

## ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΠΡΟΜΕΛΕΤΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕ ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΔΙΟΡΟΦΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ PILLOTIS ΜΕΣΩ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

**ΠΑΝΑΓΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ-ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ**

Μεταπτυχιακός φοιτητής  
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών  
Πανεπιστήμιο Πατρών  
Α.Μ. 208

### ΠΕΡΙΛΗΨΗ

*Στόχος της παρούσης εργασίας είναι η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υπάρχουσας κατασκευής και η προμελέτη συστήματος μόνωσης με ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Για την αποτίμηση της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε στατική ανελαστική ανάλυση με βάση τις μετακινήσεις για στάθμη επιτελεσματικότητας 'Προστασία ζωής και περιουσίας ενοίκων' όπως ορίζεται στο σχέδιο ΚΑΝ.ΕΠΕ. και αντιστοιχεί σε σεισμό με περίοδο επαναφοράς τα 475 χρόνια.. Η συμπεριφορά της κατασκευής κρίθηκε μη ικανοποιητική λόγω της συγκέντρωσης των παραμορφώσεων στην στάθμη της pillotis. Για την επέμβαση ενίσχυσης τέθηκε ως στόχος επιτελεσματικότητας 'Άμεση λειτουργικότητα κατά τον σεισμό' ο οποίος και επιτυγχάνεται λόγω της μείωσης των απαιτούμενων μετατοπίσεων, αύξηση της απόσβεσης, όσο και λόγω μείωσης της δυσκαμψίας της κατασκευής και της συγκέντρωσης του συνόλου των ανελαστικών παραμορφώσεων στην στάθμη των εφεδράνων.*

### 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της υπάρχουσας κατασκευής επιλέχθηκε η στατική ανελαστική ανάλυση ώστε να προβλεφθεί ο μηχανισμός αστοχίας που αναμένεται να είναι η δημιουργία μαλακού ορόφου στην στάθμη της pillotis.

Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα H/Y SAP2000 Advanced v.9.0.3 το οποίο μπορεί να δεχθεί ανελαστικές ιδιότητες κόμβων γραμμικών μελών όπως αυτές προκύπτουν από το σχέδιο ΚΑΝ.ΕΠΕ. σε όρους ροπής-γωνίας στροφής.

### 2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η κατασκευή έχει υλοποιηθεί την χρονική περίοδο 1984-1988. αποτελείται από τρεις στάθμες με υψόμετρο 3.21, 6.50 και 9.99 m αντίστοιχα. Το συνολικό της βάρος εκτιμάται στα 4000 kN. Οι ιδιότητες των υλικών υπολογίστηκαν με βάση τιμές που θα μπορούσαν να είχαν προκύψει έπειτα από δειγματοληπτικούς ελέγχους και αναφέρονται σε επόμενη παράγραφο.

Σε όλες τις στάθμες η γεωμετρία των κατακόρυφων στοιχείων διατηρείται αμετάβλητη. Συγκεκριμένα υπάρχουν περιμετρικά 4 υποστυλώματα-τοιχώματα 100/20 με 4Φ16+14Φ14, δύο 20/70 με 4Φ18+4Φ14, δύο 50/50 με 16Φ16 και δύο 40/35 με 14Φ14. Εσωτερικά υπάρχουν δύο υποστυλώματα 70/25 με 16Φ14. Όλες οι δοκοί είναι διαστάσεων 20/60 εκτός από τις δοκούς της τελευταίας στάθμης που είναι 20/50. Το σύνολο σχεδόν των υποστυλωμάτων έχει συνδετήρες Φ8/10 εκτός από τα διαστάσεων 100/20 τα οποία έχουν Φ8/6. Οι περιμετρικές δοκοί της τελευταίας στάθμης έχουν συνδετήρες Φ8/16 ενώ οι υπόλοιπες Φ8/14.

### 3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

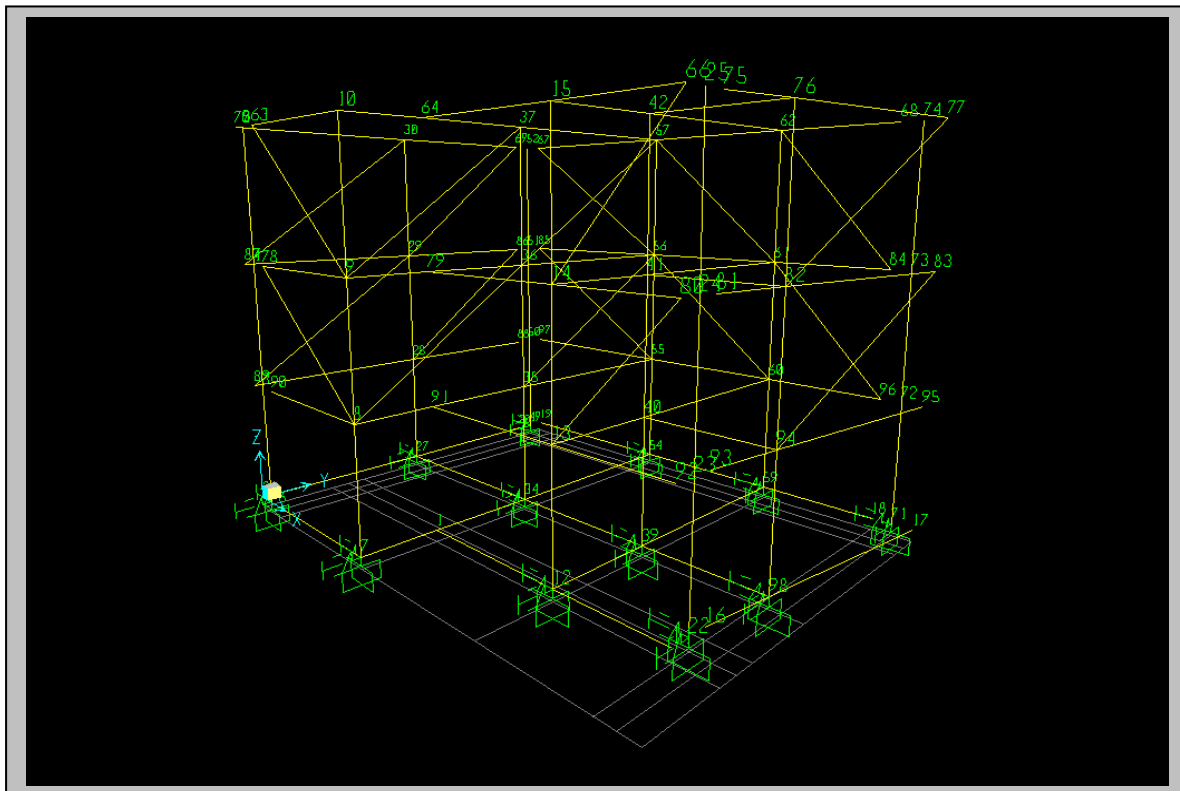
#### 3.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ <sup>3</sup>

