

ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΗΡΙΩΝ ΚΑΙ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΑΓΩΝΙΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΕΚΚΡΕΜΟΥΣ ΤΡΙΒΗΣ ΣΕ ΣΧΕΣΗ ΜΕ ΆΛΛΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ

ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ ΓΡΗΓΟΡΙΟΥ, ΝΙΚΟΛΑΟΣ ΜΕΖΕΣ

Περίληψη

Η σεισμική μόνωση ως τεχνική ενίσχυσης κτηρίων και η σύγκριση του συστήματος του εκκρεμούς τριβής με άλλα διαδεδομένα συστήματα είναι το θέμα της εργασίας αυτής. Στην εισαγωγή αναφέρονται οι πιο συνηθισμένες περιπτώσεις στις οποίες η σεισμική μόνωση είναι η ενδεικνυόμενη μέθοδος ενίσχυσης και γίνεται μια σύντομη ιστορική αναδρομή. Ακολουθεί η ανάπτυξη του αναγκαίου θεωρητικού υποβάθρου και στη συνέχεια παρουσιάζονται τα ενδιαφέροντα μηχανικά χαρακτηριστικά των πλέον διαδεδομένων συστημάτων (ελαστομεταλλικά εφέδρανα, εφέδρανα τύπου εκκρεμούς τριβής). Η παρουσίαση γίνεται κυρίως μέσα από αποτελέσματα πειραματικών δοκιμών. Στην συνέχεια αναπτύσσεται μια γενικότερη θεώρηση των προβλημάτων που σχετίζονται με τη σεισμική μόνωση. Επιπλέον, παρουσιάζονται δυο περιπτώσεις εφαρμογής του συστήματος εκκρεμούς τριβής με έμφαση στις παραμέτρους που οδήγησαν στην πρόκριση του συστήματος αυτού έναντι των άλλων και στις κατασκευαστικές πρακτικές που εφαρμόστηκαν.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η σεισμική μόνωση ως τεχνική ενίσχυσης των κτηρίων παρουσιάζει μία ιδιαιτερότητα. Αντί να επεμβαίνει στα δομικά στοιχεία της κατασκευής με στόχο την αύξηση του ποσού ενέργειας που αυτά μπορούν να δεχθούν με ασφάλεια, περιορίζει το ποσό της ενέργειας που μπορεί να εισαχθεί στην κατασκευή από μια δεδομένη διέγερση. Λόγω αυτής της ιδιαιτερότητας η σεισμική μόνωση, μέθοδος όχι ευρέως εφαρμοζόμενη λόγω του σχετικά υψηλού της κόστους, εμφανίζεται ιδιαίτερα πλεονεκτική έναντι των άλλων μεθόδων σε τέσσερις κυρίως περιπτώσεις: α) Στην περίπτωση κτηρίων μεγάλης ιστορικής και καλλιτεχνικής αξίας στον αρχιτεκτονικό ιστό των οποίων, οποιαδήποτε σημαντική επέμβαση θα αλλοίωνε ουσιαστικά το χαρακτήρα τους και θα μείωνε την αξία τους. β) Στην περίπτωση κτηρίων των οποίων τα περιεχόμενα ή τα μη φέροντα αρχιτεκτονικά στοιχεία (π.χ γλυπτός και ζωγραφικός διάκοσμος) είναι πιο πολύτιμα και πιο ευαίσθητα στις επιταχύνσεις απ' ότι ο ίδιος ο φέρων οργανισμός. (μουσεία, δημόσια μέγαρα, κρίσιμα υπολογιστικά κέντρα). γ) Στην περίπτωση κατασκευών για τις οποίες απαιτείται υψηλό επίπεδο λειτουργικότητας ακόμα και μετά από ένα πολύ ισχυρό σεισμό (νοσοκομεία, πυροσβεστικές εγκαταστάσεις, εγκαταστάσεις τηλεπικοινωνιών, δεξαμενές καυσίμων κοκ). δ) Στη περίπτωση που αντιμετωπίζονται ιδιαίτερα προβλήματα με τη θεμελίωση και επιθυμούμε να μειώσουμε τις δυνάμεις που θα ασκηθούν σε αυτή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Σε κάθε περίπτωση, όμως, τα τεχνικά προβλήματα που ανακύπτουν κατά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης σε υπάρχοντα κτήρια είναι πολλά. Κάποια από αυτά θα επιχειρήσουμε να προσεγγίσουμε σε αυτή την εργασία με τη βοήθεια παραδειγμάτων από εφαρμογές.

Παρόλο που η ιδέα της σεισμικής μόνωσης φαίνεται αρκετά απλή χρειάστηκε περίπου ένας αιώνας για να ωριμάσει τόσο θεωρητικά όσο και τεχνολογικά. Έχει ιστορικό ενδιαφέρον να παρουσιάσουμε συνοπτικά την εξέλιξη της [14]*:

-Τέλη 19^{ου} αιώνα εμφανίζονται οι πρώτες σκέψεις για την αντισεισμική προστασία κτηρίων με χρήση ειδικών διατάξεων. Η πρώτη σχετική πρόταση φαίνεται ότι διατυπώθηκε το 1891

* Οι αριθμοί στις αγκύλες παραπέμπουν στις αντίστοιχες αναφορές.

στην Ιαπωνία και προέβλεπε τη στήριξη ενός κτηρίου σε δύο επάλληλες στρώσεις κορμών κάθετα τοποθετημένων μεταξύ τους ώστε να επιτρέπεται η κύλιση του κτηρίου σε δύο διευθύνσεις.

-**Αρχές 20^{ου} αιώνα** παρουσιάστηκαν πολλές παραλλαγές της ιδέας της απομόνωσης οι οποίες εστιάζονταν κυρίως στη διαμόρφωση ενός απλού επιπέδου κύλισης ή ολίσθησης μεταξύ θεμελίωσης και ανοδομής με τοποθέτηση σκληρών σφαιρών, σκόνης ορυκτού μαγνησίου και άλλα παρόμοια. Καμία από τις παραπάνω ιδέες δεν υλοποιήθηκε.

-**Το 1928 στην Ιαπωνία** πραγματοποιήθηκε η πρώτη εφαρμογή η οποία περιελάμβανε την τοποθέτηση κατακόρυφων σφαιρικών στηρίξεων κινούμενων σε μεταλλικούς οδηγούς

-**Αρχές της δεκαετίας 1960 στην Ευρώπη** απομονώθηκαν κτήρια με χρήση ελαστικών σφαιρών. Το κύριο πρόβλημα στη σύλληψη αυτών των διατάξεων ήταν ότι δεν εξασφάλιζαν καμία δύναμη επαναφοράς στην κατασκευή ώστε να περιορίζονται οι μετακινήσεις σε ανεκτά μεγέθη. Επιπλέον η παρεχόμενη απόσβεση ήταν μάλλον ανεπαρκής ενώ σε κάποιες περιπτώσεις η αρχικές δυνάμεις τριβής που έπρεπε να υπερνικηθούν για να ενεργοποιηθεί η διάταξη ήταν πολύ μεγάλες.

-**Το 1969 στα Σκόπια** εφαρμόζονται ελαστικά εφέδρανα σε τριώροφο σχολείο ενώ

-**Στις αρχές της δεκαετίας 1970** εμφανίζονται τα σύγχρονα ελαστομεταλλικά εφέδρανα τα οποία προσφέρουν και απόσβεση με τρόπους που θα αναπτυχθούν πιο κάτω.

-**Τη δεκαετία του 1980** εφαρμόστηκε η σεισμική μόνωση σε κτήρια και στις Ηνωμένες Πολιτείες.

-**Το 1985** αναπτύσσεται το εκκρεμές τριβής το οποίο αποτελεί τον κυριότερο εκπρόσωπο μιας νέας γενιάς συστημάτων ολίσθησης τα οποία εξασφαλίζουν και δύναμη επαναφοράς.

2. ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ

Η τεχνική της σεισμικής μόνωσης περιλαμβάνει την εγκατάσταση στο κτήριο ειδικών διατάξεων οι οποίες μεταβάλλοντας ριζικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής εξασφαλίζουν την ευνοϊκότερη απόκρισή της κατά τις αναμενόμενες δυναμικές διεγέρσεις. Η ευνοϊκή αυτή απόκριση είναι το αποτέλεσμα της επίτευξης τριών πιο άμεσων στόχων:

α) Να προσδώσουμε στην κατασκευή μια συγκεκριμένη επιθυμητή ιδιομορφή με όσο το δυνατό μεγαλύτερο συντελεστή συμμετοχής Γ . Ας υπενθυμίσουμε ορισμένες χρήσιμες εξισώσεις. Η απόκριση της κατασκευής (σε μία διεύθυνση) εκφράζεται ως επαλληλία των ιδιομορφών.

$$\bar{u}(t) = \sum_{j=1}^n Y_j(t) \bar{F}_j \quad [a]$$

όπου $\bar{u}(t)$ είναι το διάνυσμα των μετακινήσεων των κόμβων σε σχέση με το έδαφος, n ο αριθμός των βαθμών ελευθερίας του συστήματος, \bar{F}_j τα διανύσματα των ιδιομορφών και $Y_j(t)$ προσδιορισταίες συναρτήσεις του χρόνου. Αυτές, με χρήση των ιδιοτήτων των ιδιομορφών, αποδεικνύεται ότι προκύπτουν από τη λύση της διαφορικής εξίσωσης:

$$\ddot{Y}_j + 2x_j w_j \dot{Y}_j + w_j^2 Y_j = -\Gamma_j \ddot{u}_g(t) \quad [b]$$

όπου x_j το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης για την ιδιομορφή j , w_j η κυκλική ιδιοσυχνότητα που αντιστοιχεί στη ιδιομορφή j και

$$\Gamma_j = \frac{\bar{F}_j^T M \bar{e}}{\bar{F}_j^T M \bar{F}_j} \quad [c]$$

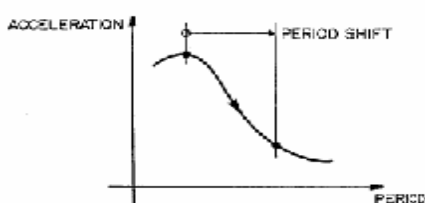
όπου M το μητρώο μάζας και \bar{e} το μοναδιαίο διάνυσμα.

