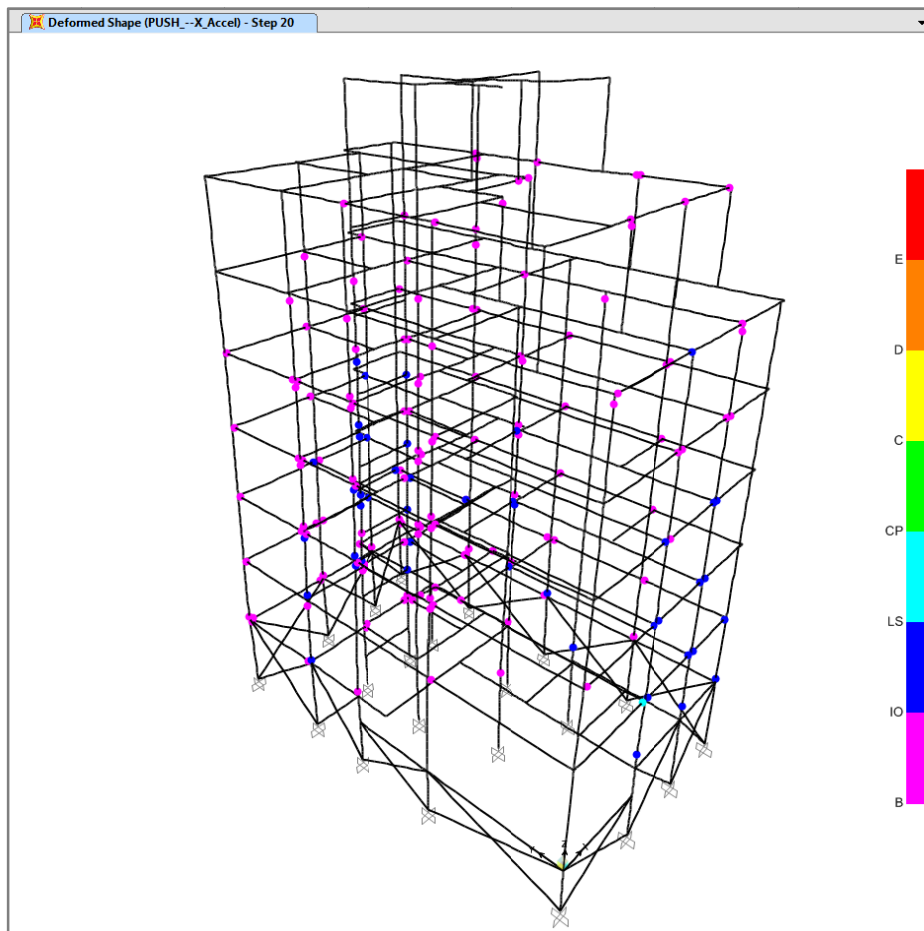


Σχήμα 6.6: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας- ομοιόμορφη $-X$

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται συγκριτικά με την αντίστοιχη ανάλυση του αρχικού φορέα, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, η τέμνουσα βάσης καθώς και τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος στο σημείο επιτελεστικότητας καθώς και στο βήμα αμέσως μετά από αυτό.

Βήμα	δ (m)	V (kN)	T_{eff}	B_{eff}	Ικανότητα		Απαίτηση		Alpha
					S_d (m)	S_a	S_d (m)	S_a	
ΣΕ αρχ	0,182	1282,34	2,29	0,096	0,113	0,087			
14	0,185	1291,92	2,30	0,097	0,115	0,087	0,099	0,076	1,036
ΣΕ νέου	0,173	1388,68	2,18	0,092	0,110	0,093			
20	0,175	1394,09	2,19	0,092	0,111	0,094	0,110	0,093	1,045

Συγκρίνοντας το σημείο επιτελεστικότητας V, D (1388.678 0.173) με το σημείο επιτελεστικότητας της αντίστοιχης ανάλυσης του αρχικού φορέα, V,D (1282.34 0.182) παρατηρούμε ότι υπάρχει μια ελάχιστη μείωση της μετακίνησης κατά 1cm και αύξηση της τέμνουσας βάσης. Στο νέο σημείο επιτελεστικότητας η συνολική εικόνα διαρροής παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 6.7: Εικόνα διαρροής στο σημείο επιτελεστικότητας του νέου φορέα

Βήμα	δ (m)	V (kN)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	> E	Σύνολο
ΣΕ αρχ	0,182	1282,34									
14	0,185	1291,92	686	143	51	2	0	0	0	0	882
ΣΕ νέου	0,173	1388,68									
20	0,175	1394,09	694	142	45	1	0	0	0	0	882

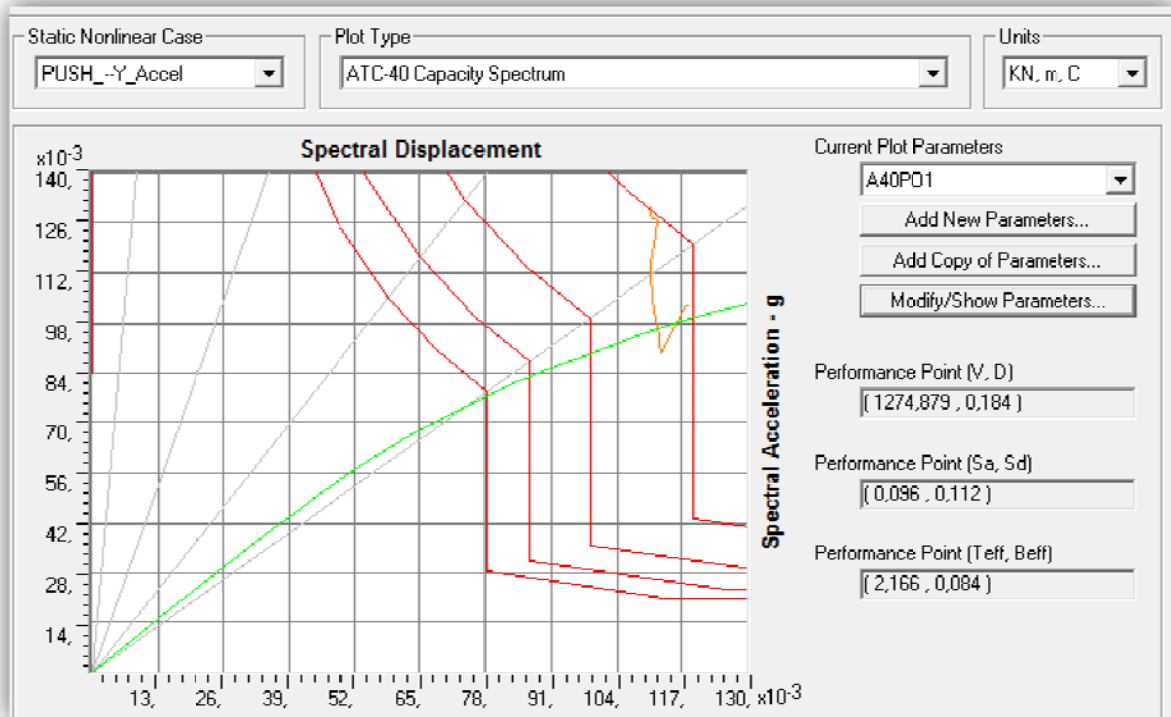
Στον παραπάνω πίνακα παρουσιάζεται για όλη την κατασκευή, η κατάσταση των στοιχείων στο βήμα αμέσως μετά το σημείο επιτελεστικότητας. Παρατηρούμε ότι έχει μειωθεί ελαφρά ο αριθμός των στοιχείων που έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή και πλέον, ένα μόνο στοιχείο ξεπερνάει το όριο της στάθμης «προστασία ζωής». Επομένως, κατ’ αυτή τη διεύθυνση παρατηρείται μια μικρή βελτίωση της συμπεριφοράς του φορέα σε σχέση με τον αρχικό.

