

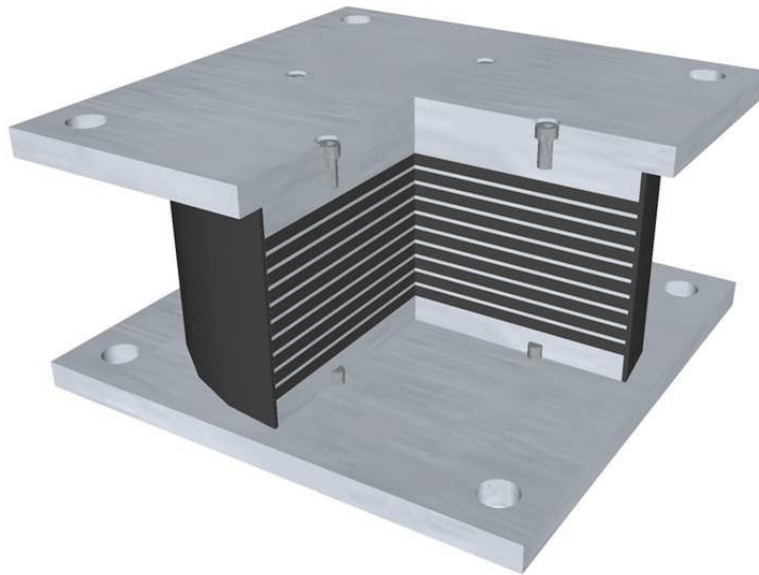


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σεισμικός σχεδιασμός εφεδράνων γέφυρας 2 ανοιγμάτων με εναλλακτικές μεθόδους



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Βασίλειος Χ. Γκολογιάννης

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Οκτώβριος 2017

ΕΜΚ ΔΕ 2017/26

Γκολογιάννης Β.Χ. (2017).
Σεισμικός σχεδιασμός εφεδράνων γέφυρας 2 ανοιγμάτων με εναλλακτικές μεθόδους
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2017/26
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Gkologiannis V.C (2017).
Seismic design of bearings for a two span bridge with alternative design methods
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2017/26
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	7
1.1 Γενικά	7
1.2 Οργάνωση Περιεχομένων	7
2 Γεωμετρία και φόρτιση της κατασκευής	9
2.1 Γεωμετρία κατασκευής	9
2.2 Φόρτιση κατασκευής	10
3 Σχεδιασμός των εφεδράνων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.....	11
3.1 Διαδικασία σχεδιασμού εφεδράνων	11
3.2 Εφαρμογή της μεθόδου στην κατασκευή	13
3.2.1 Διαδικασία ανάλυσης κατασκευής.....	13
3.2.2 Έλεγχος Παραμορφώσεων.....	13
3.2.3 Έλεγχος Ολίσθησης	16
3.3 Αποτίμηση της συμπεριφοράς των εφεδράνων για τον σεισμό σχεδιασμού	20
3.3.1 1 ^η μέθοδος: Επίλυση των εξισώσεων με απλοποιητικές παραδοχές για την δύναμη και την μετακίνηση στην διαρροή.....	23
3.3.2 2 ^η μέθοδος: Επίλυση των εξισώσεων με απλοποιητική παραδοχή για την τιμή του συντελεστή α	24
4 Σχεδιασμός των εφεδράνων με φάσματα συχνότητας διαρροής	26
4.1 Εισαγωγή.....	26
4.2 Περιγραφή και επεξήγηση των βημάτων της μεθόδου φασμάτων συχνότητας διαρροής ..	26
4.2.1 Επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας (Uniform Hazard Surface).....	27
4.2.2 Εκτίμηση απόσβεσης και καμπύλης ικανότητας της κατασκευής.....	27
4.2.3 Καθορισμός των στάθμεων επιτελεστικότητας και εκτίμηση της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης (Mean Annual Frequency of Exceedance ή MAF)	28
4.3 Παρουσίαση της μεθόδου για την περίπτωση του μονοβάθμιου ταλαντωτή.....	32
4.4 Εφαρμογή της μεθόδου στην κατασκευή.....	35
4.5 Αποτίμηση της συμπεριφοράς των εφεδράνων.....	42
5 Βελτιστοποίηση των διαστάσεων των εφεδράνων βάσει επιτελεστικότητας.....	45
5.1 Εισαγωγή.....	45
5.2 Ανάλυση της κατασκευής	45
5.2.1 Εισαγωγικά στοιχεία	45
5.2.2 Μη γραμμική προσαυξητική δυναμική ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis)....	46
5.2.3 Μη γραμμική προσαυξητική στατική ανάλυση	48
5.2.4 Η μεθοδολογία της SPO2IDA.....	48
5.2.5 Εφαρμογή της μεθόδου ανάλυσης στην κατασκευή	49
5.3 Επανασχεδιασμός των εφεδράνων με τον αλγόριθμο NSGA-II	52
5.3.1 Εισαγωγικά στοιχεία	52
5.3.2 Ο αλγόριθμος NSGA-II	53
5.4 Διαδικασία βελτιστοποίησης της κατασκευής	56
5.5 Αποτίμηση της συμπεριφοράς των εφεδράνων.....	61
6 Συμπεράσματα – Προτάσεις για μελλοντική έρευνα	64

6.1	Συμπεράσματα.....	64
6.2	Προτάσεις για μελλοντική έρευνα.....	64
7	Βιβλιογραφία.....	66

Σεισμικός σχεδιασμός εφεδράνων γέφυρας 2 ανοιγμάτων με εναλλακτικές μεθόδους

Γκολογιάννης Β.Χ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Εξετάζεται ο υπολογισμός των διαστάσεων εφεδράνων γέφυρας δύο ανοιγμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα έναντι σεισμού με τρεις διαφορετικές μεθόδους σχεδιασμού: την προβλεπόμενη μεθοδολογία του Ευρωκώδικα 8, την χρήση φασμάτων συχνότητας διαρροής και την βελτιστοποίηση βάσει επιτελεστικότητας.

Η πρακτική που εφαρμόζεται στον αντισεισμικό σχεδιασμό βασίζεται στην χρήση συγκεκριμένων επιπέδων έντασης που είναι συζευγμένα με ελέγχους παραμορφώσεων και ολίσθησης. Το γεγονός ότι οι μέθοδοι ανάλυσης δεν έχουν δυναμικό χαρακτήρα και περιορίζουν την κατασκευή στην ελαστική της συμπεριφορά οδηγούν σε αβέβαιη αποτίμηση της ικανότητας της κατασκευής έναντι σεισμού, καθώς άλλες φορές παρουσιάζεται συντηρητισμός, ενώ άλλες φορές η προσεγγιστική φύση της μεθόδου οδηγεί σε μη ασφαλή αποτελέσματα, με επακόλουθο την χρήση από τον κώδικα συντελεστών ασφαλείας ή σπουδαιότητας που έχουν προσεγγιστικό χαρακτήρα.

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των εφεδράνων με χρήση των φασμάτων συχνότητας διαρροής και των στάθμεων επιτελεστικότητας προσπαθεί απεναντίας να επιτύχει την συμμόρφωση της κατασκευής με καθορισμένους στόχους επιτελεστικότητας, ενσωματώνοντας την τρωτότητα, την αβεβαιότητα και της μη γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής στην φιλοσοφία του σχεδιασμού. Έτσι, με την χρήση της θεωρίας των πιθανοτήτων προσφέρονται αξιόπιστα αποτελέσματα για την διεξαγωγή προβλέψεων που αφορούν την αναμενόμενη επιτελεστικότητα της κατασκευής.

Αναφορικά με την τρίτη μέθοδο, αναζητείται μια σειρά βέλτιστων λύσεων που θα ικανοποιούν με ακρίβεια την απαίτηση της κατασκευής σε όρους σεισμικής επιτελεστικότητας, σε συνδυασμό με την κατά το δυνατό ελαχιστοποίηση των διαστάσεων των εφεδράνων. Για την ανάλυση της κατασκευής χρησιμοποιείται η υβριδική στατική-δυναμική μέθοδος SPO2IDA, ενώ για τον επανασχεδιασμό των εφεδράνων επιλέγεται ο γενετικός αλγόριθμος NSGA-II. Παρουσιάζεται το σύνολο των βέλτιστων αποδεκτών λύσεων, ούτως ώστε να παρέχεται ευελιξία στον χρήστη σχετικά με την επιλογή διαστάσεων εφεδράνων. Αυτή η ευελιξία επιλογής ανάμεσα στην ασφάλεια και την οικονομικότητα εκφράζει το εύρος επιλογών που έχει ο μηχανικός ή ο ιδιοκτήτης (κράτος) ως προς την αποδεκτή διακινδύνευση, χωρίς να περιορίζεται στο τυπικό ελάχιστο επιτρεπόμενο επίπεδο ασφάλειας που ορίζεται από τον κανονισμό.

Seismic design of bearings for a two span bridge with alternative design methods

Gkologiannis V.C. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

The selection of the bearing sizes for a two-span concrete bridge is examined via three different design methods; the standard process of Eurocode 8, the use of yield frequency spectra and performance-based optimization.

The state-of-practice approach to seismic design is based upon the use of specific intensity levels coupled with deformation and sliding checks. The fact that the analysis methods do not take into consideration the dynamic nature of the phenomenon and restrict the structure to elastic behavior introduces uncertainty in the seismic assessment. The outcome is generally of inconsistent quality, sometimes being extremely conservative while other times unsafe, due to the naïve nature of the approach. Thus, approximate safety and importance factors are typically adopted by the code.

On the other hand, bearing seismic design based on yield frequency spectra attempts to achieve compliance of the structure to performance targets, incorporating fragility, uncertainty and nonlinear structural behavior. Hence, using a probabilistic framework, reliable solutions are offered in order to estimate structure's expected performance.

As for the third method, a series of optimal solutions that combine meeting specific performance target with the maximum allowed minimization of the bearings' dimensions is being investigated. The analysis method is SPO2IDA, which is a hybrid static-dynamic approach, while genetic algorithm NSGA-II is used as the redesign tool of the bearings' dimensions. All the acceptable solutions are presented to provide the user with flexibility in selecting sizes. This flexibility of choice between safety and economy expresses the range of options available to the engineer or the owner for the acceptable risk, without being limited to the typical minimum level of safety offered by the code.

Ευχαριστίες

Η ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας σηματοδοτεί την ολοκλήρωση των σπουδών μου στην Σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Ως εκ τούτου, θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου σε όλους όσους συνέβαλαν σε αυτή μου την προσπάθεια όλα αυτά τα χρόνια.

Αφενός, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον αναπληρωτή καθηγητή κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο, τόσο για την άψογη συνεργασία καθ' όλη τη διάρκεια ενασχόλησής μου με την διπλωματική εργασία όσο και για την ευκαρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με αυτό το πρωτότυπο και ενδιαφέρον θέμα, καθώς και τους κ.κ. Ιωάννη Βάγια και Παύλο Θανόπουλο για την συμμετοχή τους στην τριμελή εξεταστική επιτροπή της εργασίας.

Επιπλέον, θα ήθελα να ευχαριστήσω ολόψυχα τα αδέρφια μου, Παύλο και Όλγα, καθώς και το φιλικό μου περιβάλλον εντός και εκτός σχολής, για την υπομονή τους και την στήριξή τους καθ' όλη την διάρκεια των σπουδών μου.

Βεβαίως, όλα αυτά δεν θα μπορούσαν να γίνουν χωρίς την συμπαράσταση των γονέων μου, οι οποίοι ήταν πάντα διακριτικά δίπλα μου όλα αυτά τα χρόνια και στήριζαν όλες μου τις αποφάσεις. Τους οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Στην Ευρώπη για προβλήματα σχεδιασμού έναντι σεισμού χρησιμοποιείται ο Ευρωκώδικας 8, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την υστερητική συμπεριφορά των κατασκευών για την παραλαβή σεισμικών φορτίων. Στην προσπάθεια απλοποίησης των μεθόδων και περιορισμού του υπολογιστικού φόρτου, ο σχεδιασμός σύμφωνα με τους κανονισμούς βασίζεται στην ελαστική ανάλυση της κατασκευής, με τα αποτελέσματα που προκύπτουν να τροποποιούνται κατάλληλα με την χρήση συντελεστών οι οποίοι έχουν προκύψει από αναλυτική και πειραματική έρευνα. Επιπλέον ο Ευρωκώδικας 8 δίνει την δυνατότητα στον μελετητή να σχεδιάσει μια κατασκευή στον Ευρωπαϊκό χώρο, με περίοδο επαναφοράς 475 ετών χωρίς να είναι σίγουρο ότι ο σχεδιασμός θα είναι αξιόπιστος (δηλαδή ότι θα ικανοποιούνται οι απαιτήσεις που έχουν οριστεί κατά τον σχεδιασμό). Όσον αφορά σεισμικές διεγέρσεις με διαφορετική περίοδο επαναφοράς, είτε λαμβάνονται υπόψη εμμέσως (μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας), είτε αμελούνται εντελώς κατά τον σχεδιασμό.

Όλες οι κατασκευές σχεδιασμένες σύμφωνα με τους αντισεισμικούς κανονισμούς αποτυπώνουν την έννοια της επιτελεστικότητας σε περίπτωση σεισμού. Πιο συγκεκριμένα, οι κατασκευές σχεδιάζονται ούτως ώστε σε περίπτωση σεισμού μικρής ισχύος να μην παρουσιάζουν βλάβες, ενώ για ολοένα και μεγαλύτερους σεισμούς γίνονται αποδεκτές όλο και μεγαλύτερες βλάβες μέχρι το σημείο της μη κατάρρευσης, αρχή που διέπει τις κατασκευές για πολύ σπάνιους σεισμούς. Ο λόγος που ακολουθείται η φιλοσοφία αυτή στον σχεδιασμό των κατασκευών είναι κυρίως οικονομικός, καθώς ο σχεδιασμός ενός φορέα με απαίτηση ελαστικής συμπεριφοράς (δηλαδή μηδενικών βλαβών) θα ήταν αισθητά πιο ακριβός σε σύγκριση με το κόστος επιδιόρθωσης των βλαβών μετά τον σεισμό.

Πέραν της οικονομίας στην φάση της κατασκευής, ιδιαίτερα κρίσιμη είναι και η οικονομικότητα στην φάση ανάλυσης της κατασκευής, καθώς η ανάγκη για γρήγορα και αξιόπιστα αποτελέσματα έχει περιορίσει την αναζήτηση κοστοβόρων (από άποψης χρόνου απασχόλησης εργατικού δυναμικού) προσεγγίσεων.

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση τριών διαφορετικών μεθόδων για την επιλογή διαστάσεων εφεδράνων για μια γέφυρα και η εξαγωγή συμπερασμάτων, με βασική επιδίωξη την επιλογή μιας μεθόδου η οποία πρωτίστως θα κατοχυρώνει την ασφάλεια της κατασκευής έναντι σεισμικών γεγονότων, ενώ εν συνεχεία θα εξασφαλίζει την οικονομικότητα του φορέα, τόσο από άποψης μείωσης των διαστάσεων των εφεδράνων όσο και από την άποψη του περιορισμού του απαιτούμενου χρόνου για την περάτωση της ανάλυσης.

1.2 Οργάνωση Περιεχομένων

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια εισαγωγή στην σύγχρονη φιλοσοφία σχεδιασμού των κατασκευών και παρουσιάζεται ο σκοπός της παρούσας εργασίας.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζεται η γεωμετρία της κατασκευής και τα φορτία στα οποία υποβάλλεται ο φορέας.

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται ο σχεδιασμός των εφεδράνων της κατασκευής σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Πιο συγκεκριμένα, παρουσιάζεται η διαδικασία επιλογής διαστάσεων των εφεδράνων, καθώς και οι απαιτούμενοι από τον κανονισμό έλεγχοι (μετακινήσεων και ολίσθησης). Επιπλέον, παρουσιάζεται η αποτίμηση της συμπεριφοράς του εφεδράνου, πράγμα που γίνεται και στα επόμενα δύο κεφάλαια.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η μέθοδος των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής και εκλέγονται διαστάσεις που ικανοποιούν τις απαιτήσεις αυτής της μεθόδου..

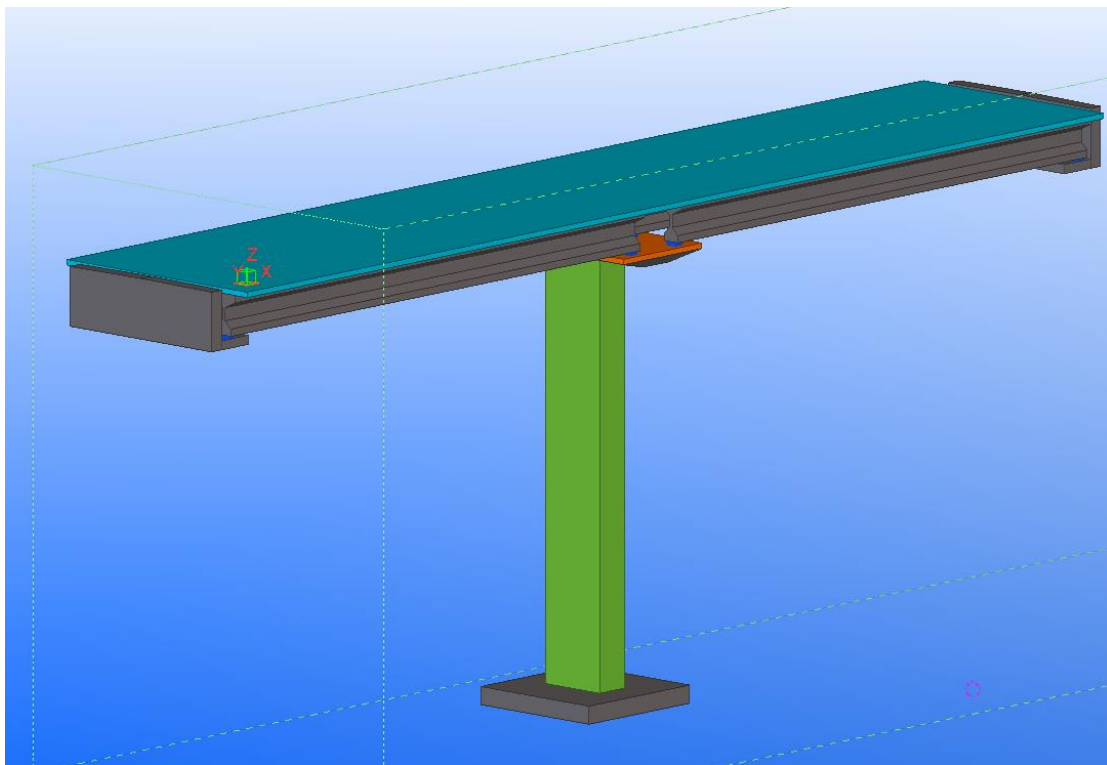
Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η μέθοδος της βελτιστοποίησης για τον σχεδιασμό των εφεδράνων, μαζί με την επεξήγηση της διαδικασίας της ανάλυσης της κατασκευής μέσω της υβριδικής στατικής-δυναμικής μεθόδου SPO2IDA και την πορεία επιλογής εφεδράνων με χρήση του γενετικού αλγορίθμου NSGA-II .

Στο έκτο και τελευταίο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τις τρεις μεθόδους καθώς και μια ποιοτική σύγκριση των αποτελεσμάτων, ενώ παράλληλα παρουσιάζονται προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση.

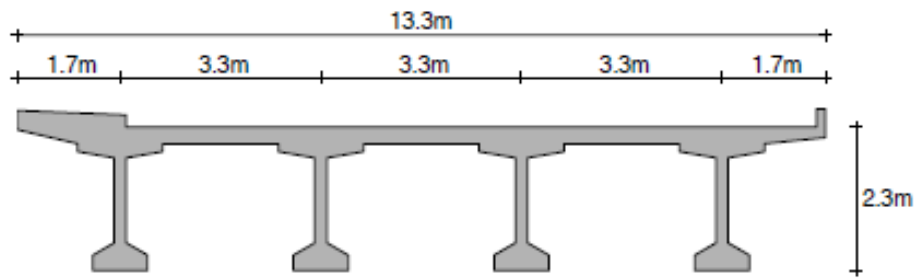
2 Γεωμετρία και φόρτιση της κατασκευής

2.1 Γεωμετρία κατασκευής

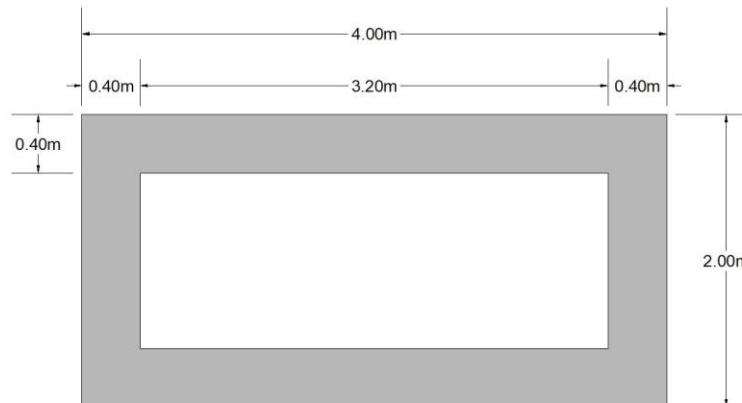
Η κατασκευή που μελετάται στην παρούσα εργασία βρίσκεται στην ανατολική Μακεδονία και πιο συγκεκριμένα στην Καβάλα. Πρόκειται για μια γέφυρα δύο ίσων ανοιγμάτων μήκους 32.50 m το καθένα, στηριζόμενη σε δύο ακρόβαθρα και ένα μεσόβαθρο, κατασκευασμένη από οπλισμένο σκυρόδεμα, η οποία φέρει 2 λωρίδες κυκλοφορίας και έχει συνολικό πλάτος 13.30 m (σχήμα 2.1). Το κατάστρωμα της γέφυρας (επίσης από οπλισμένο σκυρόδεμα) φέρεται από τέσσερις προκατασκευασμένες προεντεταμένες δοκούς οι οποίες στηρίζονται στα δύο τους άκρα σε ελαστομεταλλικά εφέδρανα και έχουν την διάταξη του σχήματος 2.2. Επίσης, υπάρχει ένα μεσόβαθρο ύψους 28m, το οποίο έχει κοίλη ορθογωνική διατομή, με τις διαστάσεις της να φαίνονται στο σχήμα 2.3. Τέλος, η κατασκευή φέρει stoppers πλάτους 30cm, προς ανάσχεση του σεισμού στην διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας.



Σχήμα 2.1 : Τρισδιάστατη απεικόνιση του στατικού συστήματος του φορέα



Σχήμα 2.2: Εγκάρσια τομή της γέφυρας



Σχήμα 2.3: Διατομή μεσοβάθρου. Η μεγάλη διάσταση της διατομής είναι στην εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας.

2.2 Φόρτιση κατασκευής

Για την φόρτιση της κατασκευής (η οποία μελετάται μόνο για σεισμικά γεγονότα), πέραν του ιδίου βάρους της ($\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$) γίνεται η παραδοχή ότι το κατάστρωμα της γέφυρας καταπονείται καθολικά από επιφανειακό κινητό φορτίο $q_k=5.0 \text{ kN/m}^2$ στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

3 Σχεδιασμός των εφεδράνων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8

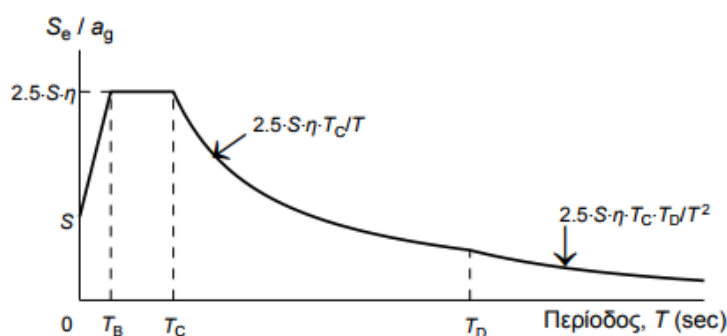
Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει ο σχεδιασμός των εφεδράνων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, Μέρος 2 (EN 1998-2:2005/AC:2010), που αναφέρεται σε γέφυρες. Θα παρουσιαστεί η μέθοδος και η εφαρμογή της στην κατασκευή, ενώ θα γίνει και η αποτίμηση της συμπεριφοράς των εφεδράνων.

3.1 Διαδικασία σχεδιασμού εφεδράνων

Σύμφωνα με το Μέρος 2 του Ευρωκώδικα 8 ο σχεδιασμός των εφεδράνων συνίσταται στον έλεγχο των στοιχείων, τόσο για τις στατικούς όσο και για σεισμικούς συνδυασμούς. Οι έλεγχοι αυτοί αφορούν μετακινήσεις, στροφές και περιορισμό δυνάμεων. Στην παρούσα διπλωματική εργασία, οι στατικοί συνδυασμοί των εφεδράνων δεν θεωρήθηκαν κρίσιμοι, γι' αυτό οι έλεγχοι περιορίστηκαν μόνο στους σεισμικούς συνδυασμούς.

Για τον υπολογισμό των σεισμικών δυνάμεων χρησιμοποιήθηκε η μεθοδολογία του Ευρωκώδικα 8. Επειδή η γέφυρα σχεδιάζεται με σεισμική μόνωση (ύπαρξη εφεδράνων), ο κανονισμός προβλέπει τον υπολογισμό των σεισμικών μεγεθών με τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q ίση με την μονάδα.

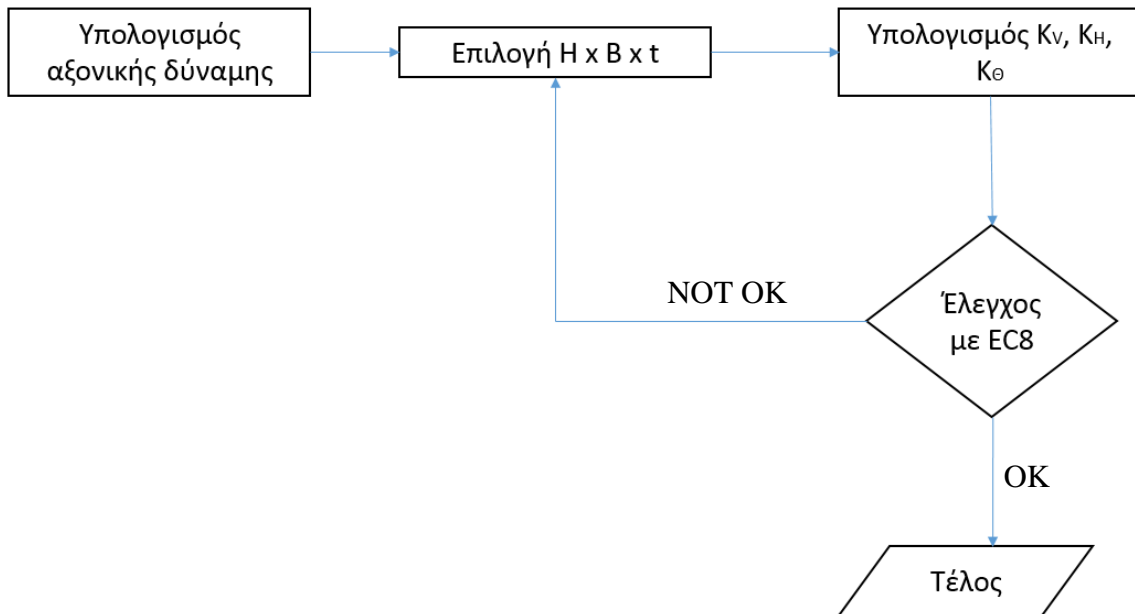
Η κατασκευή βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2 ($a_{gr}=0.24g$) και κατατάσσεται σε κατηγορία σπουδαιότητας III ($\gamma_I=1.20$), επομένως $a_g=\gamma_I \cdot a_{gr}=0.288g$. Ο συντελεστής απόσβεσης ζ ελήφθη ίσος με 5%, επομένως και $\eta=1$. Τέλος, το έδαφος είναι κατηγορίας B, απ' όπου λαμβάνονται οι τιμές $T_B=0.15sec$, $T_C=0.50sec$ και $T_D=2.50sec$ και ο συντελεστής εδάφους S είναι ίσος με 1.20. Επίσης, για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου της κατασκευής ήταν αναγκαία και η εύρεση της μάζας και της δυσκαμψίας της γέφυρας, με την πρώτη να προκύπτει εύκολα από το λογισμικό Opensees, την στιγμή που ο προσδιορισμός της δυσκαμψίας του συστήματος απαιτούσε μια επαναληπτική διαδικασία, η οποία εξαρτούνταν από την δυσκαμψία (και άρα τις διαστάσεις) του εφεδράνου.



Σχήμα 3.1: Ελαστικό φάσμα EC8

Για τον υπολογισμό των διαστάσεων των εφεδράνων χρησιμοποιήθηκε μια επαναληπτική διαδικασία, η οποία αποτελούνταν από τα εξής βήματα και παρουσιάζεται εποπτικά στο σχήμα 4:

- Προσδιορισμός της αξονικής αντίδρασης που αναλαμβάνουν τα εφέδρανα
- Επιλογή κατάλληλων διαστάσεων εφεδράνου ($H \times B \times t$), ικανά να παραλάβουν την ως άνω αξονική δύναμη
- Υπολογισμός των δυσκαμψιών των εφεδράνων για την κατακόρυφη (K_V) και την οριζόντια διεύθυνση (K_H), καθώς και για στροφή περί οριζόντιο άξονα (K_Θ)
- Εισαγωγή των δυσκαμψιών στο προσομοίωμα, νέα ανάλυση για την κατασκευή και εξαγωγή αποτελεσμάτων
- Έλεγχος των άνωθι αποτελεσμάτων (μετακινήσεις, αντιδράσεις) σύμφωνα με τις σχέσεις του EC8. Σε περίπτωση που οι έλεγχοι δεν ικανοποιούνται, θα πρέπει να επιλεγούν νέες διαστάσεις εφεδράνων, και η διαδικασία να συνεχιστεί από το βήμα (ii).



Σχήμα 3.2: Η διαδικασία του Ευρωκώδικα 8 για τον υπολογισμό των εφεδράνων εκφρασμένη με διάγραμμα ροής.

