

Αντισεισμικός σχεδιασμός σεισμικώς μονωμένων κτιρίων



Χρήστος Γιαρλέλης
Πολιτικός Μηχανικός, MSc

Αντικείμενο

Παρουσίαση της τεχνικής της σεισμικής μόνωσης μέσα από το σχεδιασμό δύο σεισμικά μονωμένων πολιτιστικών κέντρων:
της Ωνασείου Στέγης Γραμμάτων & Τεχνών
της Λυρικής Σκηνής & Εθνικής Βιβλιοθήκης Ιδρύματος Νιάρχου
Έμφαση:

- στη μεθοδολογία στατικής και αντισεισμικής ανάλυσης,
- στη λειτουργία της σεισμικής μόνωσης
- στα θέματα που προέκυψαν για την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης και τις τεχνικές λύσεις που επελέγησαν.

Περιεχόμενα

1. Εισαγωγή στη σεισμική μόνωση
2. Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών
3. Λυρική Σκηνή & Εθνική Βιβλιοθήκη Ιδρύματος Νιάρχου
4. Συμπεράσματα

1. Εισαγωγή στη σεισμική μόνωση

Η σεισμική μόνωση είναι ένα από τα πιο δημοφιλή μέσα προστασίας κατασκευών έναντι των δυνάμεων του σεισμού. Οι σεισμικοί μονωτήρες είναι δομικά στοιχεία που παρεμβάλλονται μεταξύ της ανωδομής και της βάσης της κατασκευής, ουσιαστικά αποσυνδέοντάς τες, ενώ επιπρόσθετα -συνήθως- προσφέρουν απόσβεση.

Η σεισμική μόνωση έχει ηλικία περίπου 100 ετών αλλά άρχισε να είναι δημοφιλής μετά το 1980. Η εξάπλωσή της είναι πολύ έντονη την τελευταία δεκαετία λόγω και της δραστηκής μείωσης του κόστους.

1. Εισαγωγή στη σεισμική μόνωση

Τύποι σεισμικής μόνωσης

Τρεις είναι οι συνήθεις τύποι σεισμικής μόνωσης:

A. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα.

Τα εφέδρανα αυτά μπορεί να έχουν μολύβδινο πυρήνα (LRB) για να αυξάνεται η απόσβεση ενέργειας. Ενδέχεται όμως να μην έχουν αλλά και πάλι να παρέχουν απόσβεση είτε υψηλή (HDRB) είτε χαμηλή (LDRB). Από τους διάφορους τύπους σεισμικής μόνωσης, τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα έχουν το μικρότερο αρχικό κατασκευαστικό κόστος.

1. Εισαγωγή στη σεισμική μόνωση

Τύποι σεισμικής μόνωσης

A. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα.

Τα δύο κύρια μειονεκτήματα των εφεδράνων αυτών είναι:

1. Η συμπεριφορά του συστήματος σεισμικής μόνωσης με ελαστομεταλλικά εφέδρανα μεταβάλλεται ανάλογα με το κατακόρυφο φορτίο που δέχονται τα εφέδρανα.
2. Τα χαρακτηριστικά των εφεδράνων μεταβάλλονται με το χρόνο. Για να παραμείνουν αποτελεσματικά, τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα πρέπει να ελέγχονται περιοδικά και να αλλάζονται αν απαιτείται ακόμη και αν δεν έχουν ενεργοποιηθεί σε σεισμό.

1. Εισαγωγή στη σεισμική μόνωση

Τύποι σεισμικής μόνωσης

B. Χαλύβδινα εφέδρανα τύπου ελατήριου.

Χρησιμοποιούνται συνήθως για την έδραση βιομηχανικού εξοπλισμού. Τα ελατήρια έχουν περιορισμένη φέρουσα ικανότητα και συνεπώς για μεγάλα κτήρια πρέπει να τοποθετούνται σε συστοιχίες. Καθώς αυτές οι συστοιχίες γίνονται μεγαλύτερες, καταλαμβάνουν αρκετά μεγάλο χώρο, που έχει συνέπειες στο χωροταξικό σχεδιασμό, καθώς και στο μέγεθος και στο κόστος των δομικών στοιχείων που επηρεάζονται. Επίσης τα χαλύβδινα εφέδρανα τύπου ελατηρίου λειτουργούν σε συνδυασμό με ξεχωριστές μονάδες αποσβεστήρων.

1. Εισαγωγή στη σεισμική μόνωση

Τύποι σεισμικής μόνωσης

Γ. Εφέδρανα τριβής-ολίσθησης.

Η περίοδος του συστήματος σεισμικής μόνωσης εξαρτάται από τη διάμετρο της επιφάνειας του εφέδρανου, και η συμπεριφορά του συστήματος σεισμικής μόνωσης είναι ανεξάρτητη από το κατακόρυφο φορτίο.

Επιπλέον η τριβή ανάμεσα στις επιφάνειες διαχέει την ενέργεια και παρέχει απόσβεση.

Το αρχικό κόστος κατασκευής για εφέδρανα τριβής-ολίσθησης είναι λίγο υψηλότερο από αυτό των ελαστομεταλλικών, όμως τα εφέδρανα αυτά –θεωρητικά- δεν απαιτούν περιοδική αλλαγή.

2. Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών



2. Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών

2.1 Περιγραφή κτιρίου

2.2 Αντισεισμικός σχεδιασμός

- α. Απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς
- β. Επιλογή θέσης σεισμικής μόνωσης

2.3 Ανάλυση

- α. Περιγραφή Φ.Ο.
- β. Προσομοίωμα
- γ. Αντισεισμικός σχεδιασμός
- δ. Αναλύσεις

2.4 Τεχνικά Προβλήματα-Τεχνικές λύσεις

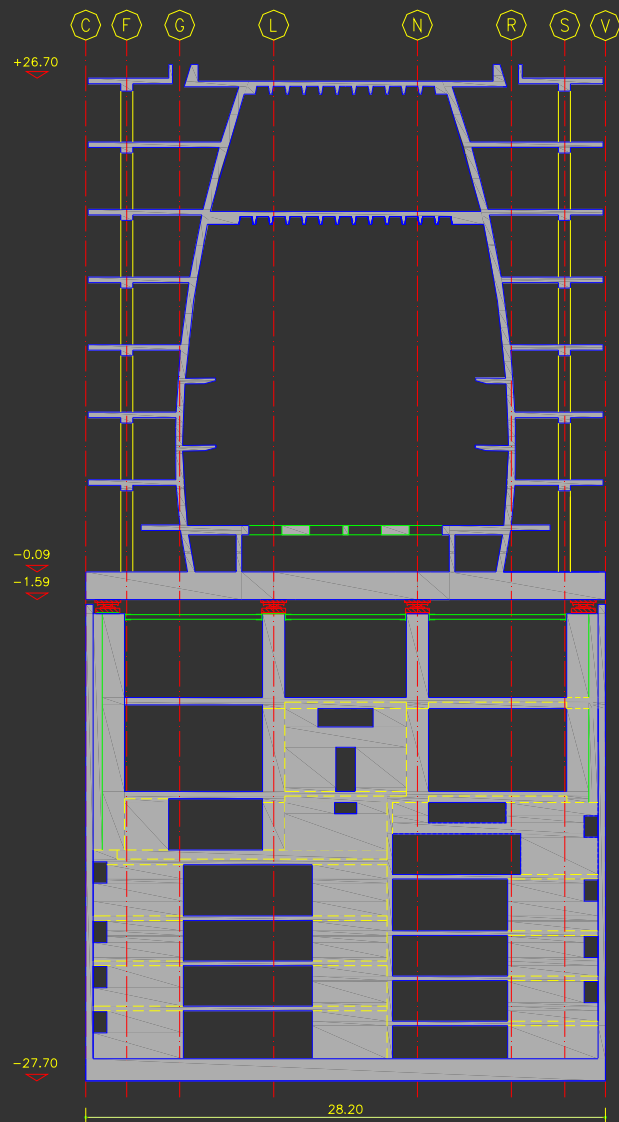
- α. Έδραση μονωτήρων
- β. Αντικατάσταση μονωτήρων
- γ. Ειδικά θέματα (σεισμικός αρμός)

2.1 Περιγραφή Κτιρίου



Το Ίδρυμα Ωνάση ανέθεσε σε μια ομάδα τεχνικών εταιρειών, μεταξύ των οποίων, το γαλλικό αρχιτεκτονικό γραφείο Architecture Studio και η εταιρεία στατικών μελετών ΟΜΕΤΕ, να σχεδιάσει τη Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών στην Αθήνα.

2.1 Περιγραφή Κτιρίου

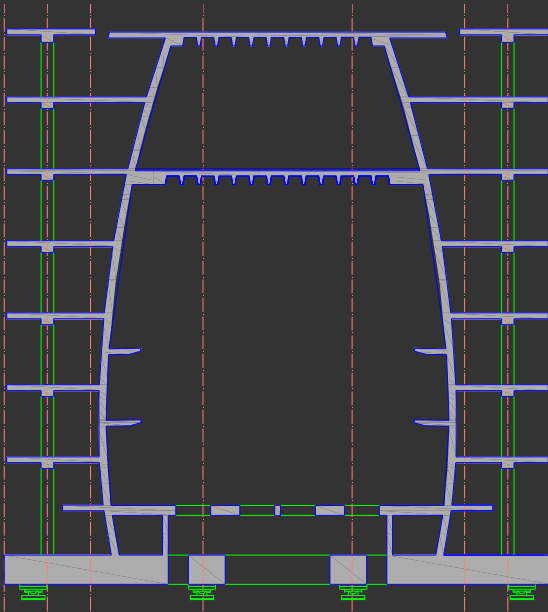


Το κτίριο βρίσκεται στην Αθήνα στη Λεωφ. Συγγρού. Η κάτοψη είναι ορθογωνική διαστάσεων 28m X 67m.

Στο κτίριο διακρίνονται δύο ενότητες: ανωδομή και υπόγειο.

Η ανωδομή περιλαμβάνει 7 στάθμες ενώ το υπόγειο έχει 9 στάθμες με χώρους εκθέσεων, στάθμευσης, αποθήκευσης και μηχανολογικής χρήσης.

2.1 Περιγραφή Κτιρίου



Εγκάρσια τομή

Η ανωδομή αποτελείται από το κεντρικό τμήμα, σε σχήμα ωειδούς κελύφους το οποίο περιβάλλει δύο αίθουσες εκδηλώσεων.

Περιμετρικά διατάσσονται βιβλιοθήκη, εστιατόριο, γραφεία, foyer και βοηθητικοί χώροι.

Το ύψος της φθάνει τα 26.70m

2.2 Αντισεισμικός Σχεδιασμός

Απαιτήσεις Σεισμικής Συμπεριφοράς

Ο σχεδιασμός απαιτήθηκε να λάβει υπόψιν αυξημένες σεισμικές προδιαγραφές.

Ωνάσειος Στέγη

$$\alpha = 0.24$$

$$\gamma_1 = 1.15$$

$$q = 1.50$$

Συμβατικό κτίριο

$$\alpha = 0.16$$

$$\gamma_1 = 1.00$$

$$q = 3.50$$

$$= 4 \times$$

$$\Phi_d(T)=0.46g$$

$$\Phi_d(T)=0.114g$$

*4 φορές μεγαλύτερη σεισμική απαίτηση στη βάση
(σε όρους φασματικών επιταχύνσεων)*

2.2 Αντισεισμικός Σχεδιασμός

Απαιτήσεις Σεισμικής Συμπεριφοράς

Για την ικανοποίηση των αρχιτεκτονικών απαιτήσεων σε συνδυασμό με τις αυξημένες σεισμικές προδιαγραφές αποφασίστηκε η τοποθέτηση σεισμικής μόνωσης. Έτσι κατά τον σεισμό σχεδιασμού επιτυγχάνεται:

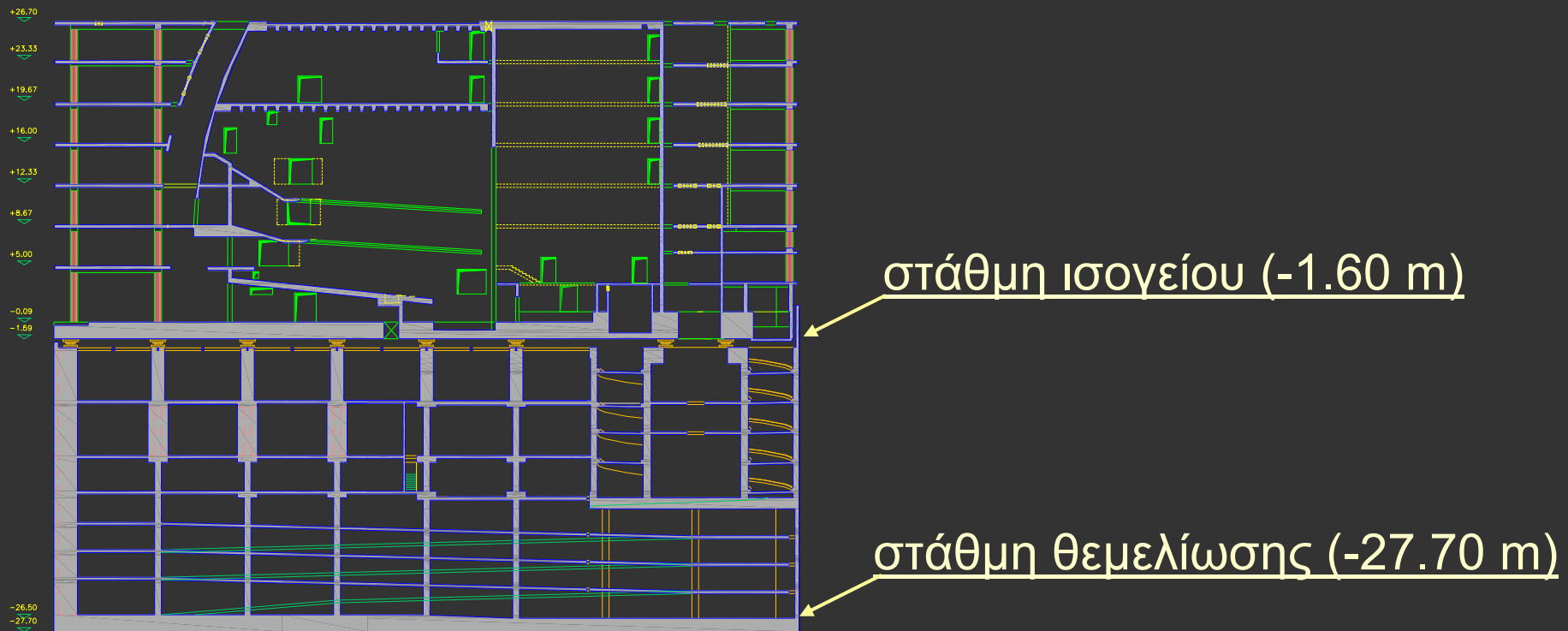
- α. Ελαχιστοποίηση της πιθανότητας βλάβης των δομικών στοιχείων του κτιρίου.
- β. Προστασία του περιεχομένου του κτιρίου.
- γ. Απρόσκοπτη συνέχεια της λειτουργίας του κτιρίου.

Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης σε αυτό το κτίριο οδηγεί σε φασματική επιτάχυνση στη βάση, $\Phi_d(T)=0.135g$

2.2 Αντισεισμικός Σχεδιασμός

Επιλογή θέσης σεισμικής μόνωσης

Εξετάστηκαν δύο πιθανές θέσεις σεισμικής μόνωσης



2.2 Αντισεισμικός Σχεδιασμός

Επιλογή θέσης σεισμικής μόνωσης

Η τοποθέτηση της σεισμικής μόνωσης στη στάθμη θεμελίωσης απορρίφθηκε επειδή προέκυπταν τα εξής προβλήματα:

- α. Αυξημένα αξονικά φορτία και συνεπώς περισσότερα εφέδρανα.
- β. Ανάγκη σεισμικού αρμού σε ύψος 8 υπογείων ορόφων.
- γ. Δυσχερής πρόσβαση για συντήρηση και αντικατάσταση.

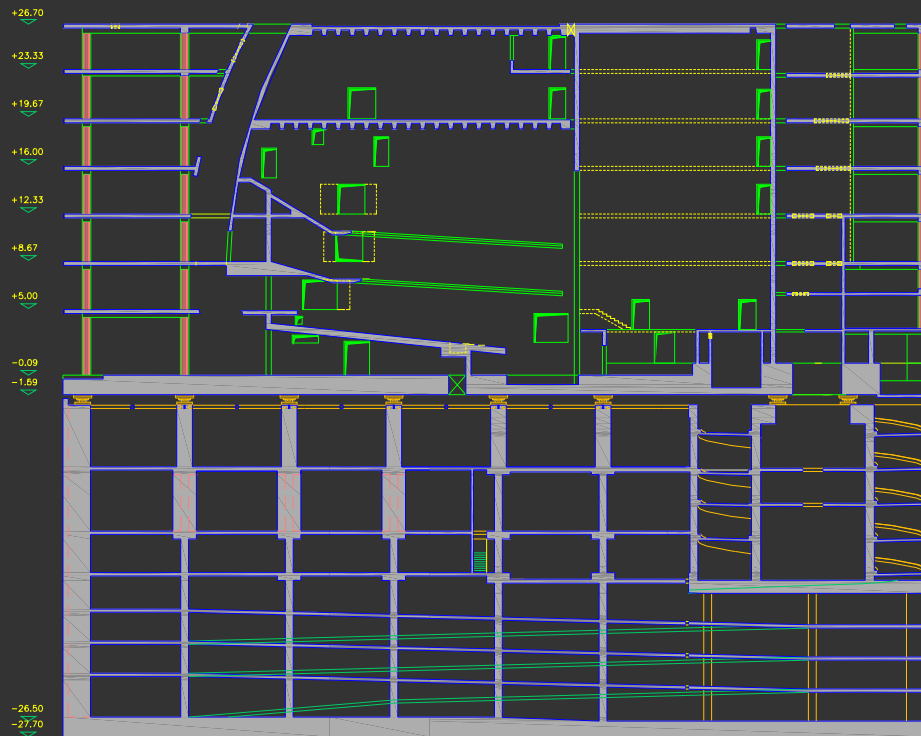
Υπέρ της θέσης στη στάθμη ισογείου αξιολογήθηκαν:

- α. Η χαμηλή σεισμική επιβάρυνση του υπογείου (πρακτικά αμετάθετο).
- β. Η δυνατότητα κατασκευής ισχυρής πλάκας πάχους 1.50m στο δάπεδο του ισογείου (λειτουργεί ως οιονεί θεμελίωση των κατακορύφων στοιχείων της ανωδομής).
- γ. Η ευχέρεια πρόσβασης για επιθεώρηση και πιθανώς αντικατάσταση των εφεδράνων.