6.2.2 Ομοιόμορφη κατανομή κατά -Y

Η ανάλυση για ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιου φορτίου κατά -Y πραγματοποιήθηκε σε 35 βήματα, και το σημείο επιτελεστικότητας εντοπίζεται μεταξύ των βημάτων 26 και 27. Στα ακόλουθα σχήματα φαίνονται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής και ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας με τη μέθοδο του φάσματος ικανότητας (ATC-40).



Σχήμα 6.8: Καμπύλη αντίστασης κατασκευής- Ομοιόμορφη κατανομή -Y

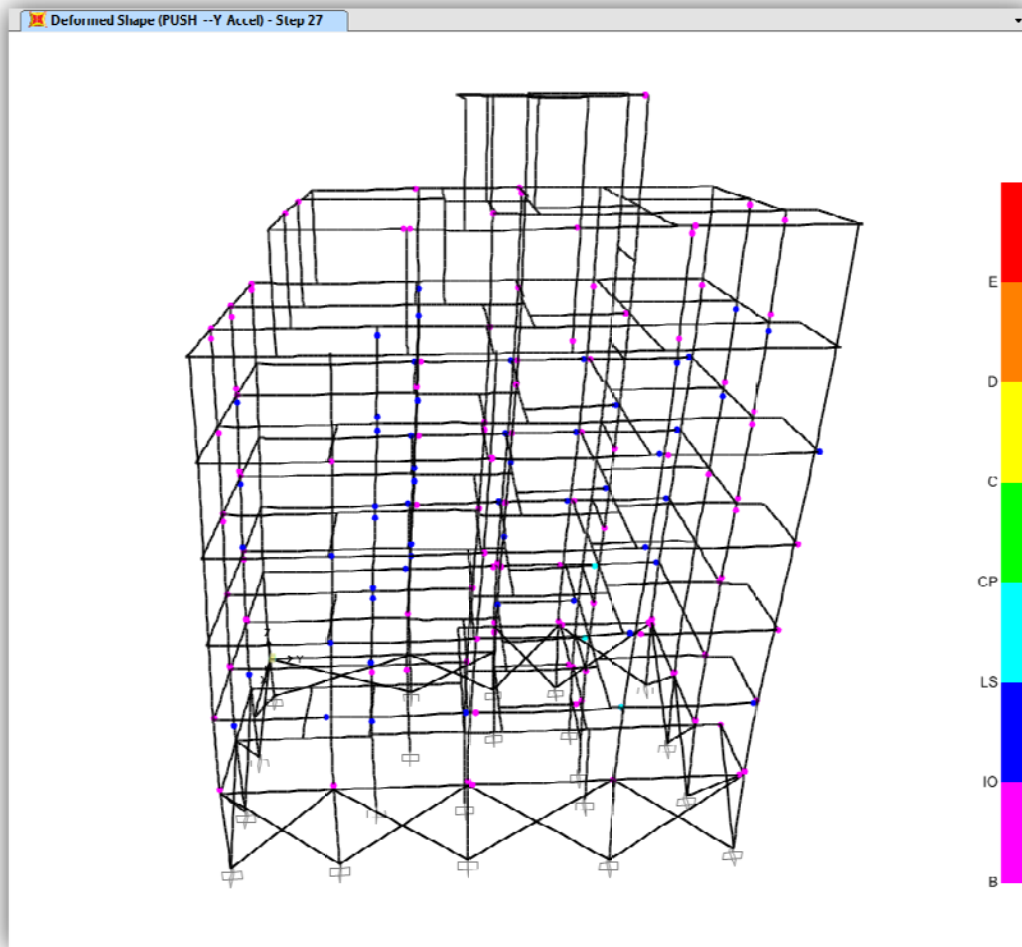


Σχήμα 6.9: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας ATC40 - ομοιόμορφη -Y

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται συγκριτικά με την αντίστοιχη ανάλυση του αρχικού φορέα, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, η τέμνουσα βάσης καθώς και τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος στο σημείο επιτελεστικότητας καθώς και στο βήμα αμέσως μετά από αυτό.

Βήμα	δ (m)	V (kN)	T _{eff}	B _{eff}	Ικανότητα		Απαίτηση		Alpha	PFPhi
					S _d (m)	S _a	S _d (m)	S _a		
ΣΕ αρχ	0,186	1210,53	2,246	0,088	0,114	0,091				
14	0,1881	1.216,53	2,252	0,089	0,115	0,091	0,114	0,091	0,932	1,546
ΣΕ νέου	0,184	1274,88	2,166	0,084	0,112	0,096				
27	0,1897	1295,68	2,185	0,086	0,116	0,098	0,112	0,095	0,927	1,55

Συγκρίνοντας το νέο σημείο επιτελεστικότητας V, D (1274,88 0,184) με το σημείο επιτελεστικότητας της αντίστοιχης ανάλυσης του αρχικού φορέα, V,D (1210,53 0,186) παρατηρούμε ότι υπάρχει μια ελάχιστη αύξηση της τέμνουσας βάσης, αλλά η μείωση της μετακίνησης είναι σχεδόν μηδενική. Αυτό εξηγείται εν μέρει, καθώς οι αλλαγές στα υποστυλώματα έγιναν σε μια σειρά υποστυλωμάτων παράλληλη στη διεύθυνση X, άρα κατά τη διεύθυνση Y δεν αναμένεται να υπάρχει σημαντική μείωση της δυσκαμψίας. Στο νέο σημείο επιτελεστικότητας η συνολική εικόνα διαρροής παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 6.10: Συνολική εικόνα διαρροής στο σημείο επιτελεστικότητας

Βήμα	Δ (m)	V (kN)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	> E	Σύνολο
ΣΕ αρχ	0,186	1210,53									
14	0,1881	1.216,53	709	115	55	3	0	0	0	0	882
ΣΕ νέου	0,184	1274,88									
27	0,1897	1295,68	710	115	54	3	0	0	0	0	882

Στον παραπάνω πίνακα παρουσιάζεται για όλη την κατασκευή, η κατάσταση των στοιχείων στο βήμα αμέσως μετά το σημείο επιτελεστικότητας. Παρατηρούμε δεν υπάρχει σχεδόν καμία αλλαγή στη συνολική εικόνα της κατασκευής, επομένως, ακόμα και αν οι συγκεκριμένες διατομές είχαν σχεδιασθεί με αυξημένο οπλισμό, δεν θα άλλαζε κάτι στην συμπεριφορά του φορέα κατά τη διεύθυνση Y.

6.3 Ενίσχυση με μανδύες σκυροδέματος

Σε αυτήν την ενότητα διερευνάται η επίδραση της τοποθέτησης μανδύων σκυροδέματος, στα υποστυλώματα K13, K14, K15, K3 και K7, που επιλέχθηκαν και στην προηγούμενη περίπτωση. Επιλέγεται να τοποθετηθούν μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 7.5cm στις παραπάνω ομάδες υποστυλωμάτων. Δημιουργούνται νέες διατομές και αντικαθίστανται με τις παλιές. Στο SAP2000, υπάρχει η δυνατότητα δημιουργίας σύνθετων διατομών (παλιό και νέο υλικό), μέσω του section designer, ωστόσο, δημιουργείται κάποιο πρόβλημα κατά την εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων. Για το λόγο αυτό, δημιουργήθηκαν διατομές με αυξημένες διαστάσεις και οπλισμό, θεωρώντας ότι κυριαρχεί το «παλιό» σκυρόδεμα, αλλά με ελαφρώς αυξημένη την ενεργό δυσκαμψία όπως προκύπτει από τη σχέση (5.17).