3.2 Εφαρμογή της μεθόδου στην κατασκευή

3.2.1 Διαδικασία ανάλυσης κατασκευής

Η ανάλυση ενός φορέα με το μέγεθος της συγκεκριμένης γέφυρας θα ήταν μια εξαιρετικά πολύπλοκη και ιδιαίτερα δαπανηρή, κυρίως από άποψης χρόνου, διαδικασία. Στην παρούσα διπλωματική εργασία έγινε μια προσέγγιση του προβλήματος σε δύο διαστάσεις, με σκοπό την κατά το δυνατόν μεγαλύτερη μείωση του υπολογιστικού φόρτου, με ταυτόχρονη αποφυγή πολυσύνθετων προγραμμάτων ανάλυσης. Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε ήταν το Opensees, όπου με χρήση κατάλληλου κώδικα σχεδιάστηκε και αναλύθηκε η κατασκευή. Έτσι, το πρόβλημα εκφυλίστηκε σε ένα μονοβάθμιο ταλαντωτή, και η διαδικασία σχεδιασμού των εφεδράνων απλοποιήθηκε σε μεγάλο βαθμό.

Ο ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής έχει τις ίδιες διαστάσεις με τον αρχικό φορέα κατά την διαμήκη (x) διεύθυνση και την κάθετη (z) διεύθυνση που υποδηλώνει το ύψος. Αποτελείται από 16 κόμβους και από στοιχεία δοκού (για το κατάστρωμα), υποστυλώματος (για το μεσόβαθρο), καθώς και από στοιχεία μηδενικού μήκους (zerolength elements), τα οποία προσομοιάζουν τα εφέδρανα.

Εδώ αξίζει να σημειωθεί ότι η συγκεκριμένη διαδικασία μπορούσε να δώσει ικανοποιητικά αποτελέσματα για ένα εφέδρανο ανά θέση της γέφυρας, δηλαδή για συνολικά 4 εφέδρανα. Όμως, το πραγματικό σύστημα έχει 16 εφέδρανα, γεγονός το οποίο καθιστά πιο περίπλοκο το πρόβλημα από το αντίστοιχο μονοβάθμιο και απαιτεί ορισμένες εύλογες παραδοχές.

Λόγω της επαναληπτικής φύσης της διαδικασίας υπολογισμού των διαστάσεων των εφεδράνων, ένα μεγάλο μέρος του σχεδιασμού έγινε με την βοήθεια υπολογιστικού φύλλου του Excel, καθώς η συνεχής αλλαγή των διαστάσεων των εφεδράνων οδηγούσε σε διαφοροποίηση δυσκαμψίας του συστήματος, με συνεπακόλουθη αλλαγή της ιδιοπεριόδου της κατασκευής και συνεπώς των υπόλοιπων μεγεθών που σχετίζονται με τον σεισμό (δυνάμεις και μετακινήσεις). Τα εφέδρανα που χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς επιλέχθηκαν μεταξύ τεσσάρων καταλόγων κατασκευαστών (ALGA, FIP INDUSTRIALE, AGOM και GUMBA), ούτως ώστε να ανταποκρίνονται σε ρεαλιστικά προϊόντα εμπορίου.

Για την δισδιάστατη ανάλυση, το Opensees επέστρεψε μια αξονική καταπόνηση για τα εφέδρανα η οποία κυμαινόταν μεταξύ 5000 και 6000 kN ανεξαρτήτως των διαστάσεων των εφεδράνων, επομένως ο σχεδιασμός απαιτούσε διαστάσεις ικανές να παραλάβουν αυτές τις δυνάμεις, ήτοι τουλάχιστον $(HxBxt) = (500x500)mm^2$ σε κάτοψη. Με αφετηρία αυτές τις διαστάσεις για την κάτοψη και το ελάχιστο δυνατό πάχος ελαστομερούς, ξεκίνησε η επαναληπτική διαδικασία στο πρώτο της βήμα.

Το μέρος 2 του Ευρωκώδικα 8 προβλέπει για γέφυρες τόσο ελέγχους παραμορφώσεων των εφεδράνων, όσο και και ελέγχους που σχετίζονται με τις αναπτυσσόμενες δυνάμεις. Οι έλεγχοι αυτοί παρουσιάζονται ξεχωριστά στις επόμενες δύο υποενότητες.

3.2.2 Έλεγχος Παραμορφώσεων

Για τον έλεγχο παραμορφώσεων του φορέα το μέρος 2 του Ευρωκώδικα 8 προβλέπει τον υπολογισμό της δυσκαμψίας του συστήματος με μειωμένη τιμή του μέτρου διάτμησης G των εφεδράνων, το οποίο λαμβάνεται ίσο με 990 kpa (αντί της εργοστασιακής τιμής των 1200 kpa). Με αυτόν τον τρόπο λαμβάνονται υπ' όψιν οι μέγιστες μετακινήσεις που μπορεί να παραλάβει ο φορέας, καθώς η μείωση του μέτρου διάτμησης οδηγεί σε μείωση της δυσκαμψίας και συνεπακόλουθα σε αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής.

Ο σχεδιασμός των εφεδράνων σε αυτό τον έλεγχο έγινε με την θεώρηση των 4 εφεδράνων σε ολόκληρη την γέφυρα και οι μετακινήσεις ελέγχθηκαν για το ισοδύναμο εφέδρανο του δισδιάστατου μοντέλου. Στην συνέχεια, έγινε η θεώρηση με τα 2 εφέδρανα κάτω από κάθε άκρο δοκού (συνολικά δηλαδή 16 εφέδρανα). Κύριος στόχος κατά την διαδικασία αυτή ήταν η δυσκαμψία της πραγματικής κατασκευής να είναι τουλάχιστον ίση με την δυσκαμψία του δισδιάστατου προσομοιώματος, δηλαδή τα 4 εφέδρανα που τοποθετούνται στην πραγματικότητα να καλύπτουν την απαίτηση που προέκυψε από την ανάλυση του απλοποιημένου μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου χρησιμοποιήθηκε η μάζα M της κατασκευής, η οποία εξάγεται από το Orpensees και ισούται με 24782 kN. Η μεγάλη μάζα της γέφυρας υποδήλωνε εξ' αρχής ότι ο φορέας θα κινείται σε μεγάλες περιόδους, γεγονός που επαληθεύτηκε και μέσω των υπολογισμών.

Με την εφαρμογή της διαδικασίας που περιγράφηκε στο κεφάλαιο 2.2 και μετά από πληθώρα επαναλήψεων, οι διαστάσεις των εφεδράνων που προέκυψαν υπολογίστηκαν ίσες με $(HxBxt)=(800x800x263)\text{mm}^3$ από την εταιρεία AGOM. Τα απαραίτητα στοιχεία για τον έλεγχο των μετακινήσεων παρουσιάζονται παρακάτω.

- Υπολογισμός νέου μέτρου διάτμησης: $G=990 \text{ kpa}$
- Υπολογισμός δυσκαμψίας ενός εφεδράνου

$$K = 4 \cdot \frac{H \cdot B \cdot G}{T_{el}} = 3121.182 \text{ kN/m} \quad (3.1)$$

όπου H και B είναι οι διαστάσεις της κάτοψης του εφεδράνου, G είναι το μέτρο διάτμησης με την μειωμένη τιμή του και T_{el} είναι το συνολικό πάχος του ελαστομερούς

- Υπολογισμός συνολικής δυσκαμψίας κατασκευής

$$K = 4 \cdot \frac{H \cdot B \cdot G}{T_{el}} = 12484.729 \text{ kN/m}, \text{ όπου έγινε η θεώρηση ότι και στις τέσσερις}$$

θέσεις που θα τοποθετηθούν τα εφέδρανα στο δισδιάστατο μοντέλο οι διαστάσεις θα είναι κοινές.

- Υπολογισμός ιδιοπεριόδου $T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_{tot}}} = 2.826 \text{ sec} \quad (3.2)$

όπου m είναι η μάζα της κατασκευής την στιγμή του σεισμού και K_{tot} η συνολική της δυσκαμψία

- Υπολογισμός επιτάχυνσης κατασκευής από το ελαστικό φάσμα του EC8 $Sel(T)=1.326 \text{ m/sec}^2$

- Υπολογισμός σεισμικής δύναμης F και μετακίνησης κατασκευής d

$$F = m \cdot Sel(T) = 3350.52 \text{ kN} \quad (3.3)$$

$$d = \frac{F}{K_{tot}} = \frac{Sel \cdot T^2}{4 \cdot \pi^2} = 0.2684 \text{ m} \quad (3.4)$$

➤ Παραμόρφωση λόγω θλιπτικών φορτίων:

$$\bullet A_r = A_1 \cdot \left(1 - \frac{v_{x,d}}{B'} - \frac{v_{y,d}}{H'}\right) = 0,470445 \text{ m}^2 \quad (3.5)$$

όπου A_1 ορίζεται το ενεργό εμβαδόν του εφεδράνου. Οι $v_{x,d}$ και $v_{y,d}$ είναι οι μετακινήσεις στην διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας αντίστοιχα. Σε αυτόν τον έλεγχο $v_{x,d}=d=0.2684\text{m}$ και $v_{y,d}=0$

• $F_{z,d} = 5920 \text{ kN}$ η κατακόρυφη αντίδραση του εφεδράνου υπό τα σεισμικά φορτία, όπως αυτή υπολογίζεται από το Opensees

$$\bullet S = \frac{A_1}{I_p \cdot T_{el}} = 13.1667 \quad (3.6)$$

ο συντελεστής σχήματος του εφεδράνου, όπου A_1 είναι το ενεργό εμβαδόν του εφεδράνου, I_p είναι η ενεργός περίμετρος και T_{el} είναι το πάχος του ελαστομερούς

Με χρήση των σχέσεων (3.5) και (3.6) μπορεί να υπολογιστεί η συνολική παραμόρφωση λόγω θλιπτικών φορτίων από την σχέση

$$\varepsilon_{c,d} = \frac{1.5 \cdot F_{z,d}}{G \cdot A_r \cdot S} = 1.0936 \quad (3.7)$$

➤ Διατμητική παραμόρφωση

$$\bullet V_{xy,d}=d=0.2684\text{m}, \text{ αφού } V_{y,d}=0$$

$$\bullet d_{bi} = \gamma_{IS} \cdot V_{xy,d} = 0.40255 \text{ m} \quad (3.8)$$

όπου $\gamma_{IS}=1.50$ σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα

$$\bullet \varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_{el}} = 1.983 \quad (3.9)$$

τιμή που είναι μικρότερη από το 2 (όπως ορίζει ο κανονισμός), άρα ο έλεγχος ικανοποιείται

• Η παραμόρφωση λόγω στροφής θεωρείται αμελητέα και λαμβάνεται ίση με 0

$$\varepsilon_{a,d} = \frac{(a^2 \cdot \alpha_{ad} + b^2 \cdot \alpha_{bd}) \cdot t_i}{2 \sum t_i^3} = 0 \quad (3.10)$$

• Η συνολική παραμόρφωση προκύπτει ως συνδυασμός των ανωτέρω τριών παραμορφώσεων και ισούται με

$$\varepsilon_{t,d} = K_L \cdot (\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) = 3.077 \quad (3.11)$$

όπου $K_L=1$. Η τιμή αυτή γίνεται δεκτή, αφού είναι μικρότερη από την οριακή τιμή

$$\varepsilon_{u,d} = \frac{\varepsilon_{u,k}}{\gamma_m} = \frac{7}{1.15} = 6.09$$

Λόγω της μεγάλης περιόδου του σεισμού (και άρα των μεγάλων μετατοπίσεων) το σύστημα απαιτεί μεγάλες παραμορφώσεις για τον σεισμό σχεδιασμού. Η μεγάλη αυτή

αναπτυσσόμενη μετακίνηση επιδρά στον έλεγχο των εφεδράνων, δημιουργώντας την ανάγκη για εφέδρανα πολύ μεγάλου ύψους ελαστομερούς, καθώς ο έλεγχος της διατμητικής παραμόρφωσης δεν ικανοποιείται για μικρά ύψη. Αυτή η απαίτηση για μεγάλο ύψος εφεδράνου οδηγεί αναπόφευκτα και σε μεγάλες διαστάσεις στις άλλες δύο διευθύνσεις, καθώς η ανεξέλεγκτη αύξηση του ύψους ενός εφεδράνου χωρίς την ανάλογη επαύξηση του μήκους και του πλάτους του μπορεί να οδηγήσει στην αστάθειά του.

Λαμβάνοντας όλα τα παραπάνω υπ' όψιν, αποφασίζεται η τοποθέτηση 2 ίδιων εφεδράνων στα άκρα κάθε δοκού, με τις διαστάσεις που προέκυψαν από την δισδιάστατη ανάλυση $(HxBxt)=(800x800x263)mm^3$. Ασφαλώς, το πρώτο κριτήριο επιλογής της διάστασης των εφεδράνων (ανάληψη αξονικής δύναμης) είναι αντιοικονομικό, καθώς τα εφέδρανα των συγκεκριμένων διαστάσεων μπορούν να παραλάβουν μέχρι και 9600 kN, όμως το γεγονός ότι στον σεισμό σχεδιασμού όλα τα εφέδρανα θα μετακινηθούν κατά $d=0.2684$ m σε συνδυασμό με τον περιορισμό της ανωτέρω παραγράφου καθιστούν τις συγκεκριμένες διαστάσεις αναγκαίες.

3.2.3 Έλεγχος Ολίσθησης

Για τον έλεγχο έναντι ολίσθησης το μέρος 2 του Ευρωκώδικα 8 προβλέπει τον υπολογισμό της δυσκαμψίας του συστήματος με αυξημένη τιμή του μέτρου διάτμησης G των εφεδράνων, το οποίο λαμβάνεται ίσο με 1485 kpa (αντί της εργοστασιακής τιμής των 1200 kpa). Με αυτή την θεώρηση η κατασκευή γίνεται πιο δύσκαμπτη και η ιδιοπερίοδος της ελαττώνεται. Παράλληλα, οι δυνάμεις στον φορέα αυξάνονται, την ίδια ώρα που οι μετακινήσεις μειώνονται.

Σε αυτή την υποενοότητα χρησιμοποιήθηκαν τα αποτελέσματα του προηγούμενου ελέγχου, δηλαδή έγινε ο έλεγχος ολίσθησης για τα εφέδρανα που προέκυψαν από τον έλεγχο μετακινήσεων, ήτοι $(HxBxt)=(800x800x263)mm^3$. Επιπλέον έγινε η απλουστευτική (υπέρ της ασφαλείας) θεώρηση ότι το πραγματικό αξονικό φορτίο που μεταβιβάζεται στα 4 εφέδρανα του πραγματικού φορέα είναι ίσο με το 1/3 του αξονικού φορτίου που μεταβιβάζεται στο μοναδικό εφέδρανο του δισδιάστατου προσομοιώματος. Παρακάτω παρουσιάζονται οι υπολογισμοί για τον έλεγχο ολίσθησης για εφέδρανα της εταιρείας AGOM $(HxBxt)=(800x800x263)mm^3$, ακολουθώντας αρχικά την ίδια διαδικασία με τον έλεγχο μετακινήσεων εφαρμόζοντας τις σχέσεις (3.1) έως (3.4).

- Υπολογισμός νέου μέτρου διάτμησης: $G=1485$ kpa
- Υπολογισμός δυσκαμψίας ενός εφεδράνου $K = \frac{H \cdot B \cdot G}{T_{el}} = 4681.773$ kN/m (από σχέση (3.1))
- Υπολογισμός συνολικής δυσκαμψίας κατασκευής

$$K_{tot} = 4 \cdot \frac{H \cdot B \cdot G}{T_{el}} = 18727.094 \text{ kN/m}, \text{ όπου έγινε η θεώρηση ότι και στις}$$

τέσσερις θέσεις που θα τοποθετηθούν τα εφέδρανα στο δισδιάστατο μοντέλο οι διαστάσεις θα είναι κοινές.

- Υπολογισμός ιδιοπεριόδου $T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_{tot}}} = 2.307$ sec

- Υπολογισμός επιτάχυνσης κατασκευής από το ελαστικό φάσμα του EC8
 $Sel(T)=1.836 \text{ m/sec}^2$
- Υπολογισμός σεισμικής δύναμης και μετακίνησης κατασκευής

$$F_b=M \cdot Sel(T)=4551.04 \text{ kN και } d = \frac{F}{K_{tot}} = \frac{Sel \cdot T^2}{4 \cdot \pi^2} = 0.243 \text{ m}$$

- Υπολογισμός δύναμης του ενός εφεδράνου $F_{bear} = \frac{K_{bear}}{K_{tot}} \cdot F_b = 1137.76 \text{ kN}$

Ακολουθεί ο έλεγχος του εφεδράνου για το δισδιάστατο προσομοίωμα, όπου η κατακόρυφη αντίδραση του εφεδράνου υπό τα σεισμικά φορτία είναι ίση με $F_{z,dmin} = 5422 \text{ kN}$

- Μέση τάση

$$\sigma_m = \frac{F_{z,dmin}}{A_r} = 13.157 \text{ Mpa} \quad (3.12)$$

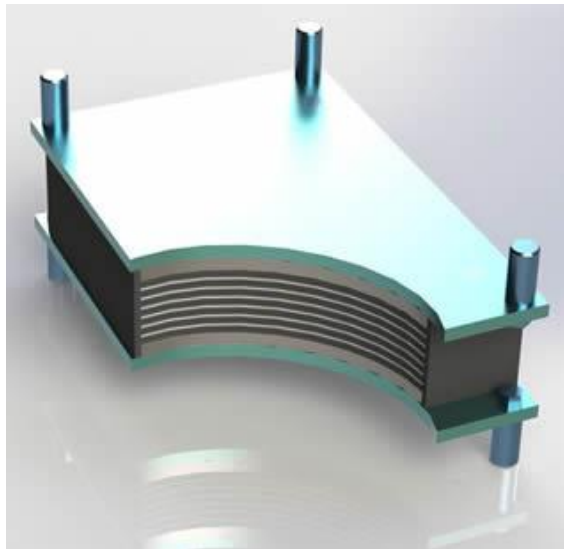
όπου $A_r = A_1 \cdot \left(1 - \frac{V_{x,d}}{B'} - \frac{V_{y,d}}{H'}\right) = 0.470445 \text{ m}^2$, όπως ακριβώς και στην σχέση (3.5).

- $\mu = 0,1 + \frac{1,5 \cdot K_f}{\sigma_m} = 0.1684 \quad (3.13)$

όπου μ ο συντελεστής τριβής στην διεπιφάνεια και $K_f = 0,6$ για επιφάνεια σκυροδέματος

- Οριζόντια συνισταμένη δύναμη $F_{xy,d} = F_{bear} = 1137,76 \text{ kN}$, όπου $F_y = 0$ αφού γίνεται η θεώρηση ότι αναπτύσσεται δύναμη μόνο κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας.
- Για τα μόνιμα φορτία ισχύει $\sigma_{cd,min} = \sigma_m = 13,157 \text{ Mpa} > 3 \text{ Mpa}$

Για να μην υπάρχει κίνδυνος ολίσθησης θα πρέπει να ισχύει $F_{xy,d} < \mu \cdot F_{z,dmin}$. Όμως το γινόμενο $\mu \cdot F_{z,dmin}$ ισούται με $913,03 \text{ kN}$, που είναι μικρότερο της δύναμης του εφεδράνου, επομένως ο έλεγχος δεν ικανοποιείται. Σε περίπτωση μάλιστα που αναχθεί ο έλεγχος στον πραγματικό φορέα, συμπεραίνεται ότι η ανίσωση γίνεται ακόμα πιο δυσμενής, αφού μειώνεται η κατακόρυφη αντίδραση στα εφέδρανα. Προκειμένου να αντιμετωπιστεί το πρόβλημα που ανέκυψε, θα χρησιμοποιηθούν αγκυρούμενα ελαστομεταλλικά εφέδρανα, ούτως ώστε η ολίσθηση να μην αποτελέσει πρόβλημα στην κατασκευή, τα οποία θα έχουν την μορφή που παρουσιάζεται στο σχήμα 3.3.



Σχήμα 3.3: Τυπική μορφή αγκυρούμενου εφεδράνου

Γίνεται άμεσα αντιληπτό ότι η μία λύση που μπορεί να προταθεί για την γέφυρα είναι η τοποθέτηση 16 εφεδράνων διαστάσεων $(800 \times 800 \times 263) \text{mm}^3$ τα οποία θα ικανοποιούσαν τις απαιτήσεις του κανονισμού, και κυρίως τον έλεγχο των παραμορφώσεων. Η λύση αυτή, αν και ασφαλής, κρίνεται υπερβολικά δαπανηρή και γι' αυτό τον λόγο θα γίνουν εκ νέου δοκιμές για οικονομικότερες διαστάσεις εφεδράνων. Έχοντας ως προαπαιτούμενη μια ελάχιστη διάσταση (σε κάτοψη) των εφεδράνων, της τάξεως των $(500 \times 500) \text{mm}^2$ τουλάχιστον (για να αναλαμβάνεται η κατακόρυφη αντίδραση από το κατάστρωμα) πραγματοποιήθηκαν νέες δοκιμές σε υπολογιστικό φύλλο Excel για τις ως παραπάνω ελάχιστες διαστάσεις κάτοψης και για διαφορετικά πάχη ελαστομερούς.

a [mm]	x	b [mm]	V [kN]	N/mm ²	h [mm]	Displacement +/- [mm]	Rotation over a (1) ‰	Rotation over b (1) ‰	Total rubber thickness [mm]	Weight [Kg]
800	X	800	9600	15,0	33	16,1	2,0	2,0	23	Kg 68,3
800	X	800	9600	15,0	56	28,7	4,0	4,0	41	Kg 107,2
800	X	800	9600	15,0	79	41,3	6,0	6,0	59	Kg 146,2
800	X	800	9600	15,0	102	53,9	8,0	8,0	77	Kg 185,2
800	X	800	9600	15,0	125	66,5	10,0	10,0	95	Kg 224,1
800	X	800	9600	15,0	148	79,1	12,0	12,0	113	Kg 263,1
800	X	800	9600	15,0	171	91,7	14,0	14,0	131	Kg 302,1
800	X	800	9600	15,0	194	104,3	16,0	16,0	149	Kg 341,0
800	X	800	9600	15,0	217	114,8	18,0	18,0	167	Kg 380,0
800	X	800	9600	15,0	240	122,0	20,0	20,0	185	Kg 418,9
800	X	800	9600	15,0	263	129,2	22,0	22,0	203	Kg 457,9
800	X	800	9600	15,0	286	136,4	24,0	24,0	221	Kg 496,9
800	X	800	9600	15,0	309	143,0	26,0	26,0	239	Kg 535,8

Σχήμα 3.4: Επιλογή διαστάσεων εφεδράνου (κατάλογος AGOM-type 5)

Έπειτα από πληθώρα δοκιμών διαφορετικών διαστάσεων εφεδράνων και με την χρήση μόνο του υπολογιστικού φύλλου του Excel (και χωρίς χρήση του Opensees, από το οποίο σε αυτό το στάδιο ελήφθησαν μόνο η μάζα του φορέα και οι αντιδράσεις στήριξης) προέκυψαν οι νέες (κοινές και για τα 16 εφέδρανα) διαστάσεις ίσες με $(500 \times 600 \times 204) \text{mm}^3$ για εφέδρανα τύπου 1 της AGOM με ύψος ελαστομερούς 148 mm. Οι έλεγχοι για τις συγκεκριμένες διαστάσεις εφεδράνων (εφαρμογή των σχέσεων (3.1) έως (3.11)) παρουσιάζονται παρακάτω .

- Υπολογισμός νέου μέτρου διάτμησης: $G=990 \text{ kPa}$
- Υπολογισμός δυσκαμψίας ενός εφεδράνου $K = \frac{H \cdot B \cdot G}{T_{el}} = 2006.8 \text{ kN/m}$ (από σχέση (3.1))
- Υπολογισμός συνολικής δυσκαμψίας κατασκευής $K_{tot} = 16 \cdot \frac{H \cdot B \cdot G}{T_{el}} = 32108 \text{ kN/m}$, όπου έγινε η θεώρηση ότι και στις δεκαέξι θέσεις που θα τοποθετηθούν τα εφέδρανα στον πραγματικό φορέα οι διαστάσεις θα είναι κοινές.
- Υπολογισμός ιδιοπεριόδου $T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_{tot}}} = 1.76 \text{ sec}$ (από σχέση (3.2))

- Υπολογισμός επιτάχυνσης κατασκευής από το ελαστικό φάσμα του EC8 $S_{el}(T)=2.405 \text{ m/sec}^2$
- Υπολογισμός σεισμικής δύναμης F και μετακίνησης κατασκευής d

$$F = m \cdot S_{el}(T) = 6074.55 \text{ kN (από σχέση (3.3))}$$

$$\text{και } d = \frac{F}{K_{tot}} = \frac{S_{el} \cdot T^2}{4 \cdot \pi^2} = 0.189 \text{ m (από σχέση (3.4))}$$

Ο έλεγχος συνεχίζεται με την εφαρμογή των σχέσεων (3.5) έως (3.11) για την εξαγωγή των παραμορφώσεων στις τρεις διευθύνσεις.

- Παραμόρφωση λόγω θλιπτικών φορτίων
- $A_r = A_1 \cdot \left(1 - \frac{V_{x,d}}{B'} - \frac{V_{y,d}}{H'}\right) = 0.470445 \text{ m}^2$, όπου A_1 ορίζεται το ενεργό εμβαδόν του εφεδράνου
- $F_{z,d} = 5920/3 = 1973.33 \text{ kN}$ η κατακόρυφη αντίδραση του εφεδράνου υπό τα σεισμικά φορτία, η οποία λήφθηκε ίση με την κατακόρυφη αντίδραση του διαδιάστατου προσομοιώματος, διαιρεμένη δια του 3 (παραδοχή υπέρ της ασφαλείας)
- $S = 8.922$ ο συντελεστής σχήματος του εφεδράνου

$$\text{Με χρήση των παραπάνω προκύπτει ότι } \varepsilon_{c,d} = \frac{1.5 \cdot F_{z,d}}{G \cdot A_r \cdot S} = 1.163$$

➤ Διατμητική παραμόρφωση

- $v_{xy,d} = d = 0.189 \text{ m}$, αφού $v_{y,d} = 0$
- $d_{bi} = \gamma_{IS} \cdot v_{xy,d} = 0.2838 \text{ m}$, όπου $\gamma_{IS} = 1.50$ σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα

Με χρήση των παραπάνω προκύπτει ότι $\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_{el}} = \frac{0.2838}{0.148} = 1.91 < 2$, επομένως ο έλεγχος ικανοποιείται

➤ Η παραμόρφωση λόγω στροφής θεωρείται αμελητέα και λαμβάνεται ίση με 0

$$\varepsilon_{a,d} = \frac{(a'^2 \cdot \alpha_{ad} + b'^2 \cdot \alpha_{bd}) \cdot t_i}{2 \sum t_i^3} = 0$$

- Η συνολική παραμόρφωση προκύπτει ως συνδυασμός των ανωτέρω τριών παραμορφώσεων και ισούται με $\varepsilon_{t,d} = K_L \cdot (\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) = 3.08$, όπου $K_L = 1$. Η τιμή αυτή γίνεται δεκτή, αφού είναι μικρότερη από την οριακή τιμή

$$\varepsilon_{u,d} = \frac{\varepsilon_{u,k}}{\gamma_m} = \frac{7}{1.15} = 6.09$$

Ο έλεγχος ολίσθησης και πάλι δεν ικανοποιείται (δεν παρουσιάζεται χάριν συντομίας), γι' αυτό η επιλογή αγκυρούμενων εφεδράνων είναι απαραίτητη.

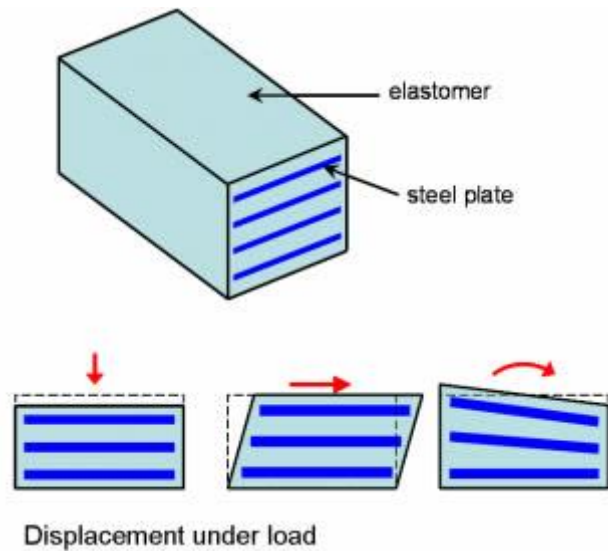
a [mm]	x	b [mm]	V [kN]	N/mm ²	h [mm]	Displacement +/- [mm]	Rotation over a (1) ‰	Rotation over b (1) ‰	Total rubber thickness [mm]	Weight [Kg]
500	X	600	4500	15,0	24	11,2	2,0	1,2	16	Kg 24,8
500	X	600	4500	15,0	39	18,9	4,0	2,4	27	Kg 38,2
500	X	600	4500	15,0	54	26,6	6,0	3,6	38	Kg 51,6
500	X	600	4500	15,0	69	34,3	8,0	4,8	49	Kg 65,1
500	X	600	4500	15,0	84	42,0	10,0	6,0	60	Kg 78,5
500	X	600	4500	15,0	99	49,7	12,0	7,2	71	Kg 91,9
500	X	600	4500	15,0	114	57,4	14,0	8,4	82	Kg 105,3
500	X	600	4500	15,0	129	65,1	16,0	9,6	93	Kg 118,8
500	X	600	4500	15,0	144	72,0	18,0	10,8	104	Kg 132,2
500	X	600	4500	15,0	159	76,0	20,0	12,0	115	Kg 145,6
500	X	600	4500	15,0	174	80,4	22,0	13,2	126	Kg 159,0
500	X	600	4500	15,0	189	84,8	24,0	14,4	137	Kg 172,5
500	X	600	4500	15,0	204	89,2	26,0	15,6	148	Kg 185,9

Σχήμα 3.5: Επιλογή διαστάσεων εφεδράνου (κατάλογος AGOM-type 5)

Συγκρίνοντας τις διαστάσεις από την πρώτη και την δεύτερη επίλυση, παρατηρείται εκ πρώτης όψεως η μεγάλη διαφορά στις διαστάσεις, όχι μόνο σε κάτοψη αλλά και σε ύψος. Πράγματι, το εφεδράνο της AGOM (800x800x263) είχε συνολικό όγκο 0.16832m³, την στιγμή που με την νέα επίλυση το νούμερο αυτό ανέρχεται σε 0.0612m³ που ισούται με το 36% του όγκου της πρώτης προσέγγισης. Συνυπολογίζοντας τον μεγάλο αριθμό των εφεδράνων, παρατηρείται ότι η συνολική οικονομία είναι της τάξης των 1.7m³.