Όταν εφαρμόζεται σεισμική μόνωση μια από τις βασικές επιδιώξεις είναι η προστασία των μη φερόντων στοιχείων με μείωση της σχετικής μετακίνησης των ορόφων. Επομένως επιθυμητή ιδιομορφή θεωρείται αυτή κατά την οποία το μεγαλύτερο μέρος της μετακίνησης στην κορυφή εμφανίζεται ως σχετική μετακίνηση δύο τμημάτων της κατασκευής σε κάποιο επίπεδο μόνωσης, ενώ η κίνηση του άνω τμήματος είναι σε μεγάλο βαθμό αυτή του άκαμπτου σώματος. Η σχετική μετακίνηση στο επίπεδο μόνωσης παραλαμβάνεται με παραμορφώσεις ή ολίσθηση στις συσκευές μόνωσης οι οποίες είναι ειδικά σχεδιασμένες για το σκοπό αυτό. Αποδεικνύεται ότι όσο μικρότερη είναι η δυσστησία των στοιχείων μόνωσης σε σχέση με τη συνολική δυσπαραμορφωσιμότητα της κατασκευής τόσο ο συντελεστής Γ για την πρώτη ιδιομορφή τείνει στη μονάδα. Στη περίπτωση αυτή η κίνηση του άνω τμήματος μπορεί να περιγραφεί σε μεγάλο βαθμό από μοντέλο ενός βαθμού ελευθερίας.

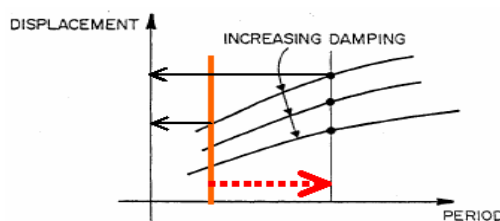
β) Η ιδιοσυχνότητα που αντιστοιχεί σε αυτή την ιδιομορφή να είναι επαρκώς απομακρυσμένη από τις κυρίαρχες ιδιοσυχνότητες της διέγερσης, έτσι ώστε, η επιτάχυνση απόκρισης, και κατά συνέπεια και οι αντίστοιχες ελαστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται επί της κατασκευής, να είναι αρκετά μικρές. Στο διάγραμμα 1 φαίνεται ένα τυπικό φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων (επιταχύνσεων που αντιστοιχούν σε ελαστικές δυνάμεις). Είναι φανερό ότι επιλέγοντας μια μεγάλη ιδιοπερίοδο δηλαδή, μια μικρή δυσστησία των στοιχείων τις μόνωσης μειώνεται δραστικά το μέγεθος των ελαστικών δυνάμεων. Υπενθυμίζεται ότι σε ένα μονοβάθμιο ταλαντωτή η ιδιοπερίοδος συνδέεται με τη δυσπαραμορφωσιμότητα μέσω της απλής σχέσης

$$T = 2p \sqrt{m/k}$$

[d]



διάγραμμα 1



διάγραμμα 2

γ) Ο τρίτος στόχος είναι απορρόφηση ενέργειας (απόσβεση) από στοιχεία σεισμικής μόνωσης ειδικά σχεδιασμένα για το σκοπό αυτό. Η απόσβεση είναι πολλαπλώς ευεργετική για την κατασκευή. Καταρχήν, τα φάσματα ψευδοεπιταχύνσεων για διάφορες τιμές του ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης δείχνουν ότι όσο αυτό αυξάνεται τόσο μειώνεται η μέγιστη ελαστική επιτάχυνση απόκρισης. Παρατηρώντας, εξάλλου, τα φάσματα μετακινήσεων (διάγραμμα 2) διαπιστώνουμε ότι η επιμήκυνση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής οδηγεί σε αύξηση των μετατοπίσεων, οι οποίες παίρνουν μεγάλες τιμές για μικρά ποσοστά κρίσιμης απόσβεσης. Για τον περιορισμό αυτών των μετακινήσεων ενδείκνυται η αύξηση της απόσβεσης πάντα, όμως, με μέτρο για τους λόγους που θα εξηγήσουμε παρακάτω.

3. ΤΥΠΟΙ ΔΙΑΤΑΞΕΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΑΥΤΩΝ

Γενικά, τρία είναι τα στοιχεία τα οποία αναμένει κάποιος να διαθέτει μια διάταξη σεισμικής μόνωσης : α) Να εξασφαλίζει κάποιου είδους αποσύνδεση των τμημάτων της κατασκευής (πάνω και κάτω από το επίπεδο μόνωσης). β) Να παρέχει κάποια δύναμη επαναφοράς και γ) Να προκαλεί κάποια απόσβεση. Κάθε μία από τις παραπάνω απαιτήσεις

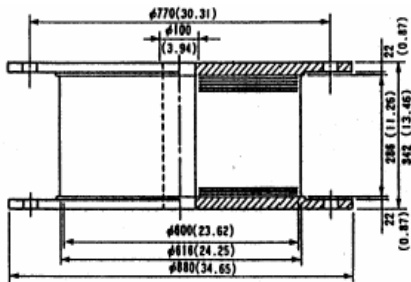
μπορεί να καλύπτεται από μια ξεχωριστή συσκευή, πρακτική που εφαρμόζεται κυρίως στην Ιαπωνία, αλλά είναι επίσης δυνατό, και μάλιστα αποτελεί την κυρίαρχη πρακτική σε Ευρώπη και Αμερική, μία συσκευή να παρέχει και τα τρία στοιχεία της σεισμικής μόνωσης. Οι δύο τύποι διατάξεων που κυρίως χρησιμοποιούνται σήμερα στην Αμερική και την Ευρώπη είναι α) τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα και β) εφέδρανα ολίσθησης.

3.1. Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα

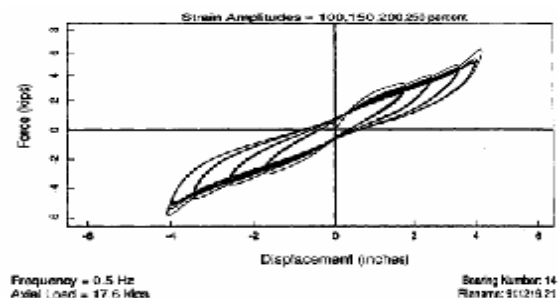
Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα αποτελούνται από επάλληλα στρώματα ελαστικού και χάλυβα. Οι στρώσεις του ελαστικού παρέχουν την οριζόντια (διατμητική) ευπαράμορφωσιμότητα ενώ τα χαλύβδινα φύλλα εμποδίζοντας την πλευρική διόγκωση του ελαστικού εξασφαλίζουν υψηλή κατακόρυφη δυστένεια. Η ευπαράμορφωσιμότητα ελέγχεται επιλέγοντας καταλλήλως το πάχος κάθε στρώσης ελαστικού και των αριθμό των στρώσεων. Οι περιορισμοί που τίθενται στις επιλογές μας είναι ότι με την αύξηση του αριθμού των στρώσεων και άρα και του ύψους του εφεδράνου δύναται να προκληθούν σοβαρά προβλήματα αστάθειας σε μεγάλες γωνιακές παραμορφώσεις, ενώ με την αύξηση του πάχους κάθε στρώσης μειώνεται η κατακόρυφη δυστένεια. Το τελευταίο δεν είναι κατ' ανάγκη ανεπιθύμητο. Η πρακτική αυτή εφαρμόζεται όταν θέλουμε να πετύχουμε σε κάποιο βαθμό και κατακόρυφη μόνωση, κυρίως σε κτήρια που στεγάζουν ευαίσθητες ηλεκτρονικές συσκευές.

Για την εξασφάλιση και κάποιας απορρόφησης ενέργειας δύο εναλλακτικές πρακτικές εφαρμόζονται κυρίως:

α) Χρήση ελαστομερούς υψηλής απόσβεσης (σχ. 1). Στα ελαστομερή υψηλής απόσβεσης η απορρόφηση ενέργειας οφείλεται στην κατάλληλη χημική σύνθεση του υλικού. Η απόσβεση που επιτυγχάνεται κυμαίνεται μεταξύ 7% και 14% της κρίσιμης. Το μέτρο ελαστικότητας σε διάτμηση των ελαστομερών αυτών είναι μεταξύ 0.35 και 1.4 MPa. Η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση στην οποία μπορούν να υποβληθούν τα εφέδρανα του τύπου αυτού κυμαίνεται μεταξύ 200% και 350% [1]. Η σχέση δύναμης –μετατόπισης για ένα τέτοιο εφέδρανο φαίνεται στο διάγραμμα 3.