2.2 Αντισεισμικός Σχεδιασμός

Επιλογή θέσης σεισμικής μόνωσης

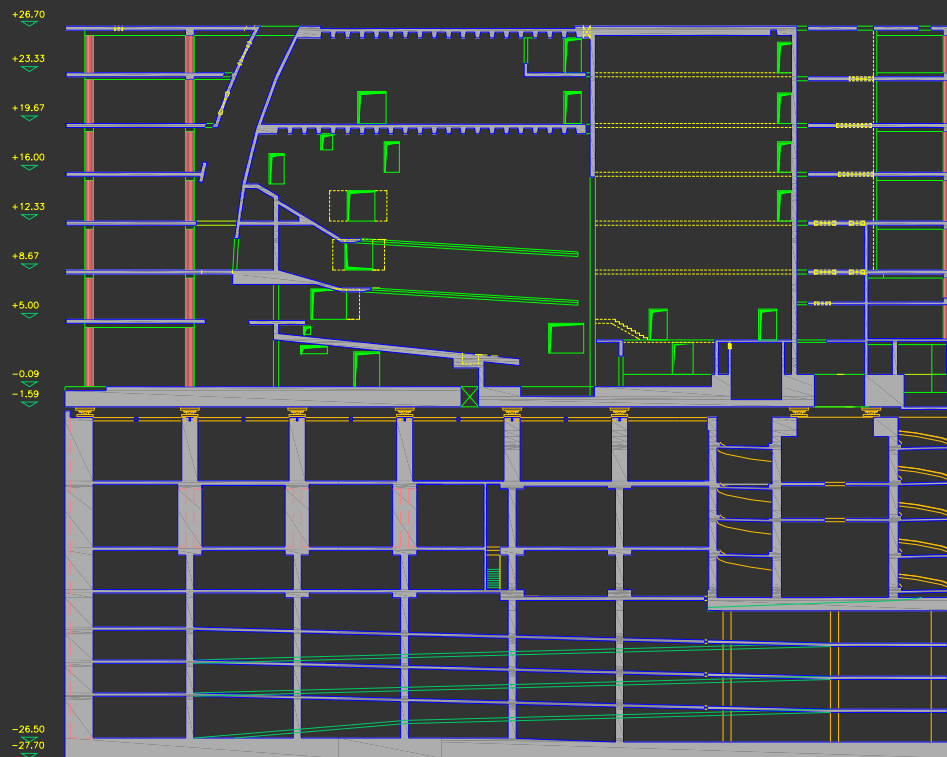
Έτσι για οικονομικούς και κατασκευαστικούς λόγους προτιμήθηκε η στάθμη ισογείου για την τοποθέτηση των εφεδράνων.



στάθμη ισογείου (-1.60 m)

2.3 Αναλύσεις

Περιγραφή φέροντος οργανισμού



Διαμήκης τομή

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.

2.3 Αναλύσεις

Περιγραφή φέροντος οργανισμού → Υπόγειο

Ο φέρων οργανισμός του υπογείου τμήματος αποτελείται από περιμετρικό τοίχωμα και εσωτερικά από υποστυλώματα και τοιχώματα στα οποία εδράζονται συμπαγείς πλάκες με ή χωρίς δοκούς.

Στους χώρους που προορίζονται για στάθμευση, οι πλάκες είναι κεκλιμένες για την κυκλοφορία των οχημάτων.

Για τη μετάβαση των οχημάτων στους χώρους στάθμευσης υπάρχουν δύο ανεξάρτητες κυκλικές ράμπες εδραζόμενες σε ένα εσωτερικό και ένα εξωτερικό κυλινδρικό τοίχωμα.

2.3 Αναλύσεις

Περιγραφή φέροντος οργανισμού → Υπόγειο

Θέσεις μονωτήρων στο
άνω μέρος του υπογείου



Περιγραφή φέροντος οργανισμού

Σύστημα σεισμικής μόνωσης (SIP, Maurer)



2.3 Αναλύσεις

Περιγραφή φέροντος οργανισμού
Σύστημα σεισμικής μόνωσης (SIP, Maurer)



Τα εφέδρανα τοποθετούνται σε ανεστραμμένη διάταξη

2.3 Αναλύσεις

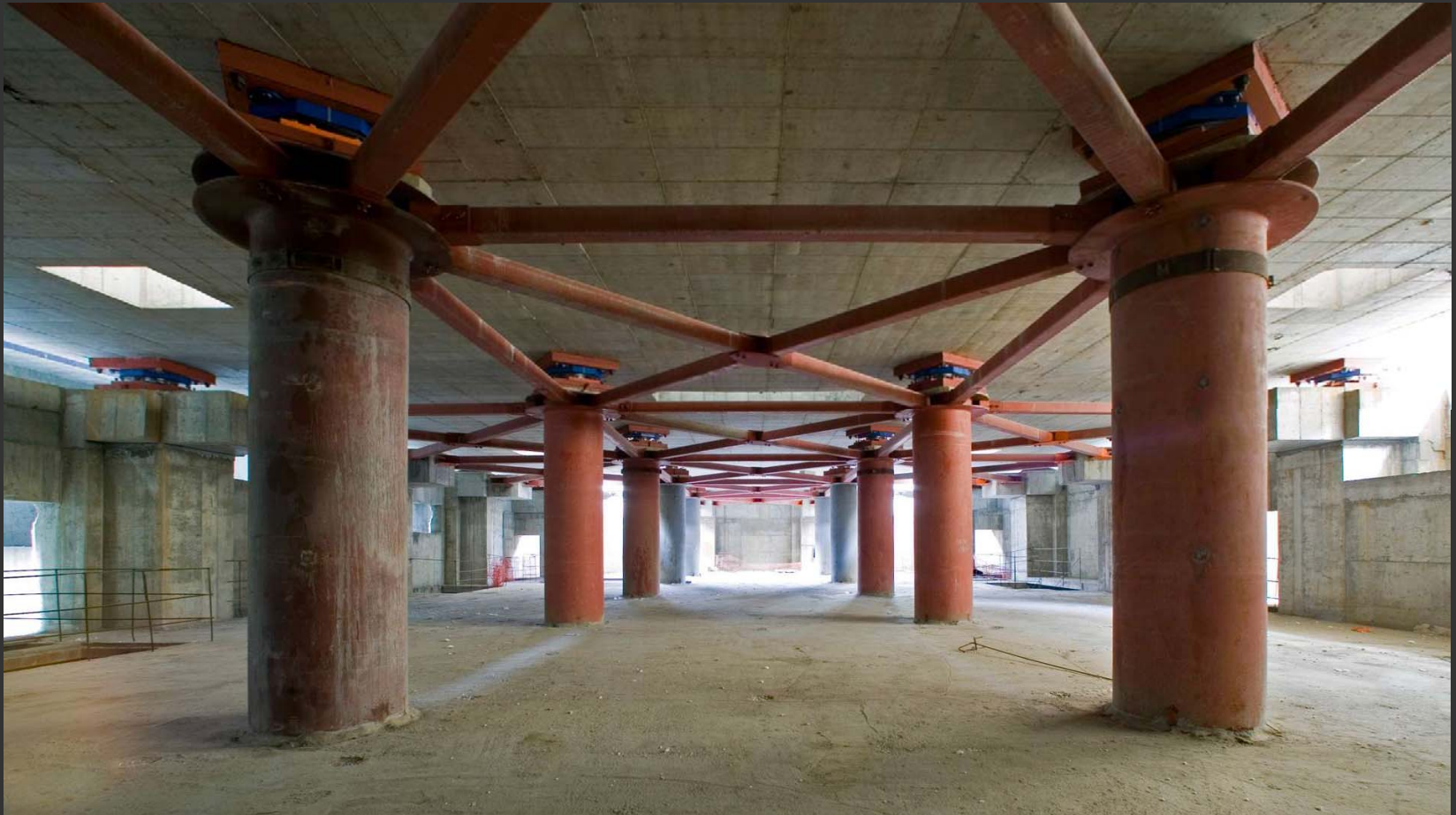
Περιγραφή φέροντος οργανισμού Μεταλλικό δίκτυωμα - οιονεί διάφραγμα



Για τον περιορισμό των μετακινήσεων των κεφαλών των υποστυλωμάτων που φέρουν τα εφέδρανα τοποθετήθηκε ισχυρό μεταλλικό δίκτυωμα («οιονεί διάφραγμα») που συνδέει τα σημεία αυτά των υποστυλωμάτων με τα πρακτικώς αμετακίνητα περιμετρικά τοιχώματα του υπογείου.

2.3 Αναλύσεις

Περιγραφή φέροντος οργανισμού
Μεταλλικό δίκτυωμα - οιονεί διάφραγμα



2.3 Αναλύσεις

Περιγραφή φέροντος οργανισμού → Ανωδομή

Η ανωδομή αποτελείται από το συγκρότημα των 2 αιθουσών εκδηλώσεων που βρίσκεται στο κέντρο του κτιρίου εντός του *ωοειδούς κελύφους*.

Σε αυτό εδράζονται οι πλάκες των δύο αιθουσών που είναι οριζόντιες ή κεκλιμένες, δοκιδωτές ή συμπαγείς.

Περιμετρικά διατάσσεται 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.

2.3 Αναλύσεις

Περιγραφή φέροντος οργανισμού → Ανωδομή



εσωτερική όψη κελύφους

2.3 Αναλύσεις

Περιγραφή φέροντος οργανισμού → Ανωδομή



εσωτερική όψη κελύφους

2.3 Αναλύσεις

Περιγραφή φέροντος οργανισμού → Ανωδομή



εσωτερική όψη κελύφους

2.3 Αναλύσεις

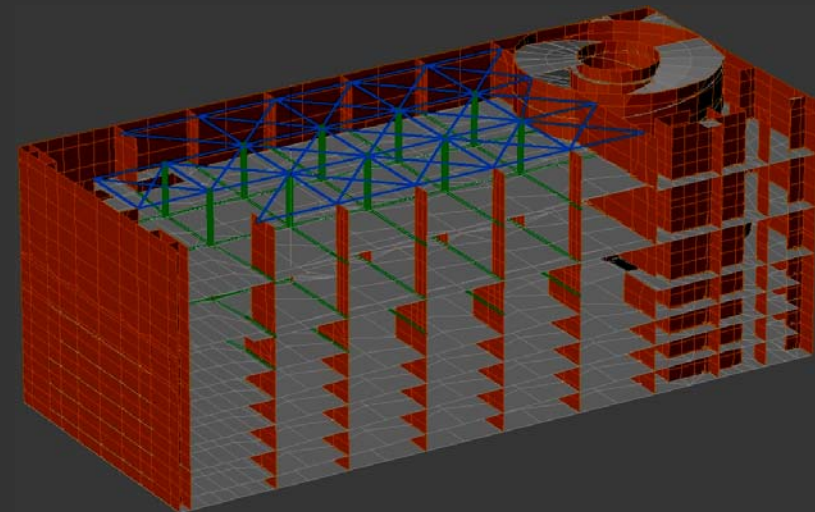
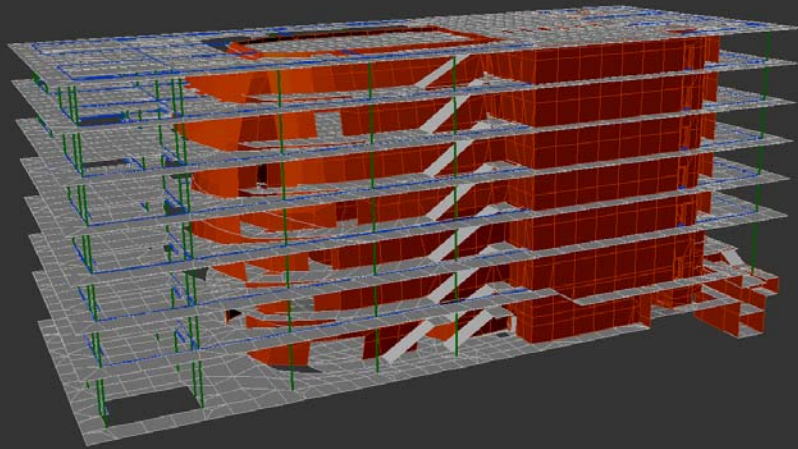
Περιγραφή φέροντος οργανισμού → Ανωδομή



εσωτερική όψη κελύφους

2.3 Αναλύσεις

Στατικό προσομοίωμα



Το προσομοίωμα της ανωδομής λαμβάνεται ελαστικά στηριγμένο, στην κατακόρυφη διεύθυνση, στη βάση του 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.

2.3 Αναλύσεις

Αντισεισμικός σχεδιασμός

Ο σχεδιασμός γίνεται με εφαρμογή των κανονισμών NEHRP, SEAOC. Ακολουθώντας ουσιαστικά τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού προκύπτουν οι σεισμικές παράμετροι του πίνακα.

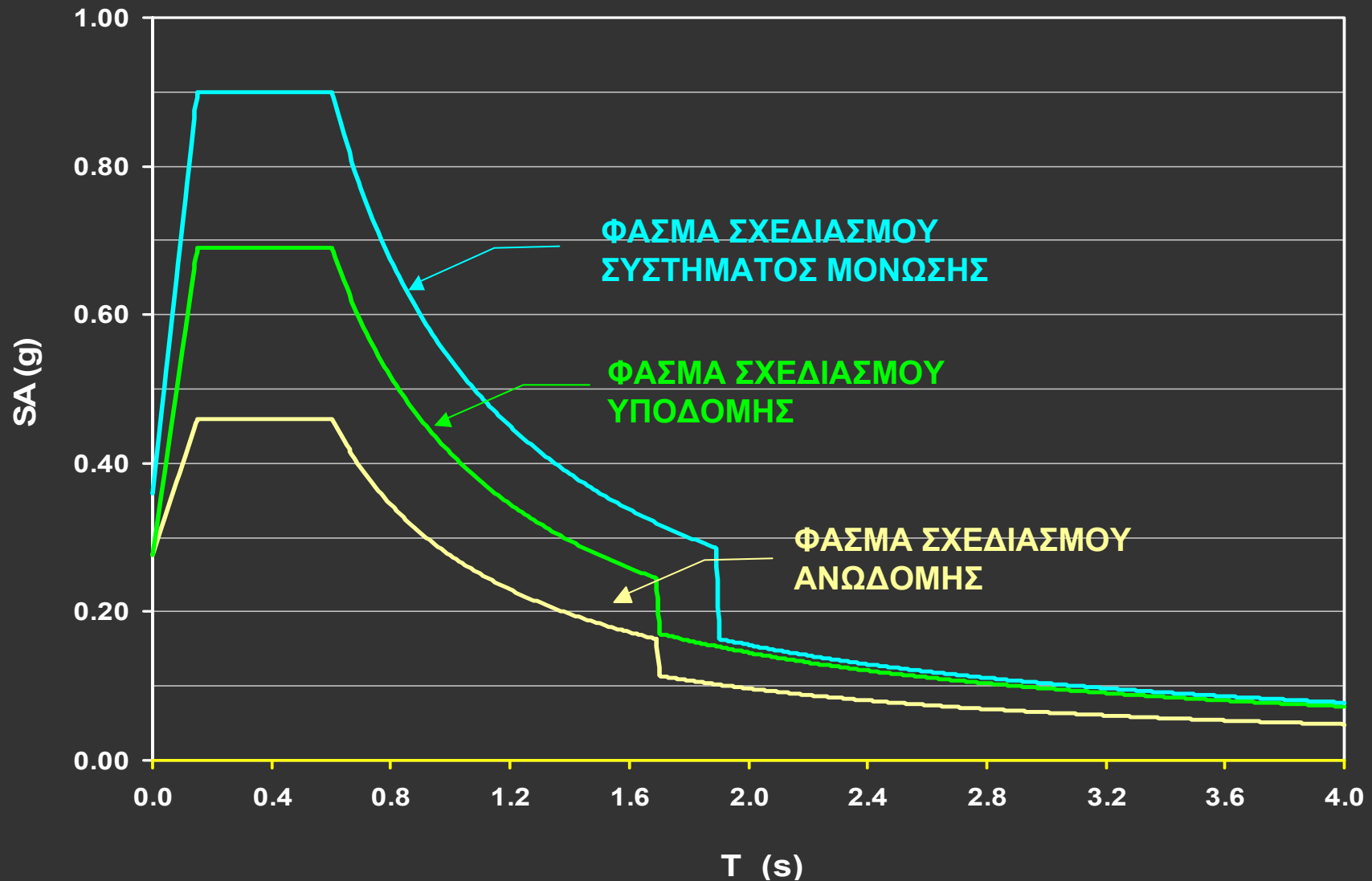
Η ανωδομή και η υποδομή υπολογίζονται για το σεισμό σχεδιασμού ($T_R=475$ έτη) αλλά με διαφορετικό συντελεστή συμπεριφοράς.

Το σύστημα μόνωσης υπολογίζεται για το μέγιστο αναμενόμενο σεισμό ($T_R=2400$ έτη).

	T_R	α	γ_1	q
Ανωδομή	475 (DBE)	0.24	1.15	1.50
Υπόγειο	475 (DBE)	0.24	1.15	1.00
Σύστ. Μόνωσης	2400 (MCE)	0.36	1.00	1.00

2.3 Αναλύσεις

Αντισεισμικός σχεδιασμός-Φάσματα Σχεδιασμού



2.3 Αναλύσεις

Σειρά αναλύσεων

- Ανάλυση με ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα
- Αναλύσεις με τη δυναμική φασματική μέθοδο
- Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες

2.3 Αναλύσεις

Ανάλυση με ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

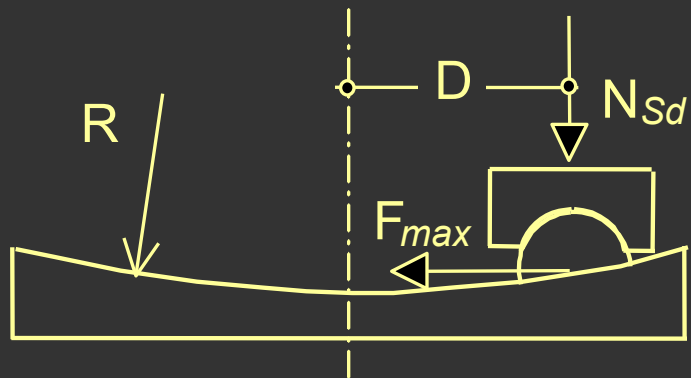
Το κτίριο μπορεί να προσομοιωθεί με μονοβάθμιο σύστημα μάζας m , που εδράζεται σε εφέδρανο ολίσθησης.

Τα βασικά χαρακτηριστικά του εφεδράνου είναι η ακτίνα καμπυλότητας, R , της κοίλης επιφάνειας ολίσθησης και ο συντελεστής τριβής, μ .