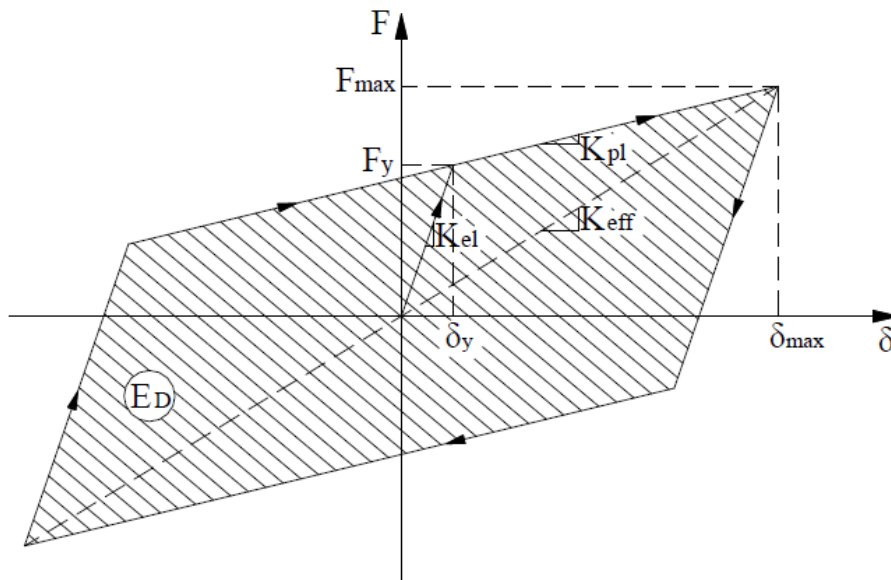
3.3 Αποτίμηση της συμπεριφοράς των εφεδράνων για τον σεισμό σχεδιασμού

Στην παρούσα κατασκευή τα εφεδράνα που χρησιμοποιήθηκαν είναι ελαστομεταλλικά υψηλής απόσβεσης, χωρίς πυρήνα μολύβδου, ενισχυμένα με χαλύβδινες πλάκες. Οι στρώσεις του ελαστομερούς διαχωρίζονται από την ενίσχυση που προσφέρουν οι μεταλλικές πλάκες. Επιπλέον, το γεγονός ότι οι χαλύβδινες πλάκες περιβάλλονται από καουτσούκ συμβάλλει στην επέκταση του ορίου ζωής του εφεδράνου, καθώς προστατεύονται από την διάβρωση. Η μορφή του εφεδράνου επιτρέπει, εκτός της ανάληψης της αξονικής δύναμης από το κατάστρωμα, και την μετακίνηση σε αμφοτέρως τις διευθύνσεις, καθώς και στροφή περί των αξόνων του .



Σχήμα 3.6: Παραμόρφωση εφεδράνου για διαφορετικές εντατικές καταστάσεις (Enggforum database)

Για την μελέτη της συμπεριφοράς των εφεδράνων χρησιμοποιήθηκαν προσομοιώματα διγραμμικής συμπεριφοράς των στοιχείων. Απαιτήθηκαν εκτός των -γνωστών από την διαδικασία προσομοίωσης της κατασκευής-δυσκαμψιών K_V , K_H και K_Θ (κατακόρυφη, τέμνουσα και στροφική δυσκαμψία αντίστοιχα) μεγέθη όπως η δύναμη και η μετακίνηση στην διαρροή, η μετελαστική δυστένεια καθώς και η ενέργεια που αποσβένεται σε κάθε κύκλο φόρτισης στην μετακίνηση αστοχίας. Οι προσεγγίσεις και οι υπολογισμοί των μεγεθών αυτών θα παρουσιαστούν στις επόμενες σελίδες.



Σχήμα 3.7: Διγραμμική καμπύλη συμπεριφοράς για ελαστομεταλλικά εφεδράνα (Μοσχονάς 2010)

Στο παραπάνω σχήμα, ως F_y και δ_y ορίζονται η δύναμη και η μετακίνηση στην διαρροή αντίστοιχα. Ομοίως, τα F_{\max} και δ_{\max} είναι τα αντίστοιχα μεγέθη στην κατάσταση αστοχίας του εφεδράνου. Ως E_D συμβολίζεται η ενέργεια που αποσβένεται σε κάθε κύκλο φόρτισης στην μετακίνηση αστοχίας και αντιστοιχεί στο γραμμοσκιασμένο εμβαδό του διαγράμματος. Τέλος, οι δυσκαμψίες K_{el} , K_{eff} και K_{pl} παρουσιάζονται στο γράφημα και αντιστοιχούν στην ελαστική, την ισοδύναμη και την πλαστική (μετελαστική) δυσκαμψία του εφεδράνου αντίστοιχα. Πιο συγκεκριμένα:

$$K_{el} = \frac{F_y}{\delta_y} \quad (3.14)$$

όπου F_y είναι η δύναμη στην διαρροή και δ_y είναι η μετακίνηση στην διαρροή

$$K_{eff} = \frac{F_{\max}}{\delta_{\max}} \quad (3.15)$$

όπου F_{\max} και δ_{\max} είναι η μέγιστη δύναμη και η μέγιστη μετατόπιση κατά την αστοχία αντίστοιχα.

$$K_{pl} = \frac{F_{\max} - F_y}{\delta_{\max} - \delta_y} \quad (3.16)$$

Για τον υπολογισμό των παραμέτρων του διγραμμικού μοντέλου υστερητικής συμπεριφοράς των εφεδράνων η διατμητική παραμόρφωση αστοχίας ελήφθη ίση με $\gamma_{\max}=2.0$, όπως ορίζεται δηλαδή και από τον ελληνικό κανονισμό.

Με δεδομένο το πάχος του ελαστομερούς του εφεδράνου, και λαμβάνοντας την διατμητική παραμόρφωση στην αστοχία ίση με 2.0, εύκολα προκύπτει η μετακίνηση αστοχίας του εφεδράνου από την επόμενη σχέση.

$$\delta_y = \gamma_{\max} \cdot T_{el} \quad (3.17)$$

όπου T_{el} είναι το συνολικό ύψος του ελαστομερούς, δηλαδή άθροισμα του πάχους των επιμέρους στρώσεων.

Εν συνεχεία, με γνωστή την παραμόρφωση στην κατάσταση αστοχίας, και λαμβάνοντας την ισοδύναμη δυσκαμψία K_{eff} του εφεδράνου ίση με την τέμνουσα δυσκαμψία του, δηλαδή

$$K_{eff} = \frac{H \cdot B \cdot G}{T_{el}} \quad (3.18)$$

μπορεί εύκολα να υπολογιστεί η δύναμη κατά την αστοχία από την σχέση (3.15), όπου λύνοντας ως προς F_{\max} προκύπτει ισοδύναμα

$$F_{\max} = K_{eff} \cdot \delta_{\max} \quad (3.19)$$

Αναφορικά με την ενέργεια που αποσβένεται σε κάθε κύκλο φόρτισης στην μετακίνηση αστοχίας E_D , ισχύει η παρακάτω σχέση

$$E_D = 2\pi \cdot K_{eff} \cdot \delta_{\max}^2 \cdot \beta \quad (3.20)$$

όπου το β εκφράζει το ποσοστό της ισοδύναμης γραμμικής ιξώδους απόσβεσης κατά την παραμόρφωση αστοχίας και λαμβάνεται ίσο με 5%.

Ταυτόχρονα, όπως φαίνεται και από το σχήμα 6, η ενέργεια E_D ισούται επίσης με το εμβαδόν του βρόχου υστέρησης του εφεδράνου, επομένως προκύπτει και η δεύτερη προσέγγιση.

$$E_D = 4 \cdot (F_y \cdot \delta_{\max} - F_{\max} \cdot \delta_y) \quad (3.21)$$

Στο σημείο αυτό, για την ευχερέστερη κατανόηση του διγραμμικού νόμου που ακολουθεί το εφέδρανο, θα οριστεί ο συντελεστής α , ως το πηλίκο της ελαστικής προς την

μετελαστική δυσκαμψία, δηλαδή $\alpha = \frac{K_{el}}{K_{pl}}$, όπου με απλή αντικατάσταση από τις σχέσεις (1) και (3) προκύπτει ότι:

$$a = \frac{\frac{F_y}{\delta_y}}{\frac{F_{max} - F_y}{\delta_{max} - \delta_y}} \quad (3.22)$$

Σημειώνεται ότι η τιμή του συντελεστή α εξαρτάται από το είδος του εφεδράνου και μπορεί να πάρει (γενικά) τιμές μεταξύ 1.5 και 6. Για εφεδράνα παρόμοια με της κατασκευής που εξετάζεται, θεωρούνται αποδεκτές οι τιμές μεταξύ 1.5 και 2.

Από τις εξισώσεις (3.17) έως (3.21) γίνεται σαφές ότι για την εύρεση των χαρακτηριστικών μεγεθών του εφεδράνου στην διαρροή και για την εξαγωγή της τελικής μορφής της καμπύλης συμπεριφοράς του χρειάζεται άλλη μια εξίσωση που να συνδέει τα εξεταζόμενα μεγέθη. Το πρόβλημα αυτό μπορεί να ξεπεραστεί με ορισμένες θεωρήσεις και απλοποιητικές παραδοχές. Στην παγκόσμια βιβλιογραφία, οι πιο διαδεδομένες παραδοχές αφορούν την απ' ευθείας θεώρηση είτε των μεγεθών δy και F_y , είτε την αντικατάσταση του συντελεστή α με μια εύλογη τιμή, ανάλογα από τον τύπο του εφεδράνου. Παρακάτω, θα παρουσιαστούν δύο μέθοδοι επίλυσης των εξισώσεων.

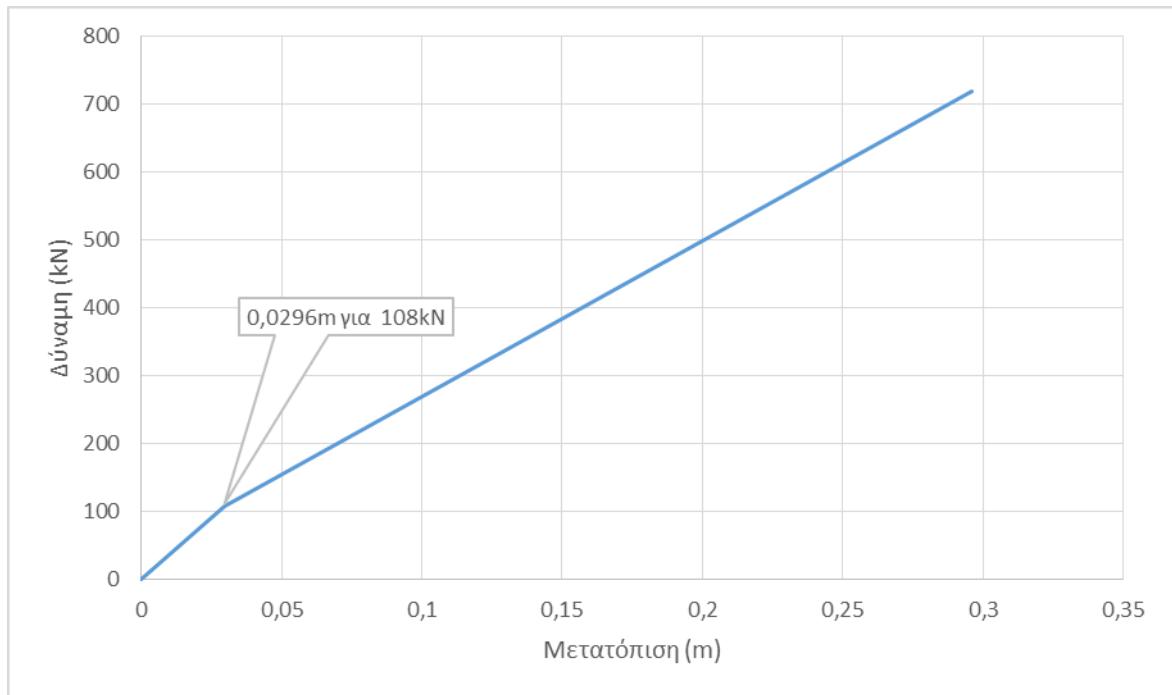
3.3.1 1^η μέθοδος: Επίλυση των εξισώσεων με απλοποιητικές παραδοχές για την δύναμη και την μετακίνηση στην διαρροή.

Για μέγιστη διατμητική παραμόρφωση στην αστοχία $\gamma_{max}=2.0$ μπορεί άμεσα να υπολογιστεί από την σχέση (3.17) η μετακίνηση του εφεδράνου στην αστοχία, η οποία θα είναι ίση με $\delta_{max} = \gamma_{max} \cdot h_{el} = 0.296m$. Εν συνεχεία, με δεδομένη την ισοδύναμη δυσκαμψία του εφεδράνου $K_{eff} = \frac{H \cdot B \cdot G}{h_{el}} = 2432.3 \text{ kN/m}$ προκύπτει από την σχέση (3.18) ότι $F_{max} = K_{eff} \cdot \delta_{max} = 720 \text{ kN}$.

Η ενέργεια E_D που αποσβένεται σε κάθε κύκλο φόρτισης στην μετακίνηση αστοχίας θα υπολογιστεί και με τους δύο τρόπους, όπως παρουσιάστηκε παραπάνω. Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με την πρώτη προσέγγιση του E_D και για $\beta=5\%$ προκύπτει $E_D = 2\pi \cdot K_{eff} \cdot \delta_{max}^2 \cdot \beta = 66.95 \text{ kNm}$, ενώ με την δεύτερη προσέγγιση λαμβάνεται $E_D = 4 \cdot (F_y \cdot \delta_{max} - F_{max} \cdot \delta_y) = 42.65 \text{ kNm}$.

Στο σημείο αυτό θα χρησιμοποιηθούν εύλογες παραδοχές για τα χαρακτηριστικά του εφεδράνου στην διαρροή, σύμφωνα με την διδακτορική διατριβή του κ. Η.Μοσχονά (2010). Θα θεωρηθεί ότι η δύναμη στην διαρροή είναι ίση με το 15% της μέγιστης δύναμης του εφεδράνου, ήτοι 108 kN, ενώ η αντίστοιχη μετακίνηση θα είναι ίση με το 10% της μέγιστης, ήτοι 0.0296 m.

Με τις ως άνω παραδοχές μπορεί να υπολογιστεί και ο συντελεστής $\alpha = \frac{K_{el}}{K_{pl}} = \frac{F_y/\delta_y}{(F_{max}-F_y)/(\delta_{max}-\delta_y)} = 1.58$. Παρατηρείται επομένως μια τιμή ανάμεσα στο 1,5 και στο 2, όπως είχε υποτεθεί και πριν τους υπολογισμούς. Η τιμή αυτή του συντελεστή α υποδεικνύει ότι οι παραδοχές που προηγήθηκαν ανταποκρίνονταν απολύτως στην πραγματικότητα. Αποτυπώνοντας τα παραπάνω δεδομένα σε ένα διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης, προκύπτει το επισυναπτόμενο διάγραμμα.



Σχήμα 3.8: Καμπύλη συμπεριφοράς εφεδράνου με την θεώρηση ότι $F_y=0.15 \cdot F_{\max}$ και $\delta_y=0.10 \cdot \delta_{\max}$

3.3.2 2^η μέθοδος: Επίλυση των εξισώσεων με απλοποιητική παραδοχή για την τιμή του συντελεστή α

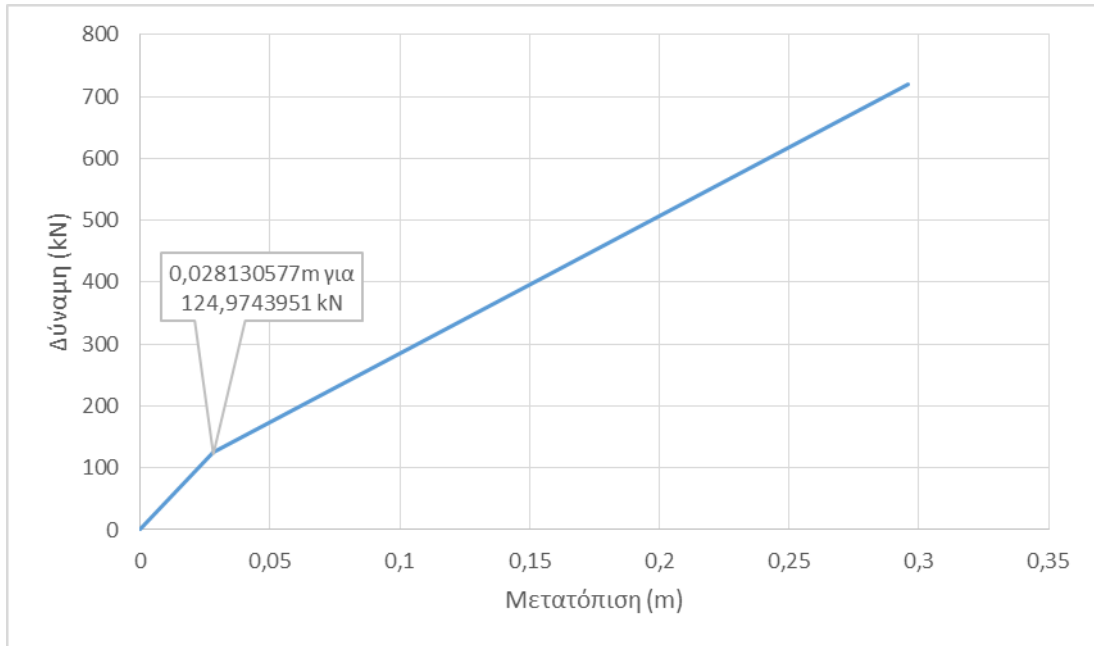
Με την δεύτερη αυτή προσέγγιση θα εκμεταλλευτεί η ύπαρξη των δύο εξισώσεων για την ενέργεια E_D . Εξισώνοντας τα δεύτερα μέλη των σχέσεων (3.20) και (3.21) προκύπτει:

$$\left. \begin{aligned} E_D &= 2\pi \cdot K_{eff} \cdot \delta_{\max}^2 \cdot \beta \\ E_D &= 4 \cdot (F_y \cdot \delta_{\max} - F_{\max} \cdot \delta_y) \end{aligned} \right\} \Rightarrow F_y \cdot \delta_{\max} - F_{\max} \cdot \delta_y = \frac{2\pi \cdot K_{eff} \cdot \delta_{\max}^2 \cdot \beta}{4} \quad (3.23)$$

Επιπλέον, γίνεται μία εύλογη παραδοχή για τον συντελεστή α . Συγκεκριμένα, λαμβάνεται $\alpha=2$, μια τιμή ρεαλιστική για συνήθη ελαστομεταλλικά εφεδράνα, δηλαδή

$$\alpha = \frac{K_{el}}{K_{pl}} = \frac{F_y / \delta_y}{(F_{\max} - F_y) / (\delta_{\max} - \delta_y)} = 2 \quad (3.24)$$

Επομένως, καθίσταται πλέον δυνατή η εύρεση των F_y και δ_y αφού οι σχέσεις (3.23) και (3.24) αποτελούν ένα σύστημα δύο εξισώσεων με δύο αγνώστους. Λόγω της μη γραμμικής μορφής του συστήματος, είναι αδύνατη η επίλυσή του με συμβατικές μεθόδους και καθίσταται αναγκαία η χρήση υπολογιστικού φύλλου Excel, απ' όπου προέκυψε ότι $F_y=124.97$ kN και $\delta_y=0.028$ m. Η αντίστοιχη καμπύλη ικανότητας του εφεδράνου παρουσιάζεται στο επόμενο διάγραμμα.



Σχήμα 3.9: Καμπύλη συμπεριφοράς εφεδράνου με την θεώρηση ότι $\alpha=2$

Συγκρίνοντας τις δύο παραπάνω θεωρήσεις, γίνεται άμεσα κατανοητό ότι στην δεύτερη περίπτωση το εφέδρανο είναι πιο δύσκαμπτο μέχρι την διαρροή, και αυτό οφείλεται προφανώς στο ότι έχει ληφθεί ως δεδομένη η τιμή του α ίση με 2. Παρ' όλα αυτά το γεγονός ότι η δεύτερη μέθοδος δεν έχει προσεγγιστικό χαρακτήρα για την εύρεση των μεγεθών στην διαρροή κρίνεται ως ακριβέστερη .

4 Σχεδιασμός των εφεδράνων με φάσματα συχνότητας διαρροής

4.1 Εισαγωγή

Τα φάσματα συχνότητας διαρροής (Yield Frequency Spectra ή YFS) αποτελούν μια εναλλακτική μέθοδο για τον σχεδιασμό των κατασκευών. Η θεωρία αναπτύχθηκε από τους Vamvatsikos, Ascheim και Kazantzi και δημοσιεύτηκε για πρώτη φορά το 2013. Το μεγάλο πλεονέκτημα της μεθόδου είναι ότι μειώνει δραστικά τον υπολογιστικό φόρτο και μπορεί να οδηγήσει σε ασφαλή αποτελέσματα και συμπεράσματα χρησιμοποιώντας λίγα στοιχεία της κατασκευής. Σε αντίθεση με τον Ευρωκώδικα, όπου ο σχεδιασμός γίνεται ούτως ώστε να καλυφθεί η απαίτηση της μέσης τιμής ενός μεγέθους, με τα φάσματα συχνοτήτων διαρροής λαμβάνεται υπ' όψιν και η διασπορά του φαινομένου, καθώς εξετάζεται η υπέρβαση ενός μεγέθους για ένα σεισμικό γεγονός με συγκεκριμένη περιοδικότητα. Ουσιαστικά, κατά την διαδικασία σχεδιασμού μιας κατασκευής με τα φάσματα συχνοτήτων διαρροής, εξετάζεται ένας απλοποιημένος -σε σχέση με τον αρχικό- φορέας (στην παρούσα διπλωματική εργασία ο ισοδύναμος του αρχικού φορέας ήταν ένα απλό μονοβάθμιο σύστημα) και η συμπεριφορά του για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας σε περίπτωση σεισμού. Για παράδειγμα, ελέγχεται ένας μονοβάθμιος ταλαντωτής, έτσι ώστε να μην υπερβαίνει την μετατόπιση διαρροής του συχνότερα από μια δεδομένη ετήσια συχνότητα (MAF) ενός φαινομένου (έστω ότι το φαινόμενο είναι ο σεισμός με περίοδο επαναφοράς 10% στα 50 χρόνια).

4.2 Περιγραφή και επεξήγηση των βημάτων της μεθόδου φασμάτων συχνότητας διαρροής

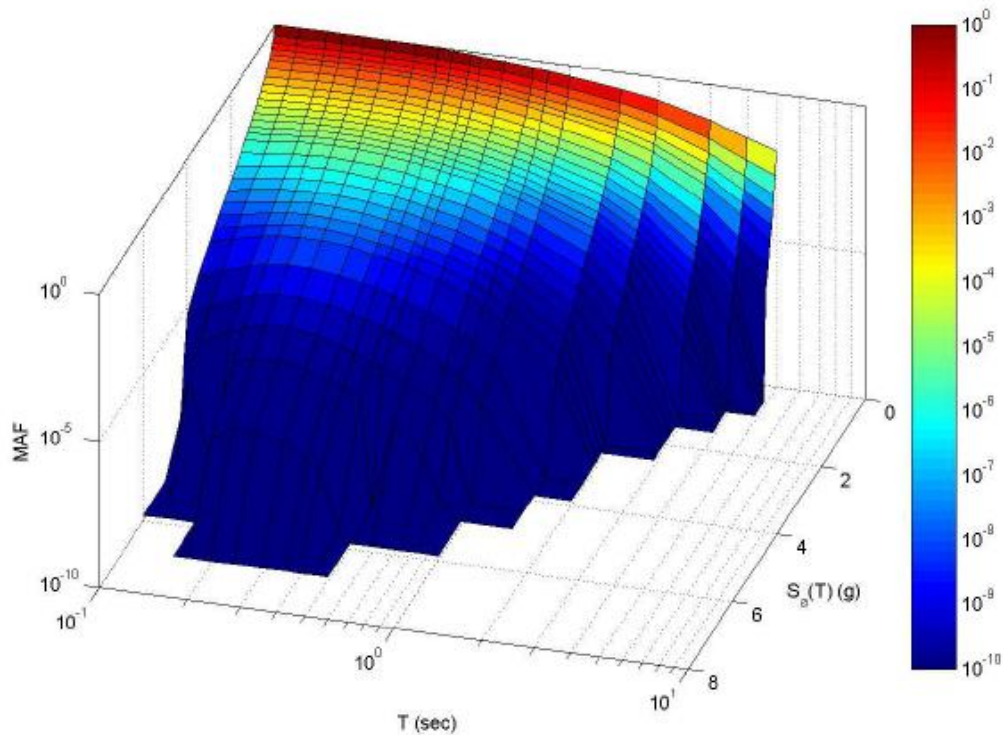
Η διαδικασία, η οποία έρχεται εις πέρας μέσω ενός υπολογιστικού φύλλου Excel, απαιτεί από τον χρήστη την εισαγωγή των εξής χαρακτηριστικών της κατασκευής.

- Την επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας για τον προς εξέταση φορέα (Uniform Hazard Surface ή UHS). Λαμβάνεται ως δεδομένο, ανάλογα με τον τόπο όπου εδράζεται η κατασκευή.
- Μια εκτίμηση για την απόσβεση της κατασκευής και για την καμπύλη ικανότητας της (απαιτείται ανάλυση της κατασκευής)
- Τον καθορισμό αναπτυσσόμενων βλαβών της κατασκευής, σε συνδυασμό με την μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασής του (Mean Annual Frequency of Exceedance ή MAF).

Παρακάτω θα παρουσιαστούν αναλυτικά τα τρία αυτά βήματα της μεθόδου.

4.2.1 Επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας (Uniform Hazard Surface)

Η επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας αναφέρεται σε μια συγκεκριμένη περιοχή, και στην ουσία πρόκειται για ένα φάσμα σεισμικής επικινδυνότητας της εν λόγω περιοχής. Μπορεί να αποδοθεί σε ένα τρισδιάστατο διάγραμμα, όπου ο κατακόρυφος άξονάς του είναι η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης (Mean Annual Frequency ή MAF, βλ. §3.2.3), ενώ οι δύο οριζόντιοι άξονες είναι η περίοδος T της κατασκευής και η απόκρισή της (συνήθως επιλέγεται η επιτάχυνση S_a).



Σχήμα 4.1: Επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας για την περιοχή Van Nuys της California, Vamvatsikos & Ascheim (2016)

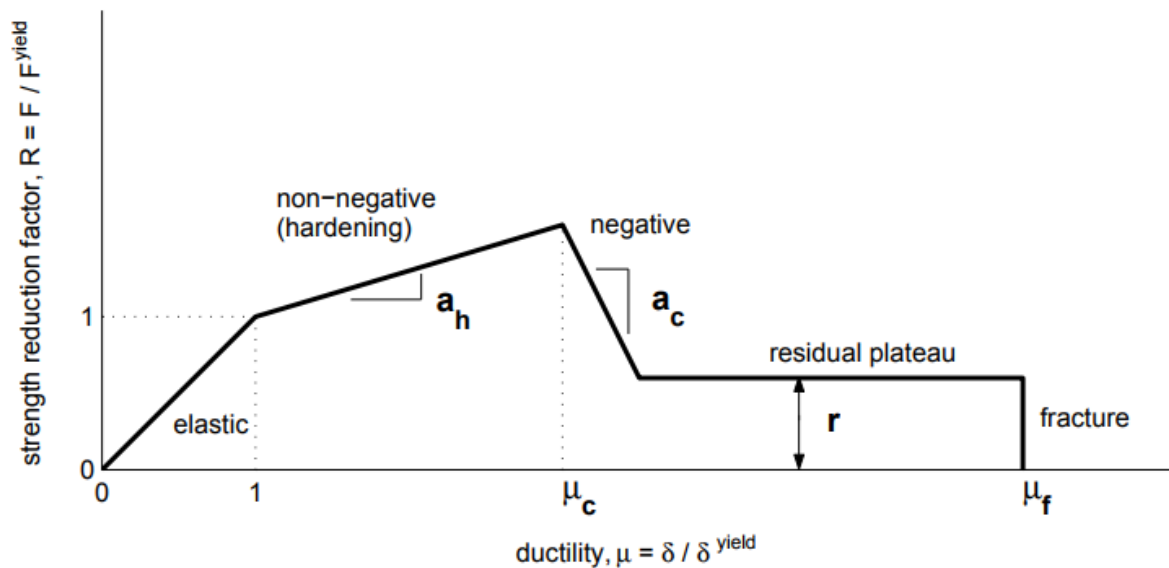
4.2.2 Εκτίμηση απόσβεσης και καμπύλης ικανότητας της κατασκευής

Σε αυτό το βήμα της μεθόδου εισάγεται ο συντελεστής απόσβεσης ζ της κατασκευής, καθώς και μια ποιοτική χάραξη της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής. Για την καμπύλη ικανότητας χρειάζονται ορισμένα χαρακτηριστικά της όπως:

- Η μετακίνηση διαρροής της κατασκευής d_{yield} .
- Η πλαστιμότητα που αναπτύσσει η κατασκευή όταν παραλαμβάνει την μέγιστη δυνατή δύναμη (Hardening μ).
- Η κλίση της καμπύλης ικανότητας μετά την διαρροή και μέχρι να φτάσει στην μέγιστη δύναμη που μπορεί να παραλάβει (Hardening slope).

- Η κλίση της καμπύλης ικανότητας μεταξύ του σημείου μέγιστης δύναμης και του σημείου εκκίνησης του πλατώ (Softening slope).
- Η τιμή της δύναμης που παραλαμβάνει η κατασκευή στο πλατώ, ως ποσοστό της δύναμης στην διαρροή (Residual plateau).
- Την μέγιστη δυνατή πλαστιμότητα που μπορεί να αναπτύξει η κατασκευή (Fracturing μ).