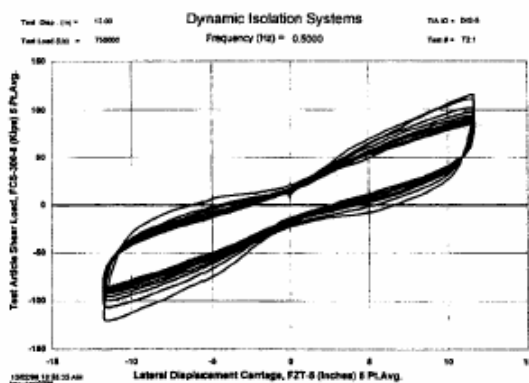
σχήμα 1



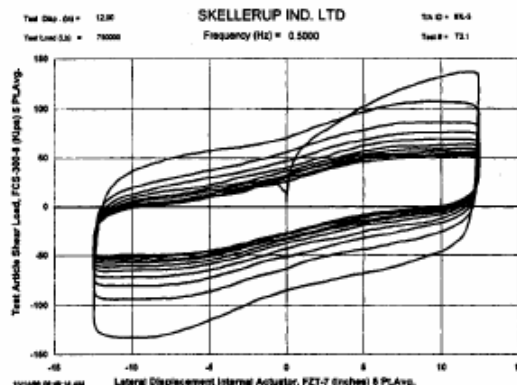
διάγραμμα 3

β) Χρήση πυρήνων μολύβδου. Στα εφέδρανα αυτού του τύπου χρησιμοποιούνται κανονικά ελαστομερή χαμηλής απόσβεσης, ενώ η απόσβεση προκύπτει από την υστερική συμπεριφορά ενός κυλίνδρου από μολύβδο ο οποίος ενσωματώνεται στο κέντρο του εφεδράνου και εξαναγκάζεται έτσι να ακολουθεί τις διατμητικές παραμορφώσεις αυτού. Η διάμετρος του κυλίνδρου είναι συνήθως μεταξύ 15% και 33% της διαμέτρου του εφεδράνου και από αυτή εξαρτάται και το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης που επιτυγχάνεται. Το ποσοστό αυτό μπορεί να ξεπεράσει το 40% για μεγάλες διαμέτρους πυρήνα. Η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση για τα εφέδρανα αυτά είναι μικρότερη από ότι για την προηγούμενη κατηγορία και κυμαίνεται από 125% έως 200% [1]. Στα διαγράμματα 4,5 φαίνονται οι

σχέσεις δύναμης-μετατόπισης για δύο εφέδρανα τα οποία έχουν τα ίδια χαρακτηριστικά εκτός από τη διάμετρο του πυρήνα. Τα διαγράμματα προέκυψαν από δυναμικές δοκιμές συχνότητας ανακυκλιζόμενης φόρτισης 0.5 Hz



διάγραμμα 4 (μικρή διάμετρος πυρήνα)



διάγραμμα 5 (μεγάλη διάμετρος πυρήνα)

Ας προχωρήσουμε τώρα σε ορισμένες χρήσιμες παρατηρήσεις και συγκρίσεις:

α) Τα ελαστομερή εφέδρανα με πυρήνα έχουν γενικώς μικρές παραμορφώσεις και η συμπεριφορά τους δεν παρουσιάζει δυσκολίες στην προσομοίωση. Αντιθέτως, τα εφέδρανα χωρίς πυρήνα λόγω των ελαστικών υψηλής απόσβεσης που χρησιμοποιούν και των μεγαλύτερων παραμορφώσεων που επιδέχονται, παρουσιάζουν αύξηση της δυστημσίας στις ακραίες τιμές αυτών, φαινόμενο που δυσχεραίνει την ανάλυση [13].

β) Σε όλα τα διαγράμματα παρατηρείται ότι η πλευρική δύναμη που αντιδάσσουν τα εφέδρανα για δεδομένες τιμές παραμόρφωσης μειώνεται από κύκλο σε κύκλο φόρτισης, φαινόμενο το οποίο είναι ανεπιθύμητο. Η μείωση είναι σχετικά μικρή για τα εφέδρανα με μικρό ή χωρίς πυρήνα αλλά αυξάνεται σημαντικά καθώς η διάμετρος του πυρήνα μεγαλώνει.

γ) Η συμπεριφορά των εφεδράνων με μικρό ή χωρίς πυρήνα διαμορφώνεται κυρίως από τη βισκοελαστική συμπεριφορά του ελαστομερούς, η οποία δίνει μικρούς σχετικά βρόχους απορρόφησης ενέργειας, ενώ η ύπαρξη ενός μεγάλου πυρήνα οδηγεί σε υστεριτική συμπεριφορά του εφεδράνου, χαρακτηριστικό του μολύβδου, ή οποία εξασφαλίζει μεγαλύτερους βρόχους απορρόφησης ενέργειας. Από αυτή και την προηγούμενη παρατήρηση συμπεραίνουμε ότι είναι μάλλον δύσκολο να πετύχει κάποιος ταυτόχρονα υψηλά ποσοστά απόσβεσης και σταθερότητα συμπεριφοράς από κύκλο σε κύκλο με χρήση ελαστομεταλλικών εφεδράνων.

δ) Η δυστημσία των ελαστομεταλλικών εφεδράνων εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τη θερμοκρασία και αυτό είναι ένα ακόμη πρόβλημα, καθώς σε θερμοκρασίες μικρότερες των 0^ο τα εφέδρανα γίνονται αρκετά δύστημα ώστε να μειώνεται σημαντικά η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης της κατασκευής και η απόκριση αυτής να απομακρύνεται από την αναμενόμενη και επιθυμητή. Αναφέρεται ότι κατά το σεισμό του Χιογκόκεν – Νανμπου στην Ιαπωνία το κτήριο του ινστιτούτου τεχνολογικών ερευνών της Matsumura- Gumī Construction Company το οποίο είχε μονωθεί σεισμικά με σύστημα ελαστομεταλλικών εφεδράνων, ταλαντώθηκε με θεμελιώδη ιδιοπερίοδου περίπου 1.5 sec ενώ η προβλεπόμενη από την ανάλυση ήταν περίπου 2 sec . Η απόκλιση αποδόθηκε στη θερμοκρασία των 0^ο που επικρατούσε τις πρωινές ώρες που εκδηλώθηκε ο σεισμός [12].

3.2. Συστήματα ολίσθησης- Εκκρεμές Τριβής

Σήμερα, έχουν αναπτυχθεί αρκετά συστήματα σεισμικής μόνωσης με συσκευές ολίσθησης. Τα περισσότερα από αυτά όμως προορίζονται για τη γεφυροποιία ενώ στα οικοδομικά έργα χρησιμοποιείται σχεδόν αποκλειστικά το εκκρεμές τριβής στο οποίο και θα αναφερθούμε στη συνέχεια.

Τα εκκρεμή τριβής είναι κατασκευαστικές στηρίξεις που χρησιμοποιούν έναν πρωτοποριακό τρόπο για να επιτύχουν κίνηση εκκρεμούς μιας κατασκευής. Έχουν την μορφή εφεδράνων, κάθε ένα από τα οποία αποτελείται από μια αρθρωτή κύλιση μορφής αντεστραμμένου bowl που εδράζεται μέσα σε μια κοίλη, ανοξείδωτη επιφάνεια μορφής σφαιρικού τομέα (σχ. 2). Η επιφάνεια της κύλισης αποτελείται από ειδικό υλικό (αυτολυπαινόμενο υλικό που χρησιμοποιείται στην αεροναυπηγική πάνω από 40 έτη), το οποίο, μόλις έρθει σε επαφή με την γυαλιστερή χρωμιωμένη επιφάνεια, δίνει ως αποτέλεσμα έναν μέγιστο συντελεστή τριβής της τάξεως του 0,1 (ή μικρότερο) σε μεγάλες ταχύτητες κύλισης και έναν ελάχιστο της τάξεως του 0,05 (ή μικρότερο) σε πολύ μικρές ταχύτητες κύλισης [9,13] Αυτή η εξάρτηση του συντελεστή τριβής από την ταχύτητα, η οποία φαίνεται στο διάγραμμα 7 είναι ένα χαρακτηριστικό των υλικών τύπου Teflon. Η τριβή ολίσθησης στην διεπιφάνεια παρέχει την απαραίτητη δύναμη απόσβεσης για την απορρόφηση.

