

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ



ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ

**Αποτίμηση Υφιστάμενου Εξαώροφου Κτιρίου από Ω. Σ. με
Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση και Καμπύλες Τρωτότητας**

Διπλωματική εργασία
του Ιωάννη Λ. Κακαλέτρη

Επιβλέπων: Επικ. Καθηγητής Βησ. Παπαδόπουλος

ΑΘΗΝΑ 2014

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Βησσαρίων Παπαδόπουλο για την πολύτιμη καθοδήγηση του καθ' όλη τη διάρκεια της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Η υπομονή του σε συνδυασμό με τις ενδιαφέρουσες παρατηρήσεις του αποτέλεσαν σημαντικά στοιχεία για την ολοκλήρωση της.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου και τους φίλους μου για την υπομονή και την υποστήριξη τους καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης αυτής της διπλωματικής εργασίας.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η αποτίμηση της συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου εξάωροφου κτιρίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα με τη μέθοδο της δυναμικής προσαυξητικής ανάλυσης καθώς και με τη χάραξη των καμπύλων τρωτότητας της.

Στο πρώτο κεφάλαιο, γίνεται η περιγραφή του χρησιμοποιούμενου υφιστάμενου φορέα όπου παρατίθενται η γεωμετρία και τα χαρακτηριστικά του, όπως το στατικό του σύστημα, τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για την υλοποίησή του, τα κατακόρυφα φορτία που θεωρήθηκαν στους υπολογισμούς των αναλύσεων καθώς και το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του με βάση τον Ευρωκώδικα 8.

Στο δεύτερο κεφάλαιο, γίνεται μια συνοπτική παρουσίαση του λογισμικού OpenSEES που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση του φορέα, με σκοπό να ληφθεί υπ' όψιν η μη γραμμική συμπεριφορά του. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στην ορθή προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας και στη μη γραμμική συμπεριφορά των υλικών.

Στο τρίτο κεφάλαιο, αρχικά γίνεται η περιγραφή της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης (Pushover) και η εφαρμογή της κατά τη διαμήκη και κατά την εγκάρσια διεύθυνση του φορέα και εν συνεχεία, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τις αναλύσεις αυτές και για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

Στο τέταρτο κεφάλαιο, αρχικά παρουσιάζεται εκτενώς η μέθοδος της δυναμικής προσαυξητικής ανάλυσης (IDA) σε θεωρητικό επίπεδο, δίνοντας τους βασικούς ορισμούς των εννοιών της μεθόδου και τη χρησιμότητά της ως μέθοδο ανελαστικής ανάλυσης κατασκευών. Στη συνέχεια γίνεται εφαρμογή της μεθόδου στον εξεταζόμενο φορέα ο οποίος υποβάλλεται σε μια σειρά εδαφικών κινήσεων. Από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων που προκύπτουν κατασκευάζονται τα κατάλληλα γραφήματα που περιγράφουν την ανελαστική συμπεριφορά του φορέα στις καταγραφές αυτές.

Στο πέμπτο κεφάλαιο, γίνεται αναλυτική περιγραφή της κατασκευής των καμπύλων τρωτότητας τόσο με βάση τη δυναμική προσαυξητική ανάλυση όσο και με τη μέθοδο των συντελεστών και τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8. Στη συνέχεια, παρατίθενται οι καμπύλες που προκύπτουν και από τις δύο μεθόδους καθώς και η σύγκριση αυτών.

Τέλος, παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τη απόκριση του κτιρίου κατά την εφαρμογή των ανωτέρω αναλύσεων.

ABSTRACT

The purpose of this thesis is to assess the behavior of an existing six-storey reinforced concrete building with the method of incremental dynamic analysis as well as with the construction of fragility curves.

In the first chapter, the description of the building takes place. Details concerning the geometry and the characteristics of the building are provided, such as the structural system, the materials that were used, the vertical loads that were considered and the elastic design spectrum of Eurocode 8.

In the second chapter, there is an overview of OpenSEES software which is used to construct the model in order perform the analyzes. Particular emphasis is given to the proper simulation of the diaphragmatic function and the non-linear behavior of materials.

In the third chapter, the Static Pushover Analysis is presented and applied to both the longitudinal and the transverse direction of the model. Subsequently, the obtained results from these analyzes are presented.

In the fourth chapter, the basic definitions of the Incremental Dynamic Analysis (IDA) are thoroughly presented , as well as its usefulness as a method for non-linear structural analysis. Then, the model is subjected to a series of ground motions, following the principles of the aforementioned method. By processing of the results, the appropriate figures are created, which describe the inelastic behavior of the model subjected to the above recordings.

In the fifth chapter, the construction of fragility curves is presented in detail, based both on the Incremental Dynamic Analysis and the coefficient method using the spectrum design of Eurocode 8. Then, the fragility curves obtained by the two methods are compared.

Finally, the conclusions obtained from the above analyzes are discussed in detail.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	3
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	5
ABSTRACT	7
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ.....	9
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1.....	13
Περιγραφή του προς Ανάλυση Υφιστάμενου Κτιρίου	13
1.1. Γεωμετρία της κατασκευής	13
1.2. Χαρακτηριστικά Υλικών Κατασκευής.....	14
1.3. Κατακόρυφα Φορτία Κατασκευής.....	14
1.4. Ελαστικό Φάσμα Σχεδιασμού με βάση τον EC8	16
1.5. Κατάταξη της Υφιστάμενης Κατασκευής με βάση το Στατικό της Σύστημα	17
1.6. Ακανονικότητα σε Κάτοψη	19
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2.....	25
Προσομοίωση του Υφιστάμενου Κτιρίου με το Λογισμικό OpenSEES	25
2.1. Εισαγωγή στο λογισμικό OpenSEES	25
2.1.1. Πλεονεκτήματα του λογισμικού OpenSEES	26
2.1.2. Μειονεκτήματα του λογισμικού OpenSEES	26
2.2. Εισαγωγή Κόμβων, Διατομών, Στοιχείων και Προσομοίωση Διαφραγματικής Λειτουργίας	26
2.3. Επιλογή Καταστατικού Νόμου για το Σκυρόδεμα	28
2.4. Επιλογή Καταστατικού Νόμου για το Χάλυβα	31
2.5. Καθορισμός και Χαρακτηριστικά Γνωρίσματα Ανάλυσης	33
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3.....	35
Στατική Υπερωθητική Ανάλυση	35
3.1. Γενική περιγραφή της μεθόδου	35
3.1.1. Διαδικασία αποτίμησης κατασκευής	35
3.1.2. Αδυναμίες της μεθόδου.....	39
3.2. Στατική Υπερωθητική Ανάλυση κατά τη διεύθυνση Χ.....	39
3.2.1. Κατασκευή της Καμπύλη Ικανότητας	39
3.2.2. Υπολογισμός Στοχευόμενης Μετακίνησης	40
3.2.3. Καμπύλη Ικανότητας.....	45

3.2.4. Εξέλιξη Ανηγμένων Πλευρικών Μετακινήσεων (Drift)	46
3.2.5. Προφίλ Απόλυτων Μετακινήσεων	47
3.2.6. Συνολική Διατμητική Αντοχή Τοιχωμάτων στη Βάση	47
3.3. Στατική Υπερωθητική Ανάλυση κατά τη διεύθυνση Z.....	49
3.3.1. Καμπύλη Ικανότητας.....	49
3.3.2. Εξέλιξη Ανηγμένων Πλευρικών Μετακινήσεων (Drift)	50
3.3.3. Προφίλ Απόλυτων Μετακινήσεων	51
3.3.4. Συνολική Διατμητική Αντοχή Τοιχωμάτων στη Βάση	52
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4.....	53
Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση.....	53
4.1. Εισαγωγή.....	53
4.2. Βασικές έννοιες της μεθόδου IDA για μια καταγραφή χρονοϊστορίας.....	56
4.3. Γενικές ιδιότητες της καμπύλης IDA	59
4.4. Ικανότητα και οριακές καταστάσεις σε καμπύλες IDA	65
4.5. Αποτελέσματα των Δυναμικών Προσαυξητικών Αναλύσεων	68
4.5.1. Παρουσίαση σεισμικών καταγραφών.....	69
4.5.2. Καμπύλες Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης (IDA).....	71
4.5.2.1. Επιταχυνσιογραφήματα και Ελαστικά Φάσματα Απόκρισης	72
4.5.3. Εξέλιξη Μέγιστων Μετακινήσεων Ορόφων	78
4.5.4. Εξέλιξη Μέγιστων Drift Ορόφων	80
4.5.5. Εξέλιξη Τέμνουσας Βάσης.....	83
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5.....	89
Ανάλυση Τρωτότητας Κατασκευής.....	89
5.1. Εισαγωγή.....	89
5.2. Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας βασισμένος σε κριτήρια τρωτότητας.....	90
5.2.1. Εισαγωγή.....	90
5.2.2. Στόχοι επιθυμητής επιτελεστικότητας με βάση κριτήρια τρωτότητας	91
5.3. Βασικές μαθηματικές έννοιες.....	92
5.4. Κατασκευή καμπύλων τρωτότητας με βάση τη Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση.....	94
5.4.1. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο την Ελαστική Φασματική Επιτάχυνση της Πρώτης Ιδιομορφής για Απόσβεση $\xi=5\%$	97
5.5. Κατασκευή καμπύλων τρωτότητας με βάση τον Ευρωκώδικα 8	99
5.5.1. Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8	99
5.5.2. Μεθοδολογία Hazus.....	101

5.5.3. Καμπύλες Τρωτότητας με βάση το Φάσμα του Ευρωκώδικα και τη Μέθοδο των Συντελεστών κατά τη διεύθυνση X.....	104
5.5.3.1. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο τη Φασματική Επιτάχυνση της Πρώτης Ιδιομορφής και Απόσβεση $\xi=5\%$	107
5.5.4. Καμπύλες Τρωτότητας με βάση το Φάσμα του Ευρωκώδικα και τη Μέθοδο των Συντελεστών κατά τη διεύθυνση Z.....	109
5.5.4.1. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο τη Φασματική Επιτάχυνση της Πρώτης Ιδιομορφής και Απόσβεση $\xi=5\%$	111
5.6. Σύγκριση Καμπύλων Τρωτότητας από τη Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση και τον Ευρωκώδικα 8.....	113
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	117
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	121

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Περιγραφή του προς Ανάλυση Υφιστάμενου Κτιρίου

1.1. Γεωμετρία της κατασκευής

Η υπό μελέτη υφιστάμενη κατασκευή, είναι μια πραγματική κατασκευή που αποτελείται από έξι (6) ορόφους. Το ύψος κάθε ορόφου είναι τρία μέτρα (3m), με ενιαίο πάχος πλάκας για όλους τους ορόφους ίσο με δεκαοχτώ εκατοστά (18cm). Η κάτοψη όλων των ορόφων της υφιστάμενης κατασκευής έχει ορθογωνικό σχήμα διαστάσεων 12.85m x 11.85m. Επίσης, υπάρχουν στην μπροστινή και στην πίσω όψη συνολικά τρεις (3) εξώστες ανά όροφο. Στην μπροστινή όψη ο εξώστης έχει διαστάσεις 2.00m x 12.85m και πάχος πλάκας ίσο με είκοσι εκατοστά (20cm) και στην πίσω όψη οι υπόλοιποι δύο εξώστες έχουν διαστάσεις 0.39m x 1.60m και 0.45m x 2.85m αντίστοιχα και πάχος πλάκας δεκαοχτώ εκατοστά (18cm).

Ο φέρων οργανισμός κατασκευάστηκε από ωπλισμένο σκυρόδεμα και ο οργανισμός πλήρωσης από οπτοπλινθοδομές (μπατικές, δρομικές). Το στατικό σύστημα της υφιστάμενης κατασκευής, όπως θα αποδειχθεί (Κεφάλαιο 3), και ως προς τις δύο διευθύνσεις είναι τοιχωματικό (ο ορισμός του οποίου θα αναλυθεί παρακάτω) αποτελούμενο από οριζόντιες πλάκες μονολιθικώς συνδεδεμένες με δοκούς, υποστυλώματα και τοιχώματα. Παράλληλα η κατασκευή που μελετάμε παρουσιάζει μικρή στατική εκκεντρότητα που έχει ως συνέπεια τη στροφή των διαφραγματικών ορόφων. Ωστόσο η επιρροή της είναι αμελητέα όπως αποδεικνύεται παρακάτω από τα αποτελέσματα των αναλύσεων, γεγονός στο οποίο συμβάλλει και η ύπαρξη τοιχωμάτων τα οποία αυξάνουν τη δυστρεψία των διαφραγματικών ορόφων. Επιπλέον η κατασκευή παρουσιάζει, όπως είναι αναμενόμενο όντας πραγματική, ακανονικότητα σε κάτοψη τα χαρακτηριστικά της οποίας παρουσιάζονται αναλυτικά σε επόμενη παράγραφο αυτού του κεφαλαίου. Τέλος, η θεμελίωση της υφιστάμενης κατασκευής έγινε με γενική κοιτόστρωση.

Κατά την προσομοίωση της κατασκευής, η οποία έγινε με το λογισμικό OpenSEES το οποίο αναλύεται στο κεφάλαιο 2, γίνεται η παραδοχή της διαφραγματικής λειτουργίας (η προσομοίωση της οποίας περιγράφεται αναλυτικά

στην παράγραφο 2.2.). Δηλαδή οι πλάκες στο σκελετό ενός ορόφου δημιουργούν ένα ισχυρό οριζόντιο στοιχείο, το διάφραγμα το οποίο είναι πρακτικά άκαμπτο και απαραμόρφωτο, οπότε υποχρεώνει τις δοκούς και τις κεφαλές των υποστυλωμάτων να κινηθούν με βάση αυτό τον κανόνα. Επιπλέον, θεωρούμε ότι η κατασκευή είναι πακτωμένη στο έδαφος αγνοώντας έτσι την αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής. Τέλος, εξετάσαμε τη συμπεριφορά της κατασκευής μας, κατά την εφαρμογή στατικής υπερωθητικής ανάλυσης, και στις δύο διευθύνσεις διαμήκη και εγκάρσια, ενώ κατά την εφαρμογή δυναμικής προσαυξητικής ανάλυσης μόνον κατά τη διαμήκη.

Ο ξυλότυπος με τον οποίο κατασκευάστηκαν όλοι οι όροφοι καθώς και σκαριφήματα των διατομών της υφιστάμενης κατασκευής, όπου απεικονίζονται οι διαστάσεις των δομικών στοιχείων οι σπλισμοί τους καθώς και άλλες πληροφορίες, παρουσιάζονται στο τέλος του κεφαλαίου.

1.2. Χαρακτηριστικά Υλικών Κατασκευής

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για την υλοποίηση της κατασκευής είναι τα εξής:

- Ποιότητα σκυροδέματος C20/25
- Ποιότητα χάλυβα B500c

Κατά την εκτέλεση των αναλύσεων χρησιμοποιήθηκαν οι μέσες τιμές των αντοχών τόσο του σκυροδέματος όσο και του χάλυβα, οι οποίες προκύπτουν σύμφωνα με τις σχέσεις:

- $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
- $f_{ym} = 1.10 * f_{yk}$

Για την περίπτωση του εξεταζόμενου κτιρίου, είναι $f_{cm} = 28$ MPa και $f_{ym} = 550$ MPa.

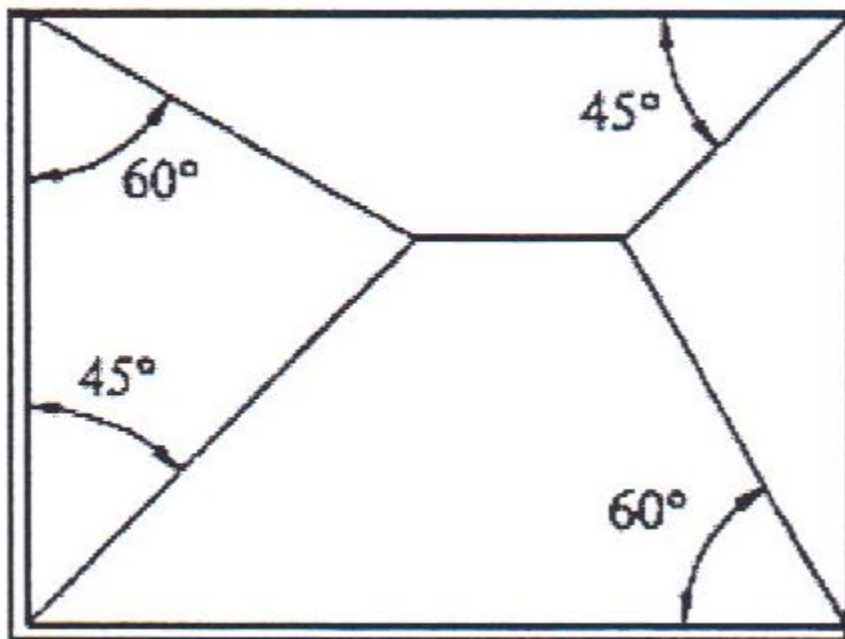
Η σχέση τάσεων – παραμορφώσεων για κάθε υλικό παρουσιάζεται εκτενώς στο κεφάλαιο 2, όπου περιγράφεται η προσομοίωση του κτιρίου σύμφωνα με το λογισμικό OpenSEES.

1.3. Κατακόρυφα Φορτία Κατασκευής

Στους υπολογισμούς θεωρήθηκαν τα εξής φορτία:

- Ίδιο βάρος ωπλισμένου σκυροδέματος: 25 kN/m^3
- Ίδιο βάρος πλάκας, για πάχος $h_{\text{πλάκας}} = 0.18\text{m}$: $g_{\text{πλάκας}} = 4.5 \text{ kN/m}^2$
- Εσωτερική τοιχοποιία (δρομικές οπτοπλινθοδομές), θεωρούμενη απλουστευτικά ως φορτίο κατανεμημένο ομοιόμορφα σε όλη την πλάκα: $g_{\text{δρ}} = 0.5 \text{ kN/m}^2$
- Εξωτερική – Περιμετρική τοιχοποιία (μπατικές οπτοπλινθοδομές): $g_{\text{μπ}} = 3.60 \text{ kN/m}^2$
- Κινητά φορτία ορόφων: $q = 2.00 \text{ kN/m}^2$
- Κινητά φορτία εξωστών: $q_{\text{εξ}} = 5.00 \text{ kN/m}^2$
- Κινητά φορτία κλιμάκων: $q_{\text{κλ}} = 3.50 \text{ kN/m}^2$

Σε κάθε πλάκα του φορέα, με βάση τα παραπάνω, εφαρμόζονται τα μόνιμα (G) και κινητά (Q) φορτία της, τα οποία συνδυάζονται σύμφωνα με τη σχέση $G+\psi_2Q$. Η τιμή του συντελεστή ψ_2 για τη μακροχρόνια («οιονεί μόνιμη») τιμή των κινητών φορτίων λαμβάνεται ίση με $\psi_2 = 0.3$. Η μεταφορά του συνολικού φορτίου του ως άνω συνδυασμού από τις πλάκες στις δοκούς, γίνεται μέσω των επιφανειών επιρροής.



Σχ. 1.1. Κατανομή του φορτίου τετραέρειστων πλακών

Σύμφωνα με το παραπάνω σχήμα, εφόσον σε μια γωνία συναντώνται δύο πλευρές ομοειδούς στήριξης, η γωνία μερισμού είναι 45° . Ενώ αν συναντώνται

πλήρως πακτωμένη με ελεύθερα εδραζόμενη πλευρά, η γωνία μερισμού προς την πλευρά της πάκτωσης είναι 60° .

Οι δοκοί φορτίζονται με το ίδιο βάρος τους, καθώς και με τα φορτία των πλακών που μεταφέρονται σε αυτές με βάση την παραπάνω διαδικασία. Επιπλέον οι περιμετρικές δοκοί φορτίζονται και με το βάρος της μπατικής τοιχοποιίας.

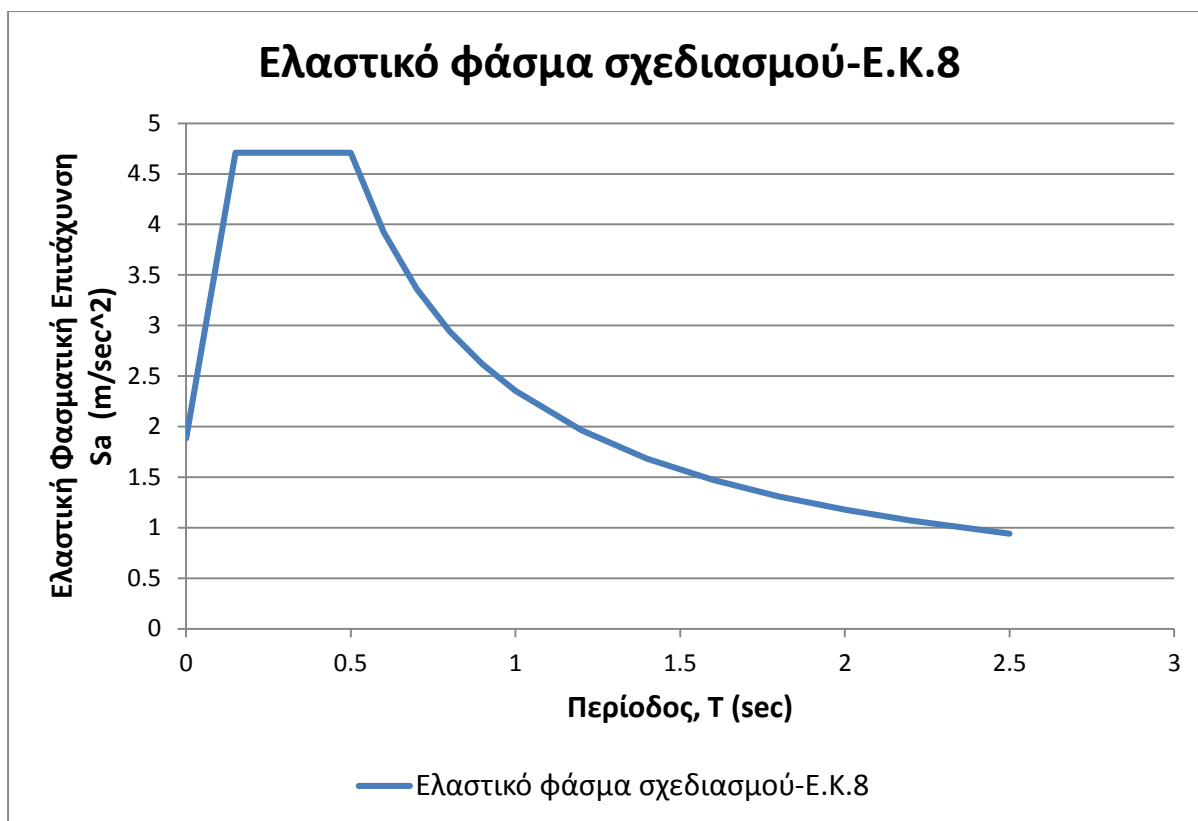
Τέλος, μετά την κατανομή των φορτίων υπολογίζονται οι μάζες της κατασκευής οι οποίες λαμβάνονται ως σημειακές στους κόμβους του φορέα.

1.4. Ελαστικό Φάσμα Σχεδιασμού με βάση τον EC8

Το υφιστάμενο κτίριο κατασκευάστηκε σε περιοχή με ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1, συνεπώς η μέγιστη πιθανή εδαφική επιτάχυνση είναι ίση με $a_{gR} = 0.16g$. Η τιμή αυτή έχει προκύψει από μελέτες σεισμικής επικινδυνότητας και αντιστοιχεί σε περίοδο επανάληψης περίπου 500 χρόνια, δηλαδή κατά μέσο όρο συμβαίνει μια φορά κάθε 500 χρόνια. Θεωρώντας ότι οι σεισμοί συμβαίνουν σύμφωνα με την κατανομή Poisson, αυτό σημαίνει ότι υπάρχει πιθανότητα 10% να συμβεί στα επόμενα 50 χρόνια (συνήθης διάρκεια ζωής των κατασκευών) σεισμός στην ευρύτερη περιοχή, ο οποίος θα προκαλέσει εδαφική επιτάχυνση στη θέση του έργου μεγαλύτερη από αυτή. Η πιθανότητα αυτή (πιθανότητα υπέρβασης) είναι αποδεκτή για συνήθεις κατασκευές. Παράλληλα η κατασκευή μας εντάσσεται στην κατηγορία σπουδαιότητας II και έτσι ο αντίστοιχος συντελεστής σπουδαιότητας που προκύπτει, ισούται με $\gamma_i = 1.00$.

Τέλος, το έδαφος θεμελίωσης ανήκει στην κατηγορία B, δηλαδή αποτελείται από αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων τους με το βάθος. Έτσι ο αντίστοιχος συντελεστής εδάφους, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, είναι ίσος με $S = 1.20$ και οι χαρακτηριστικές περίοδοι T_B και T_C ίσες με 0.15sec και 0.50sec αντίστοιχα.

Με βάση τα παραπάνω λοιπόν προκύπτει το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που απεικονίζεται παρακάτω.



1.5. Κατάταξη της Υφιστάμενης Κατασκευής με βάση το Στατικό της Σύστημα

Τα κτίρια από ωπλισμένο σκυρόδεμα κατατάσσονται σε μια από τις κατηγορίες του παρακάτω πίνακα 1.1. με βάση το στατικό τους σύστημα. Στον ορισμό κάθε κατηγορίας, ο όρος «διατμητική αντοχή» μπορεί να αντικατασταθεί από τον όρο «διατμητική σεισμική δύναμη». Δηλαδή, ο προσδιορισμός της κατηγορίας ενός κτιρίου επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία του κατώτερου ορόφου (βάση) αντί της αντίστοιχης διατμητικής τους αντοχής.

Η κατάταξη ενός κτιρίου μπορεί να είναι διαφορετική στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, εκτός από τις περιπτώσεις στρεπτικά εύκαμπτων κτιρίων και συστημάτων ανεστραμένου εκκρεμούς όπου η κατάταξη είναι ενιαία για όλες τις διευθύνσεις.

Κατηγορίες Κτιρίων Ωπλισμένου Σκυροδέματος

Χαρακτηρισμός	Επεξήγηση
Τοιχωματικό σύστημα	Στατικό σύστημα με συζευγμένα ή ασύζευκτα τοιχώματα, των οποίων η συνολική διατμητική αντοχή στη βάση είναι $\geq 65\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Πλαισιωτό σύστημα	Στατικό σύστημα με χωρικά πλαίσια, των οποίων η συνολική διατμητική αντοχή στη βάση είναι $\geq 65\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Διπλό σύστημα (γενικά)	Τα κατακόρυφα φορτία παραλαμβάνονται κυρίως από τα πλαίσια και τα οριζόντια εν μέρει από πλαίσια και εν μέρει από τοιχώματα.
Διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως πλαισιωτό	Διπλό στατικό σύστημα, στο οποίο τα πλαίσια έχουν συνολική διατμητική αντοχή στη βάση $\geq 50\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως τοιχωματικό	Διπλό στατικό σύστημα, στο οποίο τα τοιχώματα έχουν συνολική διατμητική αντοχή στη βάση $\geq 50\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Σύστημα με μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα	Τοιχωματικό σύστημα με τις παρακάτω πρόσθετες προϋποθέσεις: <ul style="list-style-type: none"> • Τουλάχιστον δύο μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα στην υπόψη διεύθυνση, τα οποία παραλαμβάνουν τουλάχιστον το

	<p>20% των φορτίων της βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού</p> <ul style="list-style-type: none"> • Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στην υπόψη διεύθυνση $\leq 0.5\text{sec}$ (με θεώρηση πάκτωσης στη βάση)
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	Διπλό ή τοιχωματικό σύστημα χωρίς την ελάχιστη στρεπτική δυσκαμψία έστω και σε μια οριζόντια διεύθυνση, δηλαδή δεν ικανοποιείται η σχέση: $r_x \geq l_s$ ή $r_y \geq l_s$
Σύστημα ανεστραμένου εκκρεμούς	Σύστημα στο οποίο μάζα μεγαλύτερη από το 50% της συνολικής είναι συγκεντρωμένη στο ανώτερο 1/3 του ύψους. Δεν υπάγονται σε αυτή την κατηγορία μονώροφα με $v_d \leq 0.3$ σε όλα τα υποστυλώματα.

Πίνακας 1.1. Κατηγορίες κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα με βάση το στατικό τους σύστημα

Στην παρούσα διπλωματική εργασία για την υφιστάμενη κατασκευή την οποία μελετάμε, προκύπτει ότι το στατικό της σύστημα είναι τοιχωματικό και για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις της. Αυτό γίνεται εμφανές από τα διαγράμματα που παρουσιάζονται στις παραγράφους 3.2.6. και 3.3.4. του τρίτου (3) κεφαλαίου και απεικονίζουν ότι η συνολική διατμητική αντοχή των τοιχωμάτων στη βάση είναι μεγαλύτερη από το 65% της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.

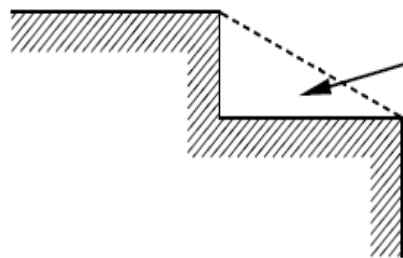
1.6. Ακανονικότητα σε Κάτοψη

Οι πραγματικές κατασκευές είναι σχεδόν πάντα ακανονικές καθώς η τέλεια κανονικότητα είναι μια εξιδανίκευση που συμβαίνει σπάνια. Οι κατασκευαστικές ακανονικότητες μπορεί να διαφέρουν δραματικά ως προς τη φύση τους και έτσι να είναι πολύ δύσκολο να διαχωριστούν. Ωστόσο για πρακτικούς λόγους, οι σημαντικότεροι αντισεισμικοί κανονισμοί υιοθετούν δύο (2) κατηγορίες ακανονικότητας, την καθ' ύψος και σε κάτοψη ακανονικότητα, παρά το γεγονός ότι συχνά οι δομικές ακανονικότητες είναι συνδυασμός αυτών.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία η υφιστάμενη κατασκευή που μελετάμε παρουσιάζει ακανονικότητα μόνο σε κάτοψη. Για το λόγο αυτό παρακάτω παρατίθενται τα κριτήρια για την ύπαρξη της σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.

Σύμφωνα λοιπόν με τον Ευρωκώδικα 8 για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε κάτοψη θα πρέπει να ικανοποιεί όλους τους παρακάτω όρους:

- Το κτίριο πρέπει να είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες. Η συμμετρία αφορά:
 - στην αντοχή σε οριζόντια φορτία και
 - στην κατανομή της μάζας
- Κάθε πλάκα ορόφου θα οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Εάν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο):
 - οι ανωμαλίες αυτές δεν πρέπει να έχουν επιπτώσεις στη δυσκαμψία της πλάκας στο επίπεδο της
 - σε κάθε ανωμαλία, η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν πρέπει να υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας του ορόφου.



Επιφάνεια εσοχής =
επιφάνεια μεταξύ
εξωτερικής γραμμής
κάτοψης και κυρτής
πολυγωνικής γραμμής που
περιβάλλει την κάτοψη.

Καθορισμός επιφάνειας εσοχής ορόφου

- Η δυσκαμψία των πλακών των ορόφων μέσα στο επίπεδο τους πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στην κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων (διαφραγματική λειτουργία). Από την άποψη αυτή, κατόψεις με μορφή L, Π, Η, Ι, και Χ πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά.

- Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη του 4, δηλαδή: $\lambda \leq 4$, όπου:

$$\lambda = L_{\max} / L_{\min}$$

L_{\max} και L_{\min} είναι η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις.

- Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y , η στατική εκκεντρότητα e_0 και η ακτίνα δυστρεψίας r πρέπει να ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες:

Διεύθυνση ανάλυσης y

$$e_{0x} \leq 0.30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

Διεύθυνση ανάλυσης x

$$e_{0y} \leq 0.30 \cdot r_y$$

$$r_y \geq l_s$$

όπου:

e_{0x} = η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας (στατική εκκεντρότητα) που μετράται κατά την διεύθυνση x , κάθετα στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης (ανάλογα ορίζεται η e_{0y}).

r_x = ακτίνα δυστρεψίας που ορίζεται ως (ανάλογα ορίζεται η r_y):

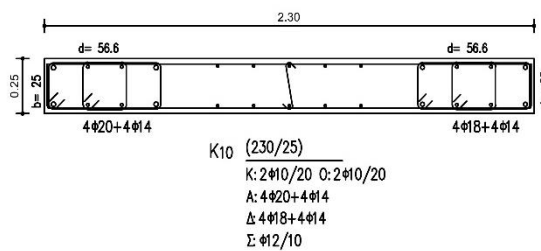
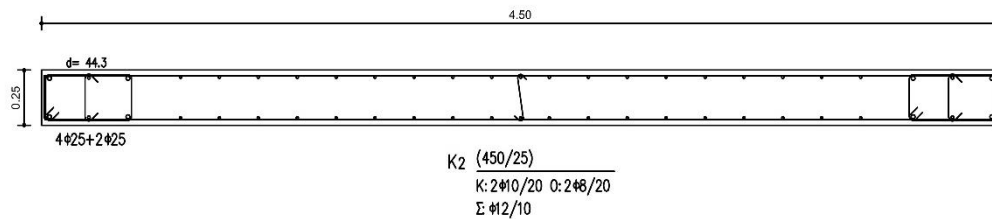
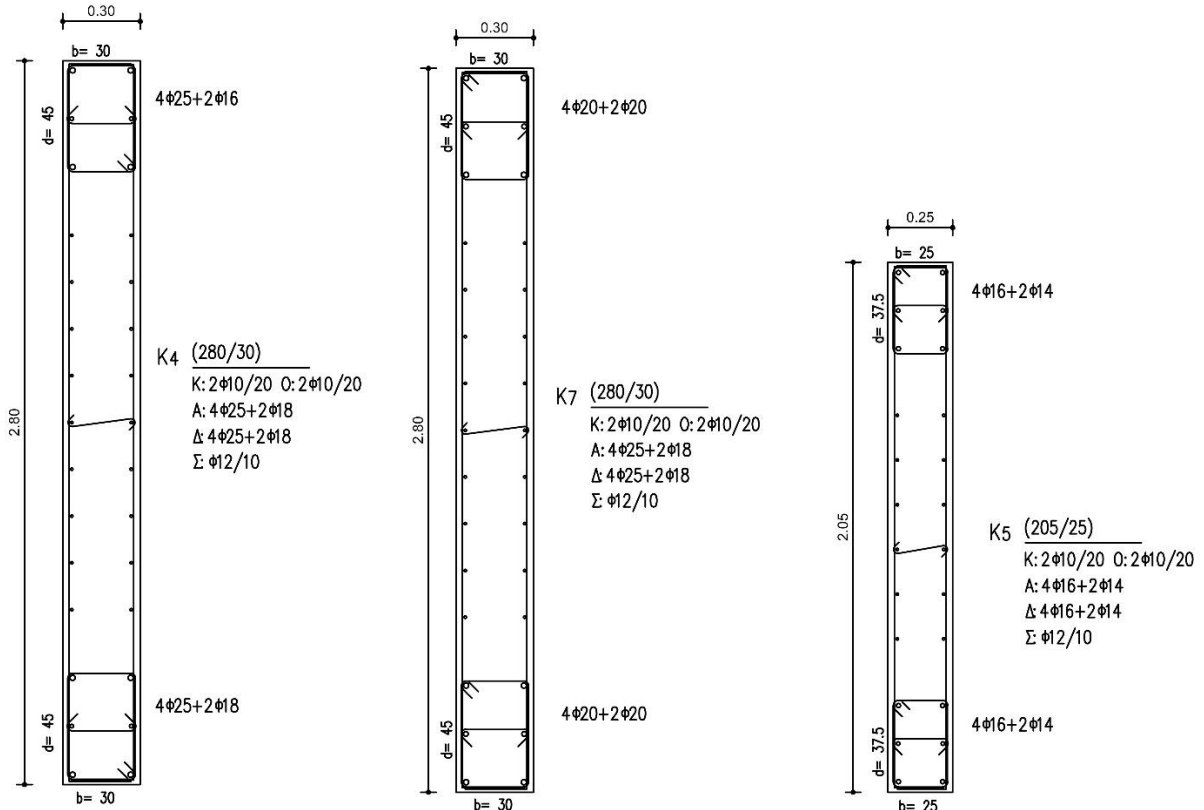
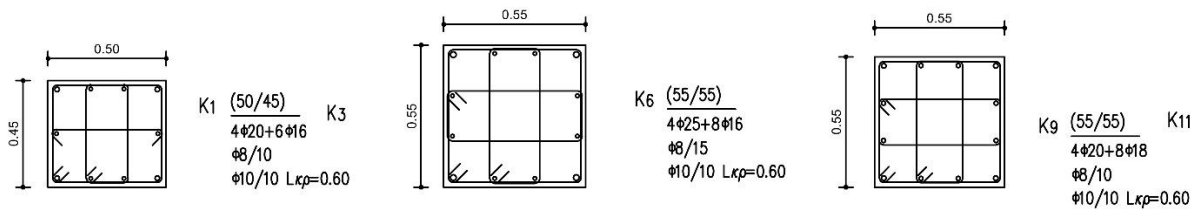
$$r_x = \sqrt{\frac{\text{στροφική δυσκαμψία}}{\text{μεταφορική δυσκαμψία στη διεύθυνση } y}}$$

Η στροφική δυσκαμψία ορίζεται ως προς το κέντρο της μεταφορικής δυσκαμψίας.

l_s = ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη που ορίζεται ως:

$$l_s = \sqrt{\frac{\text{πολική ροπή αδράνειας πλάκας ως προς το κέντρο μάζας}}{\text{μάζα ορόφου}}}$$

Η ακανονικότητα σε κάτοψη που παρουσιάζει η κατασκευή μας οφείλεται στο ότι δεν πληρεί τον πρώτο από τους παραπάνω όρους, γεγονός που αποδεικνύεται από το



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Προσομοίωση του Υφιστάμενου Κτιρίου με το Λογισμικό OpenSEES

2.1. Εισαγωγή στο λογισμικό OpenSEES

Για την προσομοίωση του φέροντος οργανισμού της υφιστάμενης κατασκευής καθώς και για την εκτέλεση των μη γραμμικών στατικών και δυναμικών αναλύσεων, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό OpenSEES (Open source System for Earthquake Engineering Simulation). Το οποίο αναπτύσσεται και διανέμεται ελεύθερα από το Πανεπιστήμιο της Καλιφόρνια στο Berkeley με την υποστήριξη του PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) για έρευνα και εφαρμογή προσομοιώσεων σε δομικά και εδαφοτεχνικά συστήματα. Το λογισμικό είναι γραμμένο σε γλώσσα προγραμματισμού C++, ωστόσο η επικοινωνία με τον χρήστη γίνεται μέσω της προγραμματιστικής γλώσσας Tcl που έχει επιλεγεί να υποστηρίζει τις εντολές του λογισμικού αυτού. Οι εντολές αυτές χρησιμοποιούνται για να προσδιορίσουν την γεωμετρία, τις φορτίσεις, την διατύπωση και την επίλυση του προβλήματος, είναι μικρές και σύντομες και έχουν συγκεκριμένες λειτουργίες. Ουσιαστικά με τη Tcl μπορούμε να πετύχουμε:

- Διαχείριση μεταβλητών
- Αποτίμηση μαθηματικών εκφράσεων
- Βασικές δομές ελέγχου (if, while, for, foreach)
- Προγραμματιστικές διαδικασίες (procedures)
- Διαχείριση αρχείων

Οι βασικές τώρα λειτουργίες του λογισμικού OpenSEES είναι οι εξής:

- Προσομοίωση (Modeling): Δημιουργία κόμβων, στοιχείων, φορτίσεων, δεσμεύσεων.
- Ανάλυση (Analysis): Καθορισμός του είδους και των χαρακτηριστικών της ανάλυσης.

- Αποτελέσματα (Output Specifications): Καθορισμός στοιχείων που επιθυμούμε να παρακολουθήσουμε και να καταγράψουμε κατά την διάρκεια της ανάλυσης.

2.1.1. Πλεονεκτήματα του λογισμικού OpenSEES

Η αρχιτεκτονική του λογισμικού OpenSEES καθώς και η προσέγγιση του δωρεάν και ανοιχτού τύπου κώδικα, παρέχει πολλά πλεονεκτήματα στους χρήστες που ενδιαφέρονται για προχωρημένες προσομοιώσεις δομικών και γεωτεχνικών συστημάτων με ρεαλιστικά μοντέλα μη γραμμικής συμπεροφοράς. Ως ένα ανοιχτού τύπου κώδικα πρόγραμμα, οι χρήστες έχουν τη δυνατότητα κάνοντας χρήση των εκτενών χαρακτηριστικών του να προσθέσουν περαιτέρω δυνατότητες προσομοίωσης. Επίσης το OpenSEES παρέχει έναν ευέλικτο τρόπο διασύνδεσης με υπολογιστικά μέσα, αποθήκευσης και επεξεργασίας δεδομένων και διαδικτυακής επικοινωνίας (επαφή με άλλους χρήστες, επίλυση προβλημάτων κλπ) για την εκμετάλλευση της προηγμένης τεχνολογίας των υπολογιστικών συστημάτων. Τέλος διαθέτει μεγάλο εύρος πεπερασμένων στοιχείων (γραμμικά, επιφανειακά, χωρικά), υλικών και δυνατοτήτων ανάλυσης (στατική-δυναμική, γραμμική-μη γραμμική) για όλα τα στάδια της προσομοίωσης.

2.1.2. Μειονεκτήματα του λογισμικού OpenSEES

Η απουσία γραφικού περιβάλλοντος στο λογισμικό OpenSEES το καθιστά δύσχρηστο, τόσο για τον έλεγχο της ορθότητας του προσομοιώματος, όσο και για την επεξεργασία των αποτελεσμάτων. Επιπλέον το εγχειρίδιο χρήσης που παρέχεται στο διαδίκτυο δεν ενημερώνεται συχνά, με αποτέλεσμα την απαίτηση από τον χρήστη της συνεχούς αναζήτησης, ώστε να ενημερώνεται για τις νέες εξελίξεις του προγράμματος.

2.2. Εισαγωγή Κόμβων, Διατομών, Στοιχείων και Προσομοίωση Διαφραγματικής Λειτουργίας

Αρχικά όπως γίνεται άμεσα αντιληπτό για την υλοποίηση του τρισδιάστατου μοντέλου της υφιστάμενης κατασκευής θα πρέπει να κατασκευαστούν οι απαραίτητοι κόμβοι (σημεία τομής των κεντροβαρικών αξόνων δοκών – υποστυλωμάτων) που ορίζουν τη γεωμετρία της. Στην παρούσα διπλωματική εργασία δημιουργήθηκαν και κάποιοι πρόσθετοι κόμβοι που δεν αποτελούν σημεία τομής των κεντροβαρικών

αξόνων και οι οποίοι είναι απαραίτητοι για την ορθή προσομοίωση της υφιστάμενης κατασκευής (π.χ σημεία που συντρέχουν δύο δοκοί χωρίς την ύπαρξη κατακόρυφου μέλους). Όλοι οι κόμβοι στο επίπεδο του εδάφους θεωρήθηκαν πακτωμένοι κατά τη διάρκεια των αναλύσεων (αγνοήθηκε, δηλαδή, η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής). Επιπλέον ορίστηκαν και ορισμένοι διπλοί κόμβοι οι οποίοι, όπως θα δούμε παρακάτω, εξυπηρετούν την διαφραγματική λειτουργία της υφιστάμενης κατασκευής. Εδώ θα πρέπει να αναφέρουμε ότι η μάζα, όπου όπως περιγράφηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο προκύπτει από τη δράση του συνόλου των μόνιμων φορτίων G και του 30% των κινητών φορτίων Q , επιμερίστηκε ως συγκεντρωμένη στους κόμβους κάθε ορόφου και η δράση της ορίστηκε κατά τον διαμήκη και τον εγκάρσιο βαθμό ελευθερίας.

Για την υλοποίηση των διατομών των στοιχείων χρησιμοποιήθηκε η εντολή Fiber Section. Σύμφωνα με αυτή η διατομή αποτελείται από επιμέρους στοιχεία ινών και έχει μια γενική γεωμετρική δομή η οποία αποτελείται από επιμέρους υποπεριοχές απλών και συνηθισμένων σχημάτων (patches) (τετραγωνικών, τριγωνικών και κυκλικών). Επιπροσθέτως, μπορούν να καθοριστούν και στρώσεις (layers) οπλισμού κάθετα στο επίπεδο της διατομής. Κατά τον σχηματισμό των διατομών οι ίνες συσχετίζονται με νόμους τάσεων – παραμορφώσεων, οι οποίες επιβάλλουν συνθήκες επιπεδότητας της διατομής για την ανάλυση των στοιχείων των δοκών (Νόμος Bernulli).

Για την προσομοίωση των δομικών στοιχείων της κατασκευής (δοκοί, υποστυλώματα, τοιχώματα), κατά την εκτέλεση των μη γραμμικών αναλύσεων, χρησιμοποιήθηκαν πεπερασμένα στοιχεία κατανεμημένης βλάβης βασισμένα στη μέθοδο των δυνάμεων (Force – Based Beam – Column Elements), δηλαδή στην τήρηση της απόλυτης ισορροπίας μεταξύ των επιβαλλόμενων δράσεων και των εσωτερικών εντατικών μεγεθών. Τα στοιχεία αυτά ορίζονται γεωμετρικά από τα άκρα τους, ενώ καθορίζεται και ένας αριθμός σημείων ολοκληρώσεως εντός των στοιχείων. Στα σημεία αυτά θεωρείται ότι έχει ανατεθεί η διατομή και γίνεται ο υπολογισμός, ενώ τα μεγέθη των στοιχείων υπολογίζονται με παρεμβολή.

Για την προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας του κτιρίου, απαιτείται η σύνδεση των κόμβων σε κάθε στάθμη της κατασκευής έτσι ώστε να επιτευχθεί κοινή

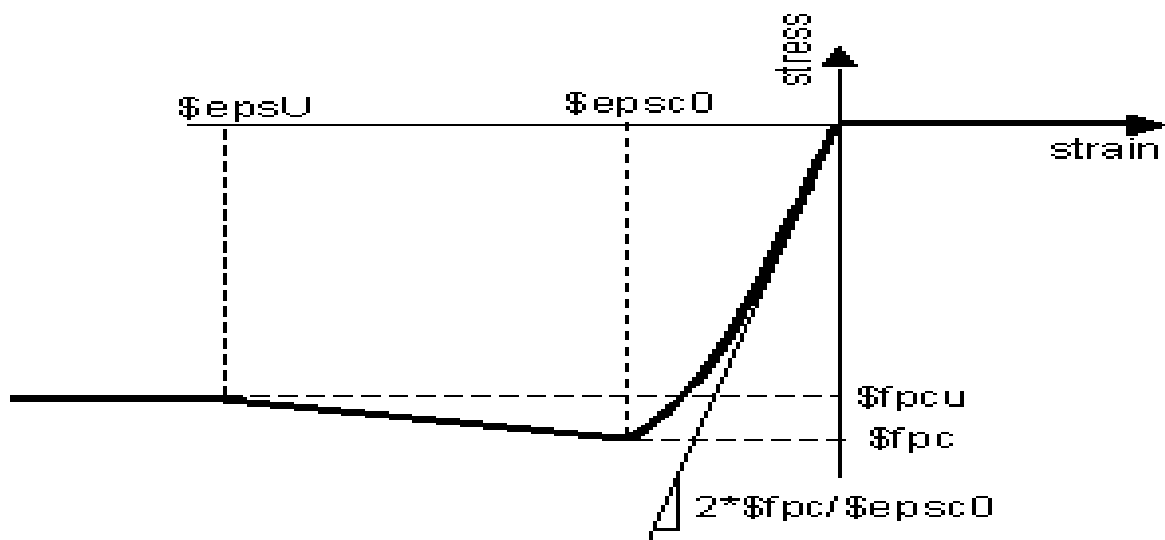
διαμήκης και εγκάρσια μετακίνηση. Για το λόγο αυτό δημιουργήθηκαν για κάθε πλάκα του κτιρίου και σε κάθε όροφο ελαστικά στοιχεία δικτυώματος (truss elements) μεγάλου μέτρου ελαστικότητας, που δρουν κατά την διαμήκη, την εγκάρσια και την διαγώνια διεύθυνση και συνδέουν τους κόμβους μεταξύ τους. Η συγκεκριμένη όμως τώρα προσομοίωση, εμφανίζει προβλήματα καθώς υποχρεώνει τις δοκούς να αναπτύξουν μεγάλο αξονικό φορτίο, σε σημείο που να υπερβαίνει την τιμή $v = 0,1$ που ορίζεται κατά τον Ευρωκώδικα 8, ως το μέγιστο όριο ανηγμένου αξονικού φορτίου για να θεωρείται ένα μέλος δοκός. Οι παρασιτικές αυτές αξονικές δυνάμεις, οφείλονται στον τρόπο που συμπεριφέρεται το πεπερασμένο στοιχείο κατανεμημένης πλαστικότητας και στον τρόπο υπολογισμού της αξονικής δύναμης από το λογισμικό. Πιο συγκεκριμένα, το OpenSEES, υπολογίζει σε μια διατομή το αξονικό φορτίο με βάση τη μεταβολή της ανηγμένης αξονικής παραμόρφωσης στο κέντρο βάρους της διατομής. Έτσι μετά τη ρηγμάτωση, όπου ο ουδέτερος άξονας της διατομής δε θα διέρχεται από το κέντρο βάρους της, το λογισμικό αντιλαμβάνεται την ύπαρξη αξονικής παραμόρφωσης. Ωστόσο, εξαιτίας της διαφραγματικής λειτουργίας τα άκρα κάθε δοκού είναι δεσμευμένα σε παράλληλη μετακίνηση, οπότε συνολικά στις δοκούς δεν θα πρέπει να εμφανίζεται αυτή η αξονική παραμόρφωση. Έτσι το λογισμικό για να την μηδενίσει, υπολογίζει και εφαρμόζει αξονική δύναμη, η τιμή της οποίας μπορεί να είναι σημαντική.

Με σκοπό τώρα την αποφυγή της ύπαρξης αυτών των δυνάμεων χρησιμοποιήθηκε η εντολή equalDOF, η οποία εξισώνει τη μετακίνηση ενός κόμβου (slave) με τη μετακίνηση ενός αρχικού κόμβου (master), κατά τον καθορισμένο βαθμό ελευθερίας. Έτσι εξισώσαμε όλες τις μετακινήσεις, πλην της αξονικής, μεταξύ των αρχικών κόμβων και των αντίγραφων τους (διπλοί κόμβοι που αναφέραμε παραπάνω, οι οποίοι κατασκευάστηκαν στο αριστερό άκρο των δοκών). Με τον τρόπο αυτό κατά τον σχηματισμό των στοιχείων των δοκών, δίνοντας στο αριστερό τους άκρο ως κόμβο το αντίγραφο του αρχικού, καταφέραμε να μη μεταβιβάζονται σε αυτές πλασματικές αξονικές δυνάμεις.

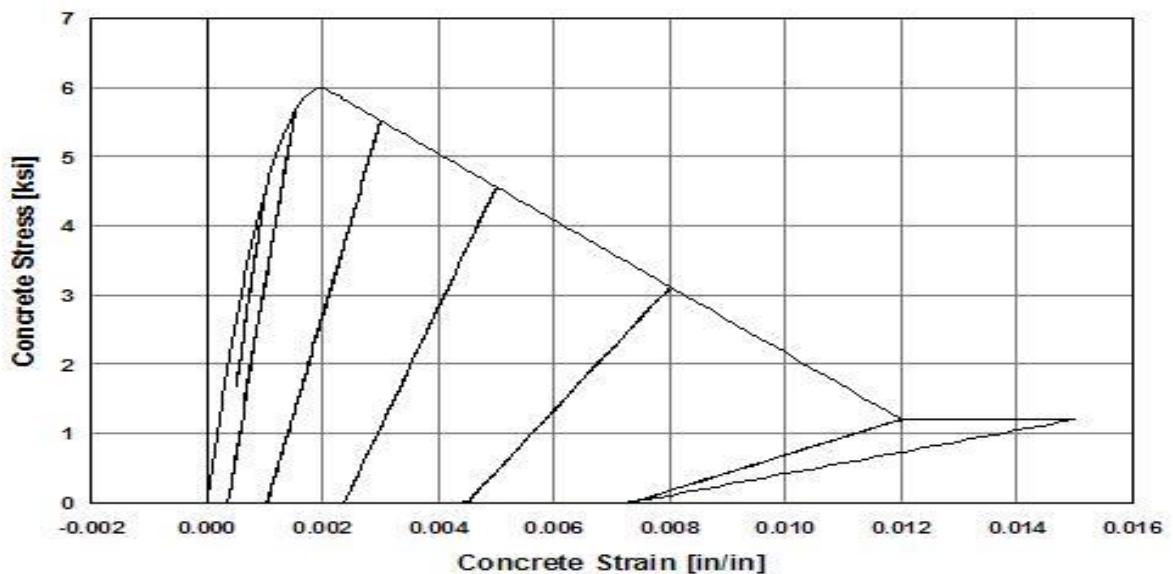
2.3. Επιλογή Καταστατικού Νόμου για το Σκυρόδεμα

Για τον καθορισμό της συμπεριφοράς των διατομών, απαιτείται να οριστούν οι νόμοι των υλικών που θα ακολουθούν τα τμήματα της. Για το σκυρόδεμα έχουν προγραμματιστεί αρκετοί καταστατικοί νόμοι, ο απλούστερος είναι ο Concrete01.

Ουσιαστικά πρόκειται για το προσομοίωμα των Kent – Scott – Park, που είναι ένας νόμος σκυροδέματος με μηδενική εφελκυστική αντοχή, σταθερή παραμένουσα τάση και ελαστική αποφόρτιση και επαναφόρτιση, κατά Karsan – Jirsa. Αυτός είναι και ο νόμος που επιλέχθηκε, στην παρούσα διπλωματική εργασία, για το σκυρόδεμα, ώστε να διατηρηθεί απλό το μοντέλο της κατασκευής και η καμπύλη τάσεων – παραμορφώσεων να προκύπτει συμβατή με την προτεινόμενη του Ευρωκώδικα (μηδενική εφελκυστική αντοχή).



Σχ. 2.1. Καταστατικός νόμος τάσεων - παραμορφώσεων σκυροδέματος



Σχ. 2.2. Υστερητικό μοντέλο τάσεων - παραμορφώσεων σκυροδέματος

Όπως γίνεται εμφανές από τα παραπάνω, το προσομοίωμα των Kent – Scott – Park προβλέπει σταθεροποίηση της τάσης του σκυροδέματος στο 20% της θλιπτικής αντοχής του από ένα σημείο του φθιτού κλάδου και μετά.

Στη συνέχεια υπολογίστηκαν οι παράμετροι του περισφιγμένου σκυροδέματος, με βάση τους οπλισμούς των διατομών που παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Το προσομοίωμα της περίσφιγξης που επιλέχθηκε έχει υιοθετηθεί από τον Ευρωκώδικα και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και συνοπτικά περιγράφεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

- $f_{cc}^* = f_{cc} \cdot \begin{cases} (1 + 2,5 \cdot a \cdot \omega_w), & a \cdot \omega_w \geq 0,1 \\ (1,125 + 1,25 \cdot a \cdot \omega_w), & a \cdot \omega_w < 0,1 \end{cases}$
- $\varepsilon_{c0}^* = \varepsilon_{c0} \cdot \left(\frac{f_{cc}^*}{f_{cc}}\right)^2$
- $\varepsilon_{c,85}^* = \varepsilon_{c,85} + 0,1 \cdot a \cdot \omega_w$

Όπου f_{cc} , ε_{c0} , $\varepsilon_{c,85}$ η μέγιστη θλιπτική αντοχή, η ανηγμένη παραμόρφωση στην οποία επιτυγχάνεται η αντοχή αυτή και η συμβατική ανηγμένη παραμόρφωση αστοχίας αντίστοιχα για το απερίσφιγκτο σκυρόδεμα. Ομοίως τα μεγέθη f_{cc}^* , ε_{c0}^* , $\varepsilon_{c,85}^*$ για το περισφιγμένο σκυρόδεμα.

Επίσης, ως a συμβολίζεται ο συντελεστής της αποδοτικότητας της περίσφιγξης, ίσος με $a = a_n \cdot a_s$, όπου για ορθογωνική διατομή είναι:

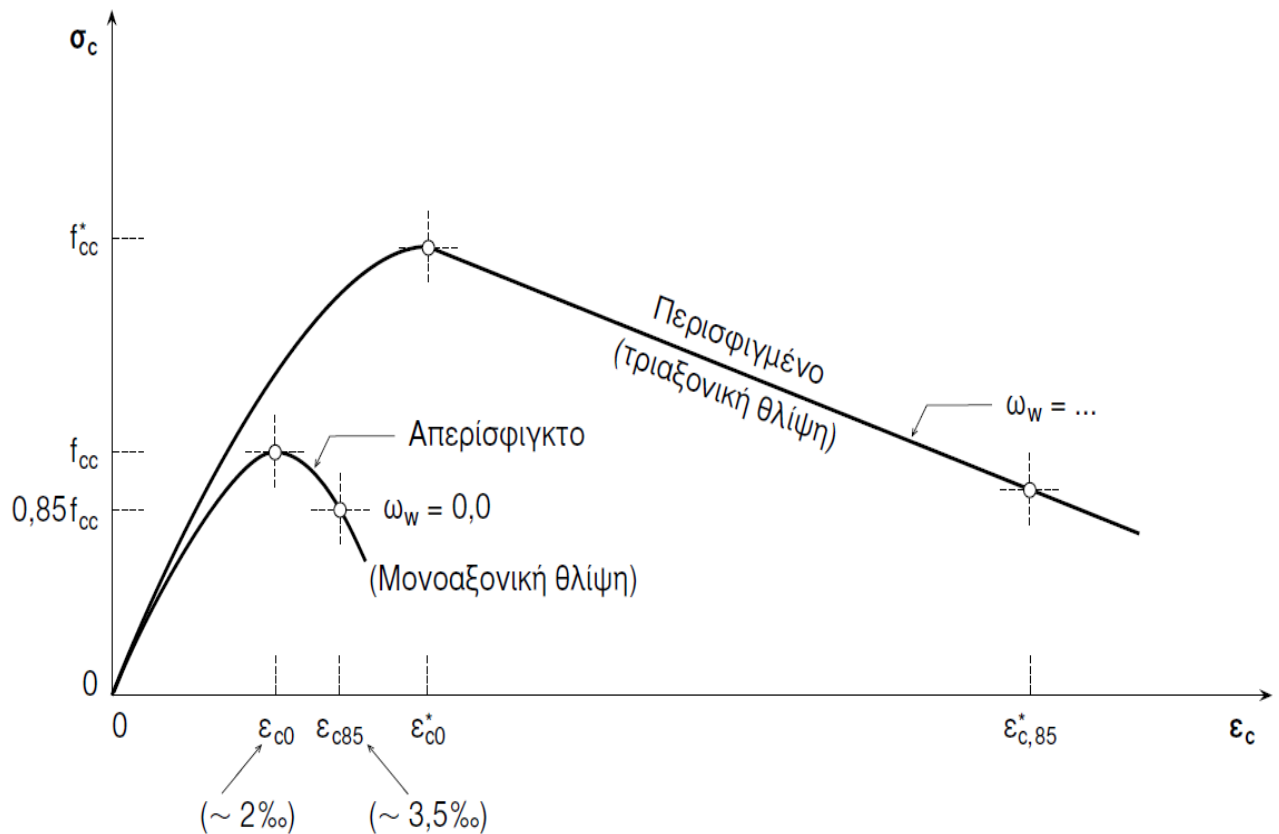
- $a_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_0 h_0$
- $a_s = (1 - s/2b_0) * (1 - s/2h_0)$

Όπου n είναι το συνολικό πλήθος διαμήκων ράβδων που συγκρατούνται από κλειστούς συνδετήρες ή μονοσκελείς συνδετήρες, b_i είναι η απόσταση μεταξύ διαδοχικών ράβδων που συγκρατούνται με συνδετήρες, b_0 και h_0 είναι το πλάτος και το ύψος αντίστοιχα του περισφιγμένου πυρήνα (μετρημένο μέχρι τον κεντροβαρικό άξονα των συνδετήρων) και s η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων.

Επιπλέον το ω_w συμβολίζει το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του οπλισμού περίσφιγξης και ορίζεται ως εξής:

$$\omega_w = \frac{\text{όγκος συνδετήρων}}{\text{όγκος σκυροδέματος}} \cdot \frac{f_y}{f_c}$$

Παρακάτω φαίνεται σχηματικά ο καταστατικός νόμος του περισφιγμένου σκυροδέματος.

