

## Ωνάσιος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών: Δυναμική Συμπεριφορά Σεισμικώς Μονωμένου Κτιρίου Onassis House of Letters and Arts: Dynamic Behavior of a seismic isolated structure

Χρήστος ΓΙΑΡΛΕΛΗΣ<sup>1</sup>, Χρίστος ΚΩΣΤΙΚΑΣ<sup>2</sup>,  
Ευλαλία ΛΑΜΠΡΙΝΟΥ<sup>3</sup>, Μαίρη ΔΑΛΑΚΙΟΥΡΙΔΟΥ<sup>4</sup>

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ :** Η Ωνάσιος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών είναι ένα πολιτιστικό κέντρο που διακρίνεται για τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό του παρουσιάζοντας μορφολογικές ιδιαιτερότητες. Εξαιτίας αυτών αλλά και των αυξημένων απαιτήσεων σεισμικής συμπεριφοράς που τέθηκαν στις προδιαγραφές του έργου αποφασίστηκε η τοποθέτηση σεισμικής μόνωσης με εφέδρανα ολίσθησης (FPS) που διατάσσονται σε ενιαία στάθμη κάτω από την πλάκα του ισογείου. Η εργασία επικεντρώνεται στη μεθοδολογία που ακολουθήθηκε για την προσέγγιση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου, που περιλαμβάνει τρία στάδια (α) απλούς υπολογισμούς ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, (β) αναλύσεις με την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου και (γ) μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες. Για τις χρονοϊστορίες χρησιμοποιήθηκαν κατάλληλα επιλεγμένα επιταχυνσιογραφήματα από τη διεθνή βιβλιογραφία. Οι διαφορετικές προσεγγίσεις ανάλυσης συγκλίνουν μεταξύ τους και διαφωτίζουν ως προς τη δυναμική συμπεριφορά ενός σύνθετου κτιρίου. Επιπρόσθετα μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες σεισμών του ελληνικού χώρου παρουσιάζουν την εκτιμώμενη απόκριση του σε αυτούς. Συνολικά διαπιστώνεται ότι η επιλογή της σεισμικής μόνωσης αποτελεί τη βέλτιστη λύση για το συγκεκριμένο έργο.

**ABSTRACT :** Onassis House of Letters and Arts is a cultural center with hallmark architecture. Due to its unique shape and function, structural design had to meet special architectural requirements as well as high performance seismic specifications. Consequently, it was decided to incorporate a seismic isolation system. FPS type isolators are placed at the same level under the ground floor slab. This study focuses on the methodology followed for the seismic design which, performed in three consecutive steps, includes (a) simple calculations using equivalent SDOF model, (b) dynamic response spectrum analyses and (c) non-linear time history analyses using selected earthquake records on a 3-D finite element model. Results indicate good agreement between different analyses and shed light to the behavior of a complex, seismic isolated structure under seismic loads. In addition results from non-linear time history analyses using selected records of major Greek earthquakes are presented simulating the expected response of the structure.

<sup>1</sup> Πολιτικός Μηχανικός, OMETE AE Σύμβουλοι Μηχανικοί, email: giarlelis@alumni.rice.edu

<sup>2</sup> Πολιτικός Μηχανικός, OMETE AE Σύμβουλοι Μηχανικοί, email: ckostikas@omete.gr

<sup>3</sup> Πολιτικός Μηχανικός, OMETE AE Σύμβουλοι Μηχανικοί, email: elambrinou@omete.gr

<sup>4</sup> Πολιτικός Μηχανικός, OMETE AE Σύμβουλοι Μηχανικοί, email: mdalakiouridou@omete.gr

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Αντικείμενο της εργασίας αυτής είναι η παρουσίαση της δυναμικής συμπεριφοράς της Ωνασείου Στέγης Γραμμάτων και Τεχνών ενός πολιτιστικού κέντρου που διακρίνεται για τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό του και παρουσιάζει μορφολογικές ιδιαιτερότητες. Οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις δεν μπορούσαν να ικανοποιηθούν με τις υψηλές σεισμικές προδιαγραφές που τέθηκαν από τον κύριο του έργου. Έτσι αποφασίστηκε η τοποθέτηση σεισμικής μόνωσης που παρέχει, ελαχιστοποίηση της πιθανότητας βλαβών των φερόντων και μη στοιχείων του κτιρίου, προστασία του περιεχομένου του και απρόσκοπτη συνέχεια της λειτουργίας του στο σεισμό σχεδιασμού. Η σεισμική μόνωση υλοποιείται με εφέδρανα ολίσθησης (FPS) που διατάσσονται σε ενιαία στάθμη κάτω από την πλάκα του ισογείου.

Οι αναλύσεις που έγιναν περιλαμβάνουν απλούς υπολογισμούς ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος, αναλύσεις με την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου και μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες. Για τις χρονοϊστορίες χρησιμοποιήθηκαν κατάλληλα τροποποιημένα επιταχυνσιογραφήματα από τη διεθνή βιβλιογραφία. Επιπρόσθετα, μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες σεισμών του ελληνικού χώρου παρουσιάζουν την εκτιμώμενη απόκριση του κτιρίου σε αυτούς.

Η εργασία επικεντρώνεται στη μεθοδολογία που ακολουθήθηκε για το σχεδιασμό και την ανάλυση. Από την απλούστερη προσέγγιση -ανάλυση ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος- ως την πιο πολύπλοκη -μη γραμμική ανάλυση με χρονοϊστορίες- τα αποτελέσματα συγκλίνουν και περισσότερα στοιχεία προκύπτουν για τη σεισμική συμπεριφορά του έργου. Η σύγκριση με την αντίστοιχη συμπεριφορά χωρίς σεισμική μόνωση αναδεικνύει το σημαντικό ρόλο αυτής σε ανάλογα έργα.

## ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το κτίριο βρίσκεται στην Αθήνα επί της Λ. Συγγρού 109, είναι διαστάσεων 28.20m × 66.60m, και αποτελείται από 2 ενότητες: υπόγειο τμήμα και ανωδομή.

Το υπόγειο τμήμα καταλαμβάνει όλη την επιφάνεια της κάτοψης, έχει εννέα στάθμες που περιλαμβάνουν, χώρους στάθμευσης, μηχανολογικούς και αποθηκευτικούς χώρους. Για τη μετάβαση των οχημάτων στους χώρους στάθμευσης, από τη στάθμη -16.50 m έως τη στάθμη ±0.00, υπάρχουν δύο ανεξάρτητες κυκλικές ράμπες εδραζόμενες σε ένα εσωτερικό και ένα εξωτερικό κυλινδρικό τοίχωμα.

Η ανωδομή (Σχήμα 4) αποτελείται από ένα κεντρικό τμήμα, σε σχήμα ωοειδούς κελύφους που περιβάλλεται από λεπτά υποστυλώματα. Στο εσωτερικό του κελύφους εδράζονται η κεκλιμένη πλάκα της πλατείας, οι κεκλιμένες πλάκες δύο εξωστών, η οροφή της μεγάλης αίθουσας και στην τελευταία στάθμη η οροφή της μικρής αίθουσας. Περιμετρικά διατάσσονται βιβλιοθήκη, εστιατόριο, γραφεία, foyer και βοηθητικοί χώροι. Προβλέπονται επίσης εκθεσιακοί χώροι, στούντιο επαγγελματικών ηχογραφήσεων και εστιατόριο με υπαίθριο χώρο για καλλιτεχνικές παραστάσεις. Το ύψος της φθάνει τα 26.70 m και υπάρχει πρόβλεψη για καθ' ύψος προσθήκη ενός επιπλέον ορόφου.

## ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

Από τον κύριο του έργου απαιτήθηκε ο σχεδιασμός να λάβει υπόψιν αυξημένες σεισμικές προδιαγραφές που υπαγορεύονται από τη λειτουργία του κτιρίου ως πολιτιστικού κέντρου. Αυτές συνοψίζονται σε: εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού  $\alpha = 0.24$ , σπουδαιότητα έργου  $\gamma_I = 1.15$ , οιονεί ελαστική συμπεριφορά με συντελεστή συμπεριφοράς  $q = 1.50$ . Αναλυτικά:

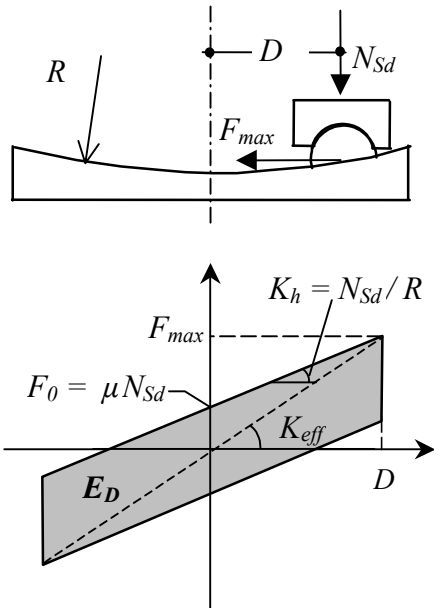
Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού λήφθηκε 1.5 φορά μεγαλύτερη από την προβλεπόμενη για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I ( $\alpha = 0.16$ ) με σκοπό όχι να αυξήσει την περίοδο επαναφοράς του σεισμού σχεδιασμού - που είναι 475 έτη - αλλά εκτιμώντας πιθανή αναθεώρηση της τιμής αυτής στη διάρκεια ζωής του έργου. Αντίθετα η σπουδαιότητα έργου, 1.15, στην πραγματικότητα αυξάνει την περίοδο επαναφοράς του σεισμού σχεδιασμού αλλά λαμβάνεται έτσι σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ΕΑΚ. Τέλος η απαίτηση για οιονεί ελαστική συμπεριφορά ( $q = 1.50$ ) προέκυψε για την αποτροπή πιθανών βλαβών και στο φορέα αλλά και στα δευτερεύοντα στοιχεία.