Τα εκκρεμή τριβής λειτουργούν ως ασφάλειες οι οποίες ενεργοποιούνται μόνο όταν οι σεισμικές δυνάμεις, που ασκούνται στο εφέδρανο πλευρικά, υπερβούν την τιμή της στατικής τριβής στην διεπιφάνεια. Όταν αυτό συμβεί, η κατασκευή αρχίζει να κινείται με μικρές παλινδρομικές κινήσεις διαγράφοντας μικρά τόξα όπως ακριβώς τα εκκρεμή. Υπενθυμίζεται ότι στα απλά εκκρεμή η περίοδος ταλάντωσης δύνεται από τη σχέση:

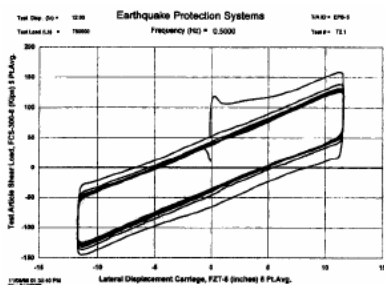
$$T_b = 2p\sqrt{R/g} \quad [e]$$

όπου R είναι η ακτίνα καμπυλότητας της σφαιρικής επιφάνειας

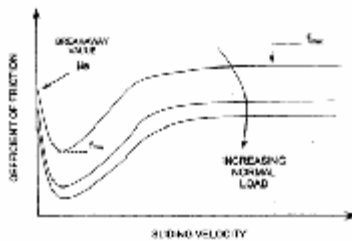
Από την στιγμή που η κατασκευή τίθεται σε κίνηση, στα εφέδρανα αναπτύσσεται πλευρική δύναμη που προκύπτει από τον συνδυασμό της δύναμης τριβής που ενεργοποιείται στην διεπιφάνεια και της δύναμης επαναφοράς, που είναι αποτέλεσμα της προκαλούμενης ανύψωσης της κατασκευής κατά μήκος της σφαιρικής επιφάνειας. Η δύναμη επαναφοράς είναι ανάλογη της μετακίνησης καθώς και του βάρους που εφαρμόζεται στο εφέδρανο, ενώ είναι αντιστρόφως ανάλογη της ακτίνας καμπυλότητας της σφαιρικής επιφάνειας. Η συνολική δύναμη που αντιτάσσει το σύστημα δίδεται από την ακόλουθη σχέση ο πρώτος όρος της οποίας αντιστοιχεί στη δύναμη επαναφοράς ενώ ο δεύτερος στην τριβή [4]

$$F = (W/R)u + mW \operatorname{sgn}(\dot{u}) \quad [f]$$

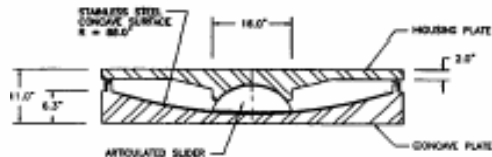
όπου W είναι το κατακόρυφο φορτίο κάθε εφεδράνου μ ο συντελεστής τριβής και u η συνάρτηση μετατόπισης. Η θεωρητική αυτή σχέση αυτή επαληθεύεται επαρκώς και από πειραματικές δυναμικές δοκιμές. Τα αποτελέσματα μιας τέτοιας δυναμικής δοκιμής (συχνότητα 0.5Hz) φαίνονται στο διάγραμμα 6



διάγραμμα 6



διάγραμμα 7



σχήμα 2

Σύμφωνα με τα παραπάνω το σύστημα έχει τις ακόλουθες σημαντικές ιδιότητες:

α) Παραμένει αμετακίνητο για δυνάμεις μικρότερες του γινομένου του συντελεστή στατικής τριβής επί του βάρους που αναλογεί στο κάθε εφέδρανο (στατική τριβή). Φαίνεται μάλιστα από το διάγραμμα ότι κατά τον πρώτο κύκλο φόρτισης, και ιδιαίτερα στην αρχή του κύκλου, ο συντελεστής τριβής που εμφανίζεται είναι αρκετά μεγαλύτερος από ότι στους επόμενους κύκλους [2]. Το φαινόμενο αυτό χαρακτηρίζεται ως παρθενική διαδρομή, δεν προβλέπεται από το θεωρητικό μοντέλο που προηγουμένως παρουσιάσαμε και πρέπει να λαμβάνεται σοβαρά υπόψη καθώς μπορεί να έχει ως αποτέλεσμα τη μη ενεργοποίηση του συστήματος σε σεισμούς μικρής και μεσαίας έντασης.

β) Αναπτύσσει πλευρικές δυνάμεις ανάλογες του βάρους που φέρει το εφέδρανο. Αποτέλεσμα αυτής της συγκεκριμένης ιδιότητας είναι ότι η συνισταμένη πλευρική δύναμη στο κτήριο ασκείται στο κέντρο μάζας αυτού, εξαφανίζοντας έτσι, τις εκκεντρότητες [5,6,9].

γ) Η περίοδος της ταλάντωσης στην φάση με τα «ενεργοποιημένα» εφέδρανα είναι ανεξάρτητη της μάζας της κατασκευής και σχετίζεται μόνο με την ακτίνα καμπυλότητας της σφαιρικής επιφάνειας (βλ. εξ. ε).

δ) Επιπλέον αυτών των ιδιοτήτων, το σύστημα εκκρεμούς τριβής έχει ιδιότητες κοινές με τα συστήματα απομόνωσης μέσω ολίσθησης, όπως μικρή ευαισθησία στα εύρη συχνοτήτων της διέγερσης και μεγάλο βαθμό σταθερότητας [4].

Ενδεικτικά αναφέρουμε κάποια χαρακτηριστικά σχεδιασμού: Περίοδος ταλάντωσης του εκκρεμούς 2 έως 5 sec, αντοχή στα κατακόρυφα φορτία μέχρι $30 \cdot 10^6$ rounds, εύρος μετακινήσεων μέχρι 53 inches, συντελεστής τριβής ολίσθησης από 0,03 έως 0,2. Οι τιμές των παραμέτρων αυτών επιλέγονται ανεξάρτητα [9].

4. ΣΗΜΑΝΤΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΟΥ ΠΡΕΠΕΙ ΝΑ ΛΑΜΒΑΝΟΝΤΑΙ ΥΠΟΨΗ ΚΑΤΑ ΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ

Η εφαρμογή σεισμικής μόνωσης μεταβάλλει με ιδιαίτερα δραστικό τρόπο τη συμπεριφορά και τη λειτουργία του κτηρίου από κάθε άποψη οδηγώντας σε καταστάσεις μη οικίες οι οποίες απαιτούν προσεκτικό χειρισμό.

Ας ξεκινήσουμε με κάποιες επισημάνσεις πάνω στις διαθέσιμες μεθόδους ανάλυσης. Σύμφωνα με τις συστάσεις του FEMA [3] η ανάλυση κατασκευών με σεισμική μόνωση μπορεί να γίνει με μία από τις παρακάτω μεθόδους: γραμμική ισοδύναμη στατική, φασματική και μη γραμμική ανάλυση στο πεδίο του χρόνου. Λόγω όμως των σημαντικών παραδοχών που ενέχονται στις δύο πρώτες μεθόδους το FEMA θέτει περιορισμούς στην εφαρμογή τους σχετικούς τόσο με τη γεωμετρία του κτηρίου όσο και με το βαθμό μη γραμμικότητας των εφεδράνων, ζητά επίσης οι ιδιότητες τους να έχουν μικρή εξάρτηση από τη συχνότητα. Καθώς σε αρκετές περιπτώσεις οι περιορισμοί αυτοί δεν ικανοποιούνται, συχνά είναι αναγκαία η εφαρμογή μιας μη γραμμικής ανάλυσης στο πεδίο του χρόνου. Επειδή μια τέτοια ανάλυση με θεώρηση μη γραμμικότητας σε όλα τα μέλη είναι ιδιαίτερα απαιτητική υπολογιστικά έχουν αναπτυχθεί μέθοδοι με θεώρηση μη γραμμικότητας σε ορισμένα μόνο μέλη οι οποίες είναι αποτελεσματικότερες για τέτοιου είδους αναλύσεις [7,11]. Θα πρέπει επίσης να χρησιμοποιούνται ειδικά στοιχεία για την προσομοίωση των συστημάτων μόνωσης τα οποία να έχουν κατάλληλα συζευγμένους τους βαθμούς ελευθερίας τους. Τέτοια κατάλληλα στοιχεία είναι ενσωματωμένα σε αρκετά εμπορικά προγράμματα.

Ιδιαίτερα κρίσιμη φάση του σχεδιασμού είναι ασφαλώς η επιλογή της πρώτης ιδιοπεριόδου η οποία εξαρτάται από τη δυστημσία των εφεδράνων. Η επιλογή αυτή πρέπει να γίνει επί τη βάση φασμάτων προσεκτικά επιλεγμένων και αντιπροσωπευτικών της περιοχής του έργου και των εδαφικών της συνθηκών. Οφείλει ο σχεδιαστής να εξασφαλίσει ότι δεν πρόκειται να συμβεί συντονισμός της πρώτης τουλάχιστον ιδιομορφής καθώς

δεδομένου του μεγάλου συντελεστή συμμετοχής αυτής το αποτέλεσμα θα είναι καταστρεπτικό. Σοβαρά θα πρέπει να εξετάζεται το ενδεχόμενο σημαντικής ενεργοποίησης της δεύτερης και των ανώτερων ιδιομορφών καθώς η συνεισφορά τους ακόμα και σε σεισμικά μονωμένα κτήρια μπορεί να είναι σημαντική [7,11]. Αυτές οι παρατηρήσεις μας οδηγούν στο συμπέρασμα ότι στην περίπτωση της ενίσχυσης κτηρίων με σεισμική μόνωση είναι κρίσιμος ο όσο το δυνατό ακριβέστερος προσδιορισμός των πραγματικών δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής πριν την επέμβαση. Η πιο αξιόπιστη μέθοδος για το σκοπό αυτό, ιδιαίτερα στην περίπτωση ιστορικών κτηρίων, είναι οι πλήρους κλίμακας δυναμικές δοκιμές επί του ίδιου του κτηρίου.

Μεγάλη σύνεση απαιτείται και κατά την επιλογή του ποσοστού απόσβεσης που θα εισαχθεί επιπλέον στην κατασκευή. Έχει παρατηρηθεί ότι η τοποθέτηση συσκευών με πολύ μεγάλους συντελεστές απόσβεσης με στόχο την απορρόφηση μεγάλων ποσών ενέργειας σε περίπτωση ισχυρού σεισμού προκαλεί δυσμενή απόκριση του κτηρίου σε περίπτωση σεισμών μεσαίας και μικρής έντασης [16]. Αυτό συμβαίνει διότι οι συσκευές αυτές αυξάνουν σημαντικά τη συνολική δυσπαραμορφωσιμότητα του συστήματος μόνωσης, μειώνουν την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο και ασκώντας στο κτήριο μεγάλες δυνάμεις προκαλούν αύξηση του μεγέθους των επιταχύνσεων (ελαστικών+απόσβεσης). Για την αντιμετώπιση του προβλήματος αυτού εντατική έρευνα πραγματοποιείται αυτή την περίοδο σε όλο τον κόσμο για την ανάπτυξη ενεργών και ημιενεργών συστημάτων απόσβεσης. Συστημάτων δηλαδή ικανών να προσαρμόζονται τη δυσπαραμορφωσιμότητά τους ανάλογα με την ένταση της δόνησης λαμβάνοντας και αξιοποιώντας δεδομένα εδαφικών επιταχύνσεων σε πραγματικό χρόνο.

Αξίζει να σημειωθεί ότι στην υποεκτίμηση της πιθανότητας ενεργοποίησης των ανώτερων ιδιομορφών και των επιδράσεων της υψηλής απόσβεσης αποδίδεται κυρίως η πολύ χειρότερη από την αναμενόμενη απόκριση πολλών μονωμένων κτηρίων σε σεισμούς μικρότερης έντασης από το σεισμό σχεδιασμού. Ενδεικτικά μπορούμε να αναφέρουμε ότι κατά το σεισμό του Northridge στις 17 Ιανουαρίου 1994 τα κτήρια L. A. Fire Command and Control Facility, USC Hospital, Los Angeles townhouse , Rockwell International Building, τα οποία είναι σεισμικά μονωμένα εμφάνισαν αντίστοιχα μέγιστες επιταχύνσεις 3.6, 4.7, 5.2 και 17 φορές μεγαλύτερες από τις αναμενόμενες, μάλιστα σε δύο από αυτά λόγω κακής χρήσης των συστημάτων μόνωσης οι μέγιστες επιταχύνσεις ήταν 1.3 και 1.7 φορές μεγαλύτερες από αυτές ενός υποθετικού αντίστοιχου μη μονωμένου κτηρίου [15].

Θα πρέπει επίσης να περιορίζεται και η επίδραση των διαφόρων τύπων εκκεντροτήτων στη στρεπτική απόκριση του κτηρίου καθώς αυτή μεγεθύνει σημαντικά τις μετατοπίσεις στις γωνίες του κτηρίου. Η επίδραση της εκκεντρότητας μάζας αναιρείται όπως είδαμε με τη χρήση εφεδράνων τύπου εκκρεμούς τριβής. Η επίδραση της εκκεντρότητας στην κατανομή των εφεδράνων είναι επίσης αμελητέα στην περίπτωση χρήσης εκκρεμών τριβής ενώ γίνεται σημαντική αν χρησιμοποιηθούν ελαστομεταλλικά εφέδρανα (οι λόγοι είναι παρόμοιοι). Η επίδραση της εκκεντρότητας στην κατανομή της δυσκαμψίας του κτηρίου, όμως, δύσκολα μπορεί να περιοριστεί [5]. Ο μόνος τρόπος να καταστήσουμε την επίδραση αυτή αμελητέα είναι, όπου έχουμε τη δυνατότητα, να σχεδιάζουμε κτήρια μεγάλης δυστρεψίας (δηλαδή λόγος στρεπτική ιδιοσυχνότητας προς ιδιοσυχνότητα πλευρικής μετακίνησης μεγαλύτερος του 2) [5] .

Θα αναφερθούμε τέλος σε ορισμένες πολύ σημαντικές παραμέτρους οικοδομικής και αρχιτεκτονικής φύσης οι οποίες πρέπει οπωσδήποτε να συνεκτιμώνται κατά το σχεδιασμό. Καταρχήν είναι προφανές ότι για να είναι δυνατή η ενίσχυση ενός κτηρίου με σεισμική μόνωση πρέπει γύρω από αυτό να υπάρχει αρκετός ελεύθερος χώρος για να μπορούν να εκδηλωθούν ανεμπόδια οι μεγάλες μετακινήσεις του κτηρίου οι οποίες στη βάση μπορεί να

φτάνουν τα 30εκ. Η σύγκρουση με γειτονικές κατασκευές (πχ γέφυρες πρόσβασης) πρέπει να αποφεύγεται τόσο για τους προφανείς λόγους, όσο διότι μια τέτοια σύγκρουση κατά κανόνα ενεργοποιεί σημαντικά ανώτερες ιδιομορφές ταλάντωσης, όπως στην περίπτωση του L. A. Fire Command and Control Facility [11]. Είναι βέβαια ευνόητο ότι στην περίπτωση μόνωσης βάσης πρέπει γύρω από το κτήριο να κατασκευαστεί μια τάφος και να καθοριστούν οι οικοδομικές λεπτομέρειες για την πρόσβαση στο κτήριο. Στην περίπτωση πάλι που το επίπεδο μόνωσης δεν είναι στη βάση αλλά διαπερνάται από αγωγούς κατακόρυφης επικοινωνίας (π.χ. κλιμακοστάσια και φρέατα ανελκυστήρων) τότε δημιουργούνται ακόμα μεγαλύτερα προβλήματα η λύση των οποίων δε μπορεί παρά να είναι απολύτως εξειδικευμένη για το κάθε κτήριο. Είναι, τέλος, αναγκαίο να τοποθετηθούν νέες συνδέσεις των διαφόρων παροχών (ηλ. ρεύμα, νερό, φυσικό αέριο) οι οποίες να εξασφαλίζουν την απαραίτητη ευκαμψία ώστε να μη καταστρέφονται από τις μεγάλες μετακινήσεις [10]. Όλες αυτές οι επεμβάσεις συμβάλουν σημαντικά στην αύξηση του συνολικού κόστους της επέμβασης.

5. ΔΥΟ ΣΗΜΑΝΤΙΚΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΑΡΧΟΝΤΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ

5.1. Ιστορικό Κτήριο του Εφετείου Του San Francisco [9]

5.1.1. Περιγραφή του κτηρίου

Το Εφετείο του San Francisco είναι ένα από τα καλλιτεχνικά αριστουργήματα του αρχιτέκτονος James Knox Taylor. Το αρχικό κτίριο σχήματος Π κατασκευάστηκε το 1905. Το 1906 καταπονήθηκε από δυνατό σεισμό που έλαβε χώρα στην περιοχή του San Francisco και από τον οποίο εξήλθε με ελάχιστες ζημιές. Το 1933 προστέθηκε και τέταρτη πτέρυγα στην ελεύθερη πλευρά του Π σχηματίζοντας αίθριο στο εσωτερικό του. Το κτίριο υπέστη νέες ζημιές κατά τον σεισμό Loma Prieta του 1989, μεγέθους 7,1 της κλίμακας Ρίχτερ, οπότε αποφασίστηκε η διακοπή λειτουργίας του. Κατά το έτος 1994 ολοκληρώθηκε η επέμβαση απομόνωσης βάσης στο κτίριο που το κατέστησε, μέχρι τουλάχιστον το 1995, το μεγαλύτερο ιστορικό κτίριο που υπέστη ενίσχυση αυτής της μορφής. Είναι ένα 5-όροφο κτίριο με γενικές διαστάσεις: μήκος 100m, πλάτος 81m και ύψος 24m περίπου και συνολικού εμβαδού 350.000 ft². Από πλευράς δόμησης είναι μια σύμμεικτη κατασκευή. Ο φέρων οργανισμός αποτελείται από μεταλλικά πλαίσια, ενώ τα οριζόντια διαφράγματα είναι πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος. Εξωτερικά, τα μεταλλικά υποστυλώματα στηρίζουν άοπλη τοιχοποιία από επιμελώς λαξευμένο γρανίτη, ενώ τα εσωτερικά χωρίσματα είναι από κλασικά διάτρητα τούβλα. Η θεμελίωση του αρχικού κτηρίου αποτελείται από χαλύβδινα **grillage** πέλματα εγκιβωτισμένα σε άοπλο σκυρόδεμα. Το συνολικό βάρος της κατασκευής (μόνιμα + μειωμένα κινητά) είναι 534MN.

5.1.2. Εκτίμηση υπάρχοντος κτηρίου

Η εκτίμηση των κατασκευαστικών ορίων και των δυναμικών χαρακτηριστικών ήταν πολύ σημαντική στην περίπτωση του κτηρίου του εφετείου, από την στιγμή που, εκτός από ένα δημόσιας χρήσης οικοδόμημα, αποτελεί και αρχιτεκτονικό μνημείο της πόλεως και συνεπώς επιδιώκονται ταυτόχρονα και η ασφάλεια των χρηστών αλλά και η διατήρηση των αρχιτεκτονικών του ιδιαιτεροτήτων.

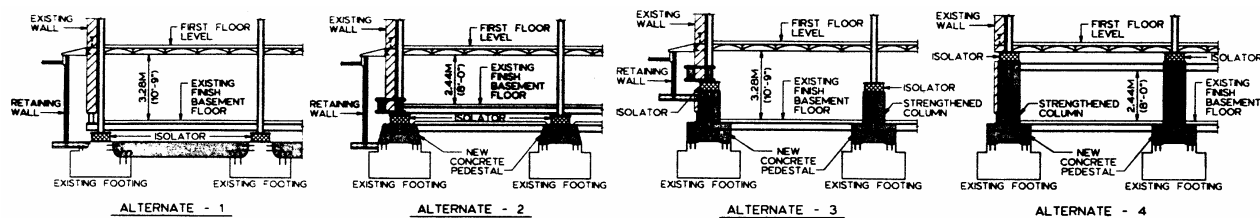
Για τον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών του υφιστάμενου κτηρίου εφαρμόστηκαν τόσο αναλυτικές τεχνικές όσο και πειραματικές δοκιμές σε μοντέλα και επί τόπου. Για τις επί τόπου δοκιμές χρησιμοποιήθηκε δονητική μηχανή που παρήγαγε

ταλαντώσεις πολύ μικρού εύρους (σχεδόν ανεπαίσθητες). Για την προβολή των πειραματικών μετρήσεων στις συνθήκες μιας ισχυρής δόνησης η συμβολή της ανάλυσης ήταν αναγκαία. Αυτή έδειξε ότι η δυσκαμψία του κτηρίου καθοριζόταν σε μεγάλο βαθμό από τη δυσκαμψία των εξωτερικών γρανιτένιων τοίχων. Παρατηρήσεις μετά τους σεισμούς του 1906 και του 1989 έδειξαν ότι οι τοίχοι αυτοί υπέστησαν σημαντικές ζημιές. Το συμπέρασμα ήταν ότι οι μετρημένες τιμές των δυναμικών μεγεθών για το κτήριο πριν την επισκευή δε θα άλλαζαν σημαντικά στην περίπτωση ισχυρού σεισμού όσο οι εξωτερικοί τοίχοι δεν υπόκειντο σε εκτεταμένες αστοχίες. Η συμπεριφορά που αναμενόταν ήταν μια ήπια μείωση της δυσκαμψίας και αύξηση της περιόδου κατά 25% και του λόγου απόσβεσης κατά 50-100% καταλήγοντας σε τιμές 0.7 s και 5-10% αντίστοιχα.

Η αποκατάσταση και ενίσχυση του κτηρίου του εφετείου περιελάμβανε, εκτός από σεισμική μόνωση και ενίσχυση της υπερκατασκευής. Έτσι, τοποθετήθηκαν διατμητικοί τοίχοι σε επιλεγμένα σημεία (για ελαχιστοποίηση της επιρροής στα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά) που θα παρελάμβαναν το 50% περίπου της υπολογισθείσας διατμητικής φόρτισης υπό ελαστικές συνθήκες, καθώς επίσης και ένα πλαίσιο για ενίσχυση σε κάμψη, στο χώρο του αίθριου. Συνολικά, η υπερκατασκευή ενισχύθηκε σε σημείο που θα μπορούσε να συμπεριφερθεί ελαστικά ή σχεδόν ελαστικά για τις σεισμικές δράσεις που υπολογίσθηκαν. Τα δυναμικά χαρακτηριστικά της ενισχυμένης κατασκευής αναμενόταν να είναι παραπλήσια με αυτά που προέκυψαν πειραματικά, εντούτοις, για τον σχεδιασμό χρησιμοποιήθηκαν οι αναλυτικές τιμές που απλώς συγκρίθηκαν με τις πειραματικές για να επιβεβαιωθεί η ορθότητα των υπολογισμών.

5.1.3. Επιλογή θέσης του μονωτή

Για την επιλογή θέσης του μονωτή συγκρίθηκαν 4 εναλλακτικές λύσεις οι οποίες παρουσιάζονται στο σχήμα 3. Οι επεμβάσεις που συνεπάγεται κάθε επιλογή προκύπτουν κυρίως α) από την απαίτηση για εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας σε δύο επίπεδα λίγο πιο πάνω και λίγο πιο κάτω από το επίπεδο μόνωσης, (είτε με κατασκευή νέων πλακών και συνδετήριων δοκών στα θεμέλια είτε με κατάλληλη αξιοποίηση των υφιστάμενων πλακών.) β) την απαίτηση για εκσκαφή περιμετρικής τάφρου και κατασκευή τοίχου αντιστήριξης μέχρι τη στάθμη μόνωσης στην περίπτωση που αυτή είναι χαμηλότερα από τη στάθμη του εδάφους γ) την απαίτηση για κατασκευή πυλώνων έδρασης των μονωτών από τα θεμέλια έως τη στάθμη μόνωσης στην περίπτωση που οι συσκευές δεν εδράζονται κατευθείαν πάνω στα θεμέλια και δ) τις απαιτήσεις για ενίσχυση της υπερκατασκευής που προκύπτουν από κάθε περίπτωση. Τα κριτήρια επιλογής αφορούσαν το κόστος και την ευκολία πραγματοποίησης των παραπάνω επεμβάσεων και την επίδραση στην αρχιτεκτονική λειτουργία και τις μηχανολογικές εγκαταστάσεις.



σχήμα 3.

Τελικά, επιλέχθηκε η λύση 1 (πάνω από την θεμελίωση και κάτω ακριβώς από την πλάκα υπογείου) γιατί παρείχε ικανοποιητικό χώρο για τις εργασίες επέμβασης, εξασφάλιζε εφικτή και ευκολότερη εγκατάσταση των μονωτών, προκαλούσε ελάχιστη επίδραση στις

υπάρχουσες μηχανολογικές, ηλεκτρικές και υδραυλικές εγκαταστάσεις και κυρίως εξασφάλιζε σημαντικό ελεύθερο ύψος στο υπόγειο επιτρέποντας την εφαρμογή του κτιριολογικού προγράμματος. Οι εναλλακτικές λύσεις 2, 3 και 4 απορρίφθηκαν γιατί ήταν λιγότερο επιθυμητές αρχιτεκτονικά και θα δυσκόλευαν αρκετά τις εργασίες. Επίσης, θα απαιτούσαν περισσότερη ενίσχυση της υπερκατασκευής και σε γενικές γραμμές μεγαλύτερο τελικό κόστος και χρονοδιάγραμμα εργασιών.

5.1.4. Επιλογή συστήματος μόνωσης

Τρεις εναλλακτικές λύσεις εξετάστηκαν: **Ελαστομερή εφέδρανα υψηλής απόσβεσης, ελαστομεταλλικά εφέδρανα** και το σύστημα **εκκρεμούςς τριβής**. Για κάθε ένα από τα παραπάνω συστήματα εξετάστηκαν παράμετροι όπως, το κόστος ανά τεμάχιο και ο απαιτούμενος αριθμός τεμαχίων καθώς και αποτελέσματα προκαταρκτικών ελέγχων. Όσο προχωρούσε η ανάλυση ο αρχικός σχεδιασμός των συστημάτων επαναπροσδιορίστηκε ώστε να εκτιμηθεί η επίδραση των αποδεκτών τύπων μονωτών στην απόκριση της υπερκατασκευής και στην αρχιτεκτονική της μορφή. Για κάθε τύπο διενεργήθηκε μη γραμμική δυναμική ανάλυση με δεδομένα τα χαρακτηριστικά τριών σεισμών της περιοχής. Σημαντικός αποδείχθηκε ο παράγοντας «ύψος μονωτή» με ουσιαστική επίδραση στο κόστος και την διαδικασία κατασκευής. Τελικά, προκρίθηκε το σύστημα εκκρεμούςς τριβής ως το αποδοτικότερο από τα τρία. Ο τελικός σχεδιασμός απαιτούσε την τοποθέτηση 256 εκκρεμών τριβής 8 διαφορετικών τύπων. Επιλέχθηκε ακτίνα καμπυλότητας 1880 mm για να επιτευχθεί η περίοδος σχεδιασμού των 2,75 sec. Επίσης αποφασίστηκε η τοποθέτηση των εκκρεμών τριβής με την κοίλη επιφάνεια προς τα κάτω τόσο για λόγους συντήρησης και απόδοσης, όσο και διότι κατ' αυτόν τον τρόπο το σημείο εφαρμογής των κατακόρυφων φορτίων στα θεμέλια θα παρέμενε σταθερό κατά την πλευρική μετακίνηση της κατασκευής, μειώνοντας τις απαιτήσεις ενίσχυσής τους.

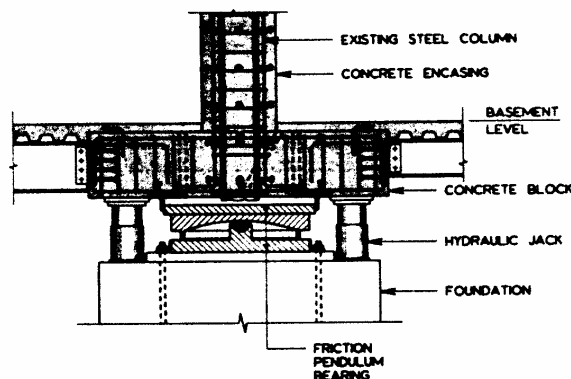
5.1.4. Τοποθέτηση των εκκρεμών τριβής

Η τοποθέτηση των εκκρεμών τριβής (σχ. 4) περιελάμβανε τα εξής στάδια:

α) Εγκιβωτισμός των υποστυλωμάτων του υπογείου σε οπλισμένο σκυροδέμα.

β) Κατασκευή ορθογωνικού στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος με διαστάσεις 2 επί 2,4 m, ακριβώς κάτω από την πλάκα θεμελίωσης και πάνω από το σημείο τοποθέτησης των μονωτών. Στόχος των δύο πρώτων βημάτων ήταν η βελτίωση της συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων έναντι του φαινομένου P-delta κατά τον σεισμό καθώς και η παροχή μόνιμης δυνατότητας ανύψωσης για μελλοντική συντήρηση ή αντικατάσταση των μονωτών.

γ) Ανύψωση των υποστυλωμάτων του υπογείου που μετέφεραν στα θεμέλια αξονικά φορτία με εύρος τιμών από 2700 έως 4000 kN. Για τη ανύψωση χρησιμοποιήθηκαν 4 υδραυλικοί γρύλοι ανά εφέδρανο που τοποθετήθηκαν ανάμεσα στα θεμέλια και στα κιβώτια σκυροδέματος που προαναφέραμε και σε απόσταση μεταξύ τους 1,83 m. Ειδικά μετρητικά ρολόγια προσδιόριζαν τη στιγμή που η κολώνα αποφορτιζόταν ενώ παράλληλα οι γρύλοι κλειδώνονταν και η



σχήμα 4.

υδραυλική πίεση ελευθερωνόταν. Οι γρύλοι ήταν σχεδιασμένοι για φορτία τρεις φορές μεγαλύτερα από τα υπολογισμένα αξονικά φορτία.

δ) Ακολουθεί κόψιμο του υποστυλώματος 20 mm περίπου κάτω από το block σκυροδέματος μέχρι τα θεμέλια και απομάκρυνση του αποκοπέντος τμήματος

ε) Τοποθέτηση του μονωτή στο κενό μεταξύ θεμελίου και block σκυροδέματος.

Η τοποθέτηση γινόταν με ρυθμό 8 συσκευών ανά ημέρα (6 μήνες για τους 256 μονωτές) από ένα συνεργείο τεσσάρων ατόμων.

5.2. Σύγχρονο Κτήριο Τερματικού Σταθμού Διεθνούς Αερολιμένα Κωνσταντινούπολης Κ. Ataturk [17]

5.2.1. Περιγραφή του κτηρίου

Το τερματικό κτήριο του αεροδρομίου Ataturk της Κωνσταντινούπολης είναι ένα νέο κτήριο του οποίου η κατασκευή ολοκληρώθηκε περίπου στα τέλη του 1999. Είναι μια τριώροφη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα που στεγάζεται με χαλύβδινο χωροδικτύωμα. Το κτήριο έχει διαστάσεις σε κάτοψη 240 m επί 168 m και αποτελείται από 20 ανεξάρτητα πλαίσια διαστάσεων 48 επί 48 m, που διαχωρίζονται με κατασκευαστικούς αρμούς εύρους 50 mm. Το χωροδικτύωμα της οροφής είχε αρχικά κατάλληλους συνδέσμους ανά αποστάσεις για να επιτρέπεται η θερμική διαστολή και συστολή των μελών του. Οι όροφοι διαχωρίζονται με δοκιδοτές πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Το κτήριο υπέστη ζημιές κατά τον σεισμό της 19^{ης} Αυγούστου 1999 με επίκεντρο τον κόλπο του Μαρμαρά. (μέγιστη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση 0.1g) Καταγράφηκαν ζημιές στις βάσεις των υποστυλωμάτων του 3^{ου} ορόφου με την μορφή αποτίναξη της επικάλυψης και λυγισμού του διαμήκους οπλισμού οι οποίες έδειξαν επίσης μικρά μήκη ματίσεων και ανεπαρκή εγκάρσιο οπλισμό. Επίσης, παρατηρήθηκε απώλεια σκυροδέματος στις συνδέσεις των υποστυλωμάτων αυτών με την οροφή, μετακίνηση των μεταλλικών πλακών έδρασης της οροφής σε σχέση με τα υποκείμενα υποστυλώματα, καθώς και διαγώνιες ρωγμές και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος στους κόμβους, αποτέλεσμα μη ύπαρξης εγκάρσιου οπλισμού σε αυτούς (σχ 5).

5.2.2. Σεισμική αποτίμηση του κτηρίου

Αρχικά έγινε μη γραμμική στατική ανάλυση σε ένα από τα 20 ανεξάρτητα πλαίσια διαστάσεων 48 m επί 48 m για να διαπιστωθεί αν τα σημεία αδυναμίας που προκύπτουν από αυτή συμπίπτουν με τις παρατηρηθείσες ζημιές και για να εκτιμηθεί η παραμορφωσιμότητα του υπάρχοντος συστήματος πλαισίων. Για την push-over ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν σχέδια του κατασκευασθέντος κτηρίου και όχι τα σχέδια της μελέτης.

5.2.3. Επιλογή τρόπου παρέμβασης στο υπάρχον κτήριο

Για την αποκατάσταση και ενίσχυση του κτηρίου εξετάστηκαν τόσο οι κλασικές μέθοδοι ενίσχυσης όσο και νεότερες τεχνικές. Οι συμβατικές τεχνικές αφορούσαν την χρήση ενός όλκιμου συστήματος αντίστασης στην πλευρική φόρτιση και περιλαμβάνουν χαλύβδινα διασυνδεδεμένα πλαίσια, ειδικούς διατημητικούς τοίχους και πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος. Όλες οι παραπάνω τεχνικές θα απαιτούσαν θεμελίωση των προσθέτων μελών (ώστε να επιτευχθεί μεταφορά των δυνάμεων και των ροπών στο έδαφος), επισκευή και ανακατασκευή των υποστυλωμάτων του τρίτου ορόφου, κατάργηση των αρμών μεταξύ των πλαισίων καθώς και πλήρη ενοποίηση με μανδύες, των χωρισμένων, σε μισά ή τέταρτα τμήματα, υποστυλωμάτων στην συμβολή των πλαισίων. Η προσθήκη συμβατικών

συστημάτων (τοιχία, πλαίσια) κρίθηκε μη υλοποιήσιμη επειδή νέα κατακόρυφα μέλη δεν θα μπορούσαν να τοποθετηθούν από τον 1^ο όροφο και κάτω.

Στην συνέχεια εξετάστηκαν νεότερες τεχνολογίες για την ενίσχυση του κτηρίου, όπως η σεισμική μόνωση και πρόσθετη απόσβεση. Επειδή η εφαρμογή πρόσθετης απόσβεσης θα απαιτούσε την προσθήκη χιαστί συνδέσμων οι εμφανιζόμενων τοιχωμάτων στους κατώτερους δύο ορόφους του κτηρίου η επιλογή τους δεν εξετάστηκε. Απέμειναν δύο εναλλακτικές λύσεις σεισμικής μόνωσης: α) Απομόνωση βάσης ολόκληρου του κτηρίου και β) μόνωση του δικτυώματος της οροφής. Η πρώτη από τις δύο λύσεις θα απαιτούσε αρχικά την μετακίνηση όλου του μηχανολογικού υλικού του πρώτου ορόφου καθώς και των συστημάτων μεταφοράς αποσκευών και στην συνέχεια την καταστροφή της πλάκας ισογείου για την τοποθέτηση του συστήματος ακριβώς πάνω από τα θεμέλια. Επειδή, όμως, οι εργασίες βρίσκονταν σε προχωρημένο στάδιο την περίοδο εκείνη, ο ιδιοκτήτης του έργου επέλεξε την δεύτερη εναλλακτική λύση, την σεισμική μόνωση, δηλαδή, της οροφής.

5.2.4. Επεμβάσεις ενίσχυσης

Το τελικό σχέδιο επέμβασης θα περιελάμβανε, καταρχάς, την μόνωση του χωροδικτυώματος της οροφής ώστε να μειωθούν οι απαιτήσεις αντοχής στα υποστυλώματα του τρίτου ορόφου (που υπέστησαν, εξάλλου, ζημιές κατά τον σεισμό) και στα πλαίσια των κατωτέρων ορόφων. Επίσης, αποφασίστηκε η κατάργηση των ειδικών συνδέσμων που χώριζαν την οροφή σε μερικώς ανεξάρτητα τμήματα, ώστε να επιτευχθεί διαφραγματική λειτουργία της οροφής σε περίπτωση σεισμικής δόνησης. Τέλος, σχεδιάστηκε η ενίσχυση της πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος. Πιο αναλυτικά:

α) Ασφάλειες με την μορφή εκκρεμών τριβής χρησιμοποιήθηκαν για να περιορίσουν τις πλευρικές δυνάμεις που θα ασκούνταν στις κολώνες του τρίτου ορόφου από την δικτυωτή οροφή σε περίπτωση σεισμού. Τα εφάδρανα αυτά επιλέχθηκαν έναντι άλλων διότι μπορούν να μονώσουν και ελαφρές κατασκευές με κατάλληλη επιλογή του συντελεστού τριβής της διεπιφάνειάς τους. Οι αρχικοί υπολογισμοί υπέδειξαν περίοδο ταλάντωσης 3,00 sec (με κατάλληλη επιλογή ακτίνας καμπυλότητας), συντελεστή τριβής 0,09 και δυνατότητα μετατόπισης μέχρι 260 mm.