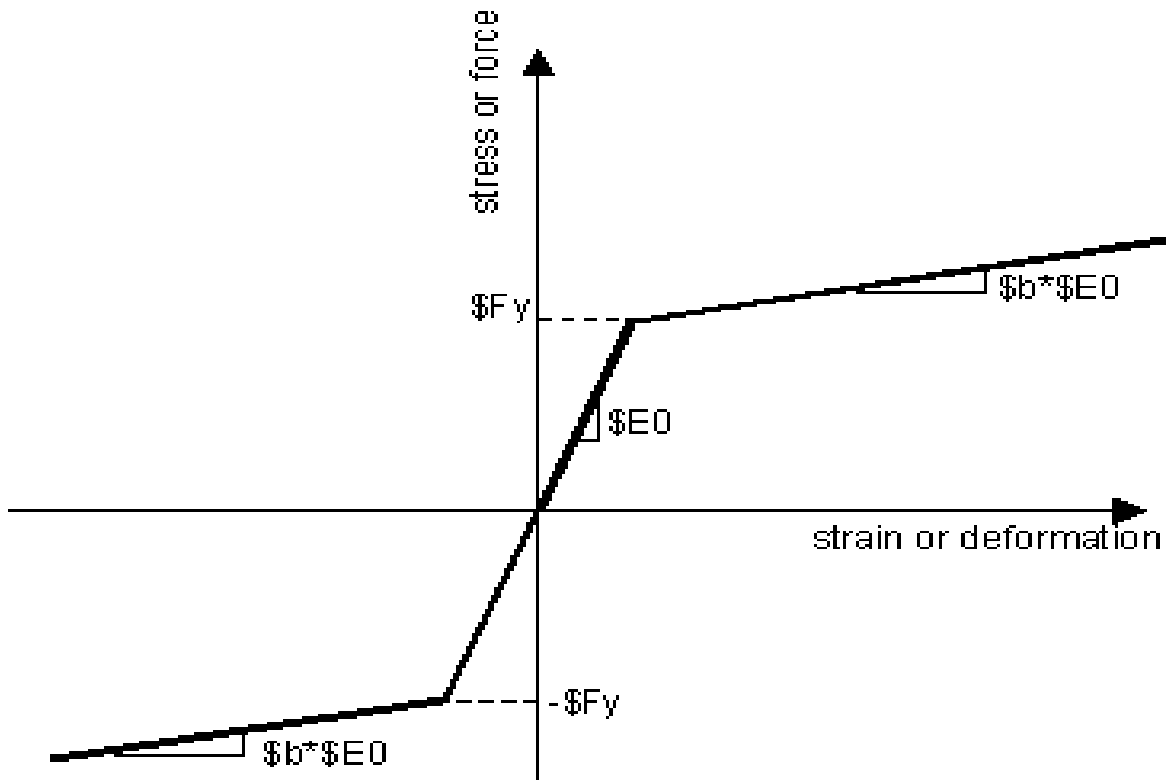


Σχ. 2.3. Καταστατικός νόμος περισφιγμένου σκυροδέματος

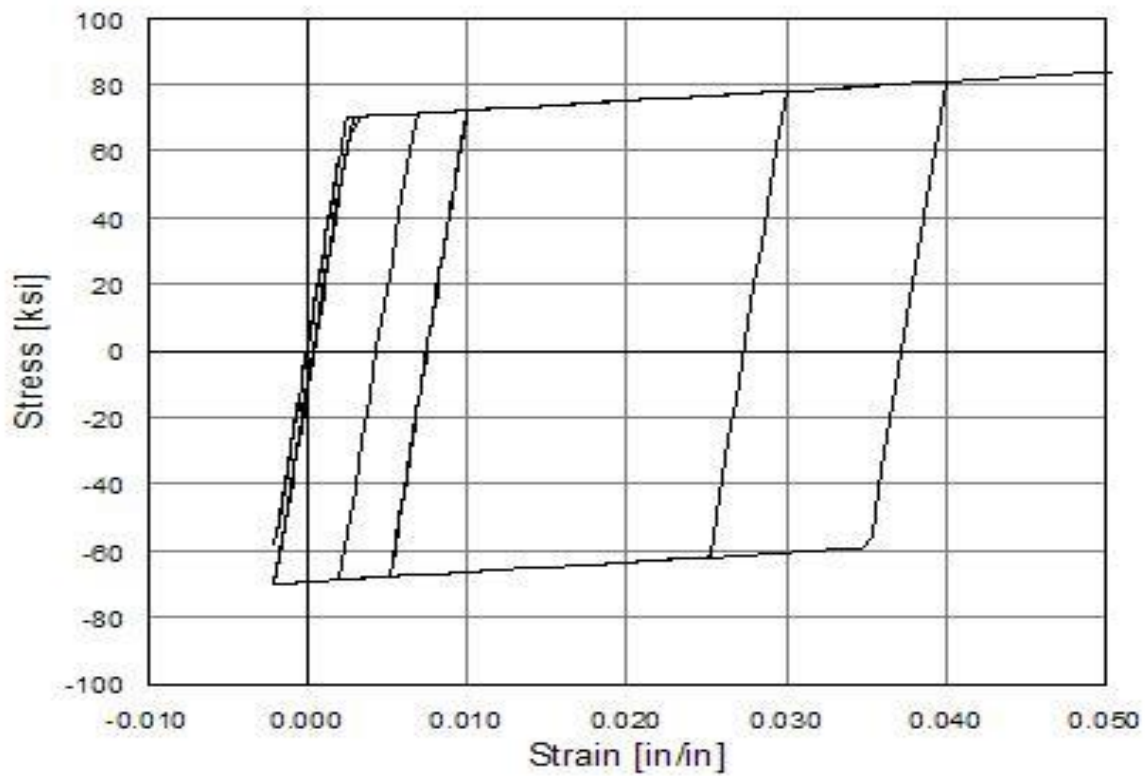
Αναφορικά με τις δοκούς, κρίθηκε σκόπιμο κατά τη διακριτοποίηση σε ίνες, να μη γίνει διαφοροποίηση μεταξύ περισφιγμένου πυρήνα και απερίσφιγκτης επικάλυψης, αλλά να χαρακτηριστεί ολόκληρη η διατομή με τις ιδιότητες του απερίσφιγκτου σκυροδέματος.

2.4. Επιλογή Καταστατικού Νόμου για το Χάλυβα

Όπως για το σκυρόδεμα έτσι και για το χάλυβα το λογισμικό OpenSEES παρέχει αρκετά μοντέλα για την προσομοίωση του. Στην παρούσα διπλωματική εργασία επιλέχθηκε για το χάλυβα το διγραμμικό μοντέλο Steel01, του οποίου ο καταστατικός νόμος και το μοντέλο υστέρησης παρουσιάζονται στα παρακάτω σχήματα.



Σχ. 2.4. Καταστατικός νόμος τάσεων - παραμορφώσεων χάλυβα



Σχ. 2.5. Υστερητικό μοντέλο τάσεων - παραμορφώσεων χάλυβα με ισοτροπική κράτνυση

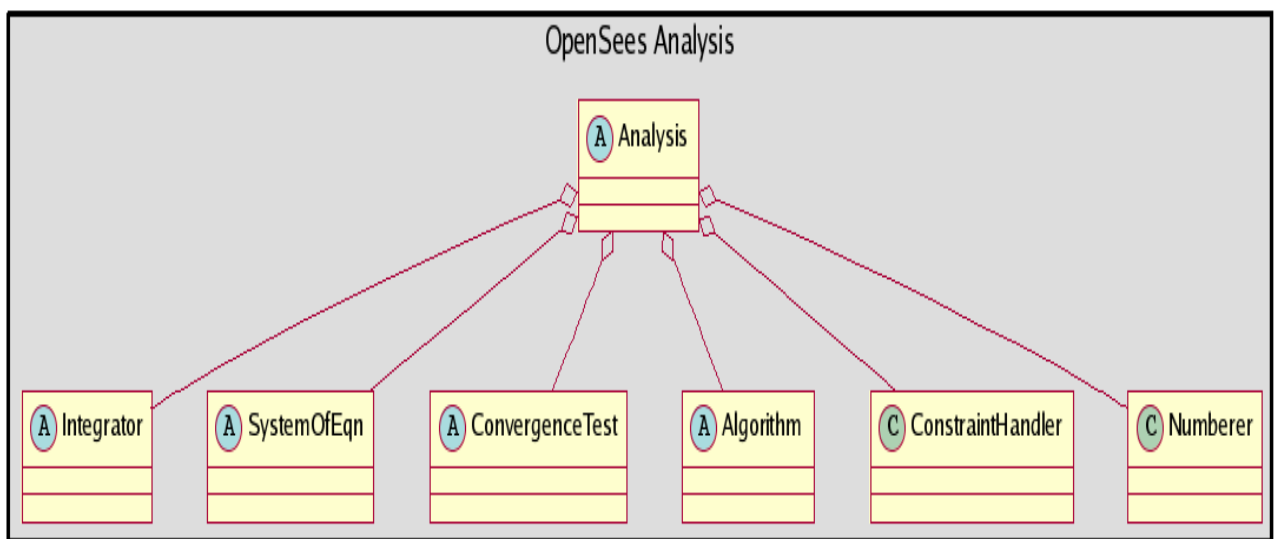
2.5. Καθορισμός και Χαρακτηριστικά Γνωρίσματα Ανάλυσης

Η ανάλυση του προσομοιώματος υλοποιείται στο πρόγραμμα OpenSEES μέσω του αντικειμένου Analysis. Το αντικείμενο αυτό αποτελείται από διάφορα επιμέρους στοιχεία, τα οποία προσδιορίζουν τον τύπο της ανάλυσης και τη διαδικασία με την οποία αυτή θα πραγματοποιηθεί. Τα στοιχεία αυτά θα πρέπει, για κάθε ανάλυση, να οριστούν από το χρήστη και κατά προτίμηση με την παρακάτω σειρά:

- Εξισώσεις Δεσμεύσεων (Constraint Handlers): Οι εξισώσεις δεσμεύσεων καθορίζουν πώς θα εισαχθούν οι συνοριακές συνθήκες για να πραγματοποιηθεί η ανάλυση.
- Αλγόριθμος Επαναρίθμησης (DOF_Numberers): Το αντικείμενο αυτό είναι υπεύθυνο για την κατασκευή ενός αλγόριθμου επαναρίθμησης, στον οποίο καθορίζεται ο αριθμός των βαθμών ελευθερίας και πώς αυτοί θα συσχετιστούν με τις εξισώσεις τους.
- SystemOfEqn/Solver (System command): Η εντολή αυτή χρησιμοποιείται για τη δημιουργία ενός γραμμικού συστήματος εξισώσεων και ενός γραμμικού μοντέλου επίλυσης τους, το οποίο αποθηκεύεται και επιλύεται κατά την ανάλυση.
- Δοκιμές Σύγκλισης (Convergence Tests): Η εντολή αυτή χρησιμοποιείται για να κατασκευαστεί ένα αντικείμενο δοκιμής σύγκλισης. Ορισμένα αντικείμενα αλγορίθμου λύσης απαιτούν ένα αντικείμενο δοκιμής σύγκλισης για να καθορίσουν εάν η σύγκλιση έχει επιτευχθεί στο τέλος ενός βήματος επανάληψης.
- Αλγόριθμος επίλυσης (Algorithm command): Η εντολή αυτή χρησιμοποιείται για τον καθορισμό του αλγόριθμου επίλυσης, που καθορίζει την αλληλουχία των βημάτων που χρειάζονται για την επίλυση των μη γραμμικών εξισώσεων.
- Μέθοδος Ολοκλήρωσης (Integrator command): Με τη μέθοδο ολοκλήρωσης καθορίζεται το προβλεπόμενο χρονικό βήμα $t+dt$, διαμορφώνεται το εφαπτομενικό μητρώο σε κάθε σημείο σύγκλισης και καθορίζεται το διορθωτικό

βήμα βασισμένο στην αύξηση του βήματος της μετατόπισης. Ο τύπος της ολοκλήρωσης εξαρτάται από τον τύπο της ανάλυσης στατική ή δυναμική.

- Τύπος Ανάλυσης (Analysis command): Αφού οριστούν τα παραπάνω στοιχεία απομένει να οριστεί και ο τύπος της ανάλυσης. Το OpenSEES δίνει τη δυνατότητα τριών (3) τύπων ανάλυσης: τη στατική ανάλυση (Static Analysis), τη δυναμική ανάλυση με σταθερό χρονικό βήμα (Transient Analysis) και τη δυναμική ανάλυση με μεταβλητό χρονικό βήμα (Variable Transient Analysis).



Σχ. 2.6. Απεικόνιση των στοιχείων που συνθέτουν το τμήμα της ανάλυσης του προσομοιώματος στο OpenSEES

Τέλος έχοντας ορίσει όλα τα παραπάνω στοιχεία καθώς και τον τύπο της ανάλυσης, χρησιμοποιείται η εντολή Analyze για την εκτέλεση της ανάλυσης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Στατική Υπερωθητική Ανάλυση

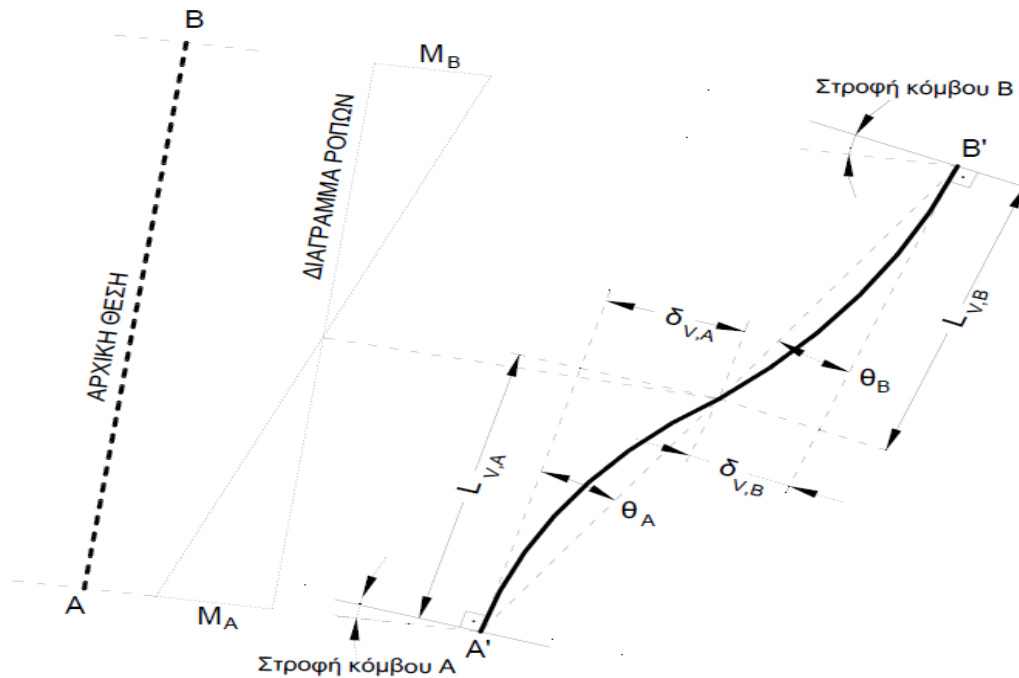
3.1. Γενική περιγραφή της μεθόδου

3.1.1. Διαδικασία αποτίμησης κατασκευής

Με τον όρο στατική υπερωθητική ανάλυση εννοούμε τη διενέργεια μιας μη γραμμικής ανάλυσης για μονότονη και σταδιακά αυξανόμενη στατική φόρτιση (επαυξητική διαδικασία) μέχρι την έλευση της κατάρρευσης του κτιρίου που αναλύεται. Δηλαδή η κατασκευή φορτίζεται με οριζόντια φορτία με δεδομένη κατανομή καθ' ύψος (τριγωνική, πρώτη ιδιομορφή, ή περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί) τα οποία αυξάνουν μονότονα και αναπαριστούν τις αδρανειακές δυνάμεις που εμφανίζονται στα επίπεδα των ορόφων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Κύριος στόχος αυτής της στατικής ανελαστικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων (αλλά και των εντασιακών μεγεθών) που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία της κατασκευής, όταν αυτή υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός της. Πιο συγκεκριμένα η στατική υπερωθητική ανάλυση, ως μια απλοποιημένη ανελαστική μέθοδος που στηρίζεται στον έλεγχο των μετακινήσεων, απαιτεί τον προσδιορισμό τριών βασικών παραμέτρων, της ικανότητας και της απαίτησης σε μετακίνηση και της συμπεριφοράς.

Ο όρος ικανότητα στα πλαίσια της υπερωθητικής ανάλυσης εκφράζεται μέσω της σχεδίασης της υπερωθητικής καμπύλης (ή καμπύλη ικανότητας) της κατασκευής. Η υπερωθητική καμπύλη είναι η γραφική παράσταση της σχέσης που συνδέει την τέμνουσα βάσης μιας κατασκευής με τη μετακίνηση σε ένα προκαθορισμένο σημείο, κατά κανόνα στη κορυφή της. Επειδή η ικανότητα της κατασκευής προκύπτει από την ικανότητα των επιμέρους δομικών στοιχείων, για την δημιουργία της καμπύλης ικανότητας, θα πρέπει αρχικά να γίνει ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής. Οι νόμοι αυτοί περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη, "F", με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις, "δ". Στα στοιχεία από ωπλισμένο σκυρόδεμα επειδή οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ

οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις, η καταλληλότερη επιλογή εντατικού μεγέθους- παραμόρφωσης είναι η ροπή κάμψης M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου.

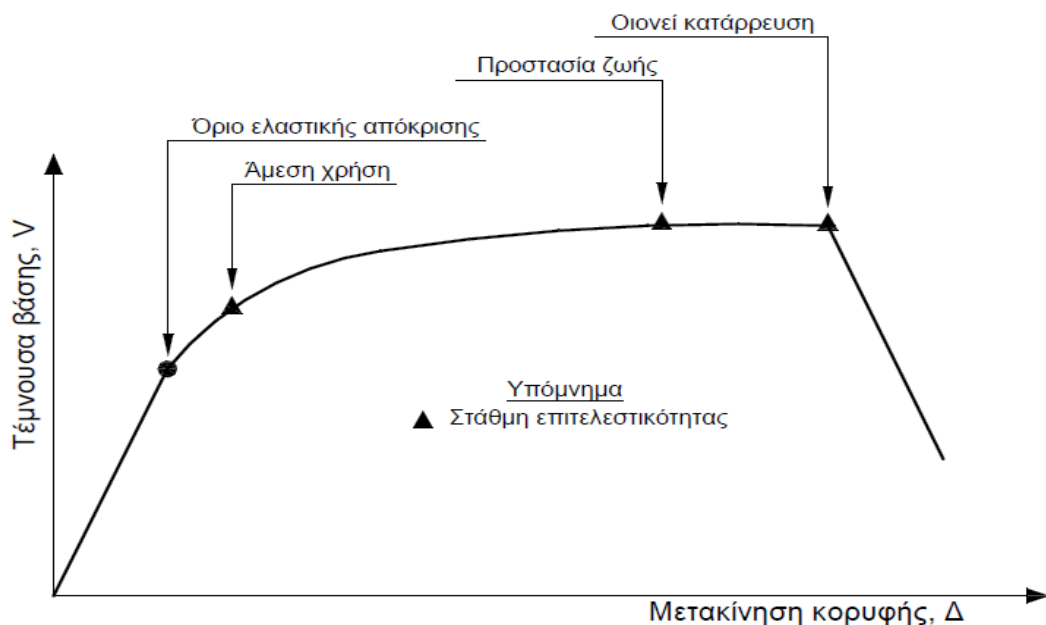


Σχ. 3.1. Ορισμός γωνίας στροφής χορδής θ



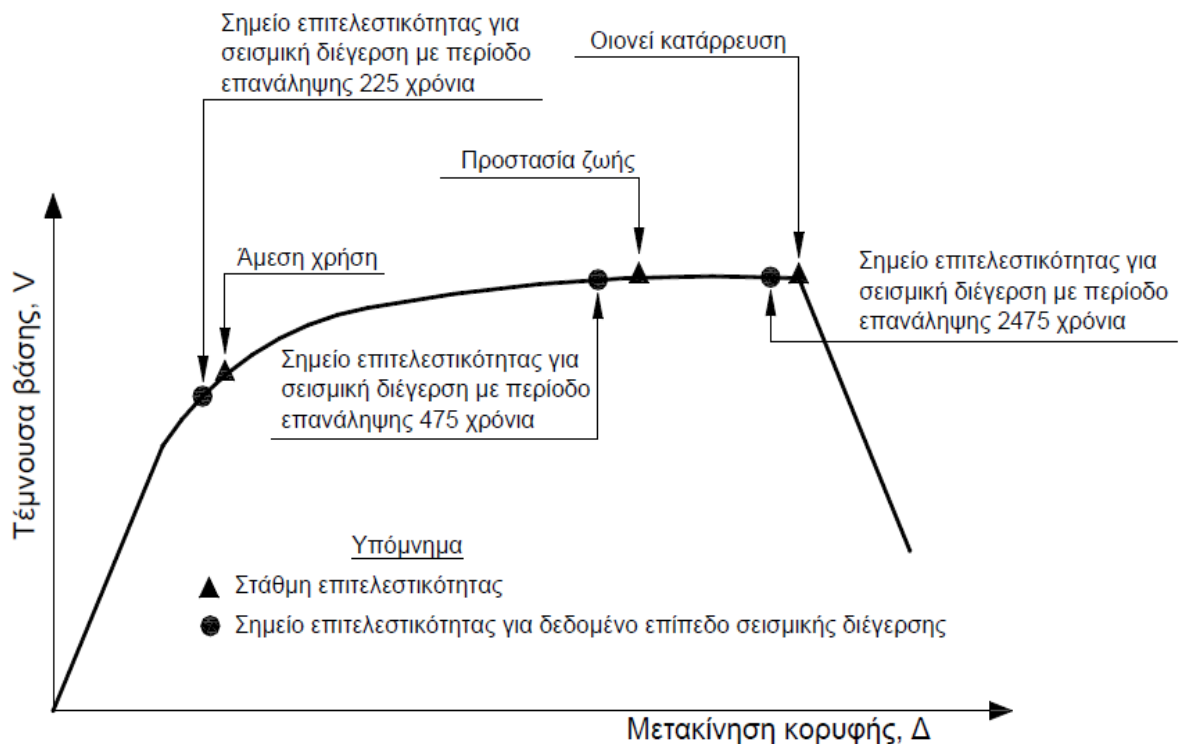
Σχ. 3.2. Ιδεατή καμπύλη $F-\delta$ δομικών στοιχείων

Αφού καθοριστούν τα διαγράμματα M-θ των στοιχείων της κατασκευής καθώς και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στο αντίστοιχο διάγραμμα, μπορεί πλέον να κατασκευαστεί η υπερωθητική καμπύλη όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σ'αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη τη κατασκευή. Εδώ θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας δεν είναι προφανής και απαιτεί συνήθως καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μια στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Σε αυτό το πνεύμα γίνεται ο διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα ώστε να βοηθηθεί ο μηχανικός σε τέτοιου είδους κρίσεις. Γενικώς, ως πρωτεύοντα ορίζονται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία, ενώ όλα τα υπόλοιπα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα. Μετά λοιπόν τον παραπάνω διαχωρισμό των στοιχείων, μπορούν να οριστούν οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής, π.χ. ως τα σημεία πάνω στην καμπύλη ικανότητας που το πρώτο πρωτεύον στοιχείο φθάνει στην αντίστοιχη στάθμη.



Σχ. 3.3. Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη ικανότητας.

Τώρα για μια δεδομένη κατασκευή αλλά και για μια δεδομένη σεισμική διέγερση η απαίτηση σε μετακίνηση αποτελεί εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης (στοχευόμενη μετακίνηση) της κατασκευής η οποία ορίζει και το σημείο επιτελεστικότητας για αυτό το σεισμό. Για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης έχουν προταθεί διάφορες μεθοδολογίες (π.χ. μέθοδος των συντελεστών, ATC-40, N2). Έχοντας ήδη καθορίσει την ικανότητα (σχεδιάζοντας την υπερωθητική καμπύλη) και την απαίτηση (υπολογίζοντας τη στοχευόμενη μετακίνηση), το επόμενο βήμα είναι ο έλεγχος της συμπεριφοράς της κατασκευής. Με τον έλεγχο αυτό επιχειρείται η εξασφάλιση ότι τα φέροντα αλλά και τα μη φέροντα στοιχεία δεν έχουν υποστεί βλάβες πέρα από τα επιτρεπτά όρια για το δεδομένο επίπεδο συμπεριφοράς (στάθμη επιτελεστικότητας) για το οποίο έγινε η αποτίμηση της κατασκευής. Δηλαδή αφού υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (μετακίνηση κορυφής) σημειώνεται στη καμπύλη ικανότητας το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας, το οποίο συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση.



Σχ. 3.4. Σύγκριση στοχευόμενης μετακίνησης και αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας

3.1.2. Αδυναμίες της μεθόδου

(α). Η στατική υπερωθητική ανάλυση βασίζεται στην παραδοχή ότι η απόκριση ενός πολυβάθμιου συστήματος σχετίζεται με την απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Έτσι, λαμβάνει υπόψη την πρώτη μόνο ιδιομορφή ταλάντωσης για την κατανομή των στατικού τύπου σεισμικών φορτίων, με αποτέλεσμα η ακρίβεια της μεθόδου σε φορείς με μεγάλη επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών να μην είναι ικανοποιητική.

(β). Η ανάλυση αυτή έχει αναπτυχθεί με βάση τη θεώρηση επίπεδων συστημάτων. Έτσι, η εφαρμογή της σε χωρικά συστήματα δημιουργεί μια σειρά ερωτημάτων στα οποία οι κανονισμοί άλλοτε απαντούν μέσω συγκεκριμένων διατάξεων και άλλοτε αφήνουν περιθώρια πολλαπλών ερμηνειών.

(γ). Λαμβάνει υπόψη μόνο την οριζόντια συνιστώσα του σεισμού, αγνοώντας την κατακόρυφη που ενδεχομένως σε ειδικές περιπτώσεις να έχει μεγάλη επιρροή στην απόκριση.

(δ). Επίσης λόγω του στατικού της χαρακτήρα αγνοεί την απορρόφηση ενέργειας από την κατασκευή λόγω της δυναμικής απόκρισης (π.χ ιξώδης απόσβεση) και θεωρεί μόνο την απορρόφηση ενέργειας μέσω των παραμορφώσεων.

3.2. Στατική Υπερωθητική Ανάλυση κατά τη διεύθυνση X

3.2.1. Κατασκευή της Καμπύλη Ικανότητας

Για την εκτέλεση της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης, χρησιμοποιήθηκε το ανελαστικό προσομοίωμα της υφιστάμενης κατασκευής που περιγράφηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο. Στο οποίο παρουσιάζεται το χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής, ο υπολογισμός των κατακόρυφων φορτίων και των μαζών του καθώς και τα δεδομένα των υλικών και των διατομών. Στοιχεία των οποίων η σωστή απόδοση παίζει καθοριστικό ρόλο στο αποτέλεσμα της ανάλυσης, που κατά κύριο λόγο είναι το να παρέχει στο μελετητή την εικόνα της απόκρισης εντός της ανελαστικής περιοχής.

Αρχικά έγινε επιβολή στην κατασκευή των κατακόρυφων φορτίων του συνδυασμού $G+0.30Q$. Δηλαδή του συνόλου των μόνιμων φορτίων (G) και του 30%

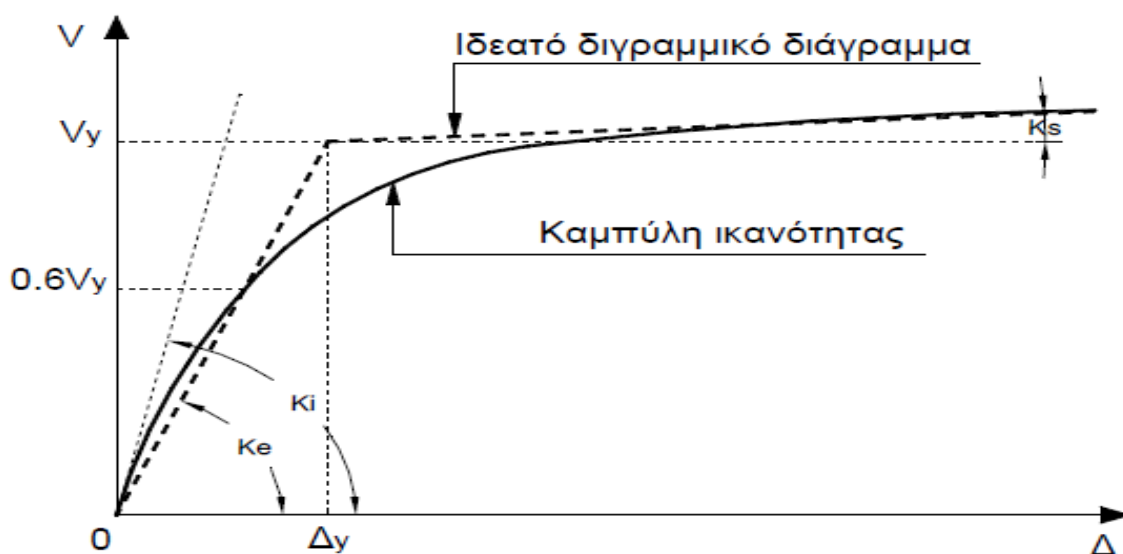
των κινητών (Q) και στη συνέχεια επιβολή πλευρικής τριγωνικής φόρτισης κατά τη διεύθυνση X αυξανόμενης έντασης στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου). Πρακτικά η πλευρική τριγωνική φόρτιση αναπαριστά τις εμφανιζόμενες αδρανειακές δυνάμεις ανά όροφο κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Ως σημείο ελέγχου της ανάλυσης ορίστηκε η μετακίνηση ενός κόμβου (κόμβος ελέγχου) της κορυφής του κτιρίου, του πλησιέστερου στο κέντρο μάζας της οροφής. Η μέγιστη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου μέχρι την οποία εκτελέστηκε η ανάλυση ορίστηκε στα 0,50m και με προσαυξητικό βήμα 0,002m. Λόγω του ότι η ευστάθεια των αριθμητικών μεθόδων επίλυσης είναι περιορισμένη κοντά στη δημιουργία του μηχανισμού κατάρρευσης, αναπτύχθηκε ρουτίνα που εναλλάσσει τους αλγορίθμους επίλυσης, αν δεν επιτευχθεί ικανοποιητική σύγκλιση μετά από καθορισμένο αριθμό επαναλήψεων.

3.2.2. Υπολογισμός Στοχευόμενης Μετακίνησης

Για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος των συντελεστών η οποία περιγράφεται στη FEMA 356 και τον ATC-40. Αυτή η μέθοδος βασίζεται στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα, το οποίο όμως χρησιμοποιείται χωρίς να αναφέρεται ρητά.

Βήμα 1: Κατασκευή ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος για την καμπύλη ικανότητας

Για την εφαρμογή της μεθόδου απαιτείται κατ' αρχήν η μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε διγραμμικό διάγραμμα. Ο τρόπος κατασκευής του διγραμμικού διαγράμματος προτείνεται στον ATC-40 ως εξής:



Κατασκευή ιδεατής διγραμμικής απεικόνισης της καμπύλης ικανότητας

(α). Κατασκευάζεται ο μετελαστικός κλάδος, ορίζοντας τη δυσκαμψία, K_s , κατά την κρίση του μηχανικού, και θεωρώντας ότι η αντίστοιχη ευθεία διέρχεται από το σημείο που η καμπύλη ικανότητας έχει γίνει περίπου οριζόντια.

(β). Ορίζεται η ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία, K_e , από την ευθεία που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο πάνω στην καμπύλη ικανότητας που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής, V_y . Επειδή αυτή η τιμή δεν είναι γνωστή εκ των προτέρων, απαιτούνται κάποιες δοκιμές.

(γ). Ορίζεται η τέμνουσα διαρροής, V_y , από το σημείο τομής των ευθειών με κλίση K_e και K_s , που αντιστοιχούν στον ελαστικό και τον μετελαστικό κλάδο αντίστοιχα.

Βήμα 2: Υπολογισμός της ενεργούς θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, T_e .

Από δυναμική ανάλυση υπολογίζεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής στη διεύθυνση που εξετάζεται, λαμβάνοντας υπόψη την ελαστική δυσκαμψία, K_i . Για να υπολογίσουμε την ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, που αντιστοιχεί σε δυσκαμψία K_e , χρησιμοποιούμε τη σχέση:

$$T_e = T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Βήμα 3: Υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης, Δt .

Η στοχευόμενη μετακίνηση της κορυφής που αντιστοιχεί σε δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού (target displacement) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\Delta t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_e \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

Οι τιμές των παραμέτρων ορίζονται παρακάτω σύμφωνα με FEMA 356.

C_0 = Συντελεστής που συνδέει τη μετακίνηση της κορυφής, Δ , με τη φασματική μετακίνηση, S_d . Ισχύει: $\Delta = \Gamma \cdot S_d \cdot \phi_{top}$ όπου Γ ο συντελεστής συμμετοχής σύμφωνα με τη σχέση $\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2}$. Άρα, $C_0 = \Gamma \cdot \phi_{top}$. Εάν $\phi_{top}=1$, τότε $C_0=\Gamma$.

Για τον υπολογισμό του συντελεστή συμμετοχής μπορούν να χρησιμοποιούνται οι τιμές ϕ_i που αντιστοιχούν στην 1η ιδιομορφή ή οι τιμές που αντιστοιχούν στην

παραμόρφωση του κτιρίου όταν συμβαίνει η στοχευόμενη μετακίνηση. Εναλλακτικά, η τιμή του συντελεστή C_0 μπορεί να λαμβάνεται απ' ευθείας από τον Πίνακα 3.1.