Οι παραπάνω τιμές δίνουν σεισμική απαίτηση σε όρους φασματικών επιταχύνσεων περίπου τέσσερις φορές μεγαλύτερη σε σχέση με ένα συμβατικό κτιριακό έργο ( $\alpha = 0.16$ ,  $\gamma_I = 1.00$ ,  $q = 3.50$ ). Έτσι οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις (λεπτά υποστυλώματα στην περίμετρο ώστε να αναδεικνύεται το ωοειδές κέλυφος, όψεις με γυαλί και μάρμαρο) δεν μπορούσαν να ικανοποιηθούν με τις παραπάνω υψηλές σεισμικές προδιαγραφές όπως διαπιστώθηκε από την αρχική στατική προμελέτη -βλ. ενδεικτική διαστασιολόγηση υποστυλώματος στον Πίνακα 2 και ανηγμένες σχετικές μετακινήσεις ορόφων στον Πίνακα 3. Παράλληλα όμως δεν μπορούσε να ικανοποιηθεί η προστασία του περιεχομένου του κτιρίου (εκθέματα, έργα τέχνης, ευπαθής οπτικοακουστικός εξοπλισμός) από τις αναπτυσσόμενες σε αυτό επιταχύνσεις και μετακινήσεις κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Έτσι αποφασίστηκε η τοποθέτηση σεισμικής μόνωσης που παρέχει:

- Ελαχιστοποίηση της πιθανότητας βλαβών των φερόντων και μη στοιχείων του κτιρίου κατά το σεισμό σχεδιασμού.
- Προστασία του περιεχομένου του κτιρίου.
- Απρόσκοπτη συνέχεια της λειτουργίας του κτιρίου μετά το σεισμό σχεδιασμού.

Ως προς τη θέση της διεπιφάνειας της σεισμικής μόνωσης εξετάστηκαν δύο δυνατότητες: (α) τοποθέτησή της στη στάθμη θεμελίωσης (-27.70 m) ή (β) κάτω από την πλάκα δαπέδου του ισογείου (στάθμη -1.59 m). Για οικονομικούς και κατασκευαστικούς λόγους επιλέχτηκε τελικά η δεύτερη λύση.

Ως προς την κανονιστική κάλυψη της μελέτης για το σχεδιασμό του συστήματος των εφεδράνων χρησιμοποιούνται οι διατάξεις των αμερικάνικων κανονισμών NEHRP και SEAOC δεδομένου ότι δεν υπάρχουν προς το παρόν σχετικοί ελληνικοί κανονισμοί (όπως προβλέπεται από την Ελληνική Νομοθεσία με το Π.Δ. 696/74). Τα χρησιμοποιούμενα φάσματα (Σχήμα 3) βασίζονται στο ελαστικό φάσμα του ΕΑΚ.



Σχήματα 1, 2. Διγραμμικό μοντέλο εφεδράνου ολίσθησης (FPS) και τοποθετημένο εφέδρανο.

## ΑΝΑΛΥΣΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

### Βασικά χαρακτηριστικά μονοβάθμιου συστήματος με σεισμική μόνωση

Το κτίριο μπορεί να προσομοιωθεί με μονοβάθμιο σύστημα μάζας  $m$ , που εδράζεται σε εφέδρανο ολίσθησης. Τα βασικά χαρακτηριστικά του εφεδράνου είναι η ακτίνα καμπυλότητας,  $R$ , της κοίλης επιφάνειας ολίσθησης και ο συντελεστής τριβής,  $\mu$ . Η συμπεριφορά του συστήματος μπορεί να προσομοιωθεί μέσω του διγραμμικού μοντέλου του Σχήματος 1. Η ενεργός ακαμψία του,  $K_{eff}$ , δίνεται από τη σχέση:

$$K_{eff} = \frac{N_{sd}}{R} + \frac{\mu N_{sd}}{D} \quad (1)$$

όπου  $D$  είναι η οριζόντια μετακίνηση του συστήματος και  $N_{sd}$  είναι το κατακόρυφο φορτίο στο εφέδρανο όπου:

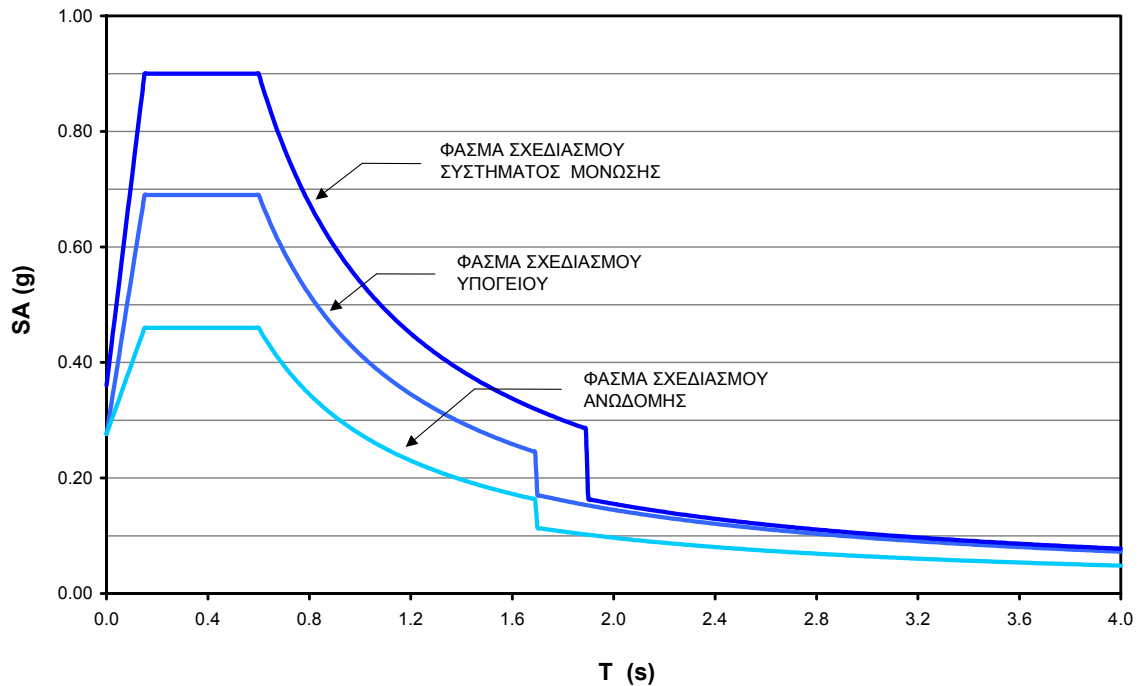
$$N_{sd} = m g \quad (2)$$

Η ιδιοπερίοδος του συστήματος είναι:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{eff}}} \quad (3)$$

Αντικαθιστώντας στην Εξίσωση 3, τις παραμέτρους  $K_{eff}$  και  $m$  από τις Εξισώσεις 1 και 2 αντίστοιχα, προκύπτει:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{RD}{gD + \mu g R}} \quad (4)$$



**Σχήμα 3.** Φάσματα σχεδιασμού Ανωδομής, Υπογείου και Συστήματος Μόνωσης.

Δηλαδή η ιδιοπερίοδος εξαρτάται από την ακτίνα καμπυλότητας, την τριβή στο εφέδρανο και την οριζόντια μετακίνηση του συστήματος. Πρέπει να σημειωθεί ότι όσο πιο άκαμπτο είναι το κτίριο τόσο πιο καλά προσεγγίζεται η σεισμική συμπεριφορά του από το μονοβάθμιο σύστημα.

### Φάσματα σχεδιασμού

Όπως προαναφέρθηκε, ο σεισμός σχεδιασμού της ανωδομής είναι αυτός με περίοδο επαναφοράς,  $T_R$ , 475 έτη αλλά με αυξημένη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού,  $\alpha = 0.24$ , σπουδαιότητα έργου, 1.15 και συντελεστή συμπεριφοράς,  $q = 1.50$  (οιονεί ελαστική συμπεριφορά που ουσιαστικά λαμβάνει υπόψιν την ενσωματούμενη υπεραντοχή). Σύμφωνα με τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού για σεισμικά μονωμένο κτίριο, πρέπει το υπόγειο να σχεδιαστεί με πιο αυξημένες σεισμικές απαιτήσεις ώστε να μην αστοχήσει πριν την ανωδομή. Έτσι αυτό αναλύεται για τον ίδιο σεισμό σχεδιασμού αλλά με συντελεστή συμπεριφοράς  $q=1.00$  (δε λαμβάνεται υπόψιν η υπεραντοχή).

Το σύστημα μόνωσης, σύμφωνα με τους κανονισμούς NEHRP και SEAOC, σχεδιάζεται για το μέγιστο αναμενόμενο σεισμό με περίοδο επαναφοράς,  $T_R$ , 2400 έτη. Για το σεισμό αυτό, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού λαμβάνεται  $\alpha = 0.36$ , η σπουδαιότητα έργου 1.00 και ο συντελεστής συμπεριφοράς,  $q = 1.00$ . Ως προς το έδαφος, αυτό θεωρείται κατηγορίας B σύμφωνα με τη γεωτεχνική μελέτη ενώ ο συντελεστής θεμελίωσης λαμβάνεται  $\theta = 1.0$ .

Σύμφωνα με τα παραπάνω, τα τρία φάσματα του Σχήματος 3 αντιστοιχούν στο σχεδιασμό: (α) του συστήματος μόνωσης, (β) της υποδομής και (γ) της ανωδομής. Τα φάσματα αυτά βασίζονται στο ελαστικό φάσμα του ΕΑΚ, με τις απαραίτητες τροποποιήσεις ώστε να εμπεριέχουν το συντελεστή συμπεριφοράς και την αύξηση του συντελεστή απόσβεσης που προκύπτει από την τοποθέτηση του συστήματος σεισμικής μόνωσης.