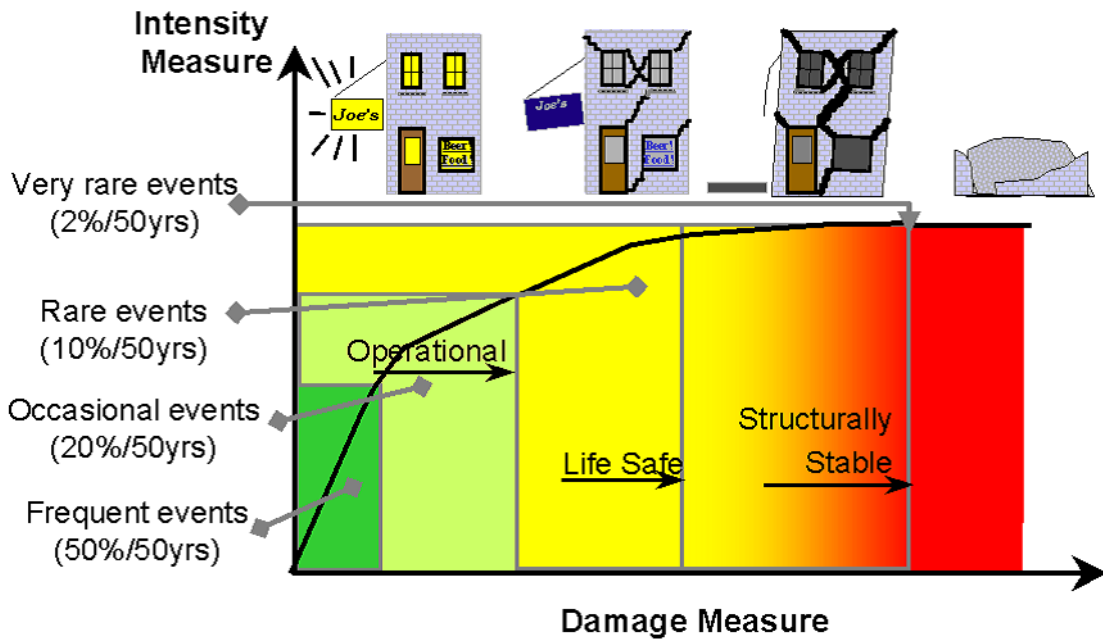
Τα παραπάνω δεδομένα απεικονίζονται σε δισδιάστατο διάγραμμα, όπου έχει στον κατακόρυφο άξονα την κανονικοποιημένη τέμνουσα βάσης και στον οριζόντιο άξονα την πλαστιμότητα.



Σχήμα 4.2: Τυπική μορφή της κανονικοποιημένης καμπύλης ικανότητας που χρησιμοποιείται στην μέθοδο σχεδιασμού με YFS, Vamvatsikos & Cornell (2006)

4.2.3 Καθορισμός των στάθμων επιτελεστικότητας και εκτίμηση της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης (Mean Annual Frequency of Exceedance ή MAF)

Οι στάθμες επιτελεστικότητας είναι απαιτήσεις που ορίζονται εξ' αρχής σε μια κατασκευή και ερμηνεύουν τους στόχους που το κτίριο καλείται να επιτύχει σε περίπτωση σεισμικού γεγονότος. Κάθε ένα επίπεδο επιτελεστικότητας ορίζει ένα επίπεδο βλαβών που θεωρείται ανεκτό για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης, η οποία καθορίζεται από την αντίστοιχη πιθανότητα υπέρβασης. Απλούστερα, ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης ενός σεισμού απαιτείται από την κατασκευή μια συγκεκριμένη συμπεριφορά που θα κυμαίνεται εντός των ορίων του αντίστοιχου επιπέδου επιτελεστικότητας. Συνεπακόλουθα, λαμβάνοντας υπ' όψιν ότι η πιθανότητα εμφάνισης ενός σεισμού είναι αντίστροφη του μεγέθους του σεισμού (δηλαδή όσο πιο δυνατός είναι ο σεισμός, τόσο πιο σπάνιος είναι) γίνεται αντιληπτό ότι οι αποδεκτές βλάβες σε έναν σεισμό θα είναι διαφορετικές για διαφορετικά επίπεδα σεισμικής έντασης.



Σχήμα 4.3: Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής με ταυτόχρονη απεικόνιση της καμπύλης ικανότητάς της και του επιπέδου βλαβών της. (Πηγή: R. Hamburger & J. Moehle)

Οι στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται σε κάθε αντισεισμικό σχεδιασμό και αφορούν τις ανεκτές κατά τον κανονισμό βλάβες. Είναι προφανές ότι για κατασκευές που έχουν μεγαλύτερη σπουδαιότητα από τα συνήθη κτίρια αυξάνεται η απαίτηση για αντοχή, ακόμα και σε πιο σπάνιους σεισμούς. Για παράδειγμα, κατασκευές που πρέπει να είναι λειτουργικές ακόμα και μετά από έναν σεισμό (νοσοκομεία, γέφυρες κ.α) θα πρέπει να μην εμφανίζουν μεγάλες βλάβες ακόμα και για ισχυρούς σεισμούς, την ώρα που απλές κατοικίες δεν χρειάζεται να καλύψουν αυτήν την απαίτηση. Η φιλοσοφία του σχεδιασμού των κατασκευών σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας παρουσιάζεται στο επόμενο σχήμα.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Άμεση χρήση	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάρρευση
Συχνότητα εμφάνισης σεισμικής δράσης	Μεγάλη (συχνοί σεισμοί)	1		Μη-αποδεκτοί στόχοι
	Μικρή (σπάνιοι σεισμοί)	2		
	Πολύ μικρή (πολύ σπάνιοι σεισμοί)	3	3	3

Σχήμα 4.4: Καθορισμός στόχων σχεδιασμού των κατασκευών (Ψυχάρης 2016, τροποποιημένο από το SEAOC Vision 2000)

Στο σχήμα 3.4 παρουσιάζονται συχνότητες σεισμού και στάθμες επιτελεστικότητας. Οι γραμμές 1-3, 2-3 και 3-3 αντιπροσωπεύουν κριτήρια σχεδιασμού. Για παράδειγμα, η γραμμή 1-3 παρουσιάζει τα κριτήρια σχεδιασμού για συνήθεις κατασκευές, οι οποίες κατά τον κανονισμό θα πρέπει να είναι άμεσα λειτουργικές για συχνούς (και συνεπακόλουθα όχι τόσο ισχυρούς) σεισμούς, ενώ στην περίπτωση ενός πολύ σπάνιου σεισμού είναι αποδεκτές εκτεταμένες βλάβες. Αντίθετα, η γραμμή 3-3 αποτυπώνει την συμπεριφορά που πρέπει να έχουν οι σημαντικές κατασκευές (ή κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας κατά EC8), όπου όπως φαίνεται ακόμα και για σεισμούς με πολύ μικρή πιθανότητα εμφάνισης (δηλαδή για πολύ ισχυρούς σεισμούς) η κατασκευή οφείλει να παρουσιάσει αμελητέες βλάβες, ούτως ώστε να είναι σε θέση να είναι άμεσα λειτουργική.

Οι επόμενες παράγραφοι αναφέρονται στα όρια και τον αριθμητικό υπολογισμό της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης. Πιο συγκεκριμένα, η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης (Mean Annual Frequency of Exceedance ή MAF) εκφράζει την πιθανότητα υπέρβασης ενός στόχου επιτελεστικότητας σε μια κατασκευή και ισούται με τον αντίστροφο της περιόδου επαναφοράς, όπως φαίνεται και στην παρακάτω σχέση:

$$MAF^{LS} = \lambda_{LS} = \frac{1}{T_R^{LS}} \quad (4.1)$$

όπου LS είναι ο εκάστοτε στόχος επιτελεστικότητας που εξετάζεται και T_R^{LS} είναι η περίοδος επαναφοράς που δίνεται από την επόμενη σχέση.

$$T_R = -\frac{t}{\ln(1-p)} \quad (4.2)$$

Όπου p η πιθανότητα πραγματοποίησης του ενδεχομένου και t η χρονική περίοδος σε έτη. Τα ζεύγη που χρησιμοποιούνται ευρέως -και θα εξεταστούν και στην παρούσα διπλωματική εργασία- αντιστοιχούν στους στόχους επιτελεστικότητας Immediately Operational (IO), Operational (O) και Life Safety (LS). Πιο συγκεκριμένα, η στάθμη επιτελεστικότητας IO αναφέρεται σε πιθανότητα 75% στα 75 χρόνια, η στάθμη O σε πιθανότητα 50% στα 75 χρόνια και η LS σε πιθανότητα 10% στα 75 χρόνια.

Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις (3.1) και (3.2) και αντικαθιστώντας όπου t την χρονική περίοδο (κοινή για όλες τις στάθμες στα 75 χρόνια) και p την πιθανότητα του ενδεχομένου (75,50 και 10 τοις εκατό αντίστοιχα) υπολογίζονται οι αντίστοιχες MAF. Παρακάτω, παρουσιάζεται ο τρόπος υπολογισμού της MAF για την στάθμη επιτελεστικότητας Life Safety (LS), όπου λαμβάνεται $t=75$ χρόνια και $p=10\%$.

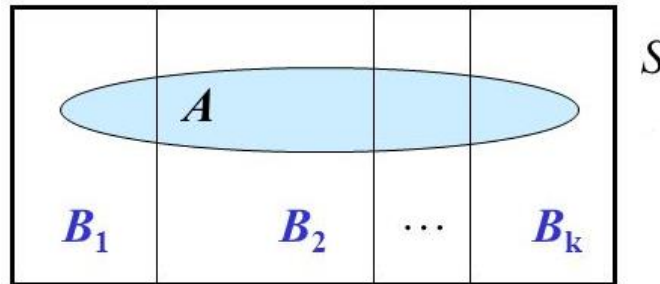
$$T_R = -\frac{75}{\ln(1-0.1)} = 711.84 \cong 712 \text{ χρόνια} \quad (4.3)$$

$$MAF^{LS} = \lambda_{LS} = \frac{1}{T_R^{LS}} = 0.001405 \quad (4.4)$$

Για τον αριθμητικό υπολογισμό του MAF πρέπει να αντιστοιχιστούν οι πιθανότητες που μόλις περιγράφηκαν παραπάνω με την μέση ετήσια συχνότητα. Αυτό καθίσταται δυνατό μέσω του θεωρήματος ολικής πιθανότητας, όπου συσχετίζονται η οριακή με την δεσμευμένη πιθανότητα.

Η γενική μορφή του θεωρήματος ολικής πιθανότητας δίνεται από την σχέση :

$$P(A) = \sum_i^N P(A | B_i) \cdot P(B_i) \quad (4.5)$$



Σχήμα 4.5: Σχηματική αναπαράσταση του θεωρήματος ολικής πιθανότητας για διακριτές μεταβλητές

όπου B_i ($i=1,2,\dots,n$) είναι ασυμβίβαστα ενδεχόμενα, $P(A | B_i)$ είναι η δεσμευμένη πιθανότητα του A με δεδομένο το B και $P(A)$ είναι η ζητούμενη πιθανότητα. Εάν το B_i χαρακτηρίζεται ως διακριτή μεταβλητή X με τιμές χ_i , τότε η σχέση (3.5) γίνεται:

$$P(A) = \sum_i^N P(A | \chi_i) \cdot P(\chi_i) \quad (4.6)$$

Ενώ, αν η μεταβλητή X είναι συνεχής, τότε :

$$P(A) = \int P(A | \chi) \cdot P(\chi) \quad (4.7)$$

Με χρήση των παραπάνω προκύπτει:

$$\lambda(A) = \int_0^{+\infty} P(A|\chi) \cdot d\lambda(\chi) \quad (4.8)$$

Η σχέση (4.8) αποτελεί ουσιαστικά την εξίσωση που προτάθηκε από τους Vamvatsikos and Cornell (2004) η οποία έχει την εξής μορφή:

$$\lambda(\delta) = \int_0^{+\infty} P[EDP > \delta | IM = s] |d\lambda(s)| \quad (4.9)$$

όπου $P[EDP > \delta | IM = s]$ είναι η δεσμευμένη πιθανότητα υπέρβασης της απόκρισης δ , δεδομένης μιας σεισμικής έντασης s και $\lambda(s)$ είναι η σεισμική επικινδυνότητα. Έτσι συνδέεται η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης με στοιχεία που χαρακτηρίζουν την κατασκευή (απόκριση δ) και την τοποθεσία (σεισμική επικινδυνότητα λ). Η τελική σχέση από την οποία προκύπτει το ζητούμενο MAF παρουσιάζεται παρακάτω.

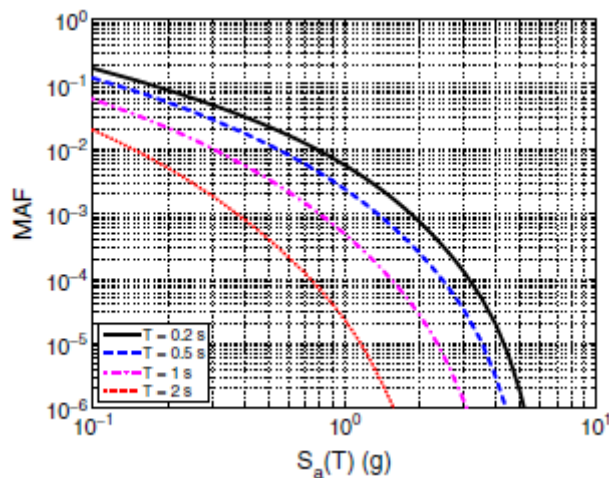
$$\lambda_{LS} = \int_0^{+\infty} P(Capacity < Demand | s) |dH(s)| \quad (4.10)$$

όπου στην παραπάνω σχέση:

- λ_{LS} είναι το ζητούμενο MAF για την δεδομένη στάθμη επιτελεσματικότητας
- $P(Capacity < Demand | s)$ είναι η δεσμευμένη πιθανότητα υπέρβασης της οριακής κατάστασης αστοχίας, δεδομένης της σεισμικής έντασης
- s είναι το μέτρο έντασης
- $H(s)$ είναι η συνάρτηση σεισμικής επικινδυνότητας όπως αυτή εκφράζεται από την καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας

4.3 Παρουσίαση της μεθόδου για την περίπτωση του μονοβάθμιου ταλαντωτή

Η μέγιστη απόκριση ενός συστήματος με έναν βαθμό ελευθερίας (SDOF) που συμπεριφέρεται ελαστικά σχετίζεται άμεσα με την σεισμική επικινδυνότητα της εκάστοτε περιοχής, η οποία προκύπτει από την τομή του τρισδιάστατου (3D) διαγράμματος (όπως στο σχήμα 3.1). Κόβοντας το διάγραμμα οριζόντια, η απεικόνιση γίνεται δύο διαστάσεων, όπου στον κατακόρυφο άξονα βρίσκεται η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης (MAF) και στον οριζόντιο είναι η απόκριση. Η διαδικασία αυτή για το σχήμα 4.1 δίνει το παρακάτω διάγραμμα.



Σχήμα 4.6: Απεικόνιση της μέσης ετήσιας πιθανότητας υπέρβασης συναρτήσει της απόκρισης για την περιοχή Van Nuys, CA, Vamvatsikos et al. (2015)

Στην περίπτωση που το σύστημα αναπτύσσει πλαστιμότητα, χρησιμοποιούνται -κατ' αντιστοιχία με το ελαστικό σύστημα- καμπύλες επικινδυνότητας για ανελαστική μετατόπιση, οι οποίες παράγονται μέσω της εξίσωσης 4.10 . Αν και συναντώνται στην διεθνή βιβλιογραφία, το γεγονός ότι δεν έχουν την απαιτούμενη γενικότητα ούτως ώστε να ταιριάζουν σε πληθώρα κατασκευών δεν τις καθιστά τόσο χρήσιμες, παρ' όλο που δίνουν ορισμένες πληροφορίες για την συμπεριφορά της κατασκευής. Για να καταστεί η χρήση τους πιο αποδοτική επιδιώκεται να γίνει κάποιου είδους κανονικοποίηση, τόσο ως προς την δύναμη όσο και προς την μετακίνηση. Έτσι, για μια κατασκευή που συμπεριφέρεται ανελαστικά, με δύναμη στην διαρροή ίση με F_y (σε kN) και μετακίνηση στην διαρροή ίση με δ_y (σε m) και ταλαντούμενο βάρος ίσο με W (σε kN) προτείνεται η χρήση του κανονικοποιημένου αδιάστατου συντελεστή αντοχής C_y ο οποίος δίνεται από την ακόλουθη σχέση.

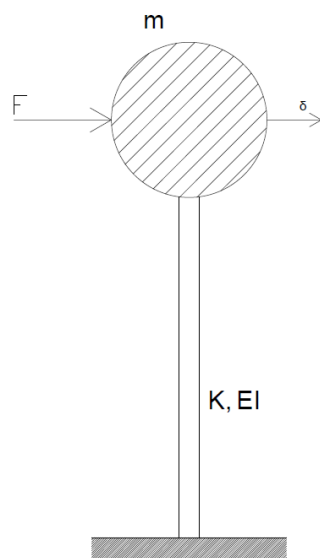
$$C_y = \frac{F_y}{W} \quad (4.11)$$

Κατ' αντιστοιχία με την κανονικοποίηση της δύναμης, χρησιμοποιείται η πλαστιμότητα μ αντί της μετακίνησης δ , η οποία είναι γνωστή από την αντισεισμική μηχανική.

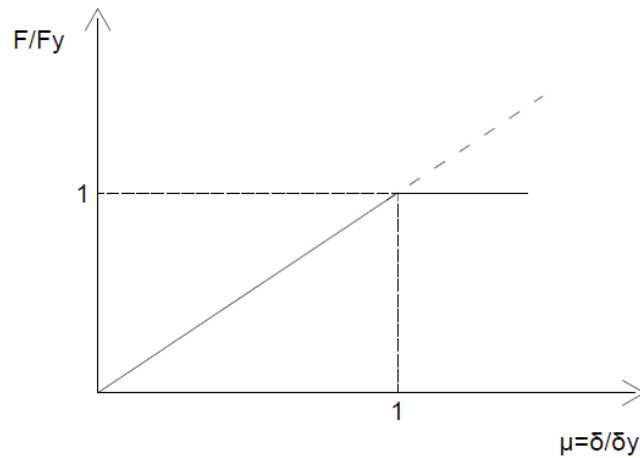
$$\mu = \frac{\delta}{\delta_y} \quad (4.12)$$

Επιπλέον, ο κανονικοποιημένος αδιάστατος συντελεστής αντοχής C_y μπορεί να υπολογιστεί και με την χρήση της απόκρισης της κατασκευής (για δεδομένη απόσβεση), όπως παρουσιάζεται και στην επόμενη εξίσωση.

$$C_y = \frac{F_y}{W} = \frac{m \cdot S_a(T, \zeta)}{m \cdot g} = \frac{S_a(T, \zeta)}{g} \quad (4.13)$$



Σχήμα 4.7: Προσομοίωμα μονοβάθμιου ταλαντωτή



Σχήμα 4.8: Ελαστική (διακεκομμένη γραμμή) και ανελαστική (συνεχής γραμμή) απόκριση μονοβάθμιου ταλαντωτή

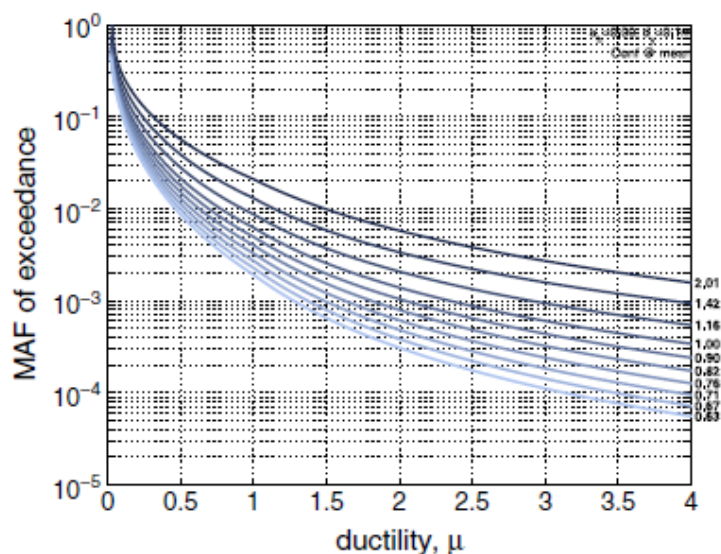
Η ιδιαιτερότητα της μεθόδου σχεδιασμού με τα φάσματα συχνοτήτων διαρροής έγκειται στην χρήση της μετακίνησης διαρροής δ_y ως σταθερή και αμετάβλητη παράμετρος για ένα συγκεκριμένο δομικό σύστημα για την περίπτωση του σχεδιασμού του με βάση την μετακίνηση (displacement-based design). Η παραδοχή της αμεταβλητότητας της μετακίνησης διαρροής δ_y επιτρέπει την αντικατάσταση της ιδιοπεριόδου T της κατασκευής με τον κανονικοποιημένο αδιάστατο συντελεστή αντοχής C_y , από την στιγμή που το ένα μέγεθος αποτελεί υποκατάστατο του άλλου, όπως φαίνεται και στην επόμενη σχέση.

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\delta_y}{g \cdot C_y}} \quad \text{ή ισοδύναμα} \quad C_y = \frac{\delta_y}{g} \cdot \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \quad (3.14)$$

Μέσα από αυτή την διαδικασία, εισάγοντας ως δεδομένα:

- την σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής
- τον συντελεστή απόσβεσης ζ της κατασκευής
- την μετακίνηση διαρροής δ_y
- την μορφή της καμπύλης ικανότητας, αδιαστατοποιώντας την δύναμη (χρήση του συντελεστή F/F_y) και την μετακίνηση (χρήση πλαστιμότητας $\mu = \delta/\delta_y$)

παράγεται μια μοναδική αναπαράσταση της πιθανοτικής απόκρισης του συστήματος μέσω της εξίσωσης (3.9). Ο σχεδιασμός των καμπυλών που προκύπτουν από την εξίσωση αυτή για διακριτές σταθερές τιμές του συντελεστή C_y δημιουργεί «ισοϋψη» περιγράμματα C_y , συναρτήσε του MAF και της πλαστιμότητας. Η τυπική μορφή των καμπυλών αυτών φαίνεται στο επόμενο σχήμα.



Σχήμα 4.9: Τυπική μορφή των καμπυλών C_y συναρτήσει του MAF και της πλαστιμότητας (Vamvatsikos & Ascheim (2016))

Οι καμπύλες αυτές προσφέρουν στον χρήστη μια άμεση αξιολόγηση της ισχύος και της περιόδου του συστήματος. Ο απαιτούμενος συντελεστής αντοχής C_y ικανοποιεί τους συνδυασμούς των απαιτούμενων στόχων επιτελεστικότητας, αφού κάθε τιμή της πλαστιμότητας μ συνδέεται με το MAF μέσω της σχέσης (3.9). Στο σημείο αυτό ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η σύγκριση της μεθοδολογίας των φασμάτων συχνότητας διαρροής με τους άλλους κανονισμούς που χρησιμοποιούνται για τον σχεδιασμό των φορέων, όπως για παράδειγμα ο Διεθνής Κτιριακός Κανονισμός (International Building Code ή IBC). Σύμφωνα με τον IBC ο σχεδιασμός γίνεται με κριτήριο την ασφάλεια έναντι μόνο μιας οριακής κατάστασης αστοχίας, για παράδειγμα έναντι της ωινεία κατάρρευσης (που έχει πιθανότητα εμφάνισης 1% στα 50 χρόνια). Αντίθετα, με τα φάσματα συχνότητας διαρροής είναι εφικτή η επίτευξη περισσότερων του ενός στόχου επιτελεστικότητας ταυτόχρονα, λαμβάνοντας υπ' όψιν την καμπύλη ικανότητας και την υστερητική συμπεριφορά της κατασκευής στην περίπτωση του σεισμού.

4.4 Εφαρμογή της μεθόδου στην κατασκευή

Η μέθοδος εφαρμόζεται για τον φορέα μέσω ενός υπολογιστικού φύλλου Excel, το οποίο έχει ως δεδομένα μερικές ιδιότητες της κατασκευής, όπως αυτές παρουσιάστηκαν στην ενότητα 3.2. Η επιλογή των και ο υπολογισμός των απαραίτητων δεδομένων του προγράμματος παρουσιάζεται παρακάτω.

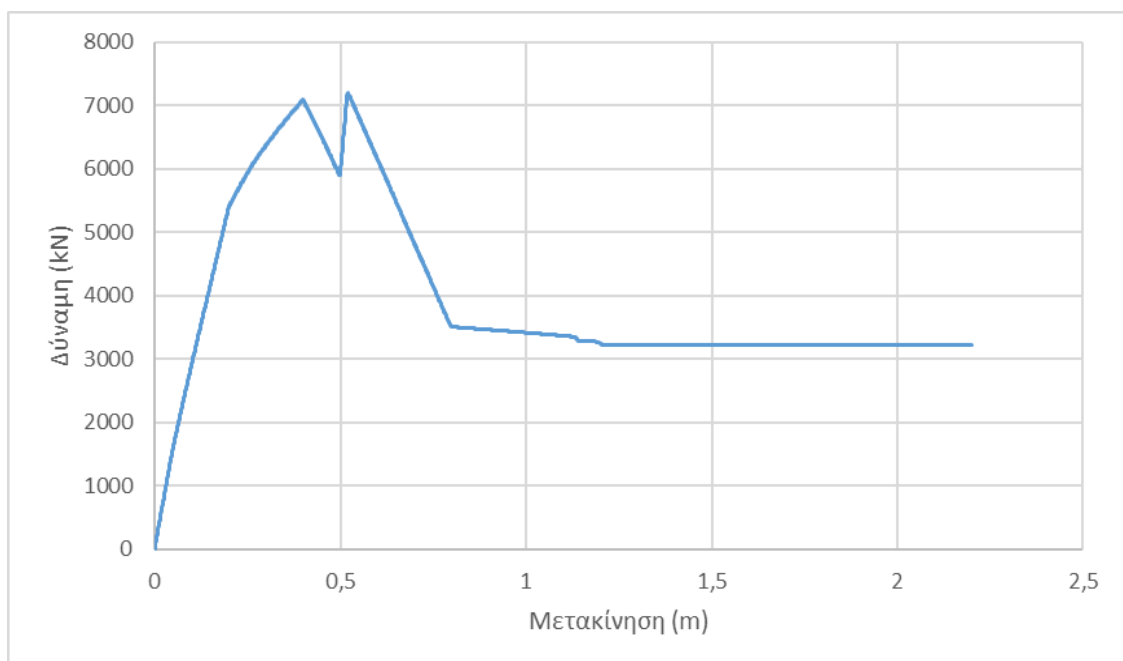
➤ Επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας

Για την εκτίμηση της επιφάνειας σεισμικής επικινδυνότητας χρησιμοποιήθηκε η UHS της περιοχής Van Nuys, η οποία φαίνεται στο σχήμα 3.1. Καθώς όμως η κατασκευή βρίσκεται στον ελληνικό χώρο, γίνεται άμεσα αντιληπτό ότι θα πρέπει να προσαρμοστεί κατάλληλα, ούτως ώστε να συμπίπτει με τα ελληνικά δεδομένα. Για τον λόγο αυτό χρησιμοποιείται ένας scaling factor (SF), με τιμή κατάλληλη ούτως ώστε η τιμή του UHS

του Van Nuys για πιθανότητα 10% στα 50 χρόνια να συμπίπτει με την τιμή του EC8 για τον φορέα. και υπολογίστηκε ίσος με $SF=0.11$

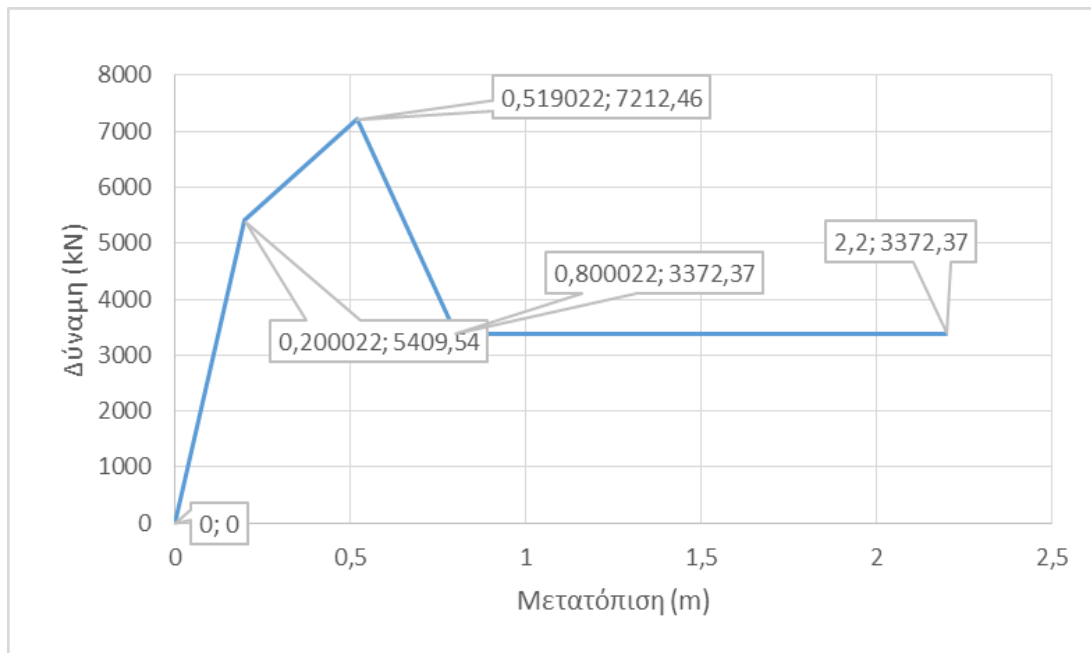
➤ Εκτίμηση της απόσβεσης και της καμπύλης ικανότητας

Για τον φορέα η συντελεστής απόσβεσης ζ τέθηκε ίσος με 5%, την συνήθη δηλαδή τιμή του για γέφυρες από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής προέκυψε από την ανάλυση του φορέα στο λογισμικό Opensees και η ακριβής της μορφή παρουσιάζεται στο επόμενο σχήμα. Για αυτή την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε ένα εφέδρανο σε κάθε θέση της γέφυρας (καθώς το απαιτεί η μορφή του δισδιάστατου προσομοιώματος στο Opensees, όπως έχει τονιστεί και στο πρώτο κεφάλαιο), το οποίο έχει ισοδύναμη δυσκαμψία με τα εφέδρανα 500x600x148mm της εταιρείας AGOM. Υπενθυμίζεται ότι αυτές ήταν οι διαστάσεις που προέκυψαν από την επίλυση με τον Ευρωκώδικα 8.