Πίνακας 3.1. Τιμές του συντελεστή C_0

Αριθμός ορόφων	Διατμητικά κτήρια		Λοιπά κτήρια
	Τριγωνική κατανομή φορτίων	Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων	Οποιαδήποτε κατανομή φορτίων
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

C_1 = Συντελεστής που συνδέει τη μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού, σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

$$C_1 = 1.0 \quad \text{για } T_e \geq T_s$$

$$C_1 = \frac{1.0 + (R-1) \cdot T_s / T_e}{R} \quad \text{για } T_e < T_s$$

Επίσης ισχύει $C_1 \leq 1.5$ για $T_e \leq 1.0$ sec και $C_1 \geq 1.0$

Στις παραπάνω σχέσεις:

T_S = η περίοδος που ορίζεται από το σημείο τομής του τμήματος του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε σταθερή επιτάχυνση (οριζόντιο τμήμα) με αυτό που αντιστοιχεί σε σταθερή ταχύτητα (φθίνων κλάδος), δηλαδή $T_S = T_2$ κατά ΕΑΚ και $T_S = T_C$ κατά EC8.

R = ο συντελεστής συμπεριφοράς που εκφράζει το λόγο της ελαστικής απαίτησης προς τη δύναμη διαρροής, ο οποίος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$R = \frac{S_e/g}{V_y/W} \cdot C_m$$

Όπου:

S_e = φασματική επιτάχυνση σύμφωνα με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για την ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, T_e .

V_y = τέμνουσα διαρροής σύμφωνα με τη διγραμμική απεικόνιση της καμπύλης ικανότητας.

W = συνολικό βάρος της κατασκευής.

C_m = συντελεστής που δηλώνει την ενεργό μάζα σύμφωνα με τον πίνακα 3.2. Εναλλακτικά, ο συντελεστής C_m μπορεί να λαμβάνεται ίσος με το λόγο της 1ης ιδιομορφικής μάζας προς τη συνολική μάζα.

Πίνακας 3.2. Τιμές του συντελεστή C_m

Αριθμός ορόφων	Πλαισιακά κτήρια από Ω.Σ.	Τοιχωματικά κτήρια από Ω.Σ.	Κτήρια από Ω.Σ. τύπου ανεστρ. εκκρεμούς	Πλαίσια παραλαβής ροπών από χάλυβα	Πλαίσια από χάλυβα με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	Πλαίσια από χάλυβα με εκκεντρους συνδέσμους	Άλλος τύπος
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3+	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

(*) $C_m = 1.0$ για $T_e > 1.0$ sec.

C_2 = Διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του τη μορφή των βρόχων υστέρησης της ανελαστικής συμπεριφοράς. Οι τιμές του C_2 για διάφορους τύπους συστημάτων και διάφορες στάθμες επιτελεσματικότητας δίνονται στον Πίνακα 3.3. Εναλλακτικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τιμή $C_2=1.0$.

Πίνακας 3.3. Τιμές του συντελεστή C2

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T_e \leq 0.1 \text{ sec}$		$T_e \geq T_s$	
	Τύπος κτηρίου 1	Τύπος κτηρίου 2	Τύπος κτηρίου 1	Τύπος κτηρίου 2
Άμεση χρήση	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Οιονεί κατάρρευση	1.5	1.0	1.2	1.0

Επεξήγηση

Τύπος 1: Κατασκευές στις οποίες περισσότερο από το 30% της τέμνουσας σε κάθε όροφο αναλαμβάνεται από οποιονδήποτε συνδυασμό των εξής στοιχείων: Τυπικά πλαίσια παραλαβής ροπών, πλαίσια με μεταλλικούς συνδέσμους, πλαίσια με ημιάκαμπτες συνδέσεις, πλαίσια με μεταλλικούς συνδέσμους που παραλαμβάνουν μόνο εφελκυστικές δυνάμεις, άοπλη τοιχοποιία.

Τύπος 2: Οι κατασκευές που δεν ανήκουν στην κατηγορία 1.

Παρατήρηση: Για ενδιάμεσες τιμές ιδιοπεριόδων γίνεται γραμμική παρεμβολή.

C3 = Διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του την αύξηση των μετακινήσεων λόγω επιρροής P-Δ, που ορίζεται ως εξής:

$$C3 = 1.0 \quad \text{για θετική κλίση του μετελαστικού κλάδου (Ks>0)}$$

$$C3 = 1.0 + \frac{\alpha \cdot (R-1)^{3/2}}{T_e} \quad \text{για αρνητική κλίση του μετελαστικού κλάδου (Ks<0)}$$

$$\text{Όπου } \alpha = Ks/Ke$$

Η τιμή του συντελεστή C3 δεν χρειάζεται να υπερβαίνει την τιμή:

$$C3 \leq 1.0 + 5 \cdot \frac{(\theta-1)}{T_e}$$

Όπου θ = συντελεστής σχετικής μεταθετότητας, ίσος με τη μέγιστη τιμή των αντίστοιχων συντελεστών των ορόφων, θ_i , οι οποίοι ορίζονται από τη σχέση:

$$\theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i}$$

όπου:

P_i = το κατακόρυφο φορτίο του i ορόφου

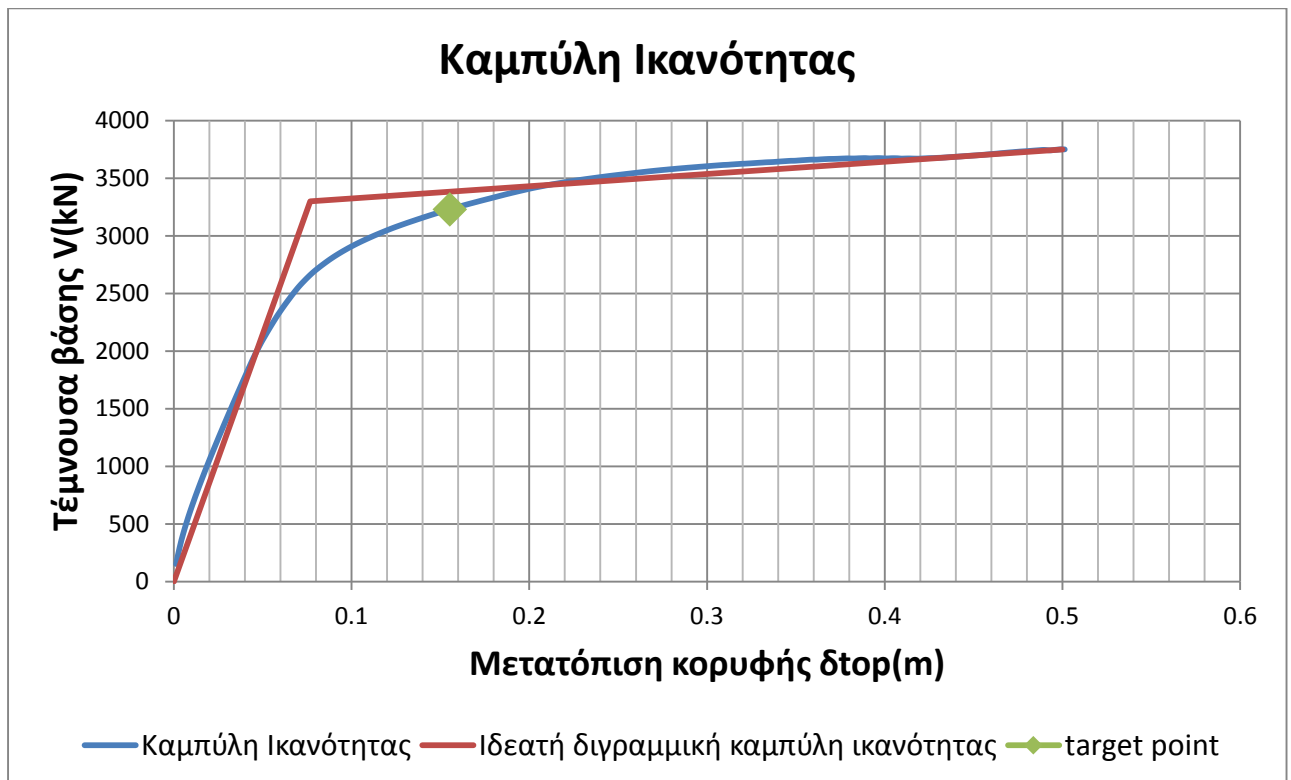
V_i = η συνολική τέμνουσα δύναμη του i ορόφου στην εξεταζόμενη διεύθυνση για το σεισμικό συνδυασμό, σύμφωνα με την κλασική ανάλυση

h_i = ύψος του i ορόφου

δ_i = σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου στην εξεταζόμενη διεύθυνση, μετρούμενη στο κέντρο δυσκαμψίας (center of rigidity).

Τα αποτελέσματα τώρα από την εφαρμογή της ανάλυσης συνοψίζονται παρακάτω.

3.2.3. Καμπύλη Ικανότητας



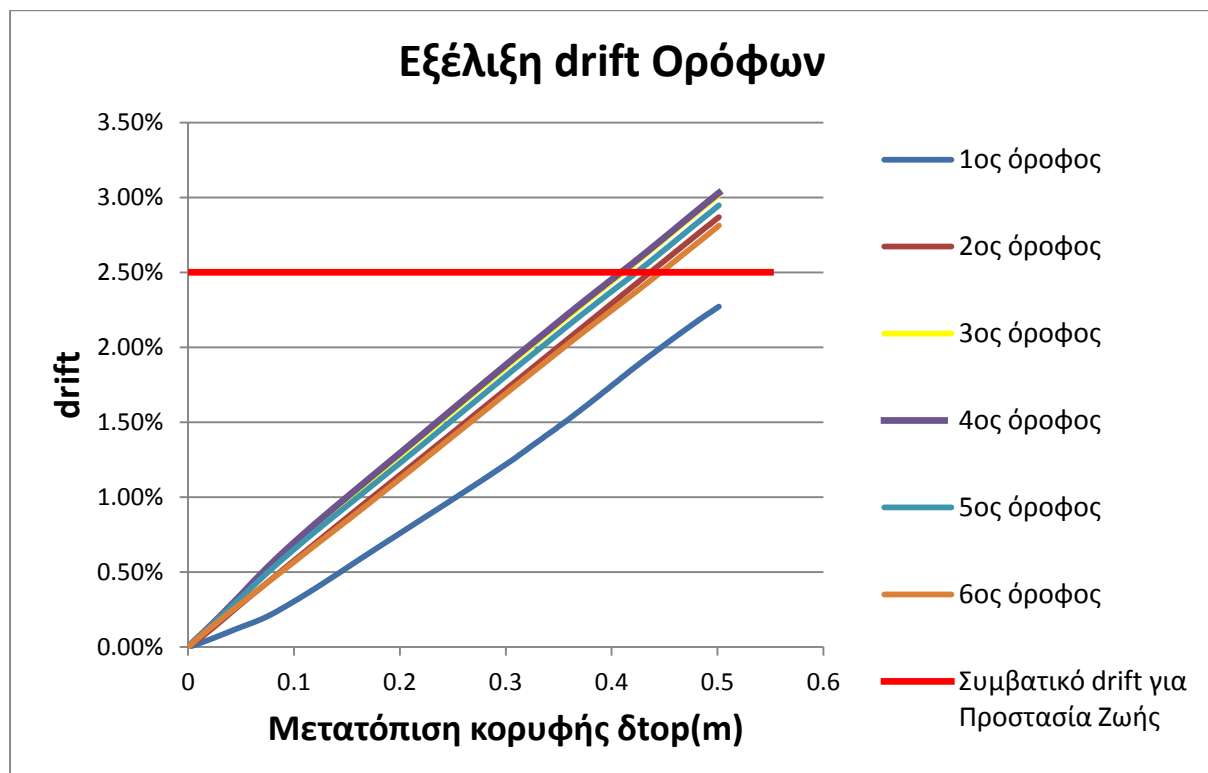
Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα από την εφαρμογή της μεθόδου των συντελεστών για την κατασκευή της ιδεατής διγραμμικής καμπύλης ικανότητας προέκυψαν τα εξής: Τέμνουσα διαρροής $V_y = 3300$ kN και αντίστοιχη μετακίνηση $\delta_y = 0.077$ m, μετελαστικός κλάδος κλίσης 2.5% και τέλος η στοχευόμενη μετακίνηση $\Delta t = 0.155$ m.

3.2.4. Εξέλιξη Ανηγμένων Πλευρικών Μετακινήσεων (Drift)

Στο παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζεται η εξέλιξη των ανηγμένων πλευρικών μετακινήσεων κατά τη διάρκεια της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης. Ο όρος τώρα ανηγμένη πλευρική μετακίνηση ορίζεται ως εξής:

$$\text{Drift} = \frac{\text{Μετακίνηση (i) ορόφου} - \text{Μετακίνηση (i-1) ορόφου}}{\text{Ύψος (i) ορόφου} - \text{Ύψος (i-1) ορόφου}}$$

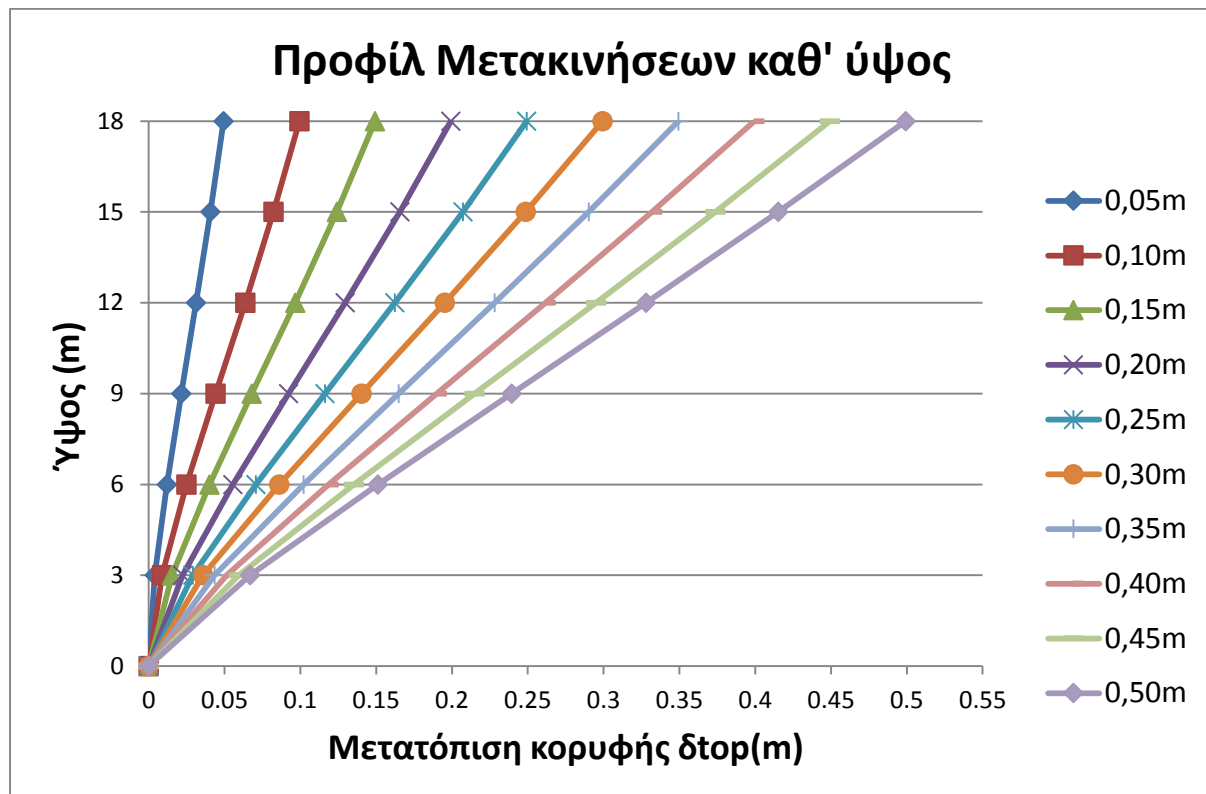
Θα πρέπει εδώ να σημειωθεί ότι η διαφραγματική λειτουργία των ορόφων εξασφαλίζεται μέσω της δημιουργίας, κατά την προσομοίωση του φορέα, κατάλληλων στοιχείων δικτυώματος (truss elements). Τα οποία στην πράξη λειτουργούν όπως οι πλάκες στο σκελετό ενός ορόφου δημιουργώντας ένα ισχυρό οριζόντιο στοιχείο. Επιπλέον στην υφιστάμενη κατασκευή που μελετάμε παρουσιάζεται μικρή στατική εκκεντρότητα η οποία έχει ως συνέπεια τη στροφή των διαφραγματικών ορόφων. Ωστόσο η επιρροή της είναι αμελητέα αφού οι διαφορές στις μετακινήσεις από κόμβο σε κόμβο στο επίπεδο κάθε ορόφου είναι μηδαμινές.



Στο παραπάνω διάγραμμα έχουμε σχεδιάσει και το οριακό συμβατικό drift που αναμένουμε να παρουσιάσει μια κατασκευή από ωπλισμένο σκυρόδεμα για στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής.

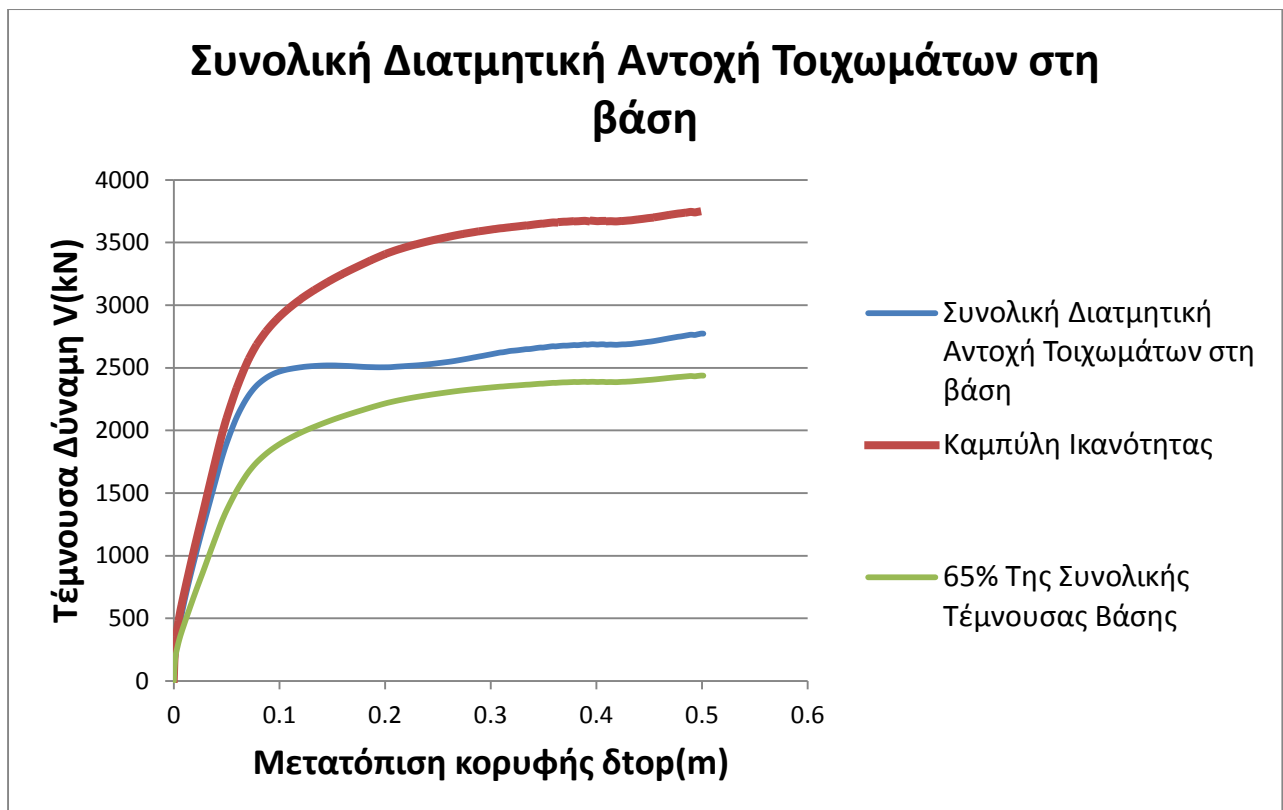
3.2.5. Προφίλ Απόλυτων Μετακινήσεων

Στο επόμενο διάγραμμα παρουσιάζεται η εξέλιξη των απόλυτων τιμών των μετακινήσεων όλων των ορόφων για κάποια στιγμιότυπα της προσαυξητικής φόρτισης. Τα στιγμιότυπα αυτά έχουν επιλεγεί για αυξανόμενη μετατόπιση του κόμβου οροφής ανά 0.05m.



3.2.6. Συνολική Διατμητική Αντοχή Τοιχωμάτων στη Βάση

Όπως αναφέρεται σε παραπάνω κεφάλαιο τα κτίρια από ωπλισμένο σκυρόδεμα κατατάσσονται σε διάφορες κατηγορίες με βάση το στατικό τους σύστημα. Ο προσδιορισμός της κατηγορίας ενός κτιρίου επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία του κατώτερου ορόφου (βάση) αντί της αντίστοιχης διατμητικής τους αντοχής. Δηλαδή, ο όρος «διατμητική αντοχή» μπορεί να αντικατασταθεί από τον όρο «διατμητική σεισμική δύναμη». Έτσι στο επόμενο διάγραμμα απεικονίζεται η συνολική τέμνουσα δύναμη που αναλαμβάνουν τα τοιχώματα στη βάση κατά τη διάρκεια της ανάλυσης.

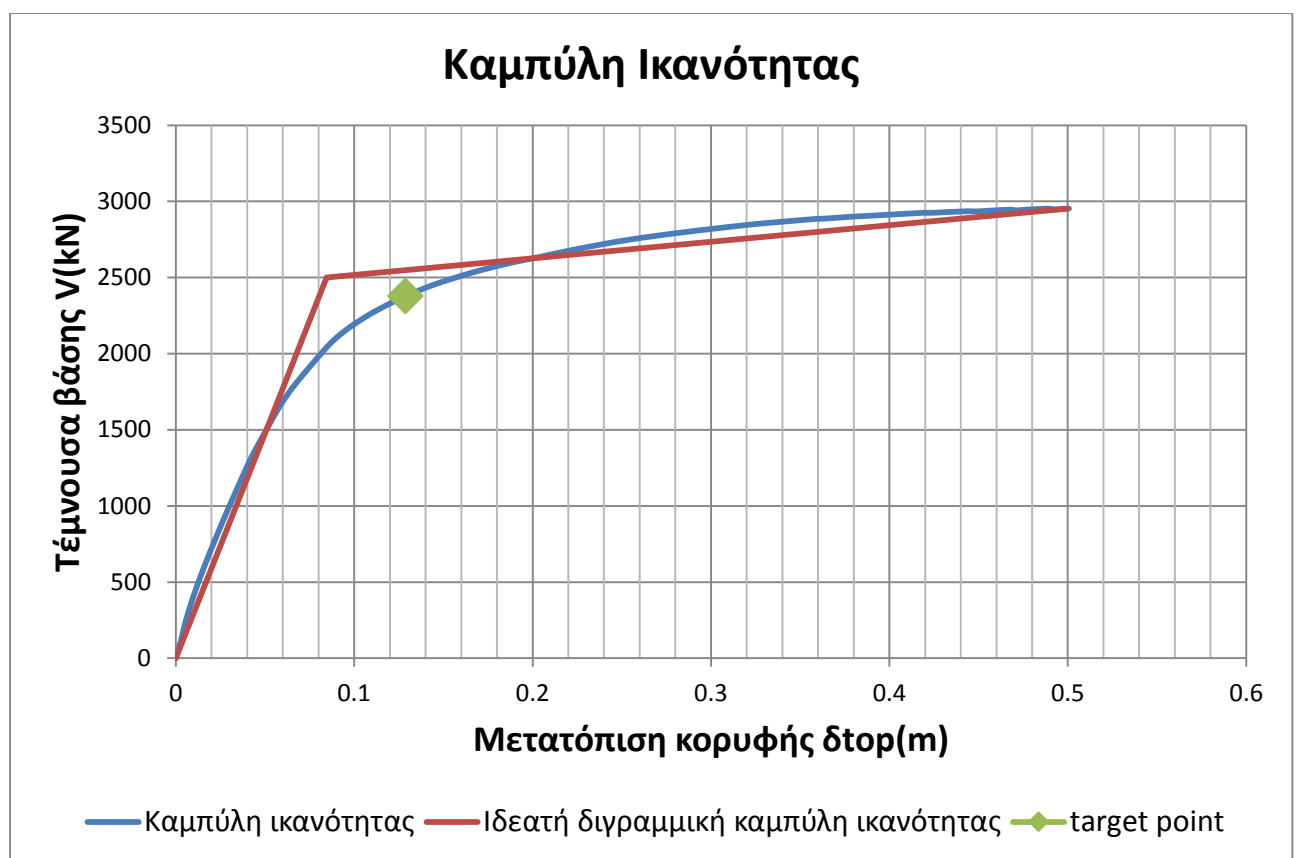


Σύμφωνα με το παραπάνω διάγραμμα το στατικό σύστημα της υφιστάμενης κατασκευής, κατά τη διεύθυνση Χ, χαρακτηρίζεται τοιχωματικό. Αυτό προκύπτει με βάση τον Ευρωκώδικα 8 που ως τοιχωματικό σύστημα ορίζει εκείνο το στατικό σύστημα με συζευγμένα ή ασύζευκτα τοιχώματα, των οποίων η συνολική διατμητική αντοχή στη βάση είναι $\geq 65\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.

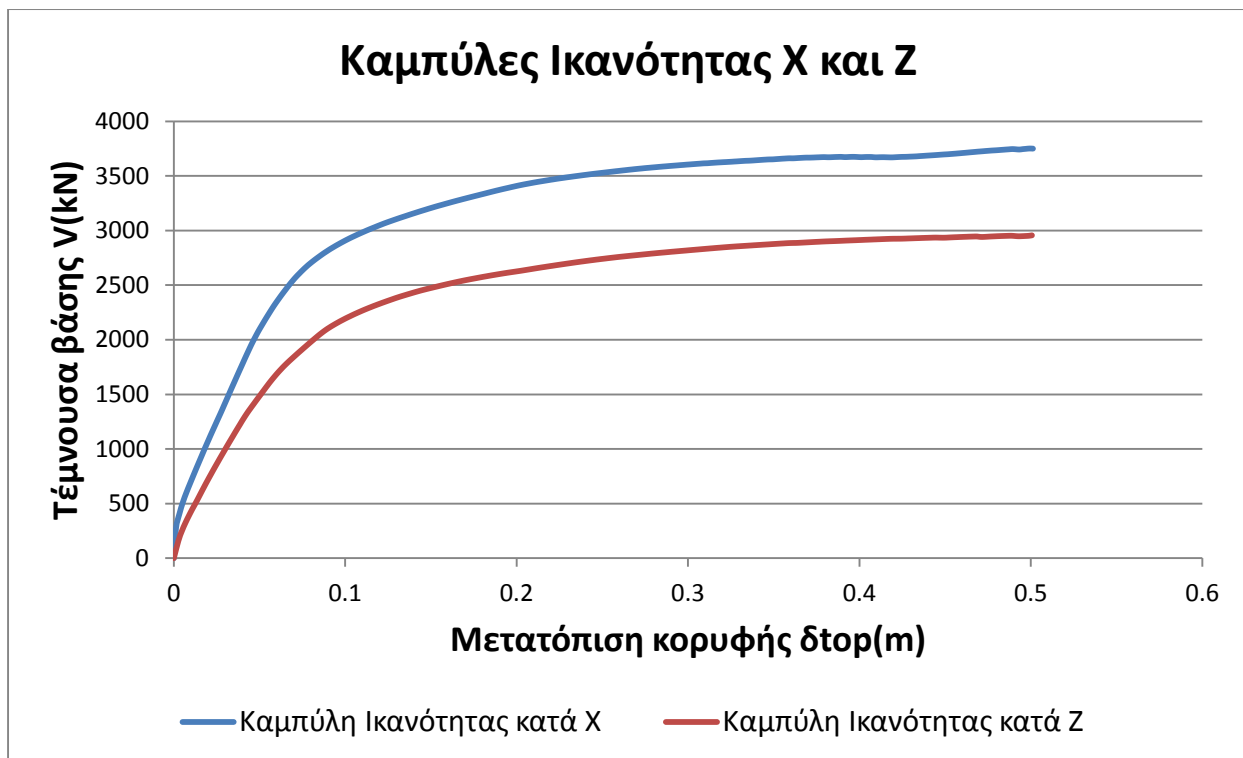
3.3. Στατική Υπερωθητική Ανάλυση κατά τη διεύθυνση Z

Λόγω της έλλειψης συμμετρίας του κτιρίου σε κάτοψη κρίθηκε απαραίτητη η διεξαγωγή της ανάλυσης και στην εγκάρσια διεύθυνση, για τον έλεγχο της συμπεριφοράς του. Ακολουθώντας την ίδια ακριβώς διαδικασία με αυτή που περιγράφηκε για την ανάλυση κατά την X διεύθυνση, προέκυψαν τα παρακάτω αποτελέσματα.

3.3.1. Καμπύλη Ικανότητας



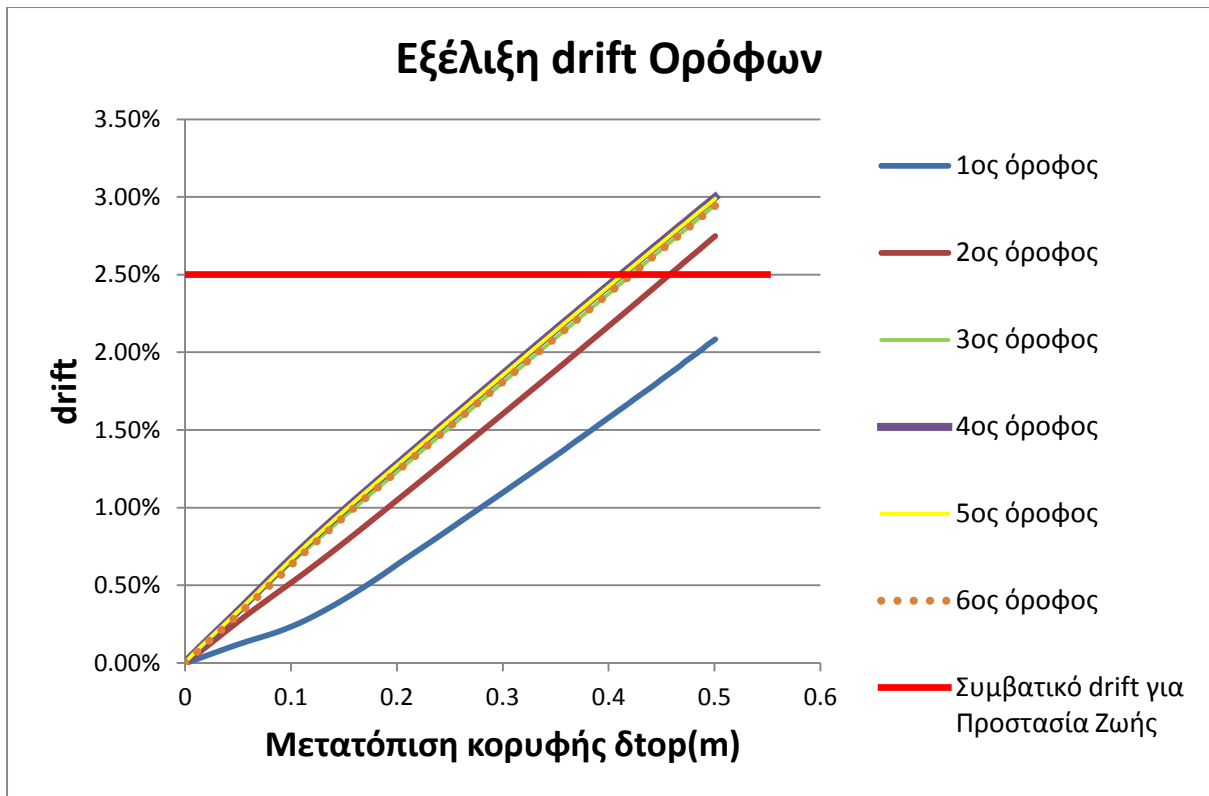
Από το παραπάνω διάγραμμα προκύπτουν τα εξής: Τέμνουσα διαρροής $V_y = 2500$ kN και αντίστοιχη μετακίνηση $\delta_y = 0.085$ m, μετελαστικός κλάδος κλίσης 3.7% και τέλος η στοχευόμενη μετακίνηση $\Delta t = 0.129$ m. Επίσης παρουσιάζεται και μια 'πτώση' της καμπύλης ικανότητας κατά τη διεύθυνση Z σε σχέση με τη καμπύλη ικανότητας κατά τη διεύθυνση X, γεγονός που απεικονίζεται καλύτερα στο παρακάτω διάγραμμα.