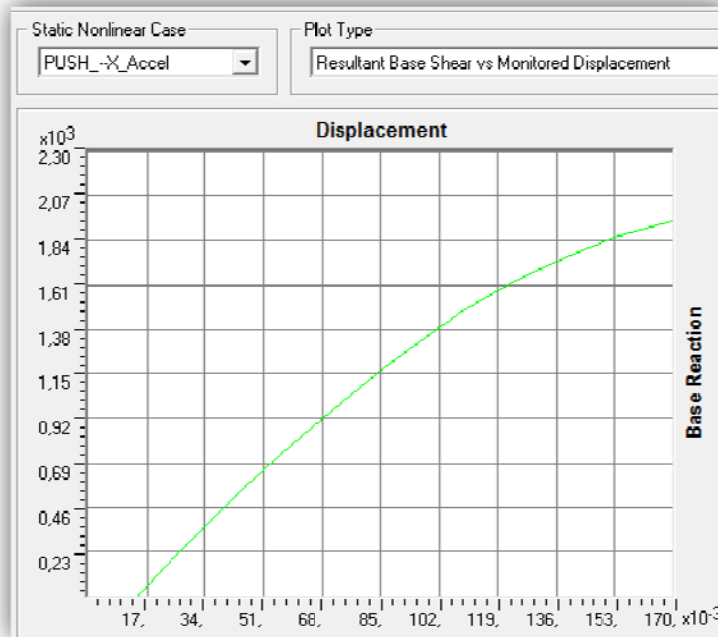
Οι παλιές και οι νέες διατομές των υποστυλωμάτων παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

Όροφος	K13		K14		K15		K3		K7	
	Υφιστ. Διατομή	Νέα Διατομή	Υφιστ. Διατομή	Νέα Διατομή	Υφιστ. Διατομή	Νέα Διατομή	Υφιστ. Διατομή	Νέα Διατομή	Υφιστ. Διατομή	Νέα Διατομή
Εσοχή	20*20 4Φ14	35*35 4Φ20	20*20 4Φ14	35*35 4Φ20	25*25 4Φ14	40*40 4Φ20				
Δ'	25*25 4Φ14	40*40 4Φ20	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20	30*30 4Φ18	45*45 8Φ20	25*25 4Φ14	40*40 4Φ20	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20
Γ'	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20	30*30 8Φ16	45*45 8Φ20	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20
Β'	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20	35*35 8Φ20	50*50 12Φ20	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20
Α'	35*35 4Φ18	50*50 8Φ20	30*30 4Φ16	45*45 8Φ20	40*40 8Φ20	55*55 12Φ20	40*40 4Φ18	55*55 12Φ20	35*35 4Φ18	50*50 12Φ20
Ισόγειο	40*40 4Φ20	55*55 12Φ20	40*40 4Φ18	55*55 12Φ20	45*45 12Φ18	60*60 12Φ20	40*40 4Φ20	55*55 12Φ20	40*40 4Φ20	55*55 12Φ20
Υπόγειο	40*40 4Φ18	55*55 12Φ20	40*40 4Φ18	55*55 12Φ20	45*65 12Φ18	60*60 12Φ20	40*40 4Φ18	55*55 12Φ20	50*40 4Φ20	65*55 12Φ20

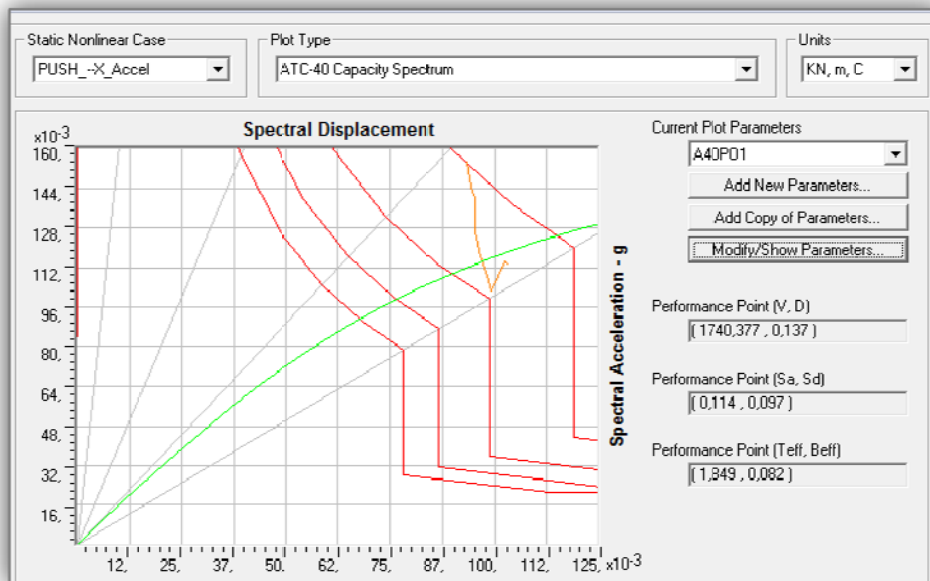
6.3.1 Αποτελέσματα Ανάλυσης ενισχυμένου φορέα

Ομοιόμορφη Κατανομή φορτίου κατά -X

Η ανάλυση του ενισχυμένου φορέα για ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιου φορτίου κατά -X πραγματοποιήθηκε σε 22 βήματα, και το σημείο επιτελεστικότητας εντοπίζεται μεταξύ των βημάτων 11 και 12. Στα ακόλουθα σχήματα φαίνονται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής και ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας με τη μέθοδο του φάσματος ικανότητας (ATC-40).



Σχήμα 6.11: Καμπύλη αντίστασης ενισχυμένου φορέα κατά -X

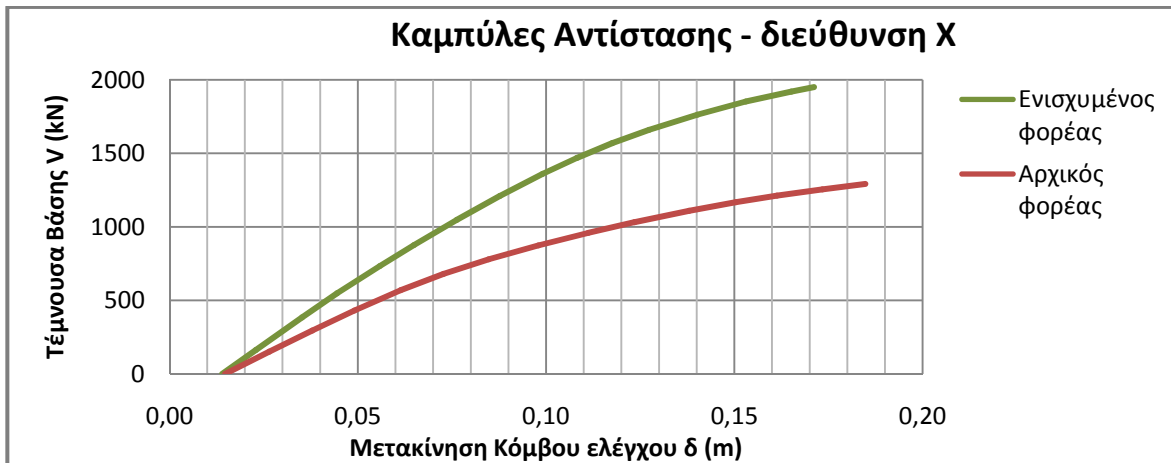


Σχήμα 6.12: Σημείο επιτελεστικότητας- Ομοιόμορφη Κατανομή -X (ATC-40)

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται συγκριτικά με την αντίστοιχη ανάλυση του αρχικού φορέα, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, η τέμνουσα βάσης καθώς και τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος στο σημείο επιτελεστικότητας καθώς και στο βήμα αμέσως μετά από αυτό.