Η ανάπτυξη του μοντέλου προσομοίωσης της κατασκευής έγινε χρησιμοποιώντας γραμμικά μέλη συγκεντρωμένης πλαστιμότητας στα άκρα τόσο για τις δοκούς όσο και για τα υποστυλώματα του κτηρίου. Στα άκρα εισήχθησαν διαγράμματα ροπών - πλαστικών γωνιών στροφής ( $M-\theta_{pl}$ ) όπως αυτά προκύπτουν από τις συστάσεις του σχεδίου ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η δυσκαμψία των μελών θεωρήθηκε ίση με το 30% της ελαστικής δυσκαμψίας της κατασκευής ως μια ρεαλιστική εκτίμηση της πραγματικής δυσκαμψίας διατομών οπλισμένου σκυροδέματος. Το συνεργαζόμενο πλάτος των πλακοδοκών ελήφθη ίσο με το ένα τέταρτο του μήκους της πλακοδοκού.

$$b_{eff} = \min(l_{av}/4, l_{παρ}/2)$$

Η διανομή των φορτίων στις δοκούς έγινε βάση τραπεζοειδούς επιφάνειας επιρροής η οποία σχηματίζεται ή από διχοτόμηση της γωνίας δύο δοκών ή από αναλογία γωνιών ίση με τα 2/3 όταν υπάρχει γωνία πάκτωσης έδρασης. Οι εκκεντρότητες που προκύπτουν από την πραγματική γεωμετρία του φορέα και αφορούν κυρίως την σύνδεση δοκών υποστυλωμάτων αμελούνται όταν δεν ξεπερνούν το 1/3 του πλάτους του στοιχείου. Έτσι έχουν ληφθεί υπόψη μόνο οι εκκεντρότητες που προκύπτουν στην σύνδεση των δοκών με τα υποστυλώματα 100/20. Για τα δυναμικά χαρακτηριστικά του κτηρίου οι δρώσες μάζες υπολογίσθηκαν από την περίπτωση φόρτισης  $G+0.3Q$  και τοποθετήθηκαν στους κόμβους με βάση τις προκύπτουσες επιφάνειες επιρροής. Η μορφή του μοντέλου παρουσιάζεται στο σχήμα 1.



Σχήμα 1 Μοντέλο ανάλυσης

## 3.2 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΥΛΙΚΩΝ

### 3.2.1 ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ<sup>2,4,5</sup>

Για την μέση θλιπτική αντοχή σκυροδέματος εκτιμήθηκε η τιμή  $f_c=16$  Μpa. Το αντίστοιχο μέτρο ελαστικότητας εκτιμάται σύμφωνα με τον Ε.Κ.Ω.Σ. στα 27 Μpa. Τα παραμορφωσιακά χαρακτηριστικά του απερίσφικτου σκυροδέματος λήφθηκαν ίσα με  $\epsilon_{co}=0.002$  και  $\epsilon_{cu}=0.0035$ .

Για τον υπολογισμό των ιδιοτήτων του περισφιγμένου σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκε το προσομοίωμα Mander et.al. κατά το οποίο η θλιπτική αντοχή, η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέγιστη δύναμη και η οριακή παραμόρφωση δίνονται από τους τύπους

$$f_c^* = (1 + K)f_c$$

$$\epsilon_{co}^* = (1 + 5K)\epsilon_{co}$$

$$\epsilon_{cu}^* = \epsilon_{cu} + \frac{\omega_{wd}\epsilon_{su}}{1 + K}$$

$$K = 2.254 \left[ \sqrt{1 + 7.94 \frac{p}{f_c}} - 1 \right] - \frac{2p}{f_c}$$

$$\frac{p}{f_c} = 0.5\alpha\omega_{wd}$$

όπου  $\alpha$  ο συντελεστής περίσφιξης και  $\omega_{wd}$  το μηχανικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού.

### 3.2.2 ΧΑΛΥΒΑΣ

Ο χάλυβας που αποτελεί τον διαμήκη οπλισμό θεωρήθηκε ότι έχει όριο διαρροής  $f_y=400$  Μpa, τάση αστοχίας  $f_u=510$  Μpa, μέτρο ελαστικότητας  $E_s=200$  Gpa και παραμόρφωση θραύσης  $\epsilon_{su}=0.09$ . Για τον χάλυβα που αποτελεί τον εγκάρσιο οπλισμό το όριο διαρροής και η παραμόρφωση αστοχίας λαμβάνονται ίσα με  $f_y=200$  Μpa και  $\epsilon_{su}=0.1$ .

### 3.2.3 ΤΟΙΧΩΠΛΗΡΩΣΕΙΣ

Οι μηχανικές ιδιότητες των τοιχοπληρώσεων εκτιμούνται σε τάση διαρροής θλιβόμενης διαγωνίου  $f_{wc}=2.16$  Μpa και μέτρο ελαστικότητας  $E_w=2.16$  Gpa. Το πάχος της τοιχοπλήρωσης λαμβάνεται ίσο με 0.2 m.

## 3.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΜΕΛΩΝ<sup>3</sup>

Ο υπολογισμός των ανελαστικών ιδιοτήτων των μελών έγινε σύμφωνα με το σχέδιο ΚΑΝ.ΕΠΕ. και συγκεκριμένα για τον υπολογισμό της καμπύλης ροπής-πλαστικής γωνίας στροφής χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω τύποι.

Υπολογισμός πλαστικής γωνίας στροφής

$$\theta_{pl} = (\phi_u - \phi_y)L_{pl}$$

όπου  $\phi_u$  η καμπυλότητα αστοχίας η οποία δίνεται από τους τύπους

$$\phi_{su} = \frac{\varepsilon_{su}}{(1 - \xi_{su})d}$$

$$\phi_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\xi_{cu}d}$$

ανάλογα με το εάν η αστοχία οφείλεται στον χάλυβα ή στο σκυρόδεμα αντίστοιχα.