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

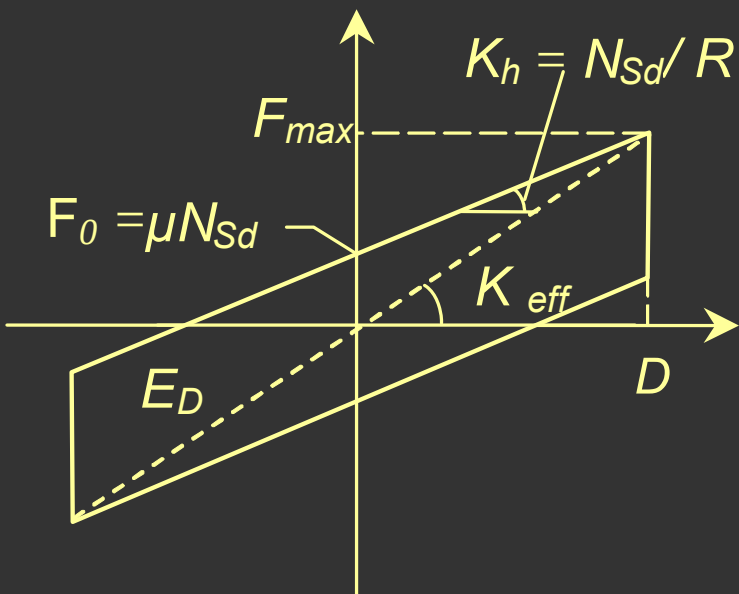
2.3 Αναλύσεις

Ανάλυση με ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα



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

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



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

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

2.3 Αναλύσεις

Ανάλυση με ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

Κρίσιμο στοιχείο του σχεδιασμού του συστήματος μόνωσης είναι η ιδιοπερίοδος.

Αύξηση της ιδιοπεριόδου σημαίνει μείωση της φασματικής επιτάχυνσης. Τότε όμως αυξάνεται η μέγιστη μετακίνηση του κτιρίου άρα και οι απαιτήσεις του σεισμικού αρμού και κατ' αναλογία το κόστος (μείωση ωφέλιμου χώρου και δαπανηρότερες λύσεις στο σχεδιασμό των κατακόρυφων διελεύσεων).

Θέτοντας ως άνω όριο της μετακίνησης σχεδιασμού του κτιρίου στο μέγιστο αναμενόμενο σεισμό την τιμή των 250mm εκτιμάται η τιμή των 2.35s για την ιδιοπερίοδο.

2.3 Αναλύσεις

Ανάλυση με ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

Αν επιλεγεί ως επιθυμητή ιδιοπερίοδος του κτιρίου η τιμή 2.35s, η μετακίνηση του κτιρίου στη διεύθυνση X ή Y δίνεται από το φάσμα μετακινήσεων:

$$\Delta_{x2400} = \Delta_{y2400} = 18.1 \text{ cm.}$$

Η επαλληλία των δύο οριζοντίων διευθύνσεων δίνει τελικά:

$$\Delta_{2400} = \Delta_{x2400} + 0.30\Delta_{y2400} = 0.30\Delta_{x2400} + \Delta_{y2400} = 23.5 \text{ cm.}$$

Από την εξίσωση της ιδιοπεριόδου:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{R D}{g D + \mu g R}}$$

Αντικαθιστώντας τη μετακίνηση και θέτοντας συντελεστή τριβής $\mu=0.050$ (το κάτω όριο του συντελεστή τριβής) υπολογίζεται η τιμή της ακτίνας καμπυλότητας, $R=2.24\text{m}$.

2.3 Αναλύσεις

Ανάλυση με ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

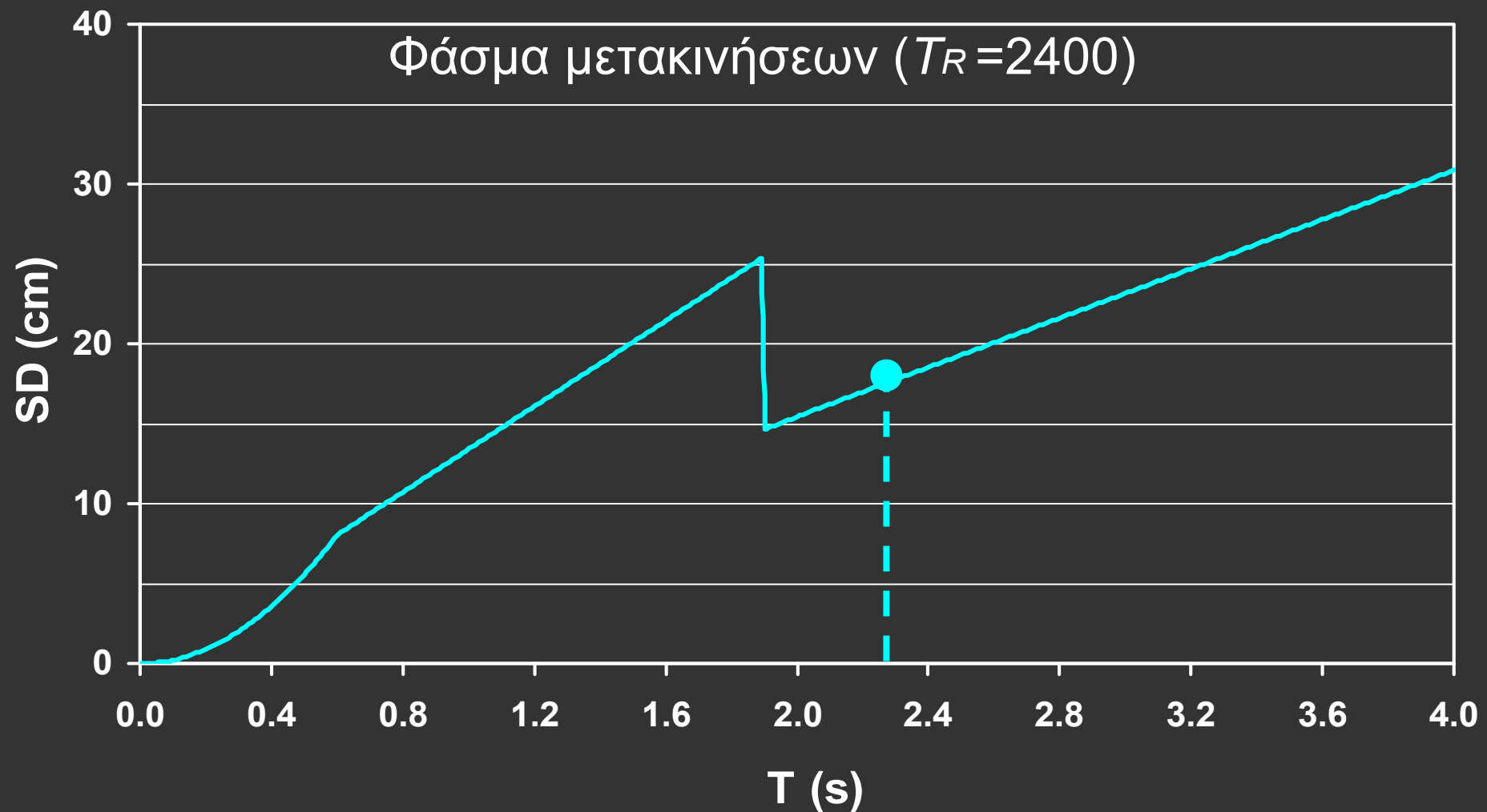
Για το σεισμό σχεδιασμού ($T_R=475$ έτη) θέτοντας συντελεστή τριβής $\mu=0.066$ (το άνω όριο του συντελεστή τριβής σύμφωνα με το σύμβουλο, Seismomonosis SA) και με σταθερή την τιμή της ακτίνας καμπυλότητας, $R=2.24m$, υπολογίζονται η μετακίνηση του συστήματος, D , και η ιδιοπερίοδος, T .

Είναι: $D = \Delta_{x475} = \Delta_{y475} = 15.5 \text{ cm}$

και ιδιοπερίοδος $T=2.15s$

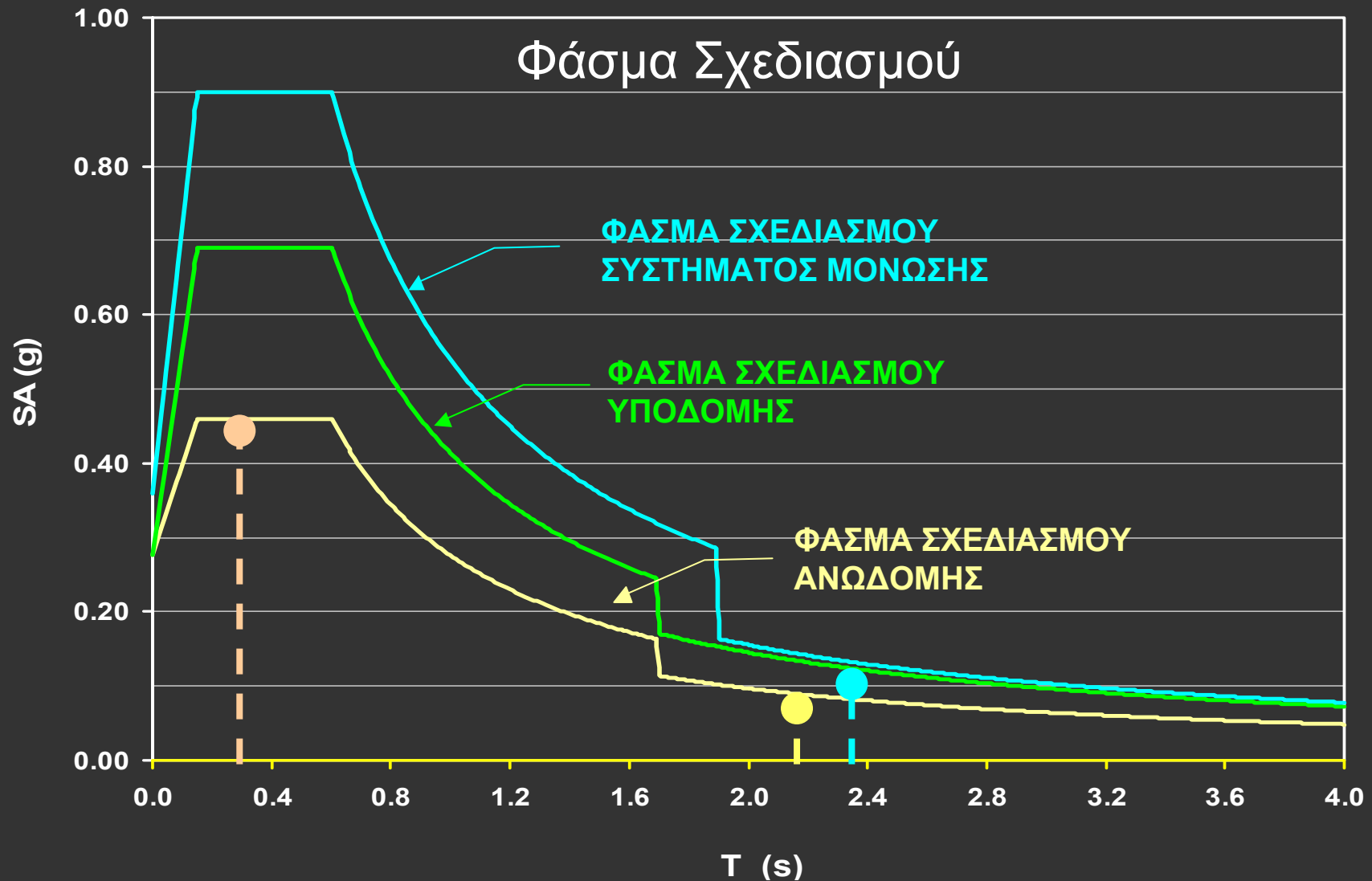
2.3 Αναλύσεις

Ανάλυση με ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα



2.3 Αναλύσεις

Ανάλυση με ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα



2.3 Αναλύσεις

Αναλύσεις με τη δυναμική φασματική μέθοδο

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 υπάρχει τοπική ανύψωση.
- δ. Να γίνει η διαστασιολόγηση του Φ.Ο.

2.3 Αναλύσεις

Αναλύσεις με τη δυναμική φασματική μέθοδο

Από τη δυναμική ανάλυση του προσομοιώματος για το σεισμό σχεδιασμού και το μέγιστο αναμενόμενο σεισμό προέκυψαν οι ιδιομορφές του κτιρίου.

Σε κάθε οριζόντια διεύθυνση προέκυψε μία καθαρά μεταφορική ιδιομορφή ενώ στην κατακόρυφη διεύθυνση απαιτήθηκε σημαντικός αριθμός ιδιομορφών.

Συνιστώσα	Ιδιοπερίοδος (s) Design Basis EQ	Ιδιοπερίοδος(s) Max Considered EQ	Ποσοστό Συμμετοχής
X	2.15	2.35	100%
Y	2.17	2.38	100%
Z	0.10-0.30	0.10-0.30	100%

2.3 Αναλύσεις

Αναλύσεις με τη δυναμική φασματική μέθοδο

Μετακινήσεις

Σεισμός Σχεδιασμού

Μετακίνηση στη Χ ή στην Υ διεύθυνση 155 mm

Μετά την επαλληλία κυμαίνεται από 162mm – 219mm
ανάλογα με τον κανόνα (1.00+0.30 ή SRSS)

Μέγιστος Αναμενόμενος Σεισμός

Μετακίνηση στη Χ ή στην Υ διεύθυνση 182 mm

Μετά την επαλληλία κυμαίνεται από 190 mm - 257 mm
ανάλογα με τον κανόνα (1.00+0.30 ή SRSS)

2.3 Αναλύσεις

Αναλύσεις με τη δυναμική φασματική μέθοδο

- α. 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 επιτυχής.
- β. Οι μετακινήσεις που υπολογίστηκαν ταυτίζονται με τις προβλεπόμενες από το μονοβάθμιο σύστημα.
- γ. Δεν εμφανίζεται ανύψωση σε εφέδρανο.

2.3 Αναλύσεις

Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες

Για την επαλήθευση του σχεδιασμού γίνονται μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις.

Για την εφαρμογή τους σύμφωνα με τους εφαρμοζόμενους κανονισμούς (NEHERP, ΕΑΚ2000), επιλέγονται τρία ζεύγη οριζοντίων συνιστωσών χρονοϊστορίας από διαφορετικές εδαφικές κινήσεις (σεισμούς) με την αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα.

2.3 Αναλύσεις

Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες

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.

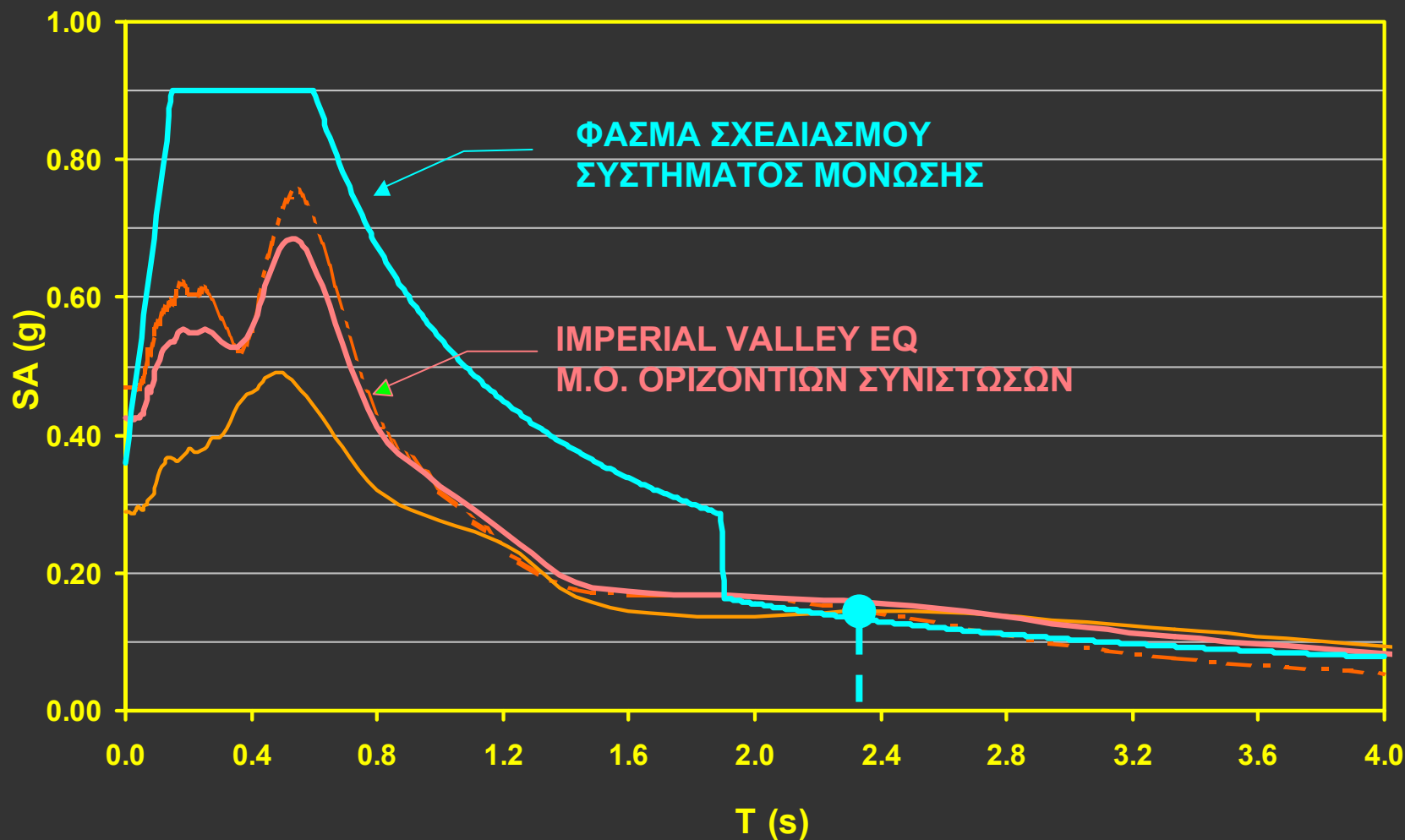
2.3 Αναλύσεις

Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες

Σύμφωνα με το NEHRP 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 στο διάστημα ιδιοπεριόδων από 0.5T σε 1.25T (όπου T, η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου).