Η 'πτώση' αυτή υποδηλώνει ότι το κτίριο παρουσιάζει ακανονικότητα σε κάτοψη. Αυτό συμβαίνει γιατί το κτίριο δεν ικανοποιεί το κριτήριο που αφορά τη συμμετρία, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες, που απαιτείται να έχει ως προς την αντοχή σε οριζόντια φορτία. Τα κριτήρια που θα πρέπει να ικανοποιεί ένα κτίριο για να χαρακτηριστεί ως κανονικό σε κάτοψη έχουν περιγραφεί αναλυτικά σε προηγούμενο κεφάλαιο (Κεφάλαιο 1).

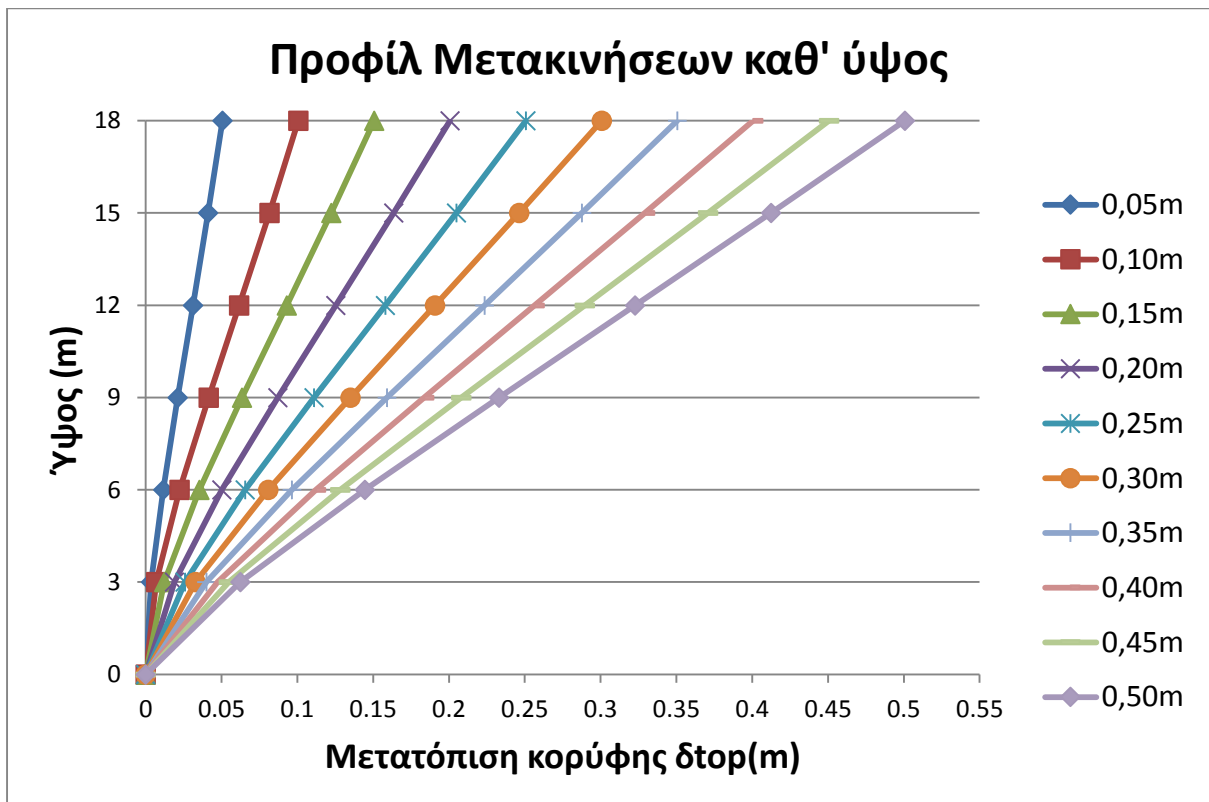
3.3.2. Εξέλιξη Ανηγμένων Πλευρικών Μετακινήσεων (Drift)

Όπως και κατά τη διεύθυνση X, στο παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζεται η εξέλιξη των ανηγμένων πλευρικών μετακινήσεων κατά τη διάρκεια της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης.

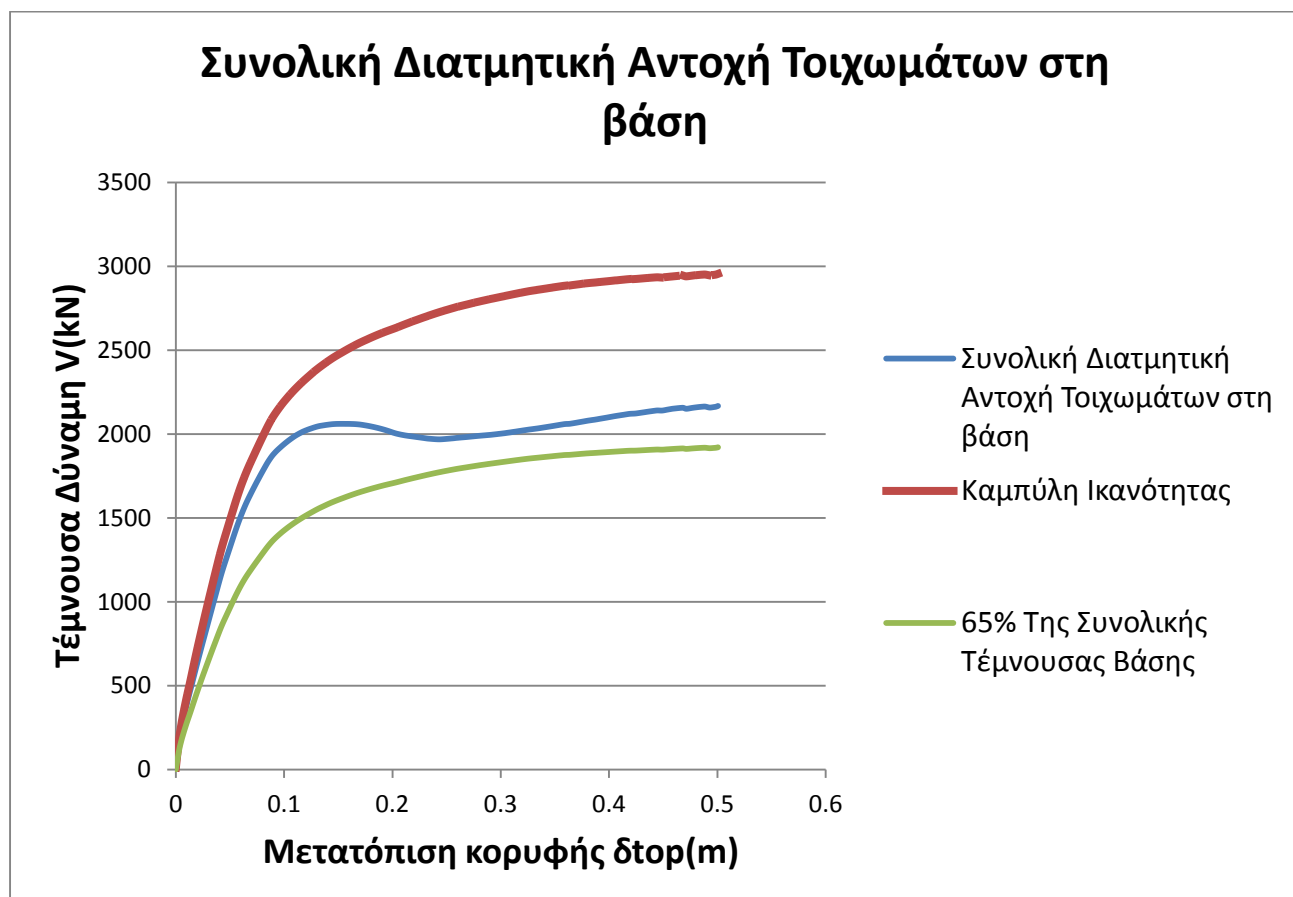


3.3.3. Προφίλ Απόλυτων Μετακινήσεων

Και σε αυτή την περίπτωση τα στιγμιότυπα έχουν επιλεγεί για αυξανόμενη μετατόπιση του κόμβου οροφής ανά 0.05m.



3.3.4. Συνολική Διατμητική Αντοχή Τοιχωμάτων στη Βάση



Με βάση το παραπάνω διάγραμμα διαπιστώνεται ότι και κατά τη διεύθυνση Z το στατικό σύστημα του κτιρίου χαρακτηρίζεται τοιχωματικό, αφού και εδώ η συνολική διατμητική αντοχή των τοιχωμάτων στη βάση είναι $\geq 65\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση

4.1. Εισαγωγή

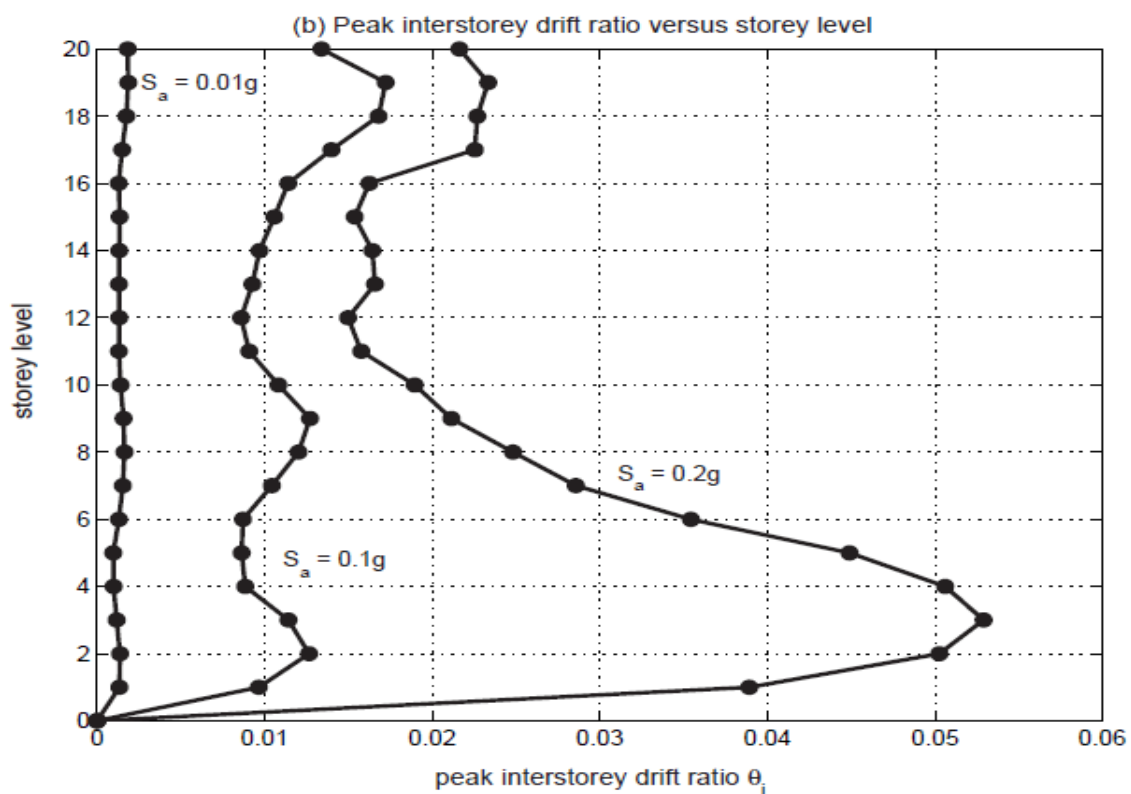
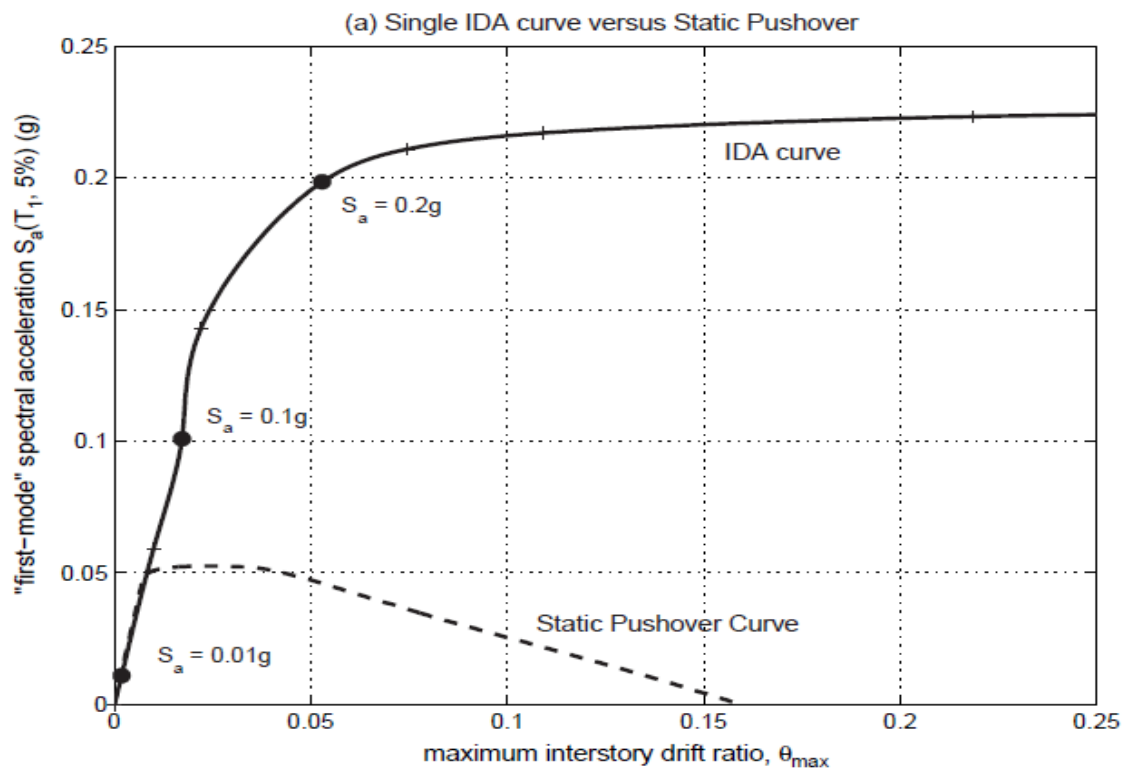
Η Προσαυξητική Δυναμική Ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis – IDA) είναι μια παραμετρική μέθοδος ανάλυσης, η οποία εμφανίστηκε πρόσφατα σε διάφορες μορφές, προκειμένου να εκτιμήσει εκτενέστερα τη συμπεριφορά των κατασκευών υπό σεισμικά φορτία. Περιλαμβάνει την υποβολή του μοντέλου κάποιας κατασκευής σε μια ή περισσότερες καταγραφές εδαφικής κίνησης, η καθεμία από τις οποίες κλιμακώνεται σε διάφορα επίπεδα έντασης, παράγοντας έτσι μια ή περισσότερες καμπύλες που απεικονίζουν τις εκάστοτε αποκρίσεις για τα επίπεδα αυτά.

Η ανάπτυξη της υπολογιστικής ισχύος επιτρέπει την αναζήτηση ολοένα ακριβέστερων αλλά και συνθετότερων μεθόδων ανάλυσης. Έτσι, η κατάσταση της τεχνολογίας έχει προχωρήσει σταδιακά από την ελαστική στατική ανάλυση στη δυναμική ελαστική, την ανελαστική στατική και τελικώς στην ανελαστική δυναμική ανάλυση. Στην τελευταία περίπτωση, το σύννηθες ήταν το τρέξιμο διαφόρων καταγραφών, από μια φορά την κάθε μια, και η παραγωγή μιας ή περισσότερων αναλύσεων του «ενός σημείου», οι οποίες χρησιμοποιούνταν κατά κύριο λόγο για τον έλεγχο της σχεδιασθείσας κατασκευής. Από την άλλη πλευρά, μέθοδοι όπως η «μη-γραμμική στατική υπερωθητική ανάλυση» (Pushover) ή η «φασματικής ικανότητας» προσφέρουν, με κατάλληλη βαθμονόμηση του τρόπου στατικής φόρτισης, μια «συνεχή» εικόνα, καθώς εξετάζεται ολόκληρο το εύρος της συμπεριφοράς της κατασκευής, από την ελαστικότητα μέχρι τη διαρροή και τελικώς την κατάρρευση, διευκολύνοντας έτσι σημαντικά την κατανόηση του τρόπου παραμόρφωσης της κατασκευής.

Κατ' αναλογία με το πέρασμα από μια απλή στατική ανάλυση στην προσαυξητική στατική ανάλυση pushover, η ανάλυση των κατασκευών έχει προχωρήσει από μια απλή ανάλυση χρονοϊστορίας σε μια προσαυξητική (Incremental Dynamic Analysis ή IDA), στην οποία κλιμακώνεται η σεισμική «φόρτιση». Η ιδέα απαντάται ήδη από το 1977 από τον Bertero και έχει προταθεί σε διάφορες μορφές

στο έργο διαφόρων ερευνητών, συμπεριλαμβανομένων και των Lucio και Cornell, Bazurro και Cornell, Yun και Foutch, Mehanny και Deierlein, Dubina et al., De Matteis et al., Nassar και Krawinkler και Psycharis et al.. Προσφάτως, έχει υιοθετηθεί και από τις οδηγίες της αμερικανικής FEMA ως «προσαυξητική δυναμική ανάλυση» (Incremental Dynamic Analysis-IDA) και έχει καθιερωθεί ως η πλέον σύγχρονη μέθοδος για τον προσδιορισμό της γενικής ικανότητας κατάρρευσης μιας κατασκευής. Η μελέτη της IDA έχει πλέον ευρύτατη και πολυσχιδή εφαρμογή και οι στόχοι της, κάποιοι από τους οποίους φαίνονται στο παρακάτω Σχ. 4.1α-β, περιλαμβάνουν:

1. Την κατανόηση σε βάθος του εύρους της απόκρισης της κατασκευής ή των «απαιτήσεων» σε σχέση με το εύρος των πιθανών διαβαθμίσεων του επιπέδου της έντασης των καταγραφών των εδαφικών κινήσεων.
2. Την καλύτερη κατανόηση των επιπτώσεων που επιφέρουν στην κατασκευή σπανιότερες/σοβαρότερες εδαφικές κινήσεις.
3. Την καλύτερη κατανόηση των αλλαγών στη φύση της απόκρισης της κατασκευής καθώς αυξάνει το επίπεδο της έντασης της εδαφικής κίνησης (π.χ. αλλαγές στην καθ' ύψος απόκριση της κατασκευής, έναρξη της απομείωσης της δυσκαμψίας και αντοχής της κατασκευής καθώς και τα μοτίβα και την ένταση με την οποία εμφανίζονται τα παραπάνω).
4. Την εκτίμηση της δυναμικής ικανότητας ολόκληρου του φορέα.
5. Και τέλος, δοθέντος ενός συνόλου εδαφικών καταγραφών, την κατανόηση της ευστάθειας (ή αστάθειας) των παραπάνω παραγόντων από καταγραφή σε καταγραφή.



Σχ. 4.1α-β. Ένα παράδειγμα των πληροφοριών που μπορούν να εξαχθούν από τη μελέτη μιας καταγραφής IDA ενός 20ώροφου χαλύβδινου καμπτικού πλαισίου με όλκιμα μέλη και συνδέσεις, λαμβάνοντας υπόψη φαινόμενα Ρ-Δ δευτέρας τάξεως, υποβαλλόμενο στην καταγραφή του El Centro (1940).

4.2. Βασικές έννοιες της μεθόδου IDA για μια καταγραφή χρονοϊστορίας

Σε πρώτη φάση, ας ορίσουμε με σαφήνεια όλους τους χρησιμοποιούμενους όρους και ας ξεκινήσουμε τη δόμηση της μεθοδολογίας που θα ακολουθήσουμε, χρησιμοποιώντας ως βασικό στοιχείο την ιδέα της κλιμάκωσης ενός επιταχυνσιογραφήματος.

Ας υποθέσουμε ότι μας δίνεται ένα επιταχυνσιογράφημα a_1 , το οποίο έχουμε επιλέξει από μια βάση δεδομένων επιταχυνσιογραφημάτων και το οποίο θα αναφέρεται ως βασικό, όπως αυτό έχει καταγραφεί χωρίς να έχει κλιμακωθεί, έχουμε δηλαδή ένα διάνυσμα με στοιχεία $a_1(ti), ti = 0, t_1, \dots, t_{n-1}$. Προκειμένου να εξηγηθούν ισχυρότερες ή ηπιότερες εδαφικές κινήσεις, εισάγουμε έναν απλό μετασχηματισμό, βάσει του οποίου πολλαπλασιάζουμε το πλάτος επιταχυνσιογραφήματος με έναν κοινό προσαυξητικό ή μειωτικό συντελεστή $\lambda \in [0, +\infty)$: $a_\lambda = \lambda \cdot a_1$. Η παραπάνω διαδικασία ισοδυναμεί με τον πολλαπλασιασμό του φάσματος ελαστικής επιτάχυνσης με λ .

Ορισμός 1

Ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής (scale factor-SF) ενός βαθμονομημένου επιταχυνσιογραφήματος a_λ είναι ο μη αρνητικός βαθμωτός συντελεστής $\lambda \in [0, +\infty)$ ο οποίος παράγει το a_λ , όταν εφαρμοστεί πολλαπλασιαστικά στη μη-βαθμονομημένη (φυσική) χρονοϊστορία επιταχύνσεων a_1 .

Ας σημειωθεί εδώ ότι ο SF αποτελεί, μια προς μια απεικόνιση του αρχικού επιταχυνσιογραφήματος σε όλες τις κλιμακούμενες εικόνες του. Το $\lambda = 1$ δηλώνει το αρχικό επιταχυνσιογράφημα, το $\lambda < 1$ ένα μειωμένο επιταχυνσιογράφημα, ενώ το $\lambda > 1$ ένα αυξημένο επιταχυνσιογράφημα.

Παρ' όλο που ο SF αποτελεί τον απλούστερο τρόπο περιγραφής των κλιμακούμενων εικόνων ενός επιταχυνσιογραφήματος, εντούτοις δεν προσφέρεται σε καμία περίπτωση για τους σκοπούς του μηχανικού, καθώς δεν παρέχει καμία πληροφορία για την πραγματική «ισχύ» της κλιμακούμενης καταγραφής, καθώς και της επίπτωσης της σε κάποια κατασκευή.

Ορισμός 2

Το μέτρο της έντασης μιας μονοτονικώς κλιμακούμενης εδαφικής κίνησης (Intensity Measure-IM) ενός βαθμονομημένου επιταχυνσιογραφήματος $a_λ$ είναι ο μη αρνητικός βαθμωτός συντελεστής $IM \in [0, +\infty)$ που αποτελεί μια συνάρτηση $IM = f_{a1}(\lambda)$ και που εξαρτάται από το μη-βαθμονομημένο επιταχυνσιογράφημα a_1 και μονοτονικά αυξάνει με το συντελεστή κλιμάκωσης λ .

Παρ' όλο που έχουν προταθεί πολλές ποσότητες για το χαρακτηρισμό της «έντασης» μιας εδαφικής καταγραφής, δεν είναι πάντοτε προφανές το πώς αυτές θα κλιμακωθούν (π.χ. το Μέγεθος Σεισμικής Ροπής, η διάρκεια, η Τροποποιημένη κλίμακα Έντασης Mercalli). Οι παραπάνω ποσότητες θα πρέπει να χαρακτηρισθούν ως μη-κλιμακούμενες. Συνήθη παραδείγματα κλιμακούμενων IMs αποτελούν η Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (PGA), η Μέγιστη Εδαφική Ταχύτητα (PGV), η Ελαστική Φασματική Επιτάχυνση για απόσβεση $\xi = 5\%$ για την πρώτη ιδιοπερίοδο της κατασκευής ($S_a(T_1, 5\%)$) και ο κανονικοποιημένος συντελεστής $R = \lambda / \lambda_{yield}$, (όπου λ_{yield} , για δεδομένη κατασκευή και επιταχυνσιογράφημα, ο μικρότερος απαιτούμενος συντελεστής προκειμένου να προκληθεί διαρροή), ο οποίος είναι αριθμητικά ισοδύναμος με το μειωτικό συντελεστή ορίου διαρροής R-factor (για παράδειγμα για διγραμμικά μονοβάθμια συστήματα). Οι παραπάνω IM είναι ανάλογοι του SF, καθώς ικανοποιούν τη σχέση $IM_{prop} = \lambda \cdot f_{a1}$. Από την άλλη πλευρά, η ποσότητα $S_{am}(T_1, \xi, b, c, d) = [S_a(T_1, \xi)]^b \cdot [S_a(cT_1, \xi)]^d$, η οποία προτάθηκε από τους Shome, Cornell και Mehanny είναι μεν κλιμακούμενη και μονοτονική, όχι όμως αναλογική, εκτός αν $b + d = 1$. Έχουν προταθεί επίσης κάποια μη-μονοτονικά IMs, όπως η ανελαστική μετακίνηση ενός μη γραμμικού ταλαντωτή από τους Lucio και Cornell, αλλά δε θα εστιάσουμε σε αυτά. Συγκεκριμένα στην παρούσα διπλωματική ως Μέτρο Έντασης χρησιμοποιήθηκε η Ελαστική Φασματική Επιτάχυνση για απόσβεση $\xi = 5\%$ για την πρώτη ιδιοπερίοδο της κατασκευής ($S_a(T_1, 5\%)$).

Στη συνέχεια, αφού πλέον έχουμε ορίσει τα πιθανά μεγέθη με τα οποία θα εξετάζουμε την κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφήματων επί της κατασκευής πρέπει να ορίσουμε ένα μέγεθος για να επιβλέπουμε την απόκριση της υπό τη σεισμική καταπόνηση.

Ορισμός 3

Μέτρο βλάβης (Damage Measure – DM) ή αλλιώς η Παράμετρος Μηχανικής Απαιτήσης (Engineering Demand Parameter – EDM, κατά την ορολογία του Pacific Earthquake Engineering Research Center), είναι ο μη αρνητικός βαθμωτός συντελεστής $DM \in [0, +\infty)$ που χαρακτηρίζει την επιπλέον απόκριση του δομικού μοντέλου σε ένα προκαθορισμένο σεισμικό φορτίο.

Με άλλα λόγια ένα Μέτρο Βλάβης είναι ένα εύκολα προσδιορίσιμο μέγεθος που είναι άμεσο αποτέλεσμα της απόκρισης της κατασκευής σε μια μη γραμμική δυναμική ανάλυση. Πιθανές επιλογές που μπορούν να αποτελέσουν μέτρα βλάβης είναι η μέγιστη τέμνουσα βάση, οι στροφές των κόμβων, η μέγιστη πλαστιμότητα των ορόφων, το μέγιστο drift μεταξύ των ορόφων καθώς και αρκετοί άλλοι. Η επιλογή του κατάλληλου DM εξαρτάται από τη χρήση του καθώς και από την ίδια την κατασκευή. Μπορεί να είναι σκόπιμη η χρήση δύο ή και περισσότερων DMs (που προκύπτουν από τις ίδιες μη-γραμμικές αναλύσεις), προκειμένου να αποτιμήσουμε διαφορετικά χαρακτηριστικά της απόκρισης της κατασκευής, οριακές καταστάσεις ή τύπους αστοχίας. Στην παρούσα διπλωματική ως Μέτρο Βλάβης χρησιμοποιήθηκε το μέγιστο drift μεταξύ των ορόφων της υφιστάμενης κατασκευής.

Τώρα η απόκριση της κατασκευής κατά τη χρήση της Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης συχνά λαμβάνεται υπόψη ως βαθμωτό μέγεθος οπότε χρησιμοποιούμε είτε τις απόλυτες τιμές των αποκρίσεων είτε εξετάζουμε ξεχωριστά τις θετικές από τις αρνητικές αποκρίσεις.

Μετά τον προσδιορισμό των παραπάνω ορισμών μπορούμε να προχωρήσουμε στη διατύπωση του ορισμού της μελέτης μιας Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης για την οποία χρησιμοποιήθηκε μια και μόνο χρονοϊστορία εδαφικών επιταχύνσεων.

Ορισμός 4

Μια μελέτη IDA μιας μονής καταγραφής (single-record IDA study) είναι μια μελέτη δυναμικής ανάλυσης ενός δοσμένου μοντέλου κατασκευής που παραμετροποιείται από τον πολλαπλασιαστικό συντελεστή μιας δοσμένης χρονοϊστορίας εδαφικής κίνησης.

Γνωστή πιο απλά ως Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση περιλαμβάνει μια σειρά από δυναμικές μη γραμμικές αναλύσεις που πραγματοποιούνται με κλιμακούμενες εικόνες ενός επιταχυνσιογραφήματος του οποίου τα Μέτρα Έντασης (IMs) έχουν, στην ιδανική περίπτωση, επιλεγεί έτσι ώστε να καλύπτουν ένα μεγάλο εύρος λειτουργίας της κατασκευής από την ελαστική συμπεριφορά, στη μη γραμμική συμπεριφορά και τέλος στην κατάρρευση. Σκοπός είναι να καταγραφούν τα Μέτρα Βλάβης (DMs) του προσομοιώματος της κατασκευής σε κάθε επίπεδο Μέτρου Έντασης (IM) της κλιμακούμενης εδαφικής σεισμικής κίνησης. Οι τιμές απόκρισης που θα προκύψουν συνήθως αποτυπώνονται σε διάγραμμα μαζί με το επίπεδο της έντασης και προκύπτουν συνεχείς καμπύλες. Αυτές οι καμπύλες ονομάζονται καμπύλες Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης (IDA curves).

Ορισμός 5

Μια καμπύλη IDA (IDA curve) είναι μια γραφική παράσταση ενός μέτρου κατάστασης της κατασκευής (DM) σε μια μελέτη IDA σε σχέση με ένα ή περισσότερα Μέτρα Έντασης (IMs) που χαρακτηρίζουν το εφαρμοζόμενο κλιμακωμένο επιταχυνσιογράφημα.