Το μήκος της πλαστικής άρθρωσης υπολογίζεται από τύπο συμβατό με το προσομοίωμα περίσφιξης που υιοθετήθηκε και είναι

$$L_{pl} = 0.025L_s + 0.115h + \alpha_s \frac{f_y d_b}{50}$$

Η τιμή της γωνίας στροφής της διατομής κατά την διαρροή υπολογίστηκε από τον τύπο

$$\theta_y = 1.035\phi_y \frac{L_s + \alpha_v d}{3} + 0.0011 + 0.002 \frac{h}{L_s} + \alpha_s \frac{0.13\phi_y f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Τέλος η γωνία στροφής κατά την αστοχία υπολογίστηκε από τον επόμενο τύπο που εκφράζει την πλαστιμότητα σε όρους γωνίας στροφής

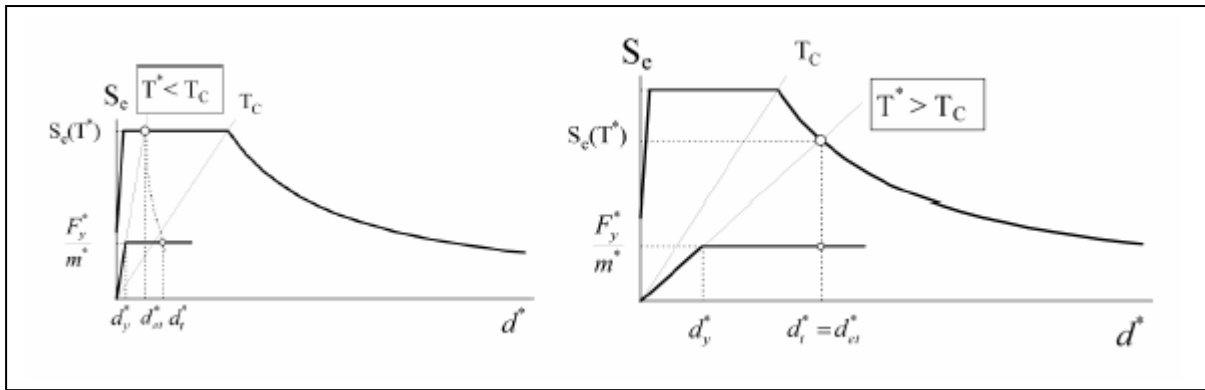
$$\mu_\theta = 1 + (\mu_\phi - 1) \frac{3L_{pl}}{L_s} \left( 1 - \frac{L_{pl}}{2L_s} \right)$$

Τα μεγέθη όπως η καμπυλότητα διαρροής η καμπυλότητα αστοχίας και οι αντίστοιχες ροπές προέκυψαν έπειτα από ανάλυση της εκάστοτε διατομής σύμφωνα με τις βασικές παραδοχές της συμπεριφοράς καμπτόμενων στοιχείων.

Η συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων προσομοιώθηκε και αυτή με βάση το σχέδιο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως ελαστική-τέλεια πλαστική με αντοχή πέρα της παραμόρφωσης αστοχίας ίσης με το ήμισυ της μέγιστης.

#### 4 ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ<sup>3</sup>

Η διαδικασία αποτίμησης περιλαμβάνει την εξαγωγή από την ισοδύναμη στατική ανάλυση της καμπύλης δύναμης βάσης-μετατόπισης F-δ για τις δύο διευθύνσεις του κτηρίου και τις δύο φορές της σεισμικής φόρτισης. Η δυσμενέστερη των δύο καμπυλών για την εκάστοτε διεύθυνση φόρτισης μετατρέπεται σε διάγραμμα φασματικής επιτάχυνσης ( $S_a/g$ )-φασματικής μετατόπισης ( $S_d$ ) ΦΕΦΜ και συγκρίνεται με το διάγραμμα ΦΕΦΜ το οποίο προκύπτει από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Επειδή η συμπεριφορά της κατασκευής ποτέ δεν παραμένει στην ελαστική περιοχή είναι βέβαιο ότι δεν θα μπορεί να ικανοποιηθεί η απαίτηση του φάσματος σε όρους δυνάμεων. Αυτό το οποίο ζητείται είναι λοιπόν η κατασκευή να μπορεί να πραγματοποιήσει είτε μία μετατόπιση η οποία προκύπτει από την απαίτηση η κατασκευή να μπορεί να καταναλώσει ίσο ποσό ενέργειας (ιδιοπερίοδος κατασκευής στην περιοχή ίσης ενέργειας του φάσματος) με την ιδεατή ισοδύναμη ελαστική κατασκευή είτε την μετατόπιση της ισοδύναμης ελαστικής κατασκευής (όταν η ιδιοπερίοδος της κατασκευής είναι αρκετά μεγάλη και βρίσκεται στην περιοχή του φάσματος των ίσων μετακινήσεων).



Σχήμα 2 Γραφική αναπαράσταση εύρεσης απαιτούμενων μετακινήσεων

Οι απαιτούμενες μετακινήσεις μπορούν να υπολογιστούν από τους τύπους

$$T_n < T_c \quad \delta_{\alpha\pi} = \frac{\delta_{\epsilon\lambda}}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T_n} \right) \geq \delta_{\epsilon\lambda}$$

$$T_n > T_c \quad \delta_{\alpha\pi} = \delta_{\epsilon\lambda}$$

## 5 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

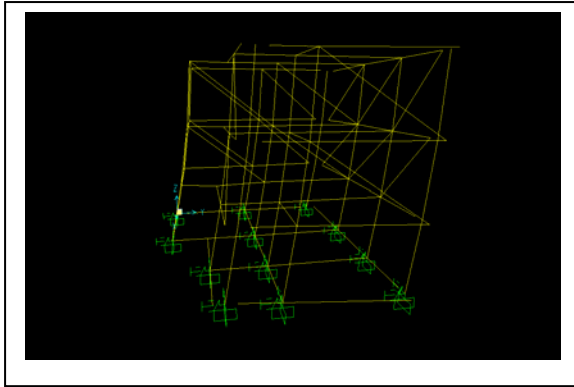
### 5.1 ΔΥΝΑΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Για την αποτίμηση της κατασκευής έγινε αρχικά μία ιδιομορφική ανάλυση ώστε να προσδιοριστούν οι μορφές των επιβαλλόμενων μετακινήσεων που θα χρησιμοποιηθούν για την στατική ανελαστική ανάλυση. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης αυτής για τις ιδιομορφές που θα χρησιμοποιηθούν στην μετέπειτα ανάλυση παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα.