2.3 Αναλύσεις

Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες



2.3 Αναλύσεις

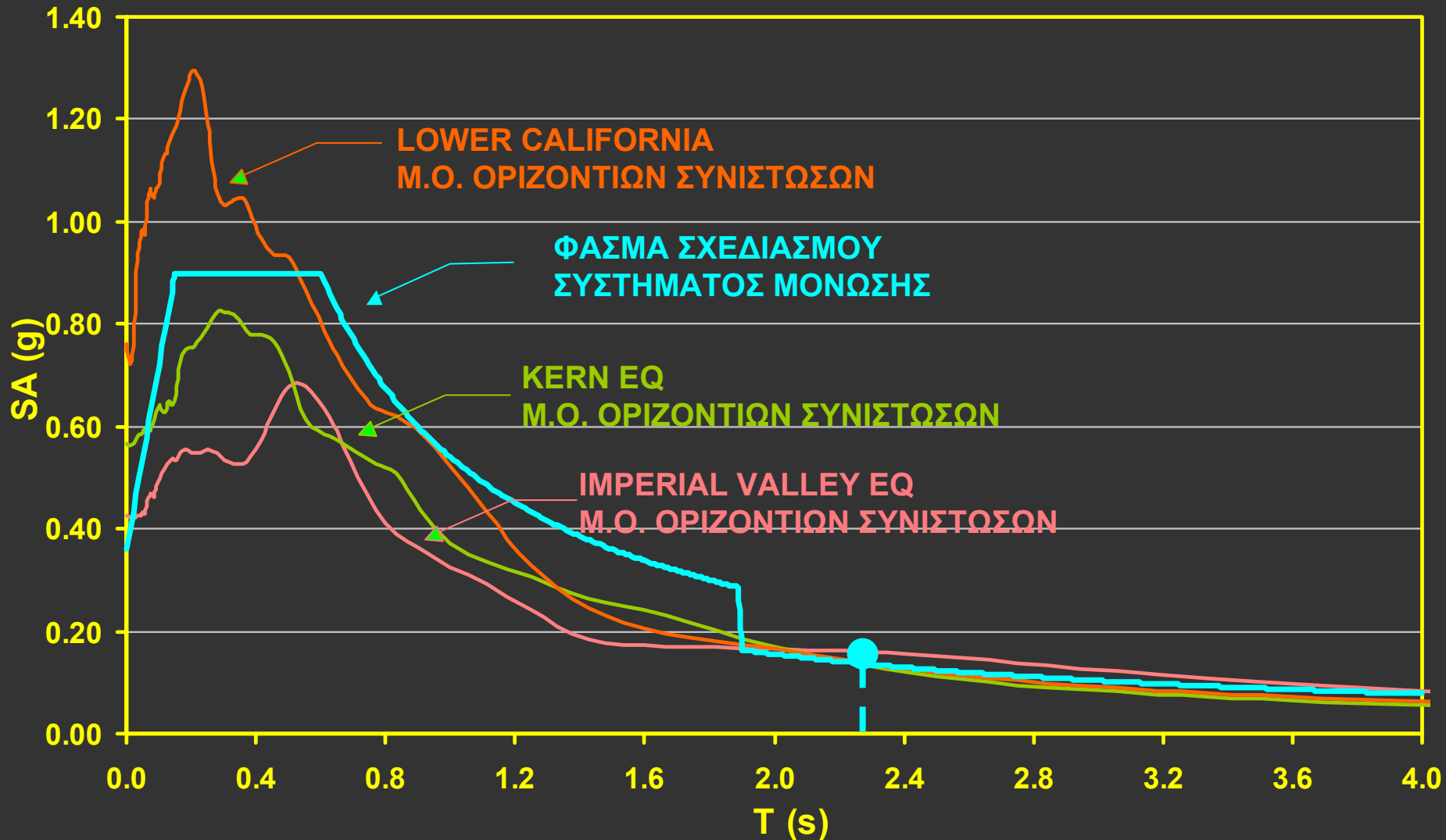
Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες

Συντελεστές αναλογικής 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

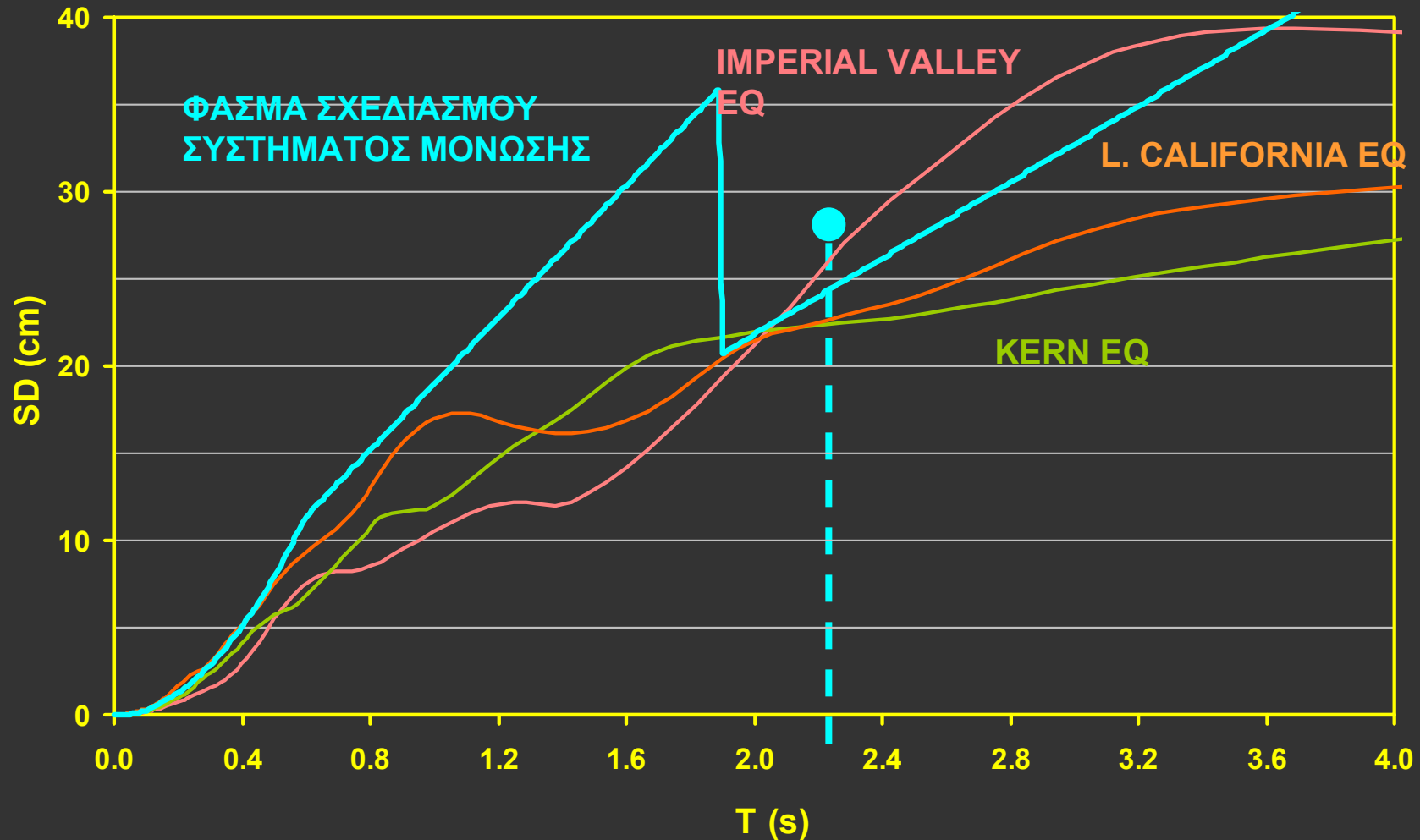
2.3 Αναλύσεις

Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες
Φάσματα επιταχύνσεων ($T_R=2400$)



2.3 Αναλύσεις

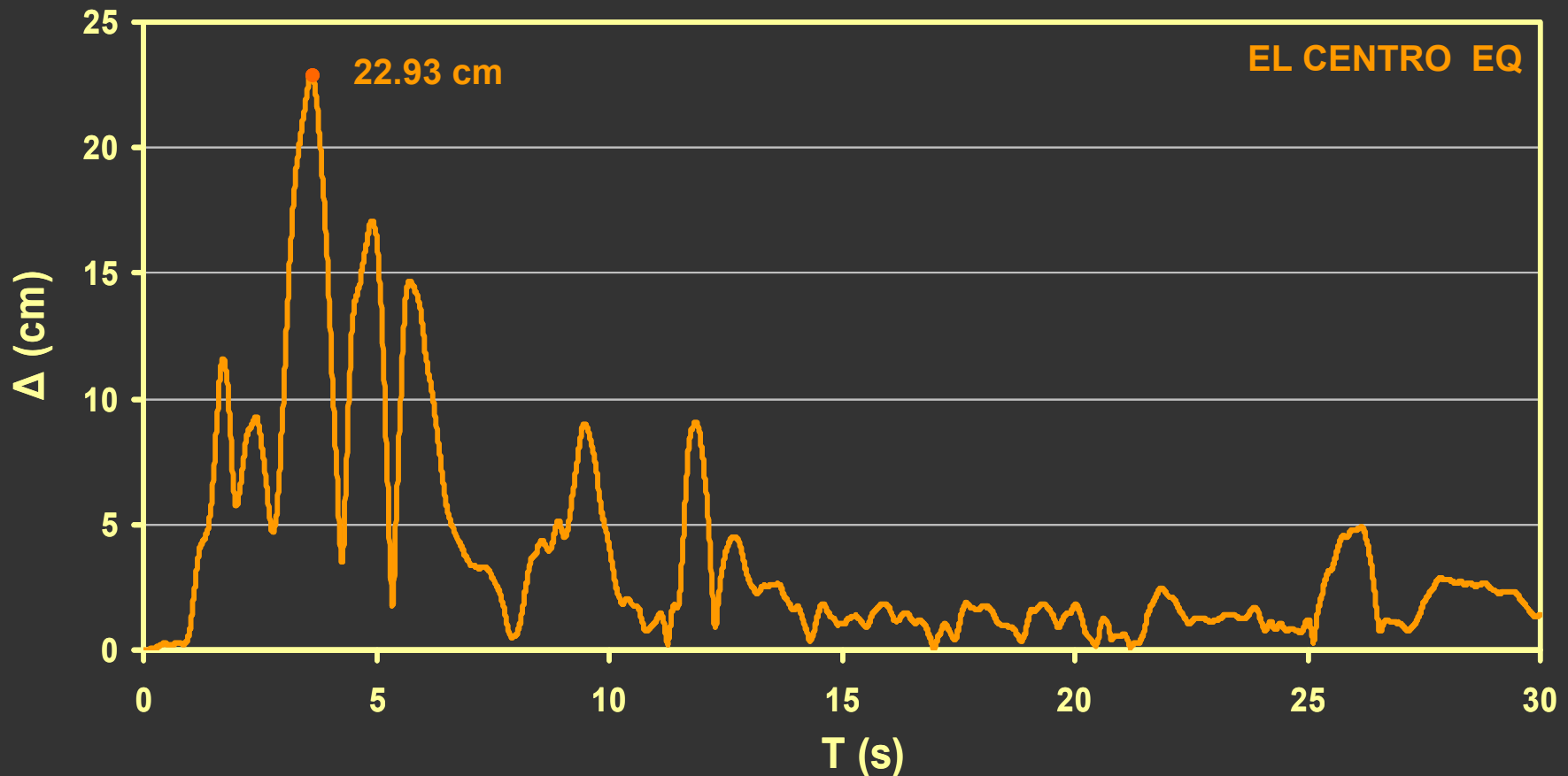
Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες
Φάσματα μετακινήσεων ($T_R=2400$)



2.3 Αναλύσεις

Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες

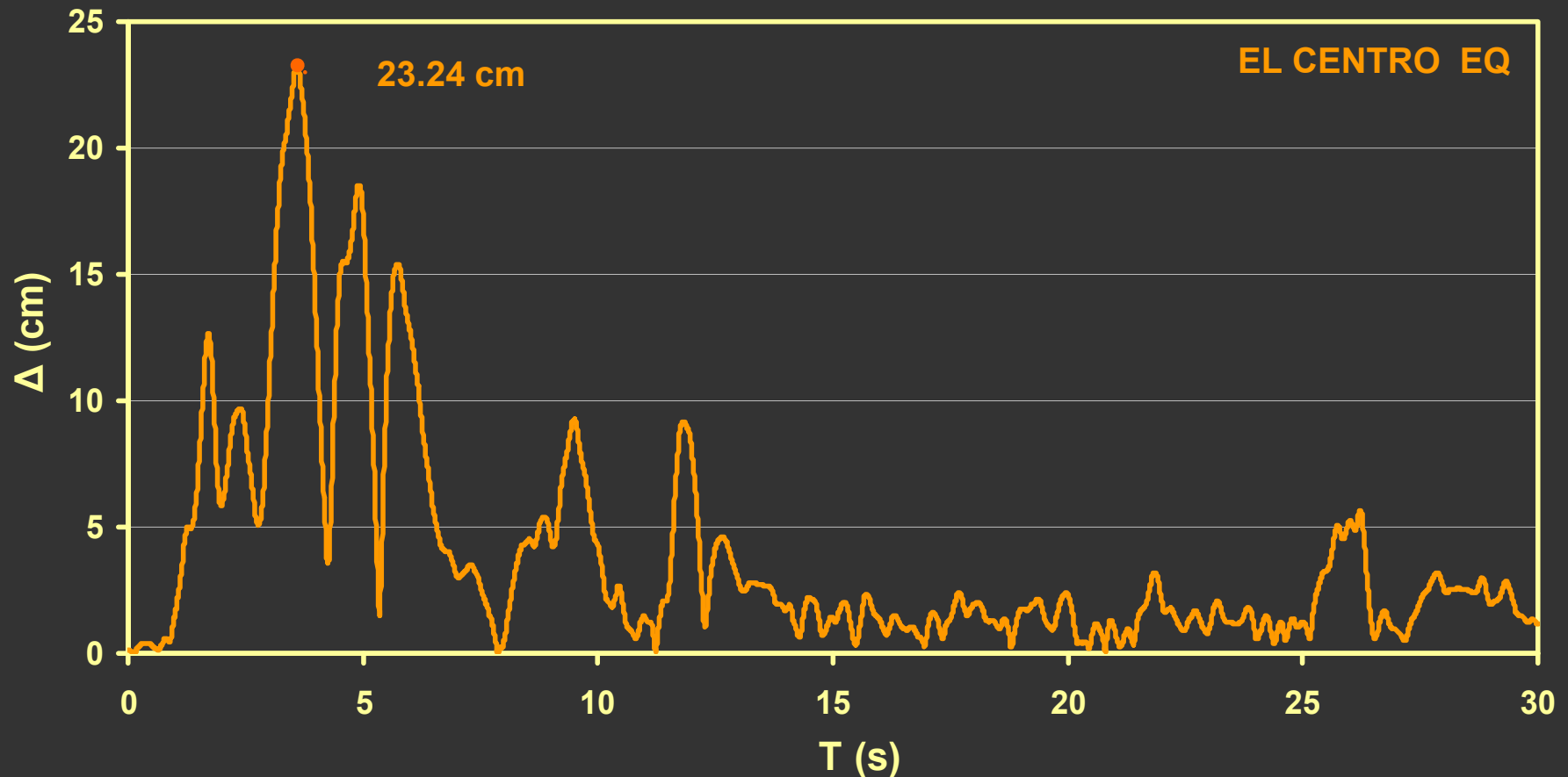
Χρονοϊστορία μετακίνησης στη στάθμη σεισ. μόνωσης



2.3 Αναλύσεις

Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες

Χρονοϊστορία μετακίνησης στην οροφή του κτιρίου



2.3 Αναλύσεις

Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες

Ενδεικτική διαστασιολόγηση κυκλικού υποστυλώματος στην 7η στάθμη, από το σεισμό σχεδιασμού για διαφορετικά προσομοιώματα και τύπους ανάλυσης.

Προσομοίωμα / Ανάλυση	Διάμετρος (cm)	Οπλισμός (cm ²)
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

2.3 Αναλύσεις

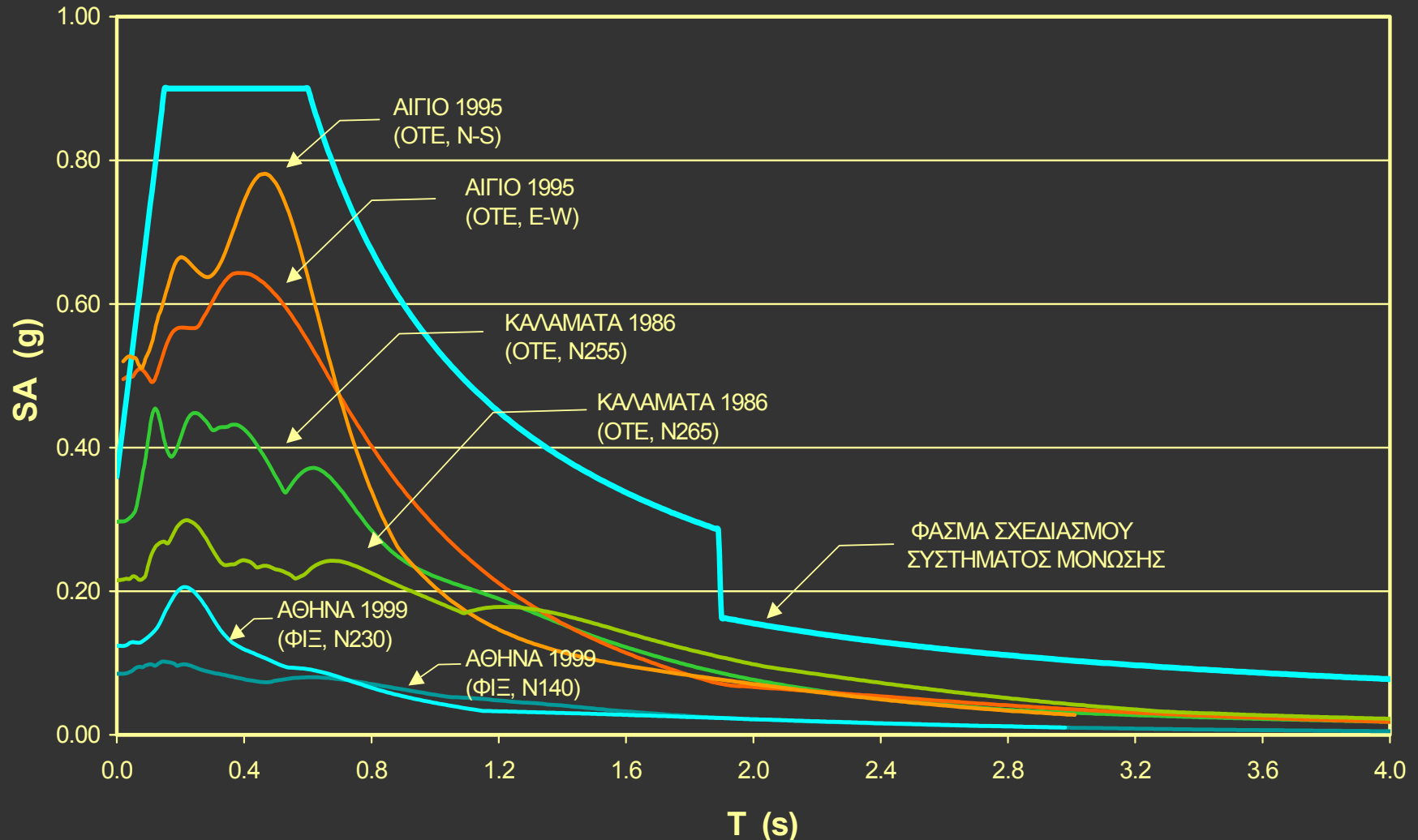
Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες

Ανηγμένες σχετικές μετακινήσεις ορόφων ($\gamma = \Delta_{\varepsilon\lambda} / h$), από το σεισμό σχεδιασμού για συμβατικό και σεισμικώς μονωμένο κτίριο.