Μια καμπύλη IDA μπορεί να απεικονισθεί σε δύο ή περισσότερες διαστάσεις, ανάλογα με τον αριθμό των Μέτρων Έντασης (IMs). Προφανώς, τουλάχιστον ένα από αυτά πρέπει να διαθέτει δυνατότητα κλιμάκωσης. Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα επικεντρωθούμε σε καμπύλη IDA 2 διαστάσεων (2D). Στη συνήθη πρακτική των μηχανικών, τέτοια διαγράμματα συχνά απεικονίζονται «ανάποδα», δηλαδή η ανεξάρτητη μεταβλητή που είναι το Μέτρο Έντασης (IM) και που θεωρείται κατά αναλογία ως «δύναμη», παριστάνεται γραφικά στον κατακόρυφο άξονα (Σχ. 4.1α), όπως σε μια καμπύλη τάσης – παραμόρφωσης, δύναμης – μετατόπισης ή γραφήματα μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης Pushover (SPO). Όπως είναι προφανές, τα αποτελέσματα μιας Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης μπορούν να παρασταθούν γραφικά σε ένα πλήθος διαφορετικών καμπύλων IDA, ανάλογα με την επιλογή των Μέτρων Έντασης (IMs) και των Μέτρων Βλάβης (DMs).

4.3. Γενικές ιδιότητες της καμπύλης IDA

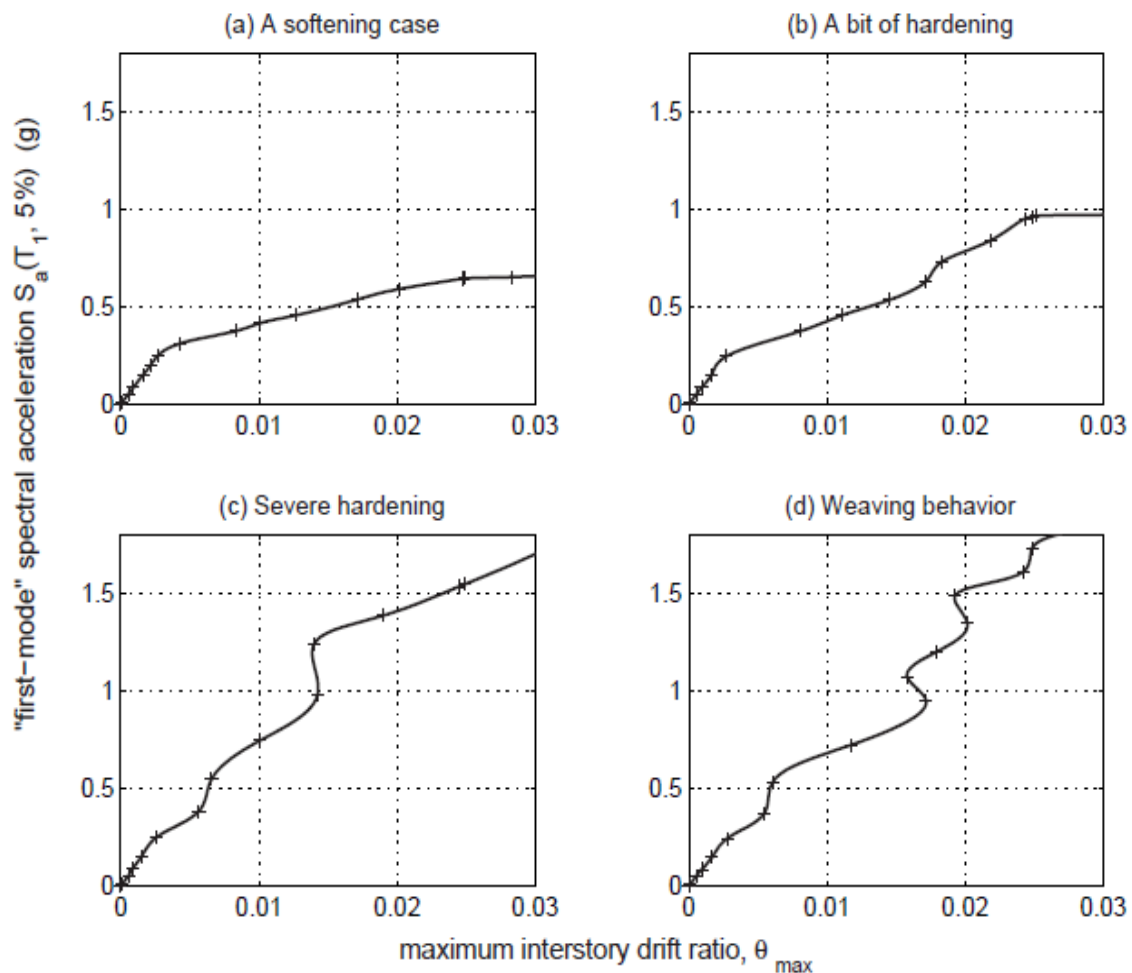
Η μελέτη IDA αναφέρεται ειδικά στο εκάστοτε επιταχυνσιογράφημα και μοντέλο της κατασκευής. Υποβαλλόμενο σε διαφορετικές εδαφικές κινήσεις, ένα συγκεκριμένο

μοντέλο μπορεί να παράγει πολύ ανόμοιες μεταξύ τους αποκρίσεις, οι οποίες είναι δύσκολο να προσδιορισθούν εκ των προτέρων. Παρατηρώντας, για παράδειγμα, το Σχ. 4.2. παρακάτω διαπιστώνουμε ότι η απόκριση μιας 5-ώροφης μεταλλικής ενισχυμένης κατασκευής κυμαίνεται από μια σταδιακή εξασθένηση προς κατάρρευση μέχρι μια γρήγορη, μη-μονοτονική, κυματοειδή συμπεριφορά. Κάθε ένα από τα γραφήματα παρουσιάζει τις απαιτήσεις που επιβάλλονται στην κατασκευή από κάθε εδαφική καταγραφή σε διάφορα επίπεδα έντασης και τόσο οι ομοιότητες όσο και οι ανομοιότητες τους παρουσιάζουν κάποιο ενδιαφέρον.

Όλες οι καμπύλες παρουσιάζουν μια διακριτή ελαστική περιοχή, η οποία λήγει για $S_a^{yield}(T_1, 5\%) \approx 0.2g$ και $\theta_{max}^{yield} \approx 0.2\%$, οπότε και συμβαίνει ο πρώτος λυγισμός των συνδέσμων δυσκαμψίας. Στην πραγματικότητα, κάθε μοντέλο με αρχικώς ελαστικά στοιχεία παρουσιάζει τέτοια συμπεριφορά, η οποία τερματίζεται τη στιγμή που εμφανίζεται η πρώτη μη-γραμμικότητα, δηλαδή όταν οποιοδήποτε στοιχείο φτάσει στο τέλος της ελαστικής περιοχής του. Την κλίση IM/DM αυτού του κλάδου σε κάθε καμπύλη IDA θα την ονομάζουμε ελαστική «στιβαρότητα» για τα δοθέντα DM, IM. Συνήθως μεταβάλλεται σε κάποιο βαθμό από καταγραφή σε καταγραφή, όμως παραμένει σταθερή ανεξαρτήτως καταγραφής για μονοβάθμια συστήματα ακόμα και για πολυβάθμια συστήματα, αν το IM λαμβάνει υπόψιν την επιρροή ανώτερων ιδιομορφών.

Εστιάζοντας στο άλλο άκρο των καμπυλών του Σχ. 4.2. παρατηρούμε ότι τερματίζονται σε διαφορετικά επίπεδα του IM. Η καμπύλη (a) «χαλαρώνει» απότομα μετά τον πρώτο λυγισμό και επιταχύνει απότομα προς μεγάλα drift μέχρι την τελική κατάρρευση. Από την άλλη πλευρά, οι καμπύλες (c) και (d) φαίνεται να ελίσσονται γύρω από την ευθεία του ελαστικού κλάδου. Ακολουθούν στενά το γνωστό κανόνα των ίσων μετατοπίσεων, δηλαδή την εμπειρική παρατήρηση ότι, για κατασκευές μεσαίας περιόδου, οι ανελαστικές συνολικές μετακινήσεις είναι περίπου ίσες με τις αντίστοιχες ελαστικές. Οι κυματοειδείς μορφές που εμφανίζουν οι καμπύλες (c) και (d) αποτελούν διαδοχικά τμήματα της «χαλάρωσης» (softening) και της «κράτυνσης» (hardening), περιοχές όπου η τοπική κλίση της καμπύλης (ή δυσκαμψία) μειώνεται με την αύξηση του IM και άλλες στις οποίες αυξάνεται. Σε όρους μηχανικής, αυτό σημαίνει ότι κατά διαστήματα η κατασκευή υπόκειται σε επιταχυνόμενο ρυθμό συσσώρευσης του DM, ενώ σε άλλες χρονικές στιγμές μια επιβράδυνση συμβαίνει, η οποία μπορεί να είναι αρκετά ισχυρή, ώστε να ανακόψει αμέσως τη συσσώρευση ή ακόμα και να

την αναστρέφει, τραβώντας έτσι τοπικά την καμπύλη IDA προς χαμηλότερα DMs και κάνοντας την μια μη-μονοτονική συνάρτηση του IM (Σχ. 4.2d). Τέλος, υποθέτοντας ότι το μοντέλο προβλέπει κάποιο μηχανισμό κατάρρευσης και ότι το χρησιμοποιούμενο DM μπορεί να τον εντοπίσει, παρουσιάζεται ένα τελικό τμήμα «χαλάρωσης», όταν η κατασκευή συσσωρεύει το DM με ολοένα αυξανόμενους ρυθμούς, σηματοδοτώντας την έναρξη δυναμικής αστάθειας. Αυτή ορίζεται, κατ' ανάλογο τρόπο με τη στατική αστάθεια, ως το σημείο στο οποίο οι παραμορφώσεις αυξάνονται απεριόριστα για απειροστή αύξηση του IM. Τότε, για τη μέγιστη τιμή του IM η καμπύλη γίνεται οριζόντια καθώς το DM κινείται προς το «άπειρο» (Σχ. 4.2a-b). Παρ' όλο που τα παραδείγματα που παρουσιάζονται αφορούν στα μεγέθη $S_a(T_1, 5\%)$ και θ_{max} , αυτή η συμπεριφορά παρατηρείται για μια ευρεία γκάμα DMs και IMs.

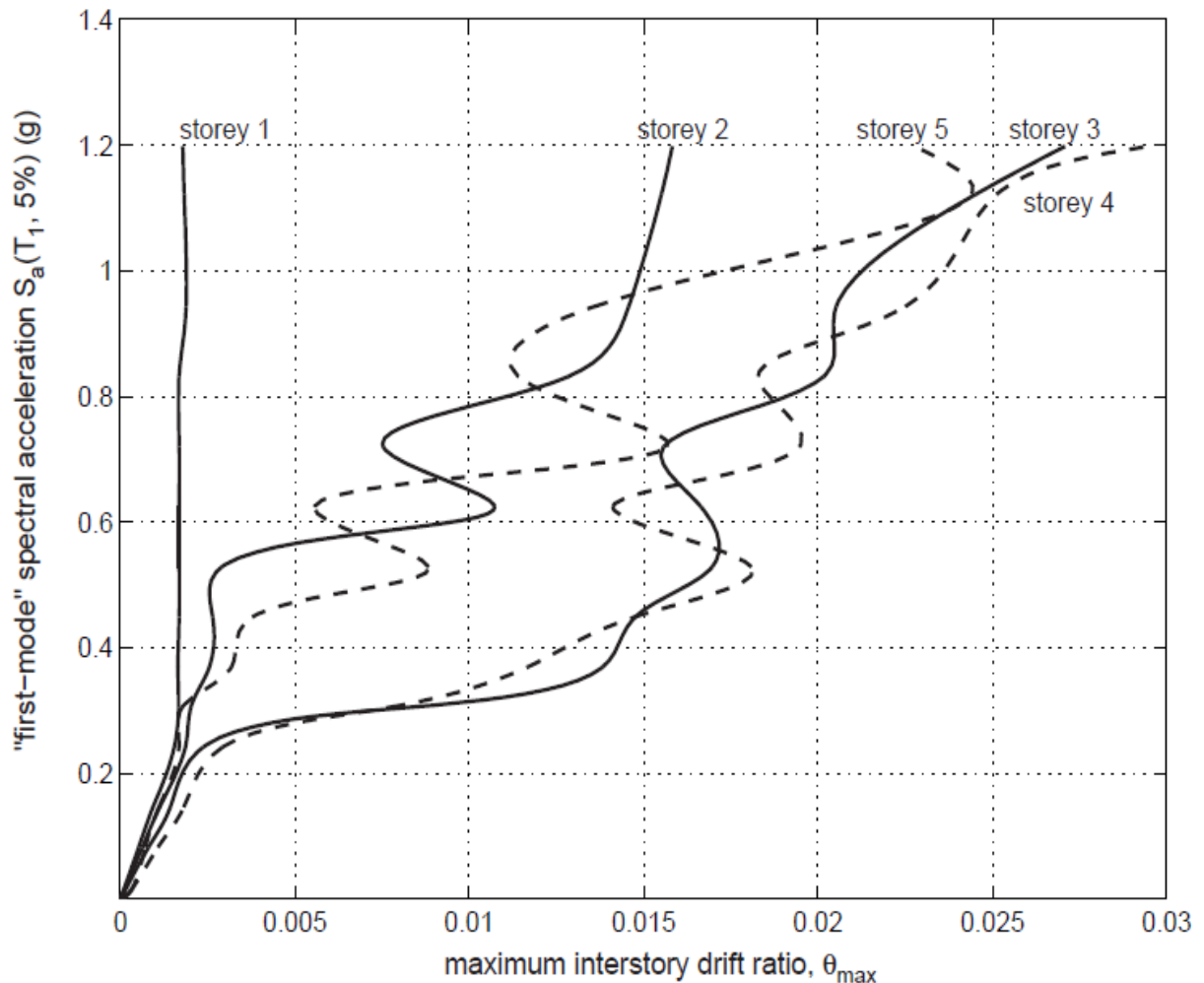


Σχ. 4.2. Καμπύλες IDA για ένα 5-ώροφο μεταλλικό πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας ($T_1=1.8$ sec) υποβαλλόμενο σε τέσσερις (4) διαφορετικές καταγραφές.

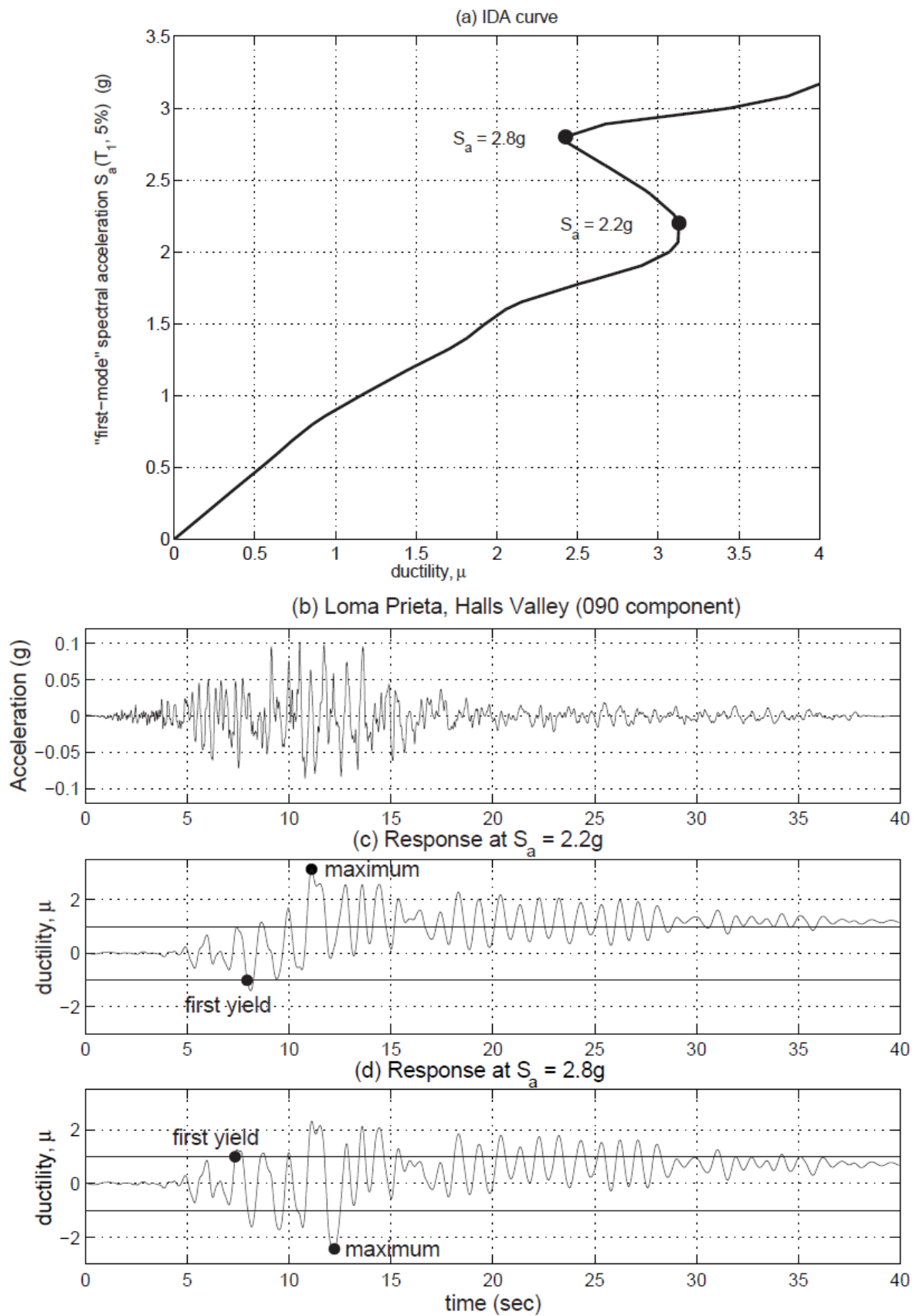
Η «κράτυνση» στις καμπύλες IDA δεν είναι μια καινούργια παρατήρηση, μιας και έχει ήδη αναφερθεί ακόμα και για απλά διγραμμικά ελαστικά-τελείως πλαστικά συστήματα. Παρ' όλα αυτά, εξακολουθεί να είναι αντίθετο με τη διαίσθηση μας το γεγονός ότι ένα σύστημα το οποίο παρουσίασε υψηλή απόκριση για δεδομένο επίπεδο έντασης μπορεί να παρουσιάσει την ίδια ή και χαμηλότερη απόκριση, όταν υποβληθεί σε μεγαλύτερες σεισμικές εντάσεις λόγω πολύ μεγάλης «κράτυνσης». Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι σημαντικό ρόλο παίζει, όχι μόνο η ένταση του επιταχυνσιογραφήματος, αλλά η μορφή του και η χρονική του διάρκεια. Καθώς το επιταχυνσιογράφημα μεγεθύνεται, ασθενείς κύκλοι απόκρισης νωρίς στη χρονοϊστορία γίνονται αρκετά ισχυροί, ώστε να προκαλέσουν βλάβη (διαρροή), αλλάζοντας έτσι τις ιδιότητες της κατασκευής για τους μετέπειτα, ισχυρότερους κύκλους. Για πολυώροφες κατασκευές, μια ισχυρότερη εδαφική κίνηση μπορεί να οδηγήσει σε πρωιμότερη διαρροή κάποιου ορόφου, η οποία με τη σειρά της λειτουργεί ως δικλείδα ασφαλείας, ανακουφίζοντας κάποιον άλλο (συνήθως υψηλότερο) όροφο, όπως φαίνεται στο Σχ. 4.3. Ακόμα και απλοί ταλαντωτές, όταν αυτοί οδηγούνται στη διαρροή σε κάποιον πρωιμότερο κύκλο, μπορεί να εμφανίσουν μικρότερη απόκριση σε επόμενους κύκλους, οι οποίοι είχαν προκαλέσει υψηλότερες τιμές του DM προηγουμένως (προηγούμενες κλιμακώσεις Σχ. 4.4.), ίσως λόγω της παρατηρούμενης «επιμήκυνσης της περιόδου». Τα ίδια φαινόμενα εξηγούν την «επαναφορά της κατασκευής» (structural resurrection), μια ακραία περίπτωση «κράτυνσης», στην οποία ένα σύστημα ωθείται εντελώς μέχρι τη συνολική κατάρρευση (δηλαδή ο κώδικας της ανάλυσης δε συγκλίνει, παράγοντας «αριθμητικώς άπειρα» DMs) για κάποιο IM, μόνο για να επανέλθει σε κατάσταση μη-κατάρρευσης σε κάποιο υψηλότερο επίπεδο έντασης, παρουσιάζοντας μεν υψηλή απόκριση, όμως ακόμα σταθερή (Σχ. 4.5.).

Λόγω της πολυπλοκότητας που παρουσιάζει η καμπύλη IDA ακόμα και σε δύο διαστάσεις, είναι φυσικό να εξετάσουμε τις ιδιότητες της ως μια μαθηματική οντότητα. Υποθέτοντας ένα μονοτονικό IM, η καμπύλη IDA γίνεται μια συνάρτηση ($[0, +\infty) \rightarrow [0, +\infty)$), δηλαδή κάθε τιμή του IM παράγει μια μοναδική τιμή του DM, ενώ για κάθε δοθείσα τιμή του DM υπάρχει τουλάχιστον ένας ή περισσότεροι IMs (για μη-μονοτονικές καμπύλες IDA), καθώς η απεικόνιση δεν είναι απαραίτητα "1 – 1". Επίσης, η καμπύλη IDA δεν είναι απαραίτητα ομαλή, μιας και το DM ορίζεται συχνά ως η μέγιστη, κατ' απόλυτη τιμή, της απόκρισης, οπότε εξ ορισμού είναι μη-

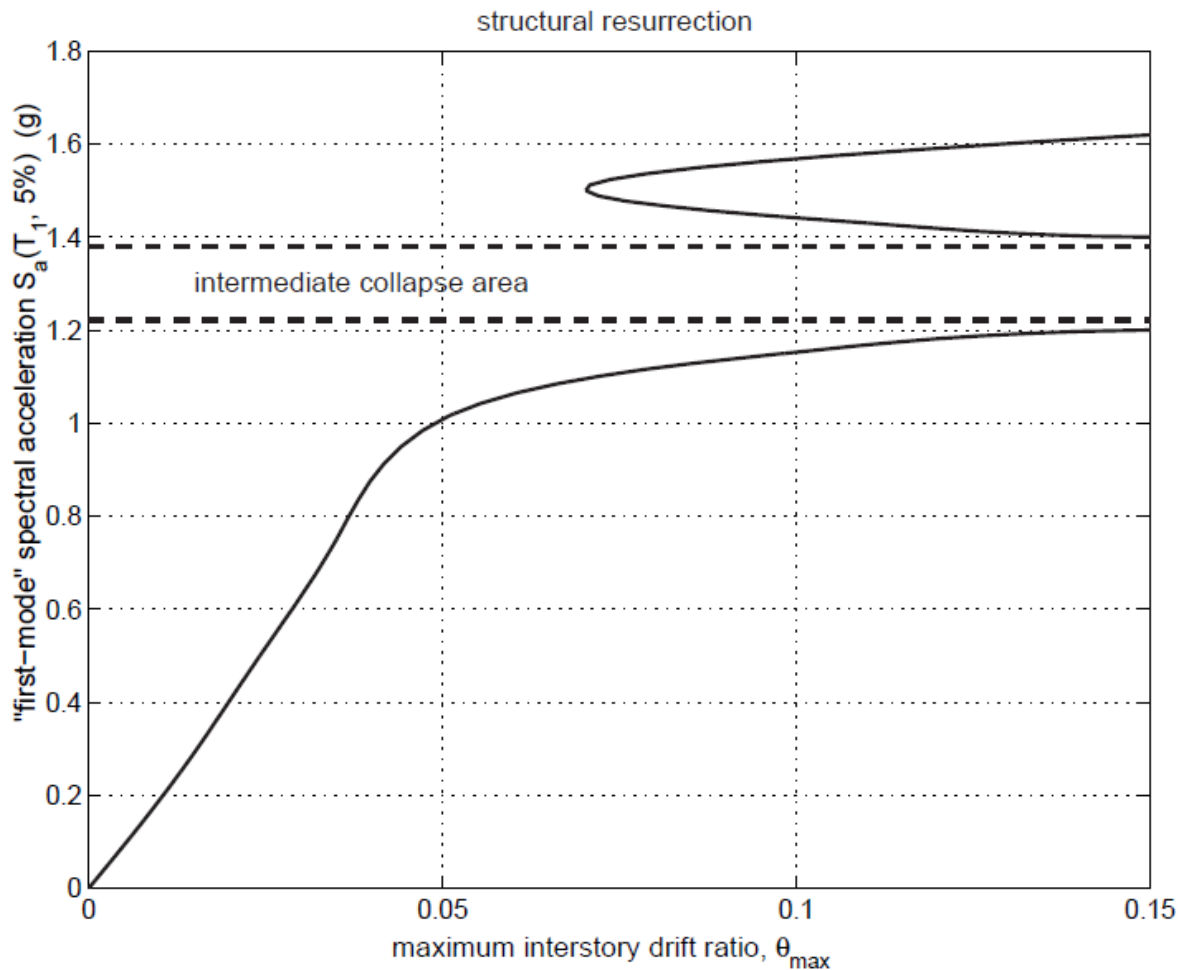
διαφορήσιμο. Επιπλέον, μπορεί να περιέχει έναν αριθμό (ας ελπίσουμε πεπερασμένο) ασυνεχειών, λόγω των πολλαπλών καταρρεύσεων και διαδοχικών «επαναφορών» της κατασκευής.



Σχ. 4.3. Καμπύλες IDA της μέγιστης στροφής ορόφου (peak interstorey drift) για κάθε όροφο ενός 5-ώροφου μεταλλικού πλαισίου με συνδέσμους δυσκαμψίας ($T_1=1.8\text{sec}$). Παρατηρήστε τη σύνθετη «κυματοειδή» αλληλεπίδραση, όπου η ακραία «χαλάρωση» του 2^{ου} ορόφου λειτουργεί ως μια «δικλείδα ασφαλείας» για την ανακούφιση των ανώτερων ορόφων (3,4,5).



Σχ. 4.4. Πλαστιμότητα ενός μονοβάθμιου ελαστοπλαστικού ταλαντωτή ($T=1 \text{ sec}$) σε διάφορα επίπεδα δόνησης. Η πρωιμότερη διαρροή στην ισχυρότερη εδαφική κίνηση οδηγεί σε μια μικρότερη μέγιστη απόκριση κατά απόλυτη τιμή.



Σχ. 4.5. Επαναφορά της κατασκευής (structural resurrection) στην καμπύλη IDA ενός 3-ώροφου μεταλλικού καμπτικού πλαισίου με ψαθυρές συνδέσεις ($T_1=1.3$ sec).

4.4. Ικανότητα και οριακές καταστάσεις σε καμπύλες IDA

Οι στάθμες επιτελεσματικότητας ή οριακές καταστάσεις είναι σημαντικά συστατικά του αντισεισμικού σχεδιασμού με στάθμες επιτελεσματικότητας (performance-based earthquake engineering- PBEE) και η καμπύλη IDA περιέχει τις απαραίτητες πληροφορίες για την εκτίμησή τους. Όμως, πρέπει να ορίσουμε αυτά τα συστατικά με έναν λιγότερο αφηρημένο τρόπο που να έχει νόημα σε μια καμπύλη IDA, δηλαδή μέσω ενός ισχυρισμού ή ενός κανόνα που, όταν ικανοποιείται, οι ενδείξεις οδηγούν σε μια οριακή κατάσταση. Για παράδειγμα, η «Άμεση Χρήση» (Immediate Occupancy) είναι μια στάθμη επιτελεσματικότητας που έχει συνδεθεί με μια δεδομένη τιμή του DM, συνήθως σε όρους της στροφής ορόφου θ_{max} , ενώ η συνολική κατάρρευση συνδέεται με την τιμή του IM ή του DM, όπου και παρατηρείται δυναμική αστάθεια.

Η αιτία των πολλαπλών σημείων που μπορούν να ικανοποιήσουν έναν κανόνα οριακής κατάστασης είναι κυρίως το θέμα της «κράτυνσης» και η ακραία της μορφή, η «επαναφορά της κατασκευής» (structural resurrection). Γενικά, θα ήθελε κανείς να είναι συντηρητικός και να θεωρήσει το χαμηλότερο, σε όρους IM, σημείο που θα σηματοδοτήσει την οριακή κατάσταση. Γενικεύοντας αυτή τη σκέψη στη συνολική καμπύλη IDA, σημαίνει ότι θα απορρίψουμε το τμήμα της πάνω από τη γραμμή του πλατώ (σε όρους IM) και θα θεωρήσουμε απλά μόνο τα σημεία μέχρι αυτή την πρώτη ένδειξη δυναμικής αστάθειας.

Συνήθως, στην πρόβλεψη της κατάρρευσης μιας κατασκευής ταυτίζουμε τη δυναμική με την αριθμητική αστάθεια. Προφανώς, η μη-σύγκλιση της αριθμητικής χρονικής ολοκλήρωσης είναι πιθανώς το ασφαλέστερο και ίσως το μόνο αριθμητικό ισοδύναμο του πραγματικού φαινομένου της δυναμικής κατάρρευσης. Θα πρέπει όμως εδώ να τονιστεί ότι η μη-σύγκλιση επηρεάζεται από την αριθμητική μέθοδο που χρησιμοποιούμε, το μέγεθος βήματος της επανάληψης, ακόμα και από το σφάλμα στρογγυλοποίησης. Συνεπώς, θα υποθέτουμε ότι έχουμε φροντίσει τα παραπάνω θέματα όσο το δυνατόν καλύτερα, ώστε οι προβλέψεις που κάνουμε να είναι ακριβείς σε ικανοποιητικό βαθμό. Τώρα, μπορούμε να ορίσουμε τους πιο βασικούς κανόνες για τον καθορισμό μιας οριακής κατάστασης.

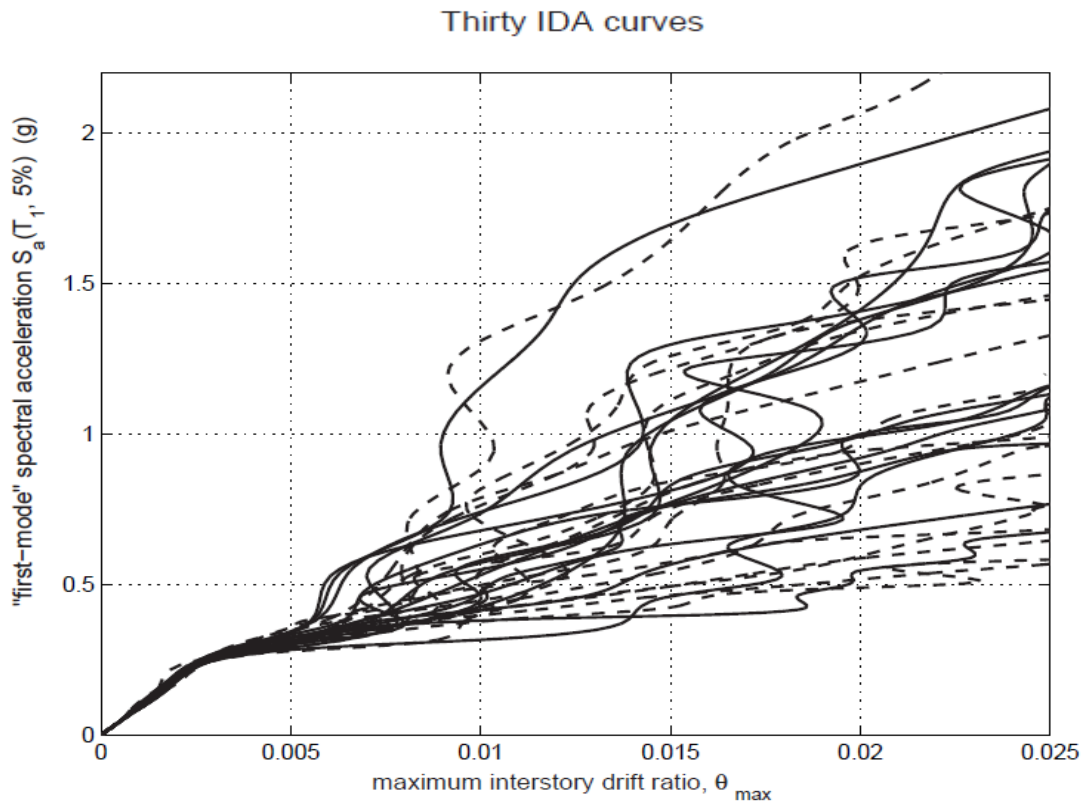
Ο πρώτος κανόνας βασίζεται στο DM και προκύπτει από τον εξής ισχυρισμό: «Εάν ισχύει $DM \geq C_{DM}$, τότε η οριακή κατάσταση υπερβαίνεται». Η βασική ιδέα είναι συνήθως ότι το DM είναι ένας δείκτης βλάβης, και ως εκ τούτου, όταν αυξάνει πέραν από μια συγκεκριμένη τιμή, το μοντέλο της κατασκευής υποτίθεται ότι είναι εντός της οριακής κατάστασης. Τέτοιες τιμές για το C_{DM} μπορούν να αποκτηθούν μέσω πειραμάτων, θεωρίες και εμπειρίες της μηχανικής και δεν μπορεί να είναι ντετερμινιστικές, αλλά θα έχουν μια πιθανοτική κατανομή. Οι κανόνες που βασίζονται στο DM έχουν το πλεονέκτημα της απλότητας και της ευκολίας υλοποίησης, ειδικότερα για στάθμες επιτελεστικότητας εκτός από την κατάρρευση.