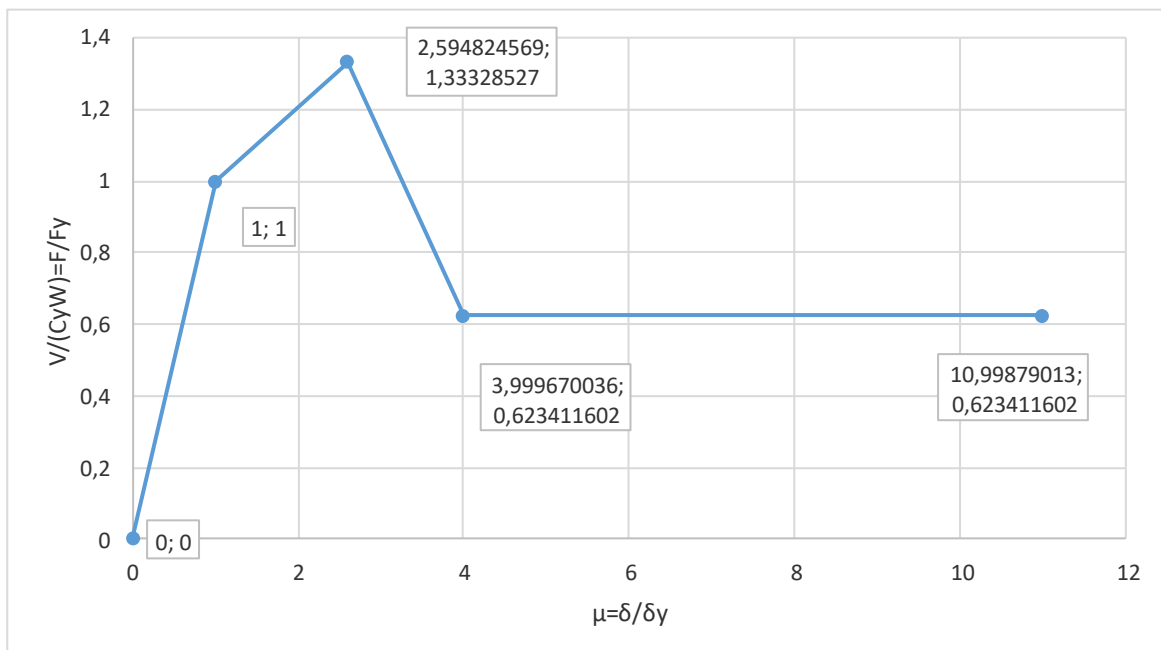
Σχήμα 4.10: Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής

Προκειμένου τα αποτελέσματα της καμπύλης ικανότητας να είναι πιο κατανοητά, επιλέχθηκε μια εποπτικότερη προσέγγισή της. Για την εξαγωγή της τετραγραμμικής καμπύλης ικανότητας της κατασκευής θεωρήθηκε ότι μέχρι την διαρροή ο φορέας συμπεριφέρεται τελείως ελαστικά, ενώ επίσης έγινε η υπόθεση ότι το πρώτο σημείο του plateau της αρχικής καμπύλης ικανότητας χαρακτηρίζει την δύναμη που μπορεί να αναλάβει η κατασκευή μέχρι την τελική αστοχία. Επιπλέον, ως σημείο μέγιστης δύναμης της τετραγραμμικής καμπύλης επιλέχθηκε το αντίστοιχο με αυτό της αρχικής. Αυτή η διαδικασία τετραγραμμικοποίησης της καμπύλης ικανότητας παρουσιάζεται στο σχήμα 4.11.



Σχήμα 4.11: Τετραγραμμική καμπύλη ικανότητας της κατασκευής

Όπως όμως έχει αναφερθεί στις προηγούμενες ενότητες του κεφαλαίου, η μέθοδος απαιτεί μια τροποποιημένη καμπύλη ικανότητας. Η ζητούμενη καμπύλη ικανότητας, κανονικοποιημένη τόσο ως προς την δύναμη (χρησιμοποιείται το πηλίκο $\frac{V}{C_y W} = \frac{F}{F_y}$ στον κατακόρυφο άξονα) όσο και προς την μετακίνηση (χρησιμοποιείται η πλαστιμότητα $\mu = \frac{\delta}{\delta_y}$ στον οριζόντιο άξονα) παίρνει την εξής μορφή.



Σχήμα 4.12: Τροποποιημένη καμπύλη ικανότητας της κατασκευής

Με αυτόν τον τρόπο, ορίστηκαν τα 4 σημεία της απλοποιημένης καμπύλης ικανότητας, καθιστώντας εφικτή την εξαγωγή των απαραίτητων κλίσεων που απαιτούνται ως δεδομένα για να εκτελεστεί η διαδικασία μέσω των υπολογιστικών φύλλων. Πιο συγκεκριμένα:

- Η μετακίνηση διαρροής δ_y τέθηκε ίση με 0.20m.
- Η πλαστιμότητα που αναπτύσσει η κατασκευή όταν παραλαμβάνει την μέγιστη δυνατή δύναμη (Hardening μ) υπολογίστηκε ίση με $\mu = \frac{0.519}{0.20} = 2.59$
- Η κλίση της καμπύλης ικανότητας μετά την διαρροή και μέχρι να φτάσει στην μέγιστη δύναμη που μπορεί να παραλάβει (Hardening slope) είναι ίση με $\frac{1.333-1}{1} = 0.333$ ή 33.3%.
- Η κλίση της καμπύλης ικανότητας μεταξύ του σημείου μέγιστης δύναμης και του σημείου εκκίνησης του πλατώ (Softening slope) ισούται με $\frac{0.6234-1.333}{3.999-2.599} = -0.5053$ ή 50.53%.
- Η τιμή της δύναμης που παραλαμβάνει η κατασκευή στο πλατώ, ως ποσοστό της δύναμης στην διαρροή (Residual plateau) είναι 0.6234 ή 62.34% όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.11.
- Η μέγιστη δυνατή πλαστιμότητα που μπορεί να αναπτύξει η κατασκευή πριν αστοχήσει (Fracturing μ) λαμβάνεται επίσης από την κανονικοποιημένη καμπύλη ικανότητας και ισούται με 10.998.

➤ Καθορισμός των στάθμεων επιτελεστικότητας

Για την κατασκευή έχουν οριστεί ήδη από τους D. Vamvatsikos & C. Papadimitriou (ICCOSAR 2005) οι στάθμες επιτελεστικότητας Immediately Operational (IO), Operational (O) και Life Safety (LS), λαμβάνοντας υπ' όψιν τις αντίστοιχες καταστάσεις για την διατμητική παραμόρφωση (γ_{max}) των εφεδράνων, το drift του μεσοβάθρου (θriep) και την μετακίνηση (δ_{max}) του καταστρώματος. Για κάθε μια στάθμη επιτελεστικότητας λαμβάνεται ως κρίσιμη οποιαδήποτε κατάσταση φτάσει πρώτος ο φορέας. Συγκεκριμένα:

- Για την στάθμη επιτελεστικότητας IO τα όρια έχουν οριστεί στο 120% της διατμητικής παραμόρφωσης για τα εφέδρανα ($\gamma=120\%$), κατάσταση που υποδηλώνει την ήπια φθορά των εφεδράνων. Για ύψος ελαστομερούς εφεδράνου ίσο με αυτό που προέκυψε από τον έλεγχο με τον EC8 ($h_{el}=148\text{mm}$) η αντίστοιχη μετακίνηση είναι $148 \cdot 120\% = 177.6 \text{ mm}$ ή 0.177 m. Για το μεσόβαθρο έχει οριστεί θriep = 1% που αντιστοιχεί στην θραύση του καλύματος του πυλώνα, ενώ για το κατάστρωμα έχει επιλεγθεί $\delta_{max} = 0.33 \text{ m}$. Για τα επιλεγθέντα εφέδρανα, λαμβάνεται ως ύψος εφεδράνου το αντίστοιχο που προέκυψε από την διαστασιολόγηση με τον Ευρωκώδικα, ήτοι 0. m. Επομένως, για $\gamma=120\%$ η μετακίνηση των εφεδράνων είναι 0. m. Ο πυλώνας έχει ύψος 28 m, άρα για θriep = 1% η μετακίνηση του καταστρώματος είναι 0.28 m. Οι μετακινήσεις που προκύπτουν συγκρίνονται με την μετακίνηση διαρροής της κατασκευής, ούτως ώστε να προκύψει η ζητούμενη πλαστιμότητα

$$\mu_{IO} = \frac{\min(0.1776, 0.28, 0.33)}{\delta_y} = \frac{0.1776}{0.2021} = 0.8788$$

- Για την στάθμη επιτελεστικότητας O το όριο στην διατμητική παραμόρφωση ανέρχεται στο 180% , όπου η βλάβη στα εφεδράνα θεωρείται σοβαρή. Για ύψος ελαστομερούς εφεδράνου ίσο με αυτό που προέκυψε από τον έλεγχο με τον EC8 ($h_{el}=148\text{mm}$) η αντίστοιχη μετακίνηση είναι $148 \cdot 180\% = 266.4 \text{ mm}$ ή 0.2644 m . Στο μεσόβαθρο το όριο του drift ορίζεται στο 2%, σημείο όπου παρουσιάζονται μεγάλες και εμφανείς ρωγμές, ενώ για το κατάστρωμα λαμβάνεται $\delta_{\max} = 0.50 \text{ m}$. Με την ίδια διαδικασία που ακολουθήθηκε και για την στάθμη IO προκύπτει το ζητούμενο μ_{limit} το οποίο ισούται με

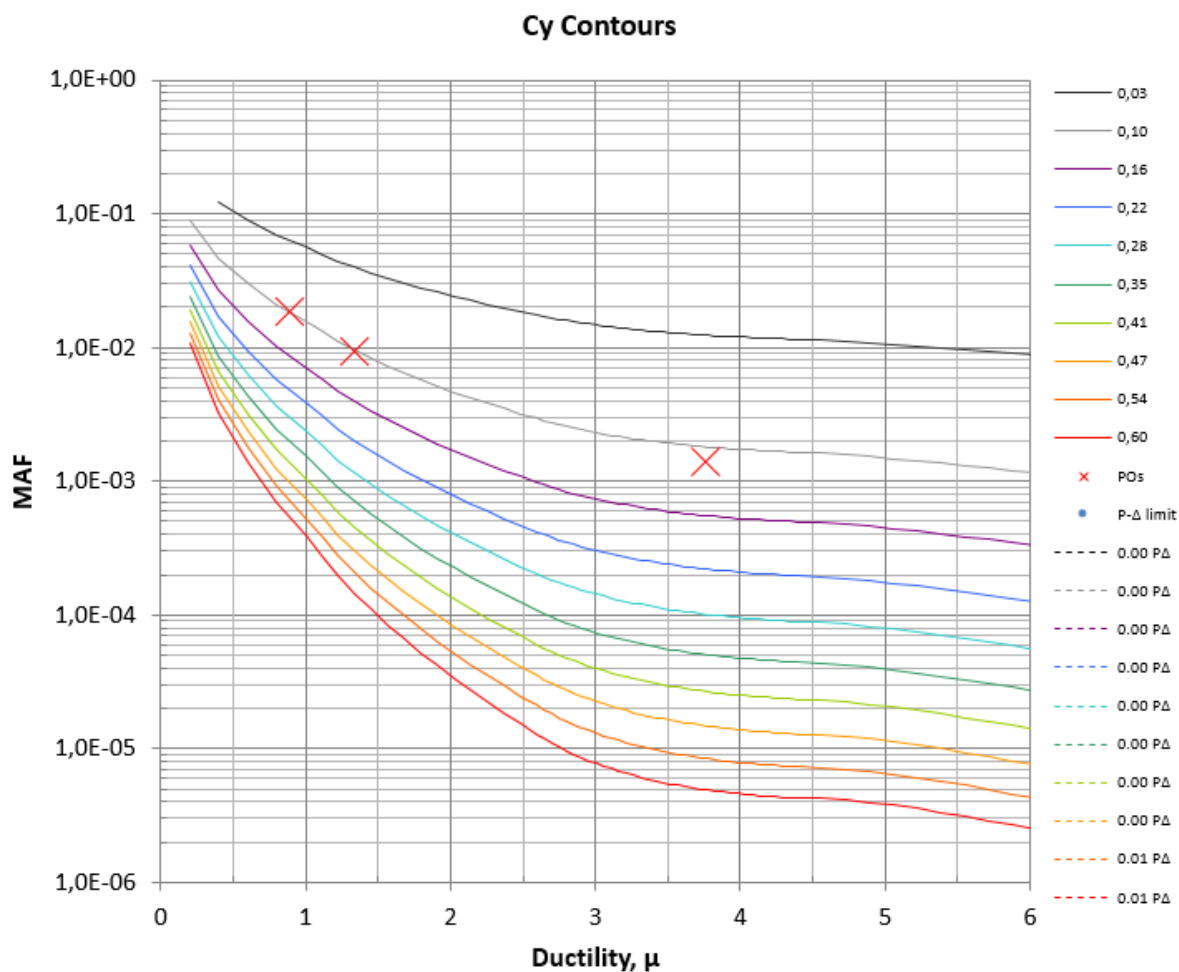
$$\mu_o = \frac{\min(0.2644, 0.56, 0.50)}{\delta_y} = \frac{0.2664}{0.2021} = 1.318$$

- Τέλος, για την στάθμη LS λαμβάνεται drift μεσοβάθρου ίσο με 3%, σημείο όπου απομειώνεται η φέρουσα ικανότητα του πύλωνα και μετακίνηση καταστρώματος $\delta_{\max} = 0.75 \text{ m}$, επομένως προκύπτει

$$\mu_{LS} = \frac{\min(0.84, 0.75)}{\delta_y} = \frac{0.75}{0.2021} = 3.711$$

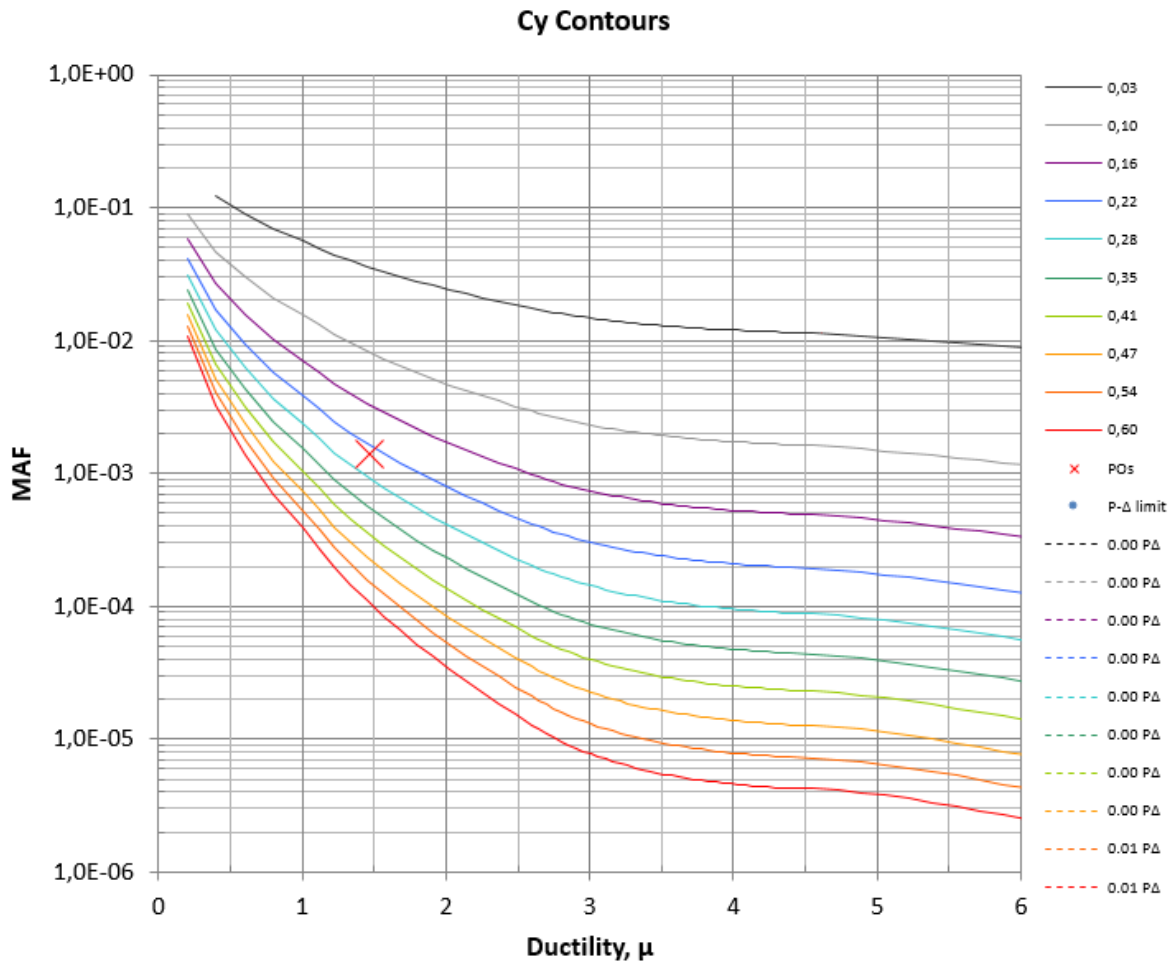
Έχοντας λοιπόν ως δεδομένα την σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής ,τα απαραίτητα στοιχεία της απλοποιημένης καμπύλης ικανότητας καθώς και την πλαστιμότητα που αναπτύσσει η κατασκευή για κάθε στόχο επιτελεστικότητας έχουν καθοριστεί όλα τα στοιχεία του φορέα που απαιτούνται για τον υπολογισμό του βέλτιστου C_y . Το τελευταίο βήμα που ορίζεται είναι οι αβεβαιότητες που χαρακτηρίζουν τον φορέα στην απόκρισή του στο σημείο διαρροής του καθώς και στο σημείο κατάρρευσης. Οι αβεβαιότητες αυτές, οι οποίες αποδίδονται στην πιθανοτική προσέγγιση που ακολουθείται τόσο για τους σεισμούς (αδυναμία ακριβούς πρόβλεψης του μεγέθους ενός σεισμού) όσο και για την κατασκευή γενικότερα (χρήση συντελεστών στα φορτία και στις χαρακτηριστικές αντοχές υλικών) εκφράζονται μέσω της εισαγωγής της διασποράς στις αναπτυσσόμενες πλαστιμότητες στην φάση διαρροής και κατάρρευσης. Τα όρια αυτά ορίζονται σε 10% στην διαρροή και 20% στην αστοχία.

Εισάγοντας όλα τα παραπάνω δεδομένα σε κατάλληλα διαμορφωμένο υπολογιστικό φύλλο Excel προκύπτει $C_y = 0.091$, το οποίο μεταφράζεται σε ιδιοπερίοδο $T = 2.981 \text{ sec}$. Οι καμπύλες C_y (για στάθμες επιτελεστικότητας όπως ορίστηκαν στο άρθρο ICCOSAR 2005) παρουσιάζονται παρακάτω.



Σχήμα 4.13: Καμπύλες C_y συναρτήσει της πλαστιμότητας μ , με σημειωμένα τα σημεία που αντιστοιχούν στις διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας

Η λύση αυτή, παρ' όλο που είναι θεωρητικά βέλτιστη οδηγεί σε πολύ μεγάλες μετακινήσεις για τον φορέα (της τάξεως των 27 cm) οι οποίες θα οδηγήσουν σε αναπόφευκτα μεγάλες διαστάσεις εφεδράνων (θα υπάρξει απαίτηση για μεγάλο ύψος ελαστομερούς, το οποίο συναντάται μόνο για εφεδράνα μεγάλων εν κατόπι διαστάσεων). Για τον λόγο αυτό αποφασίστηκε η εκ νέου επίλυση του προβλήματος με χρήση φασμάτων συχνότητας διαρροής, μόνο που στην νέα προσέγγιση διαφοροποιήθηκαν τα όρια πλαστιμότητας που ορίστηκαν στην προηγούμενη σελίδα. Έτσι, ο σχεδιασμός των εφεδράνων έγινε λαμβάνοντας υπ' όψιν μόνο την απαιτούμενη πλαστιμότητα στην στάθμη επιτελεστικότητας Life Safety (LS), η οποία αντιστοιχεί όπως παρουσιάστηκε προηγουμένως σε πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 75 χρόνια, καθώς τα όρια για τις στάθμες επιτελεστικότητας IO και O αξιολογήθηκαν ως υπέρ του δέοντος αυστηρά. Η νέα πλαστιμότητα για την στάθμη LS καθορίζεται πλέον μόνο από την διαρροή των εφεδράνων και ισούται με $\mu_{LS} = \frac{\delta y(\text{bearing})}{\delta y} = \frac{\gamma_{max} \cdot h_{sl}}{\delta y} = \frac{2.0 \cdot 0.148}{0.20} = 1.465$, όπου λήφθηκε ότι η παραμόρφωση των εφεδράνων στην διαρροή προκύπτει για $\gamma_{max} = 200\%$ όπως ορίζεται από τον ελληνικό κανονισμό. Χρησιμοποιώντας την ίδια κανονικοποιημένη καμπύλη ικανότητας προέκυψε ο απαιτούμενος κανονικοποιημένος αδιάστατος συντελεστής αντοχής $C_y = 0.20$, με την ιδιοπερίοδο σχεδιασμού να υπολογίζεται ίση με $T = 2.006$ sec.




Σχήμα 4.14: Καμπύλες C_y συναρτήσει της πλαστιμότητας μ , με σημειωμένο το σημείο που αναφέρεται στην στάθμη επιτελεστικότητας Life Safety


Για να επιτευχθεί η συγκεκριμένη ιδιοπερίοδος γίνεται κατανοητό ότι πρέπει να τροποποιηθεί η δυσκαμψία του φορέα, επομένως θα πρέπει να γίνουν εκ νέου δοκιμές για διαστάσεις εφεδράνων. Η ζητούμενη ιδιοπερίοδος είναι ίση με $T=2.006$ sec επομένως από την γνωστή σχέση $T=2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K}}$ και με γνωστή την μάζα της κατασκευής (έχει υπολογιστεί ίση με 24782 kN από το Opensees) προκύπτει μια απαιτούμενη δυσκαμψία ίση με 24780 kN/m. Δεδομένου ότι στην κατασκευή υπάρχουν 16 όμοια εφεδράνα, απαιτείται δυσκαμψία ίση με 1548.75 kN/m για κάθε εφεδράνο.

Η εύρεση εφεδράνων με την προαναφερθείσα απαιτούμενη δυσκαμψία αποτέλεσε και το βασικότερο κριτήριο επιλογής διαστάσεων σε πρώτη φάση. Παρατηρήθηκε ότι για δυσκαμψίες μικρότερες των 2000 kN/m επαρκούν εφεδράνα τα οποία είναι αισθητά μικρότερα (σε κάτοψη), συγκριτικά με τα όσα έχουν αναφερθεί μέχρι τώρα, επομένως θα μπορούσαν να επιλεγθούν ακόμα και διαστάσεις 200mm x 400mm x 56mm της εταιρείας AGOM, με τέμνουσα δυσκαμψία ίση με 1714 kN/m. Λαμβάνοντας όμως υπ' όψιν το πολύ μικρό ύψος του εφεδράνου, σε συνδυασμό με την απαίτηση για την παραλαβή αρκετά μεγάλων αξονικών φορτίων επιλέχθηκαν εφεδράνα με μεγαλύτερο πάχος ελαστομερούς και διαστάσεις κάτοψης, έτσι ώστε να μην επέρχεται διαρροή ακόμα και για μικρές μετακινήσεις και να μεταβιβάζονται τα κατακόρυφα φορτία στο έδαφος με ασφάλεια. Συγκεκριμένα, επιλέχθηκαν διαστάσεις εφεδράνου 400mm x 500mm x 196mm (με ύψος


ελαστομερούς $h_{el}=132\text{mm}$) της εταιρείας GUMBA, όπως φαίνεται και στο επόμενο σχήμα.




Bewehrte Elastomerlager
nach DIN 4141, Teil 14
 Reinforced Elastomeric Bearings in acc. to DIN 4141, part 14




Typ 1



Typ 2



Typ 5



Typ 1/2

Auflast Vertical Load		Lagerformat Bearing Dim.		Schichten elastomer layers		min. Pressung min. pressure $\geq 3 \text{ N/mm}^2$				min. Pressung min. pressure $< 3 \text{ N/mm}^2$				Dehwinkel Angle of Rotation Drehwinkel \varnothing Angle of Rotation \varnothing	
						Typ 1		Typ 2 und 5				Typ 1/2			
MN	mm	Stck	Verschiebung +/- Displacement +/-	Einbaudicke Total Thickness	Elastomerdicke Elast. Thickness	Verschiebung +/- Displacement +/-	Einbaudicke Typ 2 Total Thickness Typ 2	Einbaudicke Typ 5 Total Thickness Typ 5	Elastomerdicke Elast. Thickness	Verschiebung +/- Displacement +/-	Einbaudicke Total Thickness	Elastomerdicke Elast. Thickness	rad/1000		
1,90 3,00	$\varnothing 400$ 400x500	3	27	54	38	23	81	61	33	25	67,5	35,5	6	9	
		4	34	69	49	31	96	76	44	33	82,5	46,5	8	12	
		5	42	84	60	39	111	91	55	40	97,5	57,5	10	15	
		6	50	99	71	46	126	106	66	48	112,5	68,5	12	18	
		7	57	114	82	54	141	121	77	56	127,5	79,5	14	21	
		8	62	129	93	60	156	136	88	61	142,5	90,5	16	24	
		9	67	144	104	65	171	151	99	66	157,5	101,5	18	27	
		10	70	159	115	69	186	166	110	70	172,5	112,5	20	30	
		11	74	174	126	72	201	181	121	73	187,5	123,5	22	33	
		12	-	-	-	75	216	196	132	-	-	-	-	24	36

Σχήμα 4.15: Επιλογή διαστάσεων εφεδράνων (κατάλογος GUMBA, Type-5)

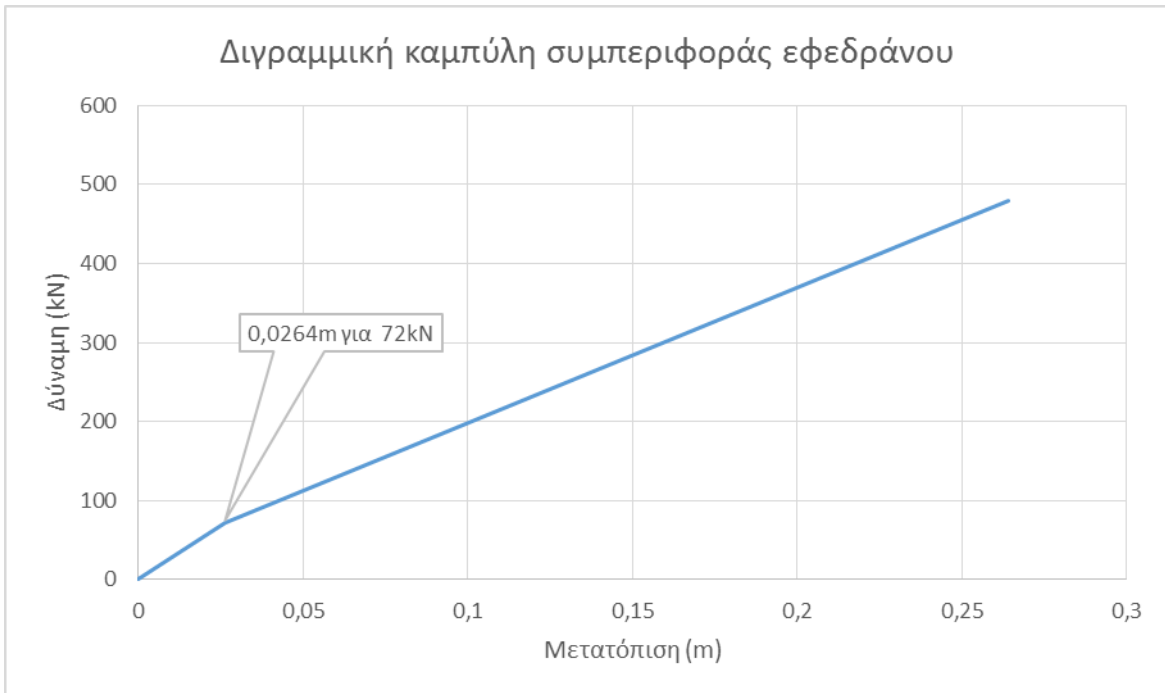
4.5 Αποτίμηση της συμπεριφοράς των εφεδράνων

Για τις επιλεχθείσες διαστάσεις εφεδράνων θα παρουσιαστεί η καμπύλη ικανότητάς τους, σύμφωνα με τις δύο θεωρήσεις που παρουσιάστηκαν και στις παραγράφους 3.4.1 και 3.4.2.

- 1^η μέθοδος: Επίλυση των εξισώσεων με απλοποιητικές παραδοχές για την δύναμη και την μετακίνηση στην διαρροή.