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						

2.3 Αναλύσεις

Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες
Ελεγχος με διεγέρσεις του ελληνικού χώρου



2.3 Αναλύσεις

Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες
Έλεγχος με διεγέρσεις του ελληνικού χώρου

Σεισμική διέγερση	Συνολική μετακίνηση
Αίγιο (θέση ΟΤΕ, 15/06/1995)	98 mm
Καλαμάτα (θέση ΟΤΕ, 13/09/1986)	86 mm
Αθήνα (θέση Συγγρού-Φιξ, 07/09/1999)	18 mm

2.3 Αναλύσεις

Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες-Συμπεράσματα

- α. Οι μετακινήσεις από τις μη γραμμικές αναλύσεις σχεδόν ταυτίζονται με αυτές που προέκυψαν με τη δυναμική φασματική μέθοδο.
- β. Παρατηρείται διαφορά στη διαστασιολόγηση και αποδίδεται στο ότι ο ρόλος της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας υπερτιμάται στην ανάλυση με τη δυναμική φασματική μέθοδο καθώς επαλληλίζονται δράσεις που δεν είναι ταυτόχρονες (όπως προκύπτει σε αυτό το έργο με τους συγκεκριμένους κανονισμούς).

2.4 Τεχνικά Προβλήματα-Τεχνικές Λύσεις

- α. Έδραση μονωτήρων
- β. Αντικατάσταση μονωτήρων
- γ. Διασφάλιση σεισμικού αρμού

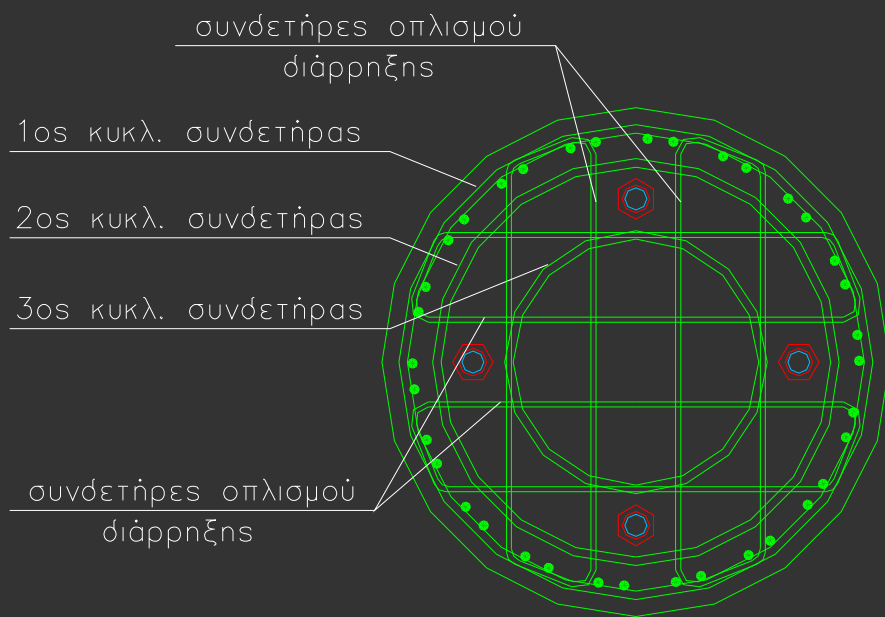
2.4 Τεχνικά Προβλήματα-Τεχνικές Λύσεις

Έδραση μονωτήρων

- Προσαύξηση της θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος μέσω περίσφιγξης
- Έλεγχος τάσεων σκυροδέματος
- Έλεγχος μεταλλικών πλακών εφεδράνων

2.4 Τεχνικά Προβλήματα-Τεχνικές Λύσεις

Έδραση μονωτήρων-προσαύξηση θλιπ. αντοχής σκυροδέματος



Για κάθε κυκλική περιοχή
υπολογίζονται τα ω_{wd} , α



2.4 Τεχνικά Προβλήματα-Τεχνικές Λύσεις

Έδραση μονωτήρων-προσαύξηση θλιπ. αντοχής σκυροδέματος

Αύξηση της θλ. αντοχής του σκυροδέματος

$$f_{cd}^* = f_{cd} \cdot \left(1.125 + 2.5 \frac{\sigma_2}{f_{cd}}\right) \quad \text{όταν} \quad \sigma_2 \geq 0.05 f_{cd}$$

f_{cd} : θλ. αντοχή του απερίσφιγκτου σκυροδέματος

f_{cd}^* : θλ. αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος

σ_2 : μέση εγκάρσια θλιπτική τάση λόγω περισφιγξης

$$\sigma_2 = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} \cdot f_{cd}$$

2.4 Τεχνικά Προβλήματα-Τεχνικές Λύσεις

Έδραση μονωτήρων-προσαύξηση θλιπ. αντοχής σκυροδέματος

Ορίζουμε ως συντελεστή προσαύξησης της θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος f^* το λόγο:

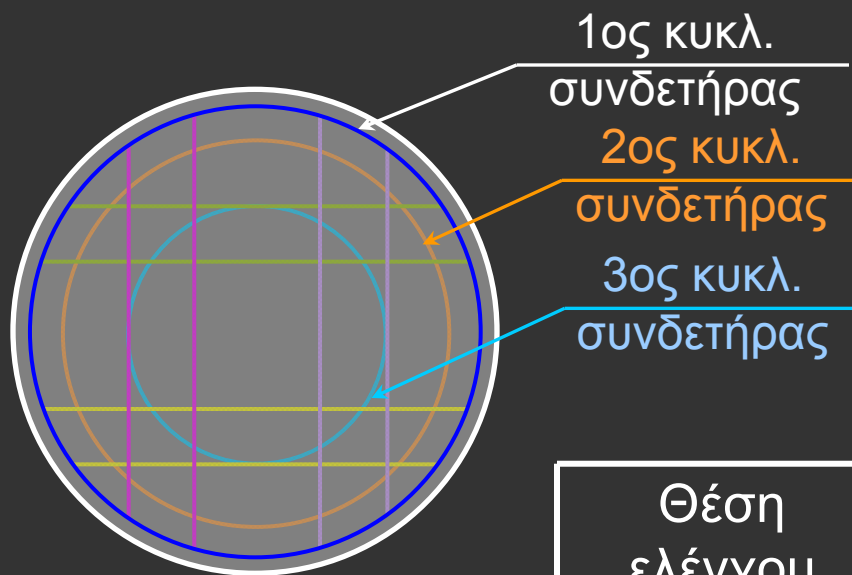
$$f^* = \frac{f_{cd}^*}{f_{cd}}$$

Για C40/50, υπολογίζουμε f^* , την χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή f_{ck}^* και το μέτρο ελαστικότητας του περισφιγμένου σκυροδέματος E_{cm}^* σύμφωνα με την σχέση:

$$E_{cm}^* = 9.50 \cdot (f_{ck}^* + 8)^{1/3}$$

2.4 Τεχνικά Προβλήματα-Τεχνικές Λύσεις

Έδραση μονωτήρων-προσαύξηση θλιπ. αντοχής σκυροδέματος



Θέση ελέγχου	f^*	f_{ck}^* (MPa)	E_{cm}^* (GPa)
Εντός 1 ^{ου} συνδετήρα	1.46	58.5	38.5
Εντός 2 ^{ου} συνδετήρα	1.86	74.3	41.3
Εντός 3 ^{ου} συνδετήρα	2.43	97.3	44.9

2.4 Τεχνικά Προβλήματα-Τεχνικές Λύσεις

Έδραση μονωτήρων- Έλεγχος τάσεων σκυροδέματος

Έλεγχος τάσεων

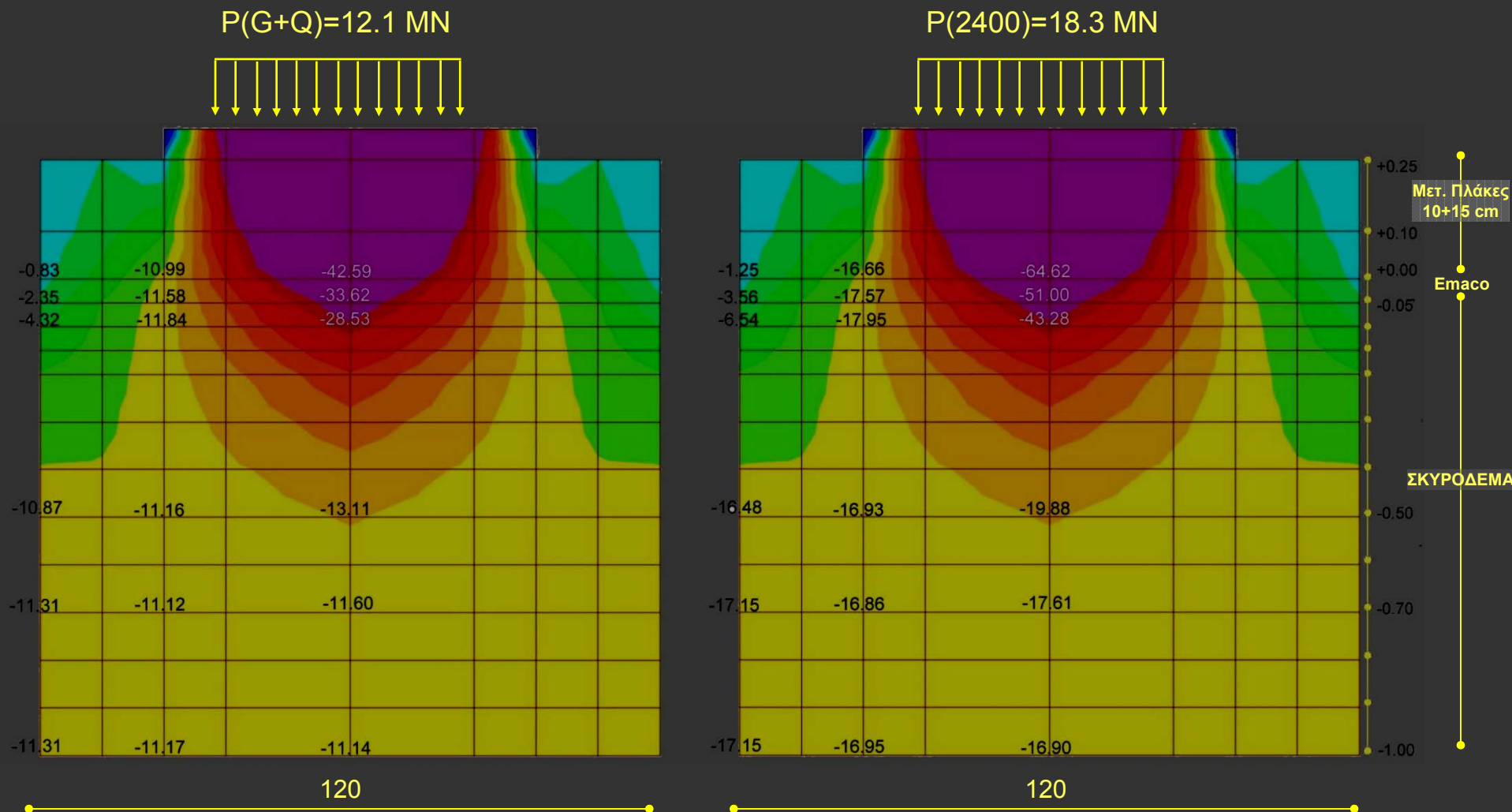
$$A) \quad S < 0.60f_{ck} \quad \text{όπου} \quad S = G + Q$$

$$B) \quad S < f_{ck} \quad \text{όπου} \quad S = \max\langle RS\ 2400, NL \rangle$$

Κρίσιμος είναι ο Α' έλεγχος.

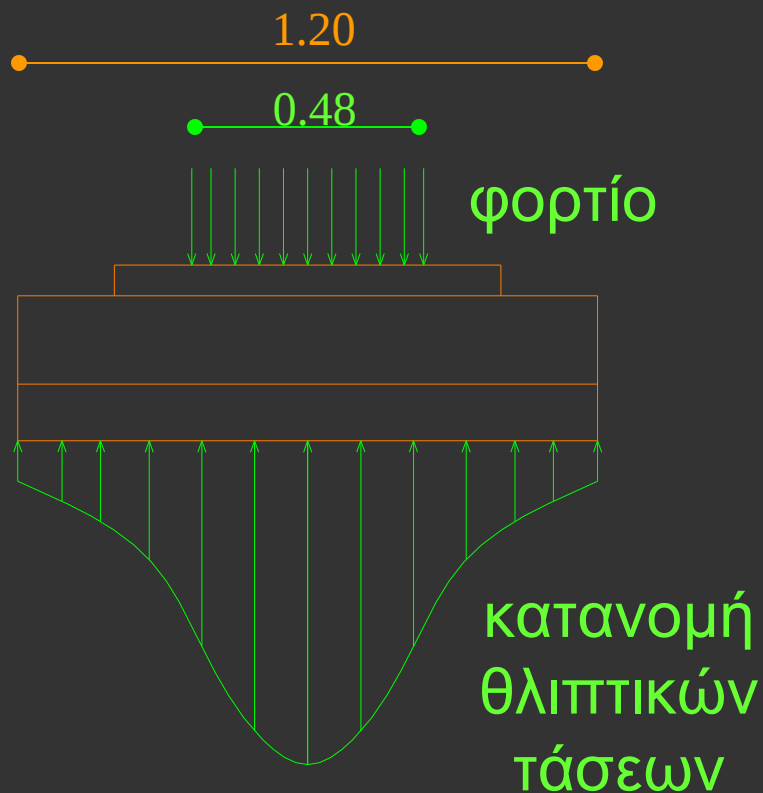
2.4 Τεχνικά Προβλήματα-Τεχνικές Λύσεις

Έδραση μονωτήρων- Έλεγχος τάσεων σκυροδέματος



2.4 Τεχνικά Προβλήματα-Τεχνικές Λύσεις

Έδραση μονωτήρων- Έλεγχος μεταλλικών πλακών εφεδράνων



2.4 Τεχνικά Προβλήματα-Τεχνικές Λύσεις

Αντικατάσταση εφεδράνων

Τα εφέδρανα και οι πλάκες έδρασης που τοποθετήθηκαν στο κτίριο, έχουν περάσει επιτυχώς σειρά ελέγχων που εγγυώνται την καλή λειτουργία τους σε όλη τη διάρκεια της ζωής του έργου.

Υπάρχει όμως και πρόβλεψη για ενδεχόμενη αντικατάστασή τους. Σε τέτοια περίπτωση πρέπει να υποστυλωθεί ο φορέας με κατάλληλη διάταξη γρύλων ανάλογη με τη θέση και το φορτίο του εφεδράνου.

Η εντατική κατάσταση που προκύπτει υπό τις συνθήκες υποστύλωσης έχει ληφθεί υπόψη στη διαστασιολόγηση και στην όπλιση των δομικών στοιχείων που επηρεάζονται.

2.4 Τεχνικά Προβλήματα-Τεχνικές Λύσεις

Διασφάλιση σεισμικού αρμού

Τα στοιχεία του έργου που διέρχονται από τη διεπιφάνεια της σεισμικής μόνωσης (ανελκυστήρες, κλιμακοστάσια και ράμπες) απαιτούν ιδιαίτερη αντιμετώπιση:

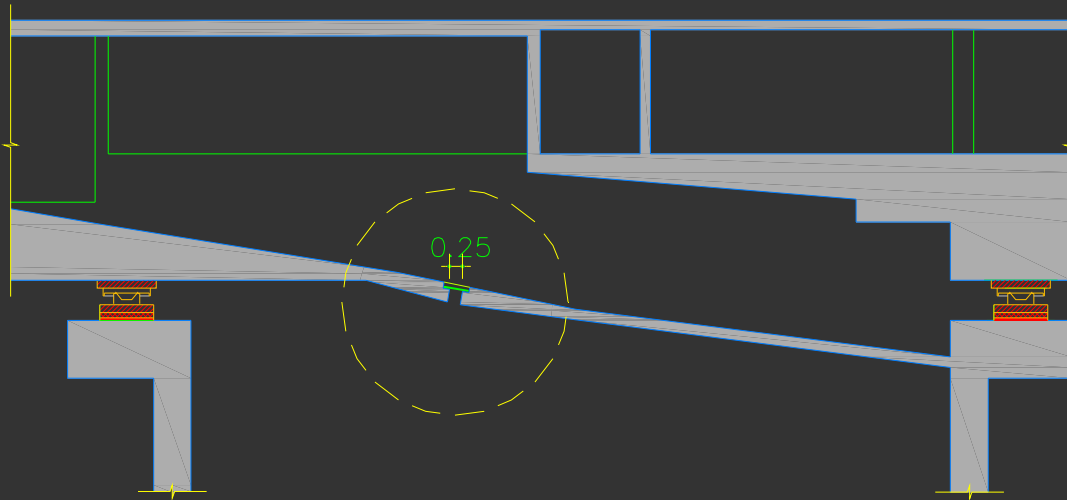
- πρέπει να διασφαλίζεται η ελεύθερη μετακίνηση της ανωδομής σε περίπτωση σεισμού αλλιώς το κτίριο δε θα αποκριθεί με τον τρόπο που υπολογίστηκε.
- είναι ιδιαίτερα κρίσιμα σε τέτοια έκτακτα γεγονότα αφού αποτελούν διελεύσεις διαφυγής και δεν επιτρέπεται η αστοχία τους.