**Πίνακας 1.** Βασικές παράμετροι κατασκευής των φασμάτων.

ΣΧΕΔΙΑΖΟΜΕΝΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	ΠΕΡΙΟΔΟΣ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ	$\alpha$	$\gamma_1$	$q$	$\eta$
Ανωδομή	Σεισμός Σχεδιασμού ( $T_R=475$ )	0.24	1.15	1.5	1.0 $T < 1.7s$
					0.7 $T \geq 1.7s$
Υπόγειο	Σεισμός Σχεδιασμού ( $T_R=475$ )	0.24	1.15	1.0	1.0 $T < 1.7s$
					0.7 $T \geq 1.7s$
Σύστημα Μόνωσης	Μέγιστος Αναμενόμενος Σεισμός ( $T_R=2400$ )	0.36	1.00	1.0	1.0 $T < 1.9s$
					0.575 $T \geq 1.9s$

Οι βασικές παράμετροι κατασκευής των φασμάτων παρουσιάζονται στον Πίνακα 1. Ως προς την απομείωση του φάσματος λόγω απόσβεσης του συστήματος μόνωσης, αυτή εκτιμήθηκε σε  $n=0.575$  από το σύμβουλο του έργου επί της σεισμικής μόνωσης, τη Σεισμομόνωση Α.Ε. λαμβάνοντας υπόψιν υπολογισμούς και εργαστηριακές δοκιμές (βλ. επόμενη παράγραφο). Όμως η τιμή αυτή χρησιμοποιήθηκε μόνο στο φάσμα για  $T_R=2400$  έτη ενώ στα φάσματα για  $T_R=475$  έτη χρησιμοποιήθηκε, υπέρ της ασφαλείας, η τιμή  $\eta=0.70$ , η χαμηλότερη που επιτρέπει ο ΕΑΚ. Η διαφοροποίηση των φασμάτων σε χαρακτηριστική τιμή της ιδιοπεριόδου ( $T=1.7s$  για  $T_R=475$  και  $T=1.9s$  για  $T_R=2400$ ) γίνεται γιατί, σύμφωνα με τους κανονισμούς NEHRP και SEAOC, η αυξημένη απόσβεση του συστήματος σεισμικής μόνωσης επιτρέπεται να χρησιμοποιείται μόνο για ιδιομορφές με περίοδο  $T > 0.8 T_{eff}$  (ο προσδιορισμός της ιδιοπεριόδου,  $T_{eff}$ , και η επεξήγηση της παρουσίας δύο τιμών παρουσιάζεται στην επόμενη παράγραφο). Για τις υπόλοιπες ιδιομορφές πρέπει να χρησιμοποιείται η χαμηλή τιμή της απόσβεσης που αντιστοιχεί σε συμβατικές κατασκευές. Πρέπει να σημειωθεί ότι στις τιμές του συντελεστή απομείωσης φάσματος,  $n=0.575$  και  $n=0.70$  αντιστοιχούν οι τιμές  $\zeta=19.2\%$  και  $\zeta=12.2\%$  σύμφωνα με τον ΕΑΚ. Οι τιμές αυτές είναι χαμηλότερες από αυτές που υπολογίστηκαν αλλά αναφέρονται για την κανονιστική κάλυψη της μελέτης.

### Σχεδιασμός συστήματος σεισμικής μόνωσης

Το σύστημα σεισμικής μόνωσης σχεδιάστηκε με δεδομένη την επιθυμητή δυναμική συμπεριφορά του κτιρίου. Η κρίσιμη παράμετρος σχεδιασμού είναι η ιδιοπερίοδος. Όπως φαίνεται από τα φάσματα του Σχήματος 3, αύξηση της ιδιοπεριόδου σημαίνει μείωση της φασματικής επιτάχυνσης. Τότε όμως αυξάνεται η μέγιστη μετακίνηση του κτιρίου σύμφωνα με τη σχέση:

$$SD = \frac{T^2 SA}{4\pi^2} \quad (5)$$

όπου  $SA$  και  $SD$  είναι οι φασματικές απαιτήσεις σε όρους επιταχύνσεων και μετακινήσεων αντίστοιχα. Μεγαλύτερη μετακίνηση του κτιρίου συνεπάγεται αύξηση των διαστάσεων του σεισμικού αρμού και κατ' αναλογία του κόστους. Θέτοντας, για οικονομικούς και κατασκευαστικούς λόγους, ως άνω όριο της μετακίνησης σχεδιασμού του κτιρίου στο μέγιστο αναμενόμενο σεισμό την τιμή των 25.5cm γίνονται οι ακόλουθες εκτιμήσεις:

Αν επιλεγεί ως επιθυμητή ιδιοπερίοδος του κτιρίου η τιμή 2.35s, η αντίστοιχη φασματική τιμή από το φάσμα του Μέγιστου Αναμενόμενου Σεισμού είναι  $SA=0.132$  g (Σχ. 3). Η μετακίνηση του κτιρίου στη διεύθυνση X ή Y δίνεται από την Εξίσωση 5 (και εναλλακτικά από το φάσμα μετακινήσεων του Σχήματος 8) που δίνει  $\Delta x_{2400}=\Delta y_{2400}=18.1$ cm. Η τελική μετακίνηση προκύπτει από την επαλληλία των δύο οριζοντίων διευθύνσεων και κυμαίνεται από  $\Delta_{2400}=18.9$  cm αν χρησιμοποιηθεί η σχέση  $S=S_x + 0.30 S_y$  (ή  $S=0.30 S_x + S_y$ ) ως  $\Delta_{2400}=25.6$  cm με τον κανόνα της τετραγωνικής επαλληλίας (SRSS).

Ο συντελεστής τριβής,  $\mu$ , των χρησιμοποιούμενων εφεδράνων κυμαίνεται από 0.050 ως 0.066 (σύμφωνα με τα στοιχεία της Σεισμομόνωση Α.Ε.). Η μικρότερη τιμή,  $\mu=0.050$ , είναι η δυσμενέστερη ως προς τις μετατοπίσεις του κτιρίου. Για την τιμή αυτή από την Εξίσωση 4 υπολογίζεται η ακτίνα καμπυλότητας,  $R=2.24$ m. Η ενεργός δυσκαμψία του συστήματος προκύπτει από την επίλυση της Εξίσωσης 3, που για τη μάζα του κτιρίου (σεισμική μάζα  $m= 30600$  Mg) δίνει  $K_{eff} = 221,917$  KN/m.

Για το σεισμό σχεδιασμού,  $T_R = 475$ , λαμβάνεται ο συντελεστής τριβής με τη μεγαλύτερη τιμή,  $\mu=0.066$ , που είναι δυσμενέστερη ως προς τη φασματική επιτάχυνση (και επακόλουθα ως προς τα εντατικά μεγέθη). Για την ικανοποίηση των Εξισώσεων 4 και 5 ως προς τις τιμές της μέγιστης μετακίνησης και της ιδιοπεριόδου, με σταθερή την ακτίνα καμπυλότητας,  $R=2.24$ m, απαιτούνται διαδοχικές επαναλήψεις που συγκλίνουν στις τιμές  $\Delta x_{475}=\Delta y_{475}=15.5$ cm για τη μέγιστη μετακίνηση του συστήματος και 2.15s για την ιδιοπερίοδο. Ως προς την ενεργό δυσκαμψία, αυτή είναι  $K_{eff} = 270,177$  KN/m όπως προκύπτει από την επίλυση της Εξίσωσης 3. Όπως φαίνεται από το Σχήμα 3, στην τιμή αυτή της ιδιοπεριόδου αντιστοιχεί επιτάχυνση σχεδιασμού για την ανωδομή 0.09g. Πρέπει να σημειωθεί ότι αν το κτίριο θεωρηθεί πακτωμένο τότε, σύμφωνα με την αρχική στατική προμελέτη, οι ιδιοπεριοδοί του στην οριζόντια διεύθυνση βρίσκονται μεταξύ 0.20-0.34s δηλαδή στον οριζόντιο κλάδο του φάσματος σχεδιασμού της ανωδομής που αντιστοιχεί σε επιτάχυνση σχεδιασμού 0.46g.

Για τον υπολογισμό της ισοδύναμης απόσβεσης,  $\zeta$  ( $\beta$  στο NEHRP), για το μέγιστο αναμενόμενο σεισμό χρησιμοποιήθηκε η αντίστοιχη εξίσωση του NEHRP:

$$\zeta = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{\sum E_M}{K_M D_M^2} \right] \quad (6)$$

όπου με  $K_M$  συμβολίζεται το  $K_{eff}$  και με  $D_M$  η μετακίνηση του κτιρίου στη διεύθυνση X ή Y ενώ  $E_M$  είναι η αποσβενόμενη ενέργεια σε κάθε εφέδρανο σε ένα πλήρες κύκλο μετακίνησης. Η επιφάνεια υστέρησης του διγραμμικού μοντέλου (Σχήμα 1) αντιπροσωπεύει την αποσβενόμενη ενέργεια σε κάθε πλήρη κύκλο και ισούται με:

$$E_M = 4\mu N_{sd} D_M \quad (7)$$

Για το μονοβάθμιο σύστημα, από τις Εξισώσεις 1, 6 και 7 προκύπτει:

$$\zeta = \frac{2}{\pi} \frac{\mu}{D/R + \mu} \quad (8)$$

Από την Εξίσωση 8, θέτοντας  $D=0.181\text{m}$  και  $R=2.24\text{m}$ , προκύπτει ότι η ισοδύναμη απόσβεση κυμαίνεται από 23.8% ως 31.5% για τιμές του συντελεστή τριβής,  $\mu$ , από 0.050 ως 0.066 αντίστοιχα. Για τον υπολογισμό του συντελεστή απομείωσης φάσματος,  $\eta$ , χρησιμοποιείται η σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} \quad (9)$$

του Ευρωκώδικα 8 που δίνει  $\eta=0.589$  ως  $\eta=0.523$ , για  $\zeta=23.8\%$  ως  $\zeta=31.5\%$  αντίστοιχα. Ο ίδιος συντελεστής υπολογιζόμενος σύμφωνα με το NEHRP (πίνακας 13.3.3.1), δίνει συντηρητικότερες τιμές που κυμαίνονται από  $\eta=0.634$  ως  $\eta=0.575$ . Τελικά υιοθετείται ο προτεινόμενος, από το σύμβουλο του έργου επί της σεισμικής μόνωσης, τη Σεισμομόνωση Α.Ε., συντελεστής  $\eta=0.575$  που επαληθεύτηκε και στις εργαστηριακές δοκιμές (επιπρόσθετα γίνεται επανέλεγχος με τις Εξισώσεις 6 και 9 χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα μετακινήσεων από τις μη γραμμικές αναλύσεις). Στην τιμή αυτή,  $\eta=0.575$ , αντιστοιχεί  $\zeta=25.2\%$  από την Εξίσωση 9.