Με χρήση των σχέσεων (3.14) έως (3.22) προκύπτουν τα εξής μεγέθη που χαρακτηρίζουν την συμπεριφορά των εφεδράνων:

- $\delta_{\max} = 0.264 \text{ m}$
- $K_{\text{eff}} = 1818.2 \text{ kN/m}$
- $F_{\max} = 480 \text{ kN}$
- $E_d = 39.81 \text{ kNm}$ (με θεώρηση $E_D = 2\pi \cdot K_{\text{eff}} \cdot \delta_{\max}^2 \cdot \beta$ και $\beta = 0.05$)
- $E_d = 25.34 \text{ kNm}$ (με θεώρηση $E_D = 4 \cdot (F_y \cdot \delta_{\max} - F_{\max} \cdot \delta_y)$)
- $F_y = 0.15 \cdot F_{\max} = 72 \text{ kN}$
- $\delta_y = 0.10 \delta_{\max} = 0.0264 \text{ m}$
- $\alpha = 1.58$



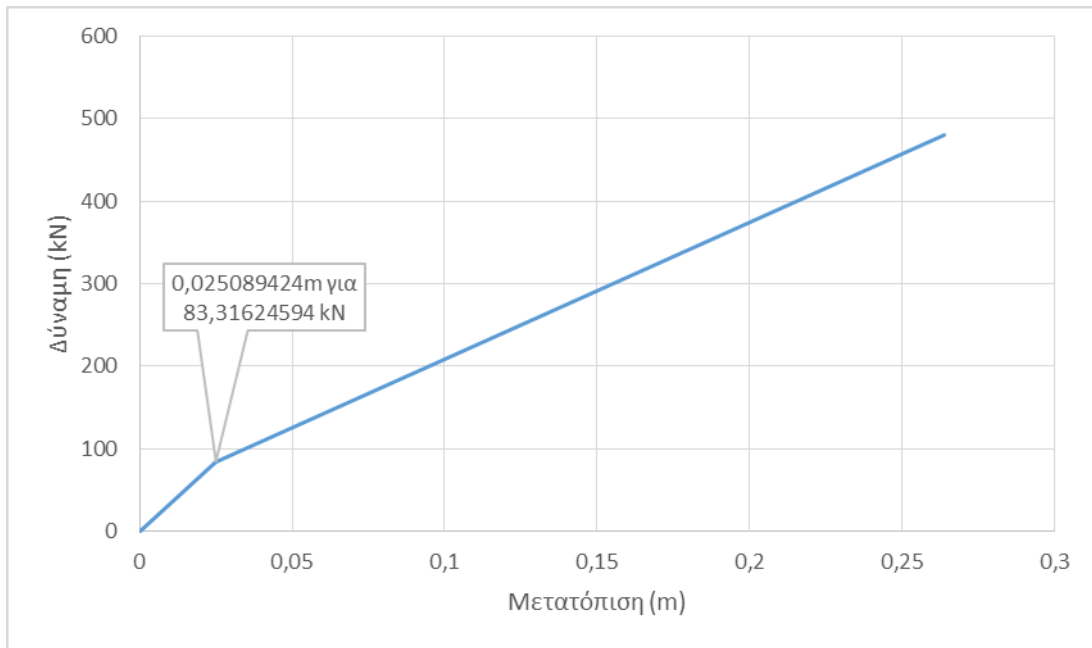
Σχήμα 4.16: Καμπύλη συμπεριφοράς εφεδράνου με την θεώρηση ότι $F_y = 0.15 \cdot F_{\max}$ και $\delta_y = 0.10 \cdot \delta_{\max}$

- 2^η μέθοδος: Επίλυση των εξισώσεων με απλοποιητική παραδοχή για την τιμή του συντελεστή α

Με χρήση των σχέσεων (3.1) έως (3.8) προκύπτουν τα εξής μεγέθη που χαρακτηρίζουν την συμπεριφορά των εφεδράνων:

- $E_d = 2\pi \cdot K_{\text{eff}} \cdot \delta_{\max}^2 \cdot \beta = 4 \cdot (F_y \cdot \delta_{\max} - F_{\max} \cdot \delta_y) = 39.81 \text{ kNm}$
- Λαμβάνεται $\alpha = 2$

Από την εξίσωση των δύο σχέσεων που περιγράφουν την ενέργεια E_D που αποσβένεται σε κάθε κύκλο φόρτισης λαμβάνεται μετακίνηση διαρροής $\delta_y = 0.02509 \text{ m}$ και δύναμη διαρροής $F_y = 83.32 \text{ kN}$



Σχήμα 4.17: Καμπύλη συμπεριφοράς εφεδράνου με την θεώρηση ότι $\alpha=2$

5 Βελτιστοποίηση των διαστάσεων των εφεδράνων βάσει επιτελεστικότητας

5.1 Εισαγωγή

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο επιχειρείται μια αυτοματοποιημένη προσέγγιση της εύρεσης των βέλτιστων διαστάσεων εφεδράνων που μπορεί να θεωρηθεί ασφαλής. Για την νέα αυτή προσέγγιση χρησιμοποιείται μια έμμεση μέθοδος που στην ουσία αποτελεί μια επαναληπτική διαδικασία με στόχο την βελτιστοποίηση της λύσης του ζητήματος που πραγματεύεται η παρούσα διπλωματική εργασία. Στην προκειμένη περίπτωση εξετάστηκε η βελτιστοποίηση της κατασκευής ως προς το μέγεθος των εφεδράνων με στόχο τον όσο το δυνατόν μεγαλύτερο περιορισμό του κόστους τους, χωρίς να παραβιάζονται οι περιορισμοί για την ασφάλεια της κατασκευής σε περίπτωση σεισμικού γεγονότος. Για την κατανόηση των αποτελεσμάτων θα χρησιμοποιηθεί εκ νέου το λογισμικό Opensees για την ανάλυση του φορέα σε συνδυασμό με την προγραμματιστική γλώσσα MATLAB, μέσω της οποίας θα γίνει το κύριο σώμα της βελτιστοποίησης. Πιο συγκεκριμένα, για την ανάλυση της κατασκευής θα χρησιμοποιηθεί η μέθοδος SPO2IDA ενώ η βελτιστοποίηση θα γίνει μέσω του αλγορίθμου NSGA-II. Αμφότερες οι έννοιες θα παρουσιαστούν στις επόμενες σελίδες.

5.2 Ανάλυση της κατασκευής

5.2.1 Εισαγωγικά στοιχεία

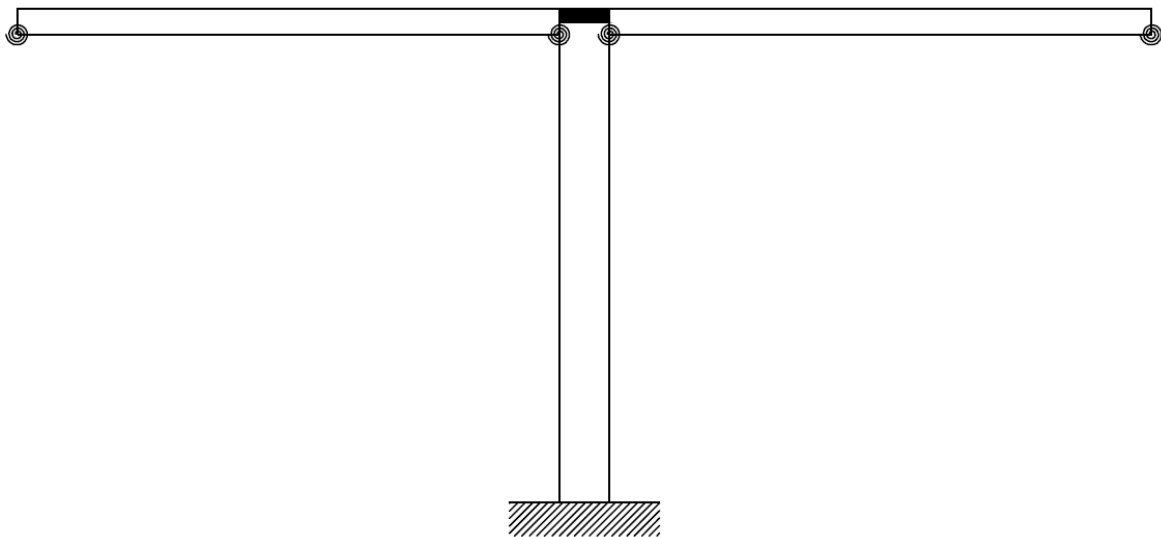
Όπως αναφέρθηκε και στην εισαγωγή, η ανάλυση πραγματοποιήθηκε μέσω Opensees με την χρήση της μεθόδου SPO2IDA. Η μέθοδος αυτή προτάθηκε από τους Vamvatsikos και Cornell (2002) και όπως μαρτυρά η ονομασία της πρόκειται για έναν συνδυασμό της μη γραμμικής προσαυξητικής δυναμικής ανάλυσης (Incremental Dynamic Analysis ή απλούστερα IDA) όπως αυτή παρουσιάστηκε από τους Vamvatsikos and Cornell (2002) με την ευρέως διαδεδομένη μη γραμμική προσαυξητική στατική ανάλυση (Static Pushover Analysis ή απλούστερα SPO), η οποία χρησιμοποιείται κατά κόρον σε όλους τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς. Το μεγάλο πλεονέκτημα της μεθόδου είναι η εξαγωγή αποτελεσμάτων τα οποία είναι πολύ κοντινά στα αντίστοιχα της IDA, χωρίς όμως να απαιτείται τόσο μεγάλος υπολογιστικός φόρτος. Ουσιαστικά, επιτυγχάνεται η σύζευξη της πλήρους IDA, η οποία απαιτεί έναν μεγάλο αριθμό μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων και την επεξεργασία πολλών εδαφικών καταγραφών υπό κατάλληλη κλίμακα, με την SPO, η οποία προσομοιώνει την κατασκευή με έναν μονοβάθμιο ταλαντωτή δίνοντας στον μελετητή την ευκαιρία να εξαγάγει σχετικά ακριβείς εκτιμήσεις αναφορικά με την συμπεριφορά της κατασκευής σε περίπτωση σεισμού.

5.2.2 Μη γραμμική προσαυξητική δυναμική ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis)

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, η IDA αποτελεί ένα μια υπολογιστική μέθοδο ανάλυσης της για την εκτέλεση μιας ολοκληρωμένης αξιολόγησης της συμπεριφοράς της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία. Η μέθοδος έχει αναπτυχθεί από τους Vamvatsikos και Cornell (2002). Τα απαραίτητα στοιχεία για την εφαρμογή της μεθόδου είναι τα ακόλουθα:

➤ Μη γραμμικό προσομοίωμα

Το μη γραμμικό προσομοίωμα που χρησιμοποιείται για την ανάλυση είναι το ίδιο με αυτό που παρουσιάστηκε στα προηγούμενα κεφάλαια και το οποίο μορφώνεται στο Opensees.



Σχήμα 5.1: Απεικόνιση του προσομοιώματος του φορέα στο λογισμικό Opensees.

➤ Επιταχυνσιογραφήματα

Για την εκτέλεση της IDA χρησιμοποιήθηκαν 12 επιταχυνσιογραφήματα (6 σεισμικά γεγονότα) όπου για κάθε σεισμικό γεγονός παρέχεται η χρονοϊστορία για δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.

Πίνακας 5.1: Σεισμικές καταγραφές που υποβλήθηκαν στην IDA

No.	Καταγραφή	Σταθμός	Έδαφος	M	R(km)	PGA(g)
1	Loma Prieta	Anderson Dam Downstream	B,D	6.9	21.4	0.244
2	Northridge	Baldwin Hills	C,D	6.7	17.15	0.42

3	Loma Prieta	Coyote Lake Dam Downstream	B,D	6.9	22.3	0.179
4	Loma Prieta	Hollister Diff. Array	-,D	6.9	25.8	0.269
5	San Fernando	Hollywood Stor Lot	C,D	6.6	22.77	0.21
6	Loma Prieta	Waho	-,D	6.9	16.9	0.638

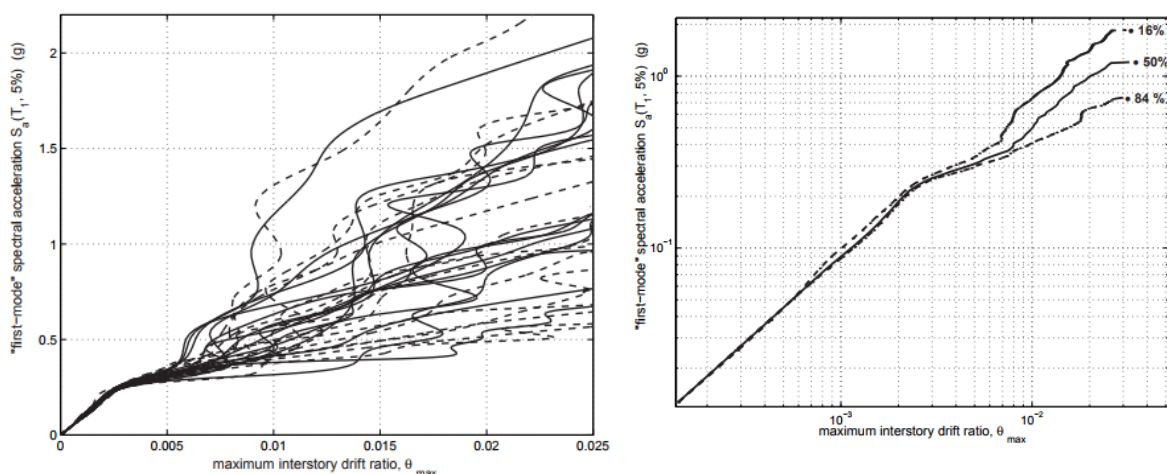
➤ Μέτρο Έντασης (Intensity Measure)

Ως Μέτρο Έντασης ενός κλιμακούμενου επιταχυνσιογραφήματος ορίζεται ένα μη αρνητικό μέγεθος το οποίο αποτελεί μια συνάρτηση του συντελεστή κλιμάκωσης λ και αυξάνεται μονοτονικά με το συντελεστή κλιμάκωσης λ . Για τη μελέτη του φορέα επιλέγεται ως μέτρο έντασης η φασματική επιτάχυνση με απόσβεση 5% $S_a(T,5\%)$.

➤ Μέτρο Απόκρισης (Engineering Demand Parameter)

Το μέτρο απόκρισης αποτελεί μια ποσότητα που υπολογίζεται από την απόκριση της κατασκευής σύμφωνα με τα αποτελέσματα της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης. Ως μέτρο απόκρισης μπορούν να χαρακτηριστούν διάφορα χαρακτηριστικά της κατασκευής, όπως για παράδειγμα το drift του μεσοβάθρου ή η τέμνουσα βάσης. Στην συγκεκριμένη κατασκευή, επιλέχθηκε ως μέτρο απόκρισης η μετακίνηση του καταστρώματος της γέφυρας δ_{Roof} .

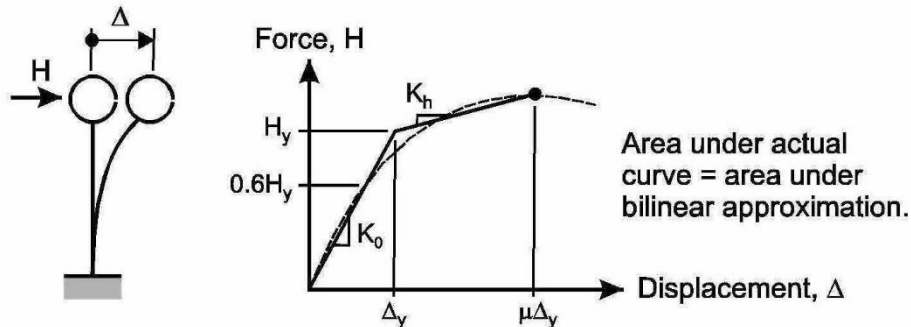
Μέσω της κατάλληλης επεξεργασίας των αποτελεσμάτων της IDA και με την χρήση κατάλληλου λογισμικού που συνδέει τα ως άνω αποτελέσματα με μια ανάλυση κινδύνου υπό το αντίστοιχο πιθανοτικό πλαίσιο, μπορεί να εκτιμηθεί η μέση ετήσια πιθανότητα υπέρβασης (MAF) της κατασκευής, απ' όπου έπειτα μπορεί να εκτιμηθεί και η αναμενόμενη διάρκεια ζωής του φορέα, με την διαδικασία που περιγράφηκε στο κεφάλαιο 3.2.3.2. Τα αποτελέσματα της IDA παρουσιάζονται συνήθως σε μορφή ποσοστημορίων (συνήθως 16%, 50% και 84%), καθώς οι αρχικές καμπύλες συμπίπτουν σε βαθμό τέτοιο ώστε να μην είναι δυνατή η ανάγνωσή τους. Η ομαδοποίηση αυτή δείχνει το απαιτούμενο μέτρο έντασης των ομαδοποιημένων καταγραφών που χαρακτηρίζονται από ένα άνω φράγμα του μέτρου απόκρισης.



Σχήμα 4.3: Τυπική μορφή (α) συνόλου και (β) ποσοστημορίων 16%, 50% και 84% των καμπυλών IDA, Vamvatsikos & Cornell (2002)

5.2.3 Μη γραμμική προσαυξητική στατική ανάλυση

Η μη γραμμική προσαυξητική στατική ανάλυση (static pushover analysis ή απλούστερα SPO) είναι η ανάλυση η οποία σήμερα χρησιμοποιείται από τους περισσότερους αντισεισμικούς κανονισμούς για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής. Τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής ασκούνται αρχικά για να γίνει η στατική της επίλυση (μόρφωση διαγραμμάτων εντατικών μεγεθών) και έπειτα επιλέγεται μια κατανομή για τα οριζόντια (πλευρικά) φορτία. Τα πλευρικά φορτία που ασκούνται στην κατασκευή ξεκινούν από μια μικρή τιμή, ώστε η κατασκευή να βρίσκεται στην ελαστική της περιοχή, και στην συνέχεια αυξάνονται προοδευτικά.



Σχήμα 5.3: Η καμπύλη ικανότητας του φορέα που προκύπτει για την απλούστατη μορφή του μονοβάθμιου ταλαντωτή (Πηγή: CSI knowledge basis)

5.2.4 Η μεθοδολογία της SPO2IDA

Η μέθοδος SPO2IDA αποτελεί ερευνητικό πόνημα των Vamvatsikos και Cornell (2002) και όπως αναφέρθηκε προηγουμένως αποτελεί μια ταχύτερη προσέγγιση για την ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών και αποτελεί μια σύζευξη των δύο προηγούμενων μεθόδων. Πράγματι, εάν παρουσιαστούν η PSO και η 50% IDA της κατασκευής σε ένα διάγραμμα δύναμης-πλαστιμότητας (με αδιαστατοποιημένη την δύναμη ως προς την δύναμη διαρροής), δηλαδή σε ένα διάγραμμα $(\frac{F}{F_y} =)R - \mu(= \frac{\delta}{\delta_y})$ παρατηρείται ότι –ειδικά για την περίπτωση του μονοβάθμιου ταλαντωτή– οι δύο καμπύλες πρακτικά συμπίπτουν, όσο ο φορέας βρίσκεται στην ελαστική περιοχή του. Αυτό είναι σχετικά αναμενόμενο, καθώς η κλίση των δύο διαγραμμάτων εκφράζει και στις δύο περιπτώσεις την ελαστική δυσκαμψία του συστήματος, η οποία προφανώς δεν μεταβάλλεται. Αντιθέτως, όταν ο φορέας δεν βρίσκεται πια στην ελαστική του περιοχή και πριν αυτός διαρρεύσει, το διάγραμμα της pushover μεταβάλλει την κλίση του, φτάνοντας στην μέγιστη αναπτυσσόμενη δύναμη με κλίση μικρότερη της αρχικής, ενώ έπειτα καταλήγει σε μηδενική δύναμη ακολουθώντας αρνητική κλίση. Την ίδια στιγμή το διάγραμμα της IDA συνεχίζεται με κλίση περίπου ίδια της ελαστικής, μέχρι το σημείο όπου η μετακίνηση του συστήματος αυξάνεται απεριόριστα για σταθερή δύναμη (πράγμα που υποδηλώνει την κατάρρευση της κατασκευής). Λαμβάνοντας υπ' όψιν τα παραπάνω, επιχειρείται η προσαρμογή της (οικονομικότερης από άποψη υπολογιστικού χρόνου) SPO στην IDA, σε συνδυασμό με κατάλληλους εμπειρικούς κανόνες, ούτως ώστε να προκύψουν ποσοστημότητα IDA (16%, 50%, 84%).

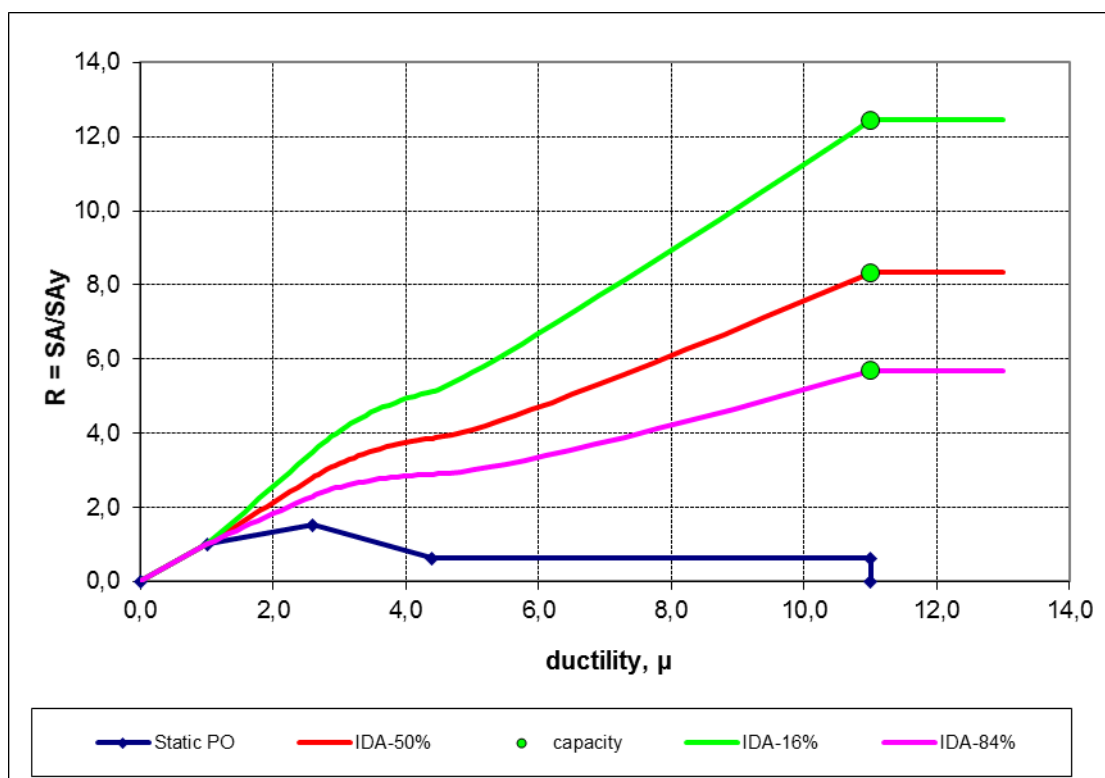
Για την εξαγωγή συμπερασμάτων σχετικά με την ασφάλεια της κατασκευής συγκρίνονται οι περίοδοι επαναφοράς για κάθε στάθμη επιτελεσματικότητας -ή σωστότερα η μέση ετήσια πιθανότητα υπέρβασης (MAF) για κάθε στάθμη επιτελεσματικότητας- με τα

αντίστοιχα όρια. Η σύνδεση του MAF της κατασκευής με το μέτρο έντασης και την σεισμική επικινδυνότητα θα γίνει με χρήση της σχέσης (4.10).

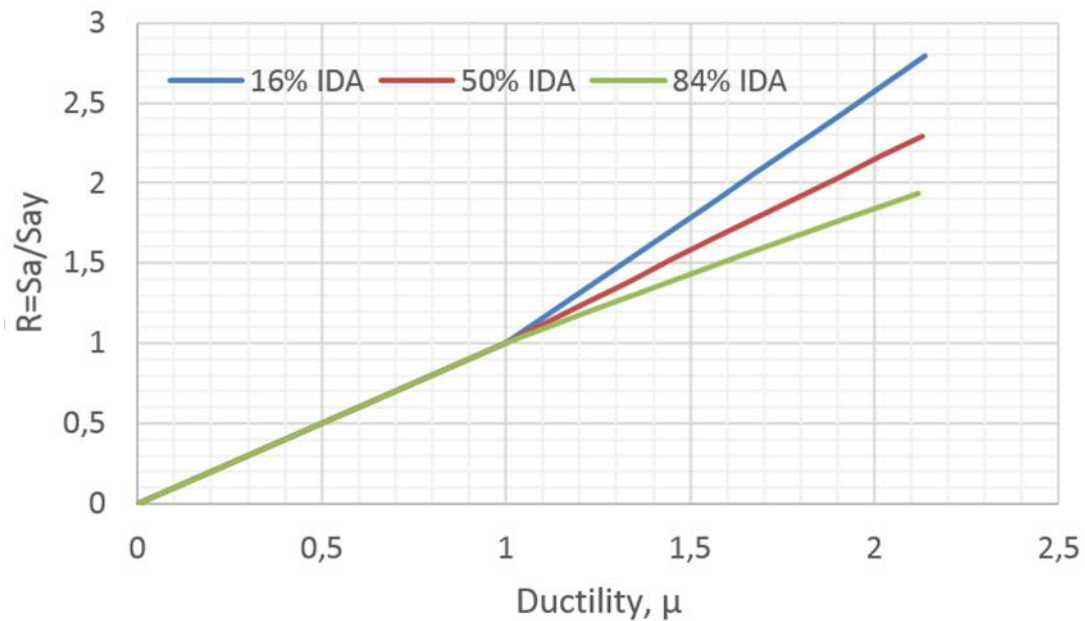
5.2.5 Εφαρμογή της μεθόδου ανάλυσης στην κατασκευή

Η διαδικασία θα παρουσιαστεί μόνο για μία περίπτωση (δηλαδή, μόνο για μία τριάδα διαστάσεων εφεδράνου) καθώς η φύση της διαστασιολόγησης στο συγκεκριμένο κεφάλαιο διαφέρει αρκετά σε σύγκριση με τα προηγούμενα δύο, όπως θα γίνει κατανοητό και παρακάτω.

Για την εφαρμογή της μεθόδου απαιτείται μια ανάλυση pushover για την κατασκευή, καθώς και μια απλούστευση της καμπύλης αυτής, στην ίδια φιλοσοφία με την τετραγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας του φορέα όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 4.2.2. Έπειτα, με την χρήση κατάλληλης συναρτήσεων (functions) στην γλώσσα προγραμματισμού MATLAB αρχικά γίνεται μια εκτίμηση για το πηλίκο $F/F_y (=R)$ και την αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα της κατασκευής, χρησιμοποιώντας τις κλίσεις και τις πλαστιμότητες που παρέχονται από την pushover (hardening slope, softening slope, residual plateau, hardening μ , fracturing μ). Έπειτα, χρησιμοποιούνται δύο ακόμα συναρτήσεις, εκ των οποίων η πρώτη επιστρέφει τις παραμέτρους προσαρμογής (fillet) της pushover στην IDA ενώ η δεύτερη προσδιορίζει ποια τμήματα της pushover υπάρχουν (καθώς είναι πιθανό η καμπύλη να μην ακολουθεί τετραγραμμική μορφή).



Σχήμα 5.4: Ταυτόχρονη απεικόνιση της SPO και των ποσοστημορίων 16%,50% και 84% IDA σε διάγραμμα R- μ με χρήση υπολογιστικού φύλλου Excel



Σχήμα 5.5: Μεγέθυνση του προηγούμενου σχήματος στην περιοχή που εμφανίζεται η πλαστιμότητα 1.46 (10% στα 50 χρόνια)

Όπως φαίνεται και στο σχήμα 4.5, για πλαστιμότητα ίση με αυτή που χρησιμοποιήθηκε στο κεφάλαιο 4 για σχεδιασμό με φάσματα συχνότητας διαρροής οι τιμές της κανονικοποιημένης επιτάχυνσης S_a (ως προς την επιτάχυνση διαρροής S_y) είναι ίσες με 1.373, 1.515 και 1.715 για τα ποσοστημόρια 16%, 50% και 84% (προκύπτουν από την οριζόντια προβολή των σημείων τομής της ευθείας $\mu=1.46$ με τις τρεις καμπύλες).

Στο σημείο αυτό θα ήταν χρήσιμο να εξηγηθεί η έννοια της τρωτότητας του φορέα σε σχέση με ένα δεδομένο μέτρο απόκρισης, όταν αυτός υποβάλλεται σε ένα συγκεκριμένο μέτρο έντασης. Αρχικά, γίνεται η υπόθεση ότι για μια δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας τα αποτελέσματα του μέτρου έντασης ακολουθούν την λογαριθμοκανονική κατανομή. Για την εξεταζόμενη κατασκευή η στάθμη επιτελεστικότητας που μελετήθηκε ήταν η στάθμη προστασίας ζωής (Life Safety), με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια. Όπως παρουσιάστηκε και στο κεφάλαιο 4, η συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε μετακίνηση φορέα ίση με 0.296 m. Έπειτα, ορίζεται η διασπορά των αβεβαιοτήτων των αποτελεσμάτων β_R όπως φαίνεται στην επόμενη σχέση.

$$\beta_R = \frac{\ln(R_{84\%}) - \ln(R_{16\%})}{2} \quad (5.1)$$

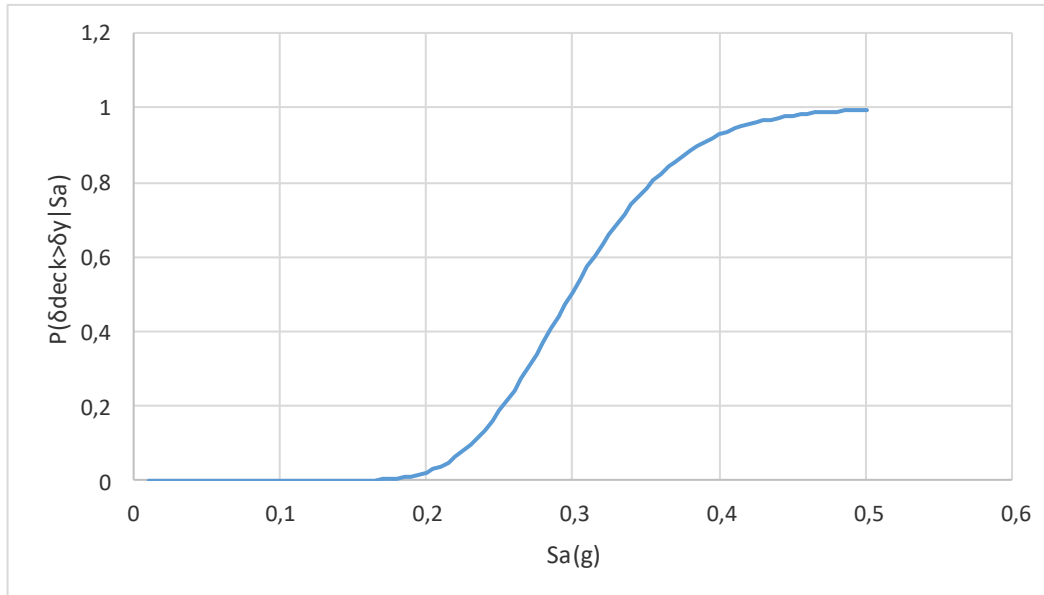
Όπου για $R_{84\%}=1.715$ $R_{16\%}=1.373$ όπως βρέθηκαν παραπάνω η διασπορά β_R ισούται με 0.112.