Ο εναλλακτικός κανόνας που βασίζεται στο IM κυρίως δημιουργήθηκε από την ανάγκη καλύτερης εκτίμησης της ικανότητας κατάρρευσης, μέσω ενός σημείου στην καμπύλη IDA που ξεκάθαρα τη χωρίζει σε δύο περιοχές, της μη-κατάρρευσης (μικρότερο IM) και αυτή της κατάρρευσης (μεγαλύτερο IM). Για μονοτονικά IMs, ένας τέτοιος κανόνας δημιουργείται από τον εξής ισχυρισμό: «Εάν ισχύει $IM \geq C_{IM}$, τότε η

οριακή κατάσταση υπερβαίνεται». Μια σημαντική διαφορά με την προηγούμενη περίπτωση είναι η δυσκολία στον καθορισμό μιας τιμής του C_{IM} που σηματοδοτεί την κατάρρευση για όλες τις καμπύλες IDA, συνεπώς πρέπει να γίνει χωριστά από καμπύλη σε καμπύλη. Ακόμη, το πλεονέκτημα είναι ότι δημιουργεί ξεκάθαρα μια μονή περιοχή κατάρρευσης και το μειονέκτημα ότι υπάρχει δυσκολία στον καθορισμό ενός τέτοιου σημείου για κάθε καμπύλη με έναν ομοιόμορφο τρόπο. Μια διαδικασία καθορισμού αυτού του σημείου περιγράφεται αναλυτικά στον κανονισμό FEMA. Γενικώς τώρα, τα αποτελέσματα ενός τέτοιου κανόνα, τόσο για το IM όσο και για το DM, οδηγούν σε περιγραφές της ικανότητας.

Όπως γίνεται αντιληπτό από τα παραπάνω, μια μελέτη IDA μονής καταγραφής δεν μπορεί να συλλάβει πλήρως τη συμπεριφορά της κατασκευής σε κάποιο μελλοντικό σεισμικό γεγονός. Μια καμπύλη IDA εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την επιλεγείσα καταγραφή, έτσι απαιτείται ένας επαρκής αριθμός καταγραφών ώστε να καλυφθεί όλο το φάσμα των πιθανών αποκρίσεων της κατασκευής. Ως εκ τούτου, καταφεύγουμε στην υποβολή του μοντέλου της κατασκευής σε μια σειρά καταγραφών εδαφικών κινήσεων.

Μια μελέτη IDA πολλών καταγραφών (multi-record IDA study) είναι μια συλλογή από μελέτες IDA μονής καταγραφής του ίδιου όμως φορέα, υπό διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα. Μια τέτοια μελέτη παράγει αντίστοιχα μια σειρά καμπύλων IDA, οι οποίες, για μια κοινή επιλογή των IMs και του ίδιου DM, μπορούν να απεικονιστούν γραφικά στο ίδιο γράφημα, όπως στο Σχ. 4.6. για ένα 5-ώροφο μεταλλικό πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας.



Σχ. 4.6. Μια μελέτη IDA για 30 καταγραφές σε ένα 5-ώροφο μεταλλικό πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας ($T_1=1.8$ sec)

4.5. Αποτελέσματα των Δυναμικών Προσαυξητικών Αναλύσεων

Για την εκτέλεση των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων χρησιμοποιήθηκε το ίδιο προσομοίωμα με αυτό των στατικών προσαυξητικών αναλύσεων. Αρχικά έγινε στην κατασκευή επιβολή του συνόλου των μόνιμων φορτίων (G) και το 30% των κινητών (Q) και στη συνέχεια εφαρμογή της εκάστοτε σεισμικής διέγερσης. Για την ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης σε κάθε βήμα, επιλέχθηκε η μέθοδος Newmark, ενώ για τους αλγόριθμους επίλυσης χρησιμοποιήθηκε κατάλληλη ρουτίνα που τους εναλλάσσει σε περίπτωση ανεπαρκούς σύγκλισης μετά από έναν ικανοποιητικό αριθμό επαναλήψεων. Επίσης, χρησιμοποιήθηκε απόσβεση Rayleigh για να προσομοιωθεί η ιξώδης απόσβεση της κατασκευής κατά τη δυναμική διέγερση. Η γενική μορφή του μητρώου απόσβεσης κατά Rayleigh είναι η εξής: $C = a_0 \cdot M + a_1 \cdot K$. Για τον προσδιορισμό των συντελεστών αναλογίας, γίνεται η παραδοχή ότι δύο από τις ιδιομορφές της κατασκευής έχουν δεδομένο λόγο απόσβεσης. Έτσι, θεωρώντας κοινό λόγο απόσβεσης $\xi = 5\%$ για τις δύο πρώτες ιδιομορφές, προκύπτουν οι εξής

συντελεστές αναλογίας: $\alpha_0 = \frac{2 \cdot \xi \cdot \omega_1 \cdot \omega_2}{\omega_1 + \omega_2}$ και $\alpha_1 = \frac{2 \cdot \xi}{\omega_1 + \omega_2}$ όπου ω_1 και ω_2 οι κυκλικές

συχνότητες των δύο πρώτων ιδιομορφών οι οποίες υπολογίστηκαν με ιδιομορφική ανάλυση μετά την επιβολή των βαρυτικών φορτίων στο κτίριο.

Η μέθοδος της Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης εφαρμόστηκε μόνο κατά τη διεύθυνση X της υφιστάμενης κατασκευής. Οπότε, τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται παρακάτω προκύπτουν από εφαρμογή των σεισμικών καταγραφών μόνο κατά αυτή τη διεύθυνση.

4.5.1. Παρουσίαση σεισμικών καταγραφών

Παρουσιάζονται οι είκοσι (20) σεισμικές καταγραφές που επιλέχθηκαν για τη διεξαγωγή των δυναμικών προσαυξητικών αναλύσεων κατά τη διεύθυνση X, καθώς και ορισμένα χαρακτηριστικά αυτών.

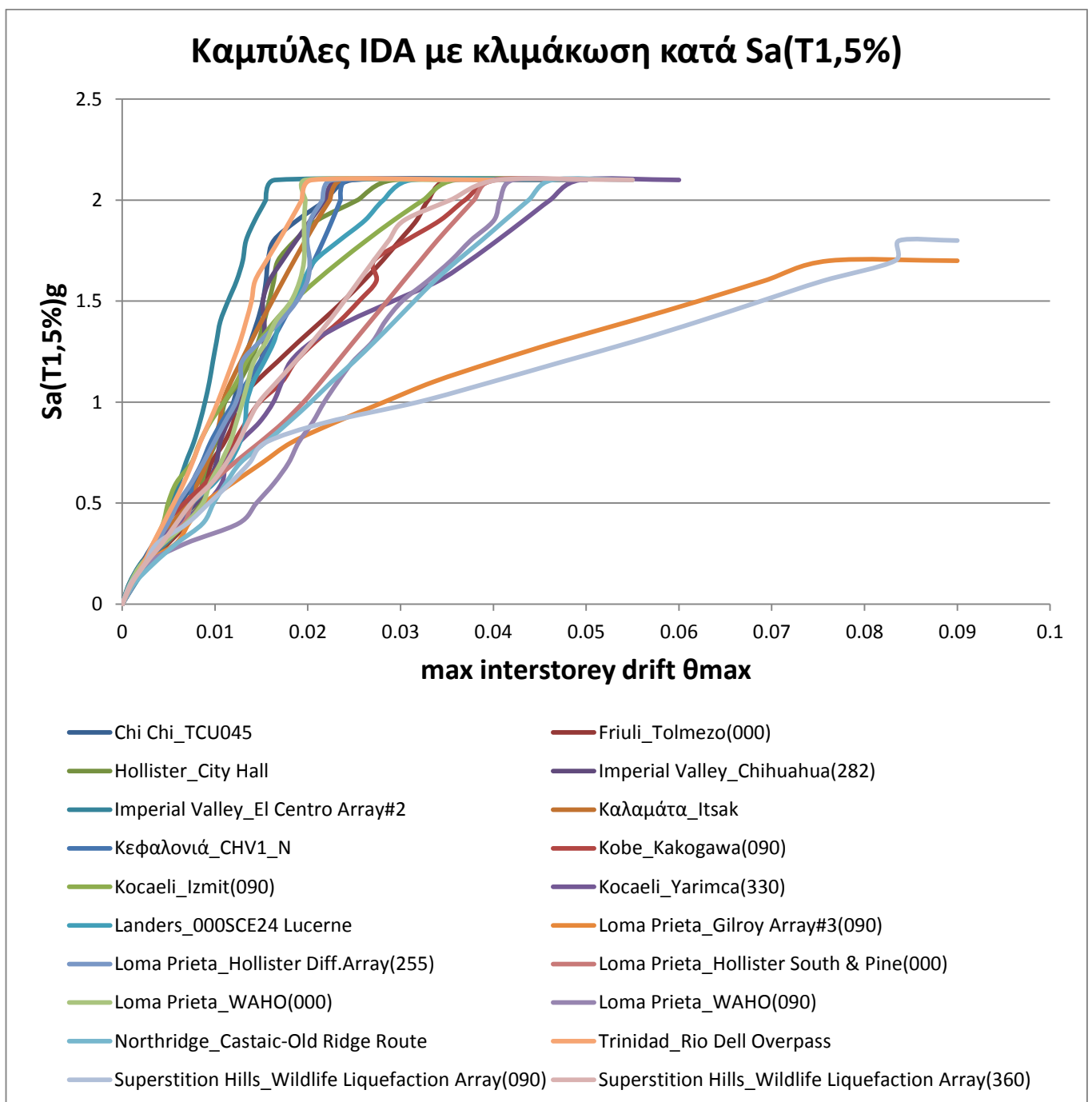
Σεισμός	Σταθμός	Rep ¹ (km)	Rhyp ² (km)	R ³ (km)	Mw ⁴	PGA(g)
ChiChi 1999	TCU045	77.50	77.91	26.00	7.62	0.3610
Friuli 1976	Tolmezzo(000)	20.23	20.87	15.82	6.50	0.3513
Hollister 1961	USGS 1028 Hollister City Hall	20.61	-	-	5.60	0.1948
Imperial Valley 1979	USGS5115 EI Centro Array #2	30.77	32.24	15.33	6.53	0.3152
Kobe 1995	Kakogawa (CUE090)	24.20	30.10	22.50	6.9	0.3447
Kocaeli 1999	Yarimca (Koeri330)	19.30	25.07	4.83	7.51	0.349
Landers 1992	000 SCE 24 Lucerne	44.20	44.58	2.19	7.28	0.7803
Loma Prieta 1989	090 CDMG 47381 Gilroy Array #3	31.40	35.93	12.82	6.93	0.3674

Northridge 1994	090 CDMG 24278 Castaic- Old Ridge Route	40.68	44.29	20.72	6.69	0.5683
Trinidad 1983	090 CDMG 1498 Rio Dell Overpass	71.24	72.23	-	5.70	0.1936
Καλαμάτα 1986	Itsak	9.97	11.15	-	6.20	0.2337
Loma Prieta	000 Hollister – South and Pine	48.24	51.31	27.93	6.93	0.3705
Superstition Hills 1987	360 Wildlife Liquefaction Array	29.41	30.76	23.85	6.54	0.2072
Imperial Valley 1979	282 Chihuahua	18.88	21.35	7.29	6.53	0.2541
Loma Prieta 1989	000 WAHO	12.56	21.52	17.47	6.93	0.3983
Kocaeli 1999	090 Izmit	5.31	16.86	7.21	7.51	0.2195
Κεφαλονιά 2014	CHV1 (N)	8.85	11.93	-	6.1	0.6809
Loma Prieta 1989	090 WAHO	12.56	21.52	17.47	6.93	0.6718
Superstition Hills 1987	090 Wildlife Liquefaction Array	29.41	30.76	23.85	6.54	0.1811
Loma Prieta 1989	255 Hollister Diff. Array	45.10	48.37	24.82	6.93	0.2789

1. Επικεντρική Απόσταση
2. Υποκεντρική Απόσταση
3. Πλησιέστερη Απόσταση από την επιφάνεια Διάρρηξης
4. Μέγεθος Σεισμικής Ροπής

4.5.2. Καμπύλες Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης (IDA)

Στην παρούσα διπλωματική ως Μέτρο Έντασης (IM), με βάση το οποίο έγινε και η κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων, χρησιμοποιήθηκε η Ελαστική Φασματική Επιτάχυνση για την Πρώτη Ιδιοπερίοδο της κατασκευής και απόσβεση $\xi=5\%$ ($S_a(T_1,5\%)$) και Μέτρο Βλάβης (DM) το μέγιστο drift των ορόφων (max interstorey drift). Όλες οι σεισμικές καταγραφές κλιμακώθηκαν για $S_a(T_1,5\%)$ από 0.1g έως 2.1g με βήμα 0.1g.



Πιο συγκεκριμένα αρχικά έγινε η εύρεση της πρώτης ιδιοπεριόδου του φορέα και στη συνέχεια για αυτή την πρώτη ιδιοπερίοδο από το αρχικό (μη βαθμονομημένο) ελαστικό φάσμα της εκάστοτε σεισμικής δόνησης διαβάσαμε την αντίστοιχη επιτάχυνση. Έτσι προέκυψε ο Συντελεστής Κλιμάκωσης λ που είναι το πηλίκο της εκάστοτε τιμής της $S_a(T_1,5\%)$ προς την τιμή της $S_a(T_1,5\%)$ της κατασκευής για το αρχικό (μη βαθμονομημένο) φάσμα. Στη συνέχεια για κάθε κλιμάκωση της εκάστοτε σεισμικής δόνησης βρήκαμε το μέγιστο drift (DM) που παρουσιάστηκε στην κατασκευή και έτσι πλέον σχεδιάσαμε τις καμπύλες IDA, $S_a(T_1,5\%)-\max$ interstorey drift για τον κάθε σεισμό.

Από το παραπάνω διάγραμμα παρατηρούμε ότι για την καταγραφή του σεισμού Loma Prieta από το σταθμό Gilroy Array#3 (090), καθώς και για την καταγραφή του σεισμού Superstition Hills από το σταθμό Wildlife Liquefaction Array(090) δεν επιτυγχάνεται σύγκλιση της αριθμητικής χρονικής ολοκλήρωσης για κλιμακώσεις μεγαλύτερες από 1.7g και 1.8g αντίστοιχα. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι η κατασκευή, για τις δύο συγκεκριμένες καταγραφές, αρχίζει από “μικρές” κλιμακώσεις να επιταχύνει απότομα προς μεγάλες μετακινήσεις μέχρι την τελική κατάρρευση (Σχ.4.2α,β). Έτσι όπως αναφέραμε παραπάνω στο θεωρητικό κομμάτι της μεθόδου, μπορούμε να ταυτίσουμε αυτή την αριθμητική αστάθεια με τη δυναμική κατάρρευση της κατασκευής.

4.5.2.1. Επιταχυνσιογραφήματα και Ελαστικά Φάσματα Απόκρισης

Από τις παραπάνω σεισμικές καταγραφές επιλέχθηκαν ενδεικτικά πέντε(5) για τις οποίες θα παρουσιάσουμε παρακάτω τα αποτελέσματά τους. Οι καταγραφές αυτές είναι οι εξής: 1. Loma Prieta_Hollister South and Pine(000)

2. Northridge_Castaic-Old Ridge Route

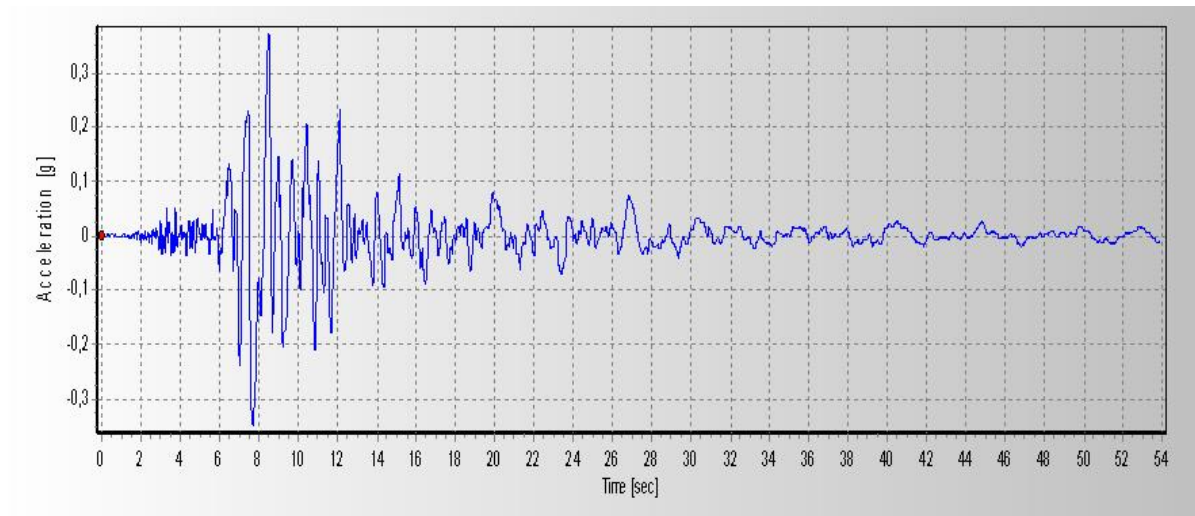
3. Kobe_Kakogawa(090)

4. Friuli_Tolmezzo(000)

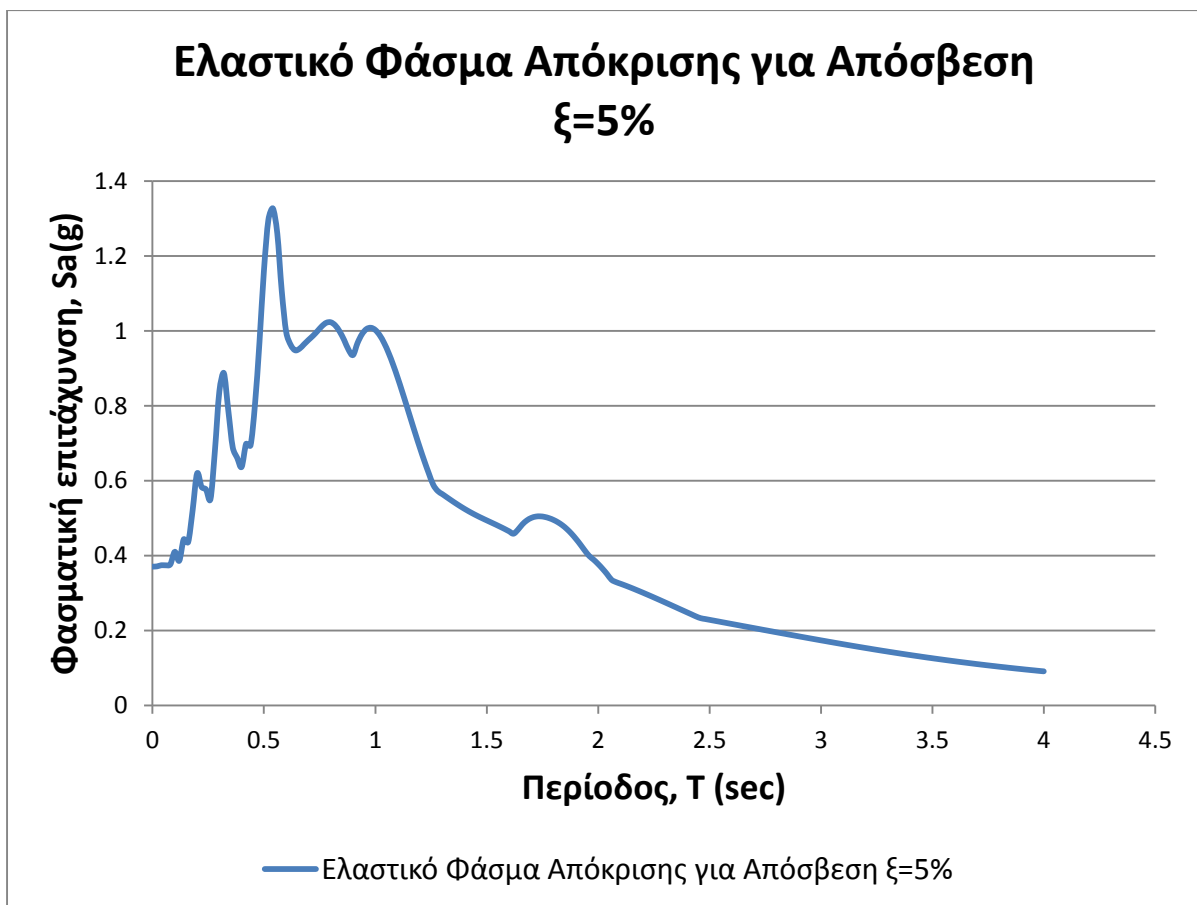
5. Loma Prieta_WAHO(090)

Loma Prieta_Hollister South and Pine(000)

Επιταχυνσιογράφημα

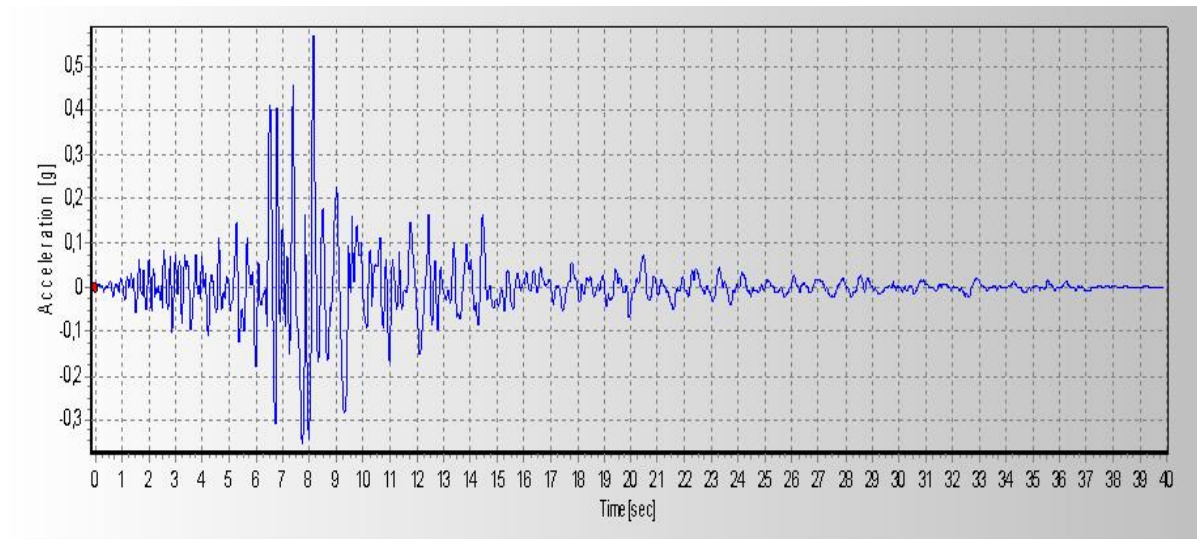


Ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση $\xi=5\%$

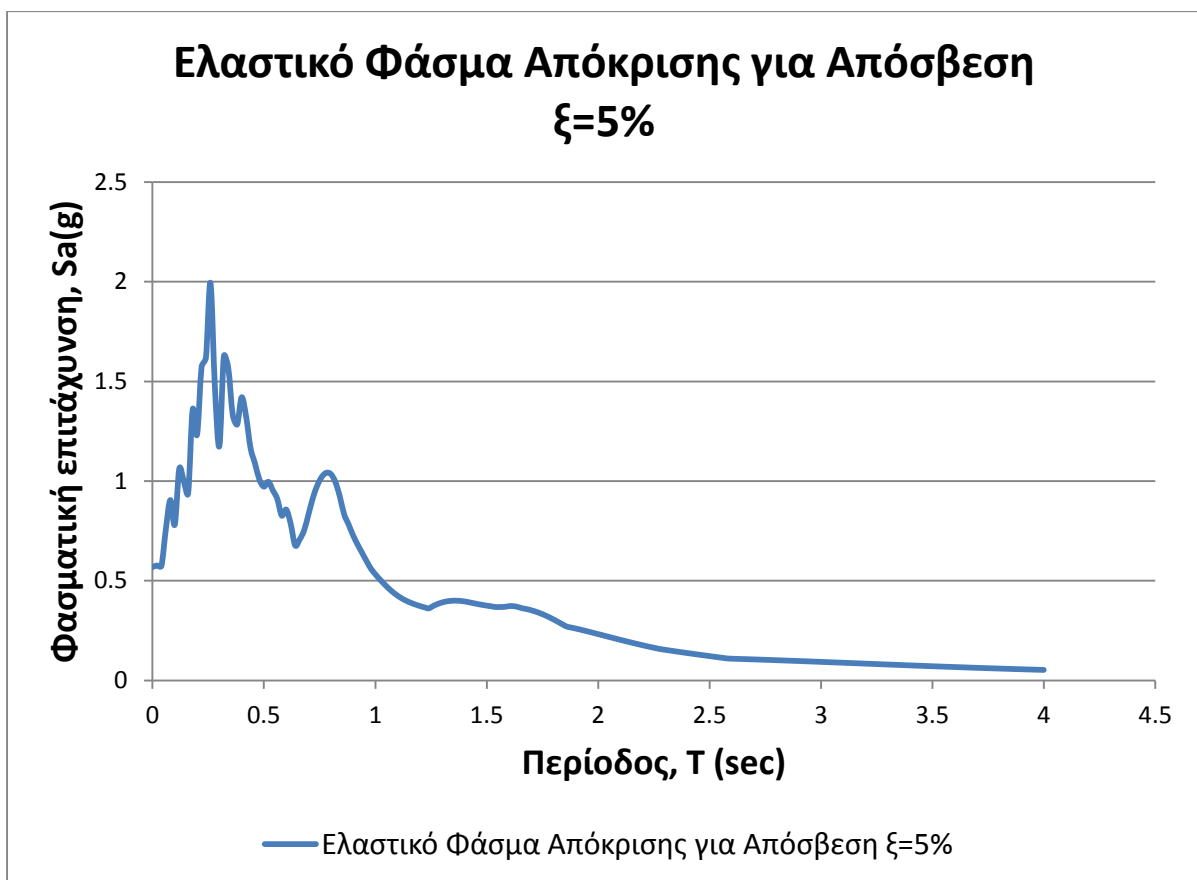


Northridge_Castaic-Old Ridge Route

Επιταχυνσιογράφημα

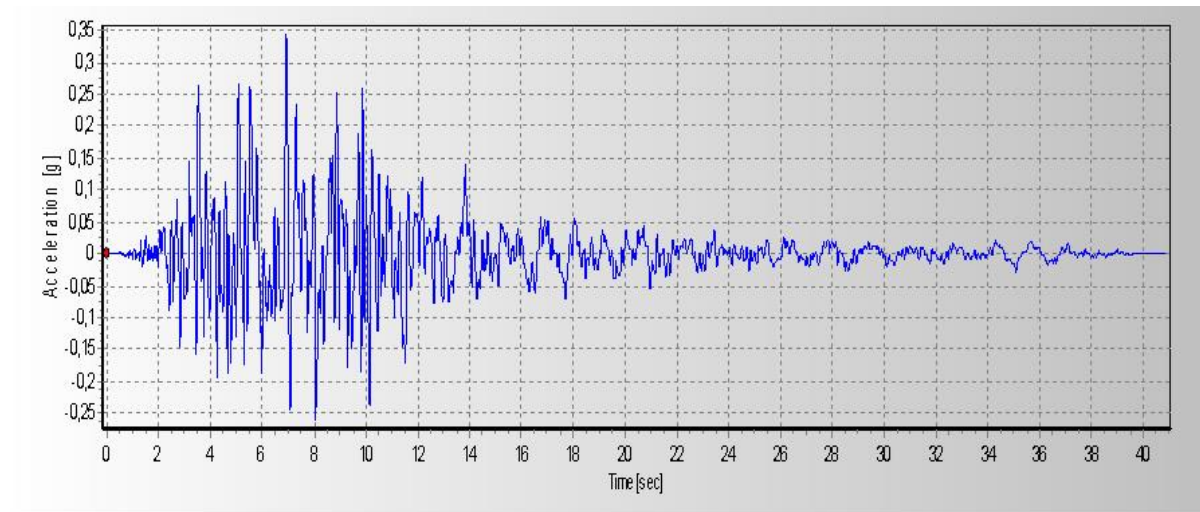


Ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση $\xi=5\%$

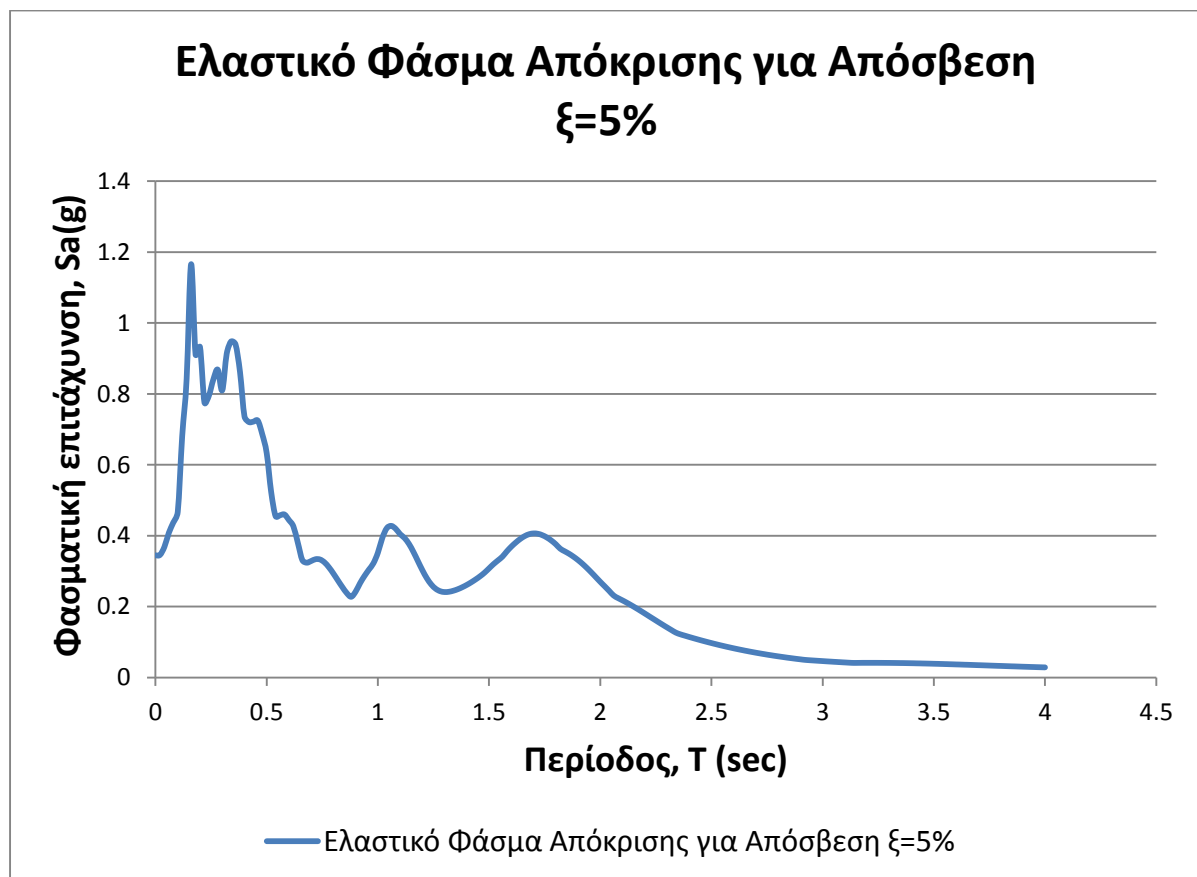


Kobe_Kakogawa(090)