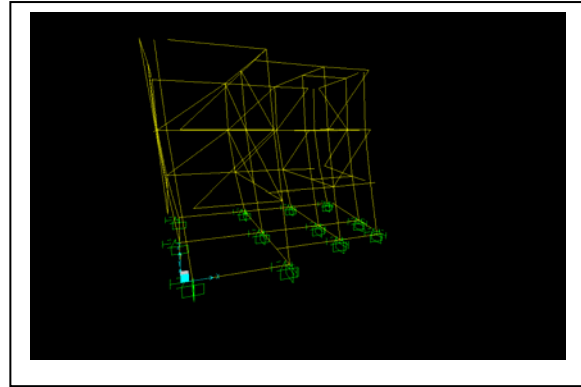
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Ποσοστό συμμετοχής μάζας (X)	Ποσοστό συμμετοχής μάζας (Y)
1	0,36	0,06	0,90
2	0,34	0,72	0,01

Πίνακας 1 Δυναμικά χαρακτηριστικά κατασκευής

Στην ιδιομορφική όπως και στις μετέπειτα αναλύσεις η θέση των θλιπτήρων που προσομοίωσαν την συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων δεν παρέμενε σταθερή. Έτσι κρίθηκε σκόπιμο να υπολογισθούν οι ιδιότητες της κατασκευής κατά τις κατευθύνσεις +X, -X, +Y, -Y όμως στην παρούσα εργασία παρουσιάζονται πληροφορίες μόνο για τις δύο κατευθύνσεις που τελικά έδωσαν τα δυσμενέστερα αποτελέσματα για την κατασκευή όπως αυτά προέκυψαν από την σύγκριση των αποτελεσμάτων της στατικής ανελαστικής ανάλυσης με το διάγραμμα ΦΕΦΜ του ελαστικού φάσματος. Αυτές οι διευθύνσεις είναι οι -X και η +Y. Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζονται και οι αντίστοιχες ιδιομορφές.



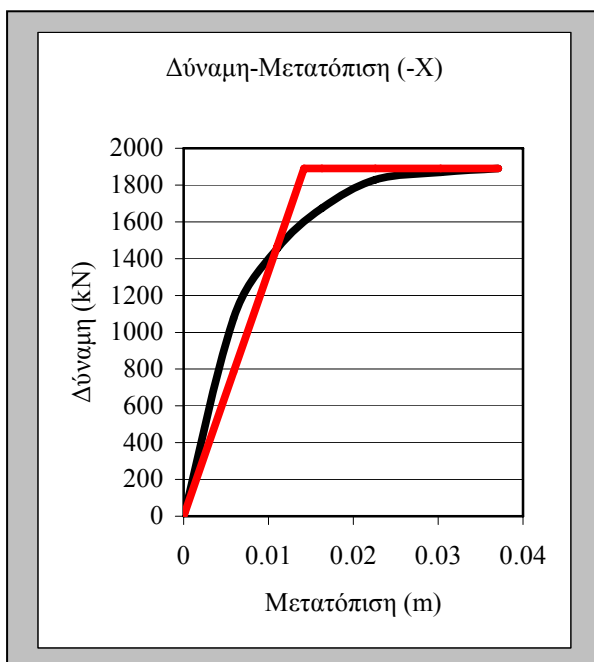
Σχήμα 3 1<sup>η</sup> ιδιομορφή



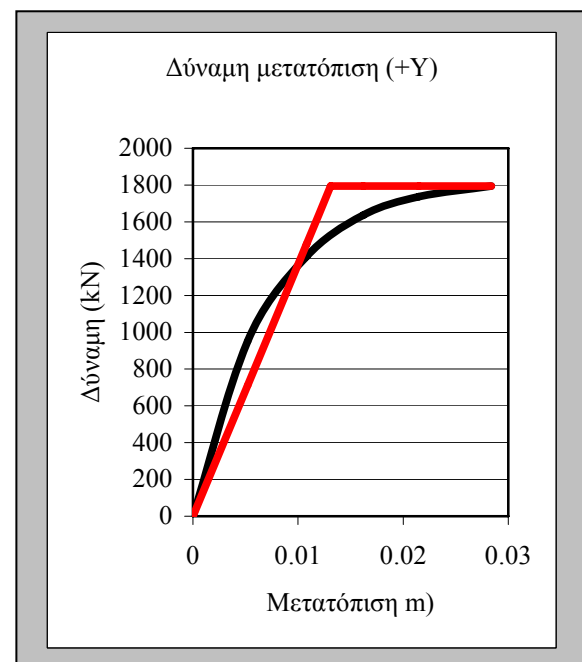
Σχήμα 4 2<sup>η</sup> ιδιομορφή

## 5.2 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΗΣ-ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στα επόμενα δύο διαγράμματα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης ως διαγράμματα τέμνουσας βάσης μετατόπισης κορυφής του κτηρίου και η διγραμμικοποίηση τους για τις δύο δυσμενέστερες περιπτώσεις όπως αυτές αναφέρθηκαν ανωτέρω.

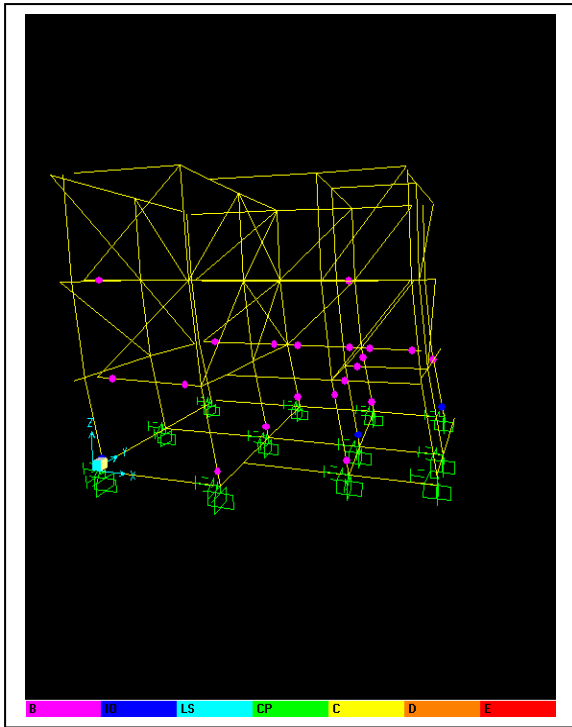


Σχήμα 5 Δύναμη-μετατόπιση -X

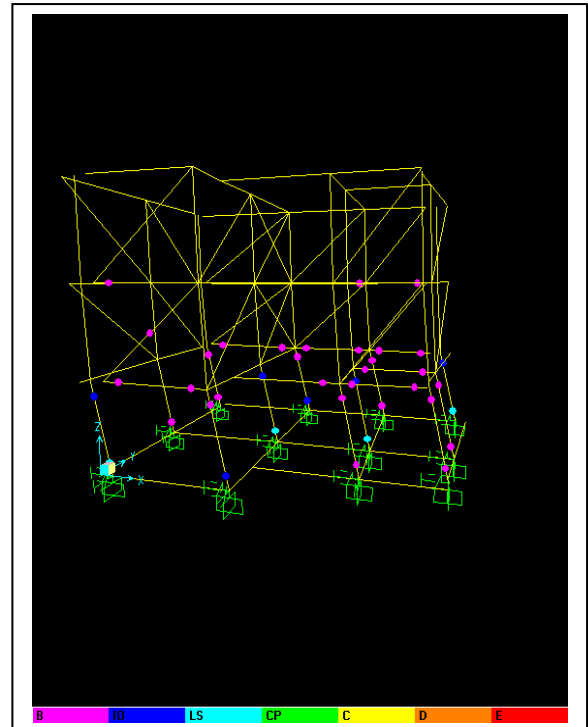


Σχήμα 6 Δύναμη-μετατόπιση +Y

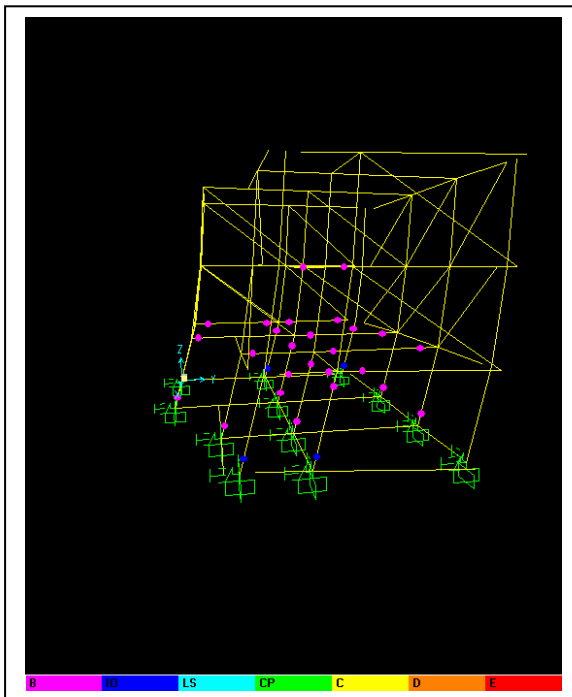
Η κατανομή των ανελαστικών παραμορφώσεων στο σύνολο της κατασκευής κατά την στιγμή της αστοχίας και κατά την στιγμή της διαρροής όπως αυτές ορίζονται από την στάθμη επιτελεστικότητας παρουσιάζεται στα επόμενα σχήματα τόσο κατά την διεύθυνση -X όσο και για την διεύθυνση +Y.



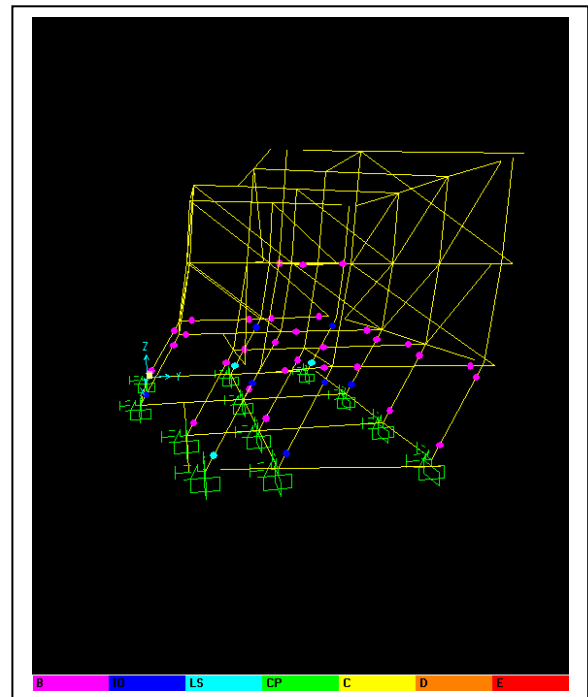
Σχήμα 7 Διαρροή (-X)



Σχήμα 8 Αστοχία (-X)



Σχήμα 9 Διαρροή (+Y)



Σχήμα 10 Αστοχία (+Y)

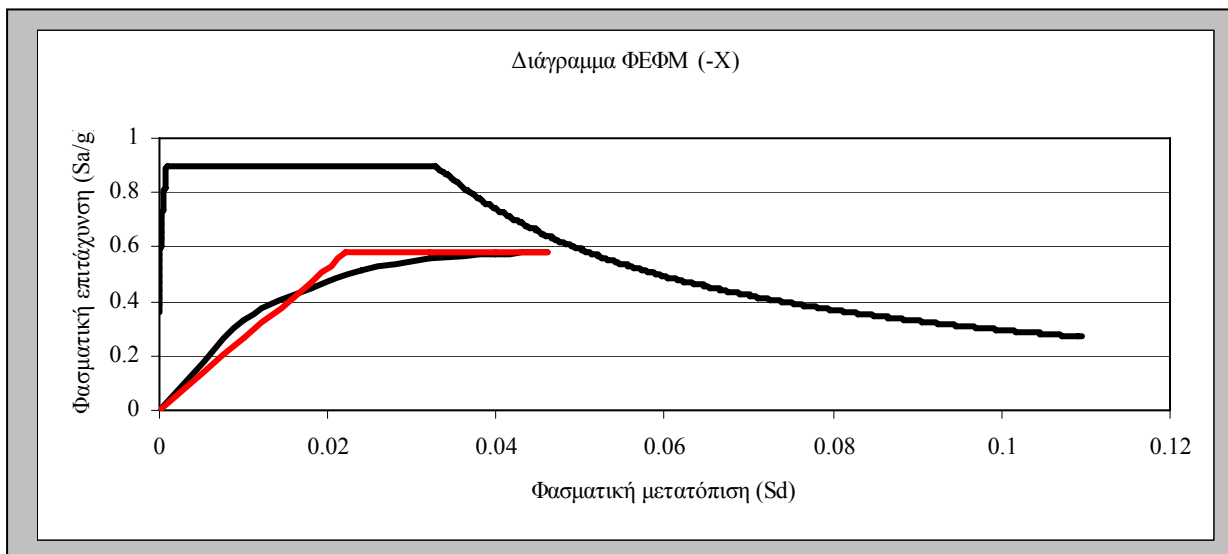
Από την μορφή της αστοχίας είναι εμφανής η επιρροή της pillotis στην σεισμική απόκριση της κατασκευής μέσω της δημιουργίας μαλακού ορόφου.

### 5.3 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΦΕΦΜ<sup>5</sup>

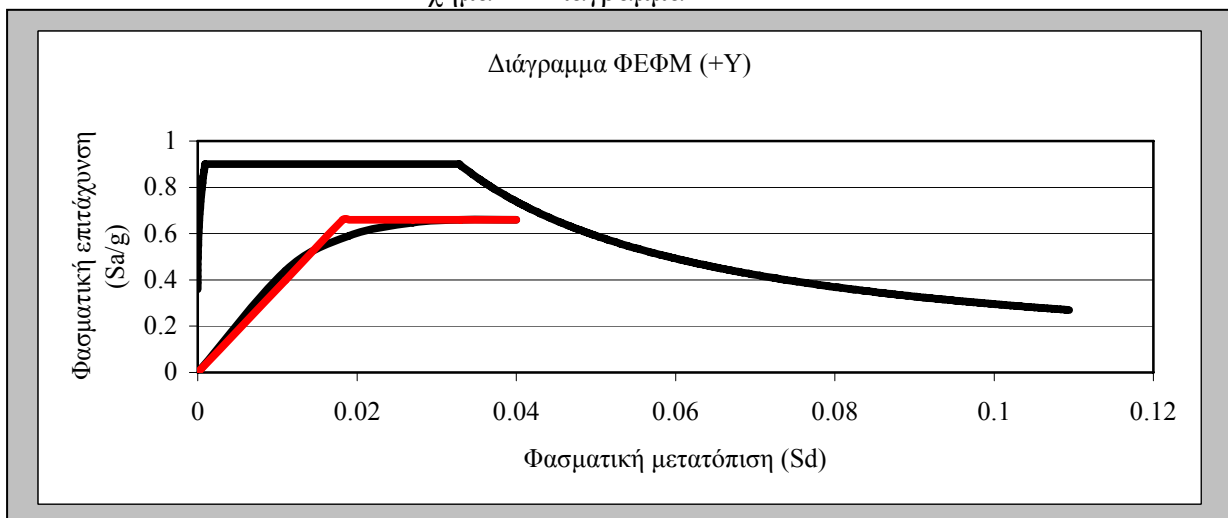
Το ελαστικό φάσμα που χρησιμοποιήθηκε προέρχεται από τον ΝΕΑΚ για μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $A=0.36g$  και για έδαφος κατηγορίας Δ που συνεπάγεται  $T_c=1.2$  sec. Τόσο για την διεύθυνση  $-X$  όσο και για την διεύθυνση  $+Y$  η διαθέσιμη τιμή φασματικής μετατόπισης δεν υπερβαίνει την απαιτούμενη που προκύπτει από τα αναφερθέντα στην παράγραφο 4. Στον πίνακα 2 αναφέρονται τόσο η διαθέσιμη όσο και η απαιτούμενη φασματική μετατόπιση και στα σχήματα 11 και 12 παρουσιάζεται η σύγκριση της καμπύλης απόκρισης με το διάγραμμα ΦΕΦΜ.

Διεύθυνση σεισμικής δράσης	$\delta_{διαθ}$	$\delta_{απ}$
-X	0,46	0,057
+Y	0,40	0,06

Πίνακας 2 Διαθέσιμη και απαιτούμενη μετατόπιση



Σχήμα 11 Διάγραμμα ΦΕΦΜ -X



Σχήμα 12 Διάγραμμα ΦΕΦΜ +Y

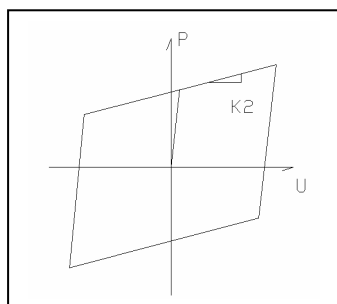


## 6 ΠΡΟΜΕΛΕΤΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

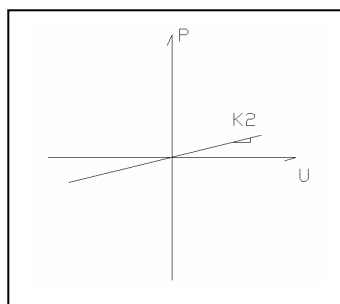
Η χρήση ελαστομεταλλικών εφεδράνων στοχεύει στην συγκέντρωση του συνόλου της ανελαστικής παραμόρφωσης της κατασκευής στην στάθμη τοποθέτησης των εφεδράνων, με αποτέλεσμα την διατήρηση της ανωδομής, όσο είναι αυτό δυνατόν, στην ελαστική περιοχή. Αναμένεται λοιπόν μετά την τοποθέτηση των εφεδράνων να μην εμφανιστεί το φαινόμενο του μαλακού ορόφου και συνεπώς το να τεθεί ως στόχος επιτελεσματικότητας η άμεση λειτουργικότητα για σεισμό με περίοδο επαναφοράς τα 475 χρόνια δεν ξεφεύγει από τα πλαίσια του εφικτού.