2.4 Τεχνικά Προβλήματα-Τεχνικές Λύσεις

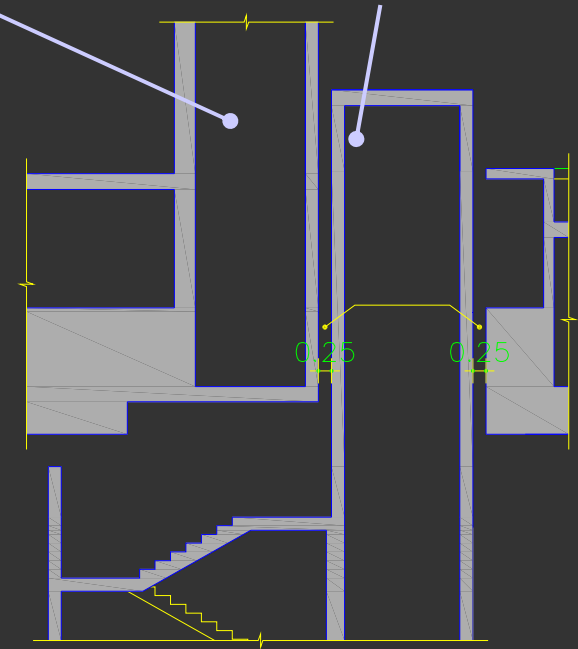
Διασφάλιση σεισμικού αρμού

Ανελκυστήρας
ανωδομής

Ανελκυστήρας
υπογείου



Σεισμικός αρμός
σε ράμπα



Σεισμικός αρμός
σε ανελκυστήρα

2.4 Τεχνικά Προβλήματα-Τεχνικές Λύσεις

Διασφάλιση σεισμικού αρμού



Κλιμακοστάσιο

2.4 Τεχνικά Προβλήματα-Τεχνικές Λύσεις

Διασφάλιση σεισμικού αρμού



Κλιμακοστάσιο

2.4 Τεχνικά Προβλήματα-Τεχνικές Λύσεις

Διασφάλιση σεισμικού αρμού



Σεισμικός αρμός σε
κλιμακοστάσιο

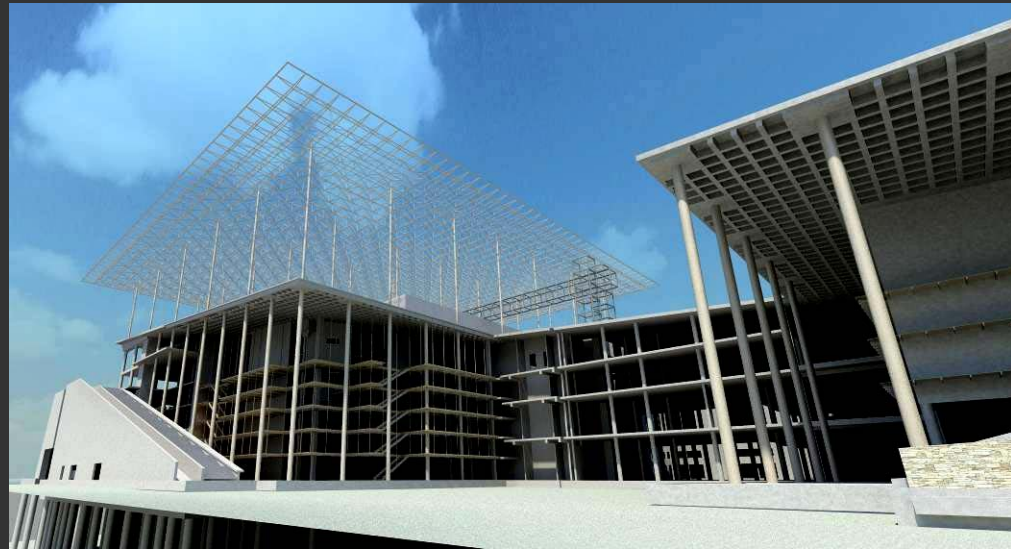
2.4 Τεχνικά Προβλήματα-Τεχνικές Λύσεις

Διασφάλιση σεισμικού αρμού



Σεισμικός αρμός σε
κλιμακοστάσιο

3. Λυρική Σκηνή & Εθνική Βιβλιοθήκη Ιδρύματος Νιάρχου



Εισαγωγή



Το Κέντρο πολιτισμού του Ιδρύματος Νιάρχου (SNFCC) είναι υπό κατασκευή και όταν ολοκληρωθεί θα στεγάσει τη Λυρική Σκηνή και την Εθνική Βιβλιοθήκη. Το Ίδρυμα ανέθεσε στον αρχιτέκτονα Renzo Piano και σε μια ομάδα τεχνικών εταιρειών μεταξύ των οποίων οι εταιρείες στατικών μελετών Expedition Engineering & OMETE να σχεδιάσουν τα κτίρια του συγκροτήματος.

Εισαγωγή

Οι κυριότερες προκλήσεις του έργου είναι :

- οι κακές εδαφικές συνθήκες
- οι υψηλές προδιαγραφές σεισμικής συμπεριφοράς
- οι απαιτήσεις της αρχιτεκτονικής σύλληψης

Η ενσωμάτωση ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης τύπου FPS κρίθηκε απαραίτητη. Αυτό καθιστά το έργο το τρίτο σεισμικώς μονωμένο κτιριακό έργο στην Ελλάδα μετά το Ωνάσειο Πολιτιστικό Κέντρο και το Μουσείο της Ακρόπολης .

Ωστόσο, ο συνδυασμός της κλίμακας του έργου, ο αριθμός των μονωτήρων, το επίπεδο της σεισμικής απαίτησης καθώς και η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής κάνουν αυτό το έργο μοναδικό για την Ελλάδα (με τα σημερινά δεδομένα).

3. Λυρική Σκηνή & Εθνική Βιβλιοθήκη

3.1 Περιγραφή κτιρίων

3.2 Αντισεισμικός σχεδιασμός

α. Απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς

β. Επιλογή θέσης σεισμικής μόνωσης

γ. Προσομοίωμα

3.3 Αναλύσεις

3.1 Περιγραφή Κτιρίων



3.1 Περιγραφή Κτιρίων

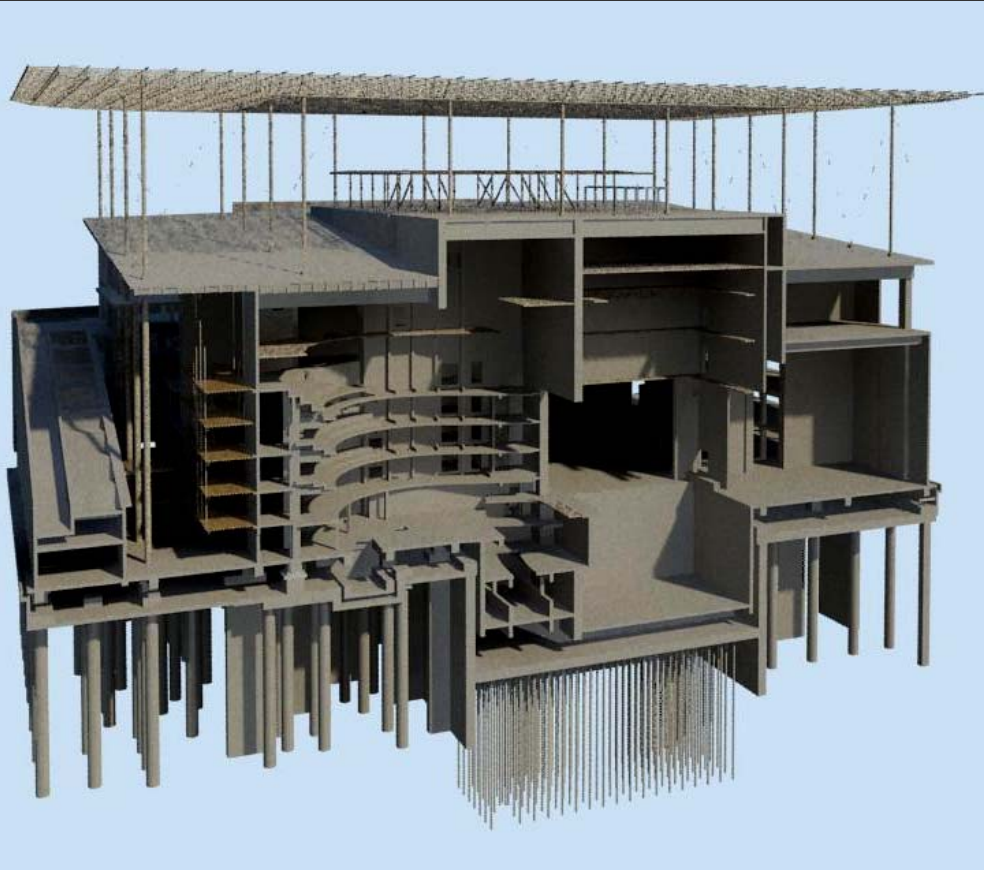


3.1 Περιγραφή Κτιρίων



3.1 Περιγραφή Κτιρίων

Λυρική Σκηνή



Η Λυρική Σκηνή είναι το μεγαλύτερο από τα κτίρια.

Είναι κτίριο από Ω/Σ και φιλοξενεί την Κεντρική Σκηνή και δευτερεύουσες αίθουσες εκδηλώσεων.

Για δομικούς και ακουστικούς λόγους, δεν είναι επιθυμητή η κατασκευή σεισμικών αρμών.

3.1 Περιγραφή Κτιρίων

Εθνική Βιβλιοθήκη



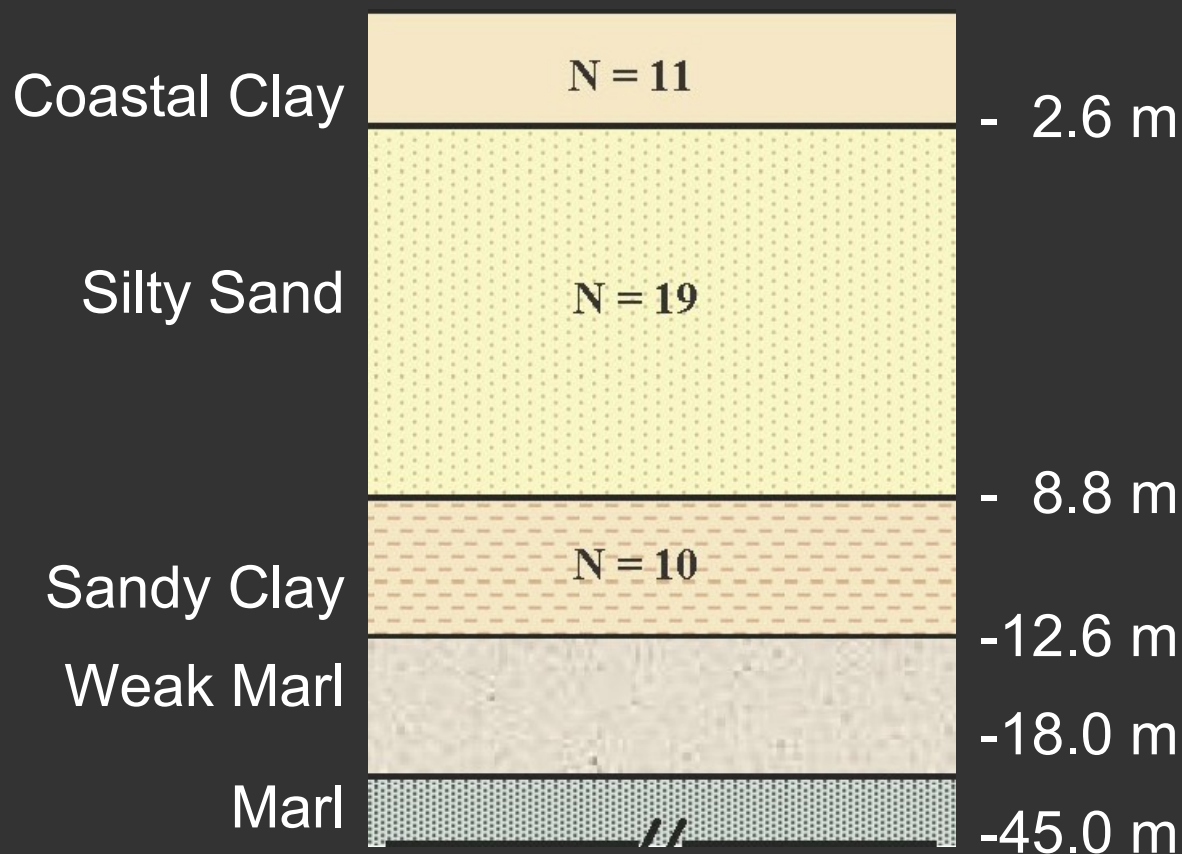
Η Βιβλιοθήκη είναι χτισμένη από Ω/Σ, με Φ.Ο. από υποστυλώματα, επίπεδες πλάκες και τοιχώματα. Το κτίριο έχει 3 ορόφους και κεκλιμένη “πράσινη” οροφή. Μια κιβωτοειδής δομή από Ω/Σ αποτελεί τον ‘πύργο των βιβλίων’, που είναι η καρδιά του κτιρίου.

πύργος των βιβλίων

3.1 Περιγραφή Κτιρίων

Θεμελιώσεις και Αλληλεπίδραση Εδάφους-Κατασκευής

Εκτεταμένη γεωτεχνική έρευνα έδειξε ότι οι συνθήκες εδάφους είναι ιδιαίτερα φτωχές. Το εδαφικό προφίλ είναι:



3.1 Περιγραφή Κτιρίων

Θεμελιώσεις και Αλληλεπίδραση Εδάφους-Κατασκευής

Ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται σε βάθος μόλις 2.50m.

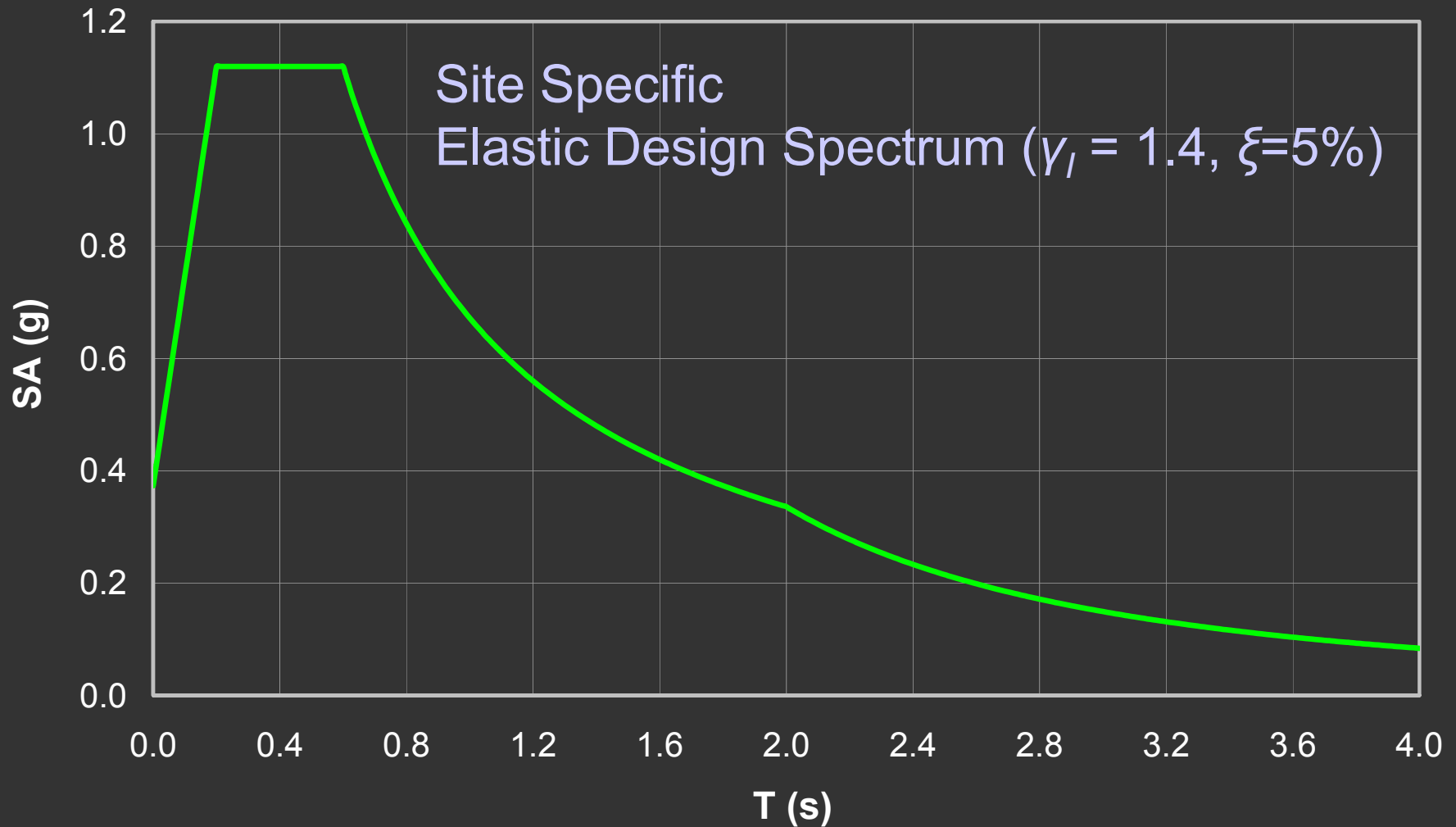
Πρόσθετες δοκιμές έδειξαν οριακά το έδαφος δεν είναι ρευστοποιήσιμο.

Η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων προσδιορίστηκε για κάθε εδαφική στρώση και κυμαίνεται από 160m/s στο στρώμα αργιλοιλύος μέχρι 500m/s στη μάργα.

Δεδομένων των εδαφικών συνθηκών κρίθηκε απαραίτητη η θεμελίωση με πασσάλους.

3.2 Αντισεισμικός σχεδιασμός

Απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς



3.2 Αντισεισμικός σχεδιασμός

Απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς

Ο στατικός σχεδιασμός έπρεπε να λάβει υπόψιν τις απαιτητικές αρχιτεκτονικές προδιαγραφές αλλά και σεισμική απαίτηση υψηλότερη από αυτήν που προδιαγράφει ο EC-8 (ο κανονισμός που εφαρμόστηκε).

SNFCC Οπερα & Βιβλιοθήκη		Συμβατικό κτίριο (Αθήνα)
$\alpha = 0.27$	$= 5 \times$	$\alpha = 0.16$
$\gamma_1 = 1.4$		$\gamma_1 = 1.0$
$q = 1.5$		$q = 3.5$

*5 φορές μεγαλύτερη σεισμική απαίτηση στη βάση
(σε όρους φασματικών επιταχύνσεων)*

3.2 Αντισεισμικός σχεδιασμός

Απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς

Για την ικανοποίηση των αρχιτεκτονικών απαιτήσεων σε συνδυασμό με τις αυξημένες σεισμικές προδιαγραφές αποφασίστηκε η τοποθέτηση σεισμικής μόνωσης. Έτσι κατά τον σεισμό σχεδιασμού επιτυγχάνεται:

- α. Απελευθέρωση του αρχιτεκτονικού σχεδιασμού
- β. Ελαχιστοποίηση της πιθανότητας βλάβης των δομικών στοιχείων του κτιρίου.
- γ. Προστασία του περιεχομένου του κτιρίου και απρόσκοπτη συνέχεια της λειτουργίας του μετά από σεισμό.
- δ. Σημαντική μείωση των φορτίων της θεμελίωσης.

3.2 Αντισεισμικός σχεδιασμός

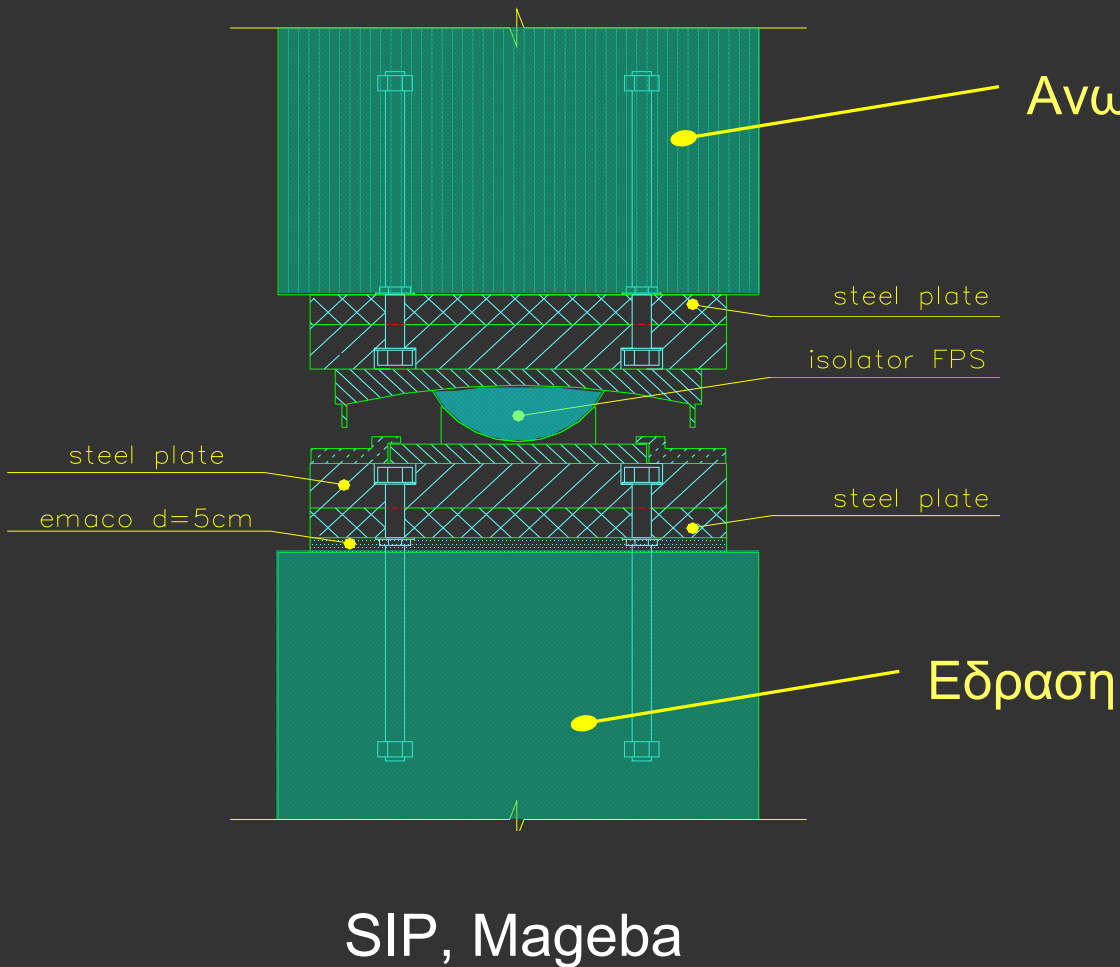
Απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς

Εξειδικεύοντας για τα συγκεκριμένα κτίρια, η σεισμική μόνωση επιτρέπει:

- α. σημαντικά χαμηλότερη σεισμική επιτάχυνση για το σχεδιασμό αρχιτεκτονικών δευτερευόντων στοιχείων
- β. γυάλινη πρόσοψη για την Όπερα και τη Βιβλιοθήκη
- γ. μειωμένες μετακινήσεις ορόφων
- δ. μειωμένες επιταχύνσεις ορόφων, αυξημένη προστασία για τον ευαίσθητο Η/Μ εξοπλισμό της Όπερας και τα αντικείμενα που στεγάζονται στη Βιβλιοθήκη
- ε. μειωμένες διαστάσεις και αριθμό δομικών στοιχείων καθιστώντας έτσι τα κτίρια πιο κομψά

3.2 Αντισεισμικός σχεδιασμός

Επιλογή συστήματος μόνωσης



Μετά από διεξοδική διερεύνηση, επιλέχθηκε η χρήση εφεδράνων τριβής ολίσθησης που έχουν σημαντική διάρκεια ζωής, ενώ παράλληλα είναι κατάλληλα για έργα όπου το κινητό φορτίο είναι μεγάλο μέρος του συνολικού φορτίου.

3.2 Αντισεισμικός σχεδιασμός

Τοποθέτηση συστήματος μόνωσης

Η σεισμική μόνωση τοποθετείται σε ένα επίπεδο που βρίσκεται κάτω από την πλάκα δαπέδου ισογείου η οποία λειτουργεί ως διάφραγμα.

Συνολικά τοποθετούνται 172 και 151 εφέδρανα για τα κτίρια της Λυρικής και της Βιβλιοθήκης αντίστοιχα.

Τα εφέδρανα τοποθετούνται σε ανεστραμμένη διάταξη.

3.2 Αντισεισμικός σχεδιασμός

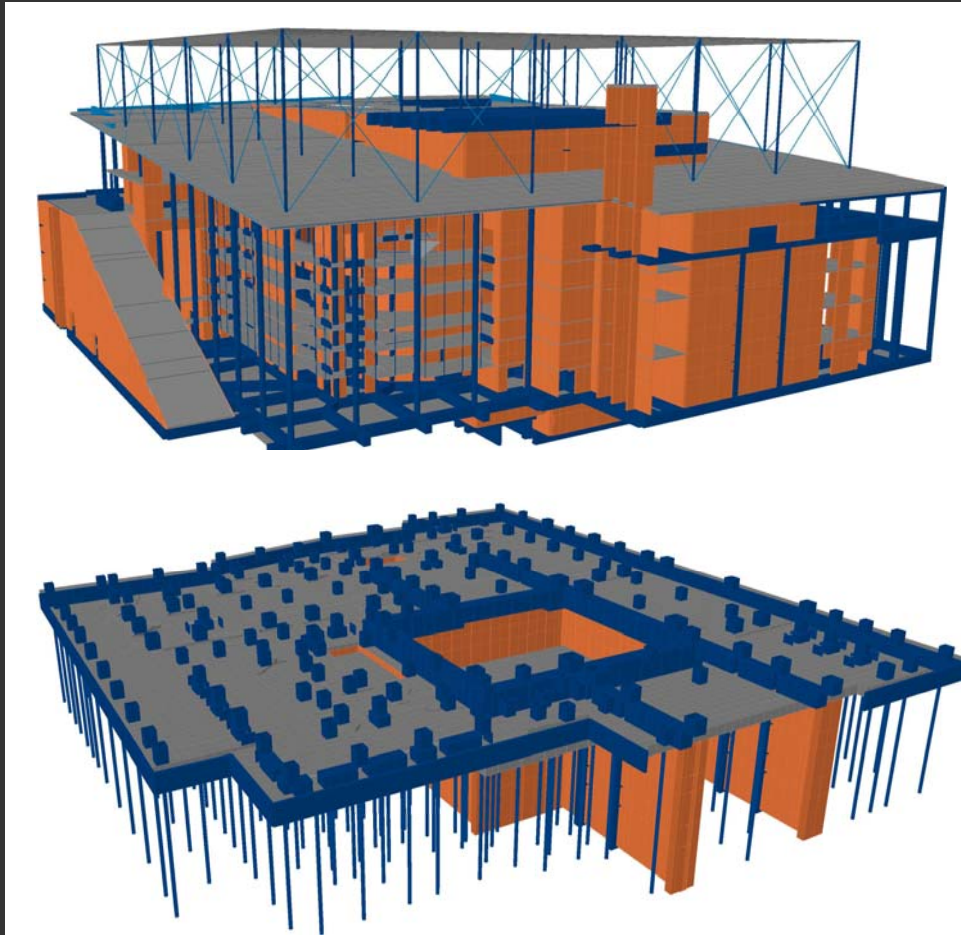
Τοποθέτηση συστήματος μόνωσης → Σεισμικοί αρμοί



Σεισμικοί αρμοί διατρέχουν την περίμετρο των κτιρίων ώστε να διασφαλίζεται η ελεύθερη μετακίνηση της ανωδομής.

3.2 Αντισεισμικός σχεδιασμός

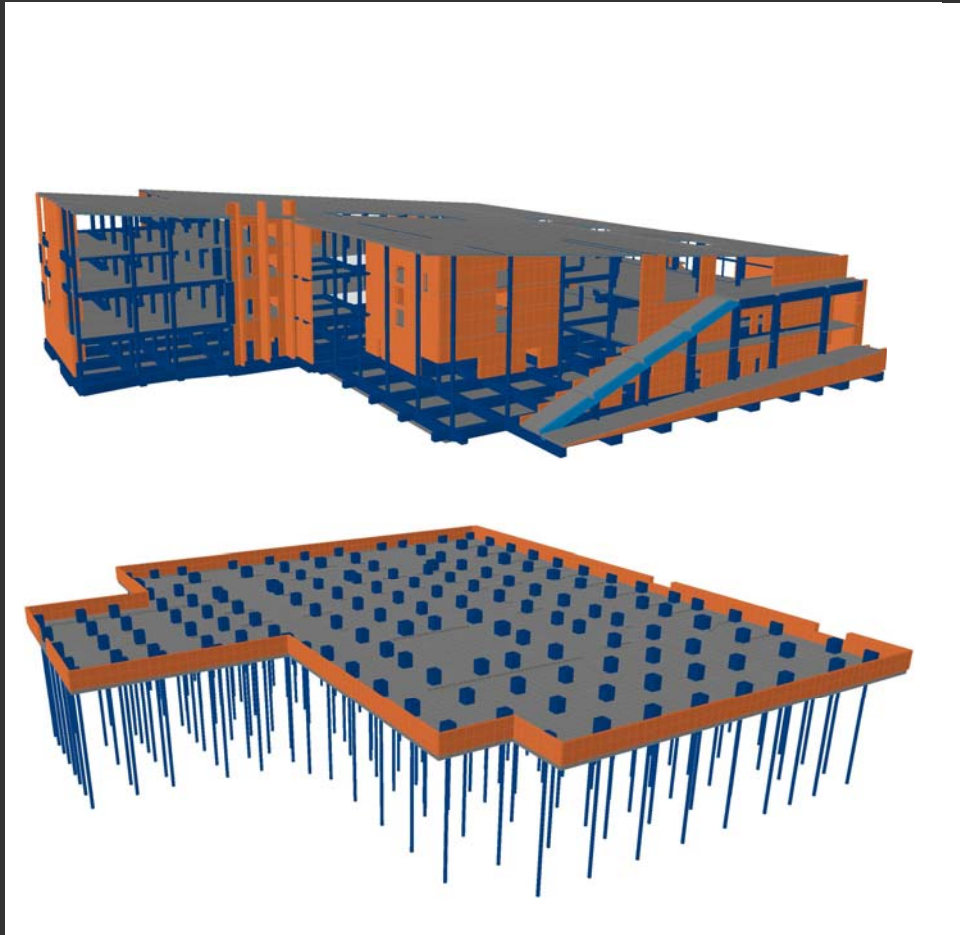
Προσομοίωμα → Λυρική Σκηνή



Για την ανωδομή και τη θεμελίωση δημιουργούνται δύο ξεχωριστά προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων με χρήση του προγράμματος ETABS.

3.2 Αντισεισμικός σχεδιασμός

Προσομοίωμα → Βιβλιοθήκη



Για την ανωδομή και τη θεμελίωση δημιουργούνται δύο ξεχωριστά προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων με χρήση του προγράμματος ETABS.

3.2 Αντισεισμικός σχεδιασμός

Προσομοίωμα → Συνθήκες στήριξης

Το προσομοίωμα της ανωδομής 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 χρησιμοποιούνται στοιχεία με γραμμικές ή μη γραμμικές ιδιότητες ανάλογα με τον τύπο της ανάλυσης.

3.3 Αναλύσεις

Σειρά αναλύσεων

- Προκαταρκτικές αναλύσεις με ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα
- Αναλύσεις με τη δυναμική φασματική μέθοδο
- Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες

3.3 Αναλύσεις

Ανάλυση με ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

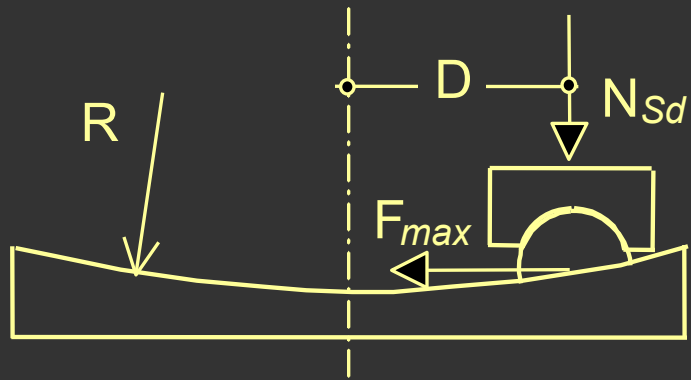
Το κτίριο μπορεί να προσομοιωθεί με μονοβάθμιο σύστημα μάζας m , που εδράζεται σε εφέδρανο ολίσθησης.

Τα βασικά χαρακτηριστικά του εφεδράνου είναι η ακτίνα καμπυλότητας, R , της κοίλης επιφάνειας ολίσθησης και ο συντελεστής τριβής, μ .

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

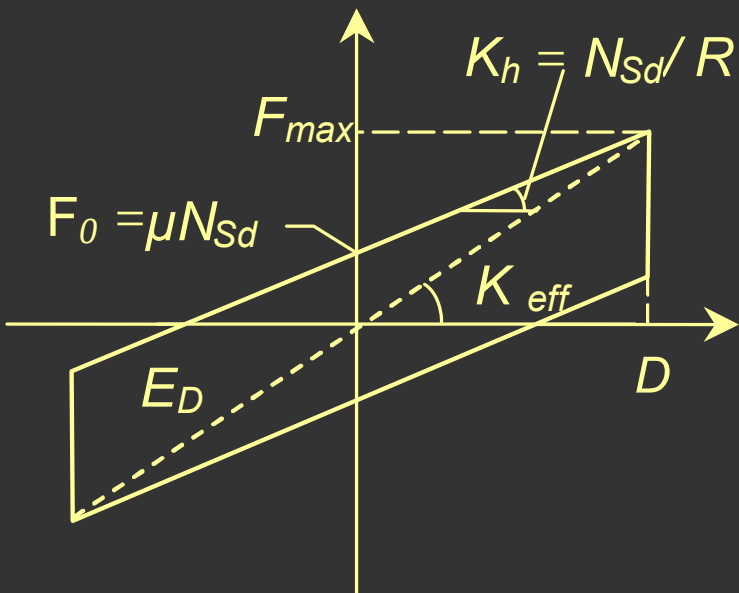
3.3 Αναλύσεις

Ανάλυση με ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα



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

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



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

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

3.3 Αναλύσεις

Ανάλυση με ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα- Παράμετροι

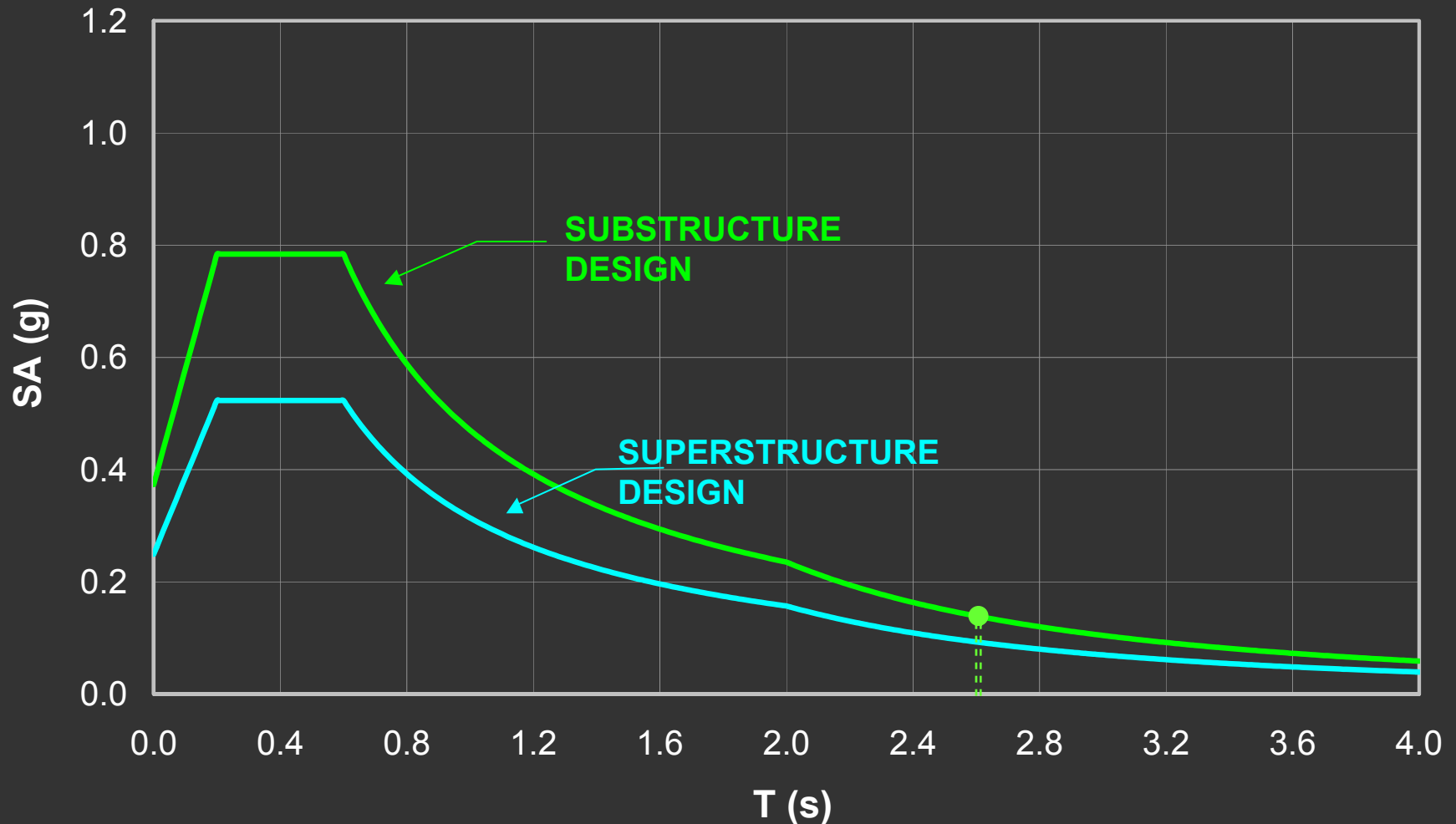
Για το σχεδιασμό χρησιμοποιούνται οι διατάξεις του EC8.