β) Οι χωρισμένες σε μισά ή τέταρτα, κολώνες στις συμβολές των πλαισίων ενώθηκαν σε ενιαία τμήματα με χρήση οπλισμένου σκυροδέματος. Επιπρόσθετος κατακόρυφος οπλισμός τοποθετήθηκε στους κόμβους συμβολής των διαχωρισμένων υποστυλωμάτων και περιμετρικά αυτών κατά την ενοποίησή τους, για επιπλέον ενίσχυση. Ο στόχος αυτής της ενίσχυσης ήταν να αυξηθεί ο λόγος της αντοχής των υποστυλωμάτων προς την αντοχή των δοκών (ικανοτικός). Στα υποστυλώματα του δευτέρου και του τρίτου ορόφου κατασκευάστηκαν μανδύες σκυροδέματος με χρήση κυκλικών μεταλλότυπων οι οποίοι παρέμειναν ως οπλισμοί μετά την ένχυση του σκυροδέματος, προσδίδοντας κατ' αυτόν τον τρόπο μεγαλύτερη διατμητική αντοχή και πλαστιμότητα στα υποστυλώματα.

γ) Στα πλαίσια των δύο ανωτέρων ορόφων, καταργήθηκαν οι αρμοί διαστολής. Τα πλαίσια διασυνδέθηκαν με οπλισμένο σκυροδέμα για επιπλέον ενίσχυση της κατασκευής έναντι των πλευρικών φορτίσεων.

δ) Να σημειώσουμε, τέλος, ότι δεν πραγματοποιήθηκε καμία επέμβαση ενίσχυσης στους δύο κατωτέρους ορόφους, όπως, εξάλλου, είχε απαιτήσει από την αρχή ο ιδιοκτήτης του έργου λόγω του προχωρημένου των εργασιών.

Η απόκριση του ενισχυμένου κτηρίου εκτιμήθηκε εκ νέου με push-over ανάλυση που υπέδειξε μέγιστη μετατόπιση στο επίπεδο οροφής τα 190 mm. Οι απαιτήσεις παραμόρφωσης των δοκών και υποστυλωμάτων στο ενισχυμένο κτήριο γι' αυτήν την μετατόπιση της οροφής, κρίθηκαν αποδεκτές για επίπεδο απόδοσης την αποφυγή κατάρρευσης.

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

α) Η σεισμική μόνωση παρά το ότι εμφανίζεται σα μια σχεδόν ιδεώδης λύση, ενέχει αρκετές αβεβαιότητες οι περισσότερες από τις οποίες δεν είναι από την πλευρά της ασφάλειας. Για το λόγο αυτό απαιτείται αυξημένη ακρίβεια στον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών του κτηρίου, στην πιστοποίηση των συστημάτων μόνωσης και στην ανάλυση καθώς και η χρήση αυξημένων συντελεστών ασφαλείας.

β) Οι αυξημένες απαιτήσεις ανάλυσης και προκαταρκτικών δοκιμών, οι σημαντικές τροποποιήσεις που πρέπει να γίνουν στις προσβάσεις του κτηρίου και στις συνδέσεις των παροχών, και το κόστος των ίδιων των συστημάτων είναι οι κύριοι παράγοντες που συμβάλλουν στο κόστος της ενίσχυσης με σεισμική μόνωση. Από την άλλη πλευρά ελαχιστοποιούνται οι οικονομικές απώλειες λόγω διακοπής λειτουργίας του κτηρίου κατά τις εργασίες ενίσχυσης. Οι εργασίες μπορούν να πραγματοποιηθούν με το κτήριο σε πλήρη λειτουργία. Τελικά το κόστος της μόνωσης για μεγάλα κτήρια προκύπτει οριακά υψηλότερο (2%) από το κόστος μιας αντίστοιχης συμβατικής ενίσχυσης η οποία όμως δε θα εξασφάλιζε το ίδιο επίπεδο μετασεισμικής λειτουργικότητας. Η διαφορά αντισταθμίζεται συνήθως από μειωμένα ασφάλιστρα.

γ) Το εκκρεμές τριβής εμφανίζεται πλεονεκτικότερο έναντι των ελαστομεταλλικών εφεδράνων για τους ακόλουθους κυρίως λόγους. α) Τα μηχανικά του χαρακτηριστικά μεταβάλλονται ελάχιστα στο χρόνο και σε ακραίες θερμοκρασίες. β) Η δύναμη που αντιτάσσει παραμένει σχεδόν σταθερή από κύκλο σε κύκλο φόρτισης ενώ παράλληλα διατηρεί μια πολύ ικανοποιητική υστεριτική συμπεριφορά που εξασφαλίζει απορρόφηση μεγάλων ποσών ενέργειας. γ) Επιτρέπει μεγάλη ευελιξία στην επιλογή ιδιοπεριόδου καθώς το ύψος του εφεδράνου διατηρείται σταθερό. δ) Μεγαλύτερη ευελιξία επιτρέπει επίσης στην κατανομή των συσκευών στη βάση του κτηρίου αφού έχει την ιδιότητα να αναιρεί την επίδραση της εκκεντρότητας της κατανομής των εφεδράνων και της μάζας του κτηρίου.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- [1] **HITEC, Technical Evaluation Report, Summary of Evaluation Findings for the Testing of Seismic Isolation and Energy Dissipation Devices.** July 1999
- [2] **HITEC, Technical Evaluation Report, Evaluation Findings for the Testing of EPS Seismic Isolation Device.** July 1999
- [3] **FEMA 273, Seismic Rehabilitation Guidelines.** Chapter 9: Seismic Isolation and Energy Dissipation (Systematic Rehabilitation)
- [4] **Experimental Study of Friction – Pendulum Isolation System.** A. Mokha, M. C. Constantinou, A. M. Reinhorn, V. A. Zayas. ASCE J. Str. Eng., Vol. 117, No. 4, April 1991. pp 1201-1217
- [5] **Torsional Coupling in Sliding Base – Isolation Structures.** S. Nagarajaiah, A. M. Reinhorn, M. C. Constantinou. ASCE J. Str. Eng., Vol. 119, No. 1, January 1993.
- [6] **Torsion in Base – Isolated Structures with Elastomeric Isolation Systems.** S. Nagarajaiah, A. M. Reinhorn, M. C. Constantinou. ASCE J. Str. Eng., Vol. 119, No. 10, October 1993. pp 2932-2951
- [7] **Response of Base Isolated USC Hospital Building In Northeridge Earthquake.** S. Nagarajaiah, S. Xiaohong. ASCE J. Str. Eng., Vol. 126, No 10, October 2000. pp 1177-1186
- [8] **Application of Hybrid Sliding Isolation System to Buildings.** Maria Oing Feng. J. Eng. Mechanics. Vol. 119, No 10, October 1993. pp 2090-2108
- [9] **Seismic Retrofit of Large Historic Building.** A. Mokha, N. Amin, M. C. Constantinou, V. Zayas. ASCE J. Str. Eng., Vol. 122, No 3, March 1996. pp 298-307
- [10] **Practical Solutions for Seismic Isolation, Lessons Learned.** S. Naaseh, Proceedings of the 5th World Congress on Joints, Bearings and Seismic Systems for Concrete Structures. Rome Italy, 7-11 October 2001.
- [11] **Base – Isolated FCC Building: Impact Response in Northeridge Earthquake.** S. Nagarajaiah, X. Sun. ASCE J. Str. Eng., Vol. 127, No 9, September 2001. pp 1063-1075
- [12] **Response of Base Isolated Buildings.** P. Clark. <http://nisee.berkeley.edu/kobe/clark.html>

[13] **Seismic Protective Systems.** Andrew Whittaker. Lectures on Earthquake Engineering and Structures Dynamics II. <http://overlord.eng.buffalo.edu/>

[14] **Η Σεισμική Απομόνωση Βάσης ως Μέθοδος Προστασίας Ιστορικών Κτηρίων.** Κ. Χ. Στυλιανίδης, Π. Πριντζής, Α. Σερταρίδης. pp491-502

[15] **Briefing on the 1994 Northridge Earthquake Experience: Seismic Isolation.** V. Shustov.
<http://www.ecs.csun.edu/~shustov/>

[16] **“Smart” Isolation for Seismic Control.** J. A.Q. Johnson, B. F. Spencer, Jr.

http://www.usc.edu/dept/civil_eng/johnsone/papers/older/em2000_baseisolation_final.pdf

[17] **Seismic Evaluation and Retrofit of the Ataturk International Airport Terminal Building.** M. C. Constantinou, A. S. Whittaker, E. Velivasakis

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ-ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ

διαγράμματα 1,2,3,4,5,6,7, σχήματα 1,2: **Seismic Protective Systems.** Andrew Whittaker. Lectures on Earthquake Engineering and Structures Dynamics II. <http://overlord.eng.buffalo.edu/>

σχήματα 3 και 4: **Seismic Retrofit of Large Historic Building.** A. Mokha, N. Amin, M. C. Constandinou, V. Zayas. ASCE J. Str. Eng., Vol. 122, No 3, March 1996. pp 298-307

σχήματα 5 και 6: **Seismic Evaluation and Retrofit of the Ataturk International Airport Terminal Building.** M. C. Constantinou, A. S. Whittaker, E. Velivasakis