Ο υπολογισμός της ισοδύναμης απόσβεσης,  $\zeta$ , για το σεισμό σχεδιασμού γίνεται επίσης με τις Εξισώσεις 6-9. Όπως είναι φανερό από την Εξίσωση 8, η ισοδύναμη απόσβεση για το σεισμό σχεδιασμού είναι μεγαλύτερη από αυτήν του μέγιστου αναμενόμενου σεισμού επειδή μειώνεται σημαντικά η μετακίνηση του κτιρίου. Όμως για το συντελεστή απομείωσης φάσματος,  $\eta$ , τελικά υιοθετείται, υπέρ της ασφαλείας και για την κανονιστική κάλυψη της μελέτης, η τιμή  $\eta=0.70$ , η χαμηλότερη που επιτρέπει ο ΕΑΚ. Στην τιμή αυτή αντιστοιχεί  $\zeta=15.4\%$  από την Εξίσωση 9.

## ΦΑΣΜΑΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΣΕ ΧΩΡΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

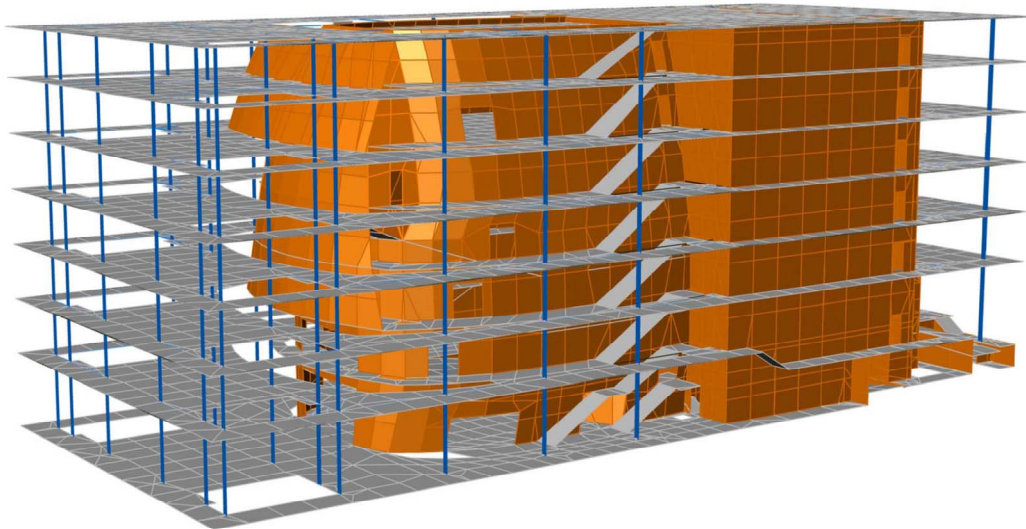
Οι φασματικές αναλύσεις σε χωρικό προσομοίωμα αποτελούν το επόμενο βήμα της μεθοδολογίας σχεδιασμού με στόχους:

- α. Να επαληθευτεί η ιδιοπερίοδος του κτιρίου.
- β. Να υπολογιστούν οι μετακινήσεις του κτιρίου.
- γ. Να ελεγχθεί αν εμφανίζεται λικνισμός (ανύψωση εφεδράνου).
- δ. Να γίνει η διαστασιολόγηση του φέροντος οργανισμού.

### Περιγραφή φέροντος οργανισμού

Το σύστημα σεισμικής μόνωσης διαχωρίζει οριζόντια την ανωδομή από το υπόγειο. Τη μεταφορά των φορτίων της ανωδομής στο υπόγειο αναλαμβάνουν 46 εφέδρανα ολίσθησης (FPS), πάνω από τα οποία βρίσκεται πλάκα πάχους 1.50 m. Το πάχος της υπαγορεύεται από τη διακοπή της συνέχειας των κατακόρυφων στοιχείων από την ανωδομή στο υπόγειο λόγω χρήσης διαφορετικού κανάβου στις δύο ενότητες. Τα εφέδρανα τοποθετήθηκαν σε ανεστραμμένη διάταξη, με τη σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης προς τα πάνω, (Σχήμα 2) ώστε





**Σχήμα 4.** Χωρικό προσομοίωμα ανωδομής.

οι πρόσθετες ροπές που προκύπτουν από τη μετακίνηση του κτιρίου σε ενδεχόμενο σεισμό να μην καταπονούν τα υποστυλώματα στα οποία εδράζονται αλλά την υπερκείμενη πλάκα.

Η θεμελίωση του κτιρίου έγινε σε βάθος -27.70 m από τη στάθμη εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Ο φέρων οργανισμός του υπογείου αποτελείται από περιμετρικό τοίχωμα ενώ στο εσωτερικό μορφώνονται υποστυλώματα και τοιχώματα. Το περιμετρικό τοίχωμα και τα υποστυλώματα της οροφής της α΄ στάθμης υπογείου συνδέθηκαν στη στέψη τους, ακριβώς κάτω από τα εφέδρανα, με μεταλλικό δικτύωμα που λειτουργεί ως υποκατάστατο διαφράγματος.

Η ανωδομή διακρίνεται σε δύο ενότητες. Η πρώτη είναι το συγκρότημα των δύο αιθουσών εκδηλώσεων στο κέντρο του κτιρίου, εντός του ωσειδούς κελύφους. Σε αυτό εδράζονται οι πλάκες των δύο αιθουσών που είναι οριζόντιες ή κεκλιμένες, δοκιδωτές ή συμπαγείς. Η δεύτερη ενότητα είναι το συγκρότημα γραφείων, βοηθητικών χώρων, εστιατορίου, foyer, βιβλιοθηκών και σκηνής του οποίου ο φέρων οργανισμός αποτελείται από πλαίσια κατακόρυφων στοιχείων (τοιχώματα και υποστυλώματα) με δοκούς επί των οποίων εδράζονται πλάκες.

#### **Στατικό προσομοίωμα**

Η ανωδομή και το υπόγειο προσομοιώθηκαν και αναλύθηκαν ξεχωριστά. Αυτό έγινε αφενός για να μειωθεί ο υπολογιστικός φόρτος λόγω του σημαντικού μεγέθους - αριθμός πεπερασμένων στοιχείων - των προσομοιωμάτων αλλά και για να αποφευχθούν αριθμητικές δυσλειτουργίες στον προσδιορισμό των ιδιομορφών που μπορεί να προκύψουν από τη δέσμευση των οριζοντίων μετακινήσεων του υπογείου.

Η ανάλυση πραγματοποιείται με το πρόγραμμα ETABS. Ο φέρων οργανισμός προσομοιώνεται με γραμμικά (υποστυλώματα - δοκοί) ή επιφανειακά (τοιχώματα, κέλυφος, πλάκες) πεπερασμένα στοιχεία. Στις πλάκες λαμβάνεται υπόψη η πραγματική συμπεριφορά τους - χωρίς διαφραγματική λειτουργία.

Το προσομοίωμα της ανωδομής (Σχήμα 4) λαμβάνεται ελαστικά στηριγμένο στην κατακόρυφη διεύθυνση στις θέσεις των μονωτήρων. Με την ελαστική στήριξη προσομοιώνεται η ενδοσιμότητα του υπογείου και του υποκείμενου εδάφους. Οι ελαστικές σταθερές προσδιορίστηκαν μετά από σύγκλιση διαδοχικών κύκλων επιλύσεων της ανωδομής και του υπογείου ξεχωριστά.

Ως προς την οριζόντια διεύθυνση, επειδή η ενεργός ακαμψία κάθε εφεδράνου,  $K_i$ , είναι ανάλογη του κατακόρυφου φορτίου που φέρει,  $N_i$ , η ολική ενεργός δυσκαμψία κατανέμεται ως εξής:

$$K_i = \frac{N_i}{\sum_{j=1}^n N_j} K_{eff} \quad (10)$$

Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στην παράγραφο του σχεδιασμού του συστήματος σεισμικής μόνωσης του κτιρίου, χρησιμοποιείται διαφορετική τιμή της ολικής ενεργού δυσκαμψίας ανάλογα με το επίπεδο της σεισμικής διέγερσης.

### Ανάλυση

Στις αναλύσεις χρησιμοποιούνται τα φάσματα επιταχύνσεων του Σχήματος 3 που, όπως προαναφέρθηκε, αντιστοιχούν στο σχεδιασμό: (α) του συστήματος μόνωσης, (β) του υπογείου και (γ) της ανωδομής. Από το φάσμα (α) ελέγχονται οι μετακινήσεις του κτιρίου για το μέγιστο αναμενόμενο σεισμό και διαστασιολογούνται τα εφέδρανα. Από το φάσμα (β) διαστασιολογείται το υπόγειο και υπολογίζονται οι μετακινήσεις του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού. Τέλος από το φάσμα (γ) διαστασιολογείται η ανωδομή και εναλλακτικά υπολογίζονται οι μετακινήσεις του κτιρίου αφού πολλαπλασιαστούν με το συντελεστή συμπεριφοράς  $q = 1.50$ .

Ως προς τον κατακόρυφο σεισμό, ανάλογα με την περίοδο επαναφοράς, χρησιμοποιούνται τα φάσματα (α) και (β) με απομείωσή τους στο 70%, σύμφωνα με τον ΕΑΚ. Πρέπει να σημειωθεί ότι η κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα είναι σημαντική παράμετρος σε έργα με εφέδρανα ολίσθησης για τον έλεγχο πιθανής τοπικής ανύψωσης.

Για τα μεγέθη σχεδιασμού λαμβάνονται υπόψιν οι ακόλουθοι συνδυασμοί του ΕΑΚ:

A. Βασικός συνδυασμός (Κατακόρυφα Φορτία).

$$S = 1.35 S_G + 1.50 S_Q$$

B. Σεισμικοί συνδυασμοί:

Σεισμική δράση κατά τη διεύθυνση X (8 συνδυασμοί).

$$S = S_G + 0.50 S_Q \pm S_{EX} \pm 0.30 S_{EY} \pm 0.30 S_{EZ}$$

Σεισμική δράση κατά τη διεύθυνση Y (8 συνδυασμοί).

$$S = S_G + 0.50 S_Q \pm 0.30 S_{EX} \pm S_{EY} \pm 0.30 S_{EZ}$$

Σεισμική δράση κατά τη διεύθυνση Z (8 συνδυασμοί).

$$S = S_G + 0.50 S_Q \pm 0.30 S_{EX} \pm 0.30 S_{EY} \pm S_{EZ}$$

Όπου  $S_G$ ,  $S_Q$  είναι οι δράσεις από μόνιμα και κινητά φορτία αντίστοιχα

$S_{EX}$ ,  $S_{EY}$ ,  $S_{EZ}$  είναι οι σεισμικές δράσεις κατά τις διευθύνσεις X, Y και Z.

**Πίνακας 2.** Ενδεικτική διαστασιολόγηση κυκλικού υποστυλώματος στην 7<sup>η</sup> στάθμη, για διαφορετικά προσομοιώματα και μεθόδους ανάλυσης.

Προσομοίωμα / Ανάλυση	Διάμετρος (cm)	Οπλισμός (cm <sup>2</sup> )
Πακτωμένο / Φασματική ανάλυση	Ø75	73
Σ-M / Φασματική ανάλυση	Ø65	47
Σ-M / Χρονοϊστορία El Centro	Ø45	24
Σ-M / Χρονοϊστορία L. California	Ø45	40

### **Αποτελέσματα φασματικών αναλύσεων για σεισμική διέγερση $T_R = 475$ έτη**

Από τη δυναμική ανάλυση του προσομοιώματος για  $T_R = 475$  έτη, προέκυψαν οι ιδιομορφές του κτιρίου. Παρουσιάζονται δύο οριζόντιες ιδιομορφές με ιδιοπεριόδους 2.15s στη διεύθυνση X και 2.17s στη διεύθυνση Y που διεγείρουν το σύνολο της μάζας του κτιρίου. Στην κατακόρυφη διεύθυνση, στην οποία το κτίριο είναι ιδιαίτερα άκαμπτο (δεν επηρεάζεται από την παρουσία των εφεδράνων), απαιτείται σημαντικός αριθμός ιδιομορφών ώστε να διεγερθεί το 100% της μάζας. Οι ιδιοπερίοδοι της κατακόρυφης διέγερσης βρίσκονται μεταξύ 0.10-0.30s.

Από τα εντατικά μεγέθη των αναλύσεων με τα προαναφερόμενα φάσματα ( $\beta$ ) και ( $\gamma$ ) διαστασιολογήθηκαν το υπόγειο και η ανωδομή αντίστοιχα. Στον Πίνακα 2 παρουσιάζεται ενδεικτικά η διαστασιολόγηση κυκλικού υποστυλώματος της 7<sup>ης</sup> στάθμης της ανωδομής και συγκρίνεται με τη διαστασιολόγηση του ίδιου υποστυλώματος αν το κτίριο ήταν συμβατικό.

Στον Πίνακα 3 παρουσιάζονται οι ανηγμένες σχετικές μετακινήσεις ορόφων ( $\Delta_{el} / h$ ) κατά τις διευθύνσεις X και Y που ταυτίζονται με τις γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων,  $\gamma$ , όπως ορίζονται στον ΕΑΚ. Είναι σαφής η σημαντική μείωση των μεγεθών αυτών σε σχέση με τα αντίστοιχα μεγέθη του συμβατικού κτιρίου. Πρέπει να σημειωθεί ότι ενώ η επιτρεπόμενη γωνιακή παραμόρφωση ορόφου, σύμφωνα με τον ΕΑΚ, είναι  $\gamma = 5 \times 10^{-3}$ , η τιμή αυτή είναι υψηλή για τις ευαίσθητες, σε ανηγμένες μετακινήσεις, όψεις του κτιρίου (γυαλί και μάρμαρο). Οι οριζόντιες μετακινήσεις στο επίπεδο των εφεδράνων είναι 15.5 cm ανά διεύθυνση. Τέλος, δεν εμφανίζεται ανύψωση σε εφέδρανο.

### **Αποτελέσματα φασματικών αναλύσεων για σεισμική διέγερση $T_R = 2400$ έτη**

Από τη δυναμική ανάλυση του προσομοιώματος για περίοδο επαναφοράς 2400 έτη, που υπενθυμίζεται ότι διαφέρει ως προς την οριζόντια ενεργό ακαμψία από αυτό της προηγούμενης παραγράφου, προέκυψαν οι ιδιομορφές του κτιρίου. Παρουσιάζονται δύο οριζόντιες ιδιομορφές με ιδιοπεριόδους 2.35s στη διεύθυνση X και 2.38s στη διεύθυνση Y που διεγείρουν το σύνολο της μάζας του κτιρίου. Στην κατακόρυφη διεύθυνση, που δεν υπάρχει μεταβολή στην ακαμψία, οι ιδιομορφές είναι οι ίδιες με αυτές της ανάλυσης για σεισμό με  $T_R = 475$  έτη.

Οι οριζόντιες μετακινήσεις στο επίπεδο των εφεδράνων είναι 18.2cm ανά διεύθυνση. Η τελική μετακίνηση προκύπτει από την επαλληλία των δύο οριζοντίων διευθύνσεων και κυμαίνεται από  $\Delta_{2400}=19\text{cm}$  από τη σχέση  $S = S_X + 0.30 S_Y$  (ή  $S = 0.30 S_X + S_Y$ ) ως  $\Delta_{2400}=25.7\text{cm}$  με τον

**Πίνακας 3.** Σύγκριση ανηγμένων σχετικών μετακινήσεων ορόφων,  $\gamma = \Delta_{ελ} / h$ .

Στάθμη	Υψόμετρο H (m)	Συμβατικό Κτίριο Φασματική Ανάλυση		Σεισμικά Μονωμένο Κτίριο Φασματική Ανάλυση		Σεισμικά Μονωμένο Κτίριο Μη Γραμμική Ανάλυση	
		$\gamma_{X,max} (10^{-3})$	$\gamma_{Y,max} (10^{-3})$	$\gamma_{X,max} (10^{-3})$	$\gamma_{Y,max} (10^{-3})$	$\gamma_{X,max} (10^{-3})$	$\gamma_{Y,max} (10^{-3})$
7	26.53	0.63	1.13	0.22	0.31	0.20	0.29
6	22.87	0.93	1.44	0.29	0.34	0.17	0.34
5	19.20	0.83	1.85	0.31	0.40	0.19	0.39
4	15.53	0.85	1.85	0.31	0.45	0.19	0.42
3	11.87	0.82	2.11	0.32	0.40	0.15	0.39
2	8.20	1.00	1.76	0.32	0.64	0.17	0.60
1	3.20	0.63	3.01	0.25	0.38	0.17	0.28
0	0.00						

κανόνα της τετραγωνικής επαλληλίας (SRSS). Πρέπει να σημειωθεί ότι και σε αυτό το επίπεδο σεισμικής διέγερσης δεν εμφανίζεται ανύψωση σε εφέδρανο.

### Συμπεράσματα από τις φασματικές αναλύσεις

Η σχεδόν ταύτιση των ιδιοπεριόδων από τη δυναμική φασματική ανάλυση του πολυβαθμίου προσομοιώματος με αυτές του αρχικού σχεδιασμού δείχνει ότι το κτίριο είναι ιδιαίτερα άκαμπτο και άρα η προσέγγισή του με μονοβάθμιο σύστημα κρίνεται ως επιτυχής. Προφανώς και οι μετακινήσεις που υπολογίστηκαν ταυτίζονται με τις προβλεπόμενες από το μονοβάθμιο σύστημα.

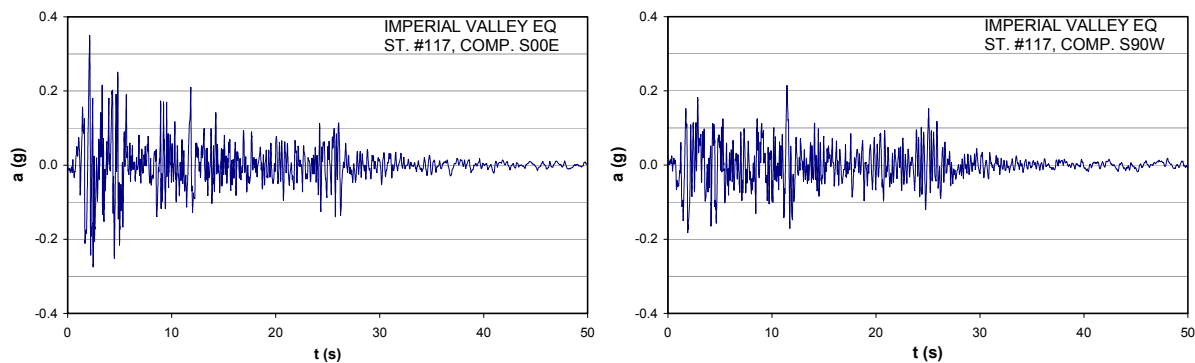
## ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

### Προσομοίωμα

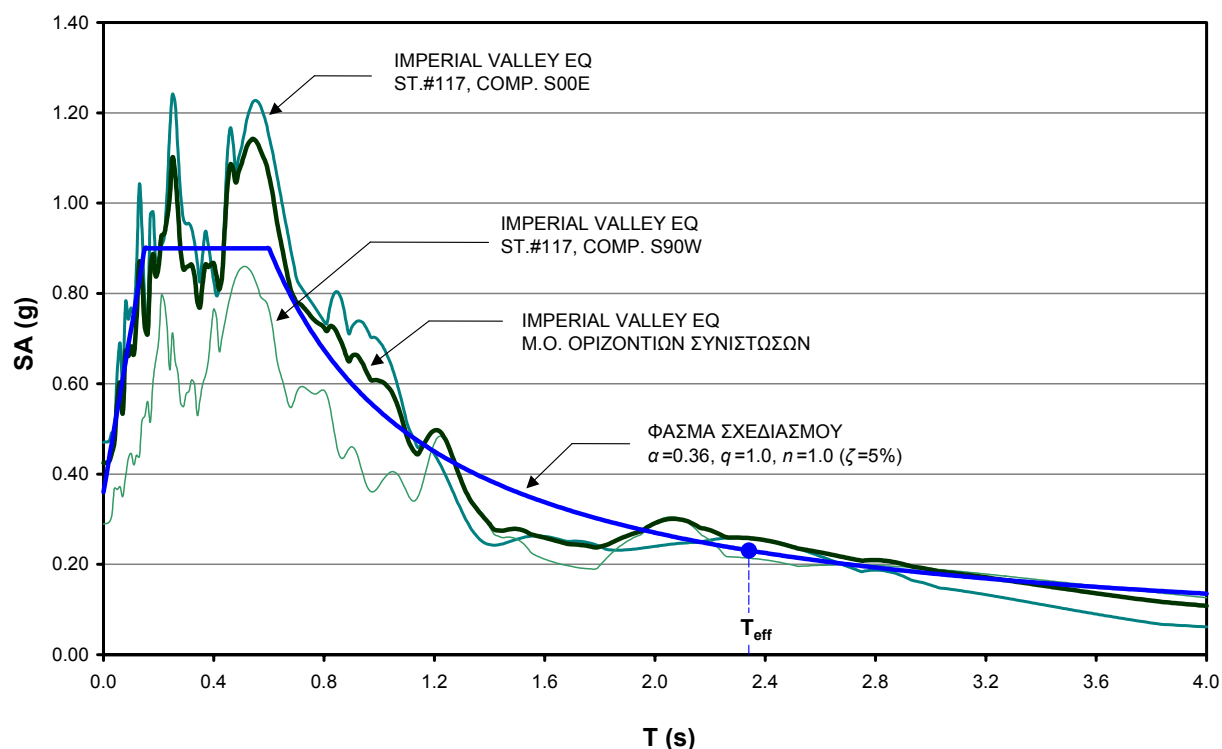
Για την ανάλυση χρησιμοποιείται το προσομοίωμα του Σχήματος 4 τροποποιημένο με την τοποθέτηση μη γραμμικών στοιχείων στις θέσεις των εφεδράνων. Τα στοιχεία αυτά αφορούν την προσομοίωση του συστήματος μόνωσης στις οριζόντιες διευθύνσεις και τα χαρακτηριστικά τους, που αντιστοιχούν στα συγκεκριμένα εφέδρανα που τοποθετούνται, δόθηκαν από το σύμβουλο του έργου επί της σεισμικής μόνωσης, τη Σεισμομόνωση Α.Ε. Οι μη γραμμικές ιδιότητες διαφοροποιούνται ανάλογα με το επίπεδο της σεισμικής απαίτησης ( $T_R = 475$  ή  $T_R = 2400$  έτη) ως προς το συντελεστή τριβής ( $\mu=0.066$  και  $\mu=0.050$  αντίστοιχα) σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στην παράγραφο του σχεδιασμού του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Στην κατακόρυφη διεύθυνση τοποθετούνται γραμμικά ελατήρια, όπως περιγράφηκε στην αντίστοιχη παράγραφο για το προσομοίωμα των φασματικών αναλύσεων.

**Πίνακας 4.** Συντελεστές τροποποίησης επιταχυνσιογραφημάτων,  $T_R = 475 / 2400$  έτη.

Επιταχυνσιογράφημα	El Centro	Kern	Lower California
συντελ. ορ. συνιστώσας	1.10 / 1.35	2.30 / 3.10	3.00 / 4.10
συντελ. κατ. συνιστώσας	1.05 / 1.15	2.10 / 2.60	2.70 / 3.70



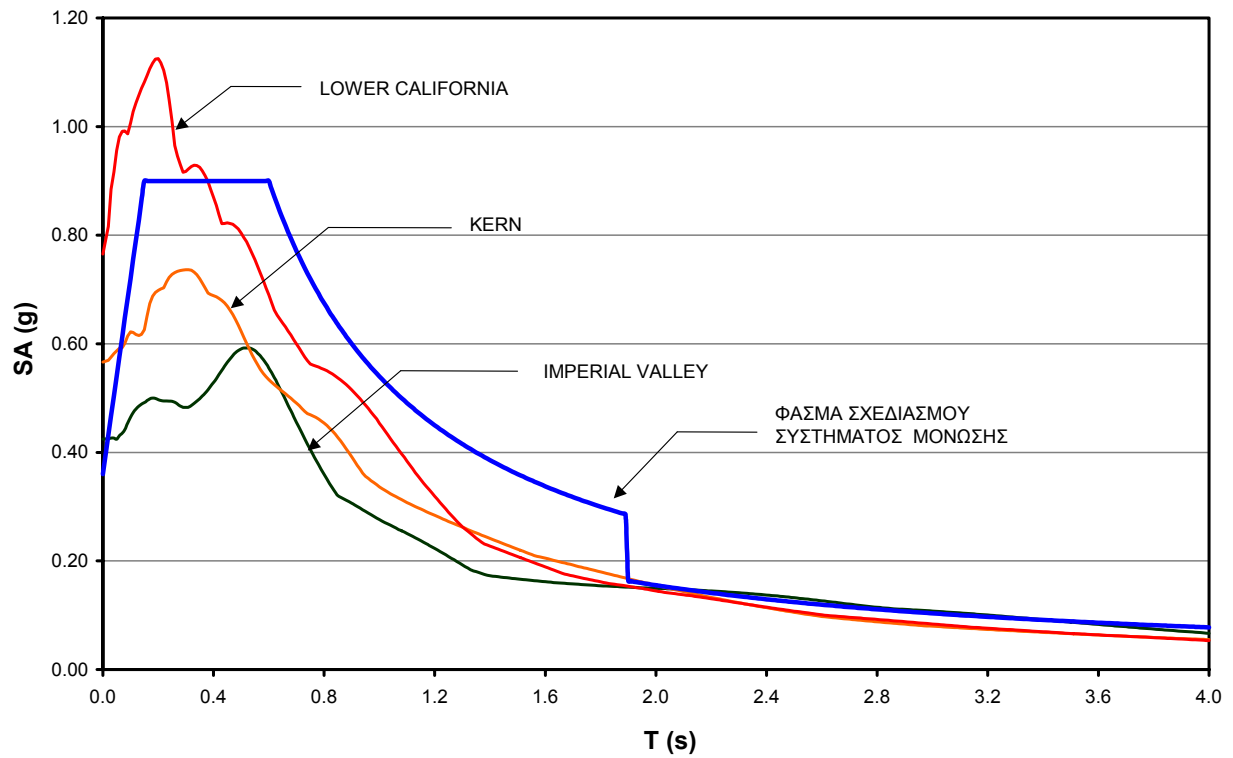
Σχήμα 5α, 5β. Επιταχυνσιογραφήματα οριζοντίων διευθύνσεων του σεισμού El Centro.



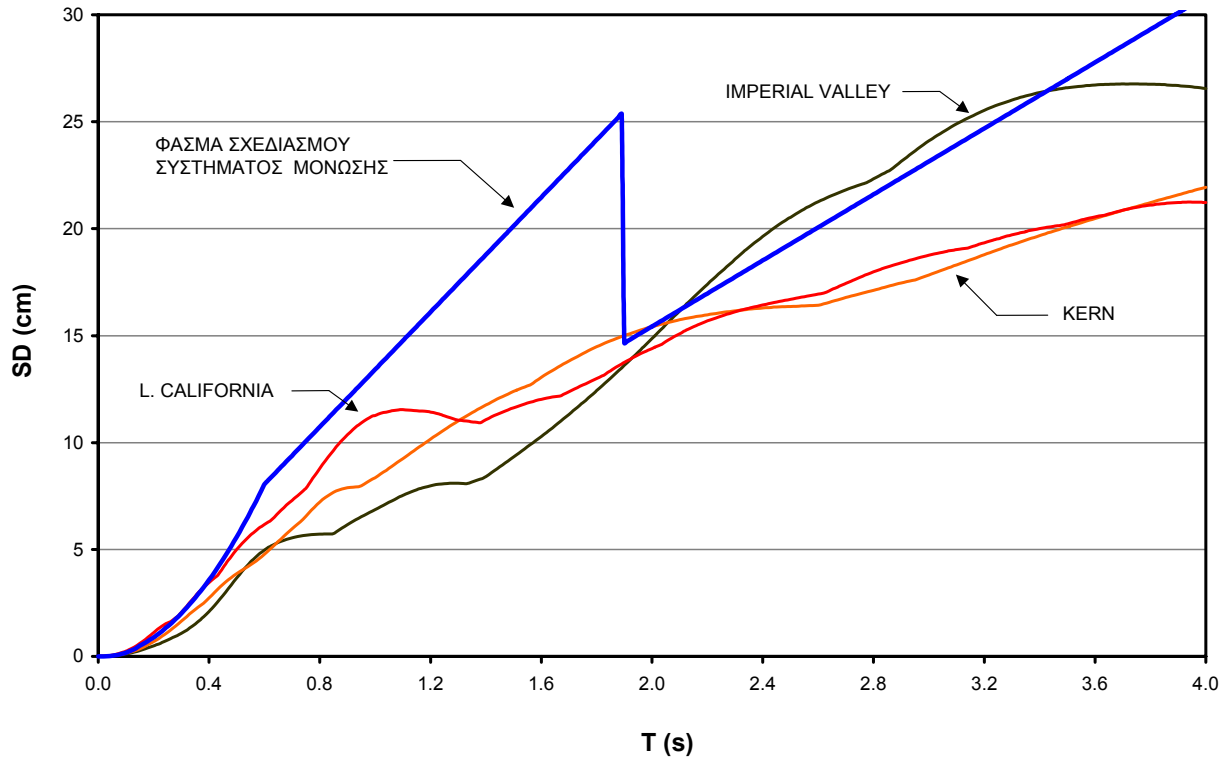
Σχήμα 6. Τροποποιημένα φάσματα οριζοντίων διευθύνσεων El Centro,  $T_R = 2400$  έτη, ( $\zeta=5\%$ ).

### Επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμού

Για το σχεδιασμό με εφαρμογή των μη γραμμικών αναλύσεων, σύμφωνα με τους εφαρμοζόμενους κανονισμούς, επιλέγονται τρία ζεύγη οριζοντίων συνιστωσών χρονοϊστορίας από διαφορετικές εδαφικές κινήσεις (σεισμούς) με την αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα. Τα επιταχυνσιογραφήματα κάθε ζεύγους τροποποιούνται πολλαπλασιασμένα με κατάλληλο συντελεστή ώστε το μέσο φάσμα - που προκύπτει ως μέσος όρος των επιμέρους φασμάτων κάθε εδαφικής κίνησης (σεισμού) - που ορίζεται ως η τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των φασμάτων της κάθε συνιστώσας διαιρεμένο δια 1.30 - να μη διαφέρει περισσότερο από 10% από το φάσμα σχεδιασμού, απόσβεσης 5%, στο διάστημα ιδιοπεριόδων από  $0.5T_D$  σε  $1.25T_M$  (όπου  $T_D$  και  $T_M$  οι θεμελιώδεις ιδιοπεριόδοι του κτιρίου στο σεισμό σχεδιασμού και στο μέγιστο αναμενόμενο σεισμό). Η κατακόρυφη συνιστώσα τροποποιείται αντίστοιχα.



Σχήμα 7. Μέσοι όροι οριζοντίων συνιστωσών τροποποιημένων φασμάτων επιταχύνσεων, ( $\zeta=25.2\%$ ).



Σχήμα 8. Μέσοι όροι οριζοντίων συνιστωσών τροποποιημένων φασμάτων μετακινήσεων, ( $\zeta=25.2\%$ ).

Με βάση τα χαρακτηριστικά του εδάφους της περιοχής του έργου (σκληρό έδαφος) επιλέχθηκαν τα επιταχυνσιογραφήματα των σεισμών El Centro (Imperial Valley EQ, May 18, 1940, station #117), Kern (Kern County, California EQ, July 21, 1952, station #095) και Lower California (Lower California EQ, December 30, 1934, station # 117) που έχουν χρησιμοποιηθεί επανειλημμένα στη διεθνή βιβλιογραφία.

Στο Σχήμα 6, παρουσιάζονται τα φάσματα των οριζοντίων συνιστωσών των επιταχυνσιογραφημάτων (Σχήμα 5α, 5β) του σεισμού του El Centro όπως τροποποιούνται για σεισμική διέγερση με  $T_R = 2400$  έτη. Ο συντελεστής αναλογικής τροποποίησης είναι 1.35 και προέκυψε με δοκιμές. Ανάλογα προέκυψαν οι συντελεστές για τους σεισμούς Kern και Lower California για τα δύο εξεταζόμενα επίπεδα σεισμικής διέγερσης. Πρέπει να σημειωθεί ότι ως προς το εύρος περιόδων του ελέγχου συμβατότητας των επιταχυνσιογραφημάτων με τα φάσμα σχεδιασμού, τηρήθηκαν οι διατάξεις του κανονισμού ως προς τους σεισμούς Kern και Lower California ενώ για το σεισμό του El Centro η συμβατότητα ισχύει στο διάστημα  $0.8T_D$  ως  $1.25T_M$  λόγω της μορφής του φάσματος, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 6.

Οι συντελεστές τροποποίησης των επιταχυνσιογραφημάτων παρουσιάζονται στον Πίνακα 4. Οι μέσοι όροι των τροποποιημένων φασμάτων επιταχύνσεων και μετακινήσεων, με απόσβεση  $\zeta=25.2\%$ , αντιπαραβάλλονται με το φάσμα του μέγιστου αναμενόμενου σεισμού στα Σχήματα 7 και 8.

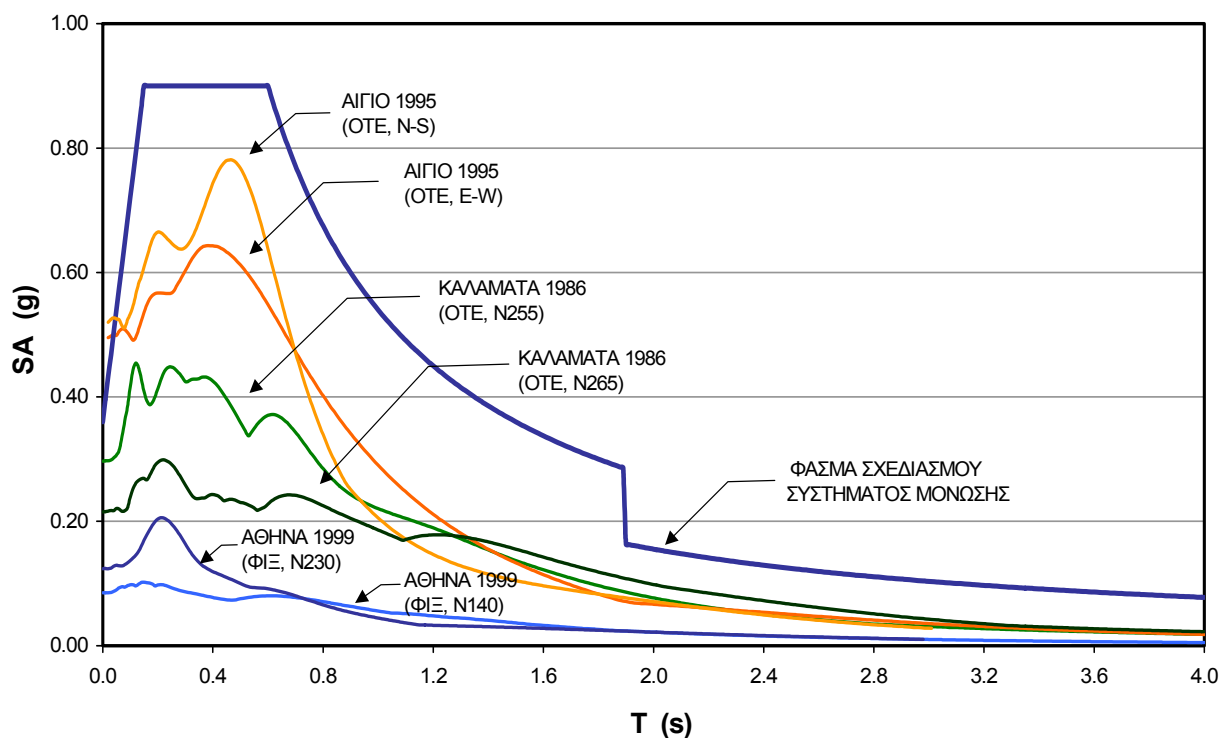
Στις αναλύσεις, τα τροποποιημένα επιταχυνσιογραφήματα (οριζόντια και κατακόρυφα) εφαρμόζονται ταυτόχρονα και γίνεται διαδοχικά εναλλαγή διεύθυνσης και φοράς των οριζοντίων συνιστωσών. Έτσι προκύπτουν 8 συνδυασμοί ανά εξεταζόμενο σεισμό και επίπεδο σεισμικής διέγερσης.

### Επιταχυνσιογραφήματα διεγέρσεων του ελληνικού χώρου

Για την περαιτέρω διερεύνηση της συμπεριφοράς της κατασκευής υπό χαρακτηριστικές διεγέρσεις του ελληνικού χώρου χρησιμοποιήθηκαν οι καταγραφές του Πίνακα 5. Πρόκειται για δύο επιλεγμένες καταγραφές από ισχυρούς ελληνικούς σεισμούς, της Καλαμάτας (1986) και του Αιγίου (1995), σε σκληρό έδαφος, ώστε να υπάρχει αντιστοιχία με το εδαφικό προφίλ κάτω από το κτίριο καθώς και αυτή του σεισμού της Αθήνας (1999) από τη θέση Συγγρού-Φιξ σε απόσταση περίπου 1km από το κτίριο. Τα οριζόντια φάσματα αυτών των καταγραφών για απόσβεση  $\zeta=25.2\%$  (απόσβεση του συστήματος μόνωσης) παρουσιάζονται στο σχήμα 9.

**Πίνακας 5.** Στοιχεία από καταγραφές σε σκληρό έδαφος ισχυρών ελληνικών σεισμών.

Σεισμός/ Ημερομηνία	Θέση καταγραφής	Μέγεθος ( $M_s$ )	Απόσταση από επίκεντρο (km)	Απόσταση από ρήγμα (km)	Προσανα- τολισμός οργάνου	PGA (g)
Καλαμάτα 13/09/1986	Καλαμάτα (Κτίριο ΟΤΕ)	5.8	10	5	L N265	0.22
					T N355	0.30
Αίγιο 15/06/1995	Αίγιο (Κτίριο ΟΤΕ)	6.2	18	4	L N-S	0.54
					T E-W	0.49
Αθήνα 07/09/1999	Αθήνα (Φιξ-1)	5.9	18	15	L N140	0.08
					T N230	0.12



**Σχήμα 9.** Φάσματα επιταχύνσεων σεισμών του ελληνικού χώρου, ( $\zeta=25.2\%$ ).

Στις αναλύσεις, τα επιταχυνσιογραφήματα (οριζόντια και κατακόρυφα) χωρίς τροποποίηση εφαρμόζονται ταυτόχρονα και γίνεται διαδοχικά εναλλαγή διεύθυνσης και φοράς των οριζοντίων συνιστωσών. Έτσι προκύπτουν και πάλι 8 συνδυασμοί ανά εξεταζόμενο σεισμό και επίπεδο σεισμικής διέγερσης.

#### **Αποτελέσματα σχεδιασμού με μη γραμμικές αναλύσεις ( $T_R = 475$ έτη)**

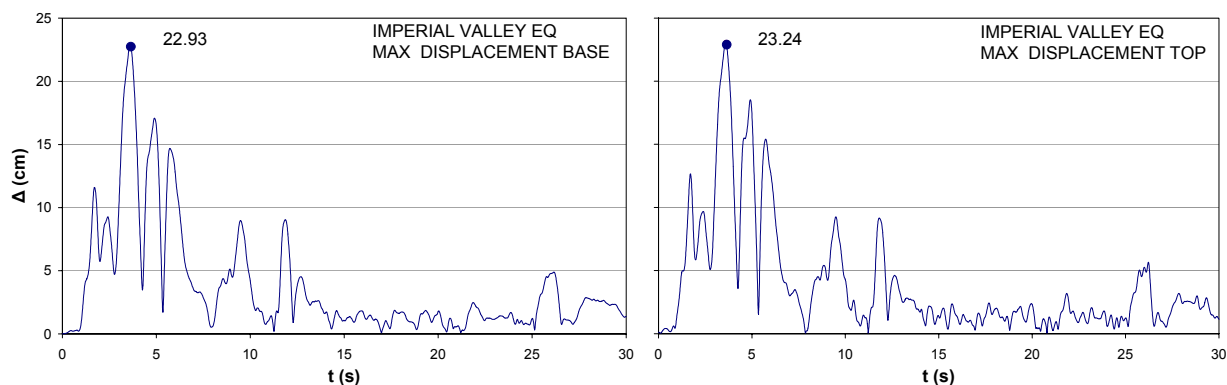
Η ανάλυση επικεντρώθηκε σε εντατικά μεγέθη σε στοιχεία που θεωρήθηκαν κρίσιμα από το σχεδιασμό με τη δυναμική φασματική μέθοδο. Τέτοια είναι τα υποστυλώματα του υπογείου που φέρουν τα εφέδρανα όπως και το μεταλλικό δικτύωμα που τα συνδέει και λειτουργεί ως υποκατάστατο διαφράγματος, όπως αναφέρθηκε προηγουμένα, αλλά και σε δομικά στοιχεία σε διάφορες θέσεις του κτιρίου όπως ενδεικτικά το κυκλικό υποστύλωμα της 7ης στάθμης της ανωδομής (Πίνακας 2).

Ο Πίνακας 3 συμπληρώνεται με τις ανηγμένες μετακινήσεις των ορόφων κατά τις διευθύνσεις X και Y όπως προκύπτουν από τη μη γραμμική ανάλυση κάνοντας εφικτή τη σύγκριση ανάμεσα σε διαφορετικές μεθόδους ανάλυσης.

#### **Αποτελέσματα σχεδιασμού με μη γραμμικές αναλύσεις ( $T_R = 2400$ έτη)**

Από την ανάλυση προέκυψαν τα εντατικά μεγέθη που παρουσιάζονται στα εφέδρανα και οι μετακινήσεις στο επίπεδο του συστήματος μόνωσης. Δυσμενέστερη ως προς τις μετακινήσεις είναι η σεισμική διέγερση του El Centro δίνοντας μέγιστη μετακίνηση 22.93 cm στη στάθμη σεισμικής μόνωσης. Στο Σχήμα 10α παρουσιάζεται η ιστορία της μετακίνησης αυτής και συγκρίνεται με τη ιστορία της μετακίνησης στην οροφή του κτιρίου στο Σχήμα 10β. Είναι φανερό ότι η διαφορεική μετακίνηση είναι απειροελάχιστη. Οι μέσες τιμές μετατοπίσεων





**Σχήμα 10α, 10β.** Χρονοϊστορίες μετακίνησης, στη στάθμη σεισμικής μόνωσης και στην οροφή του κτιρίου αντίστοιχα, από τη δυσμενέστερη σεισμική διέγερση (σεισμός El Centro, Imperial Valley, 1940)

στη στάθμη σεισμικής μόνωσης βρέθηκαν στα 21.1cm, 17.0cm και 18.4cm για τους σεισμούς του El Centro, Kern και Lower California, αντίστοιχα, δίνοντας μέση μετακίνηση 18.8cm. Τέλος, με τις τιμές των μετακινήσεων και χρησιμοποιώντας τις Εξισώσεις 6 και 9 γίνεται επανέλεγχος της ισοδύναμης απόσβεσης,  $\zeta$ , και του συντελεστή απομείωσης φάσματος,  $n$ .

### Απόκριση σε επιλεγμένες διεγέρσεις του ελληνικού χώρου

Η ανάλυση επικεντρώθηκε στις μετακινήσεις δεδομένου ότι, όπως φαίνεται και από τα φάσματα επιταχύνσεων τα εντατικά μεγέθη είναι μικρότερα από αυτά για τα οποία διαστασιολογήθηκε το κτίριο. Για το λόγο αυτό ο συντελεστής τριβής των εφεδράνων λαμβάνεται με τη μικρότερη τιμή,  $\mu=0.05$ . Οι μέγιστες μετακινήσεις στη βάση του κτιρίου προκύπτουν στα 9.8cm, 8.6cm και 1.8cm για τους σεισμούς του Αιγίου (θέση ΟΤΕ, 15/06/1995), της Καλαμάτας (θέση ΟΤΕ, 13/09/1986) και της Αθήνας (θέση Συγγρού-Φιξ, 07/09/1999) αντίστοιχα.

### Συμπεράσματα από τις μη γραμμικές αναλύσεις

Διαπιστώθηκε ότι δυσμενέστερα ως προς τις μετατοπίσεις είναι τα τροποποιημένα επιταχυνσιογραφήματα του El Centro, όπως είναι αναμενόμενο και από το φάσμα μετατοπίσεων του Σχήματος 8, ενώ ως προς τα εντατικά μεγέθη δυσμενέστερα είναι αυτά του Lower California. Οι μετακινήσεις από τις μη γραμμικές αναλύσεις που έγιναν για τον έλεγχο του σχεδιασμού σχεδόν ταυτίζονται με αυτές που προέκυψαν με τη δυναμική φασματική μέθοδο. Διαφορά όμως παρατηρείται στη διαστασιολόγηση και αποδίδεται στο ότι ο ρόλος της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας υπερτιμάται στη ανάλυση με τη δυναμική φασματική μέθοδο καθώς επαλληλίζονται δράσεις που δεν είναι ταυτόχρονες. Η παρατήρηση αυτή είναι ιδιαίτερα χρήσιμη στην περίπτωση που σε ανάλογο έργο από την εφαρμογή της φασματικής μεθόδου εμφανίζονται ανυψώσεις σε εφέδρανα.

## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η σεισμική συμπεριφορά της Ωνασείου Στέγης Γραμμάτων και Τεχνών παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον λόγω της παρουσίας σε αυτό σεισμικής μόνωσης που τοποθετήθηκε για να ικανοποιηθούν οι αυξημένες αντισεισμικές απαιτήσεις που τέθηκαν από τον κύριο του έργου

σε συνδυασμό με την πολυπλοκότητα της αρχιτεκτονικής μορφής. Οι αναλύσεις που έγιναν περιλαμβάνουν απλούς υπολογισμούς σε ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα, εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου σε χωρικό προσομοίωμα αλλά και μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες. Τα συμπεράσματα που προέκυψαν είναι:

α. Από την απλούστερη προσέγγιση - ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα- ως την πιο πολύπλοκη - μη γραμμική ανάλυση με χρονοϊστορίες - τα αποτελέσματα (ιδιοπερίοδοι, μετακινήσεις) συγκλίνουν. Σε αυτό συντελεί η μεγάλη δυσκαμψία της ανωδομής.

β. Τα αποτελέσματα της δυναμικής φασματικής ανάλυσης ως προς τα εντατικά μεγέθη είναι δυσμενέστερα από αυτά της μη γραμμικής ανάλυσης. Αυτό αποδίδεται στην υπερτίμηση της συμβολής της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας κατά την εφαρμογή της πρώτης μεθόδου.

γ. Αν το κτίριο είχε σχεδιαστεί χωρίς σεισμική μόνωση θα προέκυπταν μεγαλύτερες διαστάσεις στα δομικά στοιχεία και απαγορευτικές τιμές ανηγμένων μετατοπίσεων ορόφων.

Σε γενικές γραμμές η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε στο σχεδιασμό του κτιρίου, μπορεί να αποτελέσει, χρήσιμο οδηγό για ανάλογα έργα.

## BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Anagnostopoulos S.A. (2007), "Applications of Base Isolation and Energy Dissipation Devices in Structures in Greece", *Proc. 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*, Istanbul, Turkey.
- BSSC, (2000), *NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*, Washington D.C.
- Eurocode-8, *Design of structures for earthquake resistance*, prEN 1998-1, CEN Brussels.
- Fardis N., Georgarakos P., Gazetas G., Anastasopoulos I., (2003), "Sliding Isolation of Structures : Effect of Horizontal and Vertical Acceleration" *Proc. of FIB International Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions*, Athens, pp.474-475.
- Giarlelis, C., Kostikas, C., Lamprinou, E., Dalakiouridou, M., (2008), "Dynamic Behaviour of a seismic isolated structure in Greece", *14th World Conference on Earthquake Engineering*, paper S05-01-017, Beijing, China.
- International Code Council, *International Building Code, IBC 2000*, Falls Church, VI.
- Κουμούσης Β., Γκαζέτας Γ., (2003), "Σχεδιασμός Συστημάτων Σεισμικής Μόνωσης", ΕΚΠΕ
- Κωστίκας, Χ., Δαλακίουρίδου, Μ., Γιαρλέλης, Χ., Λαμπρινού, Ε. (2008), "Ονάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών: Εφαρμογή Σεισμικής Μόνωσης", *3<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας*, #1823, Αθήνα.
- Mokha, A., Constantinou, M., Reinhorn, A., Zayas, V., (1991), "Experimental Study Of Friction-Pendulum Isolation System", *Journal of Structural Engineering*, vol. 117, no 4, pp 1201-1217.
- Naeim F., Kelly J.M., (1999), *Design of Seismic Isolated structures: From Theory to Practice*, John Willey & Sons Inc.
- SEAOC, (1999), *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, 7th ed.
- Tsopelas, P., Constantinou, M., Kim, Y., Okamoto, S., (1996), "Experimental study of FPS system in Bridge Seismic Isolation", *Earthquake Engineering and Structural dynamics*, vol. 25, no 1, pp 65-78.