Ακολουθώντας τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού η ανωδομή και το υπόγειο του κάθε κτιρίου αναλύονται για το σεισμό σχεδιασμού αλλά χρησιμοποιώντας διαφορετικό συντελεστή συμπεριφοράς. Για το σύστημα μόνωσης οι παραμορφώσεις ελέγχονται χρησιμοποιώντας συντελεστή μεγέθυνσης $\gamma_x=1.5$

	α	γ	q	n
Ανωδομή	0.27	1.4	1.5	0.7
Υπόγειο	0.27	1.4	1.0	0.7
Σεισμική Μόνωση	0.40	1.4	1.0	0.7

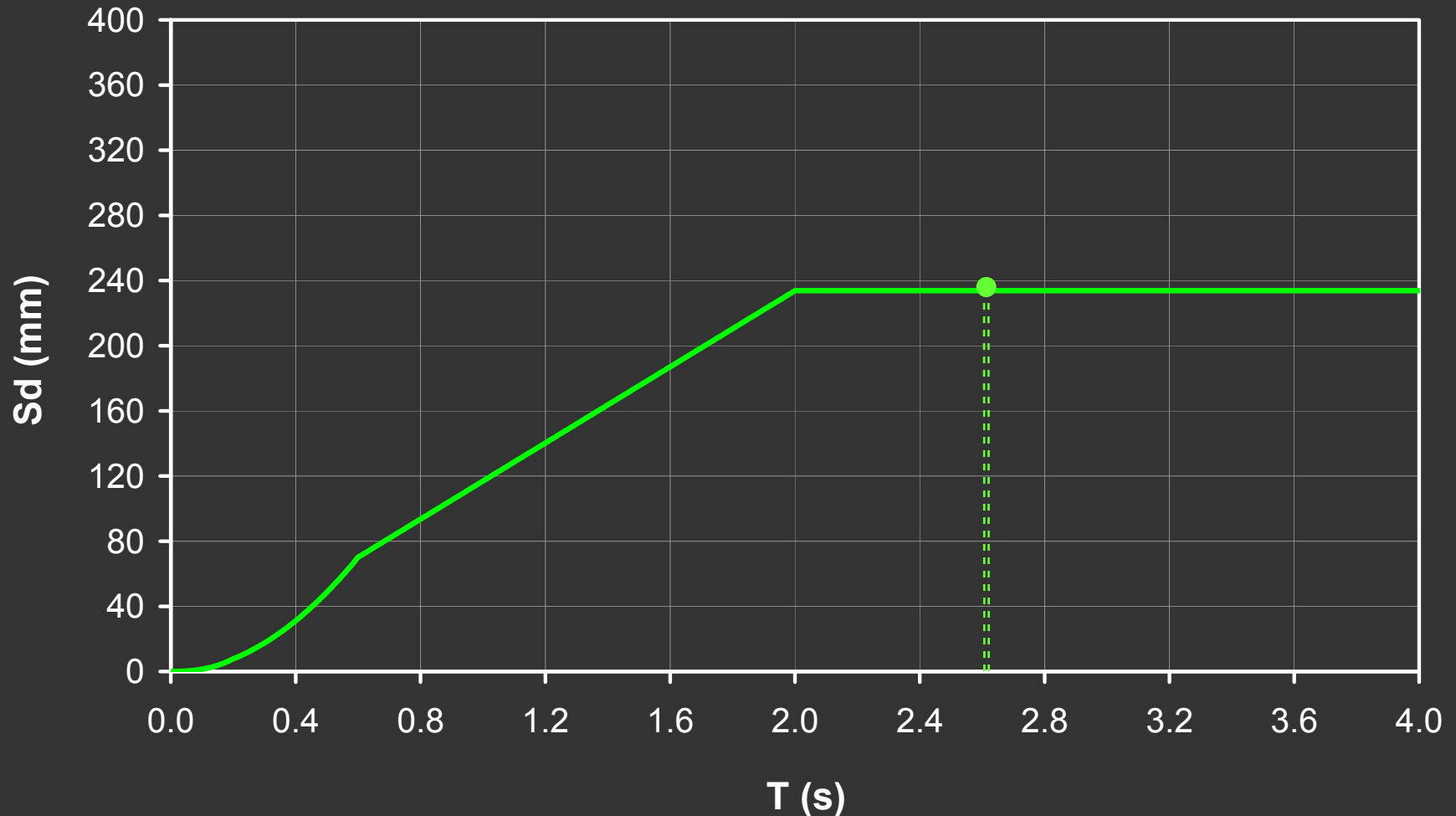
3.3 Αναλύσεις

Ανάλυση με ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα
Φάσματα Επιταχύνσεων



3.3 Αναλύσεις

Ανάλυση με ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα
Φάσματα Μετακινήσεων



3.3 Αναλύσεις

Ανάλυση με ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα
Επιλογή ιδιοπεριόδων

Εάν επιλεγεί η τιμή του 2.59s για τη θεμελιώδη περίοδο της κάθε κατασκευής αυτή αντιστοιχεί σε επιτάχυνση σχεδιασμού του 0.093g και τότε η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση στην κατεύθυνση X ή Y είναι: $D_x=D_y=234 \text{ mm}$.

Από την επαλληλία των δύο οριζοντίων διευθύνσεων με τον κανόνα του $D=D_x+0.30D_y$ προκύπτει μετατόπιση: 244 mm και χρησιμοποιώντας το συντελεστή μεγέθυνσης βρίσκουμε $\Delta = \gamma_x D = 366 \text{ mm}$

3.3 Αναλύσεις

Ανάλυση με ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα - Απόσβεση

Ο συντελεστής απόσβεση, ξ , υπολογίζεται:

$$\xi = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\sum E_M}{K_M D_M^2} \right] \quad \text{όπου} \quad E_M = 4\mu N_{sd} D_M$$

που δίνει:

$$\xi = \frac{2}{\pi} \frac{\mu}{D/R + \mu}$$

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης τότε είναι:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}$$

3.3 Αναλύσεις

Ανάλυση με ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα - Απόσβεση

Για το συντελεστή τριβής, μ , επιλέγεται μία μέση τιμή 0.05.

Σύμφωνα με το EN 15129, δύο ομάδες χαρακτηριστικών για τους μονωτήρες πρέπει να ληφθούν υπόψιν:

(α) Άνω τιμές (UBDP)

(β) Κάτω τιμές (LBDP)

Για μία μέση τιμή 0.05 του συντελεστή τριβής ένα διάστημα τιμών μεταξύ 0.035 και 0.065 πρέπει να συνυπολογιστεί.

Αυτό σημαίνει ότι αντίστοιχα πρέπει να γίνουν μη γραμμικές αναλύσεις σε δύο προσομοιώματα για τον έλεγχο του συστήματος μόνωσης: ένα με την υψηλή τιμή της τριβής (UBDP) που είναι κρίσιμο για τις αντιδράσεις και ένα με τη χαμηλή τιμή της τριβής (LBDP) που είναι κρίσιμο για τις μετακινήσεις.

3.3 Αναλύσεις

Ανάλυση με ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα
Ιδιότητες εφεδράνων

ISOLATOR PROPERTIES	LBDP	MEAN	UBDP
D (mm)	234	234	234
μ	0.035	0.050	0.065
R (mm)	3102	3102	3102
T_{eff} (s)	2.92	2.74	2.59
ξ	0.202	0.254	0.295
n	0.630	0.574	0.539

3.3 Αναλύσεις

Αναλύσεις με τη δυναμική φασματική μέθοδο

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 υπάρχει τοπική ανύψωση.
- δ. Να γίνει η διαστασιολόγηση του Φ.Ο.

3.3 Αναλύσεις

Αναλύσεις με τη δυναμική φασματική μέθοδο

Από τη δυναμική ανάλυση του προσομοιώματος για το σεισμό σχεδιασμού και το μέγιστο αναμενόμενο σεισμό προέκυψαν οι ιδιομορφές του κτιρίου.

Σε κάθε οριζόντια διεύθυνση προέκυψε μία καθαρά μεταφορική ιδιομορφή ενώ στην κατακόρυφη διεύθυνση απαιτήθηκε σημαντικός αριθμός ιδιομορφών.

Component	Period (s) OPERA	Period (s) LIBRARY	Participation factor
X	2.61	2.59	100%
Y	2.61	2.59	100%
Z	0.05-0.35	0.05-0.25	Sum 100%

3.3 Αναλύσεις

Αναλύσεις με τη δυναμική φασματική μέθοδο

Μετακινήσεις

Σχεδιασμός κτιρίων

Μετακίνηση στη Χ ή στην Υ διεύθυνση 235 mm

Μετά την επαλληλία προκύπτει μετακίνηση 245 mm

Σχεδιασμός συστήματος μόνωσης

Χρησιμοποιώντας το συντελεστή μεγέθυνσης $\gamma_x=1.5$

προκύπτει μετακίνηση 368 mm

3.3 Αναλύσεις

Αναλύσεις με τη δυναμική φασματική μέθοδο

- α. Οι ιδιοπερίοδοι από τη δυναμική φασματική ανάλυση του πολυβαθμίου προσομοιώματος ταυτίζονται με αυτές του αρχικού σχεδιασμού. Αυτό δείχνει ότι τα κτίρια είναι ιδιαίτερα άκαμπτα και άρα η προσέγγισή τους με μονοβάθμιο σύστημα κρίνεται επιτυχής.
- β. Οι μετακινήσεις που υπολογίστηκαν ταυτίζονται με τις προβλεπόμενες από το μονοβάθμιο σύστημα.
- γ. Δεν εμφανίζεται ανύψωση σε εφέδρανο.

3.3 Αναλύσεις

Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες

Για την επαλήθευση του σχεδιασμού γίνονται μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις.

Για την εφαρμογή τους σύμφωνα με τον εφαρμοζόμενο κανονισμό, επιλέγονται τρία ζεύγη οριζοντίων συνιστωσών χρονοϊστορίας από διαφορετικές εδαφικές κινήσεις (σεισμούς) με την αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα.

Όπως αναφέρθηκε, δύο προσομοιώματα πρέπει να ληφθούν υπόψιν: ένα με την υψηλή τιμή της τριβής, 0.065, (UBDP) που είναι κρίσιμο για τις αντιδράσεις και ένα για τη χαμηλή τιμή της τριβής, 0.035, (LBDP) που είναι κρίσιμο για τις μετακινήσεις. Αρα για κάθε κτίριο διεξάγονται δύο σειρές αναλύσεων.

3.3 Αναλύσεις

Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες

Τα επιταχυνσιογραφήματα επιλέγονται λαμβάνοντας υπόψιν τις εδαφικές συνθήκες, την απόσταση από το ρήγμα και το μέγεθος του σεισμού. Έτσι επιλέγονται:

Gilroy # 1 (1989, M6.9 Loma Prieta EQ)

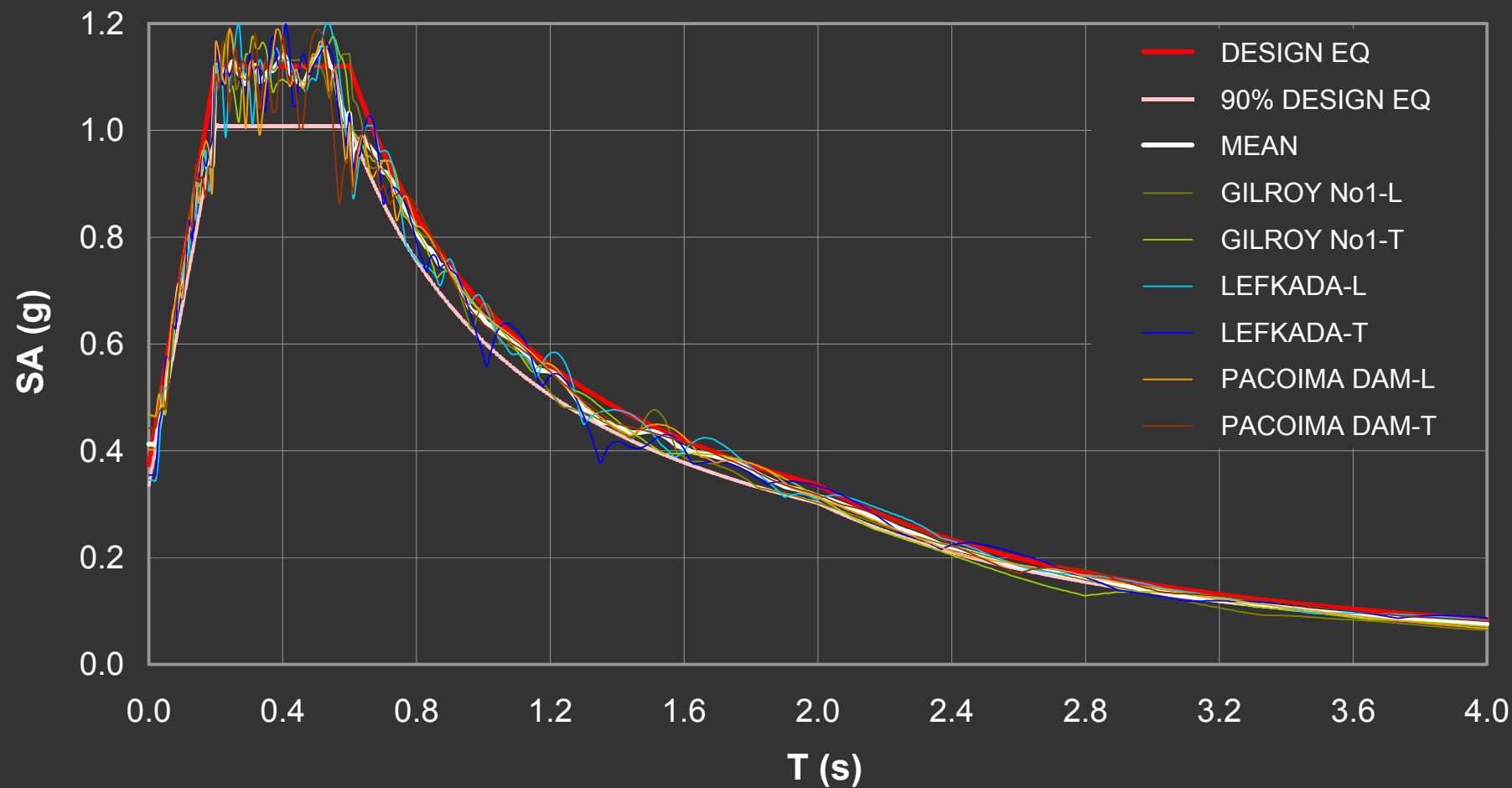
Pacoima Dam (1971 San Fernando EQ)

Lefkada (Lefkada, Greece Aug 14, 2003)

Τα επιταχυνσιογραφήματα τροποποιούνται κατάλληλα ώστε να είναι συμβατά με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού ($\xi=5\%$).

3.3 Αναλύσεις

Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες



3.3 Αναλύσεις

Μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοϊστορίες

Τα αποτελέσματα από τα προσομοιώματα LBDP, κρίσιμα για τις μετακινήσεις, δίνουν μέγιστες τιμές μετακίνησης 225mm για τη Λυρική και 220mm για τη Βιβλιοθήκη οι οποίες, αφού εφαρμοστεί ο συντελεστής μεγέθυνσης, $\gamma_x=1.5$, δίνουν 338mm και 330mm αντίστοιχα. Αυτές οι τιμές είναι μικρότερες από αυτές των φασματικών αναλύσεων.

Τα αποτελέσματα από τα προσομοιώματα UBDP, κρίσιμα για τις αντιδράσεις, δείχνουν ότι δεν προκύπτει ανύψωση εφεδράνου.

4. Συμπεράσματα

Και για τα δύο έργα προκύπτει ότι:

- α. Από την απλούστερη προσέγγιση (μονοβάθμιο σύστημα) ως την πιο πολύπλοκη (μη γραμμική ανάλυση με χρονοϊστορίες) τα αποτελέσματα (ιδιοπερίοδοι, μετακινήσεις) συγκλίνουν.
- β. Αν τα κτίρια είχαν σχεδιαστεί χωρίς σεισμική μόνωση θα προέκυπταν απαγορευτικές τιμές ανηγμένων μετατοπίσεων ορόφων αλλά και το δομικό σύστημα δε θα ήταν τόσο κομψό όσο απαιτεί η αρχιτεκτονική λύση.
- γ. Η ενσωμάτωση του συστήματος μόνωσης οδηγεί σε σημαντικά χαμηλότερη επιτάχυνση σχεδιασμού. Ένα συμβατικό κτίριο θα πρέπει να σχεδιαστεί για μια επιτάχυνση 4-5 φορές μεγαλύτερη. Αντίστοιχα το περιεχόμενο των κτιρίων θα αντιμετώπιζε σημαντικά μεγαλύτερες επιταχύνσεις.

Βιβλιογραφία

Η παρουσίαση αυτή βασίστηκε στα παρακάτω άρθρα:

C. Giarlelis, J. Keen, E. Lamprinou, V. Martin, G. Poullos, “*Dynamic behavior of the Seismically Isolated Stavros Niarchos Foundation Cultural Center (SNFCC) in Athens*”, 14th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures, San Diego, CA, 2015.

C. Kostikas, M. Dalakiouridou, C. Giarlelis, E. Lamprinou, “The Onassis House of Letters and Arts, Greece: A Design Overview”, Structural Engineering International, Vol 20 #1, pp.58-61, Feb 2010

C. Giarlelis, C. Kostikas, E. Lamprinou, M. Dalakiouridou, “*Dynamic behavior of a seismic isolated structure in Greece*”, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.

Χ. Γαρλέλης, Χ. Κωστίκας, Ε. Λαμπρινού, Μ. Δαλακιουρίδου, “*Ωνάσιος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών: Δυναμική Συμπεριφορά Σεισμικά Μονωμένου Κτιρίου*”, 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Αθήνα, 2008.

Χ. Κωστίκας, Μ. Δαλακιουρίδου, Χ. Γαρλέλης, Ε. Λαμπρινού, “*Ωνάσιος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών: Εφαρμογή Σεισμικής Μόνωσης*”, 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, Αθήνα, 2008.

All papers can be downloaded from www.equidas.com