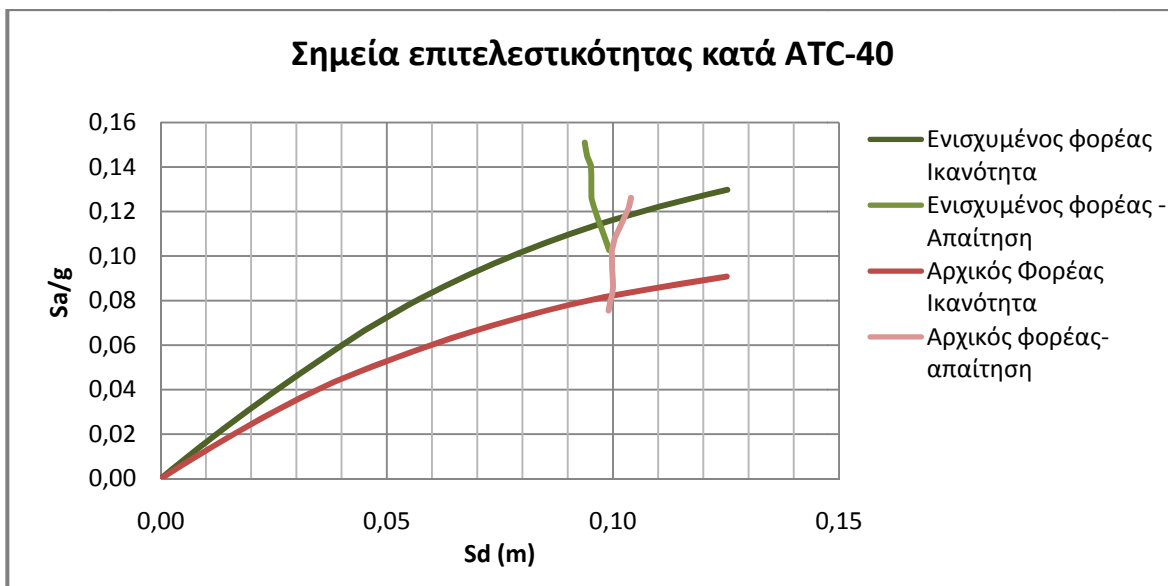
Βήμα	Μετακίνηση (m)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	T _{eff}	B _{eff}	Ικανότητα		Απαίτηση		Alpha	PFPhi
					S _d (m)	S _a	S _d (m)	S _a		
ΣΕ αρχ	0,182	1282,34	2,29	0,096	0,113	0,087				
14	0,185	1291,92	2,30	0,097	0,115	0,087	0,099	0,076	1,036	1,483
ΣΕ νέο	0,137	1740,38	1,849	0,082	0,097	0,114				
12	0,140	1762,62	1,859	0,083	0,100	0,116	0,097	0,113	1,043	1,269

Συγκρίνοντας το νέο σημείο επιτελεστικότητας V, D (1740,38 0,137) με το σημείο επιτελεστικότητας της αντίστοιχης ανάλυσης του αρχικού φορέα, V,D (1282,34 0,182) παρατηρούμε ότι υπάρχει σημαντική μείωση της στοχευόμενης μετακίνησης κατά 4,5cm και σημαντική επίσης αύξηση της τέμνουσας βάσης κατά 460kN, γεγονός που σημαίνει ότι κατά τη διεύθυνση X η δυσκαμψία της κατασκευής έχει αυξηθεί σημαντικά με τις ενισχυμένες διατομές. Αυτό επιβεβαιώνεται και από το σχήμα (6.13), όπου φαίνονται συγκριτικά οι καμπύλες αντίστασης του αρχικού και του ενισχυμένου φορέα.



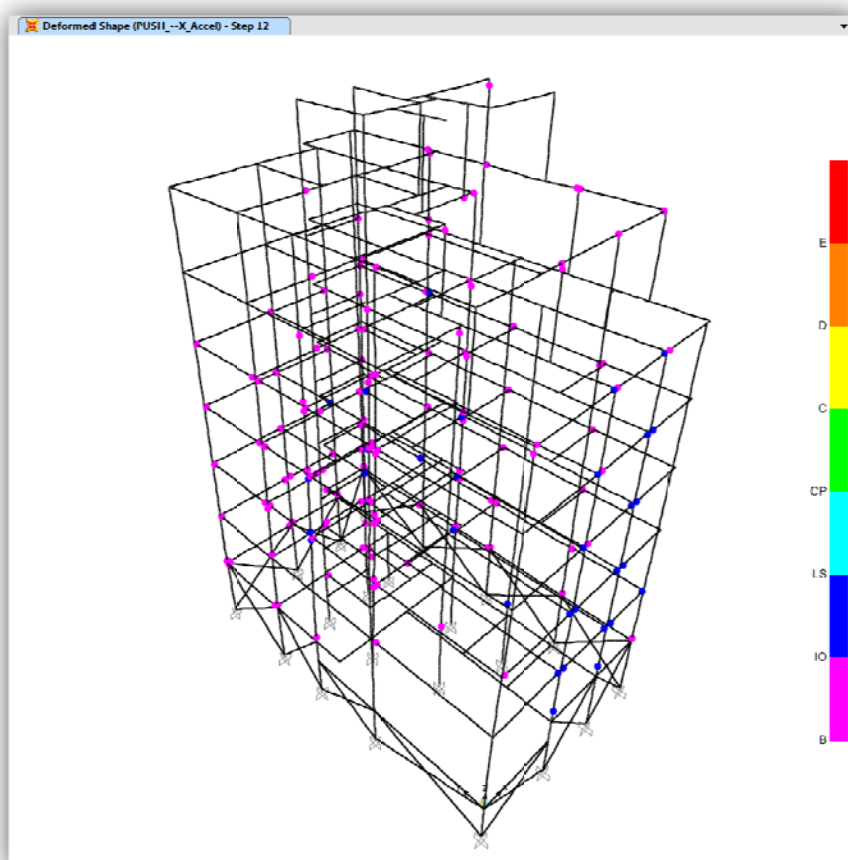
Σχήμα 6.13: Καμπύλες Αντίστασης αρχικού και ενισχυμένου φορέα

Στο σχήμα (6.14) φαίνεται συγκριτικά ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας για τους δύο φορείς κατά ATC-40.