Θεωρώντας ότι η διασπορά των επιστημικών αβεβαιοτήτων είναι 20% στη διαρροή προκύπτει η ολική διασπορά σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$\beta_{TS} = \sqrt{(\beta_R)^2 + (\beta_U)^2} = 0.02291 \quad (5.2)$$

Οι καμπύλες τρωτότητας δίνονται από την αθροιστική συνάρτηση της τυποποιημένης κανονικής κατανομής Φ (Cumulated Distribution Function of Normal distribution) σύμφωνα με την επόμενη σχέση.

$$F_{LS}(R) = P(r < R) = \Phi\left(\frac{\ln(R) - \ln(R_{50\%})}{\beta_{TS}}\right) \quad (5.3)$$



Σχήμα 5.6: Καμπύλη τρωτότητας του φορέα για την στάθμη επιτελεστικότητας Life Safety

Το τελευταίο στοιχείο που χρειάζεται για να υπολογιστεί το MAF της κατασκευής είναι η συνάρτηση σεισμικής επικινδυνότητας, η οποία αποτελεί αντικείμενο ενασχόλησης της σεισμολογίας και έχει ήδη παρουσιαστεί στο κεφάλαιο 4.

Έχοντας όλα τα παραπάνω ως δεδομένα, μπορεί να υπολογιστεί το MAF της κατασκευής από την εξής σχέση.

$$\text{MAF}(\delta_{\text{Roof}} > \delta_{\text{LS}}) = \int_{S_a=0}^{S_a=\infty} P(\delta_{\text{roof}} > \delta_{\text{LS}} | S_a) \cdot \left| \frac{d\lambda(S_a)}{dS_a} \right| \cdot dS_a \quad (5.4)$$

Όπου

- $P(\delta_{\text{roof}} > \delta_{\text{LS}} | S_a)$ είναι η τρωτότητα της κατασκευής για δεδομένο S_a
- $\lambda(S_a)$ είναι η συνάρτηση σεισμικής επικινδυνότητας
- S_a είναι το μέτρο έντασης

Υπολογίζοντας το MAF από την σχέση 5.4, είναι πλέον απλό να υπολογιστεί και η αντίστοιχη περίοδος επαναφοράς από την σχέση

$$\text{MAF}^{\text{LS}} = \lambda_{\text{LS}} = 1 / T_{\text{R}}^{\text{LS}} \quad (5.5)$$

5.3 Επανασχεδιασμός των εφεδράνων με τον αλγόριθμο NSGA-II

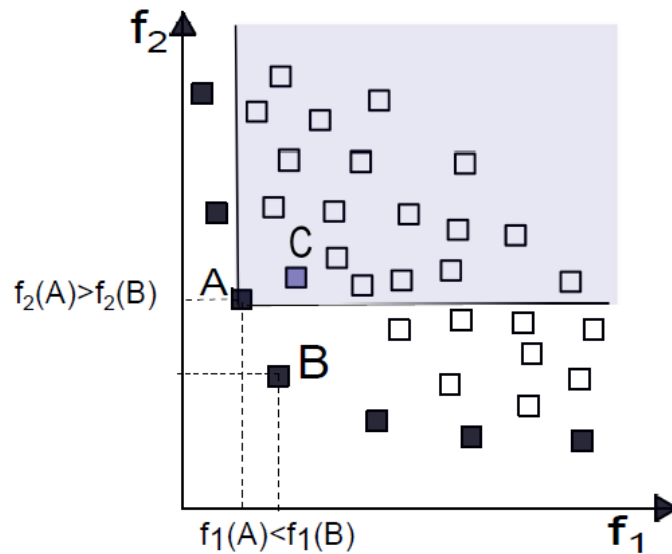
5.3.1 Εισαγωγικά στοιχεία

Γενετικοί ονομάζονται οι αλγόριθμοι οι οποίοι χρησιμοποιούνται για την λύση προβλημάτων (συνήθως πολλών παραμέτρων), ακολουθώντας την διαδικασία και τις αρχές της βιολογικής εξέλιξης. Οι αλγόριθμοι αυτοί πρωτοεμφανίστηκαν στις αρχές της δεκαετίας του 1970 και η εφαρμογή τους αφορούσε κυρίως την βιομηχανία. Η γενικότερη φιλοσοφία τους αφορά στην βελτιστοποίηση προβλημάτων πολλών μεταβλητών, μέσα από ένα καθεστώς εύρεσης λύσεων όπου η επόμενη είναι καλύτερη ή τουλάχιστον το ίδιο αποδοτική με την προηγούμενη. Μερικοί από τους πιο γνωστούς γενετικούς αλγορίθμους που χρησιμοποιούνται σήμερα είναι οι VEGA, VOES, NPGA, NSGA κ.α. Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα παρουσιαστεί ο αλγόριθμος NSGA-II, (Non-dominated Sorting Genetic Algorithm) ο οποίος αναπτύχθηκε από τον Deb (2002) και ουσιαστικά αποτελεί επέκταση του NSGA.

Στο σημείο αυτό, και πριν παρουσιαστεί το κύριο σώμα και η λειτουργία του αλγορίθμου, θα ήταν χρήσιμη η επεξήγηση της έννοιας του μετώπου Pareto. Μέτωπο Pareto ονομάζεται ένα σύνολο βέλτιστων λύσεων, το οποίο ικανοποιεί προβλήματα πολλών στόχων (multi-objective problems). Η επιφάνεια στο χώρο της συνάρτησης στόχων (objective functions), όπου εντοπίζεται το σύνολο των βέλτιστων λύσεων είναι το μέτωπο μη-κυριαρχούμενων λύσεων. Εδώ πρέπει να σημειωθεί επίσης πως στα προβλήματα πολλών στόχων υπάρχει ένα διάνυσμα στόχων σε αντίθεση με τα προβλήματα ενός στόχου που υπάρχει μόνο μια συνάρτηση στόχου η οποία καθορίζει απευθείας και τη βαθμωτή συνάρτηση κόστους (από την οποία εξαρτάται η επιβίωση των υποψήφιων λύσεων από γενιά σε γενιά). Η μετατροπή του διανύσματος στόχων σε μια βαθμωτή συνάρτηση κόστους έτσι ώστε η λύση των προβλημάτων πολλών στόχων να είναι συμβατή με τη λύση των προβλημάτων ενός στόχου στον γενετικό αλγόριθμο γίνεται, εδώ, με χρήση τεχνικών κατάταξης βασισμένων στην ιδέα της κατά Pareto κυριαρχίας (Pareto dominance).

Επιπλέον, χρήσιμη είναι και η επεξήγηση του μετώπου μη κυριαρχούμενων λύσεων (nondominated front), η οποία θα χρειαστεί για την κατανόηση του αλγορίθμου. Έστω μια δεδομένη λύση ενός προβλήματος βελτιστοποίησης πολλών στόχων. Κάθε διαφορετική αποδεκτή από τους περιορισμούς λύση με καλύτερη απόδοση ως προς τον ένα στόχο αλλά ίδια απόδοση ως προς τους υπόλοιπους στόχους, συνιστά μια βελτίωση. Όταν δε γίνεται να υπάρξει άλλη βελτίωση, τότε η τελευταία λύση συνιστά το Pareto. Ο υπολογισμός, λοιπόν, όλων των Pareto βέλτιστων λύσεων είναι ο στόχος των προβλημάτων βελτιστοποίησης.

Για παράδειγμα, το σχήμα 5.7 αναπαριστά ένα πρόβλημα ελαχιστοποίησης δυο στόχων f_1 , f_2 . Με μαύρα τετράγωνα παρουσιάζονται οι μη-κυριαρχούμενες λύσεις (μέτωπο Pareto) ενώ με λευκά τετράγωνα απεικονίζονται οι κυριαρχούμενες. Η λύση C δεν ανήκει στο μέτωπο Pareto γιατί κυριαρχείται από τις λύσεις A και B οι οποίες ανήκουν στο μέτωπο. Από αυτές η A υπερτερεί σε σχέση με τη B ως προς το στόχο f_1 , ενώ υστερεί ως προς το στόχο f_2 . Επιπλέον, με γκρι έχει γραμμοσκιαστεί η περιοχή των λύσεων οι οποίες κυριαρχούνται από τη λύση A.



Σχήμα 5.7: Πρόβλημα ελαχιστοποίησης δύο στόχων (Χούντα Π. (2013))

5.3.2 Ο αλγόριθμος NSGA-II

Ο αλγόριθμος NSGA-II (Deb et. al, 2002) προέκυψε από την ανάγκη να ξεπεραστούν τα μειονεκτήματα του απλού NSGA. Πιο συγκεκριμένα, το γεγονός ότι ο NSGA διέπεται από υψηλή υπολογιστική πολυπλοκότητα, πράγμα που αυξάνει κατά πολύ τον υπολογιστικό φόρτο (και συνεπακόλουθα τον χρόνο). Ένα ακόμη μειονέκτημα του απλού NSGA είναι ότι δεν χαρακτηρίζεται από ελιτισμό στις λύσεις του. Αυτό σημαίνει ότι είναι πιθανή η απώλεια ορισμένων λύσεων, ενώ παράλληλα αυξάνεται ο υπολογιστικός χρόνος.

- Συνάρτηση για την ταξινόμηση του πληθυσμού σε διαφορετικά μη κυρίαρχοι επίπεδα (fast nondominated sort)

Αρχικά, για τον ορισμό του αλγορίθμου θα πρέπει να οριστούν ο αριθμός των στόχων (objectives), έστω M καθώς και το μέγεθος του πληθυσμού, έστω N . Είναι επομένως προφανές, ότι για να προσδιοριστεί η κυρίαρχη (dominant) λύση θα πρέπει να πραγματοποιηθούν $M \times N$ συγκρίσεις για κάθε πιθανή λύση. Με δεδομένο ότι κάθε πιθανή λύση πρέπει να συγκριθεί με κάθε άλλο στοιχείο του πληθυσμού (για να εξακρινωθεί εάν είναι η κυρίαρχη λύση), τότε γίνεται αντιληπτό ότι η συνολική πολυπλοκότητα του αλγορίθμου αυξάνεται στις $M \times N^2$ συγκρίσεις.

Σε αυτό το στάδιο, βρέθηκαν όλες οι λύσεις στο πρώτο μη κυρίαρχο μέτωπο (επίπεδο) λύσεων. Προκειμένου να βρεθούν τα άτομα στο επόμενο μη κυρίαρχο επίπεδο (μέτωπο) λύσεων, θα πρέπει τα αποτελέσματα (λύσεις) του πρώτου επιπέδου (μετώπου) να αγνοηθούν προσωρινά και να επαναληφθεί η διαδικασία από την αρχή. Στο χειρότερο δυνατό σενάριο, για την εύρεση του δεύτερου μετώπου θα απαιτηθούν πάλι $M \times N^2$ υπολογισμοί. Αυτό θα γίνει όταν ο αριθμός των λύσεων που ανήκει σε επίπεδο υψηλότερο του δεύτερου είναι ίσος με N (δηλαδή ίσος με τον πληθυσμό). Για επίπεδα λύσεων υψηλότερα του δεύτερου ακολουθείται η ίδια ακριβώς διαδικασία. Έτσι, η χειρότερη περίπτωση είναι όταν υπάρχουν N μέτωπα και υπάρχει μόνο μια λύση σε κάθε μέτωπο. Σημειώνεται ότι για αυτή την διαδικασία απαιτείται χώρος αποθήκευσης ικανός να διατηρεί στην μνήμη N στοιχεία, ενώ η πολυπλοκότητα του αλγορίθμου ανέρχεται σε $M \times N^3$ υπολογισμούς.

Προκειμένου να μειωθεί η πολυπλοκότητα του αλγορίθμου υπολογίζεται για κάθε λύση p ο αριθμός n_p των λύσεων που κυριαρχούν έναντι της p και μια ομάδα λύσεων S_p , στην οποία η λύση p κυριαρχεί. Σε όλες τις λύσεις του πρώτου μη κυριαρχούμενου μετώπου εκχωρείται η τιμή $n_p = 0$, ενώ στη συνέχεια για κάθε λύση με $n_p = 0$ εξετάζεται κάθε μέλος q του συνόλου S_p και μειώνεται ο n_p του κατά 1. Έτσι, αν για οποιοδήποτε μέλος q μηδενιστεί ο μετρητής n_p τότε τοποθετείται σε μια ξεχωριστή λίστα Q , η οποία αποτελεί το δεύτερο μέτωπο. Με την ίδια διαδικασία για το σύνολο Q προκύπτει το τρίτο μέτωπο και ούτω καθεξής. Μέσω αυτής της διαδικασίας η πολυπλοκότητα του αλγορίθμου μειώνεται σε $M \times N^2$ υπολογισμούς.

➤ Συναρτήσεις για εξασφάλιση διασποράς των λύσεων

Άλλη μια καινοτομία του NSGA-II είναι η εξασφάλιση της πολυμορφίας των λύσεων, χωρίς την χρήση της αντίστοιχης παραμέτρου, η οποία στους συνήθεις γενετικούς αλγορίθμους εισάγεται από τον χρήστη. Αντί αυτού, έχει επιλεγεί η χρήση δύο συναρτήσεων, μία για την εκτίμηση της πυκνότητας των λύσεων και μια για την εύρεση μη παρεμφερών λύσεων (έτσι αποφεύγονται λύσεις σχεδόν ταυτόσημες).

Η πρώτη συνάρτηση κάνει μια εκτίμηση της πυκνότητας των λύσεων που βρίσκονται κοντά σε μια συγκεκριμένη λύση του πληθυσμού. Έπειτα υπολογίζεται η απόσταση του εξεταζόμενου σημείου από το προηγούμενο και το επόμενο που βρίσκονται στο ίδιο μέτωπο, η οποία ονομάζεται απόσταση συνωστισμού (crowding distance). Για την εύρεση της απόστασης συνωστισμού είναι προφανές ότι χρειάζεται –πρωτίστως– η ταξινόμηση των λύσεων κατά αύξουσα σειρά. Έπειτα, για κάθε στόχο (αντικειμενική συνάρτηση) (objective) υπολογίζονται οι ακραίες λύσεις (μεγαλύτερη και μικρότερη) και τους εκχωρείται άπειρη απόσταση. Η απόσταση για τις ενδιάμεσες λύσεις ορίζεται ίση με την απόλυτη κανονικοποιημένη διαφορά των τιμών των δύο γειτονικών λύσεων για την αντικειμενική συνάρτηση που εξετάζεται. Έπειτα, υπολογίζεται η συνολική απόσταση συνωστισμού για κάθε objective ως το άθροισμα των μεμονομένων αποστάσεων που αντιστοιχούν σε έναν στόχο (objective).

Η δεύτερη συνάρτηση κατευθύνει την διαδικασία επιλογής στα διάφορα επίπεδα του αλγορίθμου προς μια ομοιόμορφη εξάπλωση των λύσεων πάνω σε ένα μέτωπο Pareto. Έτσι, αν δύο λύσεις βρίσκονται πάνω στο ίδιο μέτωπο προτιμάται η λύση που βρίσκεται σε αραιότερη (από άποψης λύσεων) περιοχή, ενώ αν δεν είναι πάνω στο ίδιο μέτωπο τότε επιλέγεται αυτή με το καλύτερο (μικρότερο) επίπεδο.

➤ Κύριο σώμα αλγορίθμου

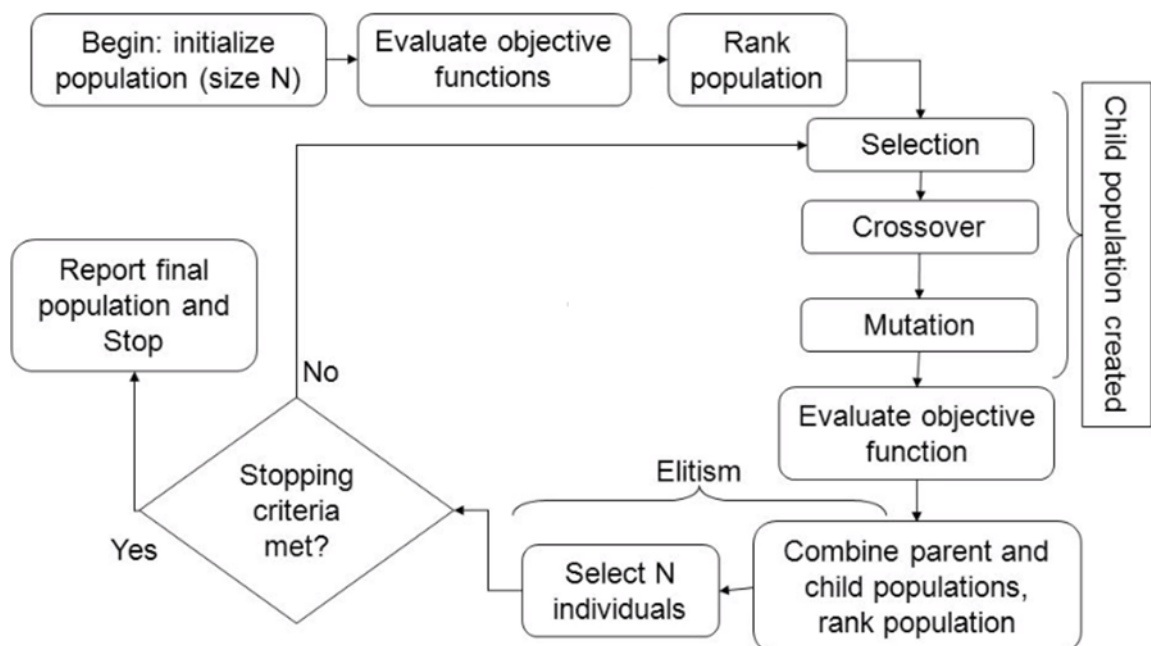
Για να γίνει πιο κατανοητή η λειτουργία του αλγορίθμου θα εξεταστεί η t -οστή του επανάληψη. Έχοντας τους πληθυσμούς των «γονέων» και των «απογόνων» από την $t-1$ επανάληψη, έστω αυτοί P_t και Q_t , ορίζεται ο νέος, συνδυασμένος πληθυσμός R_t που αποτελείται από τους P_t και Q_t μαζί. Έπειτα ο πληθυσμός αυτός, ο οποίος θεωρείται βέλτιστος αφού έχει εξασφαλιστεί η μεταφορά των καλύτερων λύσεων στον νέο πληθυσμό από το βήμα $t-1$ (ελιτισμός), ταξινομείται όπως στην ενότητα (α). Με την διαδικασία της ταξινόμησης οι λύσεις χαμηλότερου επιπέδου (που είναι κυρίαρχες έναντι των υπολοίπων) προφανώς θα εμφανίζονται πρώτες στην διαλογή. Σε περίπτωση που οι λύσεις που ανήκουν στο πρώτο μη κυριαρχούμενο επίπεδο (non-dominated front-έστω ότι είναι το F_1) είναι περισσότερες (σε πλήθος) σε σχέση με τον πληθυσμό των γονέων (έστω ίσος με N , τότε επιλέγονται οι N καλύτερες λύσεις του επιπέδου F_1 . Σε περίπτωση που οι λύσεις του

επιπέδου F_1 είναι λιγότερες από τον πληθυσμό των «γονέων», τότε χρησιμοποιούνται (προφανώς) όλες οι λύσεις που προέρχονται από το επίπεδο F_1 , καθώς και οι λύσεις των επόμενων επιπέδων (F_2, F_3, \dots, F_n), μέχρις ότου να συμπληρωθεί αριθμός λύσεων ίσος με το πλήθος των γονέων. Ο νέος πληθυσμός προκύπτει από την χρήση της δεύτερης συνάρτησης που περιγράφεται στην ενότητα (β) (ομοιομορφία λύσεων) για το τελευταίο μη κυριαρχούμενο επίπεδο σε φθίνουσα σειρά. Έτσι, προκύπτει ένας νέος πληθυσμός P_{t+1} , από τον οποίο θα προκύψουν με την ίδια διαδικασία «απόγονοι». Η λειτουργία του αλγορίθμου σε μορφή ψευδοκώδικα και διαγράμματος ροής έχει ως εξής:

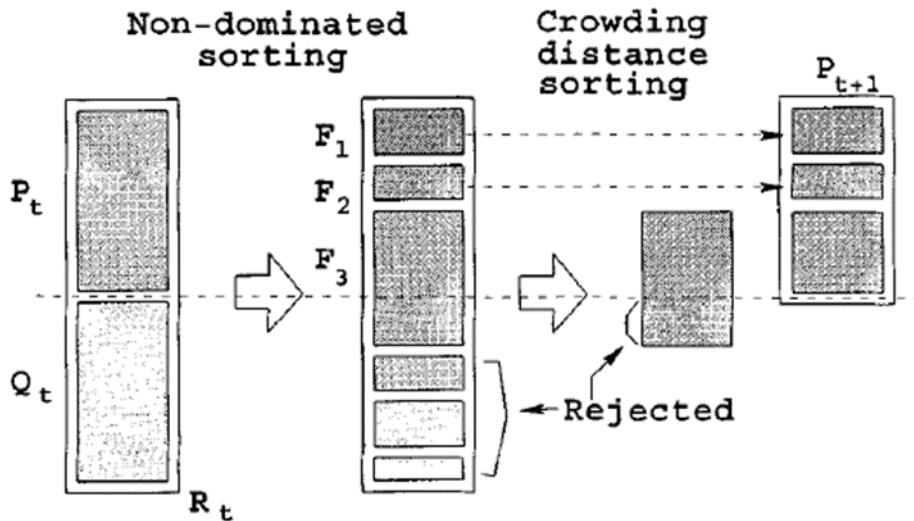
```

 $R_t = P_t \cup Q_t$ 
 $F = \text{fast-nondominated-sort}(R_t)$ 
 $P_{t+1} = \emptyset$  and  $i = 1$ 
until  $P_{t+1} + F_i \leq N$ 
    crowded-distance-assignment ( $F_i$ )
     $P_{t+1} = P_{t+1} \cup F_i$ 
     $i = i + 1$ 
Sort ( $F_i$ )
 $P_{t+1} = P_{t+1} \cup F_i [1 : (N - |P_{t+1}|)]$ 
 $Q_{t+1} = \text{make-new-pop}(P_{t+1})$ 
 $t = t + 1$ 

```



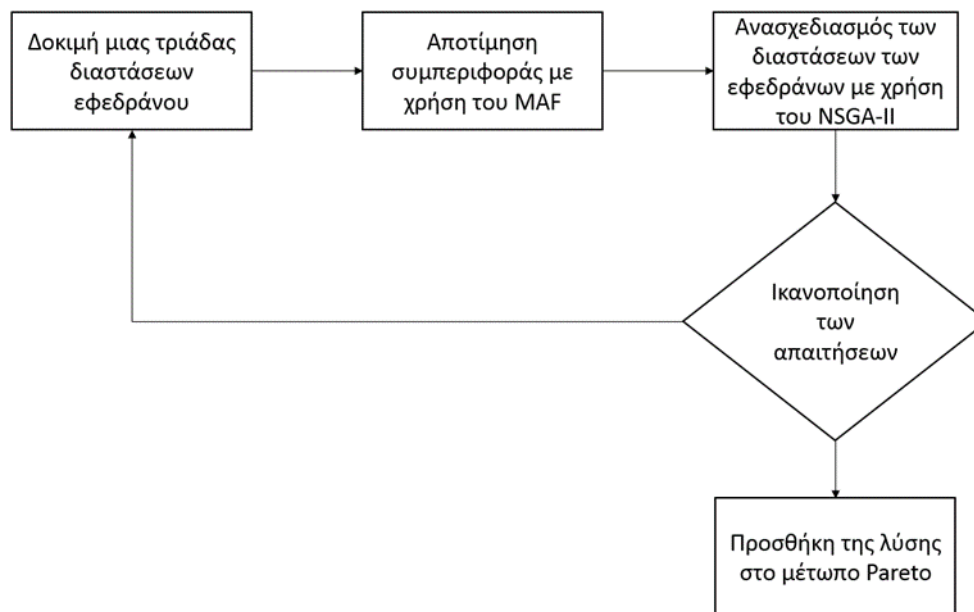
Σχήμα 5.8 : Διάγραμμα ροής του αλγορίθμου NSGA-II (Martin Dedaluce et. al 2014)



Σχήμα 5.9: Σχηματική αναπαράσταση του αλγορίθμου NSGA-II (Deb et al. 2002)

5.4 Διαδικασία βελτιστοποίησης της κατασκευής

Στην παρούσα διπλωματική εργασία για την βελτιστοποίηση της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε η έμμεση μέθοδος (iterative design – assessment) σε προγραμματιστικό περιβάλλον (MATLAB). Το αντικείμενο της κατασκευής που υποβλήθηκε στην διαδικασία της βελτιστοποίησης ήταν οι διαστάσεις των εφεδράνων, καθιστώντας την διαδικασία απλούστερη και εκφυλίζοντας το πρόβλημα σε βελτιστοποίηση μιας παραμέτρου (single-objective optimization), δηλαδή την ελαχιστοποίηση των διαστάσεων των εφεδράνων που συνεπάγεται και το ελάχιστο δυνατό κόστος για τα στοιχεία αυτά. Οι δύο κυριότεροι άξονες γύρω από τους οποίους κινήθηκε η διαδικασία ήταν (α) η σωστή αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής και (β) η χρήση ενός έξυπνου (και αυτόματου) τρόπου για εξαγωγή νέων διαστάσεων για τα εφεδράνα. Το πρώτο επιτεύχθηκε μέσα από την ανάλυση των υποψήφιων βέλτιστων κατασκευών με την χρήση της SPO2IDA, ενώ το δεύτερο προσεγγίστηκε μέσω του αλγορίθμου NSGA-II που περιγράφηκε αναλυτικά στην προηγούμενη ενότητα. Η ταχύτητα εκτέλεσης της SPO2IDA σε συνδυασμό με την απλούστευση του προβλήματος σε πρόβλημα ενός στόχου μείωσε σημαντικά τον αναμενόμενο υπολογιστικό χρόνο, καθιστώντας δυνατό τον έλεγχο πολλών διαφορετικών συνδυασμών διαστάσεων εφεδράνων, παρέχοντας παραπάνω από μια βέλτιστες λύσεις.



Σχήμα 5.10: Διάγραμμα ροής για την συνοπτική περιγραφή της διαδικασίας της βελτιστοποίησης

Σημειώνεται ότι στο σχήμα 5.9 η ικανοποίηση των απαιτήσεων, που αποτελεί και το κριτήριο για την αποδοχή της λύσης και την ενσωμάτωσή της στο μέτωπο Pareto αναφέρεται στην σύγκριση του MAF της κατασκευής με το MAF που προκύπτει για πέντε στάθμες επιτελεστικότητας, όπως αυτές έχουν οριστεί από τους Vamvatsikos & Paradimitriou (2005). Οι περίοδοι αναφοράς και επαναφοράς, η πιθανότητα εμφάνισης και ο υπολογισμός του MAF για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας φαίνεται στον πίνακα 5.2.

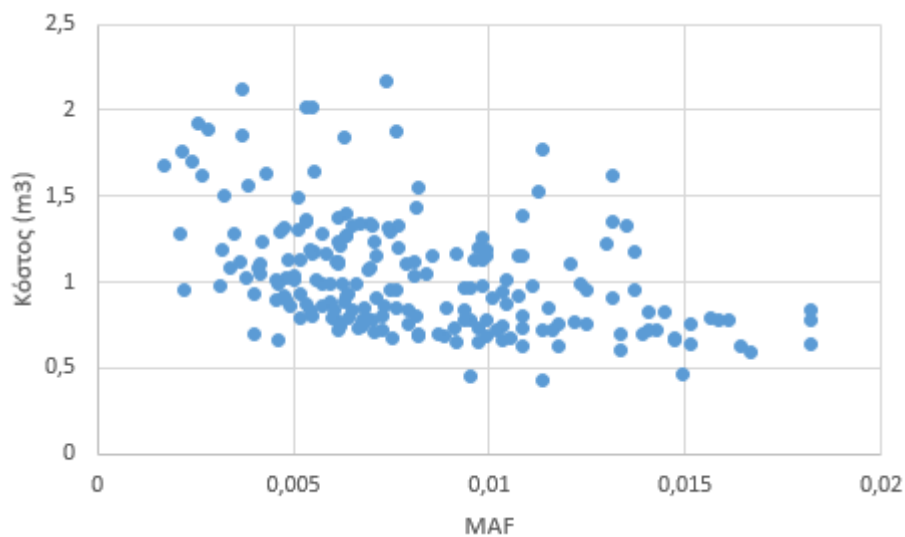
Πίνακας 5.2: Εκτίμηση MAF της κατασκευής για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας

	IO	O	LS	GI
Περίοδος Αναφοράς (yrs)	75	75	75	75
Πιθανότητα Εμφάνισης	75%	50%	10%	1%
Περίοδος Επαναφοράς (yrs)	54	108	712	7462
MAF	0.0185	0.00926	0.001405	0.000134

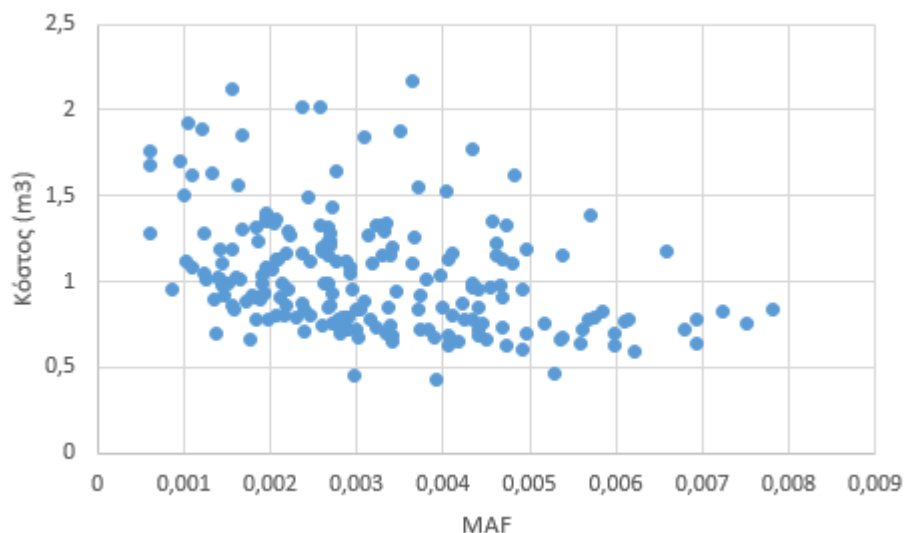
Οι στάθμες IO (Immediately Operational), O (Operational) και LS (Life Safety) έχουν οριστεί και σε προηγούμενο κεφάλαιο. Οι επόμενες δύο στάθμες CP (Collapse Prevention) και GI (Global Instability) περιγράφουν σπάνια σεισμικά γεγονότα (όπως φαίνεται και από

τον πίνακα 4.2) και μπορούν να εξαντλήσουν την φέρουσα ικανότητα της γέφυρας, κάνοντας απαραίτητη την αντικατάστασή της. Υπενθυμίζεται ότι για τον υπολογισμό της περιόδου επαναφοράς της εκάστοτε στάθμης επιτελεστικότητας, καθώς και για τον υπολογισμό του αντίστοιχου MAF χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις (4.1) και (4.2).