### 6.1 ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ<sup>1</sup>

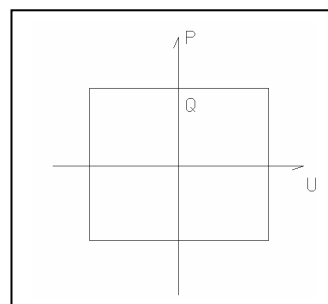
Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα αποτελούνται από εναλλασσόμενες στρώσεις ελαστομερούς και χαλύβδινων φύλλων εγκάρσια στην διάταξη των οποίων τοποθετείται ένας πυρήνας από μόλυβδο. Η συμπεριφορά τους υπό συνθήκες αξονικής φόρτισης και εγκάρσιας παραμόρφωσης μπορεί να αναλυθεί σε δύο συνιστώσες. Από την μία η αντίσταση του ελαστομερούς προσφέρει μία σχεδόν ελαστική συμπεριφορά σε εγκάρσιες κινήσεις ενώ ο πυρήνας μολύβδου μπορεί, μετά την διαρροή του, να προσφέρει την απαιτούμενη κατανάλωση ενέργειας μέσω του βρόχου F-δ που δημιουργεί ώστε να εισαχθεί αρκετή πρόσθετη απόσβεση στην κατασκευή. Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζεται διαγραμματικά αυτή η συμπεριφορά.



Σχήμα 13



Σχήμα 14



Σχήμα 15

Συνεισφορά ελαστικού και μολύβδου στον βρόχο υστέρησης

### 6.2 ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ<sup>1</sup>

Για τον σχεδιασμό του συστήματος μόνωσης ελαστομεταλλικών εφεδράνων (LRB) υιοθετήθηκαν οι οδηγίες του UBC97<sup>6</sup>. Τα υλικά που αποτελούν τα εφέδρανα επιλέγονται να έχουν το ελαστομερές μέτρο διάτμησης  $G = 0.45 \text{ MPa}$  και ο μόλυβδος όριο διαρροής  $f_l = 10.3 \text{ MPa}$ . Με βάση αυτά τα χαρακτηριστικά προσδιορίζεται η συνολική οριζόντια δυσστημσία του συστήματος  $K_2$  καθώς και το ποσοστό πρόσθετης απόσβεσης  $\beta_{\text{eff}}$  από

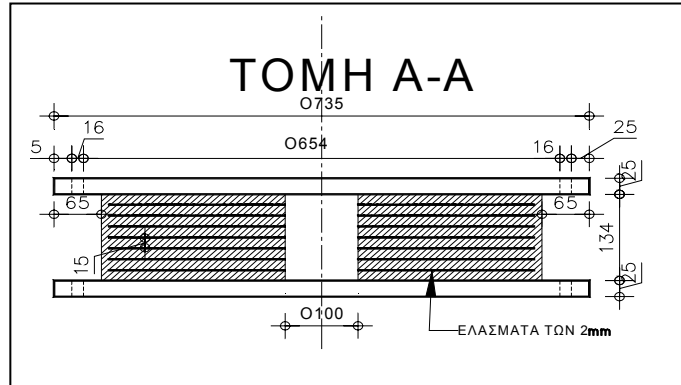
$$K_2 = n \frac{G_r A_r}{t_r}$$

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{2Q}{\pi K_2 D_D}$$

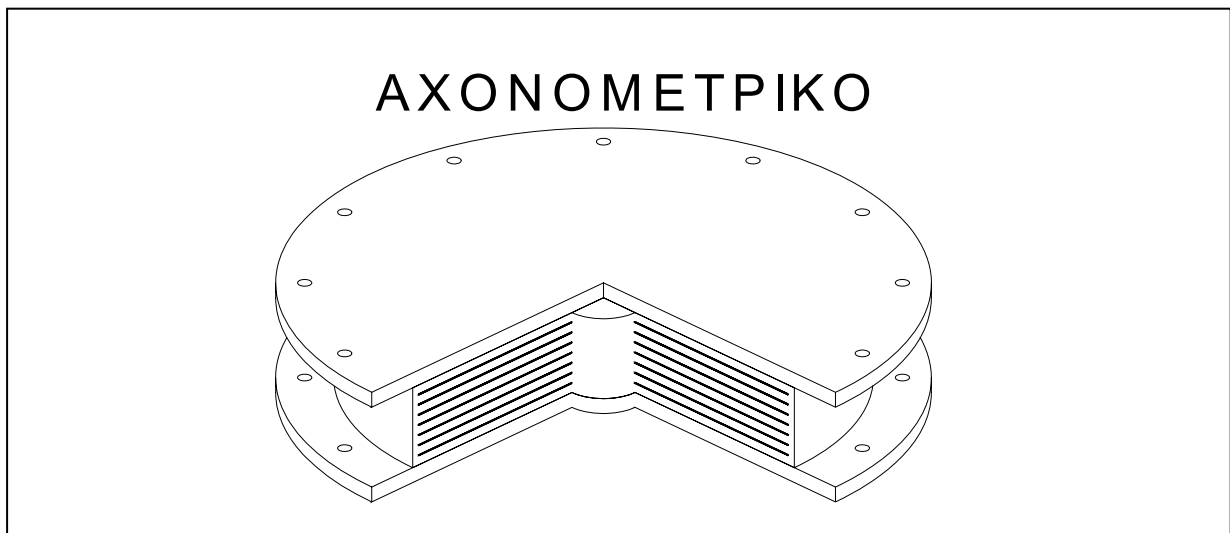
Όπου  $n$  ο αριθμός των εφεδράνων,  $A_r$  το εμβαδόν του ελαστικού,  $t_r$  το συνολικό ύψος του ελαστικού,  $Q$  η δύναμη διαρροής του πυρήνα μολύβδου και  $D_D$  η μετατόπιση σχεδιασμού που αναμένεται να παρουσιαστεί στην στάθμη του εφεδράνου.

Ο σχεδιασμός των εφεδράνων ολοκληρώνεται μέσω ελαστικών αναλύσεων για την μονωμένη πια κατασκευή. Οι τελικές διαστάσεις των εφεδράνων και οι μηχανικές τους ιδιότητες προκύπτουν

Πλευρική δυσκαμψία	465kN/m
Πρόσθετη απόσβεση	0.2
Διάμετρος ελαστικού	$R=0.4$ m
Διάμετρος Πυρήνα	$R_i=0.05$ m
Συνολικό πάχος ελαστικού	$t_r=0.12$ m
Μέγιστη μετατόπιση	$\delta=0.26$ m

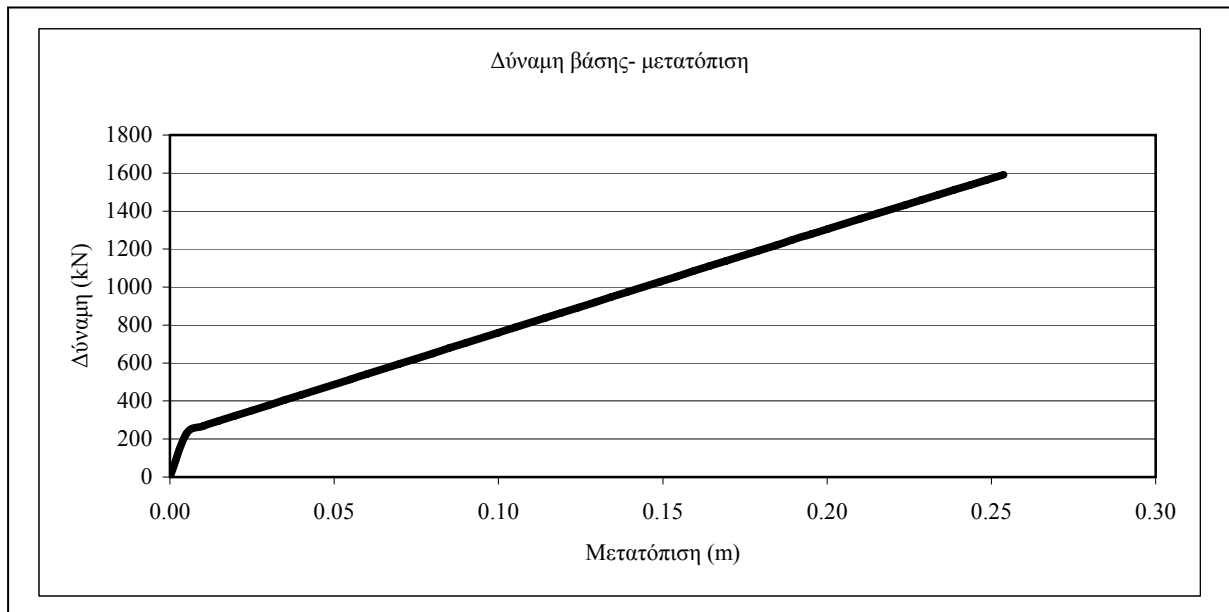


Σχήμα 16 Ενδεικτική τομή εφεδράνου

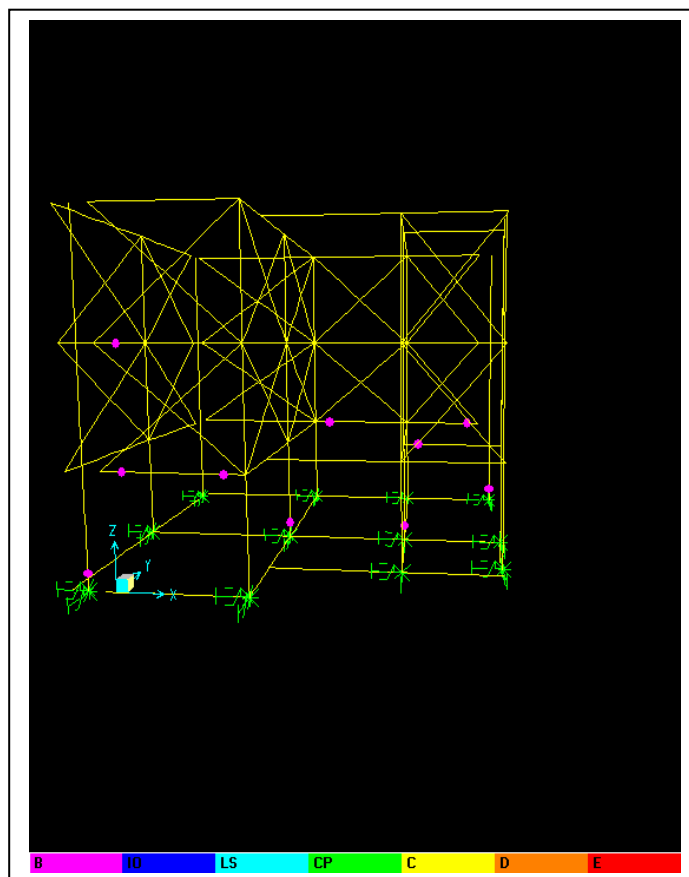


Σχήμα 17 Αξονομετρικό ελαστομεταλλικού εφεδράνου

Η απόκριση της μονωμένης πια κατασκευής καθορίζεται κυρίως από τις ιδιότητες των εφεδράνων. Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζεται το διάγραμμα δύναμης μετατόπισης και η μορφή αστοχίας η οποία δεν έχει δημιουργήσει καμία βλάβη στην ανωδομή αλλά χαρακτηρίζεται ως αστοχία γιατί τα εφέδρανα έφτασαν την μέγιστη μετατόπιση για την οποία έχουν ελεγχθεί. Αξίζει να σημειωθεί ότι η πραγματική μέγιστη παραμόρφωση των εφεδράνων μπορεί να ξεπεράσει κατά πολύ το όριο που τίθεται εδώ εάν παρουσιάζουν δυνατότητα κύλισης κατά τον σεισμό.



Σχήμα 18 Δύναμη-Μετατόπιση -X



Σχήμα 19 Αστοχία -X

## 7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από την ανάλυση που έγινε είναι εμφανές ότι η χρήση ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα από μόλυβδο είναι ικανή λύση ενίσχυσης αφού καταφέρνει να διατηρήσει την κατασκευή σχεδόν στην ελαστική περιοχή εξασφαλίζοντας έτσι τον στόχο επιτελεστικότητας που είχε τεθεί. Αξίζει να σημειωθεί όμως ότι ο τρόπος αυτός ενίσχυσης παρά τα πλεονεκτήματα που παρουσιάζει κατά την ανάλυση μπορεί να μην είναι εφαρμόσιμος για τις περισσότερες κατασκευές του ελλαδικού χώρου μιας και παρουσιάζει υψηλό κόστος και ιδιαίτερες τεχνικές δυσκολίες ειδικά σε κτήρια τα οποία βρίσκονται σε επαφή με γειτονικά.

## 8 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- 1 Design of seismic isolated structures From theory to practice Naeim and Kelly JohnWiley&sons, inc
- 2 Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος «Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος» Μιχαήλ Ν. Φαρδής
- 3 Ο.Α.Σ.Π. «Σχέδιο κειμένου ΚΑΝονισμού ΕΠΕμβάσεων» Φεβρουάριος 2004
- 4 Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. Ο.Α.Σ.Π ΦΕΚ 1329B /6-11-2000 «Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 2000»
- 5 Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. Ο.Α.Σ.Π ΦΕΚ 2184 Β/20-12-1999 «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000»
- 6 UBC97