Σχήμα 6.14: Σημεία επιτελεστικότητας αρχικού και ενισχυμένου φορέα

Στο νέο σημείο επιτελεστικότητας η συνολική εικόνα διαρροής παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα:



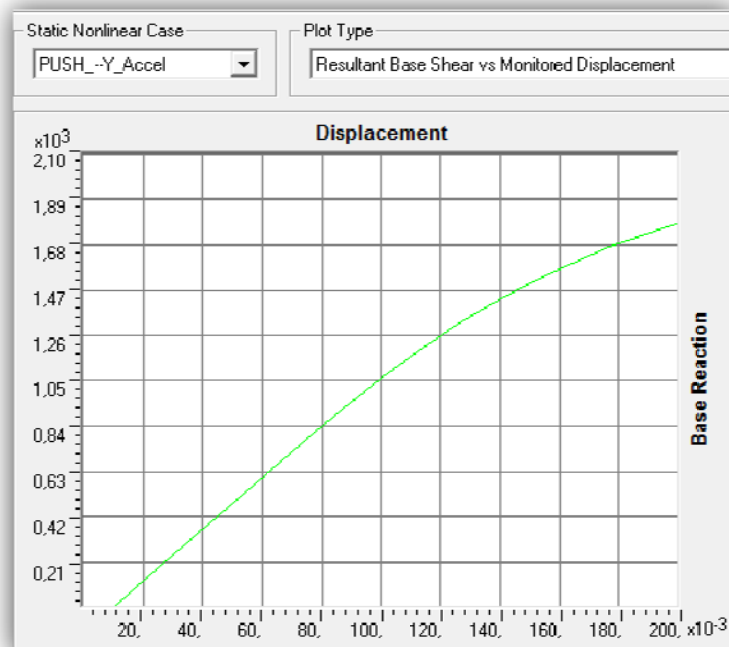
Σχήμα 6.15: Εικόνα διαρροής της κατασκευής στο σημείο επιτελεστικότητας

Βήμα	δ (m)	V (kN)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	> E	Σύνολο
ΣΕ αρχ	0,182	1282,34									
14	0,185	1291,92	686	143	51	2	0	0	0	0	882
ΣΕ νέο	0,137	1740,38									
12	0,140	1762,62	709	140	33	0	0	0	0	0	882

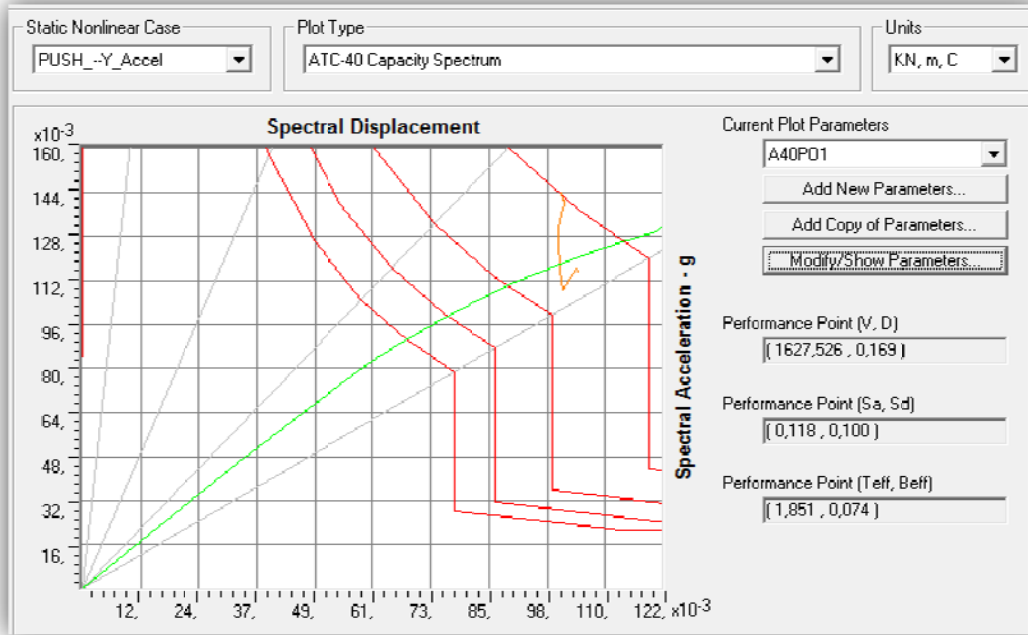
Στον παραπάνω πίνακα παρουσιάζεται για όλη την κατασκευή, η κατάσταση των στοιχείων στο βήμα αμέσως μετά το σημείο επιτελεστικότητας πριν και μετά την ενίσχυση των υποστρωμάτων. Παρατηρούμε ότι έχει μειωθεί σημαντικά ο αριθμός των στοιχείων που έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή (B to IO, IO to LS) και πλέον κανένα στοιχείο δεν ξεπερνάει το όριο της στάθμης «προστασία ζωής». Επομένως, κατά τη διεύθυνση X, η επέμβαση στα υποστρώματα μπορεί να θεωρηθεί επιτυχής, και ο φορέας ικανοποιεί τον επιδιωκόμενο στόχο, δηλαδή τη στάθμη «Προστασία Ζωής».

Ομοιόμορφη Κατανομή φορτίου κατά $-Y$

Η ανάλυση για ομοιόμορφη κατανομή φορτίου κατά $-Y$ ολοκληρώθηκε σε 18 βήματα και το σημείο επιτελεστικότητας εντοπίζεται μεταξύ των βημάτων 12 και 13. Στα σχήματα (6.16) και (6.17) παρουσιάζονται η καμπύλη αντίστασης και ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40.



Σχήμα 6.16: Καμπύλη αντίστασης ενισχυμένου φορέα κατά $-Y$

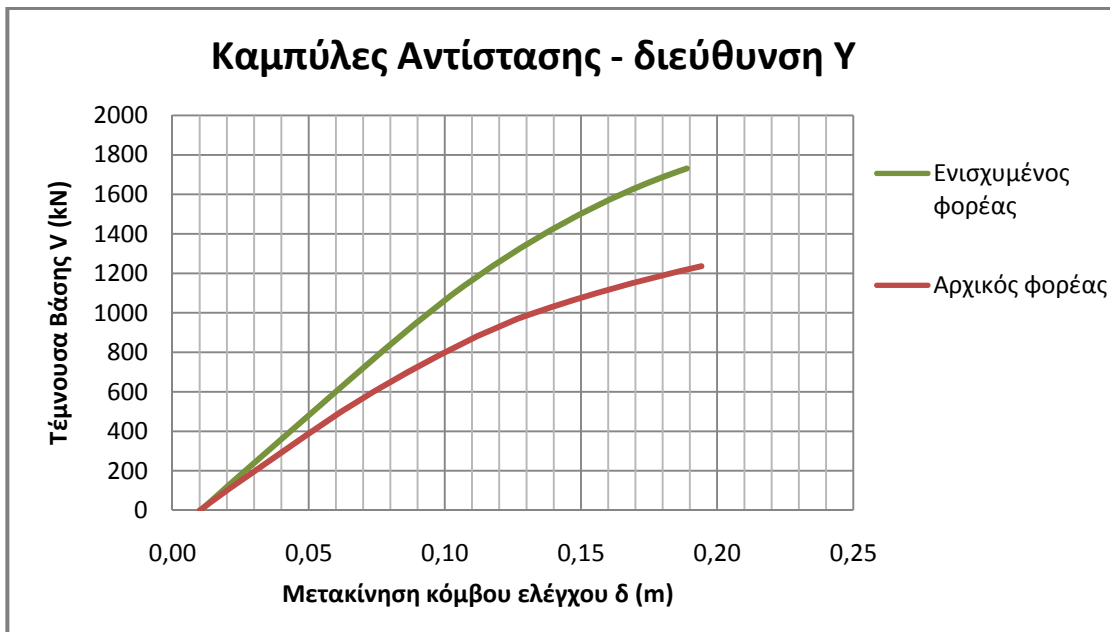


Σχήμα 6.17: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας ενισχυμένου φορέα -Y κατά ATC40

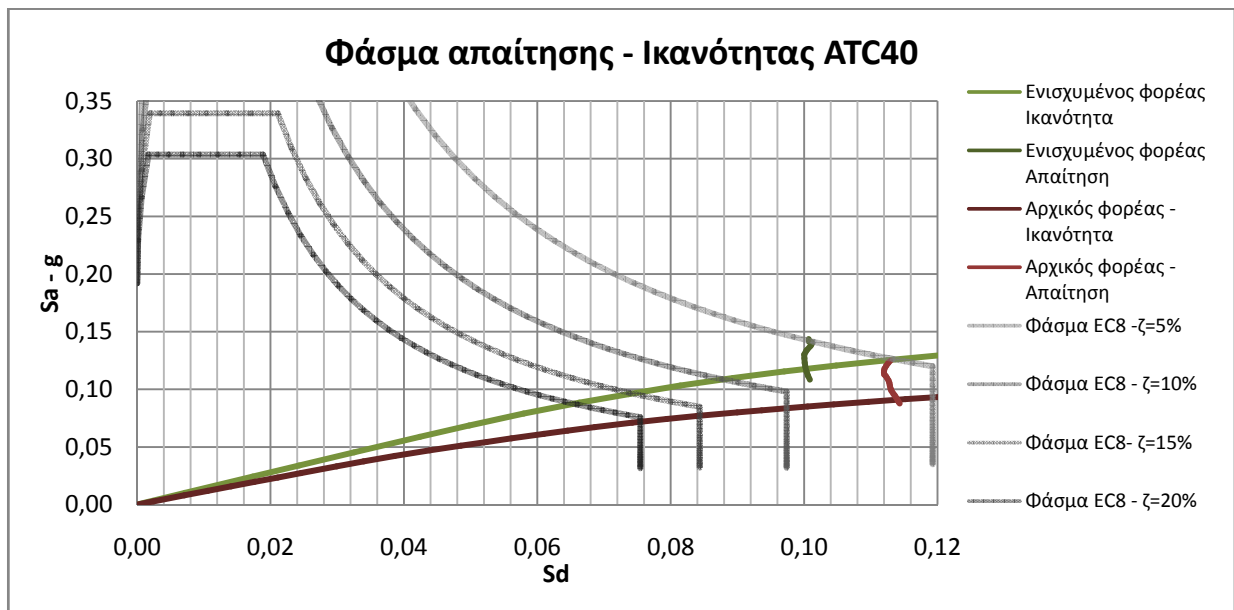
Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται συγκριτικά με την αντίστοιχη ανάλυση του αρχικού φορέα, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, η τέμνουσα βάσης καθώς και τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος στο σημείο επιτελεστικότητας καθώς και στο βήμα αμέσως μετά από αυτό.

Βήμα	δ (m)	V (kN)	T _{eff}	B _{eff}	Ικανότητα		Απαίτηση		Alpha	PFPhi
					S _d (m)	S _a	S _d (m)	S _a		
ΣΕ αρχ	0,186	1210,53	2,246	0,088	0,114	0,091				
14	0,188	1216,53	2,252	0,089	0,115	0,091	0,114	0,091	0,932	1,546
ΣΕ νέο	0,169	1627,52	1,851	0,074	0,1	0,118				
13	0,176	1669,76	1,870	0,076	0,105	0,121	0,100	0,116	0,949	1,587

Συγκρίνοντας το νέο σημείο επιτελεστικότητας V, D (1627.52 0.169) με το σημείο επιτελεστικότητας της αντίστοιχης ανάλυσης του αρχικού φορέα, V,D (1210.53 0.186) παρατηρούμε ότι υπάρχει μια μικρή μείωση της στοχευόμενης μετακίνησης κατά 1,7cm και επίσης αύξηση της τέμνουσας βάσης κατά 420kN. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι η δυσκαμψία της ενισχυμένης κατασκευής έχει αυξηθεί, όπως φαίνεται και από το σχήμα (6.18) αλλά λόγω της πολύ μικρής μείωσης της στοχευόμενης μετακίνησης δεν αναμένεται σημαντική αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα. Στο σχήμα (6.18) παρουσιάζονται συγκριτικά οι καμπύλες αντίστασης του αρχικού και του ενισχυμένου φορέα, και στο σχήμα (6.19) παρουσιάζονται γραφικά ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας.

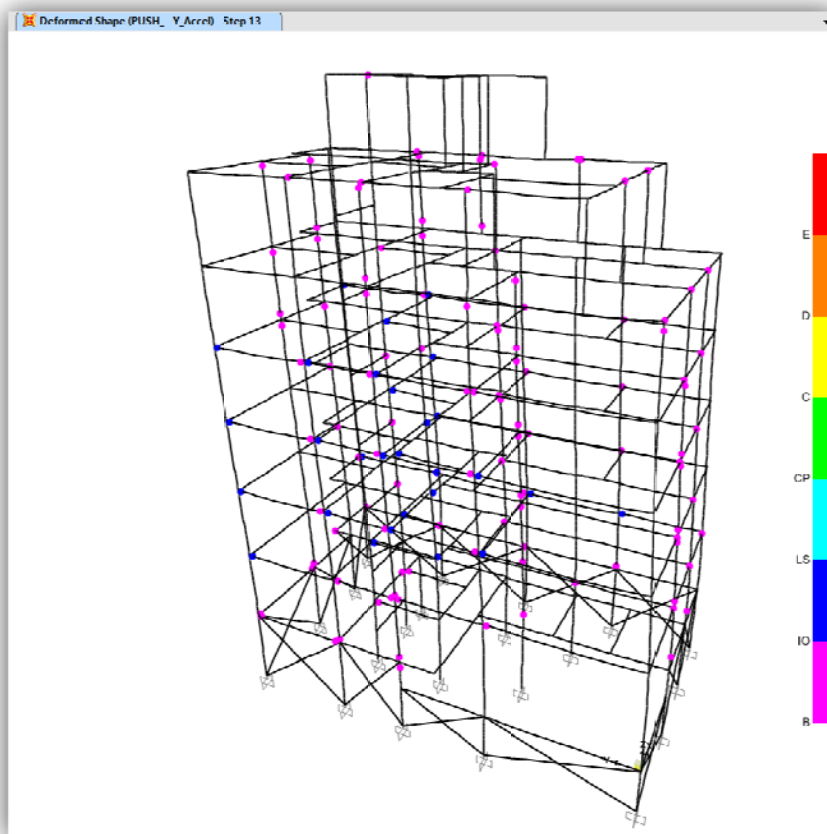


Σχήμα 6.18: Καμπύλες Αντίστασης φορέα με και χωρίς ενίσχυση - Y



Σχήμα 6.19: Φάσμα απαίτησης - Ικανότητας αρχικού και νέου φορέα

Στο σχήμα (6.20) παρουσιάζεται η συνολική εικόνα διαρροής στο σημείο επιτελεστικότητας.



Σχήμα 6.20: Συνολική εικόνα διαρροής στο σημείο επιτελεστικότητας

Βήμα	δ (m)	V (kN)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	> E	Σύνολο
ΣΕ αρχ	0,186	1210,53									
14	0,188	1.216,53	709	115	55	3	0	0	0	0	882
ΣΕ νέο	0,169	1627,526									
13	0,1767	1.669,76	716	131	35	0	0	0	0	0	882

Στον παραπάνω πίνακα παρουσιάζεται για όλη την κατασκευή, η κατάσταση των στοιχείων στο βήμα αμέσως μετά το σημείο επιτελεστικότητας πριν και μετά την ενίσχυση των υποστυλωμάτων. Παρατηρούμε ότι ο αριθμός των στοιχείων που έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή (B to IO, IO to LS) έχει μειωθεί αρκετά και πλέον κανένα στοιχείο δεν ξεπερνάει το όριο του επιδιωκόμενου στόχου, δηλαδή της στάθμης «Προστασία Ζωής». Επομένως και για αυτή τη διεύθυνση, η αύξηση των διατομών των επιλεγμένων υποστυλωμάτων οδήγησε σε ικανοποιητικά αποτελέσματα.

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία έγινε μια προσπάθεια να αξιολογηθεί η συμπεριφορά μιας υφιστάμενης πολυώροφης κατασκευής με τη χρήση ελαστικών και ανελαστικών μεθόδων. Στη συνέχεια διερευνήθηκαν ορισμένα σενάρια ενίσχυσης της κατασκευής με σκοπό την βελτίωση της συνολικής σεισμικής συμπεριφοράς της.

Η υπό μελέτη κατασκευή σχεδιάστηκε και οικοδομήθηκε το 1971, πριν την εφαρμογή των σύγχρονων κριτηρίων σχεδιασμού. Αποτέλεσμα της κατασκευής του κτιρίου με βάση τους Κανονισμούς Σκυροδέματος(1954) και τον Αντισεισμικό Κανονισμό (1959) , αντίστοιχα της χρήσης απλοποιημένων υπολογιστικών μεθόδων ανάλυσης, καθώς και του σχεδιασμού με βάση αρχιτεκτονικούς περιορισμούς της εποχής, είναι η σχετική ανεπάρκεια του κτιρίου τόσο σε αντοχή όσο και σε πλαστιμότητα. Επιπλέον, τόσο η ποιότητα των υλικών, όσο και οι κατασκευαστικές μέθοδοι, ήταν κατώτερες των σημερινών, ενώ ο ανεπαρκής σχεδιασμός των κρίσιμων περιοχών (περίσφιγξη, αγκυρώσεις οπλισμών, κλειστοί και πυκνοί συνδετήρες κλπ) δεν εξασφαλίζει υψηλή πλαστιμότητα. Βασικά προβλήματα που φαίνονται εύκολα μέσω της μελέτης των ξυλοτύπων του κτιρίου, είναι η παντελής έλλειψη διατμητικών τοιχωμάτων για την ανάληψη των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων, η χρήση μικρών σχετικά διατομών, οι έμμεσες στηρίξεις, καθώς και η ύπαρξη φυτευτών υποστυλωμάτων. Επιπλέον, το ποσοστό του διαμήκους οπλισμού συχνά κινείται στα όρια του ελάχιστου $\omega_{\min} = 0.8\%$ όπως προβλεπόταν με τους ισχύοντες κανονισμούς. Ωστόσο, σε κρίσιμα σημεία της κατασκευής (κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων) είχε προστεθεί επιπλέον οπλισμός, γεγονός που πιθανότατα εξασφάλισε στην κατασκευή σχετικά ικανοποιητική συμπεριφορά, και ίσως καλύτερη από την αναμενόμενη, αν ληφθούν υπόψη όλα τα παραπάνω.

Για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής χρησιμοποιήθηκαν αρχικά ελαστικές μέθοδοι. Η Δυναμική Φασματική Μέθοδος, δεν έχει περιορισμούς στην εφαρμογή της και μπορεί να χρησιμοποιηθεί τόσο σε κανονικά όσο και σε μη κανονικά κτίρια. Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος από την άλλη, πρέπει να εφαρμόζεται σε κανονικά κτίρια τόσο σε κάτοψη, όσο και σε όψη. Σύμφωνα με τον EC8-1 , η υπό μελέτη κατασκευή δεν ικανοποιεί τα κριτήρια σε όψη, λόγω της εσοχής, ωστόσο για λόγους πληρότητας παρατίθενται τα αποτελέσματα της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου, η οποία αποδεικνύεται και συντηρητικότερη στους χαμηλότερους ορόφους του κτιρίου.

Όσον αφορά στην γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας, για να θεωρηθεί αξιόπιστη μέθοδος ανάλυσης, πρέπει να χρησιμοποιούνται παραπάνω του ενός επιταχυνσιογραφήματα. Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται λιγότερο από 7, λαμβάνονται υπόψη τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη, ενώ αν χρησιμοποιούνται περισσότερο από 7, λαμβάνεται υπόψη ο μέσος όρος των ανωτέρω. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε μόνο ένα επιταχυνσιογράφημα, αυτό του σεισμού της Αθήνας (1999) και στη συνέχεια για να είναι συγκρίσιμα τα αποτελέσματα χρησιμοποιήθηκαν κατάλληλοι συντελεστές κλίμακας. Ωστόσο, ακόμα και με μειωμένο φάσμα, η γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας αποδείχθηκε συντηρητικότερη σε σχέση με τις δύο μεθόδους που προηγήθηκαν.

Ένα ζήτημα που αφορά τόσο στις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης όσο και στις ανελαστικές, είναι η απομείωση των δυσκαμψιών στο προσομοίωμα προκειμένου να ληφθεί υπόψη η ρηγματώση τους κατά το σεισμό σχεδιασμού. Όσον αφορά στις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης, ο ΕΑΚ και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. συνιστούν διαφορετικές τιμές απομείωσης της δυσκαμψίας για τα υποστυλώματα (εσωτερικά (0.8) ή εξωτερικά (0.6)) καθώς και για τις δοκούς (0.4). Ο Ευρωκώδικας 8 ορίζει ότι εφόσον δε γίνει ακριβέστερη ανάλυση των ρηγματωμένων στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος, τα ελάχιστα καμπτικά και διατμητικά χαρακτηριστικά τους

μπορούν να ληφθούν ίσα με το 50% των αντίστοιχων τιμών των μη ρηγματωμένων στοιχείων. Επομένως, σε αντίθεση με τον ΕΑΚ, ο EC8 δεν διαφοροποιεί την απομείωση της δυσκαμψίας για τα διάφορα δομικά στοιχεία, αλλά εισάγει έναν ενιαίο συντελεστή απομείωσης. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι τα εντατικά μεγέθη παραμένουν αμετάβλητα, αλλά λόγω της μεγαλύτερης μείωσης της δυσκαμψίας που προβλέπει ο ΕΚ8 έναντι του ΕΑΚ, οι υπολογιζόμενες ιδιοπερίοδοι ταλάντωσης είναι μεγαλύτερες και συνεπώς τα σεισμικά φορτία προκύπτουν γενικώς μικρότερα έναντι του ΕΑΚ. Για τον λόγο αυτό, επιλέχθηκε στην παρούσα εργασία να χρησιμοποιηθούν οι απομειώσεις των δυσκαμψιών σύμφωνα με τον ΕΑΚ και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ..

Όσον αφορά στις ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης, τόσο ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσο και ο EC8 προτείνουν τη χρήση της ενεργού δυσκαμψίας ίση με $K_{eff} = \frac{M_y \cdot L_y}{3 \cdot \theta_y}$ η οποία όπως φαίνεται και από τη σχέση, εξαρτάται από τη ροπή διαρροής του στοιχείου αλλά και τη γωνία στροφής χορδής στη διαρροή (για την περίπτωση ελέγχων με όρους μετακινήσεων). Οι προτεινόμενοι τύποι από τους δύο προαναφερθέντες κανονισμούς για τον προσδιορισμό των γωνιών στροφής χορδής στη διαρροή και την αστοχία, έχουν προκύψει εμπειρικά, συναρτήσεως των γεωμετρικών και των μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων και των οπλισμών τους. Επιπλέον, προτείνονται και εναλλακτικοί τρόποι προσδιορισμού των παραπάνω μεγεθών, επομένως ελλοχεύει ο κίνδυνος διαφοροποίησης των αποτελεσμάτων αναλόγως της επιλογής. Ο υπολογισμός αυτών των μεγεθών είναι απαραίτητος τόσο στην απομείωση της δυσκαμψίας των στοιχείων για το προσομοίωμα, όσο και για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών των πλαστικών αρθρώσεων που εισάγονται στο μοντέλο. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν οι εναλλακτικοί τύποι που προτείνει ο EC8. Οι λόγοι της ενεργού δυσκαμψίας ως προς τη γεωμετρική που εισήχθησαν στο προσομοίωμα, προέκυψαν αρκετά μικρότεροι με τους αντίστοιχους του σταδίου II κατά ΕΑΚ κυρίως για τα υποστυλώματα (25-40%) και όπως ήταν αναμενόμενο, η οριακή μετακίνηση ήταν σημαντικά μεγαλύτερη (0,18m) σε σχέση με την αντίστοιχη κατά ΕΑΚ (0.13m).

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, οι τιμές των γωνιών στροφής χορδής στη διαρροή και στην αστοχία, υπολογίστηκαν στην εργασία με βάση τους εναλλακτικούς, απλοποιημένους τύπους που προτείνει ο EC8. Οι καμπυλότητες και οι ροπές διαρροής και αστοχίας, που είναι απαραίτητες για τον προσδιορισμό των γωνιών στροφής χορδής, λήφθηκαν απ' ευθείας από το πρόγραμμα, και όχι με αναλυτικούς υπολογισμούς. Έγινε ωστόσο αναλυτικός υπολογισμός για κάποια στοιχεία και κρίθηκε ότι οι τιμές που εξάγει το πρόγραμμα ήταν άμεσα συγκρίσιμες.

Επιπλέον, ο υπολογισμός των παραπάνω μεγεθών είναι απαραίτητος για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών των πλαστικών αρθρώσεων. Η εισαγωγή των χαρακτηριστικών μπορεί να γίνει είτε χρησιμοποιώντας τους πίνακες της FEMA 356 (όπως και εφαρμόστηκε στην παρούσα εργασία) και κάνοντας αυτόματη εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων για τις δοκούς και τα υποστυλώματα, είτε τοποθετώντας ξεχωριστά για κάθε στοιχείο τα συγκεκριμένα χαρακτηριστικά που απαιτούνται (θ_{upl} , M_y , M_u και N για διάφορες τιμές της αξονικής δύναμης) κάτι που πρακτικά είναι χρονοβόρο για φορείς με πολλά στοιχεία και κυρίως ενέχει τον κίνδυνο υπολογιστικού λάθους, κυρίως για τα υποστυλώματα. Το μειονέκτημα της χρήσης των πινάκων της FEMA, είναι ότι ομαδοποιεί τις γωνίες στροφής χορδής, οι οποίες είναι αρκετά «στρογγυλεμένες» σε σχέση με αυτές που υπολογίστηκαν αναλυτικά. Ωστόσο, οι ροπές διαρροής που χρησιμοποιεί τίθενται ξεχωριστά για κάθε στοιχείο και περίπτωση φόρτισης γεγονός που διευκολύνει το χρήστη και εξοικονομεί χρόνο.

Σε ότι αφορά στην εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, χρησιμοποιήθηκαν όπως ορίζει και ο EC8, δύο κατανομές οριζόντιου φορτίου: μία ομοιόμορφη κατανομή, ανάλογη της μάζας κάθε ορόφου, και μία ιδιομορφική κατανομή. Πραγματοποιήθηκαν διαφορετικές αναλύσεις για κάθε δυνατό συνδυασμό των δύο κυρίων διευθύνσεων X και Y του φορέα, και

παρουσιάστηκαν τα δυσμενέστερα αποτελέσματα για κάθε κατανομή και διεύθυνση φόρτισης. Με την ιδιομορφική κατανομή φάνηκε να επιβαρύνονται κυρίως τα στοιχεία των ανώτερων ορόφων σε αντίθεση με την ομοιόμορφη κατανομή στην οποία τα στοιχεία που εισήλθαν στην πλαστική περιοχή κατανέμονται σχετικά ομοιόμορφα μεταξύ ισογείου και Δ' ορόφου, με ελαφρώς αυξημένα αυτά του ισογείου. Όπως προέκυψε από τα αποτελέσματα, η ομοιόμορφη κατανομή απεδείχθη δυσμενέστερη σε σχέση με την ιδιομορφική κατανομή κάτι που σε γενικές γραμμές θεωρείται αναμενόμενο. Ωστόσο, είναι σημαντικό να αναφερθεί, ότι στις κύριες ιδιομορφές του φορέα, το μέγιστο ποσοστό δρώσας μάζας ήταν 60% και 40% για τις διευθύνσεις X και Y αντίστοιχα. Το γεγονός αυτό δημιουργεί ερωτηματικό στο κατά πόσο μπορεί να θεωρηθεί αξιόπιστη η μέθοδος ανάλυσης με τη συγκεκριμένη κατανομή οριζόντιου φορτίου με τη συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών ταλάντωσης να αγνοείται.

Τέλος, αφού αποδείχθηκε από τα αποτελέσματα των αναλύσεων σχετική ανεπάρκεια του φορέα, διερευνήθηκε αν βελτιώνεται η σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής με τη χρήση ολόσωμων κλειστών μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος σε ορισμένα υποστυλώματα. Η τοποθέτηση μανδύων εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 7.5cm οδήγησε σε σημαντική αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής. Κατά τη διεύθυνση X, τα αποτελέσματα ήταν πιο εμφανή, με σημαντικά μειωμένη τη μετακίνηση του σημείου επιτελεστικότητας και τον αριθμό των στοιχείων που εισήλθαν στην πλαστική περιοχή, ενώ κανένα από αυτά δεν ξεπέρασε τον επιδιωκόμενο στόχο που ήταν η στάθμη «Προστασία ζωής». Κατά τη διεύθυνση Y, αυξήθηκε η δυσκαμψία της κατασκευής, ωστόσο η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου στο σημείο επιτελεστικότητας δεν μειώθηκε σημαντικά. Παρ' όλα αυτά, και κατ' αυτή τη διεύθυνση η επέμβαση μπορεί να θεωρηθεί επιτυχής αφού όλα τα μέλη της κατασκευής ευρέθησαν εντός των ορίων που προσδιόρισε η στοχευόμενη μετακίνηση του φορέα, εξασφαλίζοντας τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής».

Βιβλιογραφικές πηγές

Ο.Α.Σ.Π. (2011), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Τελικό εναρμονισμένο κείμενο (με το σύστημα των Ευρωκωδίκων)», Αθήνα

Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός – Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια (EN 1998-1: 2004)

Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός – Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων (EN 1998-3: 2005)

Τάσιος Θ. Π. (2009), «Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων», Ε.Μ.Π., Αθήνα

Ψυχάρης Ν. Γ.(2010), «Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας», σημειώσεις για το μάθημα του 9^{ου} εξαμήνου *Αντισεισμική Τεχνολογία 2*, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Ε.Μ.Π.

Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (1954), Εφημερίδα της Κυβέρνησης του Βασιλείου της Ελλάδος, Τεύχος πρώτον, Αρ. Φύλλου 160

Ο.Α.Σ.Π. (2005), «Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ. 2000)», Αθήνα

Ο.Α.Σ.Π. (2006), «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000)», Αθήνα

Αβραμίδη Ι., Αθανατοπούλου Α., Μορφίδη Κ., Σέξτου Α.. (2011) «Αντισεισμικός Σχεδιασμός κτιρίων Ο/Σ και Αριθμητικά Παραδείγματα ανάλυσης και Διαστασιολόγησης σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες», Θεσσαλονίκη

ATC-40 (1996) «Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings –Volume 1», California Computers & Structures INC. (2005), «C.S.I. Analysis Reference Manual», Berkeley, California

Fardis M. , Tsionis G. (2011), «Application of EN-Eurocode 8 Part 1 for the seismic design of multistorey concrete buildings», University of Patras