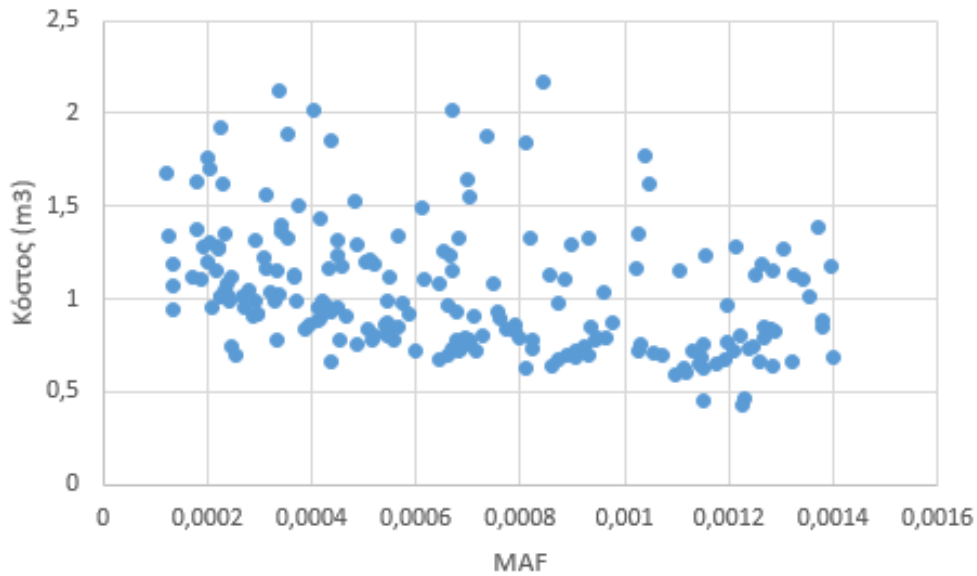
Συνολικά, για την εξαγωγή χρήσιμων αποτελεσμάτων εξετάστηκαν 640 διαφορετικές κατασκευές (δηλαδή 640 διαφορετικοί συνδυασμοί διαστάσεων εφεδράνων), με τις 203 να επιτυγχάνουν μικρότερες περιόδους επαναφοράς σε σχέση με τα όρια του πίνακα 5.2. Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζονται οι κατασκευές αυτές, συναρτήσει του υπολογισθέντος MAF για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Στον οριζόντιο άξονα είναι το κόστος σε διαστάσεις εφεδράνων (m^3), ενώ στον οριζόντιο άξονα είναι το MAF.



Σχήμα 5.11: Απεικόνιση δυνατών λύσεων συναρτήσει του MAF για την στάθμη επιτελεστικότητας IO (Immediately Operational)

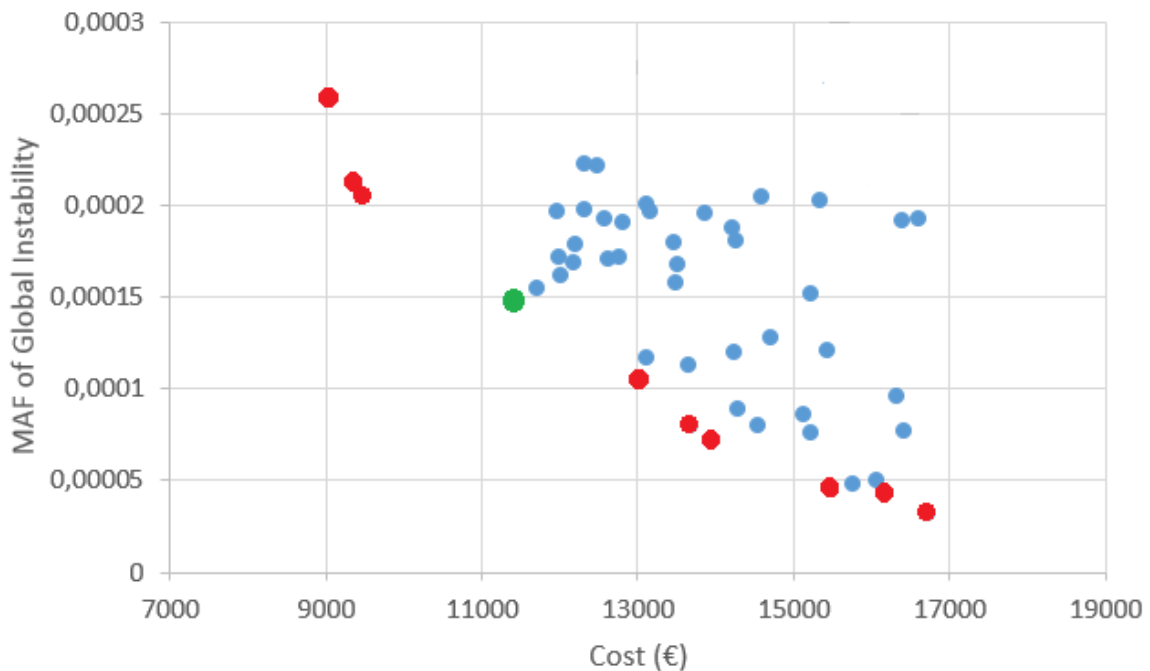


Σχήμα 5.12: Απεικόνιση δυνατών λύσεων συναρτήσει του MAF για την στάθμη επιτελεστικότητας O (Operational)



Σχήμα 5.13: Απεικόνιση δυνατών λύσεων συναρτήσεως του MAF για την στάθμη επιτελεστικότητας LS (Life Safety).

Για την εύρεση των βέλτιστων λύσεων, δηλαδή για την απεικόνιση του μετώπου Pareto, χρησιμοποιήθηκε κατάλληλο script στο MATLAB, καθώς και κατάλληλα διαμορφωμένο υπολογιστικό φύλλο Excel. Επιπλέον έγινε η παραδοχή ότι το κόστος των εφεδράνων ισούται με $15000\text{€}/\text{m}^3$, με πρόσθετο κόστος 160€ ανά εφέδρανο. Με τα ως άνω δεδομένα, προκύπτει το μέτωπο βέλτιστων λύσεων για το MAF της δυναμικής αστάθειας (Global Instability) της γέφυρας, το οποίο παρουσιάζεται στο σχήμα 5.16.



Σχήμα 5.16: Μέτωπο κυριαρχούμενων και μη κυριαρχούμενων λύσεων του MAF του GI.

Στο σχήμα 5.16 με κόκκινο χρώμα σημειώνονται οι βέλτιστες λύσεις, ενώ με πράσινο χρώμα σημειώνεται η λύση που ικανοποιεί περισσότερο ταυτόχρονα και τους δύο στόχους (συνδυάζει το ελάχιστο δυνατό κόστος με την ελάχιστη πιθανότητα υπέρβασης), ή όπως συναντάται στην διεθνή βιβλιογραφία utopian point. Από τις βέλτιστες αυτές λύσεις, προφανώς οι οικονομικότερες είναι πιο κοντά στον οριζόντιο άξονα. Οι λύσεις αυτές είναι όλες αποδεκτές και η τελική επιλογή των διαστάσεων εξαρτάται από τον μελετητή και την σχέση ασφάλειας – κόστους που θέλει να επιτύχει. Με άλλα λόγια, η επιλογή των διαστάσεων είναι ανάλογη του ρίσκου που καλείται να παραλάβει ο μελετητής της κατασκευής. Επιλέγοντας την λύση του utopian point, προκύπτουν εφάδρανα διαστάσεων (500x500x90)mm³ για τα ακρόβαθρα και (800x800x80)mm³ για το μεσόβαθρο. Οι κόντινότερες διαστάσεις για τα ως άνω εφάδρανα είναι (α) για τα ακρόβαθρα (500x600x151) mm³ της εταιρείας GUMBA, με ύψος ελαστομερούς 99mm και (β) για το μεσόβαθρο (800x800x130) mm³ της εταιρείας AGOM, με ύψος ελαστομερούς 90mm.

Aufblast Vertical Load MN	Lagerformat Bearing Dim. mm	Schichten elastomer layers Stck	Typ 1			Typ 2 und 5				Typ 1/2			Dehwinkel Angle of Rotation rad/1000	Drehwinkel Ø Angle of Rotation Ø
			Verschiebung +/- Displacement +/- mm	Einbaudicke Total Thickness mm	Elastomerdicke Elast. Thickness mm	Verschiebung +/- Displacement +/- mm	Einbaudicke Typ 2 Total Thickness Typ 2 mm	Einbaudicke Typ 5 Total Thickness Typ 5 mm	Elastomerdicke Elast. Thickness mm	Verschiebung +/- Displacement +/- mm	Einbaudicke Total Thickness mm	Elastomerdicke Elast. Thickness mm		
2,90 3,60 4,50	Ø 500 Ø 550 500x600	3	27	54	38	23	81	61	33	25	67,5	33,5	6	6
		4	34	69	49	31	96	76	44	33	82,5	46,5	8	8
		5	42	84	60	39	111	91	55	40	97,5	57,5	10	10
		6	50	99	71	46	126	106	66	48	112,5	68,5	12	12
		7	57	114	82	54	141	121	77	56	127,5	79,5	14	14
		8	65	129	93	62	156	136	88	63	142,5	90,5	16	16
		9	72	144	104	69	171	151	99	71	157,5	101,5	18	18
		10	77	159	115	75	186	166	110	76	172,5	112,5	20	20
		11	82	174	126	80	201	181	121	81	187,5	123,5	22	22
		12	86	189	137	84	216	196	132	85	202,5	134,5	24	24
		13	89	204	148	88	231	211	143	89	217,5	145,5	26	26
		14	93	219	159	91	246	226	154	92	232,5	156,5	28	28
		15	-	-	-	94	261	241	165	-	-	-	30	30

Σχήμα 5.17: Επιλογή διαστάσεων εφάδρανων ακροβάθρων (κατάλογος GUMBA Type 5)

a [mm]	x	b [mm]	V kN]	N/mm ²	h [mm]	Displacement +/- [mm]	Rotation over a ‰	Rotation over b ‰	Total rubber thickness	Weight [kg]
800	X	800	9600	15,0	38	12,6	2,0	2,0	18	Kg 116
800	X	800	9600	15,0	61	25,2	4,0	4,0	36	Kg 155
800	X	800	9600	15,0	84	37,8	6,0	6,0	54	Kg 194
800	X	800	9600	15,0	107	50,4	8,0	8,0	72	Kg 233
800	X	800	9600	15,0	130	63,0	10,0	10,0	90	Kg 272
800	X	800	9600	15,0	153	75,6	12,0	12,0	108	Kg 311
800	X	800	9600	15,0	176	88,2	14,0	14,0	126	Kg 350
800	X	800	9600	15,0	199	100,8	16,0	16,0	144	Kg 389
800	X	800	9600	15,0	222	113,4	18,0	18,0	162	Kg 427
800	X	800	9600	15,0	245	121,5	20,0	20,0	180	Kg 466
800	X	800	9600	15,0	268	129,2	22,0	22,0	198	Kg 505
800	X	800	9600	15,0	291	136,0	24,0	24,0	216	Kg 544
800	X	800	9600	15,0	314	412,1	26,0	26,0	234	Kg 583

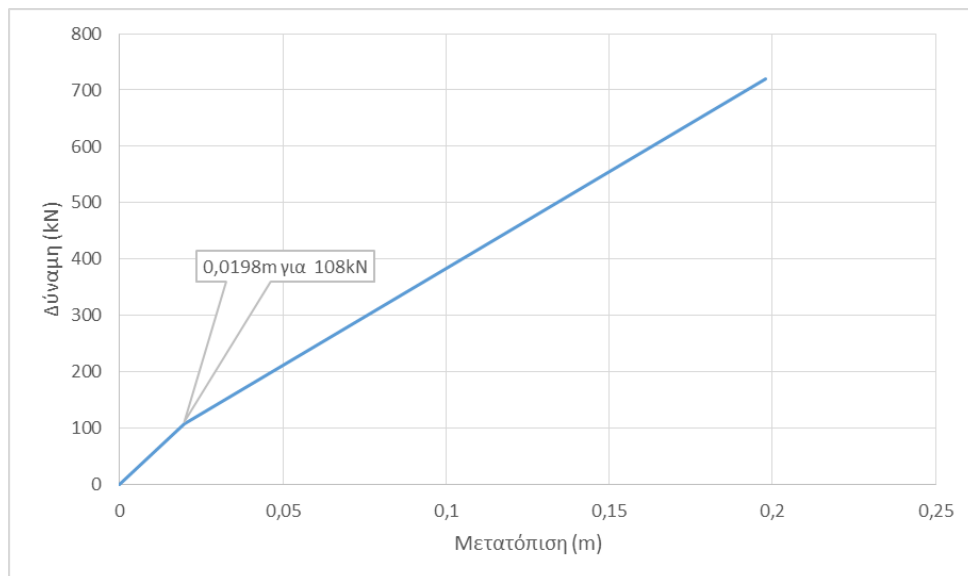
Σχήμα 5.18: Επιλογή διαστάσεων εφεδράνων μεσοβάθρου (κατάλογος AGOM Type 5)

5.5 Αποτίμηση της συμπεριφοράς των εφεδράνων

Όπως ακριβώς και στο προηγούμενο κεφάλαιο, θα παρουσιαστούν οι καμπύλες ικανότητας των εφεδράνων, σύμφωνα με τις παραγράφους 3.4.1 και 3.4.2, αρχικά για τα εφέδρανα των ακροβάθρων και στη συνέχεια για τα εφέδρανα των μεσοβάθρων.

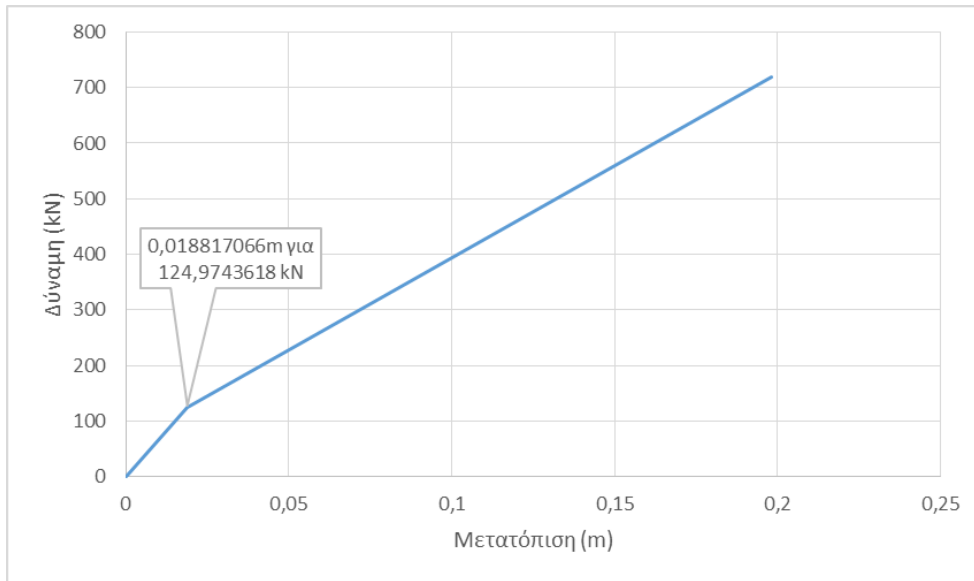
➤ Εφέδρανα ακροβάθρων

- 1^η μέθοδος: Επίλυση των εξισώσεων με απλοποιητικές παραδοχές για την δύναμη και την μετακίνηση στην διαρροή.



Σχήμα 5.19: Καμπύλη συμπεριφοράς εφεδράνων ακροβάθρων με την θεώρηση ότι $F_y = 0.15 \cdot F_{max}$ και $\delta_y = 0.10 \cdot \delta_{max}$

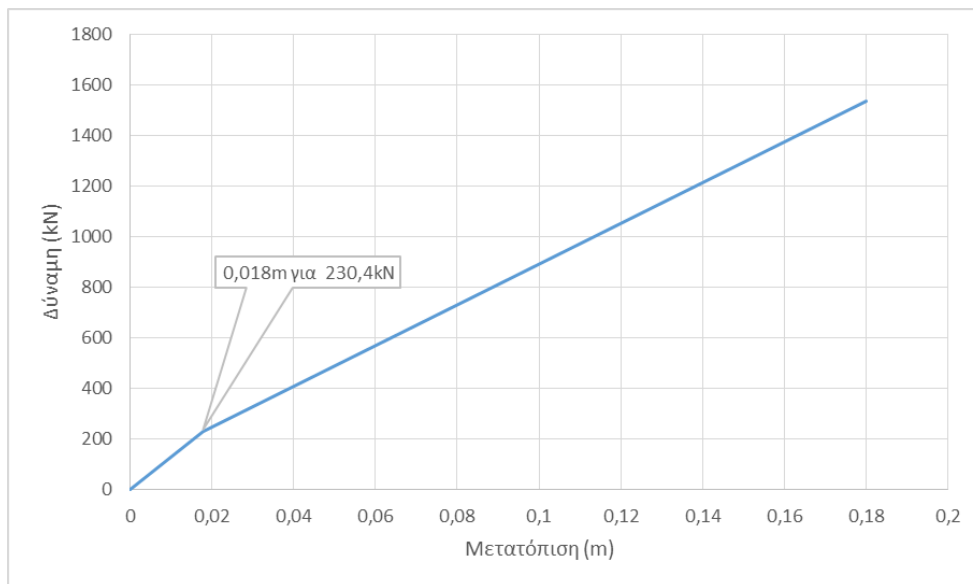
- 2^η μέθοδος: Επίλυση των εξισώσεων με απλοποιητική παραδοχή για την τιμή του συντελεστή α



Σχήμα 5.20: Καμπύλη συμπεριφοράς εφεδράνων ακροβάθρων με την θεώρηση ότι $\alpha=2$

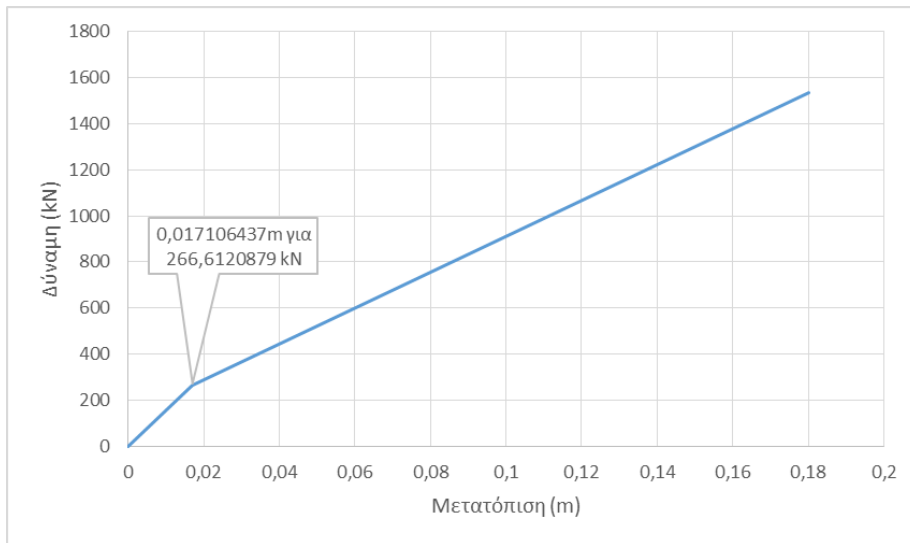
➤ Εφέδρανα μεσοβάθρου

- 1^η μέθοδος: Επίλυση των εξισώσεων με απλοποιητικές παραδοχές για την δύναμη και την μετακίνηση στην διαρροή.



Σχήμα 5.21: Καμπύλη συμπεριφοράς εφεδράνων μεσοβάθρου με την θεώρηση ότι $F_y=0.15 \cdot F_{max}$ και $\delta y=0.10 \cdot \delta_{max}$

- 2^η μέθοδος: Επίλυση των εξισώσεων με απλοποιητική παραδοχή για την τιμή του συντελεστή α



Σχήμα 5.22: Καμπύλη συμπεριφοράς εφεδράνων μεσοβάθρου με την θεώρηση ότι $\alpha=2$

6 Συμπεράσματα – Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

6.1 Συμπεράσματα

Αρχικά, όσον αφορά τον σχεδιασμό των εφεδράνων με τον Ευρωκώδικα 8 παρατηρείται ότι είναι αναπόφευκτη μια επαναληπτική διαδικασία, η οποία θα μπορούσε να χαρακτηριστεί και «τυφλή», καθώς για κάθε εξεταζόμενη τριάδα διαστάσεων εφεδράνων απαιτείται εκ νέου ο έλεγχος μετακινήσεων και ολίσθησης. Βεβαίως, οι δύο αυτοί έλεγχοι μπορούν να διενεργηθούν με την χρήση ενός σχετικά απλού υπολογιστικού φύλλου στο Excel, σε περίπτωση όμως που ο μελετητής δεν έχει την απαιτούμενη εμπειρία ούτως ώστε να κατευθυνθεί προς την σωστή λύση η διαδικασία μπορεί να γίνει χρονοβόρα. Σχετικά με την οικονομικότητα των αποτελεσμάτων, η μέθοδος είναι η πιο ακριβή εκ των τριών μελετηθέντων, καθώς οδήγησε σε πολύ μεγάλες διαστάσεις εφεδράνων.

Αντιθέτως, με την χρήση των φασμάτων συχνότητας διαρροής η διαδικασία απλουστεύεται αρκετά. Με δεδομένη την αμεταβλητότητα της μετακίνησης διαρροής (στοιχείο το οποίο παρατηρήθηκε και κατά την εκπόνηση των αποτελεσμάτων για διαφορετικά δεδομένα) και με μια γρήγορη επεξεργασία της ανάλυσης Pushover εξάγονται άμεσα με χρήση υπολογιστικού φύλλου Excel τα στοιχεία σχεδιασμού της κατασκευής, καθιστώντας αυτή την μέθοδο την ταχύτερη σε σύγκριση με τις υπόλοιπες δύο. Επίσης, η μέθοδος ήταν οικονομικότερη και αναφορικά με τα αποτελέσματά της.

Τέλος, η διαδικασία της βελτιστοποίησης πλεονεκτεί έναντι των υπολοίπων δύο καθώς αποτελεί μια εντελώς αυτόματη διαδικασία, η οποία μάλιστα παρέχει στον χρήστη την δυνατότητα να επιλέξει μια λύση ανάλογα με το ρίσκο που θέλει να πάρει σε σχέση με το κόστος της κατασκευής. Σε περίπτωση όμως που δεν είναι διαθέσιμο ένα κατάλληλο λογισμικό για την εκτέλεση του αλγορίθμου, τότε αυτή η μέθοδος θα είναι η πλέον χρονοβόρα, καθώς ο αλγόριθμος NSGA-II απαιτεί πληθώρα εντολών και εις βάθος κατανόηση των εννοιών του.

Συμπερασματικά, από την σύγκριση των τριών αυτών μεθόδων φαίνεται ότι ο Ευρωκώδικας 8 αποτελεί την πλέον εύκολη-πλην όμως και πλέον αντιοικονομική μέθοδο για την διαστασιολόγηση των εφεδράνων. Αντιθέτως, τα φάσματα συχνότητας διαρροής λαμβάνουν υπ' όψιν και την μετελαστική συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής, την στιγμή που δεν απαιτούν ιδιαίτερα πολύπλοκη διαδικασία ανάλυσης. Σε περίπτωση που ο χρήστης κατανοήσει σε βάθος την λειτουργία της μεθόδου και εξοικειωθεί με το – απλό και γρήγορο- περιβάλλον του Excel, τότε μπορεί μέσα σε λίγες ώρες να διαστασιολογήσει τα εφεδράνα με μεγάλη αξιοπιστία. Τέλος, ο NSGA-II αποτελεί ένα πρωτότυπο (για έργα πολιτικού μηχανικού) όργανο, το οποίο προσφέρει μεγάλη ευελιξία στον μελετητή, δίνοντάς του την δυνατότητα να επιλέξει ανάμεσα στην οικονομικότητα και την ασφάλεια. Το γεγονός όμως ότι δεν είναι τόσο ταχεία ως μέθοδος, σε συνδυασμό με την πολυπλοκότητά του και την απαίτηση από τον χρήστη μεγάλης εξοικείωσης με τον προγραμματισμό καθιστά την μέθοδο αυτή πιο εύπεπτη σε ερευνητικό επίπεδο.

6.2 Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Η εφαρμογή του αλγορίθμου NSGA-II αποτελεί μια πρώτη προσέγγιση ενός στατικού προβλήματος σε περιβάλλον αμιγώς προγραμματιστικό. Λαμβάνοντας υπ' όψιν τα

αξιόπιστα αποτελέσματα που προέκυψαν, θα μπορούσε η εφαρμογή του να εξαπλωθεί και σε άλλες παραμέτρους της γέφυρας, όπως για παράδειγμα οι διαστάσεις του μεσοβάθρου, οι διαστάσεις των δοκών ή ακόμα και το μηχανικό ποσοστό οπλισμού για τα φέροντα στοιχεία της γέφυρας. Η μέθοδος μπορεί να εξεταστεί ακόμα και για συνήθεις οικοδομικούς φορείς, ούτως ώστε να εξακριβωθεί η ακρίβειά της και η δυνατότητα ευρύτερης χρησιμοποίησής της. Επίσης, προκειμένου να επαληθευτεί η χρήση της SPO2IDA ως αξιόπιστης μεθόδου ανάλυσης για την παρούσα κατασκευή, θα είχε ενδιαφέρον η πραγματοποίηση full IDA αναλύσεων, ούτως ώστε να ελεγχθεί η ταύτιση των αποτελεσμάτων, ή να προταθεί ένας κατάλληλος συντελεστής συσχέτισης.

Επιπλέον, περαιτέρω διερεύνηση θα μπορούσε να γίνει και για τα φάσματα συχνοτήτων διαρροής, δεδομένου ότι τα αποτελέσματα ναι μεν θεωρούνται αξιόπιστα, είναι όμως αισθητά μικρότερα (κυρίως σε σύγκριση με τα αποτελέσματα του Ευρωκώδικα 8). Έτσι, η εφαρμογή της μεθόδου σε παρόμοιες κατασκευές και η σύγκριση των αποτελεσμάτων για τους δύο φορείς θα μπορούσε να προσδώσει μεγαλύτερη ασφάλεια .

7 Βιβλιογραφία

1. Αθανασίου Α. (2016), Σχεδιασμός Δωδεκαώροφου μεταλλικού πλαισιακού κτιρίου σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες Βάσει Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής
2. Ι. Βάγιας, Α. Ηλιόπουλος και Π. Θανόπουλος (2016). Σχεδιασμός Σύμμικτων Γεφυρών από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Εκδόσεις Κλειδάριθμος
3. Ιωάννης Ν. Ψυχάρης. Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 1, 2016
4. Ιωάννης Ν. Ψυχάρης. Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 2, 2016
5. Κοκολάκης Γ., Σπηλιώτης Ι. (1999) . Εισαγωγή στην θεωρία πιθανοτήτων και στατιστική. Εκδόσεις Συμμεών.
6. Μακρόπουλος Χ. & Ευστρατιάδης Α. Σημειώσεις βελτιστοποίησης συστημάτων και υδροπληροφορικής, 2015
7. Ιωάννης Φ. Μοσχονάς (2010). ‘Ανάλυση Σεισμικής Τρωτότητας Γεφυρών από Σκυρόδεμα’, Διδακτορική διατριβή, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης
8. Χούντα Α.Π.(2013): Βελτιστοποίηση με Εξελικτικούς Αλγορίθμους Υποβοηθούμενους από τη Μέθοδο Ανάλυσης σε Κύριες Συνιστώσες - Εφαρμογές στην Ενέργεια και στις Μεταφορές
9. AGOM Elastomeric Bearings (<http://agom.it>)
10. Chopra AK (2007) Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. Prentice Hall: Englewood Cliffs, NJ
11. Deb K., Pratap A., Agarwal S., Meyarivan T. (2002). “A Fast and Elitist Multiobjective Genetic Algorithm: NSGA-II” IEEE Transactions on Evolutionary Computation
12. Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges (EN 1998-2:2005/AC:2010) European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
13. Fragiadakis M., Vamvatsikos D., Karlaftis M.G., Lagaros N.D., Papadrakakis M. (2013). ‘Seismic Assessment of Structures and Lifelines’
14. Gumba Katalog 2006 (<http://www.gumba.de>)
15. Kumar M., Whittaker A.S and Constantinou M.C. (2014). “An advanced numerical model of elastomeric seismic isolation bearings”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics
16. Moschonas F.I., Kappos J.A., Panetsos P., Papadopoulos V., Makarios T., Thanopoulos P. (2008). “Seismic fragility curves for greek bridges: methodology and case studies” Bull Earthquake Eng
17. Vamvatsikos D., Ascheim M.A. (2016). “Performance-based seismic design via yield frequency spectra” Earthquake Engineering and Structural Dynam
18. Vamvatsikos D., Ascheim M.A. and Kazantzi A.K. (2013) “Direct performance-based seismic design using yield frequency spectra”, Proceedings of the Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics (VEESD 2013), Vienna, Austria.
19. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). “Incremental Dynamic Analysis.” Earthquake Engineering and Structural Dynamics
20. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). “Applied Incremental Dynamic Analysis.” Earthquake Spectra

21. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2006). “Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*
22. Vamvatsikos D, Kazantzi A.K. and Ascheim M.A (2015) Performance-Based Seismic Design: Avant-Garde and Code-Compatible Approaches *Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems*.
23. Vamvatsikos D., Papadimitriou C. (2005). “Optimal multi-objective design of a highway bridge under seismic loading through Incremental Dynamic Analysis” Millpress, Rotterdam
24. Vamvatsikos D., Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece (<http://users.ntua.gr/divamva>)
25. Vorlesungen über Massivbau (1979): Teil 6: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau (Ελληνική έκδοση). Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας