

ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών

Εργαστήριο Στατικής και Αντισεισμικών Ερευνών



**ΣΚΑΡΠΑΘΙΩΤΗ
ΦΡΑΓΚΙΣΚΗ**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ | ΒΕΛΤΙΣΤΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ
ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

Επιβλέπων καθηγητής ΕΜΠ | *Κουμούσης Κ. Βλάσης*

ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2015

Πρόλογος – Ευχαριστίες

Η παρούσα εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια διατμηματικού προγράμματος μεταπτυχιακών σπουδών του Ε.Μ.Π. για λήψη διπλώματος ειδίκευσης στο «Δομοστατικό σχεδιασμός και ανάλυση των κατασκευών».

Πρωτίστως, οφείλω να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα, κύριο Κουμούση Βλάση, Καθηγητή του Ε.Μ.Π. για την άριστη συνεργασία που είχαμε καθ' όλη τη διάρκεια των μεταπτυχιακών μου σπουδών, αλλά ειδικότερα στην εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας. Οι υποδείξεις, η υποστήριξη και η καθοδήγησή του ήταν συνεχείς και αποδειχτήκαν πολύτιμες για την ολοκλήρωση της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας.

Θα ήθελα επίσης, να ευχαριστήσω καθηγητές, συναδέλφους και φίλους που συνέβαλαν με τις γνώσεις, την εμπειρία και την στήριξη, πνευματική ή ηθική, στην προπτυχιακή και μεταπτυχιακή μου πορεία.

Τέλος, θα ήθελα από καρδιάς να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για την ακούραστη και συνεχή υποστήριξη που μου παρείχαν όλα τα χρόνια της εκπαίδευσης μου.

Περιεχόμενα

1. Εισαγωγή (Κεφάλαιο I)	13 -
2. Σεισμική μόνωση (Κεφάλαιο II)	15 -
2.1 Δράση σεισμικής μόνωσης.....	15 -
2.2 Τύποι εφεδράνων	16 -
2.2.1 Ελαστομεταλλικά εφένδρανα	17 -
2.2.2 Εφένδρανα ολίσθησης.....	19 -
3. Θεωρία σχεδιασμού σεισμικής μόνωσης (Κεφάλαιο III)	21 -
3.1 Σεισμική μόνωση με σφαιρικά εφένδρανα τριβής	21 -
3.2 Αναλυτικές- μαθηματικές σχέσεις σεισμικής μόνωσης	22 -
3.3 Μέθοδοι ανάλυσης μονωμένων κατασκευών έναντι σεισμών	23 -
3.3.1 Ισοδύναμη στατική ανάλυση	24 -
3.3.2 Δυναμική φασματική ανάλυση	25 -
3.3.3 Μη- γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας	25 -
4. Συστήματα εκκρεμούς τριβής (FPS) (Κεφάλαιο IV)	27 -
4.1 Γλυκά κατασκευής σφαιρικής επιφάνειας	28 -
4.2 Συντελεστής δυναμικής τριβής.....	28 -
4.3 Προσομοίωση εφεδράνων σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης	29 -
5. Κανονιστικές διατάξεις (Κεφάλαιο V)	32 -
5.1 Βήματα σχεδιασμού.....	32 -
5.2 Διατάξεις και περιορισμοί των εφεδράνων σφαιρικής επιφάνειας τριβής.....	33 -
6. Βέλτιστος σχεδιασμός κατασκευών (Κεφάλαιο VI)	39 -
6.1 Γενικά στοιχεία βελτιστοποίησης.....	39 -
6.2 Κλασσικές μέθοδοι βελτιστοποίησης	41 -
6.3 Αλγόριθμος βελτιστοποίησης με σμήνος σωματιδίων.....	42 -
6.3.1 Νοημοσύνη σμήνους	42 -
6.3.2 Βελτιστοποίησης με Σμήνος Σωματιδίων (PSO)	43 -
6.3.3 Βασικός αλγόριθμος PSO	44 -
6.3.4 Βελτιώσεις του αλγορίθμου PSO.....	46 -
7. Προδιαστασιολόγηση σεισμικής μόνωσης(Κεφάλαιο VII)	49 -
7.1 Γενικά	49 -
7.2 Εφαρμογή σε απλό παράδειγμα	49 -
7.2.1 Παρουσίαση μοντέλου σταθερής βάσης.....	49 -
7.2.2 Παρουσίαση μοντέλου με τυχαίας γεωμετρίας εφένδρανα	51 -
7.2.3 Παρουσίαση μοντέλου βελτιστοποίησης εφεδράνων FPS.....	56 -
8. Ανάλυση σεισμικά μονωμένης κατασκευής(Κεφάλαιο VIII)	61 -

8.1 Προσομοίωμα στατικής ανάλυσης	- 61 -
8.2 Κατηγορίες δράσεων.....	- 61 -
8.2.1 Μόνιμες δράσεις (G).....	- 62 -
8.2.2 Μεταβλητές δράσεις (Q)	- 62 -
8.2.3 Φορτίο χιονιού.....	- 65 -
8.2.4 Φορτίο ανέμου.....	- 66 -
8.3 Ιδιομορφική ανάλυση προσομοιώματος πακτωμένης βάσης	- 70 -
8.4 Βελτιστοποίηση σεισμικής μόνωσης.....	- 73 -
8.5 Ιδιομορφική φασματική ανάλυση	- 76 -
8.6 Σύγκριση αποτελεσμάτων ιδιομορφικών αναλύσεων πακτωμένης με σεισμικά μονωμένη κατασκευή	- 80 -
8.7 Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας.....	- 82 -
9. Συμπεράσματα (Κεφάλαιο IX).....	- 85 -

Περιεχόμενα εικόνων

Εικόνα 1 Παραμόρφωση κατασκευής με και χωρίς σεισμική μόνωση	15 -
Εικόνα 2 Φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους Α έως Ε (για 5% απόσβεση)	16 -
Εικόνα 3 Ελαστομεταλλικό εφέδρανο χωρίς και με πυρήνα μολύβδου	18 -
Εικόνα 4 Εφέδρανο τριβής με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης.....	20 -
Εικόνα 5 Εφέδρανα τριβής μονής(α) ή διπλής επιφάνειας ολίσθησης	20 -
Εικόνα 6 Αποδέσμευση της κίνησης της κατασκευής από την εδαφική.....	21 -
Εικόνα 7 Σεισμικά μονωμένη κατασκευή	22 -
Εικόνα 8 Τυπική διάταξη ενός FPS συστήματος και περιγραφή της στατικής ισορροπίας στη μετατοπισμένη θέση	27 -
Εικόνα 9 Σχηματική απεικόνιση της πλάκας PTFE στο εφέδρανο.	34 -
Εικόνα 10 Περιορισμοί της πλάκας του εφεδράνου	34 -
Εικόνα 11 Σχηματική απεικόνιση των υποδιαίρεσεων της εσοχής σφαιρικού εφεδράνου ολίσθησης	35 -
Εικόνα 12 Σχήμα εφεδράνου σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης.....	36 -
Εικόνα 13 Παράδειγμα σμήνους πλήθους ατόμων 12 και γειτονιών πλήθους 4	43 -
Εικόνα 14 Σύνδεση μεταξύ των ατόμων του σμήνους ανάλογη του gbest και lbest, αντίστοιχα. -	44 -
Εικόνα 15 Διάγραμμα ροής αλγορίθμου PSO	45 -
Εικόνα 16 Σχηματική απεικόνιση της κατεύθυνσης του διανύσματος ταχύτητας στο χώρο των δυο διαστάσεων.....	47 -
Εικόνα 17 Βελτίωση του διανύσματος ταχύτητας ώστε η νέα να βρίσκεται εντός εφικτής περιοχής.-	47 -
Εικόνα 18 Προσομοίωμα παραδείγματος εφαρμογής με πάκτωση στη βάση.....	50 -
Εικόνα 19 Απόκριση προσομοιώματος με πακτωμένη βάση για τις σεισμικές δράσεις κατά x και γ .-	51 -
Εικόνα 20 Ο κώδικας που υπολογίζει τη μετακίνηση σχεδιασμού μεμονωμένου ή περισσότερων όμοιων εφεδράνων FPS	52 -
Εικόνα 21 Διάγραμμα φάσματος κατά EC και υστερητικός βρόχος εφεδράνων σεισμικής μόνωσης.-	53 -
Εικόνα 22 Προσομοίωμα με ίδιας γεωμετρίας εφέδρανα FPS.....	54 -
Εικόνα 23 Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων για εφέδρανα ίδιας γεωμετρίας	54 -
Εικόνα 24 Απόκριση προσομοιώματος με ίδιας γεωμετρίας εφέδρανα FPS για τις σεισμικές δράσεις κατά x και γ.....	55 -
Εικόνα 25 Περιβάλλον προγράμματος βελτιστοποίησης σε EXCEL.....	57 -
Εικόνα 26 Διάγραμμα φάσματος κατά EC και υστερητικός βρόχος εφεδράνων σεισμικής μόνωσης.-	57 -
Εικόνα 27 Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων εφεδράνων βέλτιστης γεωμετρίας.....	58 -
Εικόνα 28 Απόκριση προσομοιώματος με βέλτιστης γεωμετρίας εφέδρανα FPS για τις σεισμικές δράσεις κατά x και γ.....	58 -
Εικόνα 29 Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού – μονοκλινής στέγη.....	65 -
Εικόνα 30 Εξωτερικές πιέσεις στη Χ διεύθυνση	68 -
Εικόνα 31 Εξωτερικές πιέσεις στη Υ διεύθυνση	69 -
Εικόνα 32 Τρισδιάστατο προσομοίωμα πακτωμένου στη βάση μοντέλου	70 -
Εικόνα 33 Κάτοψη βάσης προσομοιώματος	71 -
Εικόνα 34 Απόκριση οροφής προσομοιώματος με πακτωμένη βάση.....	73 -
Εικόνα 35 Διάγραμμα φάσματος κατά EC εφεδράνων σεισμικής μόνωσης	74 -

Εικόνα 36 Βρόχος υστέρησης εφεδράνων FPS1,FPS2 και FPS3	- 74 -
Εικόνα 37 Βρόχος υστέρησης εφεδράνων FPS4,FPS5 και FPS6	- 75 -
Εικόνα 38 Περιβάλλον προγράμματος βελτιστοποίησης σε EXCEL.....	- 75 -
Εικόνα 39 Τρισδιάστατο προσομοίωμα με εφέδρανα σεισμικής μόνωσης τύπου FPS	- 76 -
Εικόνα 40 Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων εφεδράνων βέλτιστης γεωμετρίας.....	- 77 -
Εικόνα 41 Απόκριση προσομοιώματος με βέλτιστης γεωμετρίας εφέδρανα FPS για τις σεισμικές δράσεις κατά x και y	- 78 -
Εικόνα 42 Επιταχυνσιογράφημα καταγραφής από τα Χαβριάτα (Κεφαλονιά)	- 83 -
Εικόνα 43 Σύγκριση φασμάτων απόκρισης κανονισμού- καταγραφής	- 83 -

Περιεχόμενα πινάκων

Πίνακας 1 Μηχανικές και φυσικές ιδιότητες του PTFE	- 33 -
Πίνακας 2 Συντελεστής τριβής μ_{\max}	- 35 -
Πίνακας 3 Χαρακτηριστικές τιμές θλιπτικής αντοχής εφεδράνων ολίσθησης	- 36 -
Πίνακας 4 Συντελεστής λ για σφαιρικά εφέδρανα τριβής.	- 38 -
Πίνακας 5 Κατακόρυφες αντιδράσεις στηρίξεων	- 50 -
Πίνακας 6 Χαρακτηριστικές ιδιομορφές ταλάντωσης πακτωμένου προσομοιώματος	- 51 -
Πίνακας 7 Χαρακτηριστικά φάσματος σχεδιασμού κατά EC	- 51 -
Πίνακας 8 Μηχανικές ιδιότητες του υλικού των FPS	- 53 -
Πίνακας 9 Χαρακτηριστικές ιδιομορφές ταλάντωσης σεισμικά μονωμένου προσομοιώματος με ενιαίας διάταξης εφέδρανα	- 55 -
Πίνακας 10 Σύγκριση αποτελεσμάτων προγράμματος προδιαστασιολόγησης και προσομοιώματος σεισμικής μόνωσης	- 56 -
Πίνακας 11 Σύγκριση αποτελεσμάτων μεταξύ πακτωμένου και σεισμικώς μονωμένου προσομοιώματος	- 56 -
Πίνακας 12 Χαρακτηριστικές ιδιομορφές ταλάντωσης σεισμικά μονωμένου προσομοιώματος με βέλτιστης γεωμετρίας εφέδρανα	- 59 -
Πίνακας 13 Σύγκριση αποτελεσμάτων προγράμματος προδιαστασιολόγησης και προσομοιώματος σεισμικής μόνωσης	- 59 -
Πίνακας 14 Σύγκριση αποτελεσμάτων μεταξύ πακτωμένου και σεισμικώς μονωμένου προσομοιώματος	- 60 -
Πίνακας 15 Κατηγορίες χρήσης κτιρίων	- 63 -
Πίνακας 16 Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα κτιρίων	- 64 -
Πίνακας 17 Κατηγοριοποίηση στεγών	- 65 -
Πίνακας 18 Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού	- 66 -
Πίνακας 19 Κατηγορίες και παράμετροι εδάφους	- 67 -
Πίνακας 20 Πρώτες ιδιομορφές της πακτωμένης κατασκευής	- 71 -
Πίνακας 21 Κατακόρυφες αντιδράσεις στηρίξεων στο προσομοίωμα	- 72 -
Πίνακας 22 Χαρακτηριστικά φάσματος σχεδιασμού κατά EC	- 72 -
Πίνακας 23 Μετακινήσεις προσομοιώματος πακτωμένης βάσης	- 72 -
Πίνακας 24 Χαρακτηριστικά φάσματος σχεδιασμού κατά EC	- 76 -
Πίνακας 25 Συγκεντρωτικός πίνακας προσομοιωμένων εφεδράνων	- 77 -
Πίνακας 26 Μετακινήσεις ορόφων κατασκευής	- 78 -
Πίνακας 27 Μετακινήσεις κόμβων σεισμικής μόνωσης υπό τους συνδυασμούς φόρτισης	- 78 -
Πίνακας 28 Συντελεστές συμμετοχής ιδιομορφών	- 79 -
Πίνακας 29 Χαρακτηριστικές ιδιομορφές ταλάντωσης σεισμικά μονωμένου προσομοιώματος με βέλτιστης γεωμετρίας εφέδρανα	- 79 -
Πίνακας 30 Σύγκριση αποτελεσμάτων προγράμματος προδιαστασιολόγησης και προσομοιώματος σεισμικής μόνωσης	- 79 -
Πίνακας 31 Σύγκριση αποτελεσμάτων μεταξύ πακτωμένου και σεισμικώς μονωμένου προσομοιώματος	- 80 -
Πίνακας 32 Γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων υπό τη δράση $1,35G+1.5Q+0.9S+0.9W_x$	- 81 -
Πίνακας 33 Γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων υπό τη δράση $1,35G+1.5Q+0.9S+0.9W_y$	- 81 -
Πίνακας 34 Γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων υπό τη δράση $G+0.3 Q+Ex$	- 81 -
Πίνακας 35 Γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων υπό τη δράση $G+0.3Q+E_y$	- 82 -
Πίνακας 36 Σύγκριση μεγεθών πακτωμένης και σεισμικά μονωμένης κατασκευής με τη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας	- 83 -

Πίνακας 37 Μετακινήσεις ορόφων κατασκευής από τη μη γραμμική ανάλυση ιστορίας	- 84 -
Πίνακας 38 Σύγκριση μετατοπίσεων βάσης μεταξύ των δυο αναλύσεων	- 84 -
Πίνακας 39 Σύγκριση μετατοπίσεων ορόφων μεταξύ των δυο αναλύσεων	- 84 -

Περίληψη

Στόχος της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι η ανάλυση και ο βέλτιστος σχεδιασμός συστημάτων σεισμικής μόνωσης τυχαίας κάτοψης κατασκευών. Ακόμα, διερευνάται η συμπεριφορά των συστημάτων σεισμικής μόνωσης, λαμβάνοντας υπόψη τη διακύμανση της γεωμετρικής διάταξης των μονωτήρων. Για το λόγο αυτό ο σχεδιασμός σεισμικά μονωμένων κατασκευών απαιτεί ανάλυση με χρήση άνω και κάτω ορίων στις τιμές των γεωμετρικών χαρακτηριστικών των συστημάτων σεισμικής μόνωσης. Στα πλαίσια της εργασίας αυτής εξετάσθηκαν τα συστήματα εκκρεμούς τριβής (*Friction Pendulum Systems* ή *FPS*) όπου εφαρμόστηκαν σε ένα παράδειγμα μονώροφου μοντέλου τυχαίας γεωμετρίας και σε ένα εξάωροφο κτίριο που προορίζεται για στέγαση μουσείου.

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας αναπτύχθηκε ένα εργαλείο προδιαστασιολόγησης συστημάτων σεισμικής μόνωσης στο Microsoft Excel, το οποίο χρησιμοποιεί ένα κώδικα σε γλώσσα VBA (Visual Basic for Applications). Η ανάλυση μπορεί να γίνει μόνο για εφέδρανα εκκρεμούς τριβής (*Friction Pendulum Systems* ή *FPS*) και παρουσιάζει όλες τις πληροφορίες που απαιτούνται, με βάση τους αντίστοιχους κανονισμούς, για την προδιαστασιολόγηση ενός συστήματος υπό δεδομένο επίπεδο φόρτισης.

Ο χρήστης οφείλει να επιλέξει και να εισάγει στο πρόγραμμα τις σεισμικές παραμέτρους (φάσμα σχεδιασμού κατά EC8), τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων εκκρεμούς τριβής (FPS), τα φορτία που φέρουν (ανάλογα το φορέα που εφαρμόζονται) και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων όπως ακτίνα καμπυλότητας (R), συντελεστή τριβής (μ). Από το πρόγραμμα αυτό δίνεται η δυνατότητα να λαμβάνουμε τη μετατόπιση της σεισμικής μόνωσης καθώς και όλα τα χαρακτηριστικά για τον μονωτήρα, κάνοντας τους απαραίτητους ελέγχους και περιορισμούς που ορίζονται από τον κανονισμό EN1337-2 και EN1337-7.

Επιπλέον, παρέχεται η δυνατότητα βελτιστοποίησης της γεωμετρίας των μονωτήρων με στόχο την ελαχιστοποίηση της κινητικής ενέργειας του συστήματος της σεισμικής μόνωσης. Η βελτιστοποίηση επιτυγχάνεται με τη χρήση ενός αλγορίθμου βελτιστοποίησης με σμήνος σωματιδίων (BSS)(Particle Swarm Optimization, PSO) όπου ορίζονται οι συντελεστές εκείνοι που θεωρούνται κατάλληλοι από τον χρήστη, ανάλογα με την επιθυμητή ακρίβεια.

Κάνοντας χρήση των εργαλείων που προαναφέρθηκαν γίνεται η προδιαστασιολόγηση της σεισμικής μόνωσης με εφέδρανα FPS μιας εξάωροφης κατασκευής που προορίζεται για στέγαση μουσείου. Η κατασκευή αυτή στη συνέχεια υποβάλλεται σε μια σειρά δυναμικές αναλύσεις, μέσω προγράμματος

πεπερασμένων στοιχείων, όπως ιδιομορφική φασματική ανάλυση και μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας υπό δεδομένη σεισμική διέγερση.

Συνοπτικά, δίνεται παρακάτω η δομή της παρούσας εργασίας.

- ✚ Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια εισαγωγή στη θεωρία και τις μεθόδους της σεισμικής μόνωσης αλλά και καταγράφονται οι στόχοι που έχει η εφαρμογή της σε μια κατασκευή.
- ✚ Στο δεύτερο κεφάλαιο περιγράφεται η δράση της σεισμικής μόνωσης των κατασκευών και παρουσιάζονται οι διάφοροι τύποι εφεδράνων με μια σύντομη ανάλυση της θεωρίας τους.
- ✚ Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφονται τα βήματα σχεδιασμού και ανάλυσης της σεισμικής μόνωσης.
- ✚ Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφονται και αναλύονται οι ιδιότητες των εφεδράνων εκκρεμούς τριβής (FPS).
- ✚ Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στο κανονιστικό πλαίσιο υπό το οποίο σχεδιάζονται τα συστήματα σεισμικής μόνωσης και παρουσιάζονται οι περιορισμοί που εισάγουν ορισμένοι κανονισμοί στη διαδικασία διαστασιολόγησης. Οι κανονισμοί που αναφέρονται είναι Ευρωπαϊκοί [EN 1337-7 (*European Standards – Spherical and cylindrical PTFE bearings*)]
- ✚ Στο έκτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στις διαδικασίες βελτιστοποίησης αλλά και στον αλγόριθμο βελτιστοποίησης PSO τόσο στη βασική του μορφή όσο και στις βελτιωμένες προτάσεις που έχουν προταθεί.
- ✚ Στο έβδομο κεφάλαιο παρουσιάζεται το εργαλείο προδιαστασιολόγησης του συστήματος σεισμικής μόνωσης και παρουσιάζεται ένα παράδειγμα μονώροφης κατασκευής με σκοπό την κατανόηση του τρόπου λειτουργίας του προγράμματος.
- ✚ Στο όγδοο κεφάλαιο εφαρμόζεται σεισμική μόνωση σε εξώροφη κατασκευή και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης τόσο σε επίπεδο προδιαστασιολόγησης όσο και σε επίπεδο δυναμικών φασματικών αναλύσεων και μη γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας.
- ✚ Στο ένατο κεφάλαιο παρατίθενται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από το σύνολο των αναλύσεων της παρούσας εργασίας για τις σεισμικά μονωμένες κατασκευές.

Abstract

The objective of this thesis is the analysis and the optimum design of seismic isolation systems of a random construction plan. In addition, the behavior of such systems is investigated, taking into account the range of the isolators' geometry. For this, designing seismic isolated constructions requires analysis using upper and lower limits to the values of seismic isolation systems' geometrical characteristics. Herein, Friction Pendulum Systems (FPS) were tested and applied to (i) an example of one-storey model of random geometry and (ii) a six-storey building intended for a museum.

In the present thesis a seismic isolation systems tool, for preliminary design, is evaluated in Microsoft Excel, which uses a code in VBA (Visual Basic for Applications). The analysis can be performed only for Friction Pendulum Systems (FPS) and represents any information needed, based on the codes, for the preliminary design of a system under a given load.

Each designer must choose and enter to the program the seismic parameters (design spectra in EC8), the mechanic characteristics of the friction pendulum systems (FPS), the loads transferring to the ground (depending on the structure) and the geometrical characteristics such as the curvature radius (R), the friction factor (μ). This program gives the opportunity to take the displacement of the seismic isolated base and all the characteristics of the FPS, as well, with the necessary checks and limitations from the Euro Norms EN1337-2, EN1337-7.

Furthermore, the opportunity of optimizing the dimension of the FPS is available in order to minimize the kinetic energy of the seismic isolated system. This optimization is reached by the use of an algorithm: Particle Swarm Optimization (PSO), where the user inserts the proper parameters, depending on the required accuracy of the results.

Using the tools mentioned, preliminary design of the seismic isolation with FPS in a six-storey building for a museum is done. Subsequently, this building is run under some dynamic analysis, like the response spectrum analysis and the non-linear time history analysis for a given ground motion, with a finite elements' program.

All in all, the organization of this thesis is given:

- ✚ In the first chapter, the theory and the methods of the seismic isolation are given as an introduction and the intentions of placing the application at a structure are mentioned.

- ✚ In the second chapter, the effect on the seismic isolated buildings is described and all types of isolation bearings are presented with a short analysis of their theory.
- ✚ In the third chapter, the steps of design and analysis of seismic isolation are described.
- ✚ In the fourth chapter, the properties of the FPS are analyzed.
- ✚ In the fifth chapter, the Codes related to the FPS are mentioned and the limitations coming from Codes about the dimensioning of the FPS are given. The European Code used in this thesis is: EN 1337-7 (*European Standards – Spherical and cylindrical PTFE bearings*).
- ✚ In the sixth chapter, the optimization procedure and PSO algorithm, in the basic or the improved form, are reported.
- ✚ In the seventh chapter, the preliminary design's tool of the seismic isolation system and an example of a single-storey building are sited so as to understand the way of the tool's function.
- ✚ In the eighth chapter, seismic isolation of a six-storey building is applied and all the analysis results are presented.
- ✚ In the ninth chapter, the conclusions taken from the results of analysis in the present thesis are written down for all the seismic isolated structures.

1. Εισαγωγή

Η σεισμική μόνωση είναι μια εναλλακτική τεχνολογία αντισεισμικής άμυνας και στοχεύει στην ελαχιστοποίηση ή αποφυγή ζημιών λόγω σεισμικής καταπόνησης σε κτίρια, γέφυρες και άλλων ειδών κατασκευές. Στις περισσότερες σειсмоγενείς χώρες όπως Ιαπωνία, Ιταλία, Η.Π.Α. και Νέα Ζηλανδία ολοένα και αυξάνεται η εφαρμογή συστημάτων σεισμικής μόνωσης σε κτίρια και γέφυρες. Για την Ελλάδα, πρέπει να σημειωθεί ότι μετά τη δεκαετία του '90 έκαναν την εμφάνιση τους κατασκευές που χρησιμοποιούσαν τη σεισμική μόνωση βάσης (base seismic isolation) για τη πραγματοποίηση αντισεισμικών κατασκευών. Φυσικά, η τεχνική της σεισμικής μόνωσης γίνεται όλο και πιο διαδεδομένη στη χώρα μας με πολλά κτίρια και γέφυρες να έχουν κατασκευαστεί ή να κατασκευάζονται σήμερα.

Τέτοια συστήματα είναι ελαστομεταλλικά εφέδρανα χωρίς και με πυρήνα μολύβδου, εφέδρανα ολίσθησης, παθητικοί αποσβεστήρες ενέργειας ή υβριδικά συστήματα που συνδυάζουν τα ανωτέρω. Η πραγματοποίηση της σεισμικής μόνωσης γίνεται με τη χρήση ενός αριθμού από τα προαναφερθέντα συστήματα εφεδράνων. Η θεωρία της σεισμικής μόνωσης, έγκειται στην αποδέσμευση της ανωδομής από τη θεμελίωση της έχοντας ως στόχο τη μείωση της απορροφόμενης σεισμικής ενέργειας κατά το σεισμό από την κατασκευή. Η αποδέσμευση αυτή πρόκειται για μερική ελευθέρωση καθώς πρέπει να αναληφθούν οι κατακόρυφες δράσεις, όπως το ίδιο βάρος της κατασκευής, που πρέπει να μεταφερθεί στο έδαφος. Χαρακτηριστικό σε κτίρια με σεισμική μόνωση βάσης είναι η εξασφάλιση ύπαρξης σεισμικού αρμού, δηλαδή μιας περιοχής περιμετρικά της βάσης που επιτρέπει στο κτίριο την κίνηση του κατά τη σεισμική διέγερση.

Η κλασσική θεωρία του σχεδιασμού των κατασκευών βασίζεται στο ότι η αντοχή της κατασκευής θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την απαίτηση, δηλαδή της σεισμικής δράσης σχεδιασμού.

Αντοχή > Απαίτησης

Με βάση την παραπάνω φιλοσοφία οι κατασκευές σχεδιάζονται με σκοπό αφενός την αύξηση της αντοχής του φορέα για την αποτροπή της πλαστικής απόκρισης του και αφετέρου τον περιορισμό της ελαστικής αντοχής του, τη διασφάλιση της πλάστιμης μετελαστικής απόκρισης της κατασκευής αλλά και την αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας.

Η σεισμική μόνωση χρησιμοποιεί μια αντίθετη προσέγγιση από την παραπάνω. Προσπαθεί να μειώσει την απαίτηση και όχι να αυξήσει την αντοχή. Πιο συγκεκριμένα, σκοπός της σεισμικής μόνωσης είναι η εξασφάλιση της ελαστικής απόκρισης της κατασκευής, μέσω της ελάττωσης της σεισμικής απαίτησης και όχι μέσω της αύξησης της αντοχής της. Η μείωση της σεισμικής απαίτησης εξασφαλίζεται μέσω της αποδέσμευσης της κατασκευής από τη θεμελίωση, μέσω της αύξησης της ιδιοπεριόδου της και της απομάκρυνσης από την κυρίαρχη περίοδο της σεισμικής διέγερσης.

Ένας από τους βασικούς λόγους που δημιουργούνται κατασκευές σεισμικά μονωμένες, αν όχι ο βασικότερος, είναι η μείωση όλων των συνεπειών που έχει ένας σεισμός. Φυσικά, λόγω του επιπλέον κόστους η σεισμική μόνωση πραγματοποιείται μόνο όταν τα οφέλη της ξεπερνούν το κόστος δημιουργίας της. Για τον παραπάνω λόγο η χρήση σεισμικών μονωτήρων μελετάται σε κατασκευές όπως νοσοκομεία για τον ακριβό εξοπλισμό τους, μουσεία για την προστασία των εκθεμάτων τους, σχολεία και κτίρια μεγάλης σημασίας (πυροσβεστικής υπηρεσία, αστυνομία, υπουργεία) για τη διαφύλαξη της συνεχούς χρήσης τους. Όσον αφορά σε κτίρια κατοικιών, η χρήση σεισμικής μόνωσης περιορίζεται για λόγους υψηλότερου αισθήματος ασφάλειας και μείωση του κόστους συντήρησης της κατασκευής.

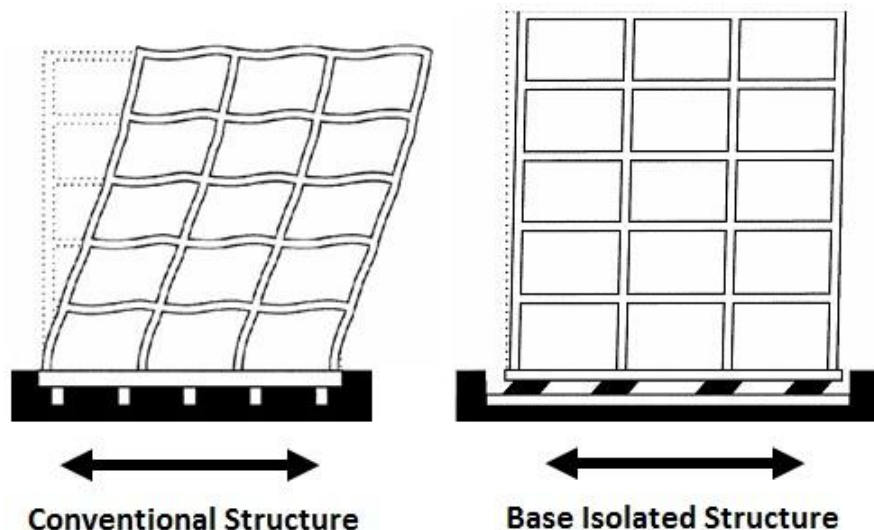
Γενικότερα, οι στόχοι της σεισμικής μόνωσης και της απόσβεσης ενέργειας είναι οι εξής:

- Προστασία ζωής, δηλαδή αποφυγή κατάρρευσης της κατασκευής.
- Προστασία της ασφάλειας της κατασκευής μετά από σεισμική δράση. Η αντοχή και η σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής δεν επηρεάζονται από ένα ισχυρό σεισμό καθώς επίσης μπορεί να αντισταθεί σε επάλληλες μετασεισμικές δονήσεις.
- Προστασία του φέροντα οργανισμού της κατασκευής καθώς αποφεύγονται οι θμετελαστικές παραμορφώσεις στα φέροντα δομικά στοιχεία του έργου. Έτσι, ελαχιστοποιούνται ή αποφεύγονται δύσκολες ή υψηλού κόστους επισκευές στα βλαμμένα δομικά στοιχεία της κατασκευής.
- Προστασία των μη φερόντων στοιχείων, όπως τοιχωπληρώσεις, υαλοπίνακες κ.α. Η προστασία αυτών των στοιχείων είναι σημαντική από πλευράς κόστους καθώς τα μη φέροντα στοιχεία αποτελούν μεγάλο μέρος της δαπάνης ανέγερσης ενός κτιρίου.
- Προστασία της θεμελίωσης καθώς ελαττώνεται η δυναμική καταπόνηση του εδάφους και ελαχιστοποιούνται τυχούσες καθιζήσεις.
- Απρόσκοπτη λειτουργία της κατασκευής καθώς αποφεύγεται διακοπή της χρήσης της.
- Προστασία του περιεχομένου της κατασκευής όπου, όπως προείπαμε, σε μερικές περιπτώσεις μπορεί να είναι και μεγάλης αξίας ή σημασίας αντικείμενα.
- Υψηλό επίπεδο ποιότητας ζωής των χρηστών του έργου καθώς παρέχεται υψηλό αίσθημα ασφάλειας.

2. Σεισμική μόνωση

2.1 Δράση σεισμικής μόνωσης

Βασική ιδέα της σεισμικής μόνωσης όπως έχει προαναφερθεί, είναι η αποδέσμευση σε μεγάλο βαθμό της ανωδομής από τη θεμελίωση. Αυτός ο διαχωρισμός της ταλάντωσης της ανωδομής από τα σεισμικά κύματα που περνούν διαμέσου του εδάφους επιτυγχάνεται με την κατάργηση της μονολιθικότητας της κατασκευής και την έδραση αυτής σε σεισμικούς μονωτήρες. Τα συστήματα των σεισμικών μονωτήρων διαθέτουν υψηλή δυσκαμψία για χαμηλές τιμές οριζόντιων φορτίσεων (άνεμος) ενώ διαθέτουν υψηλή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση. Επίσης, η σεισμική μόνωση θα πρέπει να είναι ικανή για απόσβεση της σεισμικής ενέργειας, για περιορισμό των μετακινήσεων εντός πρακτικών ορίων αλλά και για αυξανόμενη αντίσταση υπό αύξουσα οριζόντια παραμόρφωση, ώστε να επαναφέρει το σύστημα στην αρχική θέση. Στην Εικόνα 1 φαίνεται η διαφορά στην απόκριση της κατασκευής με και χωρίς τη χρήση σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 1 Παραμόρφωση κατασκευής με και χωρίς σεισμική μόνωση

Αν μια κατασκευή μπορούσε να αποδεσμευτεί πλήρως από το έδαφος πάνω στο οποίο εδραζόταν, μέσω μιας διεπιφάνειας με μηδενική τριβή, τότε η κίνηση του εδάφους θα την άφηνε ανέπαφη, αφού καμιά οριζόντια δύναμη δε θα μεταδίδονταν σε αυτή. Κάτι τέτοιο συνάδει με το φαινόμενο μιας εντελώς εύκαμπτης κατασκευής όπου εμφανίζει μια πολύ μεγάλη τιμή ιδιοπεριόδου, ενώ η επιτάχυνση που αναπτύσσει σε μια σεισμική διέγερση είναι μηδενική. Όσον αφορά τη μετακίνηση της κατασκευής είναι ίδια με τη μετακίνηση του εδάφους.

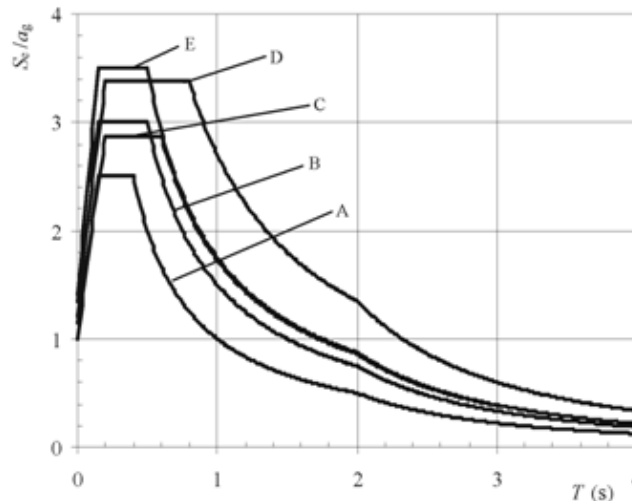
Μια από τις πιο σημαντικές ιδιότητες της σεισμικής μόνωσης είναι η αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου κάτι που εξασφαλίζει την αποφυγή συντονισμού αλλά και τη μείωση των επιβαλλόμενων επιταχύνσεων κατά τη διάρκεια συμβατικών σεισμών. Από τον κανονισμό είναι γνωστό ότι η επιτάχυνση με βάση την οποία σχεδιάζουμε λόγω της εδαφικής κίνησης είναι μια συνάρτηση της ιδιοπεριόδου που δίνεται από τον τύπο:

$$T = 2\pi\sqrt{M/\Sigma K}$$

Όπου ΣK : η συνολική δυσκαμψία της κατασκευής

Και M : η συνολική μάζα της κατασκευής.

Από την Εικόνα 2, φαίνεται το πόσο επηρεάζει η αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής σε σχέση με την επιτάχυνση σχεδιασμού ανάλογα με τα φάσματα ελαστικής απόκρισης κατά EC8.



Εικόνα 2 Φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους Α έως Ε (για 5% απόσβεση)

Μια κατασκευή θεμελιωμένη με το συμβατικό τρόπο θεωρείται σχετικώς δύσκαμπτη, καθώς κινείται μαζί με το έδαφος και αναπτύσσει αδρανειακές δυνάμεις και ροπές καθ' όλο το ύψος της. Οι αδρανειακές δυνάμεις και ροπές αυτές αναπτύσσονται στις θέσεις συγκέντρωσης της μάζας και των στροφικών ροπών της κατασκευής, η οποία παραμορφώνεται και εντείνεται. Όσον αφορά τις σεισμικά μονωμένες κατασκευές, η ευκαμψία που διαθέτει το επίπεδο της σεισμικής τους μόνωσης περιορίζει τις αναπτυσσόμενες στην ανωδομή δυνάμεις. Με αυτόν τον τρόπο ένα μικρό ποσοστό της κίνησης μεταδίδεται στην ανωδομή και έτσι οι αδρανειακές δυνάμεις και οι εμφανιζόμενες παραμορφώσεις είναι πολύ μικρότερες.

2.2 Τύποι εφεδράνων

Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης βασίζεται στη χρήση και τοποθέτηση ειδικών συσκευών, εύκαμπτων οι οποίες μειώνουν την ακαμψία της κατασκευής, αυξάνουν την ιδιοπερίοδο της και μειώνουν τις σχετικές μετακινήσεις ορόφων. Τέτοιες συσκευές είναι τα εφέδρανα, τα οποία χρησιμοποιούνται σε διάφορους τύπους σε τεχνικά έργα. Για τη σεισμική μόνωση κατασκευών γίνεται χρήση δυο γενικών συστημάτων, όπως τα ελαστομερή συστήματα και τα συστήματα ολίσθησης. Στα ελαστομερή δίνονται τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (Low Damping Rubber Bearings LDRB), τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (High Damping Rubber Bearings HDRB) και τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearings LRB). Στα συστήματα ολίσθησης δίνονται τα συστήματα σφαιρικής επιφάνειας

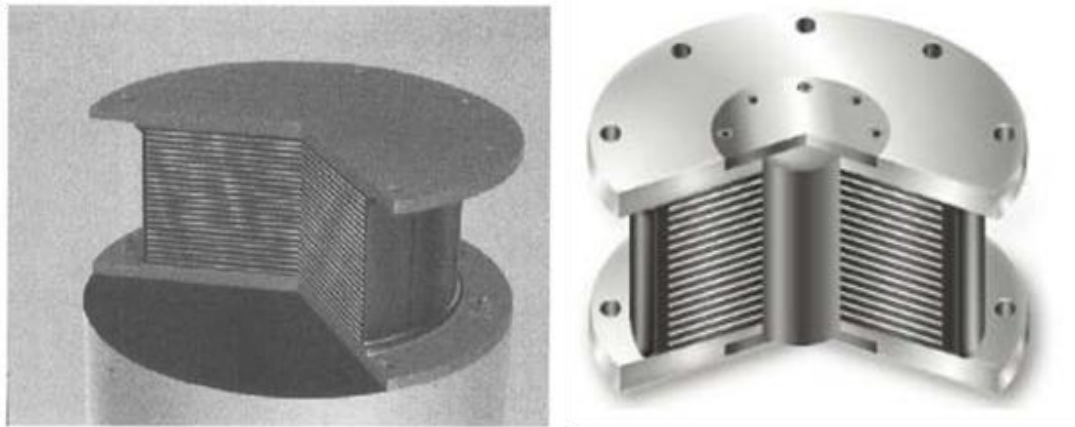
ολίσθησης (Friction Pendulum Systems FPS) και τα συστήματα επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης (Flat Sliding System FSS).

2.2.1 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα κατασκευάζονται από στρώσεις ελαστομερούς υλικού και χαλύβδινων ελασμάτων. Ελαστομεταλλικό θεωρείται ένα εφέδρανο το οποίο συνίσταται από συμπαγές βουλκανισμένο ελαστομερές, το οποίο ενισχύεται με μια ή περισσότερες χαλύβδινες πλάκες κατά τα στάδια του βουλκανισμού. Τα εφέδρανα αυτά σχεδιάζονται και κατασκευάζονται με σκοπό την εξασφάλιση της μετακίνησης προς κάθε κατεύθυνση μέσω της ελαστικής παραμόρφωσης τους αλλά και τη στροφή ως προς οποιοδήποτε άξονα προκειμένου να μεταφέρουν τις δυνάμεις της ανωδομής στα σημεία στήριξης. Τα εφέδρανα κατασκευάζονται είτε από φυσικό καουτσούκ (natural rubber) είτε από συνθετικό καουτσούκ (chloroprenorubber) όπου αναμιγνύεται με άλλο πολυμερές σε καθορισμένο ποσοστό, που βοηθά στη διαδικασία παρασκευής. Τα εφέδρανα από φυσικό καουτσούκ πρέπει να προστατεύονται έναντι διάβρωσης μέσω επικάλυψης πολυχλωροπροπενίου που γίνεται παράλληλα με το βουλκανισμό του ελαστομερούς. Τέλος, όσον αφορά την κατασκευή των ελαστομεταλλικών εφεδράνων, τοποθετούνται πάνω και κάτω χαλύβδινες πλάκες για την καλύτερη αγκύρωση του εφεδράνου στα μέλη της κατασκευής και προστατευτικό μανδύα από ελαστομερές. Χαρακτηριστικό παράδειγμα ελαστομεταλλικών εφεδράνων βλέπουμε στην Εικόνα 3(αριστερή φωτογραφία).

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα κατασκευάζονται στην πλειοψηφία τους με κυκλική ή τετραγωνική διατομή, αφού είναι απαραίτητη η ομοιόμορφη συμπεριφορά τους προς οποιαδήποτε διεύθυνση. Επίσης, όπως προαναφέρθηκε αποτελούνται από επάλληλες στρώσεις ελαστομερούς υλικού στο οποίο εγκιβωτίζονται φύλλα χάλυβα, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η απαιτούμενη δυσκαμψία λόγω των κατακόρυφων φορτίων και να περιορίζονται οι παραμορφώσεις. Το να περιορίζονται οι παραμορφώσεις του εφεδράνου είναι πολύ σημαντικό λόγω των φαινομένων Poisson, καθώς πρέπει το εφέδρανο να βρίσκεται μόνιμα υπό θλίψη και να μη βρεθούν εφελκυστικές τάσεις στο σώμα του.

Τα γενικότερα χαρακτηριστικά των ελαστομεταλλικών εφεδράνων είναι η ευκαμψία που δίνουν στο σύστημα υπό ανακυκλιζόμενες δράσεις, η δυσκαμψία στις μη σεισμικές οριζόντιες φορτίσεις καθώς και η απόσβεση της σεισμικής ενέργειας. Η διατμητική δυσκαμψία του ελαστομερούς είναι υψηλή σε μικρές παραμορφώσεις ενώ μειώνεται κατά 4-5 φορές όσο μεγαλώνει η παραμόρφωση, φτάνοντας την ελάχιστη τιμή που είναι 50% της διατμητικής έντασης. Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα διακρίνονται ανάλογα με την ικανότητα τους στην απόσβεση της σεισμικής ενέργειας και διακρίνονται σε συστήματα υψηλής απόσβεσης και σε συστήματα χαμηλής απόσβεσης. Μια ακόμα κατηγορία ελαστομεταλλικών εφεδράνων είναι αυτά με πυρήνα μολύβδου. Χαρακτηριστικό παράδειγμα ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου βλέπουμε στην Εικόνα 3(δεξιά φωτογραφία).



Εικόνα 3 Ελαστομεταλλικό εφέδρανο χωρίς και με πυρήνα μολύβδου

➤ Ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (Low Damping Rubber Bearings) (LDRB)

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης έχουν λόγο ιξώδους απόσβεσης (ξ) μικρότερο από 6%. Η συμπεριφορά τέτοιων εφεδράνων μπορεί να προσεγγιστεί σαν γραμμικών ελαστικών στοιχείων με ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία για διατμητικές παραμορφώσεις μεγαλύτερες και από 100%.

Η οριζόντια διατμητική δυσκαμψία τους εξαρτάται από τις διαστάσεις και το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς.

$$Ke = \frac{G_b \cdot A_b}{t_e}$$

Με τα

G_b : το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς

A_b : η επιφάνεια του εφεδράνου

T_e : το ύψος του ελαστομερούς

➤ Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (High Damping Rubber Bearings) (HDRB)

Η διαφορά των ελαστομεταλλικών εφεδράνων υψηλής απόσβεσης από αυτά της χαμηλής απόσβεσης είναι στη σύνθεση του ελαστομερούς με το οποίο έχουν κατασκευαστεί. Το ελαστομερές των εφεδράνων υψηλής απόσβεσης πρόκειται για ειδική σύνθεση φυσικού ελαστικού με διαφορετικές επεξεργασίες, το οποίο εμφανίζει υψηλή ικανότητα απόσβεσης. Ο ισοδύναμος λόγος ιξώδους απόσβεσης (ξ) των συγκεκριμένων εφεδράνων κυμαίνεται από 10% έως 20% για το 100% της διατμητικής αντοχής του.

➤ Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearings) (LRB)

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου κατασκευάζονται από ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης στα οποία εισάγεται ένα κεντρικό στοιχείο από μόλυβδο, το οποίο εγκαθίσταται μέσα στο σώμα του εφεδράνου σε διανοιγμένη κυκλική, συνήθως, οπή. Οι χαλύβδινες πλάκες που υπάρχουν στο εφέδρανο δε τέμνουν τον πυρήνα μολύβδου και έτσι τον αναγκάζουν να παραμορφωθεί σε διάτμηση. Σύμφωνα με τον κανονισμό η διάμετρος του πυρήνα μολύβδου πρέπει να είναι εντός κάποιων ορίων:

$$\frac{B}{6} \leq din \leq \frac{B}{3}$$

Όπου B: το πλάτος (για ορθογωνικής διατομής εφέδρανο) ή η διάμετρος (για κυκλικής διατομής εφέδρανο)

din: η διάμετρος του πυρήνα μολύβδου

Η επιλογή του μολύβδου για τον πυρήνα έχει κυρίως να κάνει με τη μικρή τάση που διαρρέει, την ελάχιστη θερμοκρασία που επανέρχεται στο σχήμα του μετά την παραμόρφωση που εξαναγκάζεται αλλά και της αντοχής του σε κόπωση διατηρώντας τα χαρακτηριστικά του.

2.2.2 Εφέδρανα ολίσθησης

Τα συστήματα ολίσθησης ή συστήματα τριβής βασίζονται στο νόμο της τριβής. Δηλαδή, πρέπει η οριζόντια δύναμη που θα ασκηθεί να είναι μεγαλύτερη της δύναμης τριβής ώστε να έχουμε ολίσθηση.

Τα εφέδρανα ολίσθησης που χρησιμοποιούνται κατά κύριο λόγο για τη σεισμική μόνωση κατασκευών είναι δυο ειδών: τα επίπεδα και τα σφαιρικά. Η διάκριση αυτή προέρχεται κυρίως από τη μορφή της διεπιφάνειας του άνω και του κάτω τμήματος του εφεδράνου.

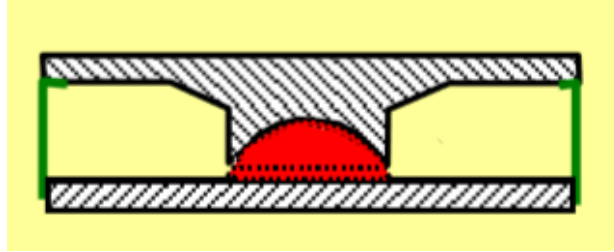
- Μηχανισμός με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης (Friction Pendulum Systems) (FPS)
- Μηχανισμός με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης (Friction Sliding Systems) (FSS)

Τα επίπεδα εφέδρανα ολίσθησης δεν εμφανίζουν δυνάμεις επαναφοράς και έτσι πρέπει να τοποθετούνται σε συνδυασμό με άλλο είδος εφέδρανα που θα παρέχει στο σύστημα την απαιτούμενη δύναμη για να επανέλθει στην αρχική του θέση (Εικόνα 4). Αντιθέτως, οι σφαιρικοί μονωτήρες ολίσθησης αναπτύσσουν δυνάμεις επαναφοράς και αυτό προσφέρει στο σύστημα την απαραίτητη απορρόφηση σεισμικής ενέργειας που επιτυγχάνεται από την τριβή ολίσθησης του ημισφαιρικού τμήματος (Εικόνα 5).

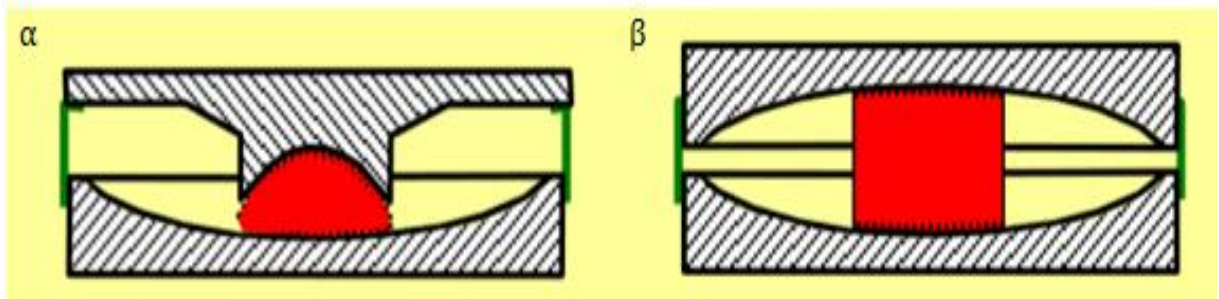
Τα σφαιρικά εφέδρανα εκκρεμούς τριβής κατασκευάζονται από χάλυβα και χωρίζονται σε τρία τμήματα:

1. Κοίλος δίσκος έδρασης
2. Δίσκος έδρασης του ημισφαιρικού τμήματος ολίσθησης
3. Ημισφαιρικό τμήμα ολίσθησης

Το ημισφαιρικό τμήμα ολίσθησης κατασκευάζεται από ανοξείδωτο χάλυβα ενώ οι κυρτές επιφάνειες έχουν επένδυση από ένα σύνθετο υλικό, του οποίου κύριο υλικό αποτελεί το Teflon, Polytetrafluoroethylene (PTFE). Τα εφέδρανα ολίσθησης ή εκκρεμούς τριβής θα αναπτυχθούν αναλυτικότερα σε επόμενο κεφάλαιο καθώς θα χρησιμοποιηθούν στο θέμα της παρούσας μελέτης.



Εικόνα 4 Εφέδρανο τριβής με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης

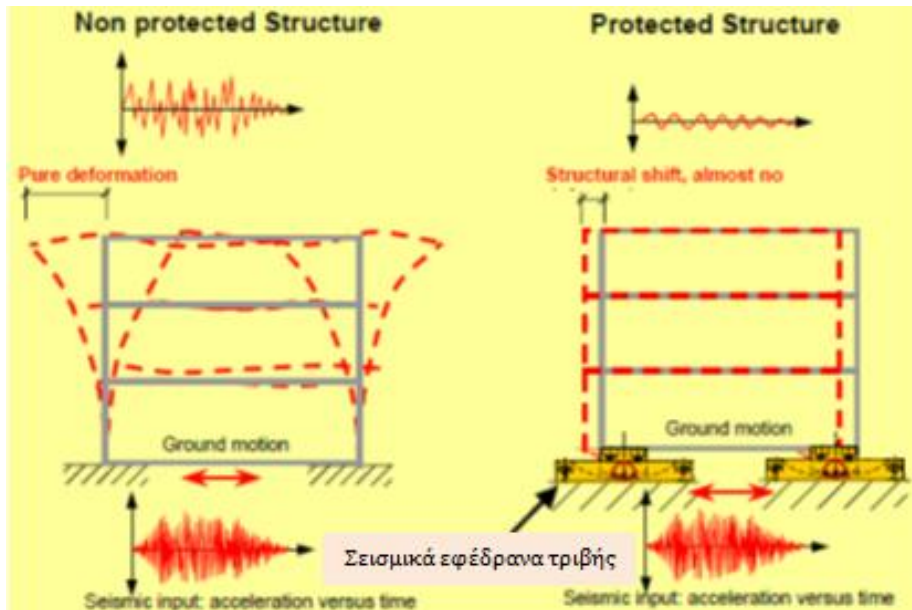


Εικόνα 5 Εφέδρανα τριβής μονής(α) ή διπλής επιφάνειας ολίσθησης

3. Θεωρία σχεδιασμού σεισμικής μόνωσης

3.1 Σεισμική μόνωση με σφαιρικά εφέδρανα τριβής

Όπως έχει προαναφερθεί στην παράγραφο 2.1, η βασική ιδέα της σεισμικής μόνωσης πέραν από την αποδέσμευση της ανωδομής από τη σεισμική κίνηση του εδάφους είναι και η αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής. Πρακτικά, η χαρακτηριστική περίοδος του συστήματος σεισμική μόνωση- ανωδομή τείνει να πάρει την τιμή της περιόδου των μονωτήρων. Με την αύξηση της ιδιοπεριόδου, επέρχεται η μείωση της επιτάχυνσης σχεδιασμού στο φάσμα επιταχύνσεων του κανονισμού.



Εικόνα 6 Αποδέσμευση της κίνησης της κατασκευής από την εδαφική

Όσον αφορά την αποδέσμευση της κίνησης του εδάφους από τον φορέα (Εικόνα 6) έχει ως στόχο την μείωση των ασκούμενων στα μέλη της κατασκευής σεισμικών φορτίων. Επίσης, μια σεισμικά μονωμένη κατασκευή κινείται ομαλότερα και χωρίς παραμορφώσεις στα μέλη της (υποστυλώματα, δοκούς), σε σχέση με μια μη μονωμένη.

Τα σεισμικά εφέδρανα εκκρεμούς τριβής, τα οποία θα μελετηθούν, προσφέρουν τρεις θεμελιώδεις λειτουργίες όταν τοποθετηθούν μεταξύ εδάφους και κατασκευής:

1. Μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων μέσω των υποστυλωμάτων στη βάση θεμελίωσης. Δεδομένου ότι το μεγαλύτερο διάστημα «ζωής» μιας κατασκευής, δεν υφίσταται σεισμικές δράσεις, πρέπει αυτή η λειτουργία να μελετηθεί καλά και σύμφωνα με τους οικοδομικούς κανονισμούς που διέπουν τη χώρα κατασκευής του κτιρίου.
2. Η μετατόπιση μεταξύ εδάφους και κατασκευής συγκεντρώνεται εξολοκλήρου στη σεισμική μόνωση και στα εφέδρανα. Με αυτόν τον τρόπο αποσυνδέεται η θεμελίωση με την ανωδομή και μειώνεται η μηχανική ενέργεια που περνά από το έδαφος στην κατασκευή.
3. Απορρόφηση σεισμικής ενέργειας μέσω της επιφάνειας τριβής με συντελεστή τριβής μ . Με τη λειτουργία αυτή, ελέγχεται και η μέγιστη σεισμική μετατόπιση μέσω του φάσματος απόκρισης.

4. Δυνατότητα επαναφοράς της κατασκευής στην αρχική της θέση πριν τη σεισμική κίνηση, μόνο για τα εφέδρανα σφαιρικής επιφάνειας τριβής. Για τα επίπεδα εφέδρανα τριβής θα πρέπει να υπάρχει μέριμνα με συνδυασμό εφεδράνων για την επαναφορά της κατασκευής.

3.2 Αναλυτικές- μαθηματικές σχέσεις σεισμικής μόνωσης

Η δυναμική συμπεριφορά μια σεισμικά μονωμένης κατασκευής θα πρέπει να μελετηθεί σε βάθος για την κατανόηση της επιρροής της σεισμικής μόνωσης σε μια κατασκευή. Ο σχεδιασμός της σεισμικής μόνωσης πραγματοποιείται με τη γραμμική θεωρία η οποία είναι βασισμένη σε ένα προσομοίωμα μονώροφης κατασκευής με δυο διακριτές μάζες.

Οι μάζες αυτές είναι αρχικά το σύνολο των μαζών της ανωδομής (m) και στη συνέχεια η μάζα των στοιχείων που αποτελούν το διάφραγμα πάνω από το επίπεδο της μόνωσης (m_b). Ακόμα, στοιχεία της κατασκευής που αφορούν τη γραμμική θεωρία είναι η δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων (k), η απόσβεση του συστήματος της ανωδομής (c), η δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης (k_b) καθώς και η απόσβεσή του (c_b). Οι σχετικές μετατοπίσεις των δυο μαζών του συστήματος διακρίνονται στην Εικόνα 7 και μπορούμε εύκολα να δούμε τις σχέσεις μεταξύ τους. [10]

$$v_s = u_s - u_b \text{ και } v_b = u_b - u_g$$

v_s : η σχετική μετατόπιση της ανωδομής

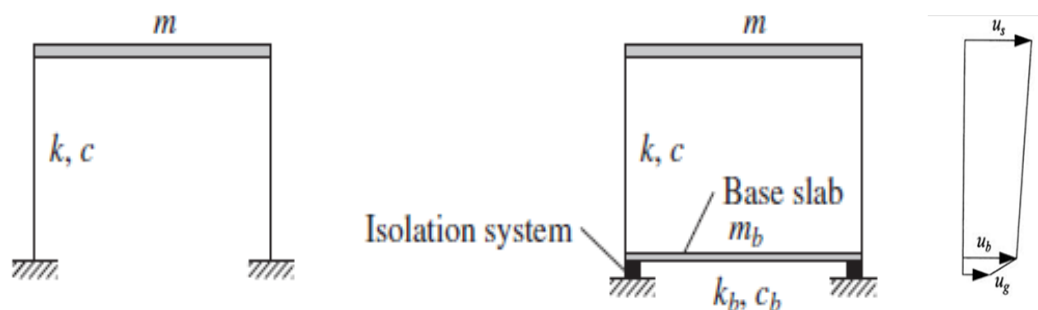
u_s : η συνολική μετατόπιση της ανωδομής

u_g : η εδαφική μετατόπιση

v_b : η σχετική μετατόπιση του συστήματος μόνωσης ως προς το έδαφος

u_b : η συνολική μετατόπιση του συστήματος μόνωσης

Η επιλογή των σχετικών μετατοπίσεων εξυπηρετεί αυτή την ανάλυση καθώς τα σημαντικά αποτελέσματα για τη μελέτη της σεισμικής μόνωσης είναι η σχετική μετατόπιση του συστήματος μόνωσης (v_b) καθώς και η σχετική μετατόπιση ορόφων (v_s).



Εικόνα 7 Σεισμικά μονωμένη κατασκευή

Οι εξισώσεις κίνησης του συστήματος προκύπτουν με τη μέθοδο της ισορροπίας των δυνάμεων. Οι σχέσεις δίνονται παρακάτω τόσο με τη μορφή εξισώσεων όσο και πινάκων.

$$(m + mb) \cdot \ddot{v}_b + m \cdot \ddot{v}_s + cb \cdot \dot{v}_b + kb \cdot v_b = -(m + mb) \cdot \dot{v}_g$$

$$m \cdot \ddot{v}_b + m \cdot \ddot{v}_s + cs \cdot \dot{v}_s + ks \cdot v_b = -m \cdot \ddot{u}_g$$

Και με μορφή πινάκων, όπου $M=m+m_b$

$$\begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} cb & 0 \\ 0 & cs \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} kb & 0 \\ 0 & ks \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} v_b \\ v_s \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot \ddot{u}_g$$

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{v}} + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{v}} + \mathbf{K} \cdot \mathbf{v} = -\mathbf{M} \cdot \mathbf{r} \cdot \ddot{u}_g$$

Η ακαμψία της μόνωσης στη βάση είναι πολύ μικρότερη της ακαμψίας της ανωδομής και για αυτό τον λόγο ο συντελεστής γ όπως είναι φανερό τείνει να πάρει τιμές πολύ μικρότερες από τη μονάδα. Ακόμα, πρέπει να σημειωθεί ότι η πρώτη ιδιοσυχνότητα της κατασκευής αντιστοιχεί στην ιδιοσυχνότητα της μόνωσης και έτσι η ανωδομή θεωρείται ως στερεό σώμα. Σε επίπεδο προμελέτης η θεώρηση αυτή προσφέρει πολύ καλή εκτίμηση των δυναμικών χαρακτηριστικών του προβλήματος της σεισμικής μόνωσης, που καταγράφονται παρακάτω:

$$T=T_b = \frac{2\pi}{\omega_b}$$

$$\omega=\omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{m+m_b}}$$

$$\xi=\xi_b = \frac{c_b}{2(m+m_b)\omega_b}$$

Με τις παραπάνω σχέσεις θα πραγματοποιηθεί η προδιαστασιολόγηση της σεισμικής μόνωσης για την δεδομένη ιδιοπερίοδο και απόσβεση. Με αυτόν τον τρόπο θα έχουμε μια πολύ καλή προσέγγιση για το σωστό σχεδιασμό της διάταξης της σεισμικής μόνωσης.

3.3 Μέθοδοι ανάλυσης μονωμένων κατασκευών έναντι σεισμών

Οι μέθοδοι ανάλυσης σεισμικά μονωμένων κατασκευών οι οποίες συνιστώνται σε διάφορους κανονισμούς και αντίστοιχες, με τη σεισμική μόνωση οδηγίες, είναι:

1. Ισοδύναμη στατική ανάλυση
2. Δυναμική (ή ιδιομορφική) φασματική ανάλυση
3. Μη- γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Ανάλογα με το στάδιο της μελέτης, την ακρίβεια των υπολογισμών και των αποτελεσμάτων που θα ληφθούν επιλέγεται από τις παραπάνω μεθόδους ανάλυσης η κατάλληλη. Επομένως, μπορούμε να πούμε ότι σε επίπεδο προμελέτης μπορεί να γίνει χρήση μιας ισοδύναμης στατικής ανάλυσης ή μιας ιδιομορφικής φασματικής, ενώ στην οριστική μελέτη μιας κατασκευής υψηλής σημασίας γίνεται χρήση μιας μη- γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας. Στις παρακάτω υποενότητες παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά της κάθε ανάλυσης.

3.3.1 Ισοδύναμη στατική ανάλυση

Η ανάλυση αυτή χρησιμοποιεί διάφορες παραδοχές για την προμελέτη ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης. Αρχικά, η βασική παραδοχή της μεθόδου αυτής είναι η θεώρηση της ανωδομής ως ένα άκαμπτο σώμα, όπου όλη η ευκαμψία συγκεντρώνεται στο επίπεδο της μόνωσης. Η ευκαμψία επομένως, όλου του συστήματος της σεισμικής μόνωσης ισούται με το άθροισμα των ευκαμψιών των μεμονωμένων μονωτήρων. Με την παραπάνω παραδοχή καταλήγουμε στη μελέτη ενός μονώροφου κτιρίου, όπου όλες οι μάζες έχουν συγκεντρωθεί στο επίπεδο του ορόφου και η δυσκαμψία των εφεδράνων θεωρείται η δυσκαμψία των υποστυλωμάτων του μονώροφου.

Όπως γίνεται αντιληπτό, στην ισοδύναμη στατική ανάλυση δε γίνεται κάτι διαφορετικό από τη χρήση της θεωρίας του ισοδύναμου μονώροφου για να υπολογιστούν τα δυναμικά χαρακτηριστικά της διάταξης.

Η συνολική ακαμψία του ισοδύναμου συστήματος κατά τους δυο μεταφορικούς βαθμούς ελευθερίας ορίζεται ως το άθροισμα των ακαμψιών των επιμέρους μονωτήρων. Επίσης, κατά το στρωφικό βαθμό ελευθερίας η στρεπτική ακαμψία δίδεται από την παρακάτω σχέση, όπου x_i και y_i οι αντίστοιχες αποστάσεις από το κέντρο βάρους του επιμέρους μονωτήρα από ένα σημείο αναφοράς.

$$\text{Μεταφορικοί βαθμοί ελευθερίας κατά } x \text{ και } y: K_x = \sum_{i=1}^n K_{x,i}, K_y = \sum_{i=1}^n K_{y,i}$$

$$\text{Στρεπτική ακαμψία: } K_\theta = \sum_{i=1}^n (K_{x,i} \cdot y_i^2) + \sum_{i=1}^n (K_{y,i} \cdot x_i^2)$$

Σύμφωνα με το φάσμα απόκρισης των επιταχύνσεων του EC8 και του εθνικού προσαρτήματος, η μετατόπιση σχεδιασμού του μονοβάθμιου ελαστικού συστήματος δίνεται:

$$D = \frac{SA(T,\beta)}{\omega^2} = \frac{SA(T,\beta) \cdot T^2}{4\pi^2}$$

Όπου $SA(T,\beta)$ είναι η ελαστική φασματική επιτάχυνση του κανονισμού για την ιδιοπερίοδο T και τον ισοδύναμο βαθμό απόσβεσης β της σεισμικής μόνωσης.

Η ιδιοπερίοδος του απλοποιημένου μονοβάθμιου συστήματος της μονωμένης κατασκευής δίδεται από τη σχέση:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{\sum K_{eff}}}$$

Όπου m είναι η συνολική μάζα της κατασκευής και $\sum K_{eff}$ είναι η ενεργός δυσκαμψία του συστήματος σεισμικής μόνωσης για εύρος ανακυκλικής μετατόπισης D , η οποία ισούται με το άθροισμα των ενεργών ακαμψιών των μονωτήρων. Όπως μπορεί να γίνει αντιληπτό, η εύρεση της μετατόπισης D στο κέντρο ακαμψίας του συστήματος της μόνωσης, απαιτεί μια επαναληπτική διαδικασία καθώς τόσο η ιδιοπερίοδος T , όσο και ο βαθμός απόσβεσης β είναι συναρτήσεις της. Η επαναληπτική αυτή διαδικασία εξετάζεται αναλυτικά σε επόμενο κεφάλαιο όπου θα δοθεί εκτενής επεξήγηση της μεθόδου.

Η τέμνουσα βάσης V_b με βάση την οποία σχεδιάζεται το σύστημα σεισμικής μόνωσης δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$V_b = K_{eff} \cdot D$$

Αντιθέτως, η ανωδομή σχεδιάζεται με τέμνουσα βάσης απομειωμένη κατά ένα συντελεστή συμπεριφοράς R_i της μονωμένης ανωδομής. Ο συντελεστής R_i λαμβάνει τιμές, συνήθως, κοντά στη μονάδα λόγω μικρής δυνατότητας πλαστικής συμπεριφοράς της ανωδομής και στην πράξη παίρνει την τιμή ίση με τη μονάδα.

$$V_s = \frac{K_{eff} \cdot D}{R_i}$$

Η τέμνουσα βάσης V_s κατανέμεται στους ορόφους της ανωδομής με τη χαρακτηριστική τριγωνική κατανομή και τη σχέση που δίνεται ως συνάρτηση του ύψους h_i και το ποσοστό του συνολικού βάρους w_i για κάθε όροφο. Παρακάτω δίνεται η στατικώς επιβαλλόμενη σεισμική δύναμη σε κάθε όροφο ως συνάρτηση της τέμνουσας βάσης του συστήματος.

$$F_x = \frac{V_s \cdot w_x \cdot h_x}{\sum_{i=1}^n (w_i \cdot h_i)}$$

Η τριγωνική κατανομή των δυνάμεων έρχεται να διορθώσει την παραδοχή της άκαμπτης ανωδομής, καθώς στην περίπτωση αυτή οι δυνάμεις θα έπρεπε να ήταν ίσες σε όλους τους ορόφους.

3.3.2 Δυναμική φασματική ανάλυση

Η δυναμική (ή ιδιομορφική) φασματική ανάλυση αποτελεί μια μέθοδο δυναμικής ανάλυσης μιας κατασκευής που αποτελείται από μια σειρά στατικών αναλύσεων. Η παρούσα ανάλυση λαμβάνει υπόψη τη συμμετοχή της καμπτικής λειτουργίας των ορόφων μέσω των καμπτικών ιδιομορφών.

Όσον αφορά την εφαρμογή της ιδιομορφικής ανάλυσης ακολουθείται η συνήθης διαδικασία με δυο τροποποιήσεις. Αρχικά οι σεισμικοί μονωτήρες προσομοιώνονται με γραμμικά ελατήρια τα οποία έχουν την ενεργό δυσκαμψία των μονωτήρων κατά το σεισμό σχεδιασμού και δεύτερον, το φάσμα σχεδιασμού τροποποιείται λαμβάνοντας την αυξημένη απόσβεση του συστήματος της σεισμικής μόνωσης.

3.3.3 Μη- γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Η ανάλυση αυτή εξετάζει την έντονη μη- γραμμική συμπεριφορά του συστήματος της σεισμικής μόνωσης. Επομένως, κατά την ανάλυση αυτή θεωρείται ελαστική η συμπεριφορά της ανωδομής σε αντίθεση με το σύστημα της σεισμικής μόνωσης που συμπεριφέρεται μη- γραμμικά και δηλώνει την υστερητική συμπεριφορά της κατασκευής. Έτσι στην ανάλυση αυτή η μη- γραμμική συμπεριφορά συγκεντρώνεται στο επίπεδο της μόνωσης όπου και καταναλώνεται το σύνολο της σεισμικής ενέργειας.

Η ανάλυση χρονοϊστοριών είναι η πιο ακριβής μέθοδος ανάλυσης σεισμικά μονωμένων κατασκευών καθώς κάνει χρήση επιλεγμένων επιταχυνσιογραφήματων για τη διέγερση και την ανάλυση της απόκρισης της κατασκευής. Αυτά τα επιταχυνσιογραφήματα επιλέγονται κατάλληλα ανάλογα με τα γεωτεχνικά

χαρακτηριστικά της περιοχής αλλά και προσεγγίζουν το φάσμα σχεδιασμού της κατασκευής με σκοπό την καλύτερη προσομοίωσης των συνθηκών μιας σεισμικής διέγερσης.

Σύμφωνα με όσα προαναφέρθηκαν για τη μη- γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας, γίνεται αντιληπτή η δυσκολία στην εφαρμογή μιας τέτοιας ανάλυσης και το μεγάλο υπολογιστικό κόστος που απαιτεί κάτι τέτοιο. Για το λόγο αυτό μόνο σε μεγάλης σημασίας έργα πραγματοποιείται μια τέτοια ανάλυση λόγω και της δυσκολίας εύρεσης κατάλληλων πραγματικών ή τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων.

4. Συστήματα εκκρεμούςς τριβής (FPS)

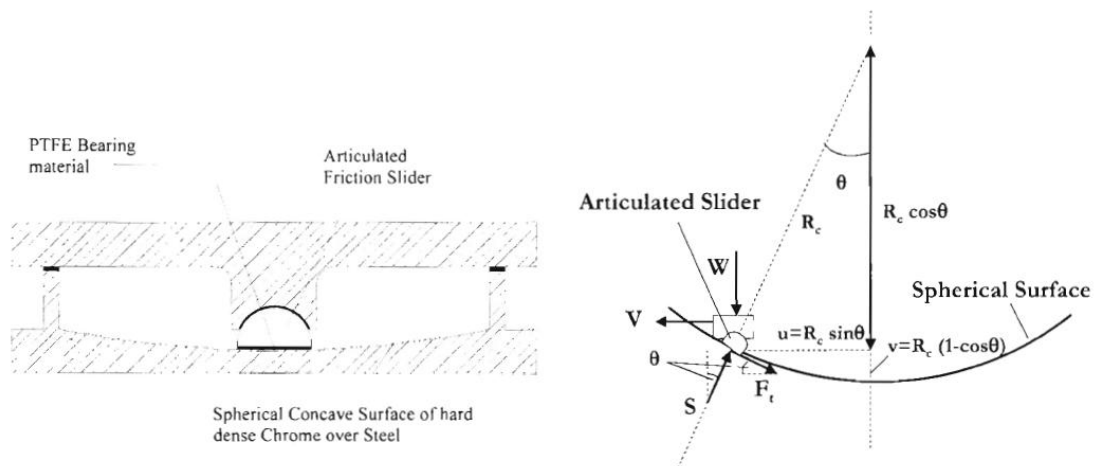
Όπως αναφέρθηκε και στην παράγραφο 2.2.2 τα συστήματα τριβής διακρίνονται σε δυο τύπους ανάλογα με το αν οι επιφάνειες ολίσθησης είναι σφαιρικές ή επίπεδες. Στην παρούσα εργασία θα ασχοληθούμε κυρίως με μηχανισμούς μόνης σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης καθώς πλεονεκτούν έναντι των επίπεδων αφού προσφέρουν στο σύστημα την απαιτούμενη δύναμη επαναφοράς.

Όσο ολισθαίνει ο ολισθητήρας στη σφαιρική επιφάνεια του εφεδράνου τόσο το στηριζόμενο πάνω στο εφέδρανο μέλος ανυψώνεται και επομένως λόγω του βάρους αναπτύσσεται μια συνιστώσα επαναφοράς προς τη θέση ισορροπίας. Η δύναμη αυτή που επαναφέρει το σύστημα στη θέση ισορροπίας είναι ανάλογη της μετατόπισης του μονωτήρα και αντιστρόφως ανάλογη της ακτίνας καμπυλότητας (R) του σφαιρικού τμήματος του εφεδράνου. Η λογική λειτουργίας των εφεδράνων με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης φαίνεται αναλυτικά στην Εικόνα 8 από όπου προκύπτουν και οι παρακάτω σχέσεις:

Οριζόντια μετατόπιση: $D = R \cdot \sin\theta$

Κατακόρυφη ανύψωση: $v = R \cdot (1 - \cos\theta) = R \cdot (1 - \cos(\arcsin \frac{D}{R}))$

Επίσης, ανάλογα της ακτίνας καμπυλότητας (R) είναι η ενεργός δυσκαμψία αλλά και ο βαθμός απόσβεσης του μονωτήρα. Η τριβή που αναπτύσσεται από την κίνηση των δυο τμημάτων του εφεδράνου, του αρθρωτού ολισθητήρα και της σφαιρικής επιφάνειας, είναι αυτή που μας δίνει την απόσβεση των μονωτήρων αυτού του τύπου.



Εικόνα 8 Τυπική διάταξη ενός FPS συστήματος και περιγραφή της στατικής ισορροπίας στη μετατοπισμένη θέση

Σημαντικότερο πλεονέκτημα των FPS είναι ότι η ιδιοπερίοδος της κατασκευής που μονώνεται με τέτοιου τύπου συστήματα είναι ανεξάρτητη της μάζας της κατασκευής. Κάτι τέτοιο καθιστά δυνατή τη σεισμική μόνωση ελαφρύτερων στοιχείων όπως αγάλματα ή ειδικό εργαστηριακό εξοπλισμό με μηχανισμούς σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης.

Χαρακτηριστικά συστήματα σεισμικής μόνωσης από σεισμικούς μονωτήρες FPS ίδιας ακτίνας καμπυλότητας (R) δίνουν δυσκαμψία ανάλογη του βάρους που φέρουν και έτσι το κέντρο ακαμψίας της σεισμικής μόνωσης ταυτίζεται με το κέντρο μάζας. Με βάση το παραπάνω, όπως γίνεται άμεσα αντιληπτό η στρεπτική κίνηση της κατασκευής τείνει να εξαλειφτεί.

4.1 Υλικά κατασκευής σφαιρικής επιφάνειας

Η επιλογή του υλικού της καμπύλης επιφάνειας τριβής είναι η ιδανική για:

1. Την φέρουσα ικανότητα
2. Τον συντελεστή τριβής και κατά συνέπεια την απόσβεση της ενέργειας
3. Την σταθερότητα της υστερητικής ενέργειας ως προς την μετατόπιση και τη θερμοκρασία
4. Την ανθεκτικότητα
5. Την αντίσταση στη φθορά

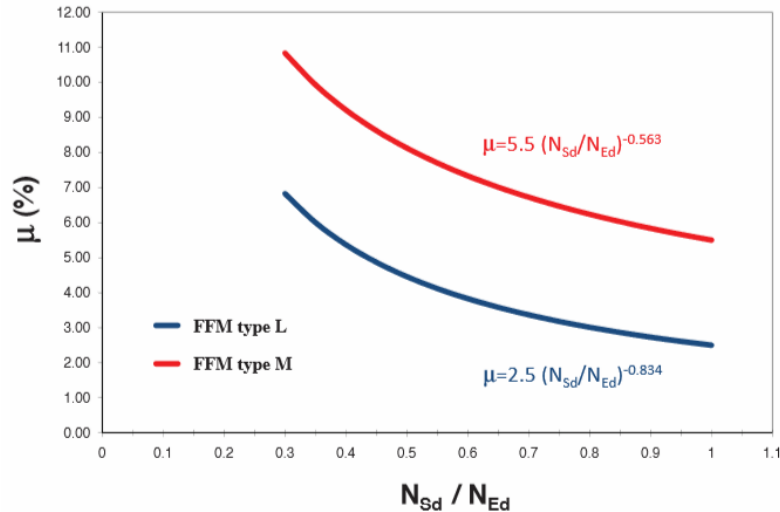
Η επιφάνεια ολίσθησης αποτελείται από ένα υψηλής ποιότητας μοριακού βάρους πολυαιθυλένιο (UHMW-PE). Το υλικό αυτό χαρακτηρίζεται από εξαιρετικές ιδιότητες φέρουσας ικανότητας, αντοχής στη φθορά, σταθερότητας και αντοχής.

4.2 Συντελεστής δυναμικής τριβής

Ο συντελεστής δυναμικής τριβής είναι η πιο σημαντική παράμετρος που ο μηχανικός θα πρέπει να γνωρίζει κατά τη μοντελοποίηση κατασκευής με εφέδρανα σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης. Για κάθε υλικό στην πλάκα ολίσθησης, ο συντελεστής τριβής εξαρτάται τόσο από την ταχύτητα, όσο και από την πίεση. Ωστόσο, η εξάρτηση από την ταχύτητα δεν είναι σημαντική, στο εύρος της ταχύτητας που σχετίζεται με το σεισμό της διέγερσης της μονωμένης κατασκευής. Αντιστρόφως, η εξάρτηση από το κατακόρυφο φορτίο δεν είναι αμελητέα, καθώς όσο αυξάνεται το κατακόρυφο φορτίο, ο συντελεστής δυναμικής τριβής υφίσταται μείωση.

Τυπικές τιμές για το συντελεστής δυναμικής τριβής είναι 2,5% για χαμηλής τριβής εφέδρανα και 5,5% για μεσαίας τριβής εφέδρανα. Αυτές είναι οι ελάχιστες τιμές του συντελεστή δυναμικής τριβής και αντιστοιχούν στο μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού N_{Ed} του εφεδράνου, δηλαδή το μέγιστο κατακόρυφο φορτίο του συνδυασμού με τη σεισμική δράση ή οποιονδήποτε συνδυασμό φορτίων που περιέχει οριζόντια δράση.

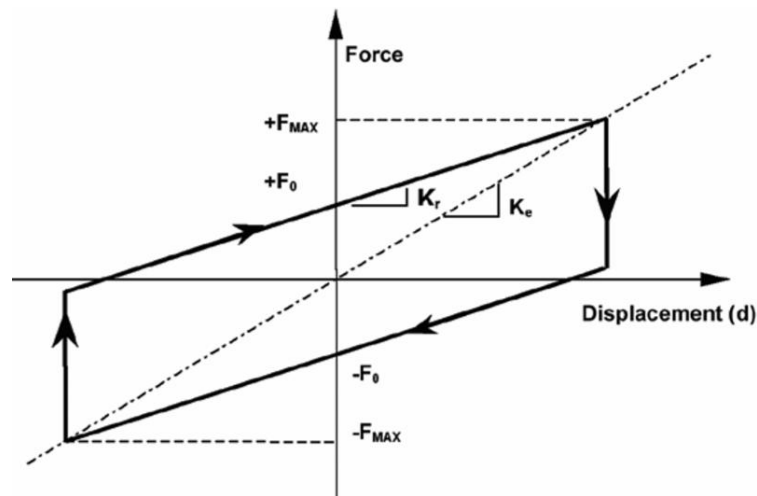
Το Διάγραμμα 1 δείχνει πως ο συντελεστής δυναμικής τριβής ποικίλει ανάλογα με το κατακόρυφο φορτίο και συγκεκριμένα με το λόγο N_{sd}/N_{Ed} που ενεργεί στον μονωτήρα. Συνήθως το N_{sd} θεωρείται σταθερό και ίσο με το οιονεί-μόνιμο φορτίο.



Διάγραμμα 1 Συντελεστής δυναμικής τριβής ως προς τον λόγο των φορτίων και οι σχέσεις που ακολουθούν

4.3 Προσομοίωση εφεδράνων σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης

Το μοντέλο προσομοίωσης που ακολουθεί τη συμπεριφορά των εφεδράνων σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης αποτελείται από μια διγραμμική καμπύλη δύναμης-μετατόπισης που φαίνεται στο Διάγραμμα 2.



Διάγραμμα 2 Μοντέλο συμπεριφοράς εφεδράνων σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης

$F_0 = \mu \cdot N_{sd}$, δύναμη τριβής που αναπτύσσεται από τον μονωτήρα

$F_{max} = F_0 + K_r \cdot d = \mu \cdot N_{sd} + \frac{N_{sd}}{R} \cdot d$, μέγιστη οριζόντια δύναμη

$K_r = \frac{N_{sd}}{R}$, δυσκαμψία

μ , συντελεστής δυναμικής τριβής

N_{sd} , κατακόρυφο φορτίο που ασκείται στον μονωτήρα

R , ισοδύναμη ακτίνα καμπυλότητας

d, μετατόπιση

Το κατακόρυφο φορτίο N_{sd} που ασκείται στο μονωτήρα είναι το κατακόρυφο φορτίο κατά τη σεισμική διέγερση που υπολογίζεται ως η μάζα επί την επιτάχυνση της βαρύτητας (g). Επίσης, μερικές φορές χρησιμοποιούνται μη γραμμικά δυναμικά μοντέλα που λαμβάνουν υπόψη τη μεταβολή του κατακόρυφου φορτίου κατά τη διάρκεια του σεισμού.

Η ενεργός δυσκαμψία και η ενεργός ιξώδης απόσβεση του μονωτήρα, μπορούν να υπολογιστούν από τους παρακάτω τύπους:

$$K_{eff} = N_{sd} * \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)$$

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} * \frac{1}{\frac{d}{\mu * R} + 1}$$

Μια πολύ σημαντική ιδιότητα των εφεδράνων τριβής είναι η ταύτιση του κέντρου μάζας με το κέντρο ακαμψίας του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Αυτό συμβαίνει χάριν της εξάρτησης της ενεργούς δυσκαμψίας από το κατακόρυφο φορτίο.

Η ενεργός θεμελιώδης περίοδος, δηλαδή αυτή που σχετίζεται με την ενεργό δυσκαμψία μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής, δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$T_e = 2 * \pi * \sqrt{\frac{1}{g * \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)}}$$

Ενώ, η περίοδος που σχετίζεται με την K_f είναι αντιστρόφως ανάλογη αυτής ενός απλού εκκρεμούς με μήκος R

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{R}{g}}$$

Η επιφάνεια υστέρησης του διγραμμικού μοντέλου συμπεριφοράς των εφεδράνων σφαιρικής επιφανείας ολίσθησης, αντιπροσωπεύει την καταναλισκόμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης. Η καταναλισκόμενη ενέργεια ED ισούται με:

$$ED = 4 * \mu * d * N_{sd}$$

Όπως φαίνεται από την παραπάνω σχέση, η υστερητική κατανάλωση ενέργειας εξαρτάται από τη μετατόπιση. Έτσι κατά την ανάλυση, πρέπει να μετατραπεί σε ισοδύναμη απόσβεση ενός ιξώδους αποσβεστήρα, όπου η δύναμη απόσβεσης είναι ανάλογη της ταχύτητας. Ο ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης β ορίζεται ως ο βαθμός απόσβεσης ενός ιξώδους ελαστικού στοιχείου το οποίο κάτω από ανακυκλική μετατόπιση εύρους d καταναλώνει ίδια ποσότητα ενέργειας με αυτή που καταναλώνεται από τον υστερητικό βρόχο.

$$\beta = \frac{ED}{2 * \pi * K_{eff} * d^2} = \frac{4 * \mu * N_{sd} * d}{2 * \pi * N_{sd} * \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right) * d^2} = \frac{2 * \mu}{\pi * \frac{d}{R} + \mu}$$

Όπως φαίνεται και από την παραπάνω σχέση ο ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης β δεν εξαρτάται από την υποστηριζόμενη μάζα, ενώ μειώνεται από $2/\pi$ για πολύ μικρές μετατοπίσεις σε 0 για πολύ μεγάλες.

Ο συντελεστής τριβής μ για μια δεδομένη πίεση μπορεί να προσομοιωθεί μέσω της σχέσης που προτάθηκε από τους M. Constantinou, P. Tsopela, A. Kasalanati και E. Wolff το 1990. [3]

$$\mu = f_{\max} - [(f_{\max} - f_{\min})e^{-a|\dot{U}|}]$$

όπου f_{\max} είναι η μέγιστη τιμή του συντελεστή τριβής για $|\dot{U}| = \infty$ και f_{\min} είναι η ελάχιστη για $|\dot{U}| = 0$, αντίστοιχα. Ακόμα, a είναι ο συντελεστής ο οποίος ελέγχει τη μεταβολή του συντελεστή τριβής (μ) με την ταχύτητα.

Οι παράμετροι f_{\max} , f_{\min} και a εξαρτώνται από την πίεση στο εφέδρανο ολίσθησης. Η εξάρτηση των παραμέτρων αυτών από την πίεση έχει περιγραφεί με την σημαντικότερη να είναι αυτή του συντελεστή f_{\max} που δίνεται στην παρακάτω σχέση.

$$f_{\max} = f_{\max,0} - [(f_{\max,0} - f_{\max,p})\tanh(\varepsilon p)]$$

Όπου $f_{\max,p}$ είναι ο μέγιστος συντελεστής τριβής για υψηλές πιέσεις, $f_{\max,0}$ είναι ο μέγιστος συντελεστής για μηδενική πίεση και ε είναι συντελεστής που ελέγχει τη μετάβαση του f_{\max} μεταξύ πολύ χαμηλών και πολύ υψηλών πιέσεων. Τιμές των χρήσιμων παραμέτρων που έχουν περιγραφεί παραπάνω έχουν μετρηθεί πειραματικά για την περίπτωση ενός εφεδράνου FPS να είναι οι εξής: $f_{\max,0} = 0.12$, $f_{\max,p} = 0.05$, $f_{\min} = 0.04$, $\varepsilon = 0,012 \text{ MPa}^{-1}$, $a = 0.0429 \text{ sec/mm}$.

5. Κανονιστικές διατάξεις

Κατά το σχεδιασμό μιας κατασκευής με ή χωρίς σεισμικούς μονωτήρες πέρα από τη διασφάλιση της αντοχής της διάταξης πρέπει να διασφαλίζεται και η λειτουργία της. Για αυτόν τον λόγο, πρέπει να πληρούνται κάποιοι περιορισμοί όπως ορίζει και το EN για τα αντίστοιχα με τη μελέτη εφέδρανα αλλά και του αντισεισμικού κανονισμού EC8.

Στην παρούσα εργασία γίνεται χρήση του EC8 για τον αντισεισμικό σχεδιασμό της κατασκευής και του EN1337-7 για τα εφέδρανα σφαιρικής τριβής.[5] Οι παραπάνω κανονισμοί θεωρούν ότι τα δομικά στοιχεία της ανωδομής, θα πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να αναλαμβάνουν οριζόντιο φορτίο ίσο με τη δυναμική απόκριση των μονωτήρων. Θα πρέπει ακόμα τα μέλη να είναι επαρκή έναντι της μετατόπισης κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η μετατόπιση αυτή είναι, στη γενική περίπτωση, το άθροισμα της μετακίνησης του διαφράγματος συν τη μετατόπιση λόγω στρέψης (όπου υπάρχει).

Στις παρακάτω παραγράφους δίνονται αναλυτικά οι διατάξεις των κανονισμών για τον σχεδιασμό του συστήματος σεισμικής μόνωσης με εφέδρανα σφαιρικής επιφάνειας τριβής.

5.1 Βήματα σχεδιασμού

Η διαδικασία σχεδιασμού εστιάζεται στην ισοδύναμη στατική μέθοδο, αφού αυτή επαρκεί για τις σεισμικά μονωμένες κατασκευές, που η μετατόπιση συγκεντρώνεται σχεδόν αποκλειστικά στο επίπεδο των εφεδράνων και η ανωδομή θεωρείται ως άκαμπτο σώμα. Έτσι, ο σχεδιασμός λαμβάνει μόνο μια ιδιομορφή και έτσι οι δυνάμεις που ασκούνται στην κατασκευή υπολογίζονται από τις δυνάμεις που αναπτύσσονται στους μονωτήρες.

Η στατική ανάλυση δίνει το ελάχιστο όριο της μετακίνησης σχεδιασμού, που σε επίπεδο προμελέτης μας είναι αρκετό, αλλά αποτελεί και ένα μέτρο σύγκρισης για τις μετέπειτα αναλύσεις. Η βασικής παραδοχή της στατικής ανάλυσης ότι μεταξύ των περιόδων 1 έως 3 sec έχουμε σταθερό φάσμα ταχυτήτων, μας είναι πολύ χρήσιμο καθώς έτσι υπολογίζουμε άμεσα τη φασματική μετακίνηση:

$$S_d = S_v / \omega = S_a / \omega^2 \text{ και έτσι } \underline{S_d = S_a \cdot T^2 / 4 \cdot \pi^2}$$

Η ενεργός απόσβεση του συστήματος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\xi_{eff} = (\text{συνολικό εμβαδό βρόχου υστέρησης}) / 2 \cdot \pi \cdot K_{max} \cdot D^2 \text{ όπου καταλήγουμε στη σχέση που έχει υπολογιστεί και στο κεφάλαιο 4.3: } \xi_{eff} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{D}{\mu \cdot R} + 1}$$

Ο μειωτικός συντελεστής λόγω απόσβεσης ορίζεται κατά τον EC8:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{eff}}}$$

Κατά τη διαδικασία σχεδιασμού με την ισοδύναμη στατική μέθοδο, χρειάζεται να ακολουθήσουμε μια επαναληπτική διαδικασία σύγκλισης. Αυτό γιατί η ιδιοπερίοδος και

η απόσβεση του συστήματος εξαρτώνται άμεσα από τη μετατόπιση. Παρακάτω ακολουθούν τα βήματα αυτής της επαναληπτικής διαδικασίας.

1. Επιλέγουμε μια αρχική μετατόπιση
2. Υπολογίζουμε τις χαρακτηριστικές ποσότητες του διγραμμικού μοντέλου φορτίου-μετατόπισης σύμφωνα με τις σχέσεις που δίνονται αναλυτικά στην παράγραφο 4.3.
3. Υπολογίζουμε την ενεργό απόσβεση.
4. Υπολογίζουμε την ενεργό ιδιοπερίοδο.
5. Υπολογίζουμε την φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην περίοδο που υπολογίστηκε στο βήμα 4.
6. Υπολογίζουμε την φασματική μετατόπιση.
7. Ελέγχουμε τη σύγκλιση μεταξύ αρχικής εκτίμησης της μετατόπισης και αυτής που υπολογίστηκε στο βήμα 6. Αν η σύγκλιση έχει επιτευχθεί σταματάμε τη διαδικασία, αλλιώς με την καινούρια μετατόπιση επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία από το βήμα 2.

5.2 Διατάξεις και περιορισμοί των εφεδράνων σφαιρικής επιφάνειας τριβής

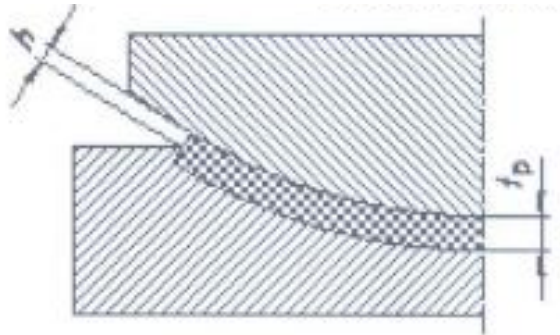
Οι διατάξεις που ακολουθούν στην παράγραφο αυτή είναι σύμφωνα με το πρότυπο EN1337 και τις παραγράφους που αφορούν τα εφέδρανα με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης.

Ξεκινώντας από τα χαρακτηριστικά του υλικού της επίστρωσης με PTFE παρατίθεται ο πίνακας με τις μηχανικές και φυσικές ιδιότητες του (Πίνακας 1).

Πίνακας 1 Μηχανικές και φυσικές ιδιότητες του PTFE

Property	Testing Standard	Requirement
mass density	EN ISO 1183 (all Parts)	$\rho_p = 2140$ to 2200 kg/m ³
tensile strength	EN ISO 527-1 and -3	$f_{ptk} = 29$ to 40 MPa
elongation at break	EN ISO 527-1 and -3	$\delta_p \geq 300$ %
ball hardness	EN ISO 2039-1	H132/60 = 23 to 33 MPa

Το υλικό της επίστρωσης PTFE προσαρμόζεται μεταξύ των πλακών υποστήριξης όπως φαίνεται και σχηματικά στην Εικόνα 9.



Εικόνα 9 Σχηματική απεικόνιση της πλάκας PTFE στο εφέδρανο.

Το πάχος « t_p » και προεξοχή της πλάκας του PTFE « h » πρέπει να ακολουθούν τους παρακάτω κανόνες, όπου L η διάμετρος του κυκλικού εφεδράνου.

$$h=1.75+(L/1200), \text{ σε mm}$$

πρέπει $h \geq 2,2\text{mm}$

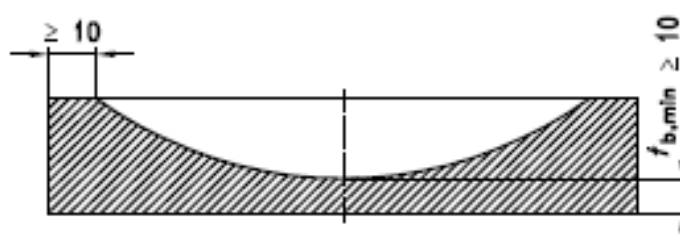
$$\underline{2.2h \leq t_p \leq 8.0(\text{mm})}$$

Η προεξοχή h πρέπει να ελέγχεται από δύο τουλάχιστον σταθερά σημεία μέτρησης, όπου το προστατευτικό για τη διάβρωση της επιστρώσης δε θα ξεπερνά τα 300mm. Η ανοχή για την προεξοχή h :

- Για $L \leq 1200\text{mm}$ είναι $\pm 0,2\text{mm}$
- Για $L > 1200\text{mm}$ είναι $\pm 0,3\text{mm}$

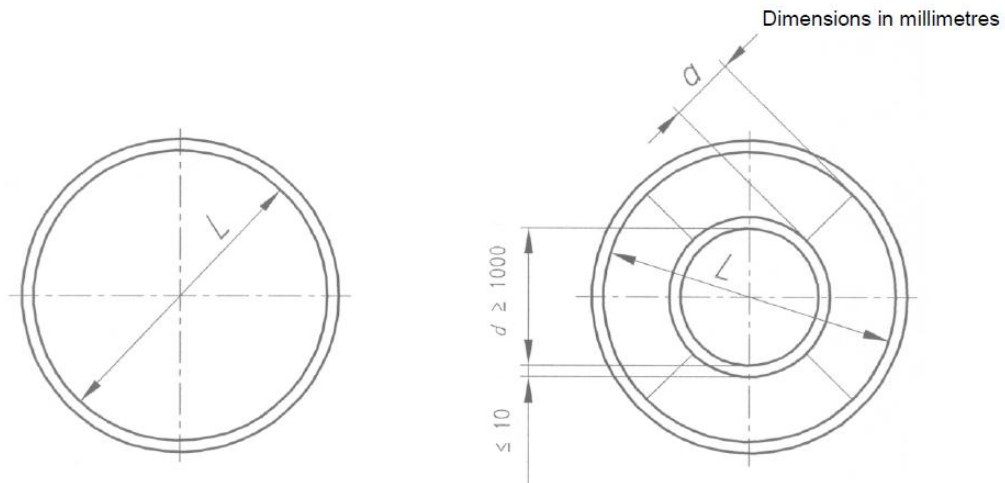
Η διαστασιολόγηση της πλάκας υποστήριξης υπόκειται στους περιορισμούς της Εικόνα 10

Το καθαρό πάχος της πλάκας γύρω από την κυρτή επιφάνεια ολίσθησης:
 $t_{b,\min} \geq 10\text{mm}$



Εικόνα 10 Περιορισμοί της πλάκας του εφεδράνου

Τα εφέδρανα σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης μπορούν να διαιρεθούν σε ένα δίσκο και μια στεφάνη όπως φαίνεται και στην Εικόνα 11. Ο δίσκος θα πρέπει να ξεπερνά τα 1000mm ή 1m σε διάμετρο, ενώ το πλάτος του δακτυλίου δε θα πρέπει να είναι μικρότερο από 50mm. Επίσης, ο δακτύλιος διαχωρισμού της πλάκας υποστήριξης δε θα πρέπει να ξεπερνά τα 10mm.



Εικόνα 11 Σχηματική απεικόνιση των υποδιαίρεσεων της εσοχής σφαιρικού εφεδράνου ολίσθησης

Στη συνέχεια, ορίζεται ο συντελεστής τροποποιημένου σχήματος S , για εφεδράνα με πλευρικούς οδηγούς:

$$S = \frac{Ap}{u \cdot h} * \frac{tp-h}{h}, \text{ όπου πρέπει να είναι μεγαλύτερος του 4.}$$

Οι μέγιστοι συντελεστές τριβής μ_{\max} που δίνονται στον Πίνακα 2, πρέπει να χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο του εφεδράνου και της κατασκευής στην οποία έχουν τοποθετηθεί. Ενδιάμεσες τιμές μπορούν να ληφθούν με γραμμική παρεμβολή είτε από την παρακάτω σχέση:

$$\mu_{\max} = \frac{1,2 k}{10 + \sigma_p}$$

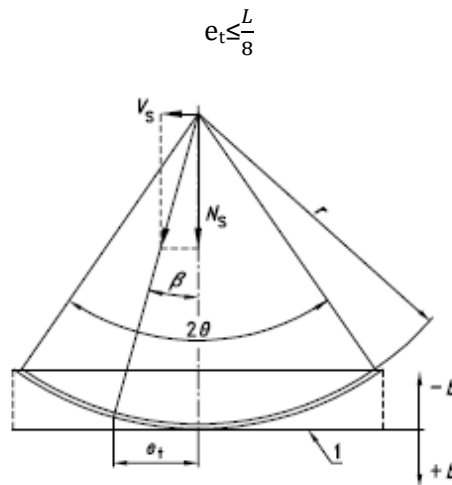
όπου $k=1.0$ και σ_p η πίεση στην πλάκα PTFE

Πίνακας 2 Συντελεστής τριβής μ_{\max}

Contact pressure σ_p (MPa)	≤ 5	10	20	≥ 30
PTFE dimpled / austenitic steel or hard chromium plating	0,08	0,06	0,04	0,03 (0,025) ^a
PTFE dimpled / aluminium alloy anodized	0,12	0,09	0,06	0,045 (0,038) ^a
^a These values apply to the frictional resistance of curved sliding surfaces.				

Η πίεση σ_p είναι πολύ σημαντικό να είναι θλιπτική (>0) γιατί έτσι αποτρέπουμε το διαχωρισμό των επιφανειών ολίσθησης. Ο διαχωρισμός των επιφανειών ολίσθησης, μπορεί να οδηγήσει σε φθορά λόγω μόλυνσης από σκόνες και άλλα σωματίδια που δύνανται να εισχωρήσουν μεταξύ των πλακών, αλλά και αύξηση της παραμόρφωσης λόγω έλλειψης πρόσφυσης. Αυτή η φθορά θα μπορούσε μακροπρόθεσμα να αλλοιώσει την καταλληλότητα των εφεδράνων και έτσι επιβάλλεται ως οριακή κατάσταση η $\sigma_p \geq 0$. Η οριακή αυτή κατάσταση ικανοποιείται για σφαιρικά εφεδράνα τριβής με

συμπεριλαμβανόμενη γωνία $2\theta < 60^\circ$ όταν η ολική εκκεντρότητα υπόκειται στον παρακάτω περιορισμό.



Εικόνα 12 Σχήμα εφεδράνου σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης

Όπως σε όλα τα υλικά, έτσι και στην επιφάνεια ολίσθησης, η υπερβολική πίεση μπορεί να προκαλέσει προβλήματα, όπως απώλεια της ολίσθησης του εφεδράνου. Ως εκ τούτου η παρακάτω σχέση αποτελεί οριακή κατάσταση για το εφέδρανο.

$$N_{sd} \leq \frac{f_k * A_r}{\gamma_m}, \gamma_m = 1.4$$

N_{sd} , η αξονική δύναμη σχεδιασμού, λόγω των δράσεων σχεδιασμού

f_k , η χαρακτηριστική τιμή της θλιπτικής αντοχής (Πίνακας 3)

A_r , είναι το απομειωμένο εμβαδόν επαφής της επιφάνειας ολίσθησης. Στο κέντρο του δα η αξονική δύναμη, με εκκεντρότητα που προέρχεται από μηχανικά και γεωμετρικά φαινόμενα.

Πίνακας 3 Χαρακτηριστικές τιμές θλιπτικής αντοχής εφεδράνων ολίσθησης

Material	Action	f_k (MPa)
PTFE for main bearing surfaces	permanent and variable loads	90
PTFE for guides	variable loads	90
	temperature, shrinkage and creep	30
	permanent loads	10
CM1	permanent and variable horizontal loads	200
CM2	permanent and variable horizontal loads	120

Η απομειωμένη επιφάνεια επαφής δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$A_r = \lambda * A$$

Όπου A , το εμβαδόν της προβαλλόμενης κυρτής επιφάνειας ολίσθησης

Και λ , ένας συντελεστής απομείωσης ο οποίος υπολογίζεται από ένα μαθηματικό μοντέλο σύμφωνα με τις παρακάτω παραδοχές.

Μεταδίδονται μόνο οι θλιπτικές τάσεις στην απομειωμένη επιφάνεια του FPS οι οποίες είναι ίσες με τη θλιπτική αντοχή σχεδιασμού των PTFE φύλλων. Επίσης, μια παραδοχή ακόμα είναι και ότι η τάση ασκείται κάθετα στην επιφάνεια επαφής του PTFE φύλλου που εφαρμόζεται σε δυο θεωρητικά άκαμπτες χαλύβδινες πλάκες. Οι χαλύβδινες πλάκες θεωρούνται άκαμπτες καθώς έχουν μέτρο ελαστικότητας 5000 φορές μεγαλύτερο από αυτό των φύλλων PTFE.

Για τον υπολογισμό του συντελεστή απομείωσης λ πρέπει να υπολογιστεί η συνολική εκκεντρότητα της φόρτισης για να χρησιμοποιηθούν οι πίνακες που δίνονται στο EN1337-7. Συγκεκριμένα για εφέδρανα με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης δίνεται ο

Πίνακας 4 ως συνάρτηση του λόγου e/L και της γωνίας θ .

Για σφαιρικές επιφάνειες ολίσθησης, η εκκεντρότητα e_1 που προέρχεται από τη δύναμη της τριβής υπολογίζεται παρακάτω.

$$e_1 = \mu_{\max} * r$$

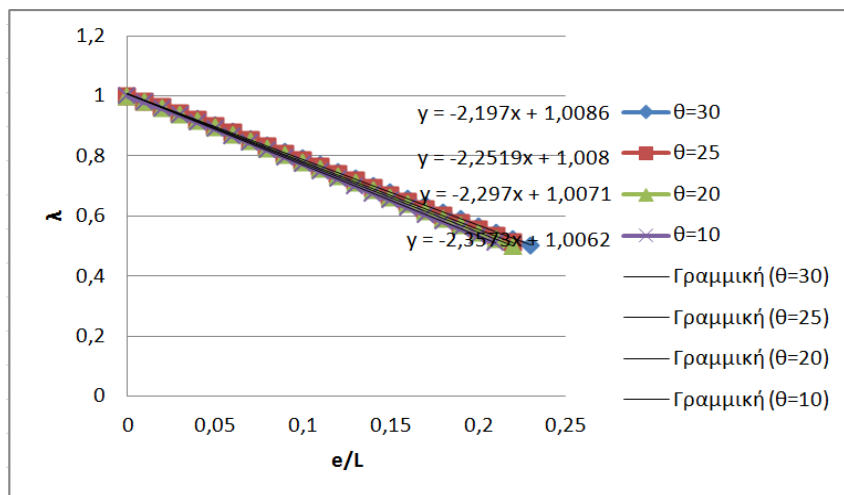
Η εκκεντρότητα e_3 του κατακόρυφου φορτίου που προέρχεται από τη στροφή του εφεδράνου με διπλή επιφάνεια ολίσθησης κατά την κίνηση του υπολογίζεται παρακάτω. Η εκκεντρότητα e_3 λειτουργεί προς την αντίθετη κατεύθυνση από την e_1 και έτσι η συνολική εκκεντρότητα e_t μειώνεται.

$$e_3 = \alpha * (r + b)$$

όπου α είναι η γωνία για τη συνολική μετατόπιση, r η ακτίνα καμπυλότητας και b η απόσταση μεταξύ της υπό εξέταση επιφάνειας και της επιφάνειας ολίσθησης

Για την ευκολότερη χρήση του πίνακα και με σκοπό τον προγραμματισμό της εύρεσης της εκκεντρότητας βρέθηκαν οι παρακάτω σχέσεις υπολογισμού του λ . Οι σχέσεις προέκυψαν από την τοποθέτηση των τιμών σε διάγραμμα και την εύρεση της γραμμής που ακολουθεί τα δεδομένα (Διάγραμμα 1). Για μεγαλύτερη ακρίβεια βρέθηκαν 4 σχέσεις, μια για κάθε τιμή της θ . Έτσι αν υπάρχει ανάγκη για μια ενδιάμεση τιμή θ , θα χρησιμοποιείται η μέση τιμή των σχέσεων με την αντίστοιχη τιμή e/L .

- Για $\theta = 10^\circ \rightarrow \lambda = -2,3573 * (\frac{e}{L}) + 1.0062$
- Για $\theta = 20^\circ \rightarrow \lambda = -2,297 * (\frac{e}{L}) + 1.0071$
- Για $\theta = 25^\circ \rightarrow \lambda = -2,2519 * (\frac{e}{L}) + 1.008$
- Για $\theta = 30^\circ \rightarrow \lambda = -2,197 * (\frac{e}{L}) + 1.0086$



Διάγραμμα 3 Εύρεση συναρτήσεων υπολογισμού συντελεστή απομείωσης λ

Τέλος, βασικός έλεγχος που πρέπει να επαληθεύεται σε κάθε εφεδράνο είναι αυτός της επαναφοράς στο κέντρο του εφεδράνου.

$$\underline{D/(R*\mu) \geq 1}$$

Πίνακας 4 Συντελεστής λ για σφαιρικά εφεδράνα τριβής.

$e/L \backslash \theta$	30°	25°	20°	10°
0.00	1.000	1.000	1.000	1.000
0.01	0.982	0.981	0.980	0.979
0.02	0.962	0.961	0.960	0.958
0.03	0.942	0.940	0.938	0.936
0.04	0.922	0.919	0.916	0.913
0.05	0.901	0.898	0.894	0.890
0.06	0.880	0.876	0.872	0.867
0.07	0.858	0.853	0.849	0.844
0.08	0.836	0.831	0.826	0.820
0.09	0.814	0.808	0.803	0.796
0.10	0.792	0.786	0.780	0.773
0.11	0.770	0.763	0.757	0.749
0.12	0.747	0.740	0.733	0.724
0.13	0.725	0.717	0.710	0.700
0.14	0.702	0.693	0.686	0.676
0.15	0.680	0.670	0.663	0.653
0.16	0.657	0.647	0.639	0.628
0.17	0.635	0.624	0.616	0.604
0.18	0.612	0.601	0.592	0.581
0.19	0.590	0.578	0.569	0.557
0.20	0.567	0.556	0.546	0.533
0.21	0.545	0.533	0.523	0.510
0.22	0.523	0.511	0.500	
0.23	0.501			
0.24				
0.25				

NOTE Intermediate values may be obtained by linear interpolation.

6. Βέλτιστος σχεδιασμός κατασκευών

6.1 Γενικά στοιχεία βελτιστοποίησης

Με τη ραγδαία ανάπτυξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών γίνεται πολύ πιο εύκολος ο βέλτιστος σχεδιασμός στον τομέα των κατασκευών καθώς μειώνεται ο χρόνος των απαραίτητων υπολογισμών. Αυτό σημαίνει ότι ο σχεδιασμός ενός δομικού συστήματος που ικανοποιεί τις κατασκευαστικές απαιτήσεις της ασφάλειας και της λειτουργικότητας δεν αποτελεί ιδανική λύση, αλλά είναι απαραίτητο να ικανοποιούνται και άλλες προδιαγραφές του σχεδιασμού όπως η ελαχιστοποίηση του κόστους και του βάρους της. Επομένως, βέλτιστος σχεδιασμός μιας κατασκευής λέγεται ο σχεδιασμός όπου ικανοποιούνται οι κατασκευαστικές προδιαγραφές, οι λειτουργικές απαιτήσεις καθώς και επιτυγχάνεται η ελαχιστοποίηση κριτηρίων όπως το βάρος και το κόστος. Έτσι, βελτιστοποίηση των κατασκευών ορίζεται η λογική διαδικασία διερεύνησης κάποιου σχεδιασμού ο οποίος να είναι ο καλύτερος μέσα σε ένα πλαίσιο αντικειμενικών, γεωμετρικών και χαρακτηριστικών περιορισμών.

Σκοπός του μελετητή για τη βελτιστοποίηση ενός προβλήματος είναι η εξεύρεση συνδυασμών ανεξάρτητων μεταβλητών οι οποίοι λαμβάνουν πραγματικές (συνεχείς μεταβλητές) ή ακέραιες τιμές (διακριτές μεταβλητές) που ονομάζονται παράμετροι ή μεταβλητές σχεδιασμού (design variables) με σκοπό την ελαχιστοποίηση ή μεγιστοποίηση της αντικειμενική συνάρτηση του προβλήματος (objective function). Το εύρος διακύμανσης των μεταβλητών σχεδιασμού συνθέτουν το χώρο των λύσεων του προβλήματος που καλείται χώρος σχεδιασμού (design space). Μέσα στο χώρο σχεδιασμού υπάρχουν λύσεις που ικανοποιούν τους περιορισμούς του προβλήματος και ορίζουν ένα υποσύνολο αποδεκτών λύσεων (feasible solutions). Κατά μια γενική θεώρηση, όλες οι λύσεις αυτές είναι και λύσεις του προβλήματος, όμως για τη βελτιστοποίηση του προβλήματος διατυπώνεται μαθηματικά η αντικειμενική συνάρτηση (objective function), η οποία βαθμονομεί τις λύσεις όπως αυτή ορίζει.

Για τον υπολογισμό του βέλτιστου σχεδιασμού είναι απαραίτητο να πραγματοποιηθούν δυο βήματα:

- 1) Η μαθηματική διατύπωση του προβλήματος βελτιστοποίησης, στην οποία περιλαμβάνονται ο ορισμός των παραμέτρων σχεδιασμού, η σχέση μεταξύ των παραμέτρων, ο καθορισμός της αντικειμενικής συνάρτησης βελτιστοποίησης και ο ορισμός των περιορισμών του προβλήματος.
- 2) Ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης, όπου επιλέγεται ο κατάλληλος αλγόριθμος και ο συνδυασμός του με το μοντέλο προς βελτιστοποίηση.

Η παραπάνω διαδικασία του βέλτιστου σχεδιασμού δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως γενικότερη διαδικασία σχεδιασμού, διότι υπολείπεται σημαντικά κυρίως στη φάση του προκαταρκτικού σχεδιασμού (conceptual design). Είναι βέλτιστος ο σχεδιασμός σε σχέση με κάποιο κριτήριο ή κριτήρια, η δε διερεύνηση των λύσεων που προσφέρει περιορίζεται από την επιλογή των μεταβλητών σχεδιασμού και από το εύρος της διακύμανσης τους. Επομένως, η επιλογή των μεταβλητών σχεδιασμού αποκτά καθοριστική σημασία, ενώ η επιλογή της αντικειμενικής συνάρτησης επηρεάζει σημαντικά τον βέλτιστο σχεδιασμό.

Οι μέθοδοι βελτιστοποίησης αναπτύχθηκαν αρχικά για οικονομικά συστήματα και επεκτάθηκαν στη διοίκηση επιχειρήσεων και διαχείριση εργασιών. Στις κατασκευές έχουν σημαντική εφαρμογή στην αυτοκινητοβιομηχανία και στην αεροναυπηγική. Για τις κατασκευές πολιτικού μηχανικού συχνά διατυπώνεται η άποψη ότι λόγω της έλλειψης τυποποίησης στο αντικείμενο σε συνδυασμό με το χαμηλό κόστος του φέροντος οργανισμού καθιστά τον βέλτιστο σχεδιασμό κατασκευών μη χρήσιμο έως αντιοικονομικό.

Σημαντικός λόγος, στη συνέχεια, θα πρέπει να γίνει για την επιλογή της αντικειμενικής συνάρτησης και που αυτή θα στοχεύει. Παραδοσιακά το ελάχιστο βάρος ή το ελάχιστο κόστος χρησιμοποιούνται για αυτό το σκοπό. Επίσης, διατυπώνεται ως αντικειμενικός στόχος η μέγιστη δυσκαμψία ως προς κάποιες μετακινήσεις για δεδομένο όγκο υλικού. Από τις σύγχρονες απαιτήσεις των κατασκευών αποκτά ιδιαίτερη σημασία η διερεύνηση εναλλακτικών αντικειμενικών συναρτήσεων, όπως η εξασφάλιση της όσο το δυνατόν καθυστερημένης κατάρρευσης ενός φορέα. [13]

Ο βέλτιστος σχεδιασμός των κατασκευών χρησιμοποιεί μαθηματικές θεωρίες και αλγορίθμους που εμπεριέχουν μαθηματικές σχέσεις ως αντικειμενικές συναρτήσεις, μεταβλητές σχεδιασμού και τα όρια τους. Πολλά προβλήματα που εμφανίζονται σε εφαρμογές μπορούν να αναχθούν σε προβλήματα βελτιστοποίησης, δηλαδή προβλήματα που αναζητούν ελάχιστα ή μέγιστα μιας συνάρτησης (αντικειμενική συνάρτηση). Γενικά, προβλήματα με ασυνεχείς ή μη παραγωγίσιμες συναρτήσεις δε μπορούν να αντιμετωπισθούν εύκολα. Επίσης, είναι απαραίτητο οι λύσεις του προβλήματος βελτιστοποίησης να υπακούν σε συγκεκριμένους περιορισμούς και συνθήκες.

Πιο αναλυτικά, το πρόβλημα ελαχιστοποίησης μπορεί να οριστεί ως,

Δοθείσης μιας $f: S \mapsto \mathbb{R}$,

Βρες ένα $x^* \in S$, τέτοιο ώστε $f(x^*) \leq f(x)$, $\forall x \in S$

Όπου S είναι ο χώρος αναζήτησης, ένα κλειστό διάστημα μεταβλητών $l_i \leq s_i \leq u_i$, με l_i το κάτω όριο της μεταβλητής σχεδιασμού και u_i το άνω όριο της μεταβλητής σχεδιασμού. Το σημείο x^* καλείται ολικός ελαχιστοποιητής (global minimize) της f στο S και η τιμή του $f^* = f(x^*)$, καλείται ολικό ελάχιστο (global minimum) της f . Αν για ένα σημείο $x' \in S$ ισχύει ότι $f(x') \leq f(x)$, $\forall x \in B$, $B = \{x \in S, d(x, x') \leq \epsilon\}$, με d μια μετρική απόσταση και ϵ μια θετική τιμή, τότε το x' καλείται τοπικός ελαχιστοποιητής (local minimize) της f και η τιμή του, $f' = f(x')$, καλείται τοπικό ελάχιστο (local minimum). [13]

Παρακάτω δίνεται η μορφή των συναρτήσεων περιορισμού ανισοτήτων

$g(x) \leq 0$, $\forall x \in S$ και $h(x) = 0$, $\forall x \in S$

Με βάση τις μεταβλητές σχεδιασμού που μπορεί να επιλεγούν, καθορίζονται οι παρακάτω μεγάλες ενότητες προβλημάτων βέλτιστου σχεδιασμού των κατασκευών.

1. Βέλτιστη διαστασιολόγηση με βάση μια αντικειμενική συνάρτηση και επιλογή των διαστάσεων των διατομών της κατασκευής ως μεταβλητές σχεδιασμού (sizing optimization).

2. Βελτιστοποίηση σχήματος, όπου ορίζονται οι κόμβοι ενός ραβδωτού ή επιφανειακού φορέα κατά τη βέλτιστη θέση τους (shape optimization).
3. Βελτιστοποίηση συνδεσμολογίας, όπου ορίζεται είτε το κατά πόσον σε μια περιοχή θα τοποθετηθεί υλικό σε ένα επιφανειακό φορέα είτε η συνδεσμολογία ενός ραβδωτού (topology optimization).

6.2 Κλασσικές μέθοδοι βελτιστοποίησης

Εκτός από το διαχωρισμό των μεθόδων σε τοπικές και ολικές υπάρχουν πολλοί διαφορετικοί τρόποι κατηγοριοποίησης τους, ανάλογα με τα αν χρησιμοποιούν παραγώγους, πληθυσμούς, αν είναι αλγοριθμικές και αν έχουν εγγυημένη σύγκλιση και ακρίβεια. Οι μέθοδοι βελτιστοποίησης θα μπορούσαν να ταξινομηθούν ως ακολούθως:

- Μέθοδοι βασισμένες στον λογισμό. Οι μέθοδοι αυτές στηρίζονται κατά κύριο λόγο στη χρήση παραγώγων και μπορούν να χωριστούν περαιτέρω σε άμεσες (direct) και έμμεσες(indirect). Οι άμεσες αναζητούν τοπικά ακρότατα της συνάρτησης κάνοντας μικρά άλματα, ενώ οι έμμεσες αξιοποιούν την τοπική πληροφορία με σκοπό τον εντοπισμό τοπικών ακροτάτων. Οι μέθοδοι αυτής της κατηγορίας έχουν μελετηθεί εξαντλητικά. Το βασικό τους μειονέκτημα είναι η ισχυρή εξάρτηση από τις αρχικές συνθήκες και η τοπικότητα στην εμβέλεια.
- Μέθοδοι τυχαίας αναζήτησης(random search methods). Οι μέθοδοι αυτές παράγουν τυχαία σημεία τα οποία αξιολογούνται και αποφασίζουν αν είναι επιθυμητά ή όχι. Σπάνια χρησιμοποιούνται μόνες τους διότι είναι σαφής η μειωμένη αποδοτικότητά τους. Συνήθως χρησιμοποιούνται σε συνδυασμό με μεθόδους τοπικής αναζήτησης, στις οποίες παρέχουν τυχαία αρχικά σημεία για τις επανεκκινήσεις του αλγορίθμου, δίνοντας την επόμενη κατηγορία μεθόδων.
- Μέθοδοι επαναλαμβανόμενης αναζήτησης(iterated search methods). Αυτές οι μέθοδοι συνδυάζουν τις μεθόδους με μικρά άλματα με αυτές της τυχαίας αναζήτησης. Έτσι, όταν η πρώτη μέθοδος φτάσει σε ένα τοπικό ελάχιστο, ενεργοποιείται η δεύτερη, η οποία παρέχει ένα νέο αρχικό σημείο στον αλγόριθμο, από το οποίο ξεκινάει ένα νέο άλμα. Αυτές οι μέθοδοι έχουν το πλεονέκτημα της απλότητας και μπορούν να αποφεύγουν τοπικούς ελαχιστοποιητές, αλλά η απόδοση τους μειώνεται δραματικά όσο αυξάνεται ο αριθμός των ακροτάτων της συνάρτησης.
- Μέθοδοι προσομοιωμένης απόπτωσης (simulated annealing). Αποτελούν τροποποίηση των μεθόδων με μικρά άλματα, όπου τα άλματα πραγματοποιούνται βάση ενός σχήματος δανεισμένου από τις φυσικές διαδικασίες απόπτωσης στα μέταλλα. Πρόκειται για πολύ διαδεδομένη κλάση αλγορίθμων με πολλές εφαρμογές. Βασικά της μειονεκτήματα είναι ότι σε κάθε βήμα μελετάται μια λύση (δηλαδή είναι σημειακός αλγόριθμος) και δεν αξιοποιεί πλήρως πληροφορίες από τα προηγούμενα βήματα.
- Δυναμικός προγραμματισμός (dynamic programming). Αποτελεί εργαλείο εξειδικευμένο για περιπτώσεις όπου το πρόβλημα τίθεται σε ένα δυναμικό πλαίσιο, δηλαδή εμβυθίζεται σε μια κλάση παρόμοιων προβλημάτων, των οποίων οι λύσεις συσχετίζονται λογικά. Αποτελεί ισχυρή αλλά πολύ εξειδικευμένη μεθοδολογία.

- Ευρετικές μέθοδοι (heuristic methods). Αυτές οι μέθοδοι συνήθως δεν είναι αλγοριθμικές και η διαδικασία επίλυσης στηρίζεται στην αλληλουχία διαδοχικών προσεγγιστικών αποτελεσμάτων του προβλήματος. Οι λύσεις που λαμβάνονται δεν είναι βέβαιο ότι είναι οι καλύτερες δυνατές. Όμως μπορεί να δώσουν αρκετά ικανοποιητικές λύσεις σχετικά γρήγορα και γι' αυτό προτιμούνται σε κάποιες εφαρμογές.

Όπως φαίνεται και από την σύντομη περιγραφή παραπάνω, υπάρχει κάποια κατηγορία μεθόδων που να μπορεί να αντιμετωπίσει επιτυχώς όλα τα προβλήματα βελτιστοποίησης. Οι περισσότεροι αλγόριθμοι είναι πολύ αποδοτικοί μόνο σε ορισμένα προβλήματα (με συγκεκριμένα χαρακτηριστικά και προϋποθέσεις), ενώ στα υπόλοιπα η απόδοσή τους μετριάζεται έντονα.

6.3 Αλγόριθμος βελτιστοποίησης με σμήνος σωματιδίων

Η μέθοδος βελτιστοποίησης με σμήνος σωματιδίων (ΒΣΣ)(Particle Swarm Optimization, PSO) είναι μια σχετικά νέα πρόταση που δόθηκε το 1995 από τους Eberhart και Kennedy. Πρόκειται για έναν στοχαστικό αλγόριθμο βελτιστοποίησης που χρησιμοποιεί πληθυσμούς σημείων αναζήτησης. Μπορεί να παρουσιάζει πολλές ομοιότητες με τους πιο δημοφιλείς εξελικτικούς αλγορίθμους, όμως η διαφορά έγκειται στη βασική φιλοσοφία του σχεδιασμού της PSO.

Η λειτουργία του μηχανισμού αναζήτησης της PSO βασίζεται στην ανταλλαγή πληροφορίας μεταξύ των μελών του πληθυσμού και στην αξιοποίηση της μνήμης τους. Οι πληροφορίες αυτές, χρησιμοποιούνται συνδυαζόμενες σε στοχαστικές εξισώσεις που συμπεριλαμβάνουν διαφορές μεταξύ διανυσμάτων- μελών του πληθυσμού και οι οποίες δίνουν τα νέα μέλη του πληθυσμού.

Η απλότητα στην χρήση και η ύπαρξη μονάχα λίγων παραμέτρων που ρυθμίζουν την απόδοση του αλγορίθμου κατέστησαν την PSO μια πολύ δημοφιλή μέθοδο. Το ενδιαφέρον της επιστημονικής κοινότητας για τη συγκεκριμένη μέθοδο, έδωσε ώθηση στην έρευνα, με αποτέλεσμα να αναπτυχθούν πολλές βελτιώσεις και εφαρμογές της μεθόδου. Κάποιες βελτιώσεις, πέρα από τη βασική θεωρία, θα αναπτυχθούν στην παρούσα εργασία, στα επόμενα κεφάλαια.

6.3.1 Νοημοσύνη σμήνους

Με τον όρο Νοημοσύνη Σμήνους, ΝΣ(Swarm Intelligence) στην επιστήμη των υπολογιστών χαρακτηρίζουμε όλους εκείνους τους αλγορίθμους και τις καταναμημένες μεθόδους επίλυσης προβλημάτων που έχουν σαν πηγή έμπνευσης την συλλογική συμπεριφορά και την εκδηλούμενη νοημοσύνη που εμφανίζεται σε πληθυσμούς. Ο όρος χρησιμοποιήθηκε αρχικά σε τεχνολογικές εφαρμογές για να χαρακτηρίσει την συμπεριφορά ομάδων αυτόματων μηχανισμών (robots) τα οποία, υπακούοντας το καθένα σε κάποιους απλούς κανόνες, εμφάνιζαν με την πάροδο του χρόνου κάποιου είδους συλλογική συμπεριφοράς. Τέτοιες συμπεριφορές είχαν παρατηρηθεί και στη φύση, σε κοινωνικές ομάδες εντόμων και ζώων, αλλά και σε ομάδες ανθρώπων. Έτσι, κοινωνιολογικά ο όρος χρησιμοποιούνταν για να καταδείξει το αποτέλεσμα των αλληλοεπιδράσεων μεταξύ οντοτήτων, από την πλευρά της ομάδας ή του σμήνους. Η ΝΣ αποτελεί τόσο γενική έννοια, που χρησιμοποιείται ακόμα και σημειολογικά για τον

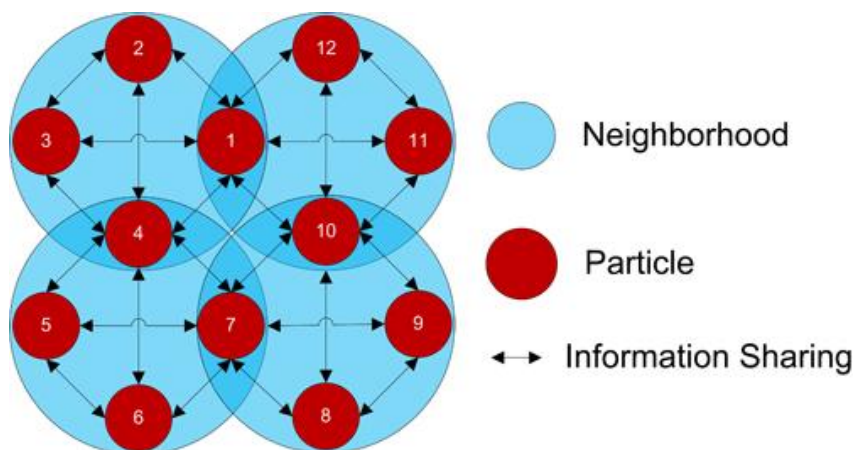
χαρακτηρισμό των ιδεών που διέπουν την ερμηνεία συμβόλων και συμβολισμών κατά την επικοινωνία δυο ατόμων.

Ο πρώτος αλγόριθμος ΝΣ που εμφανίστηκε ήταν η Βελτιστοποίηση με Αποικία Μυρμηγκιών (BAM)(Ant Colony Optimization), ο οποίος μιμείται τον τρόπο με τον οποίο οι τερμίτες αναζητούν τροφή επιλέγοντας την συντομότερη διαδρομή μεταξύ της πηγής τροφής και της βάσης τους. Ο αλγόριθμος δοκιμάστηκε σε πολλά προβλήματα συνδυαστικής βελτιστοποίησης με εντυπωσιακά αποτελέσματα και μέχρι σήμερα έχει υιοθετηθεί σε πολλές εφαρμογές του πραγματικού κόσμου, όπως η οργάνωση δρομολογίων αεροσκαφών και η δρομολόγηση τηλεπικοινωνιακών δορυφόρων. Ωστόσο, οι εφαρμογές της BAM δεν επεκτείνονται ιδιαίτερα σε προβλήματα αριθμητικής βελτιστοποίησης.

Το κενό στα προβλήματα αριθμητικής βελτιστοποίησης κάλυψε η μέθοδος Βελτιστοποίησης με Σμήνος Σωματιδίων (ΒΣΣ)(Particle Swarm Optimization), η οποία αποτέλεσε την πρώτη μέθοδο για τέτοιου είδους προβλήματα. Αργότερα, όταν η ΝΑ εμφανίστηκε σαν αυτόνομη κατηγορία αλγορίθμων, η ΒΣΣ αποτέλεσε το κύριο εργαλείο αυτής της κατηγορίας αλγορίθμων για την αντιμετώπιση προβλημάτων αριθμητικής βελτιστοποίησης.

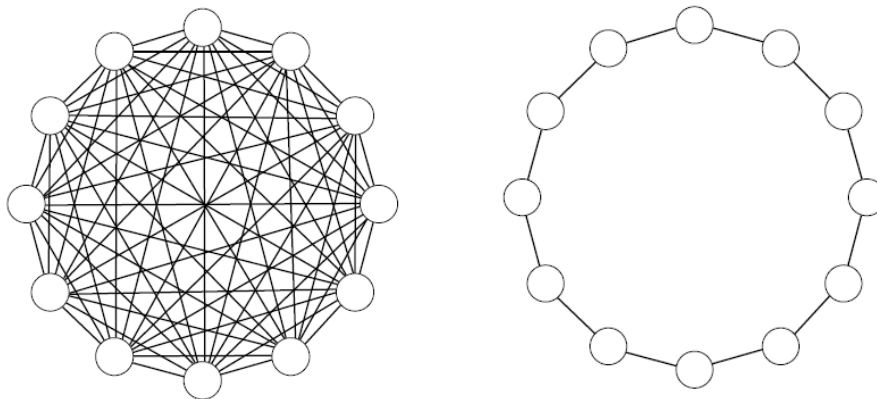
6.3.2 Βελτιστοποίησης με Σμήνος Σωματιδίων (PSO)

Η PSO παρουσιάζει πολλά κοινά με τους εξελικτικούς αλγορίθμους καθώς πρόκειται για μια στοχαστική μέθοδο που χρησιμοποιεί πληθυσμούς για την αναζήτηση λύσεων εντός του χώρου αναζήτησης. Ωστόσο, μια μεγάλη διαφορά είναι η κίνηση κάθε μέλους του πληθυσμού με μια προσαρμόσιμη ταχύτητα στο χώρο αναζήτησης. Επιπλέον, κάθε μέλος του πληθυσμού έχει μια μνήμη στην οποία διατηρεί την καλύτερη θέση που επισκέφθηκε ποτέ. Σε προβλήματα ελαχιστοποίησης αυτή η θέση είναι το σημείο του χώρου με την μικρότερη συναρτησιακή τιμή που έχει επισκεφτεί ποτέ το μέλος του πληθυσμού. Επιπλέον, τα μέλη του πληθυσμού ανταλλάσσουν μεταξύ τους πληροφορία σχετικά με την καλύτερη θέση (μνήμη) που έχει το καθένα. Έτσι, ορίζοντας γειτονιές μεταξύ των μελών του πληθυσμού, υπάρχει ροή πληροφορίας μεταξύ των μελών που τις απαρτίζουν και η κίνηση του σμήνους είναι απόρροια της στοχαστικής επιτάχυνσης των μελών του προς τις προσωπικές καλύτερες θέσεις τους και προς τις καλύτερες θέσεις των γειτόνων τους.



Εικόνα 13 Παράδειγμα σμήνους πλήθους ατόμων 12 και γειτονιών πλήθους 4

Η ιδέα των «γειτονιών» μεταξύ των σωματιδίων του σμήνους οδήγησε στην ανάπτυξη δυο βασικών παραλλαγών της PSO, την PSO με ολική γειτονιά (global neighborhood) ή ολική PSO και την PSO με τοπική γειτονιά (local neighborhood) ή τοπική PSO, οι οποίες στη βιβλιογραφία συχνά συμβολίζονται ως gbest και lbest, αντίστοιχα (Εικόνα 14). Σύμφωνα με την ολική παραλλαγή, όλο το σμήνος θεωρείται ως η γειτονιά καθενός σωματιδίου. Άρα κάθε σωματίδιο, εκτός από την προσωπική του καλύτερη θέση, γνωρίζει και την καλύτερη θέση που έχει ποτέ επισκεφθεί οποιοδήποτε άλλο σωματίδιο του σμήνους, δηλαδή την καλύτερη λύση που έχει βρεθεί μέχρι εκείνη τη στιγμή στον χώρο αναζήτησης. Στην τοπική παραλλαγή, ένας αριθμός σωματιδίων (συνήθως μικρός) ορίζονται ως γειτονιά ενός σωματιδίου και το σωματίδιο αυτό, εκτός από την προσωπική του καλύτερη θέση, γνωρίζει την καλύτερη θέση που έχει ποτέ επισκεφθεί οποιοδήποτε άλλο σωματίδιο της γειτονιάς του.



Εικόνα 14 Σύνδεση μεταξύ των ατόμων του σμήνους ανάλογη του gbest και lbest, αντίστοιχα.

6.3.3 Βασικός αλγόριθμος PSO

Ο βασικός αλγόριθμος PSO, όπως αρχικά προτάθηκε έχει την ακόλουθη δομή:

1. Η ταχύτητα υπολογίζεται από τη σχέση:

$$v_{k+1}^i = v_k^i + c_1 r_1 (p_k^i - x_k^i) + c_2 r_2 (p^g - x_k^i)$$

2. Η θέση του κάθε ατόμου (particle) δίνεται παρακάτω:

$$x_{k+1}^i = x_k^i + v_{k+1}^i$$

x_k^i : η θέση του ατόμου (particle) στο προηγούμενο βήμα

v_k^i : η ταχύτητα του ατόμου (particle) στο προηγούμενο βήμα

p_k^i : η συνολικά καλύτερη θέση του κάθε ατόμου (particle)

p^g : η συνολικά καλύτερη θέση του σμήνους (swarm)

c_1, c_2 : παράμετροι οι οποίοι εκφράζουν την ατομικότητα (Cognitive Parameter) και την κοινωνικότητα (Social Parameter)

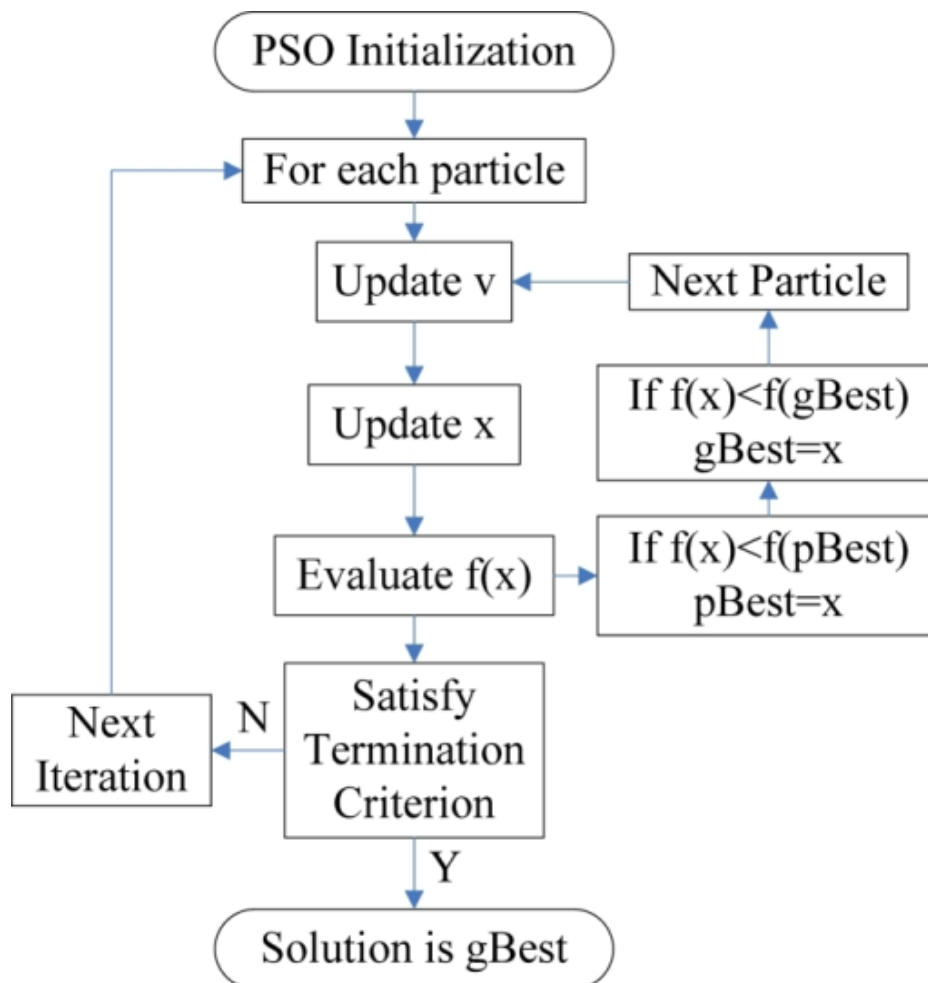
r_1, r_2 : τυχαίοι αριθμοί μεταξύ του διαστήματος [0, 1]

Ορίζονται οι θέσεις όλων των ατόμων του σμήνους και οι αντίστοιχες ταχύτητες τους. Τόσο οι θέσεις όσο και οι ταχύτητες λαμβάνουν τυχαίες τιμές κατά την πρώτη εισαγωγή του προβλήματος. Μια πρώτη τιμή των ταχυτήτων μπορεί να είναι η μηδενική, ενώ ένας τρόπος λήψης τυχαίων θέσεων εντός των ορίων της κάθε μεταβλητής είναι ο ακόλουθος:

$$x^i_0 = x^i_{\min} + \text{rand}() \cdot (x^i_{\max} - x^i_{\min})$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται η τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης για κάθε άτομο και ορίζεται ως η προσωπική καλύτερη θέση (Personal Best) και η καλύτερη όλων των ατόμων ως η ολική καλύτερη θέση (Global Best).

Ακολούθως, προσδιορίζονται νέες θέσεις και ταχύτητες οι οποίες δίνονται από τις παραπάνω σχέσεις και υπολογίζεται εκ νέου η τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης για κάθε άτομο. Αν η νέα θέση δίνει καλύτερη λύση τότε η προσωπική καλύτερη θέση του ατόμου ανανεώνεται και συμπληρώνεται το διάνυσμα των καλύτερων θέσεων του σμήνους. Εν συνεχεία προσδιορίζεται η ολική καλύτερη θέση και η διαδικασία επαναλαμβάνεται ως την ολοκλήρωση του συνόλου των επαναλήψεων ή την εκπλήρωση κάποιας άλλης συνθήκης τερματισμού. Ένα υποτυπώδες διάγραμμα ροής της διαδικασίας φαίνεται στην Εικόνα 15.



Εικόνα 15 Διάγραμμα ροής αλγορίθμου PSO

Ο προσδιορισμός της ταχύτητας απαιτεί τον υπολογισμό τριών διαφορετικών όρων, όπως φαίνεται και από τη σχέση $v_{k+1}^i = v_k^i + c_1 \Gamma_1(p_k^i - x_k^i) + c_2 \Gamma_2(p^g - x_k^i)$. Οι δυο τελευταίοι όροι απευθύνονται στην ατομικότητα κάθε ατόμου και στην κοινωνικότητα του σμήνους. Ο προσδιορισμός της ταχύτητας βάσει των προαναφερθέντων όρων περιορίζει το διάστημα της ταχύτητας εντός ορισμένων ορίων και ταυτόχρονα εμπεριέχει την έννοια του στοχαστικού προσδιορισμού, μέσω της τυχηματικότητας των αριθμών στο διάστημα [0,1].

Ο παράγοντας της ατομικότητας του κάθε ατόμου (Cognitive Parameter) απευθύνεται στην αποκτούμενη εμπειρία κατά την διάρκεια της αναζήτησης της βέλτιστης προσωπικής λύσης. Έτσι, το κάθε άτομο μπορεί να δείχνει μεγάλη εμπιστοσύνη στα αποτελέσματα της προσωπικής του αναζήτησης ή όχι, ανάλογα με την τιμή του συντελεστή c_1 . Από την άλλη, ο παράγοντας της κοινωνικότητας (Social Parameter) απευθύνεται στην αποκτούμενη εμπειρία ολόκληρου του σμήνους. Η «εμπιστοσύνη» λοιπόν ενός ατόμου στα αποτελέσματα της αναζήτησης των υπολοίπων εξαρτάται από την τιμή που λαμβάνει ο συντελεστής c_2 . Από έρευνες έχει προκύψει ότι το άθροισμα των δύο παραγόντων δεν πρέπει να ξεπερνάει το 4, δηλαδή $0 \leq c_1 + c_2 \leq 4$.

6.3.4 Βελτιώσεις του αλγορίθμου PSO

Τα τελευταία χρόνια έχουν προταθεί βελτιώσεις στον αρχικό αλγόριθμο οι οποίες έχουν να κάνουν με τη καλύτερη προσαρμογή των ταχυτήτων ώστε να επιτευχθεί το επιθυμητό αποτέλεσμα. Σε κάποιες περιπτώσεις η μεταβολή των ταχυτήτων των διαφόρων ατόμων (particles) είναι τόσο μεγάλη ώστε να μην είναι δυνατή η εύρεση της βέλτιστης λύσης του προβλήματος, καθώς αυτή μπορεί να παρακαμφθεί. Για το σκοπό αυτό εισάγεται μια παράμετρος αδράνειας w (inertia weight) από τους Shi και Eberhart το 1999, η οποία έχει ως σκοπό τη μείωση των ταχυτήτων ώστε να υπάρξει μεγαλύτερη τοπική αναζήτηση (exploitation). Η παράμετρος αυτή εισάγεται στον όρο των ταχυτήτων και την τροποποιεί στην ακόλουθη:

$$v_{k+1}^i = wv_k^i + c_1 \Gamma_1(p_k^i - x_k^i) + c_2 \Gamma_2(p^g - x_k^i)$$

Μεγάλες τιμές του w παρέχουν την δυνατότητα εξερεύνησης μεγαλύτερης περιοχής στο χώρο των λύσεων (exploration), αλλά χωρίς να υπάρχει η δυνατότητα καλής τοπικής αναζήτησης (exploitation). Αντίθετα, μικρές τιμές του w παρέχουν καλύτερη τοπική εξερεύνηση (μεγαλύτερες πιθανότητες εύρεσης βέλτιστου) αλλά σε μικρότερη περιοχή του χώρου των λύσεων. Για την επίτευξη τόσο ολικής όσο και τοπικής αναζήτησης του ολικού βέλτιστου προτείνεται η γραμμική μεταβολή της αδράνειας w . Η μεταβολή αυτή επιτυγχάνεται με την υιοθέτηση της ακόλουθης σχέσης:

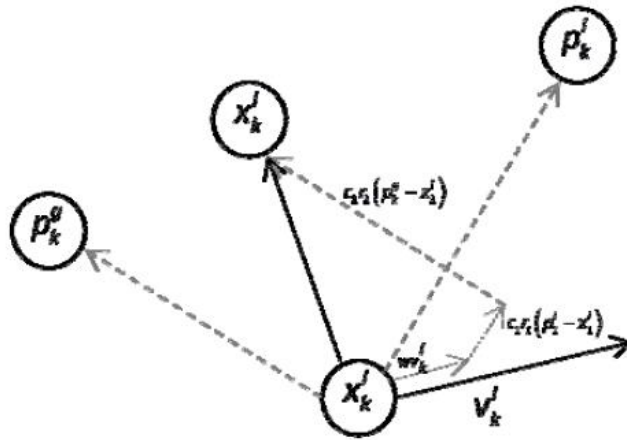
$$W = W_{\max} - \frac{w_{\max} - w_{\min}}{N_{\text{iter}}} * i_{\text{iter}}$$

Η τιμές των w , c_1 και c_2 σύμφωνα με πειραματικά αποτελέσματα [14] πρέπει να ορίζεται μεταξύ των παρακάτω τιμών:

$$0.4 \leq w \leq 1.2, 0.1 \leq c_1, c_2 \leq 4$$

Συνήθως, οι τιμές του c_1 ήταν μεγαλύτερες από του c_2 , πράγμα που βοηθά στη σύγκλιση της μεθόδου, καθώς διατηρεί υψηλή διασπορά του πληθυσμού για μεγαλύτερο αριθμό επαναλήψεων, αποφεύγοντας πρόωρη σύγκλιση σε τοπικά

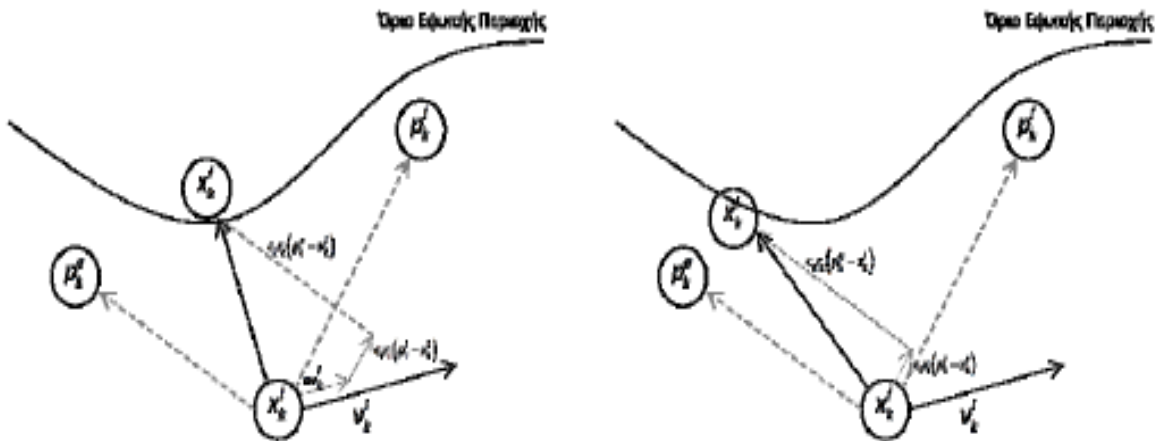
ακρότατα. Οι τιμές τους φαίνεται να εξαρτώνται η μια από την άλλη καθώς φαίνεται να έχουν άθροισμα περίπου ίσο με 3,5. Η μέση τιμή του w ήταν πάντα εντός των τιμών [0,6,0,8] με μικρή διασπορά.



Εικόνα 16 Σχηματική απεικόνιση της κατεύθυνσης του διανύσματος ταχύτητας στο χώρο των δυο διαστάσεων

Μια ακόμα βελτίωση έχει προταθεί από τους Venter and Sobieszcanski-Sobieski και αποσκοπεί στη διατήρηση των μεταβλητών εντός της εφικτής περιοχής των λύσεων. Με άλλα λόγια η ταχύτητα μειώνεται έτσι ώστε να μην υπάρξει υπέρβαση των περιορισμών (constraint violation) κατά την διαδικασία αναζήτησης. Για το άτομο (particle) το οποίο πρόκειται να βρεθεί σε μη εφικτή περιοχή ορίζεται μια νέα ταχύτητα, και ένα νέο διάνυσμα ώστε να επιστρέψει εντός των ορίων της εφικτής περιοχής. Στην περίπτωση αυτή το διάνυσμα της ταχύτητας τροποποιείται βάσει της σχέσης:

$$v_{k+1}^i = c_1 r_1 (p_k^i - x_k^i) + c_2 r_2 (p_k^g - x_k^i)$$



Εικόνα 17 Βελτίωση του διανύσματος ταχύτητας ώστε η νέα να βρίσκεται εντός εφικτής περιοχής.

Όπως έχει αναφερθεί, αντίστοιχα με τους υπόλοιπους αλγόριθμους βελτιστοποίησης υπάρχουν σχέσεις περιορισμών για το εκάστοτε πρόβλημα που επιλύεται. Οι περιορισμοί αυτοί επιβάλλονται ανάλογα με το πρόβλημα με διάφορους τρόπους. Συνηθέστερα, όπως και στην παρούσα εργασία, εφαρμόζονται με μια

αντικειμενική συνάρτηση στην οποία ενσωματώνει τους περιορισμούς μέσω διαφόρων συναρτήσεων ποινής (Penalty Functions) και τεχνικών προσαρμογής. Για ένα σύνηθες πρόβλημα βελτιστοποίησης έχουμε:

$$\min f(x)$$

$$g_j(x) \leq 0, j=1,2,\dots, N_{ineq}$$

$$h_k(x)=0, k=1,2,\dots, N_{eq}$$

$$x \in D^n$$

Για το πρόβλημα της παρούσας εργασία διαμορφώνεται μια αντικειμενική συνάρτηση της μορφής:

$$F^*(x) = \begin{cases} f(x), & \text{αν ικανοποιούνται οι περιορισμοί} \\ f(x) + \sum_{j=1}^{N_{ineq}} \alpha_j \varphi(g_j(x), \varepsilon_j) + \sum_{k=1}^{N_{eq}} a_k \xi(h_k(x), \varepsilon_k), & \text{αν δεν ικανοποιούνται} \end{cases}$$

Οι συντελεστές α_i , a_k , ε_i , ε_k ορίζονται από το χρήστη ανάλογα με την επιθυμητή ακρίβεια των λύσεων που επιζητά. Οι συναρτήσεις $\varphi()$ και $\xi()$ είναι κατάλληλα ορισμένες ανάλογα με το πόσο εφικτές είναι οι λύσεις που δίνουν ή μη.

7. Προδιαστασιολόγηση σεισμικής μόνωσης

7.1 Γενικά

Στα πλαίσια της εργασίας αυτής σχεδιάστηκε ένα εργαλείο που επιτρέπει την προδιαστασιολόγηση με βάση το βέλτιστο σχεδιασμό του συστήματος σεισμικής μόνωσης εφεδράνων FPS σε μια απλής διάταξης κατασκευή. Το εργαλείο αυτό έκανε χρήση του αλγορίθμου PSO και σχεδιάστηκε σε περιβάλλον Microsoft Excel με το σύνολο των προγραμμάτων να είναι σε VBA (Visual Basic for Applications).

Το σύνολο των διαδικασιών προγραμματίστηκε με τη βοήθεια του Microsoft Excel και της γλώσσας προγραμματισμού VBA. Πίσω από τις διεργασίες της επιφάνειας του Excel κατά τους υπολογισμούς τρέχουν κώδικες σε γλώσσα προγραμματισμού VBA. Σκοπός του κάθε προγράμματος- υπορουτίνας είναι να εκτελεί μια εργασία συγκεκριμένη και να συνδυάζεται με τις υπόλοιπες ώστε να προκύψει ένα τελικό αποτέλεσμα. Υπάρχουν κώδικες που σκοπό έχουν την παραγωγή γραφημάτων, στην εύρεση της μετακίνησης σχεδιασμού μεμονωμένου ή περισσότερων όμοιων εφεδράνων FPS, την ελαχιστοποίηση της κινητικής ενέργειας του συστήματος σεισμικής μόνωσης με εφέδρανα FPS.

Ο κώδικας που υπολογίζει τη μετακίνηση σχεδιασμού μεμονωμένου ή περισσότερων όμοιων εφεδράνων FPS παράγεται βάσει της επαναληπτικής διαδικασίας που έχει αναφερθεί στην παράγραφο 0. Ανάλογα με τους περιορισμούς και το φάσμα σχεδιασμού που επιλέγεται υπολογίζεται αυτόματα η μετακίνηση σχεδιασμού μεμονωμένου ή περισσότερων όμοιων εφεδράνων FPS.

Η ελαχιστοποίηση της κινητικής ενέργειας του συστήματος σεισμικής μόνωσης με εφέδρανα FPS επιτυγχάνεται μέσω χρήσης του αλγορίθμου βελτιστοποίησης PSO και διαμορφώνεται ανάλογα με το κτίριο που θέλουμε να εφαρμοστεί.

Τα προγράμματα όλα έχουν σχεδιαστεί και μελετηθεί έτσι ώστε να είναι εύκολη η εποπτεία των αποτελεσμάτων που μας δίνουν αλλά και η αλλαγή των χαρακτηριστικών του προβλήματος, όπως το φάσμα σχεδιασμού, γεωμετρικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων κ.α. Σε όλες τις υπορουτίνες γίνεται έλεγχος των εφεδράνων με βάση τους ευρωπαϊκούς κανονισμούς που δίνονται αναλυτικά στην παράγραφο 0 και όλες καταγράφονται στο Παράρτημα Α.

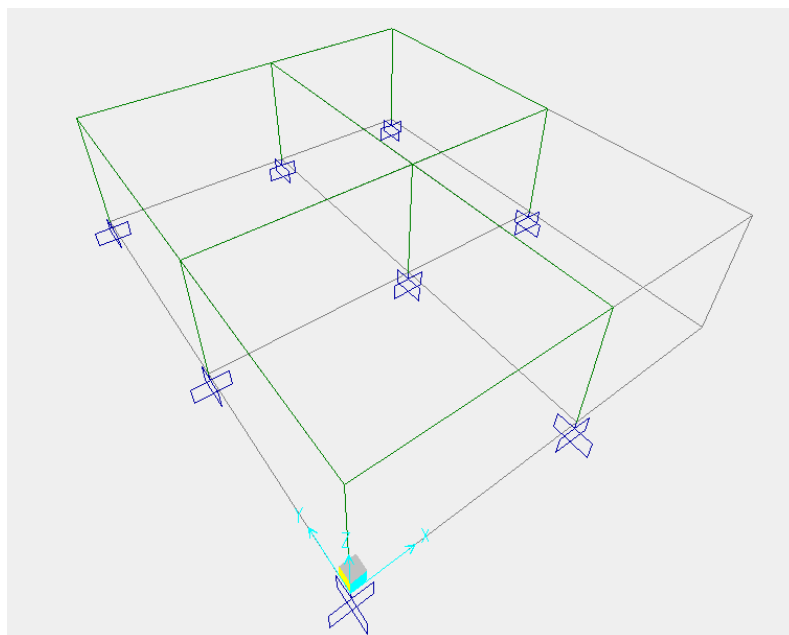
7.2 Εφαρμογή σε απλό παράδειγμα

7.2.1 Παρουσίαση μοντέλου σταθερής βάσης

Για την καλύτερη κατανόηση και χρήση του μοντέλου διαστασιολόγησης της σεισμικής μόνωσης που έχει σχεδιαστεί χρησιμοποιείται ένα απλό μονώροφο κτίριο. Έτσι θα βρεθούν τα βέλτιστα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων τύπου FPS με σκοπό την ελάχιστη επιτάχυνση στο επίπεδο της σεισμικής μόνωσης.

Το προσομοίωμα του παραδείγματος (Εικόνα 18) αποτελείται από οκτώ υποστύλωμα τετραγωνικής διατομής (40cmx40cm), δέκα δοκούς ορθογωνικής διατομής (60cmx30cm) και έγινε μέσω του προγράμματος SAP2000v14.0.0. Η θεμελίωση είναι πλήρως πακτωμένη, χωρίς καμία δυνατότητα μετακίνησης, στροφής ή

υποχώρησης του εδάφους. Θεωρείται διαφραγματική η λειτουργία του ορόφου και έτσι υπάρχει περιορισμός των παραμορφώσεων στο επίπεδο εκείνο. Η δυναμική απόκριση της κατασκευής αλλά και τα εντατικά μεγέθη για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων που αναλύονται, υπολογίζονται αυτόματα με τη βοήθεια του SAP2000v14.0.0.



Εικόνα 18 Προσομοίωμα παραδείγματος εφαρμογής με πάκτωση στη βάση

Οι φορτίσεις του μοντέλου είναι τυχαίες και δεν ανταποκρίνονται σε εκείνες που αντέχουν οι διατομές ούτε σε εκείνες κάποιου κανονισμού. Το προσομοίωμα φορτίζεται με συνδυασμούς μόνιμου (G) και κινητού (Q) φορτίου με βάση τα οποία προκύπτουν οι κατακόρυφες αντιδράσεις των στηρίξεων από τους συνδυασμούς $1,35G+1.5Q$ και $G+0.3Q$ (Πίνακας 5). Οι κατακόρυφες δράσεις που χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό και τη βελτιστοποίηση των FPS στο παράδειγμα είναι αυτές του συνδυασμού $G+0.3Q$.

Πίνακας 5 Κατακόρυφες αντιδράσεις στηρίξεων

$1,35G+1,5Q$	$G+0.3Q$	$G+0.3Q+E_x$	$G+0.3Q+E_y$
1016,61	671,95	1118,226	881,63
721,724	453,068	831,014	922,433
1552,068	1067,979	1372,611	1212,059
1699,407	1098,706	1202,939	1182,139
710,499	444,415	817,463	723,286
830,62	534,169	805,572	763,165
1160,1	777,848	858,336	977,698
800,472	511,865	959,316	801,975

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα που προκύπτουν από το μοντέλο δίνονται οι πρώτες τρεις ιδιομορφές και αντίστοιχες συχνότητες στον Πίνακα 6. Αντίστοιχα θα αναφερθούν παρακάτω οι ιδιομορφές που θα προκύψουν στο μοντέλο με το σύστημα σεισμικής μόνωσης βάσης.

Πίνακας 6 Χαρακτηριστικές ιδιομορφές ταλάντωσης πακτωμένου προσομοιώματος

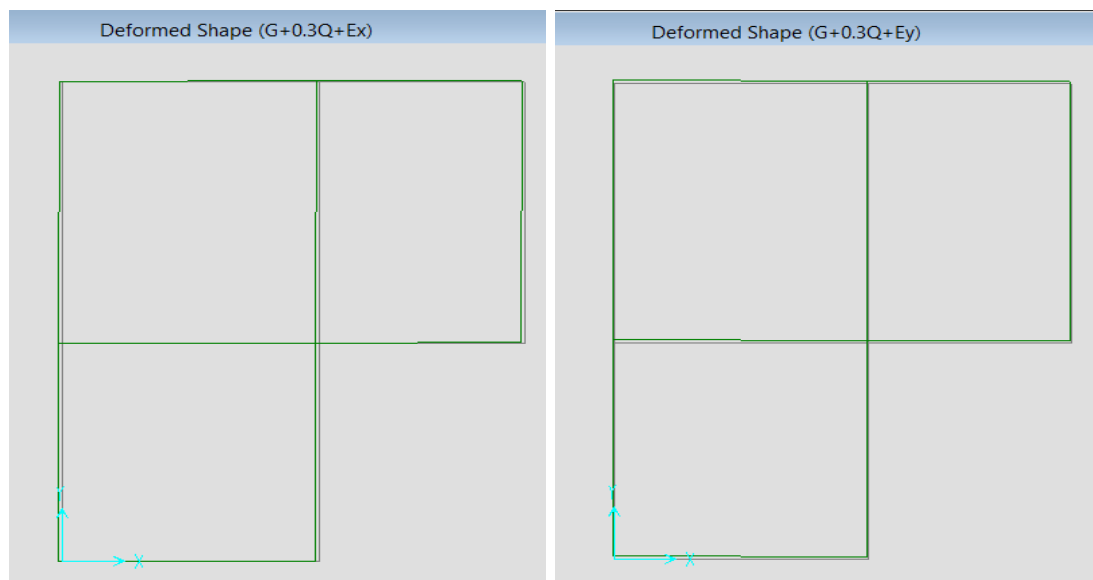
TABLE: Modal Periods And Frequencies				
modes	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
1	0,369739	2,7046	16,994	288,78
2	0,358441	2,7899	17,529	307,27
3	0,326838	3,0596	19,224	369,57

Για τη δυναμική ανάλυση των προσομοιωμάτων (κατασκευή με πακτωμένη βάση, σεισμικά μονωμένη κατασκευή με FPS) επιλέγεται φάσμα σχεδιασμού με τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

Πίνακας 7 Χαρακτηριστικά φάσματος σχεδιασμού κατά EC

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	III
Συντελεστής σπουδαιότητας	Σ2
Τύπος εδάφους	C
Συντελεστής συμπεριφοράς (α)	1

Για τους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης έχουμε από τη σεισμική ανάλυση με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000v14.0.0 απόκριση οροφής $D_x=0.034m$, $D_y=0.039m$ και τέμνουσα βάσης $V_{b,x}= 5938kN$, $V_{b,y}= 5386kN$ (Εικόνα 19).



Εικόνα 19 Απόκριση προσομοιώματος με πακτωμένη βάση για τις σεισμικές δράσεις κατά x και y

7.2.2 Παρουσίαση μοντέλου με τυχαίας γεωμετρίας εφέδρανα

Αρχικά, επιλέγεται τυχαίας γεωμετρίας εφέδρανο, όμοιας ακτίνας καμπυλότητας, συντελεστή τριβής, διάμετρο εφεδράνου και διάμετρο ολισθητήρα. Το φορτίο που δίδεται είναι ένα μέσο φορτίο από τις πραγματικές δράσεις στα υποστυλώματα του πακτωμένου κτιρίου. Τα χαρακτηριστικά που επιλέχθηκαν είναι:

Προδιαστασιολόγηση σεισμικής μόνωσης(Κεφάλαιο VII)

- Ακτίνα καμπυλότητας: $R=3.5m$
- Συντελεστής τριβής: $\mu=0,03$
- Πλήθος εφεδράνων: $N=8$
- Δύναμη σχεδιασμού: $N_{sd}= 695kN$

Ο χρήστης επιλέγει τις σεισμικές παραμέτρους σχεδιασμού καθώς και τα μηχανικά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων FPS στην καρτέλα- φύλλο EXCEL (Εικόνα 20) και με το πάτημα του κουμπιού «Compute» υπολογίζονται όλα τα χαρακτηριστικά τους. Τα χαρακτηριστικά που προέκυψαν από την υπορουτίνα «Sub comp1()» (Παράρτημα Α) που είναι ανεξάρτητα του φορτίου N_{sd} , είναι:

- Διάμετρος εφεδράνου: $L=1.0m$
- Διάμετρος ολισθητήρα: $l=0.2m$
- Μετατόπιση εφεδράνου: $D_m=0.25m$

Η διαδικασία εύρεσης της συνολικής σεισμικής μετατόπισης σχεδιασμού βασίζεται στη θεωρία του άκαμπτου σώματος ανωδομής και έχει περιγραφεί σε προηγούμενη παράγραφο (5.1 Βήματα σχεδιασμού). Η αποδοχή ή όχι της επιλεχθείσας γεωμετρίας εξαρτάται από τα αποτελέσματα των ελέγχων. Αν αυτά είναι αποδεκτά και η επιλεχθείσα γεωμετρία είναι αποδεκτή, αν όχι η διαστασιολόγηση επαναλαμβάνεται με άλλες τιμές ακτίνας καμπυλότητας και συντελεστή τριβής.

SEISMIC DESIGN PARAMETERS		
Seismic zone	III	β_g 0,36
Importance class	II	γ_I 1
Ground type	C	TB 0,2
		TC 0,6
		TD 2,5
		S 1,15

MECHANICAL CHARACTERISTICS OF FPS (PTFE)	
mass density	$\rho(kN/m^3)$ 2200
tensile strength	$f_{ptk}(kN/m^2)$ 40000
compressive strength	$f_k(kN/m^2)$ 90000
elongation at break	$\epsilon_p(\%)$ 300

DESIGN QUANTITIES		
πλήθος εφεδράνων	N	8
δύναμη σχεδιασμού	$N_{sd}(kN)$	695
total weight	$W(kN)$	566,769
ροπή x	$M_x(kNm)$	0
ροπή y	$M_y(kNm)$	0
FPS		
ακτίνα καμπυλότητας	R(m)	3,5
συντελεστής τριβής	$\mu[0,005-0,15]$	0,03
	θ	8,21
l and L(m)		0,2 1,0
>2,2mm	h(mm)	2,59167
	5,183 <tp(thickness)mm<	8
	μ_{max}	0,03 for σ_p (Mpa) 29,159
	e1	0,105
	$A_r(m^2)$	0,024
	λ	0,759
	v(m)	0,036
Design Displacement	$D_m(m)$	0,250

LOOP QUANTITIES	
F0(kN)	20,85
Fe(kN)	21,061
Fmax(kN)	70,450
Kr(kN/m)	198,571429
Ke (kN/m)	19857,1429
Dy	0,001
Tr(sec)	3,753
keff(kN/m)	282,043529

SPECTRA DISPLACEMENT		CHECKS
Wd	20,832	
$\xi_{eff}(\%)$	18,854	>5,5% OK
η	0,647	
Teff(sec)	3,149	>TC OK
Ad (g)	0,101	
Sd(m)	0,250	

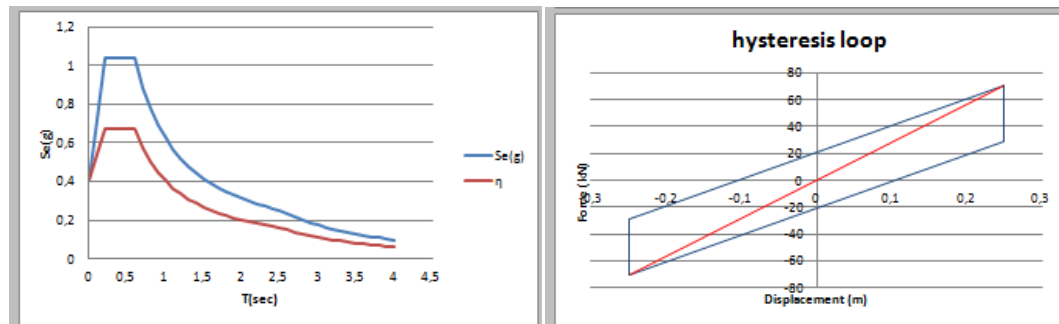
CHECKS-LIMITATIONS		
ελεγχος επαναφοράς	2,379	>1.0, OK
λόγος αντοχής	0,454	$N_{sd}<N$, OK
et	0,105	$\leq L/B$, OK
θ	8,213	≤ 30 , OK

Compute

Loop

Εικόνα 20 Ο κώδικας που υπολογίζει τη μετακίνηση σχεδιασμού μεμονωμένου ή περισσότερων όμοιων εφεδράνων FPS

Για καλύτερη εποπτεία των υπολογισμών παράγονται τα διαγράμματα της φασματικής επιτάχυνσης και του βρόχου υστέρησης του μονωτήρα. Έτσι μπορούμε να παρατηρούμε τη μείωση ή αύξηση της επιτάχυνσης για κάθε διαφορετικό σχεδιασμό εφεδράνου όπως αντίστοιχα και τη διαφοροποίηση στο βρόχο υστέρησης. Τα διαγράμματα που παράγονται από την υπορουτίνα «Sub graph1()» (Παράρτημα Α) για τη μετακίνηση σχεδιασμού που δόθηκε παραπάνω είναι αυτά που φαίνονται στην Εικόνα 21.



Εικόνα 21 Διάγραμμα φάσματος κατά EC και υστερητικός βρόχος εφεδράνων σεισμικής μόνωσης

Για την προσομοίωση των εφεδράνων στο πρόγραμμα ανάλυσης SAP2000v14.0.0 επιλέγονται εφέδρανα με τα χαρακτηριστικά που δίνονται στον Πίνακα 8 όσον αφορά τις μηχανικές ιδιότητες και για την δυναμική ανάλυση επιλέγονται $\mu_{slow}=0.02$, $\mu_{fast}=0.04$ και $a=0.0429\text{sec/mm}$ ή $\alpha=4209\text{ sec/m}$. Ακόμα, απαιτούνται η ενεργός δυσκαμψία (K_{eff}), η ενεργός απόσβεση (C_{eff}), η ελαστική δυσκαμψία του μονωτήρα (K_{el}) και η ακτίνα καμπυλότητας της διεπιφάνειας ολίσθησης (R).

Πίνακας 8 Μηχανικές ιδιότητες του υλικού των FPS

Μηχανικά χαρακτηριστικά FPS (PTFE)		
mass density	$\rho(\text{kN/m}^3)$	2200
tensile strength	$f_{ptk}(\text{kN/m}^2)$	40000
compressive strength	$f_k(\text{kN/m}^2)$	90000
elongation at break	$\varepsilon_p(\%)>$	300

Η απόσβεση θα πρέπει να υπολογιστεί έτσι ώστε να προσδίδει στο σύστημα μόνο την πρόσθετη απόσβεση που παρέχουν τα εφέδρανα και όχι να υπολογίζει δυο φορές την απόσβεση του κτιρίου (5%). Αν δεν αφαιρεθεί η απόσβεση του κτιρίου 5% από την απόσβεση των εφεδράνων τότε θα υπολογίζεται κατά τον προσδιορισμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων δυο φορές, καθώς το σύστημα προσθέτει κάθε φορά την απόσβεση αυτή κατά τη διαδικασία. Η απόσβεση, συνεπώς, του κάθε εφεδράνου υπολογίζεται:

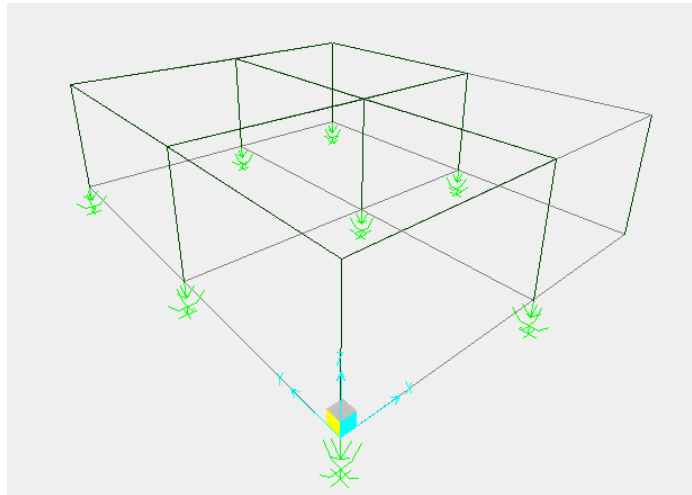
$$c_{eff}=2*m_i*\omega_b*(\xi_b-\xi_{el})= 2*m_i*\omega_b*(\xi_b-5\%)$$

Η συνολική απόσβεση του συστήματος υπολογίζεται:

$$C=\sum_{i=1}^N c_{eff} \text{ ή } C=2 * M * \omega_b * \sum_{i=1}^N (\xi_b - 5\%)$$

Επίσης, η ελαστική δυσκαμψία λαμβάνεται με τη βοήθεια της οριζόντιας δυσκαμψίας λόγω ανύψωσης (K_H) της μάζας από τη σχέση:

$$K_{el}=100*K_H=100*\frac{Nsd}{R}$$



Εικόνα 22 Προσομοίωμα με ίδιας γεωμετρίας εφέδρανα FPS

Μετά τον υπολογισμό της ενεργού δυσκαμψίας K_{eff} , της ενεργού απόσβεσης c_{eff} , της ελαστικής δυσκαμψίας K_{el} για κάθε εφέδρανο, χαρακτηριστικά ανάλογα με το φορτίο που φέρουν, προσδιορίζεται το μοντέλο προσομοίωσης στο πρόγραμμα ανάλυσης SAP2000v14.0.0 με σκοπό τη δυναμική ανάλυση και σύγκριση των δυο μοντέλων. (Εικόνα 23) Δίδεται επίσης, πίνακας με τα χαρακτηριστικά του συνόλου της σεισμικής μόνωσης όπως η μετατόπιση D , η ενεργός δυσκαμψία K_{eff} , η συνολική μάζα της κατασκευής M_{tot} , η ενεργός ιδιοπερίοδος T_{eff} , η περίοδος του μονωτήρα T και η συνολική απόσβεση του συστήματος C .

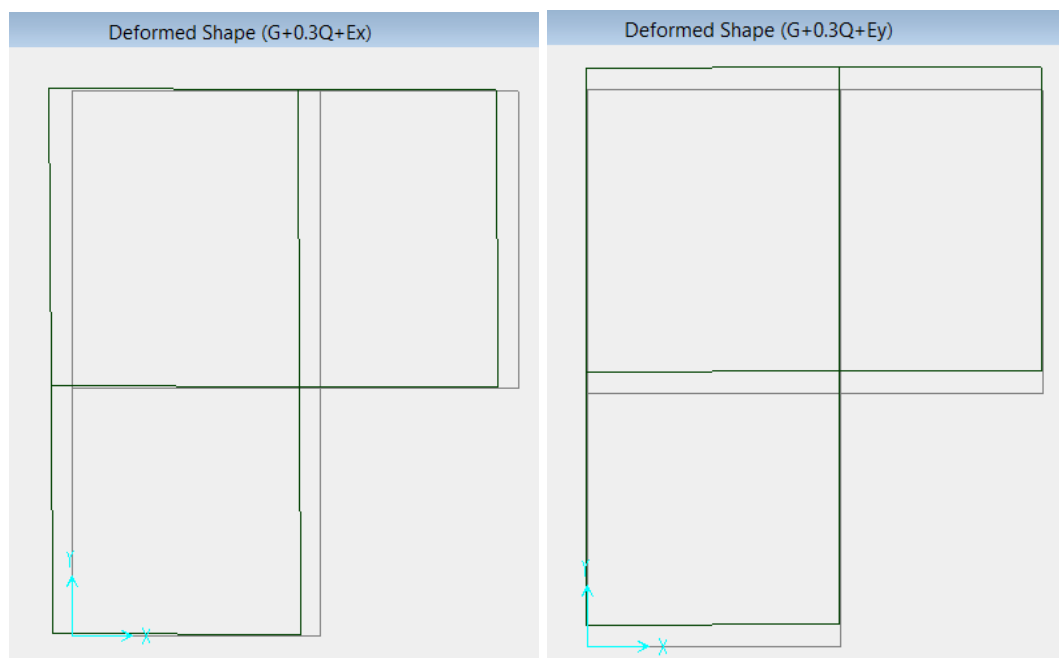
FPS	R	μ	L	et	l(m)	Load Nsd	θ	K_{eff}	ξ_{eff}	T_{eff}	$\xi_{eff-5\%}$	c_{eff}	K_{el}	$D/(R*\mu)$
1	3,5	0,03	1,0	0,105	0,2	671,95	8,213	272,689424	0,188	3,149	13,841	37,833	19198,571	2,3788958
2	3,5	0,03	1,0	0,105	0,2	453,068	8,213	183,863162	0,188	3,149	13,841	25,509	12944,800	
3	3,5	0,03	1,0	0,105	0,2	1067,979	8,213	433,405131	0,188	3,149	13,841	60,130	30513,686	
4	3,5	0,03	1,0	0,105	0,2	1098,706	8,213	445,874702	0,188	3,149	13,841	61,860	31391,600	
5	3,5	0,03	1,0	0,105	0,2	444,415	8,213	180,351619	0,188	3,149	13,841	25,022	12697,571	
6	3,5	0,03	1,0	0,105	0,2	534,169	8,213	216,77541	0,188	3,149	13,841	30,075	15261,971	
7	3,5	0,03	1,0	0,105	0,2	777,848	8,213	315,664741	0,188	3,149	13,841	43,795	22224,229	
8	3,5	0,03	1,0	0,105	0,2	511,865	8,213	207,724045	0,188	3,149	13,841	28,819	14624,714	

D(m)	Σk_{eff}	M_{tot}	T_{eff}	T	C
0,250	2256,348	566,769	3,149	3,753	313,044

Εικόνα 23 Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων για εφέδρανα ίδιας γεωμετρίας

Για τους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης έχουμε από την ανάλυση με χρήση προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SAP2000v14.0.0 απόκριση οροφής $D_{roof,x}=0.278m$, $D_{roof,y}=0.288m$, απόκριση βάσης $D_{base,x}=0.257m$, $D_{base,y}=0.259m$, τέμνουσα

βάσης $V_{b,x}=560\text{kN}$, $V_{b,y}=462\text{kN}$ (Εικόνα 24) και από την ιδιομορφική ανάλυση προκύπτουν ιδιοπερίοδοι $T_1=3,259\text{sec}$, $T_2=3,255\text{sec}$, $T_3=3,249\text{sec}$.



Εικόνα 24 Απόκριση προσομοιώματος με ίδιας γεωμετρίας εφέδρανα FPS για τις σεισμικές δράσεις κατά x και y

Πίνακας 9 Χαρακτηριστικές ιδιομορφές ταλάντωσης σεισμικά μονωμένου προσομοιώματος με ενιαίας διάταξης εφέδρανα

TABLE: Modal Periods And Frequencies				
modes	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
1	3,259191	0,30682	1,9278	3,7166
2	3,255065	0,30721	1,9303	3,726
3	3,248901	0,3078	1,9339	3,7401

Σαφώς, παρατηρείται μια μικρή διαφοροποίηση στην απόκριση της βάσης (D_{base}) μεταξύ των μοντέλων της προδιαστασιολόγησης και αυτό των πεπερασμένων στοιχείων του SAP2000v14.0.0. Παρατηρείται ότι οι ιδιοπερίοδος και η μετατόπιση είναι ελαφρώς μεγαλύτερες στο προσομοίωμα στο SAP2000v14.0.0 από αυτές που δίνει η προδιαστασιολόγηση στο Excel.(Πίνακας 10) Αυτό συμβαίνει διότι, στην ανάλυση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων υπεισέρχεται η ευκαμψία της κατασκευής, καθώς δε θεωρείται απολύτως άκαμπτο σώμα και έτσι τροποποιούνται τα δυναμικά χαρακτηριστικά της ανάλυσης. Αντιθέτως, κατά την προδιαστασιολόγηση η ανωδομή θεωρείται άκαμπτη και η μόνη ευκαμψία εισάγεται στο επίπεδο της σεισμικής μόνωσης στη βάση. Αναλυτικοί πίνακες παρουσιάζονται παρακάτω με το σύνολο των συγκρινόμενων μεγεθών του προβλήματος.

Πίνακας 10 Σύγκριση αποτελεσμάτων προγράμματος προδιαστασιολόγησης και προσομοιώματος σεισμικής μόνωσης

T _{eff} (sec)	T _{frp} (sec)	D(m)	D _x fps(m)	D _y fps(m)
3,149	3,259	base	base	base
		0,25	0,257	0,259

Πίνακας 11 Σύγκριση αποτελεσμάτων μεταξύ πακτωμένου και σεισμικώς μονωμένου προσομοιώματος

T _{fixed} (sec)	T _{fps} (sec)	V _{bx} fixed(kN)	V _{bx} fps(kN)	V _{by} fixed(kN)	V _{by} fps(kN)
0,3697	3,259	5938	560	5386	462
0,3584	3,255				
0,3268	3,249				

D _x fixed(m)	D _x fps(m)	D _y fixed(m)	D _y fps(m)
roof	roof	roof	roof
0,034	0,278	0,039	0,288

7.2.3 Παρουσίαση μοντέλου βελτιστοποίησης εφεδράνων FPS

Όπως έχει αναφερθεί, η βελτιστοποίηση της διάταξης των εφεδράνων FPS έγινε με τη βοήθεια αλγορίθμου PSO ο οποίος προγραμματίστηκε σε περιβάλλον VBA (Visual Basic for Applications) για καλύτερη εποπτική εικόνα της διαδικασίας προγραμματισμού. Ο κώδικας παρατίθεται στο Παράρτημα Α «Sub optimization()» με συνάρτηση βελτιστοποίησης αυτή της ελαχιστοποίησης της κινητικής ενέργειας στο σύστημα και με τους περιορισμούς που ορίζονται να είναι:

- Ο έλεγχος επαναφοράς του εφεδράνου: $D/(R*\mu) > 1$
- Ο συντελεστής τριβής να είναι μικρότερος από αυτόν που ορίζεται από τους κανονισμούς με βάση την πίεση που ασκείται στο εφεδράνο
- Η ενεργός ιδιοπερίοδος της κατασκευής να είναι μεγαλύτερη από την ελάχιστη δυνατή της σεισμικής μόνωσης. Έτσι η σεισμική μόνωση επιτυγχάνει επιταχύνσεις μικρότερες από τις επιταχύνσεις ενός συμβατικού ελαστοπλαστικού συστήματος με συντελεστή συμπεριφοράς q .

Για μεταβλητές σχεδιασμού επιλέγονται τα χαρακτηριστικά των εφεδράνων:

- συντελεστής τριβής μ στο διάστημα [0,01-0,08]
- ακτίνα καμπυλότητας R στο διάστημα [1-6m]

Ο χρήστης οφείλει να θέσει τα όρια της κάθε μεταβλητής ώστε η υπορουτίνα να επιστρέφει αποτελέσματα τα οποία βρίσκονται μέσα στο επιθυμητό εύρος τιμών. Ακόμα, απαιτείται ο ορισμός των τιμών των διαφόρων παραμέτρων του PSO. Οι τιμές αυτές μπορούν να αλλάζουν έτσι ώστε να παρέχεται η δυνατότητα αναζήτησης της καλύτερης δυνατής λύσης κατά την διαδικασία βελτιστοποίησης.

Στη συνέχεια ακολουθεί στην Εικόνα 25 το περιβάλλον που διαμορφώθηκε σύμφωνα με την υπορουτίνα για τη βελτιστοποίηση της γεωμετρίας των εφεδράνων με όλα τα χαρακτηριστικά του αλγορίθμου να φαίνονται παρακάτω. Ο σχεδιασμός μπορεί να ανανεώνεται για κάθε διαφορετική διάταξη εφεδράνων και έτσι είναι ανεξάρτητη της κάτοψης. Τα εφέδρανα τύπο FPS κατά το βέλτιστο σχεδιασμό είναι ανεξάρτητα από το σημείο έδρασης και την απόσταση από το ακραίο σημείο της κατασκευής. Στο πρόγραμμα έχουν δοθεί όλες αυτές οι λεπτομέρειες για τη διευκόλυνση του προγραμματιστή και για τον ευκολότερο έλεγχο από τρίτους όσον αφορά το προσομοίωμα που μελετάται. Πατώντας το κουμπί “Optimize” του προγράμματος υπολογίζεται η μετατόπιση του διαφράγματος της σεισμικής μόνωσης κατά την βέλτιστη γεωμετρία των εφεδράνων καθώς και τα χαρακτηριστικά των εφεδράνων (K_{eff} , ξ_{eff} , T_{eff} κ.α.).

No of columns	8	μ	tp/h>2,2)mm/R(m)	D=	0,197	optimize	D/(R* μ)>1	
Lx(m)	9	max	0,08	8	6		2,521189317	
Ly(m)	11	min	0,01	2,592	1			

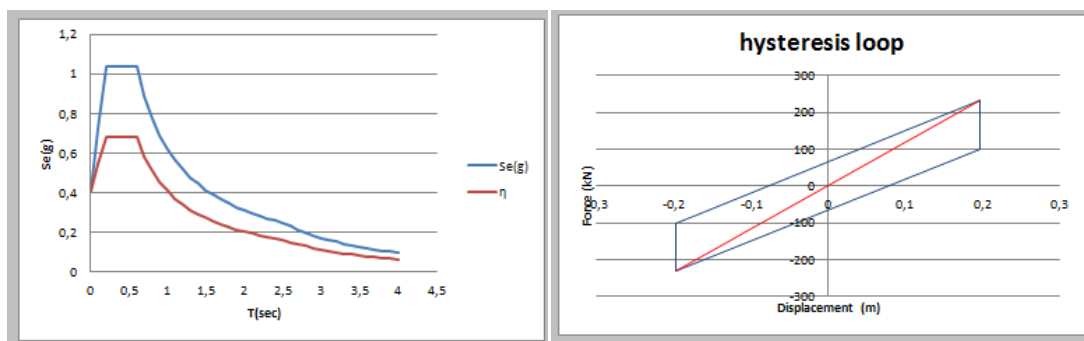
DIMENSIONS-COMPUTATIONS													
R	μ	L	et	l(m)	PsoX	PsoY	Load Nsd	θ	λ	σ	Ar(m ²)	Keff	ξ_{eff}
1,3	0,06	1,0	0,041	0,2	1	1	671,95	22,620	0,914	23,413	0,029	721,901	0,181
1,3	0,06	1,0	0,054	0,2	5	1	453,068	22,620	0,884	16,315	0,028	486,748	0,181
1,3	0,06	1,0	0,039	0,2	1	5	1067,979	22,620	0,919	36,997	0,029	1147,369	0,181
1,3	0,06	1,0	0,039	0,2	5	5	1098,706	22,620	0,919	38,062	0,029	1180,381	0,181
1,3	0,06	1,0	0,055	0,2	8	5	444,415	22,620	0,882	16,032	0,028	477,452	0,181
1,3	0,06	1,0	0,049	0,2	1	10	534,169	22,620	0,897	18,959	0,028	573,878	0,181
1,3	0,06	1,0	0,039	0,2	5	10	777,848	22,620	0,919	26,946	0,029	835,671	0,181
1,3	0,06	1,0	0,050	0,2	8	10	511,865	22,620	0,894	18,234	0,028	549,916	0,181

PSO Settings		Penalty Fun. Param	
wmax	0,9	ai	0,01
wmin	0,4	e1	0,01
c1	3	e2	0,01
c2	0,5	e3	0,01
No particles	20	m	2
No iterations	30		
Vmax(mi)	0,001		
Vmax (R)	0,01		

5560

Εικόνα 25 Περιβάλλον προγράμματος βελτιστοποίησης σε EXCEL

Για το φάσμα που έχει δοθεί στο πρόγραμμα Εικόνα 26 έχουμε απόκριση $D=0.197m$ (Εικόνα 25) και ιδιοπερίοδο $T_{eff}=1,935sec$ (Εικόνα 27).



Εικόνα 26 Διάγραμμα φάσματος κατά EC και υστερητικός βρόχος εφεδράνων σεισμικής μόνωσης

Για την προσομοίωση των εφεδράνων στο πρόγραμμα ανάλυσης SAP2000v14.0.0, ομοίως με την προηγούμενη παράγραφο, επιλέγονται εφέδρανα με τα χαρακτηριστικά που δίνονται στον Πίνακας 8 όσον αφορά τις μηχανικές ιδιότητες και για την δυναμική ανάλυση επιλέγονται $\mu_{slow}=0.05$, $\mu_{fast}=0.07$ και $a=0.0429sec/mm$ ή $\alpha=4209 sec/m$.

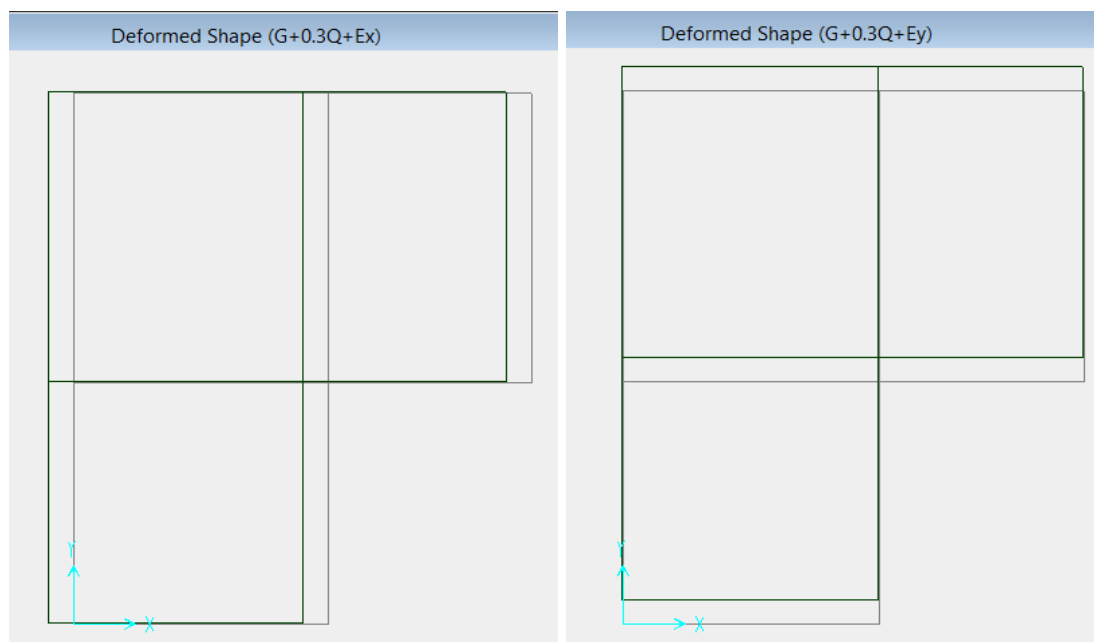
Ακόμα απαιτούνται η ενεργός δυσκαμψία (K_{eff}), η ενεργός απόσβεση (C_{eff}), η ελαστική δυσκαμψία του μονωτήρα (K_{el}) και η ακτίνα καμπυλότητας της διεπιφάνειας ολίσθησης (R) που δίνονται συγκεντρωμένα από το πρόγραμμα. (Εικόνα 27)

FPS	R	μ	L	et	l(m)	Load Nsd	θ	λ	σ_p	Ar(m ²)	K_{eff}	ξ_{eff}	T_{eff}	$\xi_{eff-5\%}$	c_{eff}	K_{el}
1	1,3	0,06	1,0	0,041	0,2	671,95	22,620	0,914	23,413	0,029	721,901	0,181	1,935	13,080	58,170	51688,463
2	1,3	0,06	1,0	0,054	0,2	453,068	22,620	0,884	16,315	0,028	486,748	0,181	1,935	13,080	39,222	34851,386
3	1,3	0,06	1,0	0,039	0,2	1067,979	22,620	0,919	36,997	0,029	1147,369	0,181	1,935	13,080	92,454	82152,234
4	1,3	0,06	1,0	0,039	0,2	1098,706	22,620	0,919	38,062	0,029	1180,381	0,181	1,935	13,080	95,114	84515,849
5	1,3	0,06	1,0	0,055	0,2	444,415	22,620	0,882	16,032	0,028	477,452	0,181	1,935	13,080	38,473	34185,770
6	1,3	0,06	1,0	0,049	0,2	534,169	22,620	0,897	18,959	0,028	573,878	0,181	1,935	13,080	46,243	41089,925
7	1,3	0,06	1,0	0,039	0,2	777,848	22,620	0,919	26,946	0,029	835,671	0,181	1,935	13,080	67,338	59834,464
8	1,3	0,06	1,0	0,050	0,2	511,865	22,620	0,894	18,234	0,028	549,916	0,181	1,935	13,080	44,312	39374,232

D(m)	ΣK_{eff}	M_{tot}	T_{eff}	C
0,197	5973,314	566,769	1,935	481,324

Εικόνα 27 Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων εφεδράνων βέλτιστης γεωμετρίας

Για τους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης έχουμε από την ανάλυση με χρήση προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SAP2000v14.0.0 απόκριση οροφής $D_{roof,x}=0.241m$, $D_{roof,y}=0.25m$, απόκριση βάσης $D_{base,x}=0.234m$, $D_{base,y}=0.215m$, τέμνουσα βάσης $V_{b,x}=1216kN$, $V_{b,y}=1194kN$ (Εικόνα 28) και από την ιδιομορφική ανάλυση προκύπτουν ιδιοπερίοδοι $T_1=2.022sec$, $T_2=2.02sec$, $T_3=2.015sec$.



Εικόνα 28 Απόκριση προσομοιώματος με βέλτιστης γεωμετρίας εφέδρανα FPS για τις σεισμικές δράσεις κατά x και y

Πίνακας 12 Χαρακτηριστικές ιδιομορφές ταλάντωσης σεισμικά μονωμένου προσομοιώματος με βέλτιστης γεωμετρίας εφέδρανα

TABLE: Modal Periods And Frequencies				
modes	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
1	2,021863	0,49459	3,1076	9,6573
2	2,020376	0,49496	3,1099	9,6715
3	2,015382	0,49618	3,1176	9,7195

Σαφώς, παρατηρείται μια μικρή διαφοροποίηση στην απόκριση της βάσης (D_{base}) μεταξύ των μοντέλων της προδιαστασιολόγησης και αυτό των πεπερασμένων στοιχείων του SAP2000v14.0.0. Παρατηρείται ότι οι ιδιοπερίοδος και η μετατόπιση είναι ελαφρώς μεγαλύτερες στο προσομοίωμα στο SAP2000v14.0.0 από αυτές που δίνει η προδιαστασιολόγηση στο Excel.(Πίνακας 13) Αυτό συμβαίνει διότι, στην ανάλυση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων υπεισέρχεται η ευκαμψία της κατασκευής, καθώς δε θεωρείται απολύτως άκαμπτο σώμα και έτσι τροποποιούνται τα δυναμικά χαρακτηριστικά της ανάλυσης. Αντιθέτως, κατά την προδιαστασιολόγηση η ανωδομή θεωρείται άκαμπτη και η μόνη ευκαμψία εισάγεται στο επίπεδο της σεισμικής μόνωσης στη βάση. Αναλυτικοί πίνακες παρουσιάζονται παρακάτω με το σύνολο των συγκρινόμενων μεγεθών του προβλήματος.

Πίνακας 13 Σύγκριση αποτελεσμάτων προγράμματος προδιαστασιολόγησης και προσομοιώματος σεισμικής μόνωσης

$T_{eff}(sec)$	$T_{fps}(sec)$	D(m)	$D_xfps(m)$	$D_yfps(m)$
1,935	2,023	base	base	base
		0,197	0,234	0,215

Συγκεντρωτικά παρατίθεται πίνακας σύγκρισης της σεισμικά μονωμένης κατασκευής με αυτή που έχει πακτωμένη βάση.(Πίνακας 14) Παρατηρείται σαφής αύξηση της ιδιοπεριόδου και της μετατόπισης της σεισμικής μόνωσης ενώ φαίνεται αντίστοιχα μεγάλη μείωση της τέμνουσας βάσης. Γενικώς επαληθεύουμε μέσω αυτού του παραδείγματος τη θεωρία της σεισμικής μόνωσης που έχει αναφερθεί σε προηγούμενα κεφάλαια της παρούσας εργασίας. Η μεγάλη αύξηση της μετατόπισης, αντισταθμίζεται από την αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής στο σύνολο της και την μεγάλη μείωση της τέμνουσας βάσης. Αναλυτικοί πίνακες παρουσιάζονται παρακάτω με το σύνολο των συγκρινόμενων μεγεθών του προβλήματος.

Πίνακας 14 Σύγκριση αποτελεσμάτων μεταξύ πακτωμένου και σεισμικώς μονωμένου προσομοιώματος

$T_{fixed}(sec)$	$T_{fps}(sec)$	$V_{bx, fixed}(kN)$	$V_{bx, fps}(kN)$	$V_{by, fixed}(kN)$	$V_{by, fps}(kN)$
0,3697	2,022	5938	1216	5386	1194
0,3584	2,02				
0,3268	2,015				

$D_x, fixed(m)$	$D_x, fps(m)$	$D_y, fixed(m)$	$D_y, fps(m)$
roof	roof	roof	roof
0,034	0,241	0,039	0,25

8. Ανάλυση σεισμικά μονωμένης κατασκευής

8.1 Προσομοίωμα στατικής ανάλυσης

Η στατική ανάλυση της κατασκευής γίνεται με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και με χρήση του προγράμματος SAP2000 (v14.0.0) της εταιρείας Computers and Structures Inc. Με το συγκεκριμένο πρόγραμμα ο χρήστης έχει τη δυνατότητα να εισάγει όλα τα απαραίτητα δεδομένα για την ανάλυση (ιδιότητες υλικών, διατομές μελών, βαθμοί ελευθερίας, φορτίσεις, συνδυασμοί φορτίσεων κλπ.) και από την ανάλυση να προκύψουν τα εντατικά μεγέθη όλων των μελών καθώς και οι απαιτούμενοι οπλισμοί με βάση κάποιον επιλεγμένο κανονισμό (πχ Ευρωκώδικα 2, ACI 318 κλπ). Επίσης πέρα από γραμμική ελαστική ανάλυση ο χρήστης έχει τη δυνατότητα να εκτελέσει ανάλυση Pushover, ή μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Στα πλαίσια της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας θα εκτελεστεί γραμμική-ελαστική ανάλυση για την κατασκευή.

Για τη δημιουργία του προσομοιώματος ανάλυσης αρχικά καθορίζεται η γεωμετρία του φορέα και στη συνέχεια ορίζονται οι διαστάσεις του προσομοιώματος. Επιλέγονται οι μονάδες μέτρησης kN, m, C και η μορφή 3D Frames για τη μόρφωση του φορέα.

Ακολούθως ορίζονται τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν. Ορίζονται τα υλικά:

- “CONCRETE” για το σκυρόδεμα, με θλιπτική αντοχή 25MPa και μέτρο ελαστικότητας 30,5GPa
- “REBAR” για τον χάλυβα του οπλισμού με τάση διαρροής 500MPa και μέτρο ελαστικότητας 200GPa.

Πρέπει να τονίσουμε ότι στα υλικά δίνονται οι χαρακτηριστικές τιμές, καθώς η διαίρεση με τους κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα κατά την εκτέλεση των υπολογισμών.

Στη συνέχεια ορίζονται οι διατομές των στοιχείων που σχηματίζουν το φορέα με τυπικό οπλισμό:

- “beams”: για όλες τις δοκούς της κατασκευής σε όλους τους ορόφους ορίζεται διατομή πλάτους 0,4 m και ύψους 0,6m
- “columns inner”: για όλα τα εσωτερικά υποστυλώματα ορίζεται τετραγωνικό υποστύλωμα διαστάσεων 0,4 m*0,4 m
- “columns outer”: για όλα τα εξωτερικά υποστυλώματα ορίζεται ορθογωνικό υποστύλωμα διαστάσεων 0,4 m*0,6 m

Μετά την ολοκλήρωση της μόρφωσης του φορέα χρειάζεται η εύρεση των ασκούμενων στην κατασκευή φορτίων. Όλες οι δράσεις περιγράφονται στις παρακάτω ενότητες.

8.2 Κατηγορίες δράσεων

Ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο, οι δράσεις κατατάσσονται στις παρακάτω κατηγορίες:

Μόνιμες δράσεις (G), π.χ. ίδια βάρη της κατασκευής, προσαρτήματα, σταθερός εξοπλισμός, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης.

Μεταβλητές δράσεις (Q), π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, δοκούς ή στέγες, φορτία χιονιού ή ανέμου

Τυχηματικές δράσεις (A), π.χ. εκρήξεις, προσκρούσεις οχημάτων, πυρκαγιά. Αυτή η κατηγορία δράσεων δεν υπολογίσθηκε.

Οι δράσεις κατηγοριοποιούνται επίσης βάσει:

- της προέλευσής τους, ως άμεσες ή έμμεσες
- της χωρικής τους μεταβολής, ως σταθερές ή ελεύθερες
- της φύσης τους, ως στατικές ή δυναμικές

8.2.1 Μόνιμες δράσεις (G)

Στις μόνιμες δράσεις περιλαμβάνονται όλες οι δράσεις που αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας καθορισμένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα, γι' αυτό και κατατάσσονται στις σταθερές και στατικές δράσεις. Οι βασικότερες μόνιμες δράσεις είναι τα ίδια βάρη των στοιχείων της κατασκευής, δηλαδή των φερόντων στοιχείων, των τοίχων πληρώσεων, των επικαλύψεων και επιστρώσεων των δαπέδων, των ψευδοροφών και των ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων. Στην προσομοίωση μας χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθες τιμές:

Ίδια βάρη: Τα ίδια βάρη του φορέα λαμβάνονται απευθείας από το στατικό προσομοίωμα με ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος να λαμβάνεται ίσο με 25 kN/m³. Για πλάκες πάχους 20cm προκύπτει φορτίο

- **Δάπεδα** $g_{\delta}=5 \text{ kN/m}^2$
- **Εσωτερικά χωρίσματα** $g_{\chi\omega\rho}=0,5\text{kN/m}^2$
- **Ψευδοροφές, Η/Μ εγκαταστάσεις** $g_{\epsilon\gamma\kappa}=0,5\text{kN/m}^2$
- **Βάρος υαλοπινάκων στην περίμετρο των κτιρίων** $g_{\upsilon\alpha\lambda}=2\text{kN/m}$

8.2.2 Μεταβλητές δράσεις (Q)

Τα επιβαλλόμενα φορτία οφείλονται είτε σε κανονική χρήση του κτιρίου από ανθρώπους, είτε σε έπιπλα, κινητά αντικείμενα, μηχανήματα και οχήματα. Μπορεί ακόμα να οφείλονται σε ασυνήθεις συγκεντρώσεις ανθρώπων ή επίπλων, καθώς και σε μετακίνηση ή στοίβαγμα εμπορευμάτων. Όπως και οι μόνιμες, οι μεταβλητές δράσεις είναι στατικές και δεν ασκούν καμία δυναμική επιρροή στην κατασκευή.

Προκειμένου να γίνει ο καθορισμός των επιβαλλόμενων μεταβλητών φορτίων, τα κτίρια κατατάσσονται σε κατηγορίες, αναλόγως με τη χρήση τους σύμφωνα με τον Πίνακα 15, που δίνεται από το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 1.

Πίνακας 15 Κατηγορίες χρήσης κτιρίων

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	<p>Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία.</p> <p>Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.</p>
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D)	<p>C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.</p> <p>C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.</p> <p>C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p>C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές</p> <p>C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.</p>
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	<p>D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά.</p> <p>D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα</p>

Τα επιβαλλόμενα φορτία είναι ομοιόμορφα διανεμημένα (q_k) ή συγκεντρωμένα (Q_k). Το συγκεντρωμένο φορτίο Q_k θεωρείται ότι δρα μεμονωμένα σε κάθε σημείο του δαπέδου, δε συνδυάζεται με άλλα φορτία και χρησιμοποιείται στην διένεξη τοπικών ελέγχων, που στην περίπτωση μας δεν κρίθηκαν απαραίτητοι, ενώ το κατανεμημένο φορτίο q_k χρησιμοποιείται για γενικούς ελέγχους. Οι τιμές για τα επιβαλλόμενα φορτία δίνονται από το Εθνικό Προσάρτημα όπως φαίνεται στον Πίνακας 16. Στην περίπτωση μας έχουμε χρήση χώρων μουσείου που σημαίνει κατηγορία επιφάνειας C3, και άρα $q_k=5\text{kN/m}^2$

Πίνακας 16 Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα κτιρίων

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία A και Κατηγορία B		
Δάπεδα	2,0	2,0
Σκάλες	3,5	2,0
Μπαλκόνια	5,0	3,0
Κατηγορία C		
C1	3,0	3,0
C2	5,0	4,0
C3	5,0	4,0
C4	5,0	4,0
C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
D1	5,0	4,0
D2	5,0	4,0

Όσον αφορά στις οροφές, αυτές υποδιαιρούνται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με την προσβασιμότητα τους όπως φαίνεται στον Πίνακας 17. Στην περίπτωση μας θεωρήθηκε ότι η οροφή είναι προσιτή για κανονική χρήση και συνεπώς ανήκει στην κατηγορία I, για την οποία το Εθνικό Προσάρτημα προτείνει τιμή για τα επιβαλλόμενα φορτία ίση με αυτή των κινητών φορτίων.

Πίνακας 17 Κατηγοριοποίηση στεγών

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη Χρήση
H	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

8.2.3 Φορτίο χιονιού

Από τον EC1 το φορτίο χιονιού για υψόμετρο A στην θέση k δίνεται από τη σχέση:

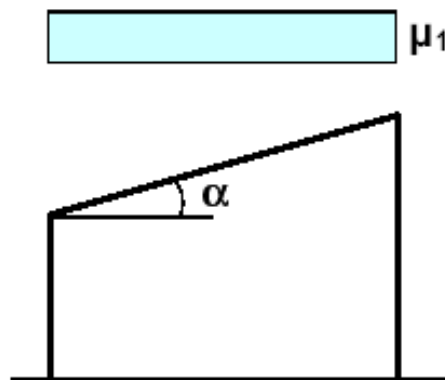
$$s_{k,A} = s_{k,0} \cdot [1 + (\frac{A}{917})^2]$$

- για την περιοχή των Αθηνών (ζώνη B) $s_{k,0}=0,8\text{kN/m}^2$
- θεωρείται υψόμετρο $A=150\text{m}$ στο κέντρο της Αθήνας

Επομένως, $s_{k,A} = 0,8 \cdot [1 + (\frac{150}{917})^2] = 0,8214\text{kN/m}^2$

Για μονοκλινή στέγη με μηδενική κλίση ($\alpha=0^\circ$) προκύπτει από την Εικόνα 29 και τον Πίνακα 18

→ $\mu_1=0,8$



Εικόνα 29 Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού – μονοκλινής στέγη

Πίνακας 18 Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού

Κλίση στέγης	$0^{\circ} \leq \alpha < 30^{\circ}$	$30^{\circ} < \alpha < 60^{\circ}$	$\alpha \geq 60^{\circ}$
μ_1	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8+0,8 \alpha/30$	1,6	--

Συνεπώς το φορτίο χιονιού δίνεται από τη σχέση $S = \mu_1 \cdot sk, A$

Τελικά λαμβάνεται φορτίο χιονιού $S=0,7kN/m^2$

8.2.4 Φορτίο ανέμου

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα του EC1 για της δράσεις ανέμου σε κατασκευές είναι $v_{b,0} = 33m/s$. Από αυτή την τιμή προκύπτει η ταχύτητα ανέμου $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$, όπου c_{dir} ο συντελεστής διεύθυνσης, c_{season} ο εποχικός συντελεστής, που λαμβάνουν τιμές και οι δυο συντελεστές ίσες με 1,00. Άρα, $v_b = 33m/s$.

Συνεχίζοντας, υπολογίζεται η μέση ταχύτητα ανέμου από την παρακάτω σχέση, $v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$, όπου $c_r(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας και $c_0(z)$ ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους (λαμβάνεται ως 1,0). Για τον συντελεστή τραχύτητας ισχύει: $c_r(z) = k \cdot \ln(z/z_0)$, για $z_{min} \leq z \leq z_{max}$

Και $c_r(z) = c_r(z_{min})$, για $z_{min} \geq z$

Στις παραπάνω σχέσεις φαίνονται αναλυτικά:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας, εξαρτάται από την κατηγορία εδάφους και λαμβάνεται ως 1,00 από τον Πίνακας 19 για κατηγορία εδάφους IV

k_r είναι ο συντελεστής εδάφους που δίνεται από τη σχέση $k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07}$, όπου $z_{0,II} = 0,05m$

$z_{min} = 10m$ που λαμβάνεται από τον Πίνακας 19 για κατηγορία εδάφους IV

$z_{max} = 200m$

Πίνακας 19 Κατηγορίες και παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους	z_0 m	z_{min} m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Επομένως προκύπτουν τα εξής:

$$k_r=0,19 \cdot (1/0,05)^{0,07}=0,23433$$

$$c_r(z)=0,23433 \cdot \ln z, \text{ για } 10 \leq z \leq 200$$

$$c_r(z)=0,53956, \text{ για } z < 10$$

Άρα η μέση ταχύτητα ανέμου σύμφωνα με τα παραπάνω είναι:

$$v_m(z)=7,733 \cdot \ln z, \text{ για } 10 \leq z \leq 200$$

$$\text{και } v_m(z)=17,806, \text{ για } z < 10$$

Στη συνέχεια υπολογίζουμε τον στροβιλισμό του ανέμου. Ο στροβιλισμός, I_v , δίνεται από τη σχέση:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{για } z < z_{min}$$

Με την προτεινόμενη τιμή του k_1 να είναι 1,0 σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα καταλήγουμε:

$$I_v(z) = \frac{1}{\ln z}, \text{ για } 10 \leq z \leq 200 \text{ και } I_v(z) = \frac{1}{\ln z_{min}} = \frac{1}{\ln 10} = 0,4343, \text{ για } 10 \geq z$$

Αφού υπολογίστηκαν η μέση ταχύτητα του ανέμου και ο στροβιλισμός μπορούμε να υπολογίσουμε την πίεση ταχύτητας αιχμής ως εξής:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z), \text{ όπου } \rho \text{ η πυκνότητα του αέρα ίση με } 1,25 \text{ kg/m}^3 \text{ σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα. Επομένως:}$$

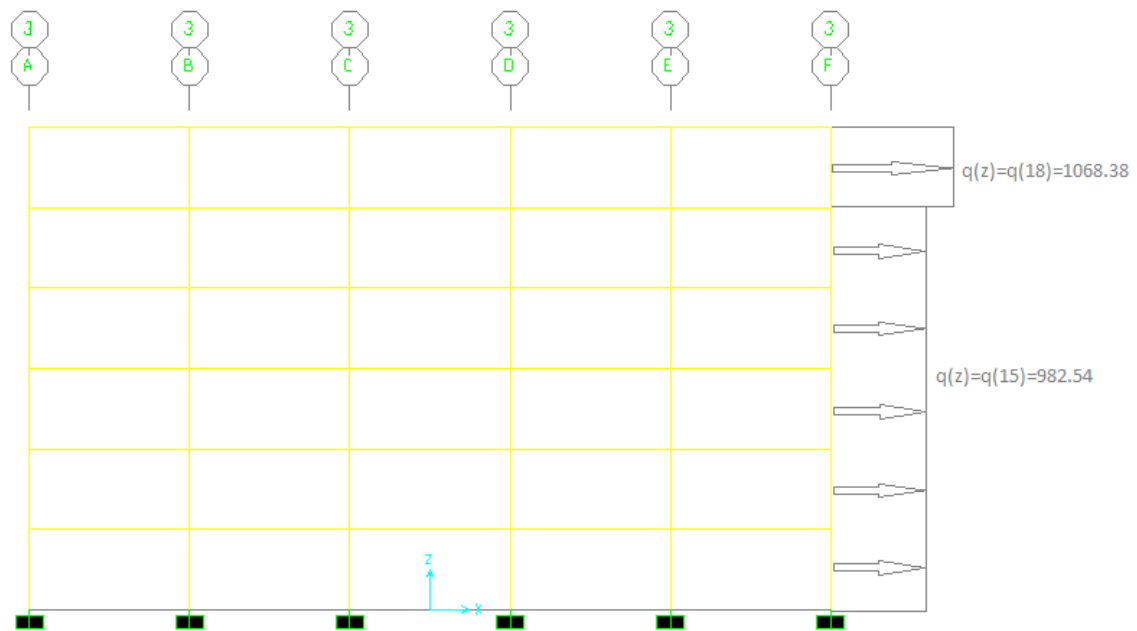
$$\text{Για } 10 \leq z \leq 200: q_p(z) = \left[1 + \frac{7}{\ln z}\right] \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 7,7329^2 \cdot \ln^2 z$$

$$\text{Άρα } q_p(z) = 37,3735 \cdot \ln^2 z + 261,6144 \cdot \ln z$$

$$\text{Για } z < 10: q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,4343] \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 17,806^2 = 800,53$$

Υπολογισμός πιέσεων ανέμου στις εξωτερικές στις δυο διευθύνσεις:

Άνεμος κατά X



Εικόνα 30 Εξωτερικές πιέσεις στη X διεύθυνση

Παραλείποντας τις εικόνες χωρισμού σε ζώνες του κτιρίου ακολουθούν οι τιμές φόρτισης από τον άνεμο ανά ζώνη.

$$e = \min(b, 2 \cdot h) = \min(15, 36) = 15 < d$$

Για $z \leq 15$

$$\text{Ζώνη A: } w_e = 982,54 \cdot (-1.2) = -1.179 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ζώνη B: } w_e = 982,54 \cdot (-0.8) = -0.786 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ζώνη C: } w_e = 982,54 \cdot (-0.5) = 0.491 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ζώνη D: } w_e = 982,54 \cdot (0.75) = 0.737 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ζώνη E: } w_e = 982,54 \cdot (-0.3) = 0.295 \text{ kN/m}^2$$

Για $15 \leq z \leq 18$

Ζώνη A: $w_e = 982,54 * (-1.2) = -1.282 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη B: $w_e = 982,54 * (-0.8) = -0.855 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη C: $w_e = 982,54 * (-0.5) = -0.534 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη D: $w_e = 982,54 * (0.75) = 0.801 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη E: $w_e = 982,54 * (-0.3) = -0.32 \text{ kN/m}^2$

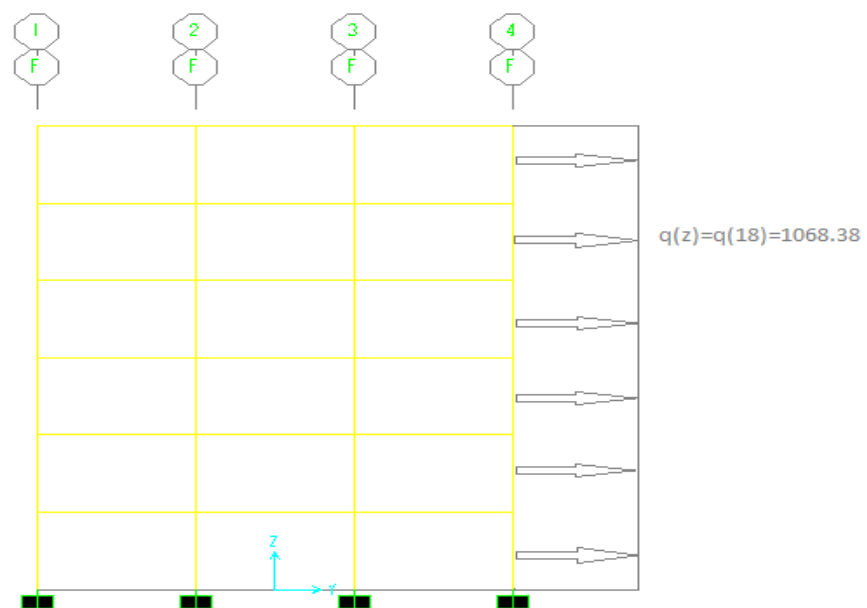
Πιέσεις δώματος

Ζώνη F: $w_e = 982,54 * (-1.8) = -1.923 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη G: $w_e = 982,54 * (-1.2) = -1.282 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη H: $w_e = 982,54 * (-0.7) = -0.748 \text{ kN/m}^2$

Άνεμος κατά Y



Εικόνα 31 Εξωτερικές πιέσεις στη Y διεύθυνση

Παραλείποντας τις εικόνες χωρισμού σε ζώνες του κτιρίου ακολουθούν οι τιμές φόρτισης από τον άνεμο ανά ζώνη.

$e = \min(b, 2 * h) = \min(30, 36) = 30 > d$

Ζώνη A: $w_e = 982,54 * (-1.2) = -1.282 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη B: $w_e = 982,54 * (-0.8) = -0.855 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη D: $w_e = 982,54 * (0.8) = 0.855 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη E: $w_e = 982,54 * (-0.5) = 0.534 \text{ kN/m}^2$

Πιέσεις δώματος

Ζώνη F: $w_e = 982,54 * (-1.8) = -1.923 \text{ kN/m}^2$

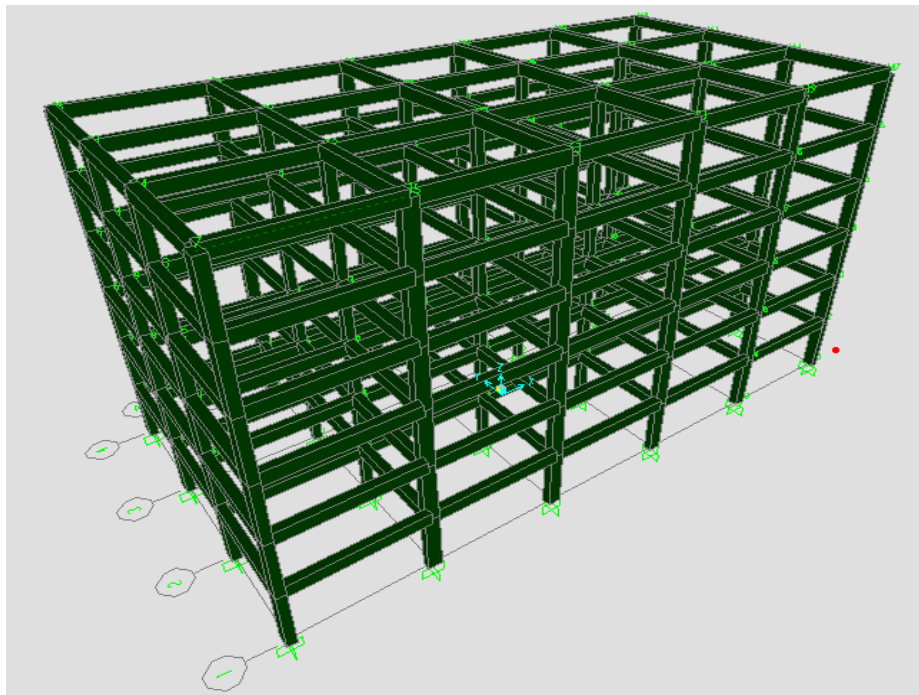
Ζώνη G: $w_e = 982,54 * (-1.2) = -1.282 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη H: $w_e = 982,54 * (-0.7) = -0.748 \text{ kN/m}^2$

8.3 Ιδιομορφική ανάλυση προσομοιώματος πακτωμένης βάσης

Το κτίριο αναλύεται σαν ένα εξάωροφο χωρικό προσομοίωμα, αγνοώντας την επιρροή της τοιχοποιίας στην ανάληψη οριζόντιας δύναμης και θεωρώντας μόνο την συμβολή των δοκών και των υποστυλωμάτων.

Τα υποστυλώματα κι οι δοκοί προσομοιώνονται ως ραβδωτά στοιχεία πλαισίου, έξι βαθμών ελευθερίας. Επίσης, στα επίπεδα των ορόφων εισάγουμε διαφραγματική λειτουργία καθώς δεν έχουν προσομοιωθεί οι πλάκες που έχουν θεωρηθεί στο κτίριο. (Εικόνα 32)

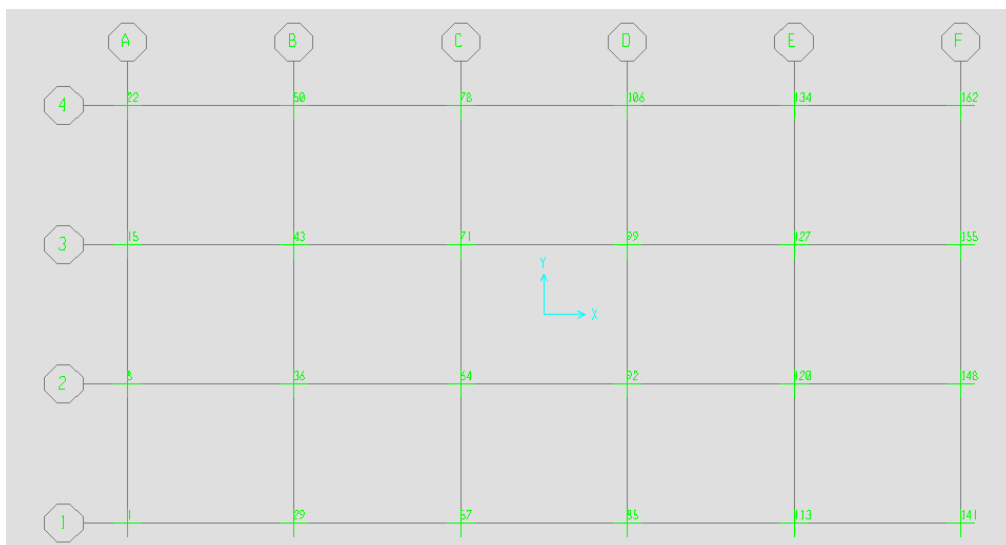


Εικόνα 32 Τρισδιάστατο προσομοίωμα πακτωμένου στη βάση μοντέλου

Από την ιδιομορφική ανάλυση του προσομοιώματος προκύπτουν οι έξι πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου:

Πίνακας 20 Πρώτες ιδιομορφές της πακτωμένης κατασκευής

TABLE: Modal Periods And Frequencies				
modes	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
1	0,658022	1,5197	9,5486	91,176
2	0,649695	1,5392	9,671	93,528
3	0,513216	1,9485	12,243	149,89
4	0,214891	4,6535	29,239	854,92
5	0,212413	4,7078	29,58	874,98
6	0,166803	5,9951	37,668	1418,9



Εικόνα 33 Κάτοψη βάσης προσομοιώματος

Το προσομοίωμα φορτίζεται με συνδυασμούς μόνιμου (G), κινητού (Q), φορτίο ανέμου (W), φορτίο χιονιού (S) αλλά και οριζόντιες σεισμικές δράσεις (E_x και E_y) με βάση τα οποία προκύπτουν οι κατακόρυφες αντιδράσεις των στηρίξεων από τους συνδυασμούς φόρτισης :

- $1,35G+1.5Q$
- $G+0.3Q$
- $G+0.3Q+E_x$
- $G+0.3Q+E_y$
- $1.35G+1.5Q+0.9S+0.9W_x$
- $1.35G+1.5Q+0.9S+0.9W_y$

Πίνακας 21 Κατακόρυφες αντιδράσεις στηρίξεων στο προσομοίωμα

joints	1,35G+1.5Q	G+0.3Q	1,35G+1.5Q+0.9S+0.9Wx	1,35G+1.5Q+0.9S+0.9Wy	G+0.3Q+Ex	G+0.3Q+Ey
1	834,596	424,565	877,951	939	2390,103	3448,873
8	1531,214	769,957	1568,719	1531,553	2329,842	937,202
15	1531,214	769,957	1568,719	1544,746	2329,842	937,202
22	834,596	424,565	877,951	739,938	2390,103	3448,873
29	1671,37	840,947	1682,407	1747,993	918,108	2877,662
36	2794,678	1387,826	2799,332	2788,642	1754,601	1901,677
43	2794,678	1387,826	2799,332	2825,14	1754,601	1901,677
50	1671,37	840,947	1682,407	1614,949	918,108	2877,662
57	1676,631	843,304	1686,499	1750,994	849,221	2805,757
64	2868,502	1424,213	2882,247	2862,008	1450,323	1971,321
71	2868,502	1424,213	2882,247	2900,613	1450,322	1971,321
78	1676,631	843,304	1686,499	1622,56	849,221	2805,757
85	1676,631	843,304	1686,69	1750,994	849,221	2805,757
92	2868,502	1424,213	2880,987	2862,008	1450,323	1971,321
99	2868,502	1424,213	2880,987	2900,613	1450,322	1971,321
106	1676,631	843,304	1686,69	1622,56	849,221	2805,756
113	1671,37	840,947	1679,845	1747,993	918,108	2877,662
120	2794,678	1387,826	2814,468	2788,642	1754,601	1901,678
127	2794,678	1387,826	2814,468	2825,14	1754,601	1901,677
134	1671,37	840,947	1679,845	1614,949	918,108	2877,662
141	834,596	424,565	800,974	939	2390,103	3448,873
148	1531,214	769,957	1508,018	1531,553	2329,842	937,202
155	1531,214	769,957	1508,018	1544,746	2329,842	937,202
162	834,596	424,565	800,974	739,938	2390,103	3448,873

Για τη δυναμική ανάλυση των προσομοιωμάτων (κατασκευή με πακτωμένη βάση, σεισμικά μονωμένη κατασκευή με FPS) επιλέγεται φάσμα σχεδιασμού με τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

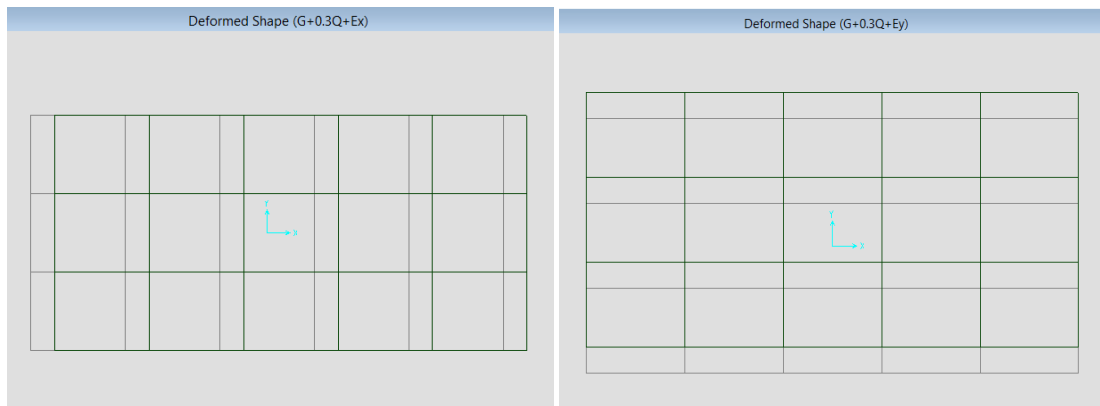
Πίνακας 22 Χαρακτηριστικά φάσματος σχεδιασμού κατά EC

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	III
Συντελεστής σπουδαιότητας	Σ2
Τύπος εδάφους	C
Συντελεστής συμπεριφοράς (q)	1

Για τους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης G+0.3Q+Ex και G+0.3Q+Ey έχουμε από την ανάλυση με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000v14.0.0 απόκριση οροφής αντίστοιχα $D_x=0.128m$, $D_y=0.135m$ όπως και τέμνουσα βάσης $V_{b,x}=18493kN$, $V_{b,y}=18200kN$.

Πίνακας 23 Μετακινήσεις προσομοιώματος πακτωμένης βάσης

όροφος	1.35G+1.5Q+0.9S+0.9Wx		1.35G+1.5Q+0.9S+0.9Wy		G+0.3Q+Ex		G+0.3Q+Ey	
	U1(m)	U2(m)	U1(m)	U2(m)	U1(m)	U2(m)	U1(m)	U2(m)
βάση	0	0	0	0	0	0	0	0
1	-0,000582	-5,765E-20	7,172E-18	-0,000982	0,022862	4,927E-11	9,171E-11	0,022751
2	-0,001268	4,574E-20	1,858E-17	-0,002145	0,053082	1,159E-10	1,248E-10	0,053057
3	-0,001823	3,755E-19	2,944E-17	-0,003089	0,080622	1,702E-10	1,519E-10	0,080872
4	-0,002227	8,646E-19	3,886E-17	-0,003778	0,103176	1,678E-10	1,55E-10	0,103915
5	-0,002477	1,437E-18	4,662E-17	-0,004209	0,119344	1,021E-10	1,429E-10	0,12074
6	-0,002581	2,19E-18	5,277E-17	-0,004403	0,128275	6,624E-11	7,961E-11	0,130516



Εικόνα 34 Απόκριση οροφής προσομοιώματος με πακτωμένη βάση

8.4 Βελτιστοποίηση σεισμικής μόνωσης

Όπως έχει αναφερθεί, η βελτιστοποίηση της διάταξης των εφεδράνων FPS έγινε με τη βοήθεια αλγορίθμου PSO ο οποίος προγραμματίστηκε σε περιβάλλον VBA (Visual Basic for Applications) για καλύτερη εποπτική εικόνα της διαδικασίας προγραμματισμού. Ο κώδικας παρατίθεται στο Παράρτημα Α «Sub optimization()» με συνάρτηση βελτιστοποίησης αυτή της ελαχιστοποίησης της κινητικής ενέργειας στο σύστημα και με τους περιορισμούς που ορίζονται να είναι:

- Ο έλεγχος επαναφοράς του εφεδράνου: $\underline{D}/(R*\mu) \geq 1$
- Ο συντελεστής τριβής να είναι μικρότερος από αυτόν που ορίζεται από τους κανονισμούς με βάση την πίεση που ασκείται στο εφέδρανο
- Η ενεργός ιδιοπερίοδος της κατασκευής να είναι μεγαλύτερη από την ελάχιστη δυνατή της σεισμικής μόνωσης. Έτσι η σεισμική μόνωση επιτυγχάνει επιταχύνσεις μικρότερες από τις επιταχύνσεις ενός συμβατικού ελαστοπλαστικού συστήματος με συντελεστή συμπεριφοράς q .

Για μεταβλητές σχεδιασμού επιλέγονται τα χαρακτηριστικά των εφεδράνων:

- συντελεστής τριβής μ στο διάστημα [0,01-0,08]
- ακτίνα καμπυλότητας R στο διάστημα [1-6m]

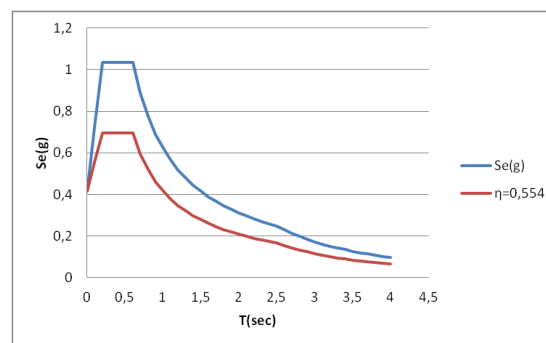
Ο χρήστης οφείλει να θέσει τα όρια της κάθε μεταβλητής ώστε η υπορουτίνα να επιστρέφει αποτελέσματα τα οποία βρίσκονται μέσα στο επιθυμητό εύρος τιμών. Ακόμα, απαιτείται ο ορισμός των τιμών των διαφόρων παραμέτρων του PSO. Οι τιμές αυτές μπορούν να αλλάζουν έτσι ώστε να παρέχεται η δυνατότητα αναζήτησης της καλύτερης δυνατής λύσης κατά την διαδικασία βελτιστοποίησης. Οι κατακόρυφες δράσεις που χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό και τη βελτιστοποίηση των εφεδράνων FPS είναι αυτές του συνδυασμού $G+0.3Q$.

Στη συνέχεια ακολουθεί στην Εικόνα 38 το περιβάλλον που διαμορφώθηκε σύμφωνα με την υπορουτίνα για τη βελτιστοποίηση της γεωμετρίας των εφεδράνων με όλα τα χαρακτηριστικά του αλγορίθμου να φαίνονται παρακάτω. Ο σχεδιασμός μπορεί να ανανεώνεται για κάθε διαφορετική διάταξη εφεδράνων και έτσι είναι ανεξάρτητη της κάτοψης.

Τα εφέδρανα τύπου FPS κατά το βέλτιστο σχεδιασμό είναι ανεξάρτητα από το σημείο έδρασης και την απόσταση από το ακραίο σημείο της κατασκευής. Πατώντας το κουμπί “Optimize” του προγράμματος υπολογίζεται η μετατόπιση του διαφράγματος της σεισμικής μόνωσης κατά την βέλτιστη γεωμετρία των εφεδράνων καθώς και τα χαρακτηριστικά των εφεδράνων (K_{eff} , ξ_{eff} , T_{eff} κ.α.).

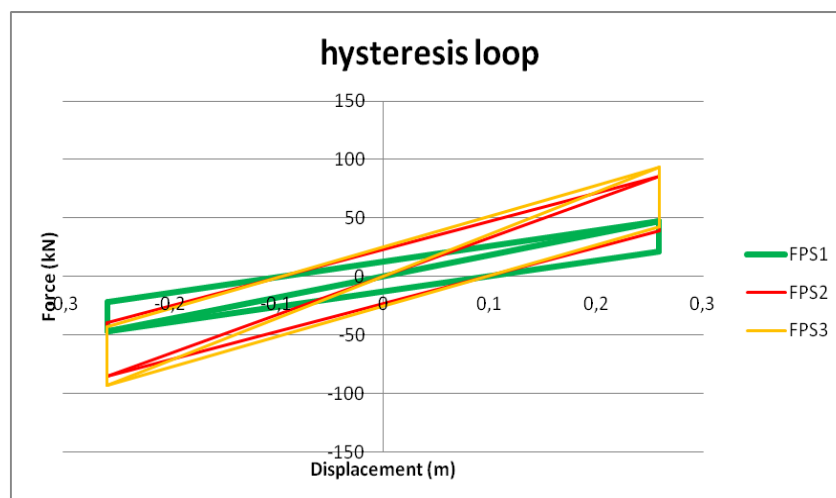
Τα χαρακτηριστικά που προέκυψαν από την υπορουτίνα βελτιστοποίησης «Sub optimization()» (Παράρτημα Α) για τα εφέδρανα είναι:

- Ακτίνα καμπυλότητας: $R=3.2m$
- Συντελεστής τριβής: $\mu=0,03$
- Διάμετρος εφεδράνου: $L=1.0m$
- Διάμετρος ολισθητήρα: $l=0.2m$
- Μετατόπιση εφεδράνου: $D_m=0.259m$

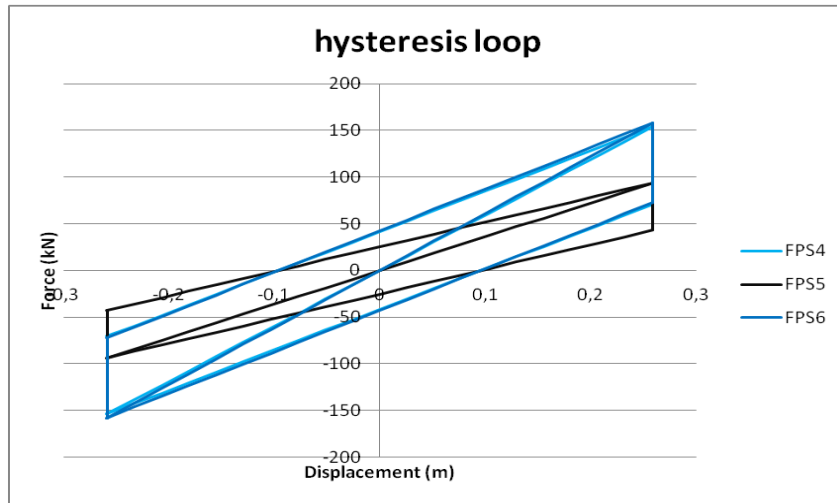


Εικόνα 35 Διάγραμμα φάσματος κατά EC εφεδράνων σεισμικής μόνωσης

Για τους έξι τύπους εφεδράνων που θεωρήθηκαν από το πρόγραμμα βελτιστοποίησης για την ελαχιστοποίηση της κινητικής ενέργειας του συστήματος υπολογίστηκε η οριζόντια μετατόπιση που αναλαμβάνει το διάφραγμα για θεώρηση άκαμπτου σώματος. Ο υπολογισμός έγινε βάσει της ισοδύναμης στατικής μεθόδου και από την προκύπτουσα μετατόπιση (κοινή και για τα έξι εφέδρανα λόγω όμοιας γεωμετρίας) προσδιορίζονται όλες οι παράμετροι των βρόχων υστέρησης του κάθε εφεδράνου. Οι βρόχοι αυτοί φαίνονται ανά τρεις στις παρακάτω εικόνες:



Εικόνα 36 Βρόχος υστέρησης εφεδράνων FPS1,FPS2 και FPS3



Εικόνα 37 Βρόχος υστέρησης εφεδράνων FPS4,FPS5 και FPS6

Για το φάσμα που έχει δοθεί στο πρόγραμμα (Εικόνα 35) έχουμε απόκριση βάσης $D=0.259m$ και ιδιοπερίοδο $T_{eff}= 3.065sec$.

No of columns	24	μ	tp/h>2,2lmm	R(m)	D=	0,259	optimize	D/μ*R(>1)	2,69507557
Lx(m)	6	max	0,08	8					
Ly(m)	5	min	0,01	2,592					

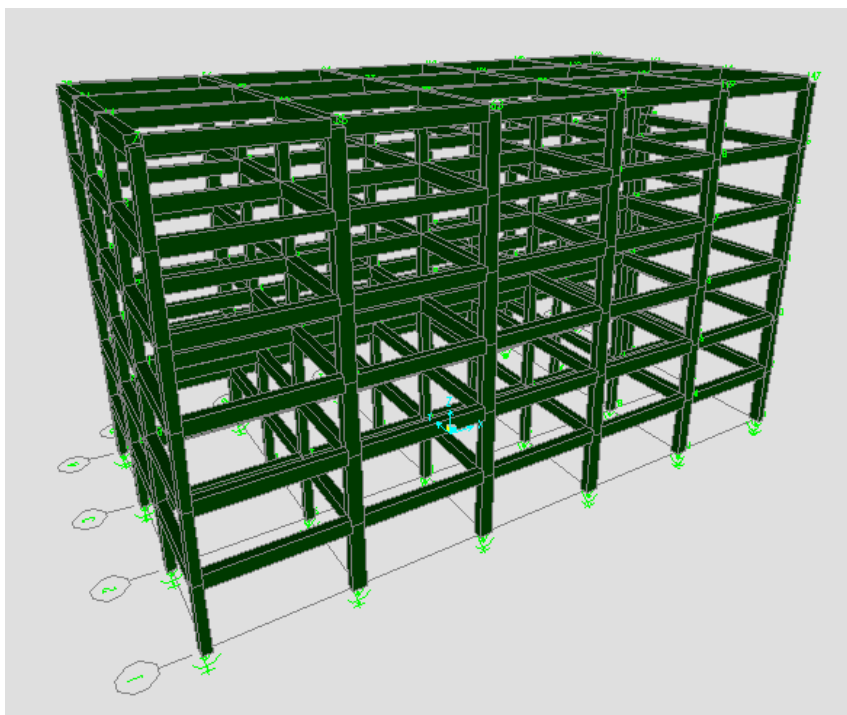
DIMENSIONS-COMPUTATIONS														
No	R	μ	L	et	l(m)	PsoX	PsoY	Load Nsd	θ	λ	σp	Ar(m ²)	Keff	ξeff
1	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	-15	-7,5	424,565	8,989	0,780	17,328	0,025	181,906	0,172
8	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	-15	-2,5	769,957	8,989	0,780	31,425	0,025	329,890	0,172
15	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	-15	2,5	769,957	8,989	0,780	31,425	0,025	329,890	0,172
22	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	-15	7,5	424,565	8,989	0,780	17,328	0,025	181,906	0,172
29	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	-9	-7,5	840,947	8,989	0,780	34,323	0,025	360,306	0,172
36	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	-9	-2,5	1387,826	8,989	0,780	56,643	0,025	594,617	0,172
43	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	-9	2,5	1387,826	8,989	0,780	56,643	0,025	594,617	0,172
50	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	-9	7,5	840,947	8,989	0,780	34,323	0,025	360,306	0,172
57	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	-3	-7,5	843,304	8,989	0,780	34,419	0,025	361,315	0,172
64	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	-3	-2,5	1424,213	8,989	0,780	58,128	0,025	610,207	0,172
71	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	-3	2,5	1424,213	8,989	0,780	58,128	0,025	610,207	0,172
78	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	-3	7,5	843,304	8,989	0,780	34,419	0,025	361,315	0,172
85	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	3	-7,5	843,304	8,989	0,780	34,419	0,025	361,315	0,172
92	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	3	-2,5	1424,213	8,989	0,780	58,128	0,025	610,207	0,172
99	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	3	2,5	1424,213	8,989	0,780	58,128	0,025	610,207	0,172
106	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	3	7,5	843,304	8,989	0,780	34,419	0,025	361,315	0,172
113	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	9	-7,5	840,947	8,989	0,780	34,323	0,025	360,306	0,172
120	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	9	-2,5	1387,826	8,989	0,780	56,643	0,025	594,617	0,172
127	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	9	2,5	1387,826	8,989	0,780	56,643	0,025	594,617	0,172
134	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	9	7,5	840,947	8,989	0,780	34,323	0,025	360,306	0,172
141	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	15	-7,5	424,565	8,989	0,780	17,328	0,025	181,906	0,172
148	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	15	-2,5	769,957	8,989	0,780	31,425	0,025	329,890	0,172
155	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	15	2,5	769,957	8,989	0,780	31,425	0,025	329,890	0,172
162	3,2	0,03	1,0	0,10	0,2	15	7,5	424,565	8,989	0,780	17,328	0,025	181,906	0,172

PSO Settings		Penalty Fun. Param	
wmax	0,9	ai	0,01
wmin	0,4	e1	0,01
c1	3	e2	0,01
c2	0,5	e3	0,01
No particles	30	m	2
No iterations	40		
Vmax(mi)	0,001		
Vmax(R)	0,01		

22763,25

Εικόνα 38 Περιβάλλον προγράμματος βελτιστοποίησης σε EXCEL

8.5 Ιδιομορφική φασματική ανάλυση



Εικόνα 39 Τρισδιάστατο προσομοίωμα με εφέδρανα σεισμικής μόνωσης τύπου FPS

Κατά την ιδιομορφική φασματική ανάλυση του φορέα (Εικόνα 39) λαμβάνεται υπόψη και η συμμετοχή της καμπτικής λειτουργίας των ορόφων μέσω των καμπτικών ιδιομορφών ταλάντωσης της κατασκευής. Για την εξαγωγή αποτελεσμάτων χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού του EC8 με τα χαρακτηριστικά που φαίνονται στον Πίνακα 24 και για τις δυο κύριες διευθύνσεις κίνησης.

Πίνακας 24 Χαρακτηριστικά φάσματος σχεδιασμού κατά EC

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	III
Συντελεστής σπουδαιότητας	Σ2
Τύπος εδάφους	C
Συντελεστής συμπεριφοράς (q)	1

Για την προσομοίωση των εφεδράνων στο πρόγραμμα ανάλυσης SAP2000v14.0.0 (Εικόνα 39), επιλέγονται εφέδρανα με τα χαρακτηριστικά που δίνονται στον Πίνακα 8 όσον αφορά τις μηχανικές ιδιότητες και για την δυναμική ανάλυση επιλέγονται $\mu_{slow}=0.02$, $\mu_{fast}=0.04$ και $a=0.0429\text{sec/mm}$ ή $\alpha=4209\text{ sec/m}$. Ακόμα απαιτούνται η ενεργός δυσκαμψία (K_{eff}), η ενεργός απόσβεση (C_{eff}), η ελαστική δυσκαμψία του μονωτήρα (K_{el}) και η ακτίνα καμπυλότητας της διεπιφάνειας ολίσθησης (R) που δίνονται από το πρόγραμμα. (Εικόνα 40) Φαίνεται επίσης, πίνακας με τα χαρακτηριστικά του συνόλου της σεισμικής μόνωσης όπως η μετατόπιση D , η ενεργός δυσκαμψία K_{eff} , η συνολική μάζα της κατασκευής M_{tot} , η ενεργός ιδιοπερίοδος T_{eff} , η περίοδος του μονωτήρα T και η συνολική απόσβεση του συστήματος C .

Ανάλυση σεισμικά μονωμένης κατασκευής(Κεφάλαιο VIII)

FPS	joint	R	μ	L	l(m)	Load Nsd	Keff	ξ_{eff}	Teff	T	$\xi_{eff-5\%}$	ceff	Kel
FPS1	1	3,2	0,03	1,0	0,2	424,565	181,906	0,172	3,065	3,589	12,229	21,701	13267,656
FPS2	8	3,2	0,03	1,0	0,2	769,957	329,890	0,172	3,065	3,589	12,229	39,355	24061,156
	15	3,2	0,03	1,0	0,2	769,957	329,890	0,172	3,065	3,589	12,229	39,355	24061,156
FPS1	22	3,2	0,03	1,0	0,2	424,565	181,906	0,172	3,065	3,589	12,229	21,701	13267,656
FPS3	29	3,2	0,03	1,0	0,2	840,947	360,306	0,172	3,065	3,589	12,229	42,983	26279,593
FPS4	36	3,2	0,03	1,0	0,2	1387,826	594,617	0,172	3,065	3,589	12,229	70,936	43369,562
	43	3,2	0,03	1,0	0,2	1387,826	594,617	0,172	3,065	3,589	12,229	70,936	43369,562
FPS3	50	3,2	0,03	1,0	0,2	840,947	360,306	0,172	3,065	3,589	12,229	42,983	26279,593
FPS5	57	3,2	0,03	1,0	0,2	843,304	361,315	0,172	3,065	3,589	12,229	43,104	26353,250
FPS6	64	3,2	0,03	1,0	0,2	1424,213	610,207	0,172	3,065	3,589	12,229	72,796	44506,656
	71	3,2	0,03	1,0	0,2	1424,213	610,207	0,172	3,065	3,589	12,229	72,796	44506,656
FPS5	78	3,2	0,03	1,0	0,2	843,304	361,315	0,172	3,065	3,589	12,229	43,104	26353,250
	85	3,2	0,03	1,0	0,2	843,304	361,315	0,172	3,065	3,589	12,229	43,104	26353,250
FPS6	92	3,2	0,03	1,0	0,2	1424,213	610,207	0,172	3,065	3,589	12,229	72,796	44506,656
	99	3,2	0,03	1,0	0,2	1424,213	610,207	0,172	3,065	3,589	12,229	72,796	44506,656
FPS5	106	3,2	0,03	1,0	0,2	843,304	361,315	0,172	3,065	3,589	12,229	43,104	26353,250
FPS3	113	3,2	0,03	1,0	0,2	840,947	360,306	0,172	3,065	3,589	12,229	42,983	26279,593
FPS4	120	3,2	0,03	1,0	0,2	1387,826	594,617	0,172	3,065	3,589	12,229	70,936	43369,562
	127	3,2	0,03	1,0	0,2	1387,826	594,617	0,172	3,065	3,589	12,229	70,936	43369,562
FPS3	134	3,2	0,03	1,0	0,2	840,947	360,306	0,172	3,065	3,589	12,229	42,983	26279,593
FPS1	141	3,2	0,03	1,0	0,2	424,565	181,906	0,172	3,065	3,589	12,229	21,701	13267,656
FPS2	148	3,2	0,03	1,0	0,2	769,957	329,890	0,172	3,065	3,589	12,229	39,355	24061,156
	155	3,2	0,03	1,0	0,2	769,957	329,890	0,172	3,065	3,589	12,229	39,355	24061,156
FPS1	162	3,2	0,03	1,0	0,2	424,565	181,906	0,172	3,065	3,589	12,229	21,701	13267,656

D(m)	Σk_{eff}	Mtot	Teff	T	C
0,259	9752,964	2320,413	3,065	3,589	1163,502

Εικόνα 40 Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων εφεδράνων βέλτιστης γεωμετρίας

Από την Εικόνα 40 διακρίνονται έξι τύποι εφεδράνων που φέρουν όμοια φορτία από την ανωδομή. Έτσι, στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων προσομοιώνονται έξι ίδια εφέδρανα που τα χαρακτηριστικά τους αλλά και οι κόμβοι που τοποθετούνται διακρίνονται παρακάτω .

Πίνακας 25 Συγκεντρωτικός πίνακας προσομοιωμένων εφεδράνων

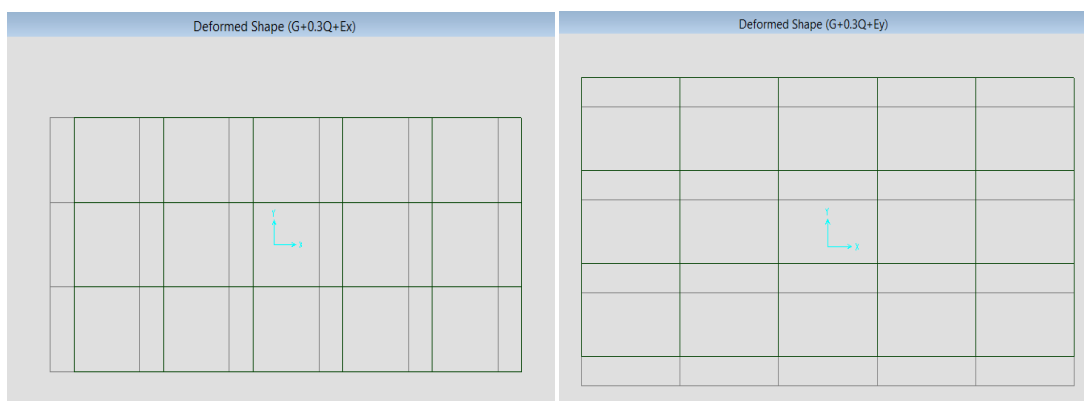
FPS	joints	R	μ	L	l(m)	Load Nsd	Keff	ξ_{eff}	Teff	$\xi_{eff-5\%}$	ceff	Kel
FPS1	1,22,141,162	3,20	0,03	1,0	0,2	424,6	181,9	0,17	3,06	12,23	21,70	13267,66
FPS2	8,15,148,155	3,20	0,03	1,0	0,2	770,0	329,9	0,17	3,06	12,23	39,35	24061,16
FPS3	29,50,113,134	3,20	0,03	1,0	0,2	840,95	360,31	0,17	3,06	12,23	42,98	26279,59
FPS4	36,43,120,127	3,20	0,03	1,0	0,2	1387,8	594,6	0,17	3,06	12,23	70,94	43369,56
FPS5	57,78,85,106	3,20	0,03	1,0	0,2	843,3	361,3	0,17	3,06	12,23	43,10	26353,25
FPS6	64,71,92,99	3,20	0,03	1,0	0,2	1424,2	610,2	0,17	3,06	12,23	72,80	44506,66

Για τους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης $G+0.3Q+E_x$ και $G+0.3Q+E_y$ έχουμε αντίστοιχα από την ανάλυση με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000v14.0.0:

- απόκριση βάσης $D_{basex}=0.261m$, απόκριση οροφής $D_{roofx}=0.276m$, τέμνουσα βάσης $V_{b,x}= 2546kN$
- απόκριση βάσης $D_{basey}=0.261m$, απόκριση οροφής $D_{roofoy}=0.276m$, τέμνουσα βάσης $V_{b,y}= 2545kN$
- και από την ιδιομορφική ανάλυση προκύπτουν ιδιοπερίοδοι $T_1=3,125sec$, $T_2=3,124sec$, $T_3=3,077sec$.

Πίνακας 26 Μετακινήσεις ορόφων κατασκευής

όροφος	1.35G+1.5Q+0.9S+0.9Wx		1.35G+1.5Q+0.9S+0.9Wy		G+0.3Q+Ex		G+0.3Q+Ey	
	U1(m)	U2(m)	U1(m)	U2(m)	U1(m)	U2(m)	U1(m)	U2(m)
βάση	-0,054067	-1,313E-15	2,316E-14	-0,090526	0,261097	1,313E-12	3,646E-12	0,260963
1	-0,054649	-1,323E-15	2,333E-14	-0,091509	0,264172	7,485E-13	3,377E-12	0,264067
2	-0,055334	-1,334E-15	2,354E-14	-0,092672	0,267861	1,846E-12	2,741E-12	0,267819
3	-0,05589	-1,344E-15	2,371E-14	-0,093615	0,270929	2,226E-12	3,7E-12	0,270962
4	-0,056293	-1,352E-15	2,383E-14	-0,094304	0,27326	1,898E-12	4,455E-12	0,273378
5	-0,056543	-1,359E-15	2,39E-14	-0,094735	0,274839	1,055E-12	2,642E-12	0,275046
6	-0,056647	-1,363E-15	2,393E-14	-0,094929	0,275679	5,918E-13	3,85E-12	0,275983



Εικόνα 41 Απόκριση προσομοιώματος με βέλτιστης γεωμετρίας εφέδρανα FPS για τις σεισμικές δράσεις κατά x και y

Πίνακας 27 Μετακινήσεις κόμβων σεισμικής μόνωσης υπό τους συνδυασμούς φόρτισης

joints	1.35G+1.5Q		G+0.3Q		1.35G+1.5Q+0.9S+0.9Wx		1.35G+1.5Q+0.9S+0.9Wy		G+0.3Q+Ex		G+0.3Q+Ey	
	U1(m)	U2(m)	U1(m)	U2(m)	U1(m)	U2(m)	U1(m)	U2(m)	U1(m)	U2(m)	U1(m)	U2(m)
1	-1,015E-17	5,808E-18	-5,312E-18	2,447E-18	-0,054067	-1,313E-15	2,316E-14	-0,090526	0,261097	1,313E-12	3,646E-12	0,260963
8	-8,477E-18	5,808E-18	-4,55E-18	2,447E-18	-0,054067	-1,313E-15	7,715E-15	-0,090526	0,261097	1,313E-12	1,429E-12	0,260963
15	-6,8E-18	5,808E-18	-3,787E-18	2,447E-18	-0,054067	-1,313E-15	-7,728E-15	-0,090526	0,261097	1,313E-12	1,218E-12	0,260963
22	-5,123E-18	5,808E-18	-3,025E-18	2,447E-18	-0,054067	-1,313E-15	-2,317E-14	-0,090526	0,261097	1,313E-12	3,409E-12	0,260963
29	-1,015E-17	3,796E-18	-5,312E-18	1,532E-18	-0,054067	-7,872E-16	2,316E-14	-0,090526	0,261097	1,065E-12	3,646E-12	0,260963
36	-8,477E-18	3,796E-18	-4,55E-18	1,532E-18	-0,054067	-7,872E-16	7,715E-15	-0,090526	0,261097	1,065E-12	1,429E-12	0,260963
43	-6,8E-18	3,796E-18	-3,787E-18	1,532E-18	-0,054067	-7,872E-16	-7,728E-15	-0,090526	0,261097	1,065E-12	1,218E-12	0,260963
50	-5,123E-18	3,796E-18	-3,025E-18	1,532E-18	-0,054067	-7,872E-16	-2,317E-14	-0,090526	0,261097	1,065E-12	3,409E-12	0,260963
57	-1,015E-17	1,783E-18	-5,312E-18	6,175E-19	-0,054067	-2,614E-16	2,316E-14	-0,090526	0,261097	8,392E-13	3,646E-12	0,260963
64	-8,477E-18	1,783E-18	-4,55E-18	6,175E-19	-0,054067	-2,614E-16	7,715E-15	-0,090526	0,261097	8,392E-13	1,429E-12	0,260963
71	-6,8E-18	1,783E-18	-3,787E-18	6,175E-19	-0,054067	-2,614E-16	-7,728E-15	-0,090526	0,261097	8,392E-13	1,218E-12	0,260963
78	-5,123E-18	1,783E-18	-3,025E-18	6,175E-19	-0,054067	-2,614E-16	-2,317E-14	-0,090526	0,261097	8,392E-13	3,409E-12	0,260963
85	-1,015E-17	-2,289E-19	-5,312E-18	-2,974E-19	-0,054067	2,645E-16	2,316E-14	-0,090526	0,261097	6,576E-13	3,646E-12	0,260963
92	-8,477E-18	-2,289E-19	-4,55E-18	-2,974E-19	-0,054067	2,645E-16	7,715E-15	-0,090526	0,261097	6,576E-13	1,429E-12	0,260963
99	-6,8E-18	-2,289E-19	-3,787E-18	-2,974E-19	-0,054067	2,645E-16	-7,728E-15	-0,090526	0,261097	6,576E-13	1,218E-12	0,260963
106	-5,123E-18	-2,289E-19	-3,025E-18	-2,974E-19	-0,054067	2,645E-16	-2,317E-14	-0,090526	0,261097	6,576E-13	3,409E-12	0,260963
113	-1,015E-17	-2,241E-18	-5,312E-18	-1,212E-18	-0,054067	7,903E-16	2,316E-14	-0,090526	0,261097	5,65E-13	3,646E-12	0,260963
120	-8,477E-18	-2,241E-18	-4,55E-18	-1,212E-18	-0,054067	7,903E-16	7,715E-15	-0,090526	0,261097	5,65E-13	1,429E-12	0,260963
127	-6,8E-18	-2,241E-18	-3,787E-18	-1,212E-18	-0,054067	7,903E-16	-7,728E-15	-0,090526	0,261097	5,65E-13	1,218E-12	0,260963
134	-5,123E-18	-2,241E-18	-3,025E-18	-1,212E-18	-0,054067	7,903E-16	-2,317E-14	-0,090526	0,261097	5,65E-13	3,409E-12	0,260963
141	-1,015E-17	-4,254E-18	-5,312E-18	-2,127E-18	-0,054067	1,316E-15	2,316E-14	-0,090526	0,261097	6,039E-13	3,646E-12	0,260963
148	-8,477E-18	-4,254E-18	-4,55E-18	-2,127E-18	-0,054067	1,316E-15	7,715E-15	-0,090526	0,261097	6,039E-13	1,429E-12	0,260963
155	-6,8E-18	-4,254E-18	-3,787E-18	-2,127E-18	-0,054067	1,316E-15	-7,728E-15	-0,090526	0,261097	6,039E-13	1,218E-12	0,260963
162	-5,123E-18	-4,254E-18	-3,025E-18	-2,127E-18	-0,054067	1,316E-15	-2,317E-14	-0,090526	0,261097	6,039E-13	3,409E-12	0,260963

Από τον Πίνακα 28 παρατηρούμε ότι τόσο στην πρώτη όσο και στη δεύτερη ιδιομορφή, δεν υπάρχει στρεπτική συμμετοχή. Αυτό είναι κάτι αναμενόμενο καθώς με τη χρήση εφεδράνων τριβής (FPS) εξαλείφεται η στρέψη στην κατασκευή αφού η κίνηση γίνεται σχεδόν ξεχωριστά στις δυο διευθύνσεις.

Πίνακας 28 Συντελεστές συμμετοχής ιδιομορφών

Modal Participation Factors							
	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
modes	Sec	KN-s2	KN-s2	KN-s2	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m-s2
1	3,124865	-3,66E-11	-48,17316	-3,075E-10	509,615843	2,644E-09	5,644E-09
2	3,123566	-48,173529	3,669E-11	-1,733E-11	-1,239E-09	-509,482719	2,766E-10
3	3,076955	-2,692E-11	-5,493E-10	-4,861E-11	6,057E-09	-1,986E-10	-495,031036

Πίνακας 29 Χαρακτηριστικές ιδιομορφές ταλάντωσης σεισμικά μονωμένου προσομοιώματος με βέλτιστης γεωμετρίας εφέδρανα

TABLE: Modal Periods And Frequencies				
	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
modes	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
1	3,124865	0,32001	2,0107	4,0429
2	3,123566	0,32015	2,0115	4,0463
3	3,076955	0,325	2,042	4,1698
4	0,316306	3,1615	19,864	394,59
5	0,310496	3,2207	20,236	409,49
6	0,247386	4,0423	25,398	645,08

Σαφώς, παρατηρείται μια μικρή διαφοροποίηση στην απόκριση της βάσης (D_{base}) μεταξύ των μοντέλων της προδιαστασιολόγησης και αυτό των πεπερασμένων στοιχείων του SAP2000v14.0.0. Παρατηρείται ότι οι ιδιοπερίοδος και η μετατόπιση είναι ελαφρώς μεγαλύτερες στο προσομοίωμα στο SAP2000v14.0.0 από αυτές που δίνει η προδιαστασιολόγηση στο Excel.(Πίνακας 30) Αυτό συμβαίνει διότι, στην ανάλυση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων υπεισέρχεται η ευκαμψία της κατασκευής, καθώς δε θεωρείται απολύτως άκαμπτο σώμα και έτσι τροποποιούνται τα δυναμικά χαρακτηριστικά της ανάλυσης. Αντιθέτως, κατά την προδιαστασιολόγηση η ανωδομή θεωρείται άκαμπτη και η μόνη ευκαμψία εισάγεται στο επίπεδο της σεισμικής μόνωσης στη βάση. Αναλυτικοί πίνακες παρουσιάζονται παρακάτω με το σύνολο των συγκρινόμενων μεγεθών του προβλήματος.

Πίνακας 30 Σύγκριση αποτελεσμάτων προγράμματος προδιαστασιολόγησης και προσομοιώματος σεισμικής μόνωσης

Teff(sec)	Tfrp(sec)	D(m)	Dxfrp(m)	Dyfrp(m)
3,065	3,125	base	base	base
		0,259	0,261	0,261

8.6 Σύγκριση αποτελεσμάτων ιδιομορφικών αναλύσεων πακτωμένης με σεισμικά μονωμένη κατασκευή

Στην παρούσα παράγραφο επιχειρείται σύγκριση μεταξύ της συμβατικά θεμελιωμένης (πάκτωση) με αυτή της σεισμικά μονωμένη κατασκευής με εφέδρανα τύπου FPS. Αναμένουμε σαφώς δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη και μετατοπίσεις στο προσομοίωμα με την πακτωμένη βάση, αφού η εισαγωγή της σεισμικής μόνωσης αποδεσμεύει το κτίριο από το έδαφος. Για τον λόγο αυτόν η παραλαβή σχεδόν όλης της σεισμικής έντασης γίνεται στο επίπεδο της σεισμικής μόνωσης και όχι στην ανωδομή.

Συγκεντρωτικά παρατίθεται πίνακας σύγκρισης της σεισμικά μονωμένης κατασκευής με αυτή που έχει πακτωμένη βάση. Παρατηρείται σαφής αύξηση της ιδιοπεριόδου ($T_{fps} \approx 4.75 T_{fixed}$) και της μετατόπισης οροφής της σεισμικά μονωμένης κατασκευής ενώ φαίνεται αντίστοιχα μεγάλη μείωση της τέμνουσας βάσης ($V_{b,fps} \approx 0.14 * V_{b,fixed}$).

Πίνακας 31 Σύγκριση αποτελεσμάτων μεταξύ πακτωμένου και σεισμικώς μονωμένου προσομοιώματος

Tfixed(sec)	Tfps(sec)	Vbxfixed(kN)	Vbxfps(kN)	Vbyfixed(kN)	Vbyfps(kN)
0,658	3,125	18493	2546	18200	2545
0,65	3,124				
0,513	3,077				

Dxfixed(m)	Dxfps(m)	Dyfixed(m)	Dyfps(m)
roof	roof	roof	roof
0,128	0,276	0,135	0,276

Όπως είναι γνωστό, στοιχεία που έχουν μεγαλύτερη δυσκαμψία, αναλαμβάνουν και μεγαλύτερες εντάσεις. Για τον λόγο αυτό η τέμνουσα βάσης είναι κατά πολύ μεγαλύτερη στη συμβατικά θεμελιωμένη κατασκευή από ότι σε αυτή με τα εφέδρανα FPS. Αυτό έχει ως συνέπεια να αναπτύσσονται μεγαλύτερες εντάσεις στο σύνολο του φορέα της πακτωμένης κατασκευής που θα πρέπει να παραληφθούν από τα αντίστοιχα φέροντα στοιχεία.

Οι γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων θα πρέπει να βρίσκονται κάτω από ένα συγκεκριμένο όριο, που ορίζεται από τους κανονισμούς. Το όριο αυτό ορίζεται ως 0,25% στον Ευρωπαϊκό κανονισμό EC8. Όπως παρατηρείται στους παρακάτω πίνακες που δίνονται οι σχετικές μετακινήσεις ορόφων για τους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης είναι εκτός των ορίων που θέτει ο κανονισμός, σε αντίθεση με αυτές της σεισμικά μονωμένης κατασκευής. Το γεγονός αυτό είναι κάτι που επιβεβαιώνει αυτό που προαναφέρθηκε ότι δηλαδή η σεισμική μόνωση ανακουφίζει τα φέροντα στοιχεία της ανωδομής.

Πίνακας 32 Γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων υπό τη δράση 1,35G+1.5Q+0.9S+0.9Wx

όροφος	πακτωμένης βάσης		σεισμικά μονωμένο	
	1.35G+1.5Q+0.9S+0.9Wx		1.35G+1.5Q+0.9S+0.9Wx	
	U1(m)	drift(%)	U1(m)	drift(%)
βάση	0	0,0194	-0,0541	0,0194
1	-0,000582		-0,0546	
1	-0,000582	0,0229	-0,0546	0,0228
2	-0,001268		-0,0553	
2	-0,001268	0,0185	-0,0553	0,0185
3	-0,001823		-0,0559	
3	-0,001823	0,0135	-0,0559	0,0134
4	-0,002227		-0,0563	
4	-0,002227	0,0083	-0,0563	0,0083
5	-0,002477		-0,0565	
5	-0,002477	0,0035	-0,0565	0,0035
6	-0,002581		-0,0566	

Πίνακας 33 Γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων υπό τη δράση 1,35G+1.5Q+0.9S+0.9Wy

όροφος	πακτωμένης βάσης		σεισμικά μονωμένο	
	1.35G+1.5Q+0.9S+0.9Wy		1.35G+1.5Q+0.9S+0.9Wy	
	U2(m)	drift(%)	U2(m)	drift(%)
βάση	0	0,0327	-0,0905	0,0328
1	-0,000982		-0,0915	
1	-0,000982	0,0388	-0,0915	0,0388
2	-0,002145		-0,0927	
2	-0,002145	0,0315	-0,0927	0,0314
3	-0,003089		-0,0936	
3	-0,003089	0,0230	-0,0936	0,0230
4	-0,003778		-0,0943	
4	-0,003778	0,0144	-0,0943	0,0144
5	-0,004209		-0,0947	
5	-0,004209	0,0065	-0,0947	0,0065
6	-0,004403		-0,0949	

Πίνακας 34 Γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων υπό τη δράση G+0.3Q+Ex

όροφος	πακτωμένης βάσης		σεισμικά μονωμένο	
	G+0.3Q+Ex		G+0.3Q+Ex	
	U1(m)	drift(%)	U1(m)	drift(%)
βάση	0	0,7621	0,2611	0,1025
1	0,022862		0,2642	
1	0,022862	1,0073	0,2642	0,1230
2	0,053082		0,2679	
2	0,053082	0,9180	0,2679	0,1023
3	0,080622		0,2709	
3	0,080622	0,7518	0,2709	0,0777
4	0,103176		0,2733	
4	0,103176	0,5389	0,2733	0,0526
5	0,119344		0,2748	
5	0,119344	0,2977	0,2748	0,0280
6	0,128275		0,2757	

Πίνακας 35 Γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων υπό τη δράση G+0.3Q+Ey

όροφος	πακτωμένης βάσης		σεισμικά μονωμένο	
	G+0.3Q+Ey		G+0.3Q+Ey	
	U2(m)	drift(%)	U2(m)	drift(%)
βάση	0	0,7584	0,2610	0,1035
1	0,022751		0,2641	
1	0,022751	1,0102	0,2641	0,1251
2	0,053057		0,2678	
2	0,053057	0,9272	0,2678	0,1048
3	0,080872		0,2710	
3	0,080872	0,7681	0,2710	0,0805
4	0,103915		0,2734	
4	0,103915	0,5608	0,2734	0,0556
5	0,12074		0,2750	
5	0,12074	0,3259	0,2750	0,0312
6	0,130516		0,2760	

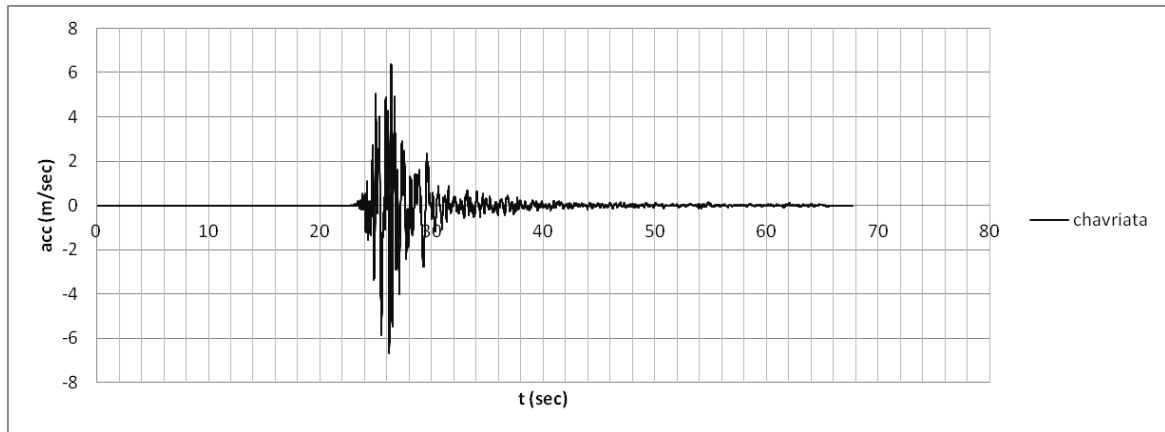
8.7 Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Όπως έχει αναφερθεί στην παράγραφο 3.3.2 στην μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας η ανωδομή θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ελαστικά, σε αντίθεση με τα εφάδρανα που συμπεριφέρονται μη γραμμικά. Έτσι η μη γραμμική συμπεριφορά (υστερητική) συγκεντρώνεται εξολοκλήρου στο επίπεδο των εφεδράνων σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης, όπου και γίνεται η κατανάλωση της σεισμικής ενέργειας.

Η ανάλυση αυτή θεωρείται ακριβής αν χρησιμοποιηθούν πολλές ανάλογες καταγραφές (7-10 καταγραφές) και τότε προτείνεται για τον οριστικό έλεγχο και επιβεβαίωση του σχεδιασμού που πραγματοποιήθηκε με τις προηγούμενες αναλύσεις.

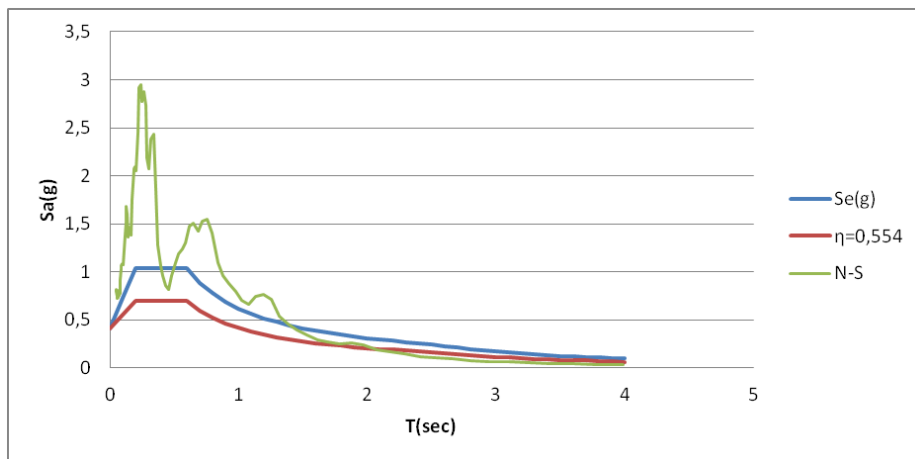
Στην παρούσα εργασία η κατασκευή φορτίζεται με μια σεισμική καταγραφή για να μελετηθεί η απόκριση της σε μια πραγματική διέγερση. Η σεισμική καταγραφή επιλέχθηκε κατάλληλα ώστε το φάσμα της να είναι ανάλογο με αυτό του φάσματος σχεδιασμού αλλά και τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της περιοχής να είναι ανάλογα με αυτά που έχει θεωρηθεί η κατασκευή. Η καταγραφή βρέθηκε μέσω της βάσης δεδομένων του ΙΤΣΑΚ και επιλέχθηκε να είναι σεισμικό γεγονός που συνέβη στον ελλαδικό χώρο και συγκεκριμένα σε ζώνη αντίστοιχη με αυτή του σχεδιασμού.

Πιο συγκεκριμένα πρόκειται για μια καταγραφή από τα Χαβριάτα της Κεφαλονιάς, μεγέθους 6,1M, υποκεντρική απόσταση 11,9km, επικεντρική απόσταση 8,85km και μέγιστη επιτάχυνση εδάφους (PGA) 6.397m/sec². Το επιταχυνσιογράφημα φαίνεται παρακάτω.



Εικόνα 42 Επιταχυνσιογράφημα καταγραφής από τα Χαβριάτα (Κεφαλονιά)

Το φάσμα απόκρισης της διέγερσης για $\xi=5\%$ δίδεται παρακάτω σε κοινό διάγραμμα με το φάσμα σχεδιασμού κατά EC8.



Εικόνα 43 Σύγκριση φασμάτων απόκρισης κανονισμού- καταγραφής

Για τους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης $G+0.3Q+E_x$ και $G+0.3Q+E_y$ έχουμε αντίστοιχα από την μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας ανάλυση με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000v14.0.0:

- απόκριση βάσης $D_{base,x}=0.1867m$, απόκριση οροφής $D_{roof,x}=0.197m$, τέμνουσα βάσης $V_{b,x}= 1821kN$
- απόκριση βάσης $D_{base,y}=0.1868m$, απόκριση οροφής $D_{roof,y}=0.1975m$, τέμνουσα βάσης $V_{b,y}= 1822kN$

Πίνακας 36 Σύγκριση μεγεθών πακτωμένης και σεισμικά μονωμένης κατασκευής με τη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

$V_{b,fixed}(kN)$	$V_{b,frp}(kN)$	$V_{b,fixed}(kN)$	$V_{b,frp}(kN)$	$D_{x,fixed}(m)$	$D_{x,frp}(m)$	$D_{y,fixed}(m)$	$D_{y,frp}(m)$
3404	1821	3439	1822	roof	roof	roof	roof
				0,021	0,197	0,022	0,1975

Παρατηρείται σαφής αύξηση της μετατόπισης οροφής της σεισμικά μονωμένης κατασκευής ενώ φαίνεται αντίστοιχα κάποια μείωση της τέμνουσας βάσης ($V_{b,fpb} \approx 0.5 * V_{b,fixed}$).

Πίνακας 37 Μετακινήσεις ορόφων κατασκευής από τη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας				
όροφος	G+0.3Q+Ex		G+0.3Q+Ey	
	U1(m)	U2(m)	U1(m)	U2(m)
βάση	0,186673	6,469E-13	4,537E-13	0,18677
1	0,188869	3,519E-13	3,096E-13	0,18899
2	0,191496	1,297E-12	7,369E-13	0,191664
3	0,193673	1,145E-12	2,715E-13	0,193896
4	0,195323	1,337E-12	9,205E-13	0,195608
5	0,19644	4,656E-13	1,398E-12	0,196789
6	0,197034	1,549E-13	6,423E-13	0,197453

Στη συνέχεια ακολουθούν κάποιες χαρακτηριστικές συγκρίσεις μεταξύ των δυο αναλύσεων που έχουν γίνει στο σεισμικά μονωμένο κτίριο. Παρατηρούμε ότι οι μετακινήσεις της βάσης και των ορόφων από τη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας είναι μικρότερες από αυτές που προκύπτουν κατά τη φασματική ανάλυση. Αντίστοιχα και οι γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων παρουσιάζουν μια μείωση στην μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας και εξακολουθούν να είναι εντός των επιτρεπτών, από τον κανονισμό, ορίων.

Πίνακας 38 Σύγκριση μετατοπίσεων βάσης μεταξύ των δυο αναλύσεων

φασματική ανάλυση		μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας	
Dxfrp(m)	Dyfrp(m)	Dxfrp(m)	Dyfrp(m)
base	base	base	base
0,261	0,261	0,1867	0,1868

Πίνακας 39 Σύγκριση μετατοπίσεων ορόφων μεταξύ των δυο αναλύσεων

όροφος	φασματική ανάλυση				μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας			
	G+0.3Q+Ex		G+0.3Q+Ey		G+0.3Q+Ex		G+0.3Q+Ey	
	U1(m)	drift(%)	U2(m)	drift(%)	U1(m)	drift(%)	U2(m)	drift(%)
βάση	0,2611	0,1025	0,2610	0,1035	0,1867	0,0732	0,1868	0,0740
1	0,2642		0,2641		0,1889		0,1890	
1	0,2642	0,1230	0,2641	0,1251	0,1889	0,0876	0,1890	0,0891
2	0,2679		0,2678		0,1915		0,1917	
2	0,2679	0,1023	0,2678	0,1048	0,1915	0,0726	0,1917	0,0744
3	0,2709		0,2710		0,1937		0,1939	
3	0,2709	0,0777	0,2710	0,0805	0,1937	0,0550	0,1939	0,0571
4	0,2733		0,2734		0,1953		0,1956	
4	0,2733	0,0526	0,2734	0,0556	0,1953	0,0372	0,1956	0,0394
5	0,2748		0,2750		0,1964		0,1968	
5	0,2748	0,0280	0,2750	0,0312	0,1964	0,0198	0,1968	0,0221
6	0,2757		0,2760		0,1970		0,1975	

9. Συμπεράσματα

Η ιδέα της προστασίας ενός κτιρίου από τα καταστροφικά αποτελέσματα ενός σεισμού μέσω της εισαγωγής κάποιου είδους στήριξης, το οποίο το απομονώνει από το κινούμενο έδαφος είναι ιδιαίτερα ελκυστική. Το σύστημα μόνωσης εισάγει ένα επίπεδο χαμηλής πλευρικής δυσκαμψίας ανάμεσα στην κατασκευή και τη θεμελίωση. Με αυτή την στρώση μόνωσης, η κατασκευή αποκτά μια ιδιοπερίοδο πολύ μεγαλύτερη σε σχέση με την κατασκευή που έχει πακτωμένη βάση. Από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού φαίνεται και η μείωση της ψευδο- επιτάχυνσης μέσω της αύξησης της ιδιοπεριόδου, έχοντας ως συνέπεια την μείωση των προκαλούμενων δυνάμεων από το σεισμό με ταυτόχρονη αύξηση της μετατόπισης. Η μετατόπιση αυτή συγκεντρώνεται κυρίως στο επίπεδο των εφεδράνων και μειώνονται οι παραμορφώσεις στην ανωδομή.

Για τα εφέδρανα εκκρεμούς τριβής, δηλαδή ολισθαίνοντα στοιχεία ανάμεσα στη θεμελίωση και την ανωδομή, μεγάλη προσοχή πρέπει να δοθεί στην τέμνουσα δύναμη που μεταβιβάζεται από τη μόνωση στα υποστυλώματα της κατασκευής. Η τέμνουσα δύναμη περιορίζεται όταν ο συντελεστής τριβής κρατείται πρακτικά χαμηλά. Ωστόσο, η τριβή θα πρέπει να κρατείται επαρκώς υψηλή ώστε να μπορεί το σύστημα να παραλάβει ισχυρούς ανέμους και μικρούς σεισμούς χωρίς ολίσθηση. Οι μηχανισμοί αυτοί παρέχουν μια δύναμη επαναφοράς μέσω μιας σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης, που διαφορετικά δε θα μπορούσε να επιτευχθεί σε αυτόν τον τύπο συστήματος.

Στην παρούσα εργασία μελετήθηκαν τα εφέδρανα σεισμικής μόνωσης των κατασκευών και διερευνήθηκαν οι στόχοι της σεισμικής μόνωσης, όταν αυτή εισάγεται στις κατασκευές. Μελετώνται, συγκεκριμένα, σφαιρικά συστήματα εκκρεμούς τριβής (FPS) όπου το βάρος της κατασκευής στηρίζεται σε σφαιρικές ολισθαίνουσες επιφάνειες που κινούνται σχετικά μεταξύ τους όταν η εδαφική κίνηση ξεπεράσει ένα κατώτατο όριο. Κατά την κίνηση αυτή στη σφαιρική επιφάνεια η κατασκευή υφίσταται μια ελαφριά ανύψωση, η οποία και εξαναγκάζει την κατασκευή να επιστρέψει στην θέση ισορροπίας της.

Αναπτύχθηκε μία μεθοδολογία διαστασιολόγησης και βέλτιστου σχεδιασμού συστημάτων σεισμικής μόνωσης εκκρεμούς τριβής με βάση την οποία αναπτύχθηκε ένα υπολογιστικό εργαλείο. Το υπολογιστικό εργαλείο αυτό χρησιμοποιείται σε επίπεδο προμελέτης της σεισμικής μόνωσης μιας κατασκευής τυχαίας διάταξης εφεδράνων αλλά και για την κατανόηση των βασικών αρχών που προαναφέρθηκαν αλλά και των περιορισμών του κανονισμού. Το εργαλείο αυτό δε θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί σε επίπεδο οριστικής μελέτης καθώς κατά την ανάλυση θεωρούμε την ανωδομή ως στερεό, άκαμπτο σώμα και τα αποτελέσματα που δίνει είναι σαφώς μικρότερα της αντίστοιχης ανάλυσης από πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων. Επίσης, με τη φασματική ανάλυση που έχει πραγματοποιηθεί στο προσομοίωμα χρησιμοποιείται το ιδανικό φάσμα σχεδιασμού του κανονισμού που πρόκειται για περιβάλλουσα φασμάτων.

Αναλυτικότερα, από το πρόγραμμα προδιαστασιολόγησης που έχει δημιουργηθεί στα πλαίσια της παρούσας εργασίας προκύπτουν ελαφρώς μικρότερες ιδιοπερίοδοι και μετατοπίσεις βάσης σε σχέση με την αντίστοιχη φασματική ανάλυση από το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων που είναι πιο ακριβής. Αυτό συμβαίνει διότι, στην

ανάλυση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων υπεισέρχεται η ευκαμψία της κατασκευής, καθώς δε θεωρείται απολύτως άκαμπτο σώμα και έτσι τροποποιούνται τα δυναμικά χαρακτηριστικά της ανάλυσης. Αντιθέτως, κατά την προδιαστασιολόγηση η ανωδομή θεωρείται άκαμπτη και η μόνη ευκαμψία εισάγεται στο επίπεδο της σεισμικής μόνωσης στη βάση.

Παρατηρούμε ότι η απόκριση της κατασκευής μετά την σεισμική μόνωση είναι σαφώς ευμενέστερη από αυτή που περιλαμβάνει τη συμβατική θεμελίωση. Η μόνωση λοιπόν που σχεδιάζεται με βάση το εργαλείο προδιαστασιολόγησης που αναπτύχθηκε στην παρούσα εργασία είναι επαρκής, καθώς ανταποκρίνεται στους στόχους που θέτουν οι σχετικοί κώδικες και παράλληλα εξασφαλίζει την όσο το δυνατόν καλύτερη αποσύζευξη του συστήματος των ιδιομορφών ταλάντωσης.

Η χρήση του αλγορίθμου βελτιστοποίησης με σμήνος σωματιδίων PSO αποτελεί μια άκρως ενδιαφέρουσα προσέγγιση στο πεδίο του βέλτιστου σχεδιασμού, όπως αυτός δίδεται στην παρούσα εργασία. Αυτό διότι η πληθώρα των μεταβλητών σχεδιασμού δεν επιτρέπει την εύκολη διαχείριση του προβλήματος, αλλά και δεν εξασφαλίζει την εύρεση της βέλτιστης λύσης από συμβατικούς αλγορίθμους βελτιστοποίησης.

Κλείνοντας, μετά την προτεινόμενη μεθοδολογία για ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearings LRB)[12], έρχεται και η παρούσα εργασία για συστήματα εκκρεμούς τριβής (FPS) που κλείνει σχεδόν το θέμα της βελτιστοποίησης συστημάτων σεισμικής μόνωσης για τα συνηθέστερα συστήματα. Φυσικά μένει ανοικτό το θέμα διερεύνησης για τα εφέδρανα διπλής ή τριπλής επιφάνειας ολίσθησης όπως επίσης και χρήση άλλων πιο σύνθετων αλγορίθμων βελτιστοποίησης. Ακόμα θα μπορούσε να γίνει μελέτη για τη βελτιστοποίηση του κόστους μιας κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη την αξία των μονωτήρων αλλά και τη μείωση από την εξοικονόμηση των υλικών λόγω μικρότερων δράσεων.

Παράρτημα Α

Στην παρούσα εργασία έχουν παραχθεί κώδικες που σκοπό έχουν:

- 1) την εύρεση της μετακίνησης σχεδιασμού μεμονωμένου ή περισσότερων όμοιων εφεδράνων FPS
- 2) την παραγωγή διαγραμμάτων
- 3) την ελαχιστοποίηση της κινητικής ενέργειας του συστήματος σεισμικής μόνωσης με εφέδρανα FPS.

Στη συνέχεια παρατίθενται το σύνολο των υπορουτίνων όπως διαμορφώθηκαν για την επίλυση τόσο του απλού πλαισίου όσο και του κυρίως θέματος της εργασίας.

- 1) Την εύρεση της μετακίνησης σχεδιασμού μεμονωμένου ή περισσότερων όμοιων εφεδράνων FPS

```
Sub comp1()  
Gamma = Range("F6").Value  
Alpha = Range("F5").Value  
S = Range("F10").Value  
TB = Range("F7").Value  
Tc = Range("F8").Value  
TD = Range("F9").Value  
N = Range("D19").Value  
Nsd = Range("D20").Value  
Wtot = Range("D21").Value  
R = Range("D25").Value  
mi = Range("D26").Value  
fk = Range("D15").Value  
l = 1  
e1 = 0.2  
mimax = 0.08  
Do  
If l < 2 * R Then  
thita = Application.WorksheetFunction.Asin(l / (2 * R))  
Else  
l = 2 * R  
thita = Application.WorksheetFunction.Asin(l / (2 * R))  
End If  
e1 = mimax * R  
If thita <= (10 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then  
lamda = -2.3573 * e1 / l + 1.0062  
Ar = lamda * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * e1 ^ 2  
Else  
If thita >= (30 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then  
lamda = -2.197 * e1 / l + 1.0086  
Ar = lamda * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * e1 ^ 2  
Else  
If thita <= (20 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then  
lamda = -2.32715 * e1 / l + 1.00665  
Ar = lamda * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * e1 ^ 2  
Else  
If thita <= (25 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
```

Συμπεράσματα (Κεφάλαιο IX)

```

        lamda = -2.27445 * e1 / l + 1.00755
        Ar = lamda * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * e1 ^ 2
    Else
        lamda = -2.22445 * e1 / l + 1.0083
        Ar = lamda * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * e1 ^ 2
    End If
End If
End If
End If
sp = Nsd * 0.001 / Ar
If sp >= 30 Then
    mimaxnew = 0.03
Else
    If sp < 5 Then
        mimaxnew = 0.08
    Else
        mimaxnew = 1.2 / (10 + sp)
    End If
End If
If mimax <> mimaxnew Then
e1 = mimaxnew * R
If thita <= (10 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
    lamda = -2.3573 * e1 / l + 1.0062
    Ar = lamda * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * e1 ^ 2
Else
    If thita >= (30 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
        lamda = -2.197 * e1 / l + 1.0086
        Ar = lamda * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * e1 ^ 2
    Else
        If thita <= (20 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
            lamda = -2.32715 * e1 / l + 1.00665
            Ar = lamda * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * e1 ^ 2
        Else
            If thita <= (25 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
                lamda = -2.27445 * e1 / l + 1.00755
                Ar = lamda * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * e1 ^ 2
            Else
                lamda = -2.22445 * e1 / l + 1.0083
                Ar = lamda * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * e1 ^ 2
            End If
        End If
    End If
End If
End If
End If
sp = Nsd * 0.001 / Ar
l = l + 0.01
e1 = e1 + 0.005
Loop Until (e1 <= (l / 8)) And (Nsd <= fk * Ar / 1.4)
""
Dm1 = 0.2
Do
jeff = (200 / Application.WorksheetFunction.Pi()) / ((Dm1 / (mi * R)) + 1)
Teff = 2 * Application.WorksheetFunction.Pi() * Sqr(1 / (9.81 * ((1 / R) + (mi / Dm1))))
Dam = Sqr(10 / (5 + jeff))
If Teff > TD Then
    Ad = Gamma * Alpha * Dam * S * 2.5 * (Tc * TD / (Teff ^ 2))
Else

```



```

If Teff > Tc Then
    Ad = Gamma * Alpha * Dam * S * 2.5 * (Tc / Teff)
Else
    Ad = Gamma * Alpha * Dam * 2.5
End If
End If
DMax = R * Sin(thita)
Previous = Dm1
Dm1 = Teff ^ 2 * 9.81 * Ad / (4 * Application.WorksheetFunction.Pi() ^ 2)
Loop Until (Abs(Dm1 - Previous) / Previous <= 0.001) And (Dm1 <= DMax)
,

F0 = mi * Nsd
Fmax = F0 + Dm1 * (Nsd / R)
Kr = Nsd / R
Ke = 100 * Kr
Dyield = F0 / (Ke - Kr)
Fyield = Ke * Dyield
Tr = 2 * Application.WorksheetFunction.Pi() * Sqr(R / 9.81)
Keff = Nsd * ((1 / R) + (mi / Dm1))
Wd = 4 * mi * Dm1 * Nsd
,

Range("D37").Value = Dm1
Range("D27").Value = thita * 180 / Application.WorksheetFunction.Pi()
Range("C28").Value = el
Range("D28").Value = l
Range("D31").Value = mimaxnew
Range("F31").Value = sp
Range("D32").Value = e1
Range("D33").Value = Ar
Range("D34").Value = lamda
Range("I5").Value = F0
Range("I6").Value = Fyield
Range("I7").Value = Fmax
Range("I8").Value = Kr
Range("I9").Value = Ke
Range("I10").Value = Dyield
Range("I11").Value = Tr
Range("I12").Value = Keff
Range("I15").Value = Wd
Range("I16").Value = jeff
Range("I17").Value = Dam
Range("I18").Value = Teff
Range("I19").Value = Ad
End Sub

```

- 2) Παραγωγή τιμών διαγράμματος μέσω της υπορουτίνας και στη συνέχεια δημιουργία διαγράμματος με τη βοήθεια του φύλλου Excel έχοντας την τιμή της μετακίνησης δεδομένη από την προηγούμενη υπορουτίνα.

```

Sub graph1()
Dm1 = Application.WorksheetFunction.RoundUp(Range("D37").Value, 4)
F0 = Range("I5").Value
Fyield = Range("I6").Value
Fmax = Range("I7").Value
Kr = Range("I8").Value
Ke = Range("I9").Value
Dyield = Range("I10").Value
Tr = Range("I11").Value

```

```

Keff = Range("I12").Value
Range("U2:U50").ClearContents
Range("V2:U50").ClearContents
Range("W2:U50").ClearContents
Range("X2:U50").ClearContents
ReDim Forceplus(1 To 1000000), Forceminus(1 To 1000000), ForceKeff(1 To 1000000), ForceEq(1 To 1000000)
Di = -Dm1
i = 2
Do
If -Dm1 < Di < Dm1 Then Forceplus(i) = Kr * Di + F0
If -Dm1 < Di < Dm1 Then Forceminus(i) = Kr * Di - F0
ForceKeff(i) = Keff * Di
Range("U" & i).Value = Di
Range("V" & i).Value = Forceplus(i)
Range("W" & i).Value = Forceminus(i)
Range("X" & i).Value = ForceKeff(i)
i = i + 1
Di = Di + (Dm1 / 10)
Loop Until Abs(Di) > Dm1
Range("U" & i).Value = Dm1
Range("V" & i).Value = Kr * Dm1 + F0
Range("W" & i).Value = Kr * Dm1 - F0
Range("X" & i).Value = Keff * Dm1
Range("Z1").Value = i
End Sub

```

- 3) Την ελαχιστοποίηση της κινητικής ενέργειας του συστήματος σεισμικής μόνωσης με εφέδρανα FPS για το μοντέλο του παραδείγματος.

```

Sub optimization()
Dim N As Integer, Npar As Integer, Previous As Single, R() As Single, mi() As Single, vijR() As Single, vijmi() As Single
Dim pbest() As Single, gbest As Single, ai As Single, e1 As Single, e2 As Single, e3 As Single, m As Single, phi1 As Single, phi2 As Single, phi3 As Single
Dim l() As Single, el() As Single, thita() As Single, K() As Single, e() As Single, lamda() As Single, Ar() As Single, sp() As Single
Dim jef() As Single, Te() As Single, D() As Single, pbm() As Single, pbR() As Single, mimaxnew() As Single, Dm1() As Single
Dim Rnew() As Single, minew() As Single, vRnew() As Single, vminew() As Single, pbestnew() As Single, gbm As Single, gbR As Single
Dim lnew() As Single, elnew() As Single, thitanew() As Single, enew() As Single, lamdanew() As Single, Arnew() As Single, spnew() As Single, mimaxnewnext() As Single
N = Range("D2").Value
Npar = Range("S11").Value
ReDim mi(1 To Npar) As Single, R(1 To Npar) As Single, el(1 To Npar, 1 To N) As Single, mimaxnew(1 To Npar, 1 To N) As Single
ReDim vijR(1 To Npar) As Single, vijmi(1 To Npar) As Single, K(1 To Npar, 1 To N) As Single, Dm1(1 To Npar) As Single
ReDim Nsd(1 To 1, 1 To Npar) As Single, jef(1 To Npar) As Single, Te(1 To Npar) As Single, D(1 To Npar) As Single
ReDim Sa(1 To Npar, 1 To N) As Single, pbest(1 To Npar) As Single, pbm(1 To Npar) As Single, pbR(1 To Npar) As Single
ReDim l(1 To Npar, 1 To N) As Single, thita(1 To Npar, 1 To N) As Single, vRnew(1 To Npar) As Single, vminew(1 To Npar) As Single
ReDim lamda(1 To Npar, 1 To N) As Single, e(1 To Npar, 1 To N) As Single, Ar(1 To Npar, 1 To N) As Single, sp(1 To Npar, 1 To N) As Single, Sat(1 To 1, 1 To N) As Single
For j = 1 To N

```

```

    Nsd(1, j) = Range("J" & (7 + j)).Value
Next
pbestpre = 100
mimax = Range("G3").Value
miMin = Range("G4").Value
tp = Range("H3").Value
Rmax = Range("I3").Value
Rmin = Range("I4").Value
fk = Worksheets("Sheet1").Range("D15").Value
Gamma = Worksheets("Sheet1").Range("F6").Value
Alpha = Worksheets("Sheet1").Range("F5").Value
S = Worksheets("Sheet1").Range("F10").Value
TB = Worksheets("Sheet1").Range("F7").Value
Tc = Worksheets("Sheet1").Range("F8").Value
TD = Worksheets("Sheet1").Range("F9").Value
wmax = Range("S7").Value
wmin = Range("S8").Value
c1 = Range("S9").Value
c2 = Range("S10").Value
Vmimax = Range("S13").Value
VRmax = Range("S14").Value
ai = Range("V7").Value
e1 = Range("V8").Value
e2 = Range("V9").Value
e3 = Range("V10").Value
m = Range("V11").Value
Ntot = Range("J16").Value
'Position?Velocity Initializations
For i = 1 To Npar
SK = 0
SumE = 0
Randomize
mi(i) = Application.WorksheetFunction.RoundUp(Rnd * (mimax - miMin) + miMin, 2)
R(i) = Application.WorksheetFunction.RoundUp(Rnd * (Rmax - Rmin) + Rmin, 1)
vijR(i) = 0
vijmi(i) = 0
    For j = 1 To N
        l(i, j) = 1
        el(i, j) = 0.2
    Do
        If l(i, j) < 2 * R(i) Then
            thita(i, j) = Application.WorksheetFunction.Asin(l(i, j) / (2 * R(i)))
        Else
            l(i, j) = 2 * R(i)
            thita(i, j) = Application.WorksheetFunction.Asin(l(i, j) / (2 * R(i)))
        End If
        e(i, j) = mimax * R(i)
        If thita(i, j) <= (10 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
            lamda(i, j) = -2.3573 * e(i, j) / l(i, j) + 1.0062
            Ar(i, j) = lamda(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * el(i, j) ^ 2
        Else
            If thita(i, j) >= (30 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
                lamda(i, j) = -2.197 * e(i, j) / l(i, j) + 1.0086
                Ar(i, j) = lamda(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * el(i, j) ^ 2
            Else
                If thita(i, j) <= (20 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
                    lamda(i, j) = -2.32715 * e(i, j) / l(i, j) + 1.00665
                End If
            End If
        End If
    Loop
    End For
End For

```

```

    Ar(i, j) = lamda(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * el(i, j) ^ 2
Else
    If thita(i, j) <= (25 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
        lamda(i, j) = -2.27445 * e(i, j) / l(i, j) + 1.00755
        Ar(i, j) = lamda(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * el(i, j) ^ 2
    Else
        lamda(i, j) = -2.22445 * e(i, j) / l(i, j) + 1.0083
        Ar(i, j) = lamda(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * el(i, j) ^ 2
    End If
End If
End If
End If
sp(i, j) = Nsd(1, j) * 0.001 / Ar(i, j)
If sp(i, j) >= 30 Then
    mimaxnew(i, j) = 0.03
Else
    If sp(i, j) < 5 Then
        mimaxnew(i, j) = 0.08
    Else
        mimaxnew(i, j) = 1.2 / (10 + sp(i, j))
    End If
End If
If mimax > mimaxnew(i, j) Then
    e(i, j) = mimaxnew(i, j) * R(i)
    If thita(i, j) <= (10 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
        lamda(i, j) = -2.3573 * e(i, j) / l(i, j) + 1.0062
        Ar(i, j) = lamda(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * el(i, j) ^ 2
    Else
        If thita(i, j) >= (30 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
            lamda(i, j) = -2.197 * e(i, j) / l(i, j) + 1.0086
            Ar(i, j) = lamda(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * el(i, j) ^ 2
        Else
            If thita(i, j) <= (20 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
                lamda(i, j) = -2.32715 * e(i, j) / l(i, j) + 1.00665
                Ar(i, j) = lamda(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * el(i, j) ^ 2
            Else
                If thita(i, j) <= (25 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
                    lamda(i, j) = -2.27445 * e(i, j) / l(i, j) + 1.00755
                    Ar(i, j) = lamda(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * el(i, j) ^ 2
                Else
                    lamda(i, j) = -2.22445 * e(i, j) / l(i, j) + 1.0083
                    Ar(i, j) = lamda(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * el(i, j) ^ 2
                End If
            End If
        End If
    End If
End If
End If
sp(i, j) = Nsd(1, j) * 0.001 / Ar(i, j)
l(i, j) = l(i, j) + 0.01
el(i, j) = el(i, j) + 0.005
Loop Until (e(i, j) <= (l(i, j) / 8)) And (Nsd(1, j) <= fk * Ar(i, j) / 1.4)
Next
'Design Displacement
Dm1(i) = 0.2
Do
    jeff = (200 / Application.WorksheetFunction.Pi()) / ((Dm1(i) / (mi(i) * R(i))) + 1)
    Teff = 2 * Application.WorksheetFunction.Pi() * Sqr(1 / (9.81 * ((1 / R(i)) + (mi(i) / Dm1(i))))))

```

Συμπεράσματα (Κεφάλαιο IX)

```

Dam = Sqr(10 / (5 + jeff))
If Teff > TD Then
  Ad = Gamma * Alpha * Dam * S * 2.5 * (Tc * TD / (Teff ^ 2))
Else
  If Teff > Tc Then
    Ad = Gamma * Alpha * Dam * S * 2.5 * (Tc / Teff)
  Else
    Ad = Gamma * Alpha * Dam * 2.5
  End If
End If
Previous = Dm1(i)
Dm1(i) = Teff ^ 2 * 9.81 * Ad / (4 * Application.WorksheetFunction.Pi() ^ 2)
Loop Until (Abs(Dm1(i) - Previous) / Previous <= 0.001)
'
jef(i) = (200 / Application.WorksheetFunction.Pi()) / ((Dm1(i) / (mi(i) * R(i))) + 1)
Te(i) = 2 * Application.WorksheetFunction.Pi() * Sqr(1 / (9.81 * ((1 / R(i)) + (mi(i) / Dm1(i))))))
D(i) = Sqr(10 / (5 + jef(i)))
For j = 1 To N
  K(i, j) = Nsd(1, j) * ((1 / R(i)) + (mi(i) / Dm1(i)))
  SK = SK + K(i, j)
  If Te(i) > TD Then
    Sa(i, j) = Gamma * Alpha * D(i) * S * 2.5 * (Tc * TD / (Te(i) ^ 2))
  Else
    If Te(i) > Tc Then
      Sa(i, j) = Gamma * Alpha * D(i) * S * 2.5 * (Tc / Te(i))
    Else
      Sa(i, j) = Gamma * Alpha * D(i) * 2.5
    End If
  End If
SumE = SumE + (Ntot * ((Sa(i, j) * Te(i)) ^ 2) / (8 * 9.81 * (Application.WorksheetFunction.Pi() ^ 2)))
Next
'Constraint Handling
Sphi1 = 0
Sphi2 = 0
Sphi3 = 0
For j = 1 To N
  Aux = Gamma * Alpha * S * 2.5 * Tc
  Tminimum = Aux * Sqr(10 / (5 + 200 / Application.WorksheetFunction.Pi()) / ((Dm1(i) / (mi(i) * R(i)))
+ 1))
  If Dm1(i) / (R(i) * mi(i)) - 1 - e1 >= 0 Then
    phi1 = 0
  Else
    phi1 = (Dm1(i) / (R(i) * mi(i)) - 1 - e1) ^ m
  End If
  If sp(i, j) >= 30 Then
    mimaxnew(i, j) = 0.03
  Else
    If sp(i, j) < 5 Then
      mimaxnew(i, j) = 0.08
    Else
      mimaxnew(i, j) = 1.2 / (10 + sp(i, j))
    End If
  End If
  If mi(i) - mimaxnew(i, j) - e2 <= 0 Then
    phi2 = 0
  Else
    phi2 = (mi(i) - mimaxnew(i, j) - e2) ^ m

```

Συμπεράσματα (Κεφάλαιο IX)

```

End If
If Tminimum - 2 * Application.WorksheetFunction.Pi() * Sqr(Ntot / (9.81 * SK)) - e3 <= 0 Then
    phi3 = 0
Else
    phi3 = (Tminimum - 2 * Application.WorksheetFunction.Pi() * Sqr(Ntot / (9.81 * SK)) - e3) ^ m
End If
Sphi1 = Sphi1 + phi1
Sphi2 = Sphi2 + phi2
Sphi3 = Sphi3 + phi3
Next
'
pbest(i) = SumE + ai * (Sphi1 + Sphi2 + Sphi3)
pbm(i) = mi(i)
pbR(i) = R(i)
If pbest(i) < pbestpre Then
    gbest = pbest(i)
    gbm = mi(i)
    gbR = R(i)
End If
pbestpre = gbest
Next
'
'Position?Velocity Updates
ReDim Rnew(1 To Npar) As Single, minew(1 To Npar) As Single, vRnew(1 To Npar) As Single
ReDim vminew(1 To Npar) As Single, pbestnew(1 To Npar) As Single, Dm1(1 To Npar) As Single
ReDim Inew(1 To Npar, 1 To N) As Single, elnew(1 To Npar, 1 To N) As Single, thitanew(1 To Npar, 1 To N) As Single
ReDim enew(1 To Npar, 1 To N) As Single, lamdanew(1 To Npar, 1 To N) As Single, Arnew(1 To Npar, 1 To N) As Single
ReDim spnew(1 To Npar, 1 To N) As Single, mimaxnewnext(1 To Npar, 1 To N) As Single
co = 1
Do While co <= Range("S12").Value
For i = 1 To Npar
    SK = 0
    SumE = 0
    W = wmax - (wmax - wmin) * co / Range("S12").Value 'Inertia Factor (Velocity Improvement)
    For j = 1 To N
        Inew(i, j) = 1
        elnew(i, j) = 0.2
    Do
        Randomize
        vRnew(i) = W * vijR(i) + c1 * Rnd * (pbR(i) - R(i)) + c2 * Rnd * (gbR - R(i))
        If vRnew(i) > VRmax Then vRnew(i) = VRmax
        If vRnew(i) < -VRmax Then vRnew(i) = -VRmax
        Rnew(i) = R(i) + vRnew(i)
        If Rnew(i) > Rmax Or Rnew(i) < Rmin Then
            vRnew(i) = c1 * Rnd * (pbR(i) - R(i)) + c2 * Rnd * (gbR - R(i))
            If vRnew(i) > VRmax Then vRnew(i) = VRmax
            If vRnew(i) < -VRmax Then vRnew(i) = -VRmax
            Rnew(i) = R(i) + vRnew(i)
        End If
        vminew(i) = wmax * vijmi(i) + c1 * Rnd * (pbm(i) - mi(i)) + c2 * Rnd * (gbm - mi(i))
        If vminew(i) > Vmimax Then vminew(i) = Vmimax
        If vminew(i) < -Vmimax Then vminew(i) = -Vmimax
        minew(i) = mi(i) + vminew(i)
        If minew(i) > mimax Or minew(i) < miMin Then
            vminew(i) = c1 * Rnd * (pbm(i) - mi(i)) + c2 * Rnd * (gbm - mi(i))

```

```

If vminew(i) > Vmmimax Then vminew(i) = Vmimax
If vminew(i) < -Vmimax Then vminew(i) = -Vmimax
minew(i) = mi(i) + vminew(i)
End If
If lnew(i, j) < 2 * Rnew(i) Then
    thitanew(i, j) = Application.WorksheetFunction.Asin(lnew(i, j) / (2 * Rnew(i)))
Else
    lnew(i, j) = 2 * Rnew(i)
    thitanew(i, j) = Application.WorksheetFunction.Asin(lnew(i, j) / (2 * Rnew(i)))
End If
enew(i, j) = mimax * Rnew(i)
If thitanew(i, j) <= (10 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
    lamdanew(i, j) = -2.3573 * enew(i, j) / lnew(i, j) + 1.0062
    Arnew(i, j) = lamdanew(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * elnew(i, j) ^ 2
Else
    If thitanew(i, j) >= (30 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
        lamdanew(i, j) = -2.197 * enew(i, j) / lnew(i, j) + 1.0086
        Arnew(i, j) = lamdanew(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * elnew(i, j) ^ 2
    Else
        If thitanew(i, j) <= (20 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
            lamdanew(i, j) = -2.32715 * enew(i, j) / lnew(i, j) + 1.00665
            Arnew(i, j) = lamdanew(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * elnew(i, j) ^ 2
        Else
            If thitanew(i, j) <= (25 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
                lamdanew(i, j) = -2.27445 * enew(i, j) / lnew(i, j) + 1.00755
                Arnew(i, j) = lamdanew(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * elnew(i, j) ^ 2
            Else
                lamdanew(i, j) = -2.22445 * enew(i, j) / lnew(i, j) + 1.0083
                Arnew(i, j) = lamdanew(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * elnew(i, j) ^ 2
            End If
        End If
    End If
End If
spnew(i, j) = Nsd(1, j) * 0.001 / Arnew(i, j)
If spnew(i, j) >= 30 Then
    mimaxnewnext(i, j) = 0.03
Else
    If sp(i, j) < 5 Then
        mimaxnewnext(i, j) = 0.08
    Else
        mimaxnewnext(i, j) = 1.2 / (10 + spnew(i, j))
    End If
End If
If mimax > mimaxnewnext(i, j) Then
    enew(i, j) = mimaxnewnext(i, j) * Rnew(i)
    If thitanew(i, j) <= (10 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
        lamdanew(i, j) = -2.3573 * enew(i, j) / lnew(i, j) + 1.0062
        Arnew(i, j) = lamdanew(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * elnew(i, j) ^ 2
    Else
        If thitanew(i, j) >= (30 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
            lamdanew(i, j) = -2.197 * enew(i, j) / lnew(i, j) + 1.0086
            Arnew(i, j) = lamdanew(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * elnew(i, j) ^ 2
        Else
            If thitanew(i, j) <= (20 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
                lamdanew(i, j) = -2.32715 * enew(i, j) / lnew(i, j) + 1.00665
                Arnew(i, j) = lamdanew(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * elnew(i, j) ^ 2
            Else

```

Συμπεράσματα (Κεφάλαιο IX)

```

    If thitanew(i, j) <= (25 * Application.WorksheetFunction.Pi() / 180) Then
        lamdanew(i, j) = -2.27445 * enew(i, j) / lnew(i, j) + 1.00755
        Arnew(i, j) = lamdanew(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * elnew(i, j) ^ 2
    Else
        lamdanew(i, j) = -2.22445 * enew(i, j) / lnew(i, j) + 1.0083
        Arnew(i, j) = lamdanew(i, j) * 0.25 * Application.WorksheetFunction.Pi() * elnew(i, j) ^ 2
    End If
End If
End If
End If
spnew(i, j) = Nsd(1, j) * 0.001 / Arnew(i, j)
lnew(i, j) = lnew(i, j) + 0.01
elnew(i, j) = elnew(i, j) + 0.005
Loop Until (enew(i, j) <= (lnew(i, j) / 8)) And (Nsd(1, j) <= fk * Arnew(i, j) / 1.4)
Next
'Design Displacement
Dm1(i) = 0.2
Do
    jeff = (200 / Application.WorksheetFunction.Pi()) / ((Dm1(i) / (minew(i) * Rnew(i))) + 1)
    Teff = 2 * Application.WorksheetFunction.Pi() * Sqr(1 / (9.81 * ((1 / Rnew(i)) + (minew(i) / Dm1(i))))))
    Dam = Sqr(10 / (5 + jeff))
    If Teff > TD Then
        Ad = Gamma * Alpha * Dam * S * 2.5 * (Tc * TD / (Teff ^ 2))
    Else
        If Teff > Tc Then
            Ad = Gamma * Alpha * Dam * S * 2.5 * (Tc / Teff)
        Else
            Ad = Gamma * Alpha * Dam * 2.5
        End If
    End If
    Previous = Dm1(i)
    Dm1(i) = Teff ^ 2 * 9.81 * Ad / (4 * Application.WorksheetFunction.Pi() ^ 2)
    Loop Until (Abs(Dm1(i) - Previous) / Previous <= 0.001)
    '
    jef(i) = (200 / Application.WorksheetFunction.Pi()) / ((Dm1(i) / (minew(i) * Rnew(i))) + 1)
    Te(i) = 2 * Application.WorksheetFunction.Pi() * Sqr(1 / (9.81 * ((1 / Rnew(i)) + (minew(i) / Dm1(i))))))
    D(i) = Sqr(10 / (5 + jef(i)))
    For j = 1 To N
        K(i, j) = Nsd(1, j) * ((1 / Rnew(i)) + (minew(i) / Dm1(i)))
        SK = SK + K(i, j)
        If Te(i) > TD Then
            Sa(i, j) = Gamma * Alpha * D(i) * S * 2.5 * (Tc * TD / (Te(i) ^ 2))
        Else
            If Te(i) > Tc Then
                Sa(i, j) = Gamma * Alpha * D(i) * S * 2.5 * (Tc / Te(i))
            Else
                Sa(i, j) = Gamma * Alpha * D(i) * 2.5
            End If
        End If
    End If
    SumE = SumE + (Ntot * ((Sa(i, j) * Te(i)) ^ 2) / (8 * 9.81 * (Application.WorksheetFunction.Pi() ^ 2)))
Next
'Constraint Handling
Sphi1 = 0
Sphi2 = 0
Sphi3 = 0

```



```

For j = 1 To N
  Aux = Gamma * Alpha * S * 2.5 * Tc
  Tminimum = Aux * Sqr(10 / (5 + 200 / Application.WorksheetFunction.Pi())) / ((Dm1(i) / (minew(i) *
Rnew(i))) + 1))
  If Dm1(i) / (Rnew(i) * minew(i)) - 1 - e1 >= 0 Then
    phi1 = 0
  Else
    phi1 = (Dm1(i) / (Rnew(i) * minew(i)) - 1 - e1) ^ m
  End If
  If spnew(i, j) >= 30 Then
    mimaxnewnext(i, j) = 0.03
  Else
    If spnew(i, j) < 5 Then
      mimaxnewnext(i, j) = 0.08
    Else
      mimaxnewnext(i, j) = 1.2 / (10 + spnew(i, j))
    End If
  End If
  If minew(i) - mimaxnewnext(i, j) - e2 <= 0 Then
    phi2 = 0
  Else
    phi2 = (minew(i) - mimaxnewnext(i, j) - e2) ^ m
  End If
  If Tminimum - 2 * Application.WorksheetFunction.Pi() * Sqr(Ntot / (9.81 * SK)) - e3 <= 0 Then
    phi3 = 0
  Else
    phi3 = (Tminimum - 2 * Application.WorksheetFunction.Pi() * Sqr(Ntot / (9.81 * SK)) - e3) ^ m
  End If
  Sphi1 = Sphi1 + phi1
  Sphi2 = Sphi2 + phi2
  Sphi3 = Sphi3 + phi3
Next
'
pbestnew(i) = SumE + ai * (Sphi1 + Sphi2 + Sphi3)
If pbestnew(i) < pbest(i) Then
  pbest(i) = pbestnew(i)
  pbm(i) = minew(i)
  pbR(i) = Rnew(i)
End If
If pbest(i) <= pbestpre Then
  gbest = pbest(i)
  gbm = minew(i)
  gbR = Rnew(i)
End If
pbestpre = gbest
Next
'
vijR() = vRnew()
vijmi() = vminew()
R() = Rnew()
mi() = minew()
co = co + 1
Loop
For j = 1 To N
  Range("C" & 7 + j).Value = gbR
  Range("D" & 7 + j).Value = gbm
Next

```

```
For i = 1 To Npar
If pbest(i) = gbest Then f = i
Next
Range("E20") = f
For j = 1 To N
Range("E" & 7 + j).Value = lnew(f, j)
Range("F" & 7 + j).Value = enew(f, j)
Range("G" & 7 + j).Value = elnew(f, j)
Range("K" & 7 + j).Value = thitanew(f, j) * 180 / Application.WorksheetFunction.Pi()
Range("L" & 7 + j).Value = lamdanew(f, j)
Range("M" & 7 + j).Value = spnew(f, j)
Range("N" & 7 + j).Value = Arnew(f, j)
Next
Range("L2").Value = Dm1(f)
Range("C20").Value = gbest
For i = 1 To Npar
Range("A" & 2 + i).Value = pbest(i)
Next
End Sub
```

Βιβλιογραφία

- [1] Battain M., Mariomi A., “Development of a new sliding pendulum for seismic isolation of structures”, 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures, Turkey, 2007
- [2] Chopra A. K., “Dynamics of Structures” 3rd Edition, New Jersey, 2007
- [3] Constantinou M. C., Tsopelas P., Kasalanati A. and Wolff E.D., “Property Modification Factors for Seismic Isolation Bearings”, Buffalo, New York, 1999
- [4] EN 1337, “Structural Bearings - Part 2: Sliding Elements”, 2004
- [5] EN 1337, “Structural Bearings - Part 7: Spherical and cylindrical PTFE bearings”, 2004
- [6] Eurocode 8, “Design of Structures for Earthquake Resistance”, 2004-2005
- [7] Halvorson M., “Microsoft Visual Basic 2010”, Washington, 2010
- [8] Higashino M., Okamoto S., “Response control and seismic isolation of buildings”, USA, 2006
- [9] MAURER Premium Seismic Isolation with Spherical Sliding Isolators for Buildings and Tank Structures, Technical Information, 2004
- [10] Neim F. and Kelly J. M., “Design of Seismic Isolated Structures- From theory to practice”, New York, 1999
- [11] Walkenbach J., “Excel VBA Programming” 2nd Edition, Indiana, 2010
- [12] Ηλίας Π., “Βέλτιστος σχεδιασμός συστημάτων σεισμικής μόνωσης πολώροφων κτιρίων”, Μεταπτυχιακή Εργασία, Αθήνα, 2012
- [13] Κουμούσης Β., “Βέλτιστος σχεδιασμός των κατασκευών”, Αθήνα, 1998
- [14] Παρσόπουλος Κ., “Αλγόριθμοι υπολογιστικής νοημοσύνης για αριθμητική βελτιστοποίηση”, Διδακτορική διατριβή, Πάτρα, 2004