Επιταχυνσιογράφημα

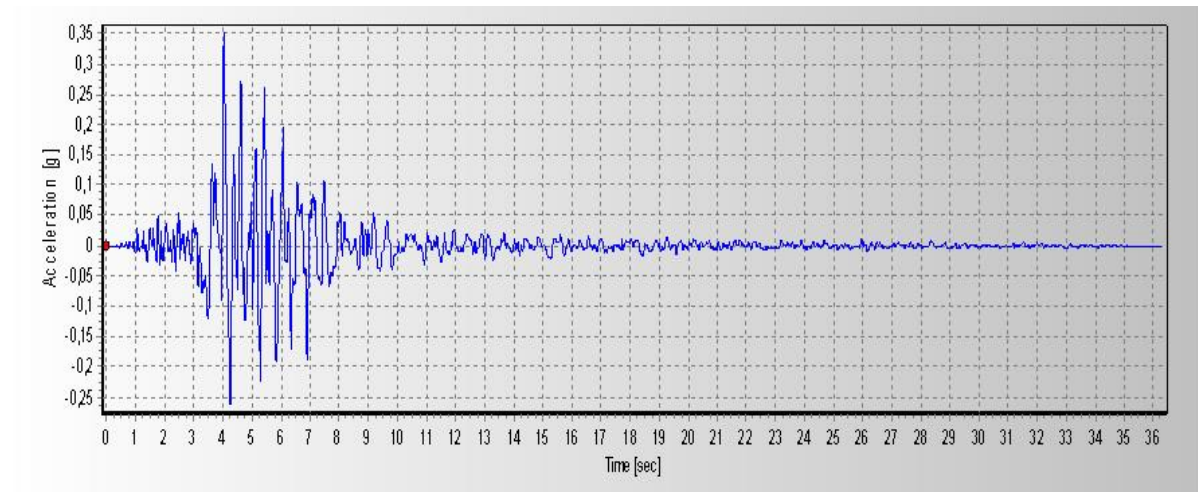


Ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση $\xi=5\%$

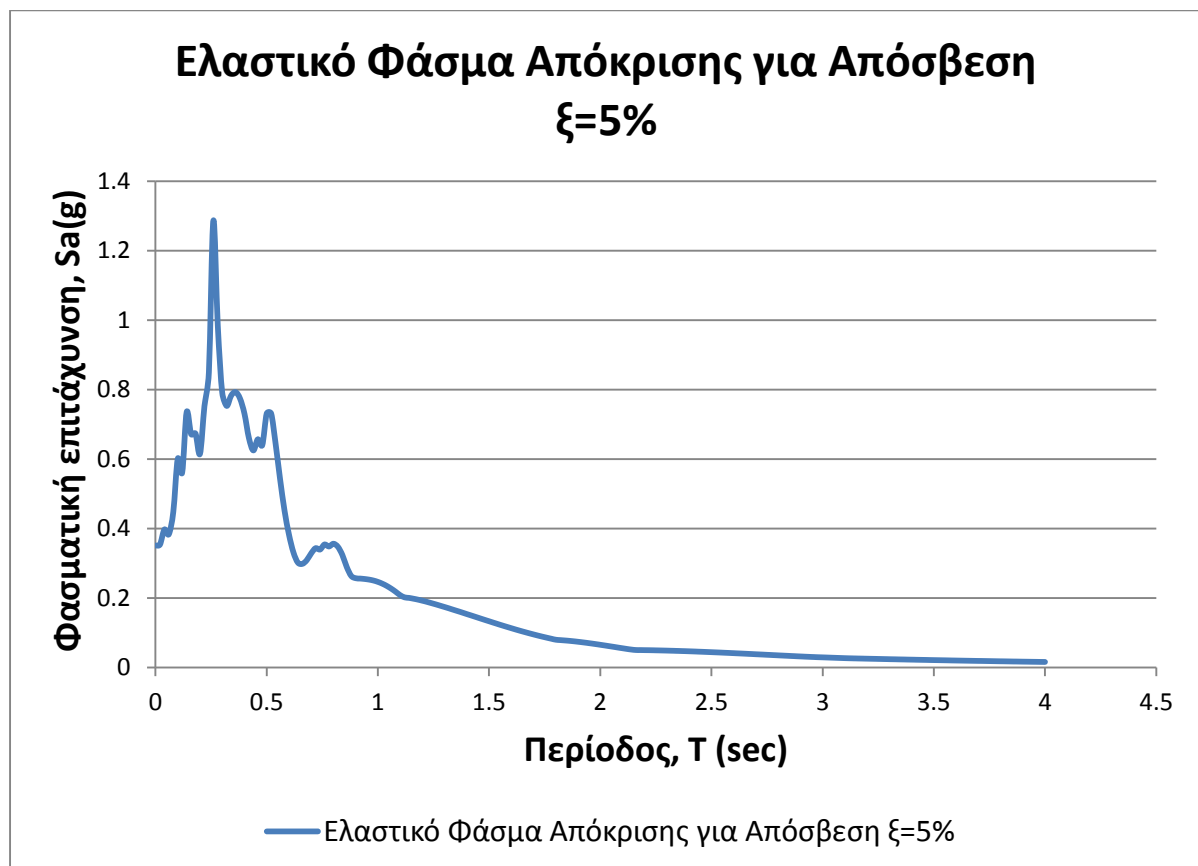


Friuli_Tolmezzo(000)

Επιταχυνσιογράφημα

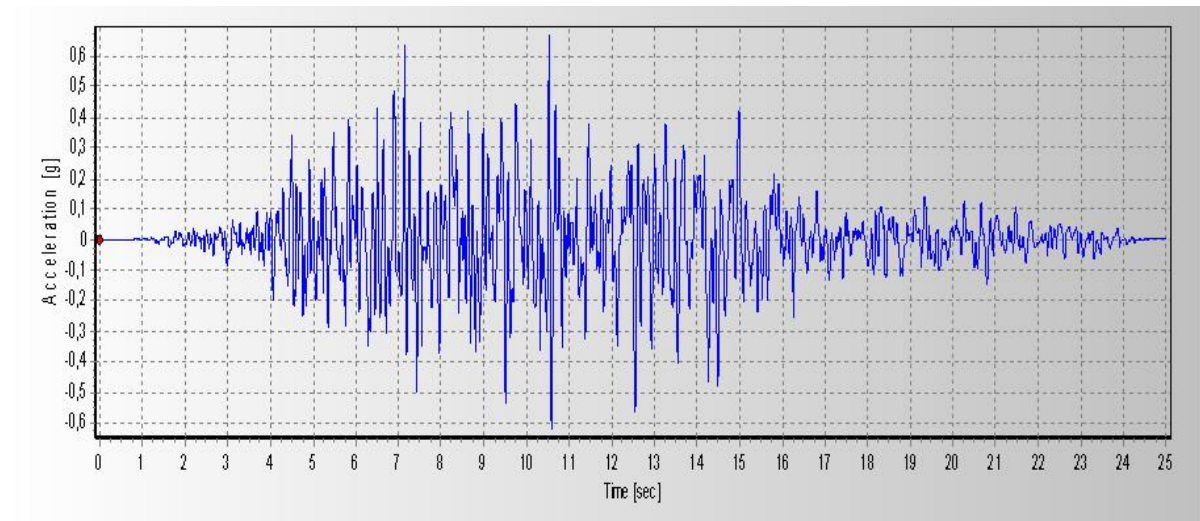


Ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση $\xi=5\%$

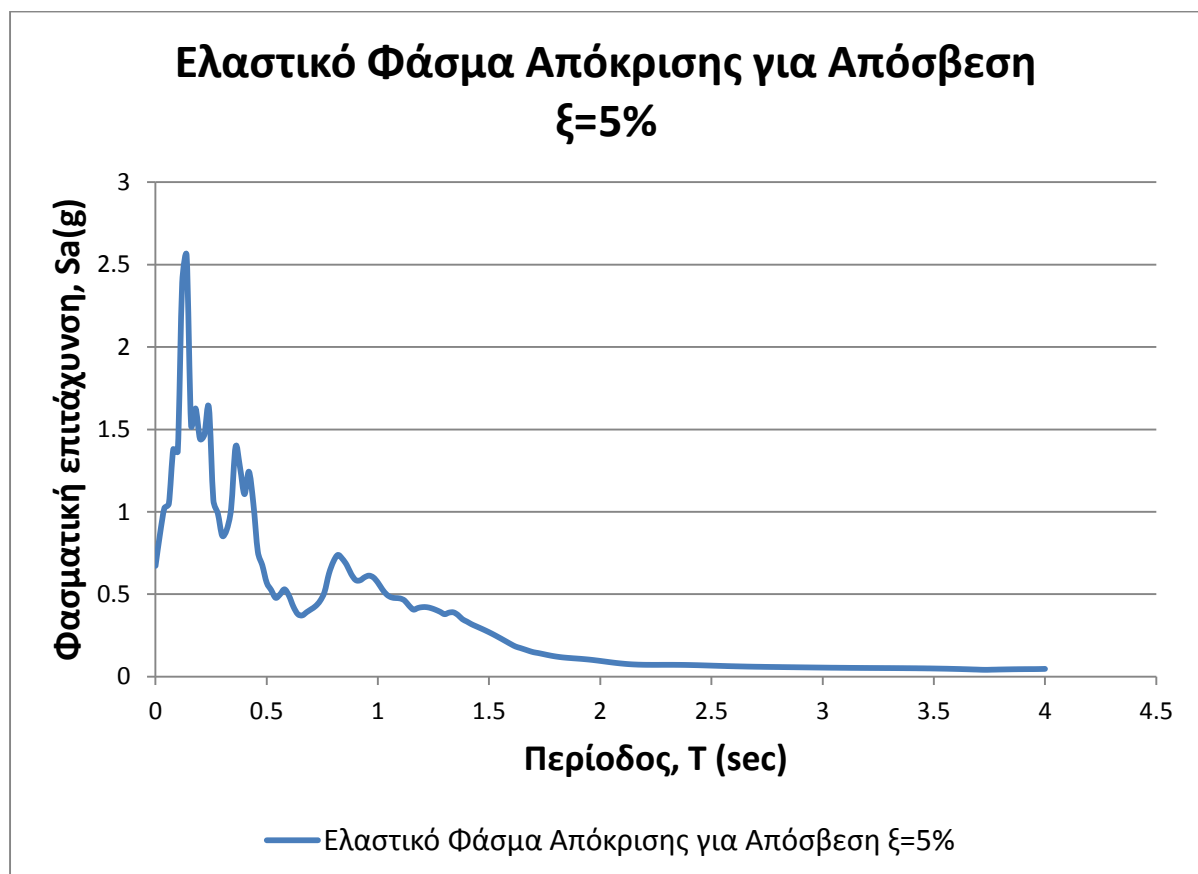


Loma Prieta_WAHO(090)

Επιταχυνσιογράφημα

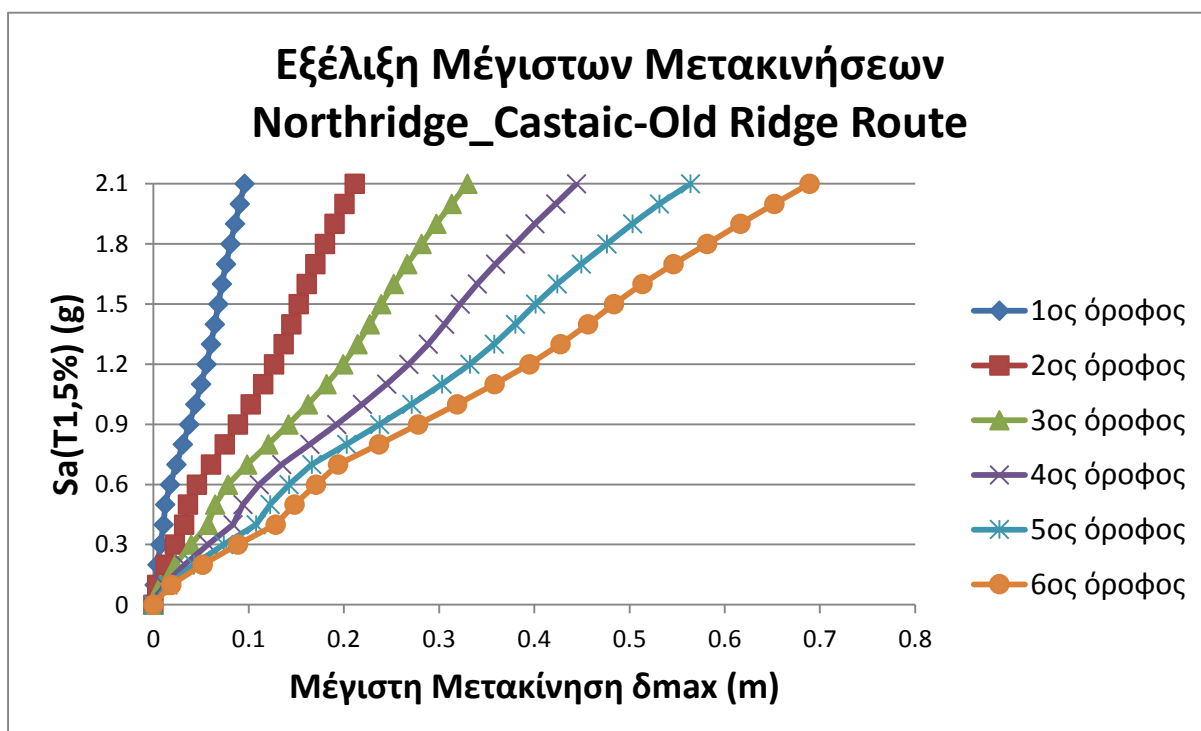
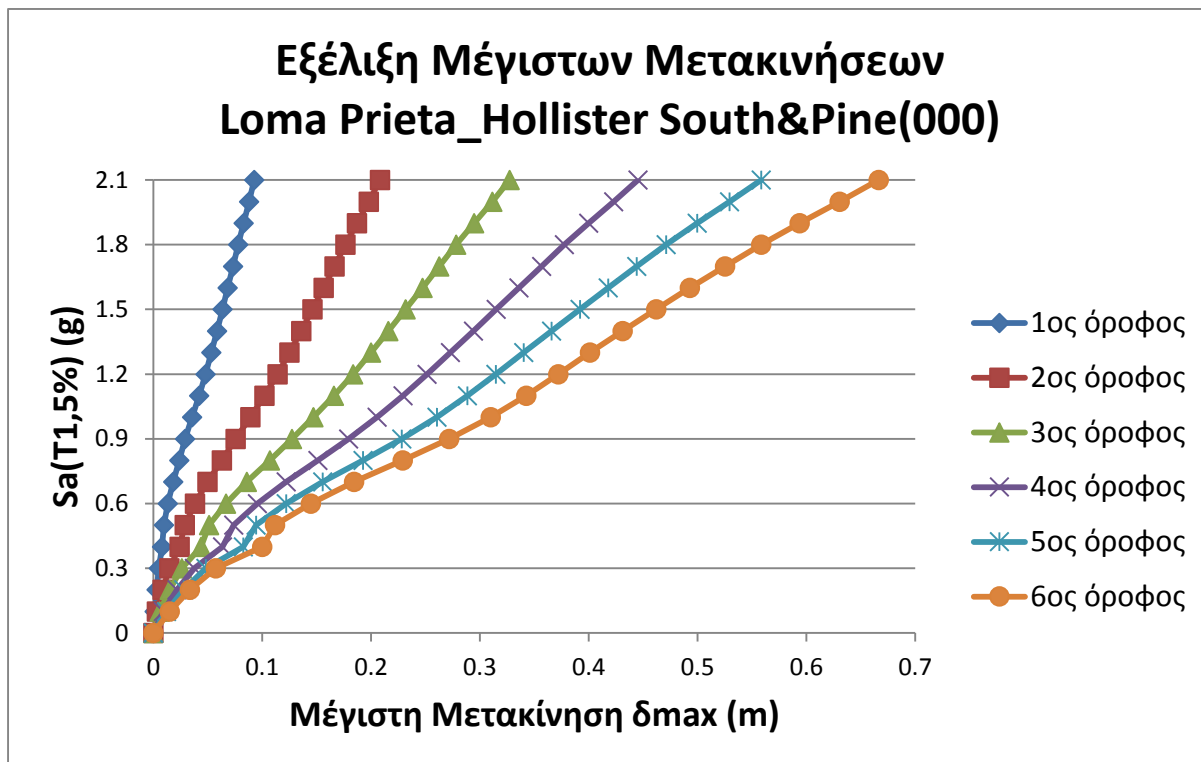


Ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση $\xi=5\%$

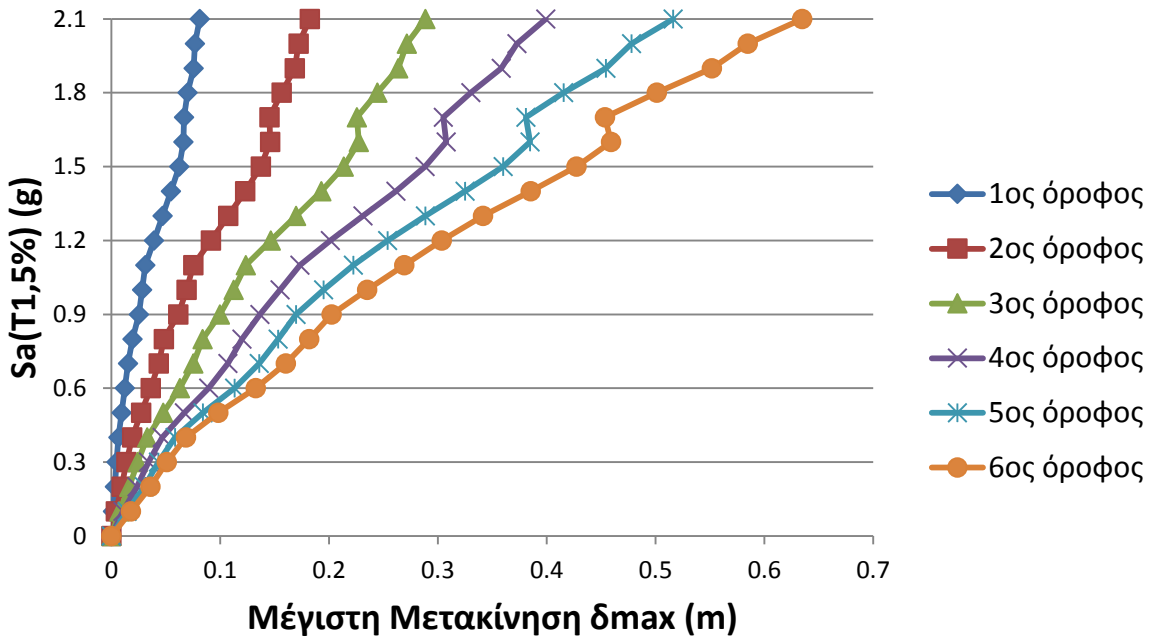


4.5.3. Εξέλιξη Μέγιστων Μετακινήσεων Ορόφων

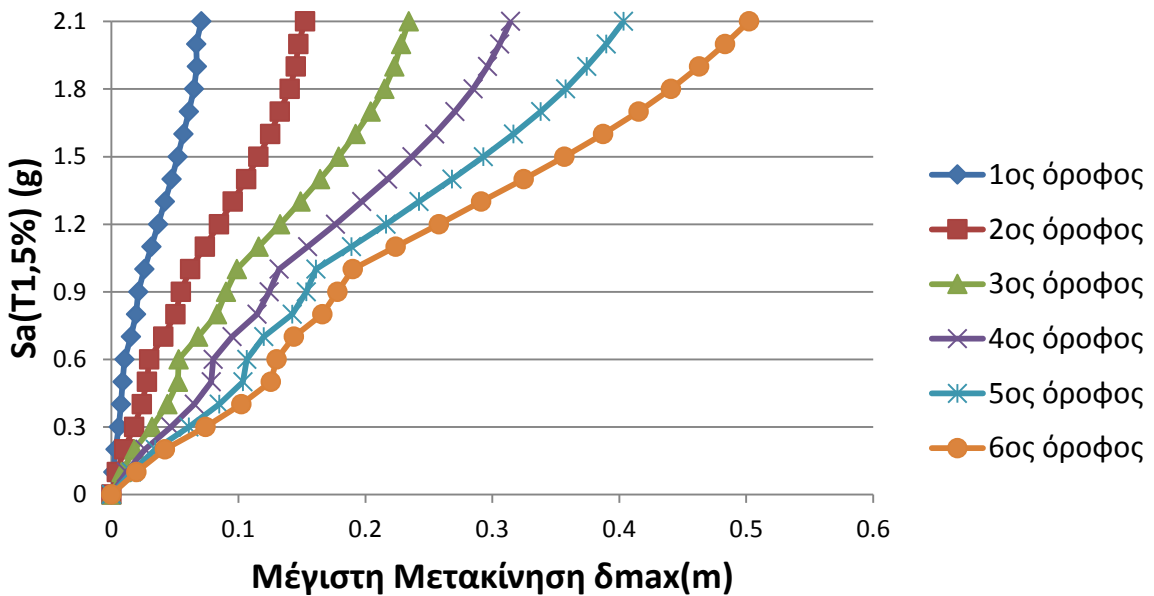
Για κάθε μια από τις κλιμακώσεις, των πέντε(5) αυτών σεισμικών καταγραφών, βρίσκουμε τη μέγιστη μετακίνηση του κάθε ορόφου και την προβάλλουμε σε διάγραμμα μαζί με το αντίστοιχο μέγεθος του Μέτρου Έντασης (IM).

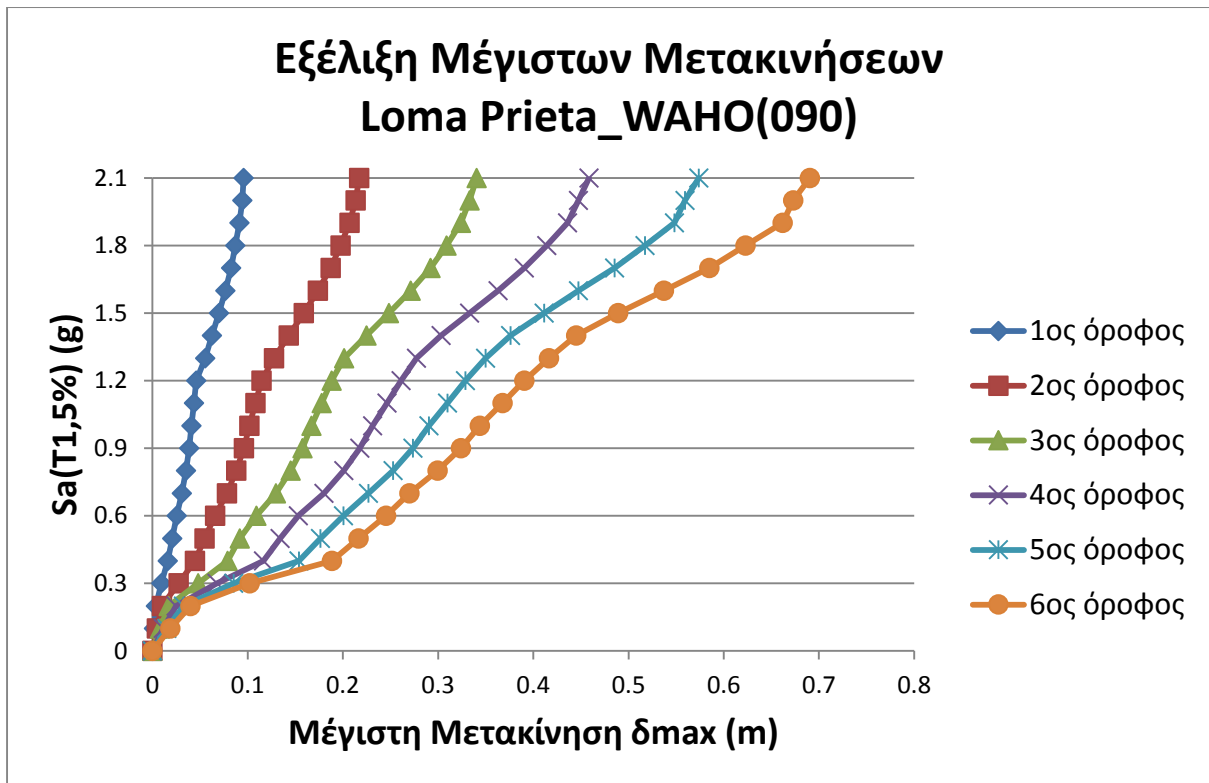


Εξέλιξη Μέγιστων Μετακινήσεων Kobe_Kakogawa(090)



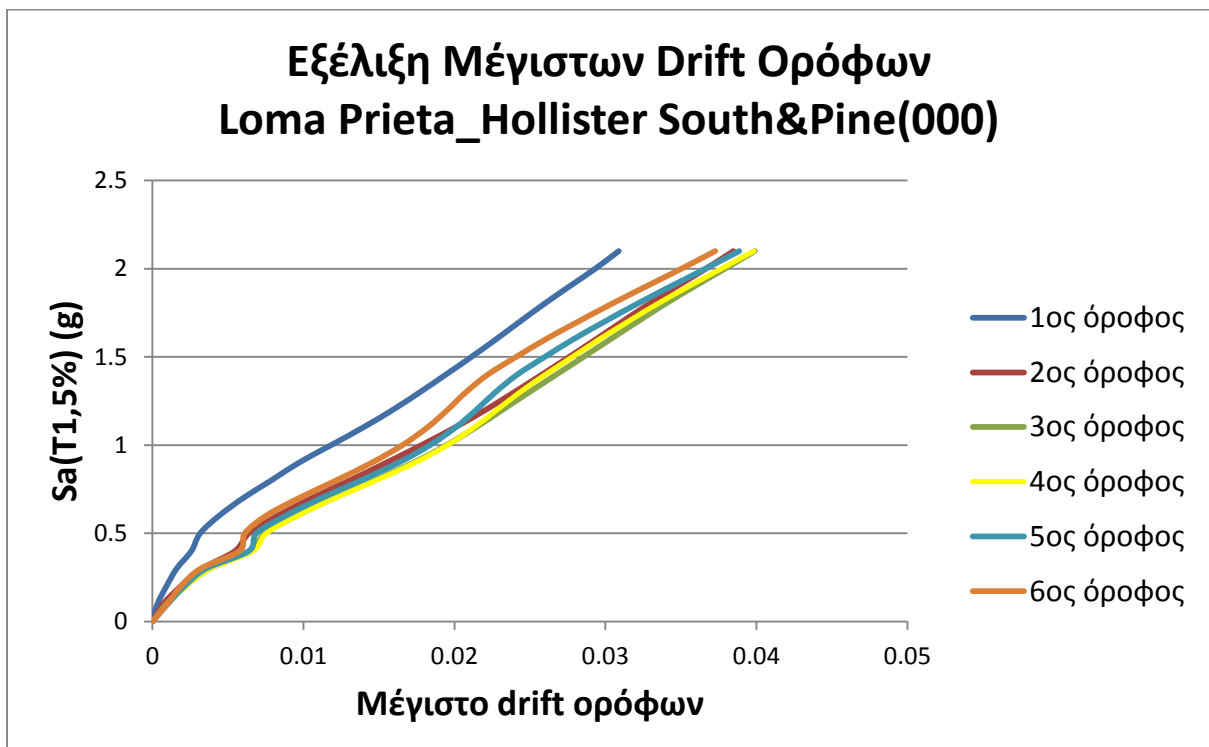
Εξέλιξη Μέγιστων Μετακινήσεων Friuli_Tolmezzo(000)



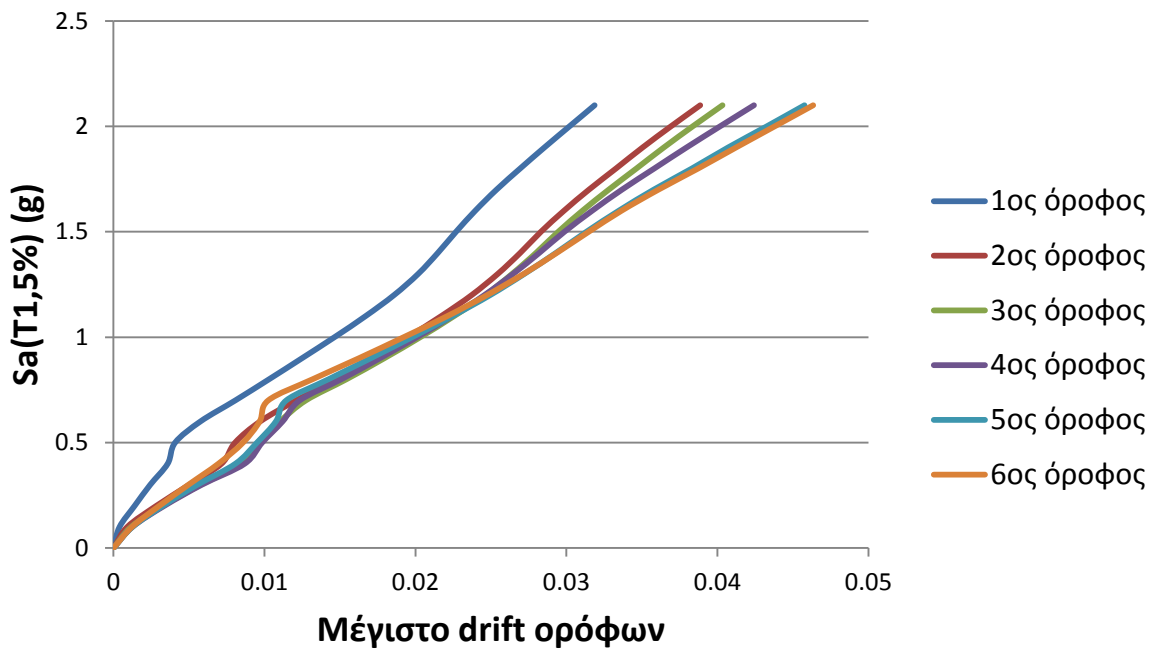


4.5.4. Εξέλιξη Μέγιστων Drift Ορόφων

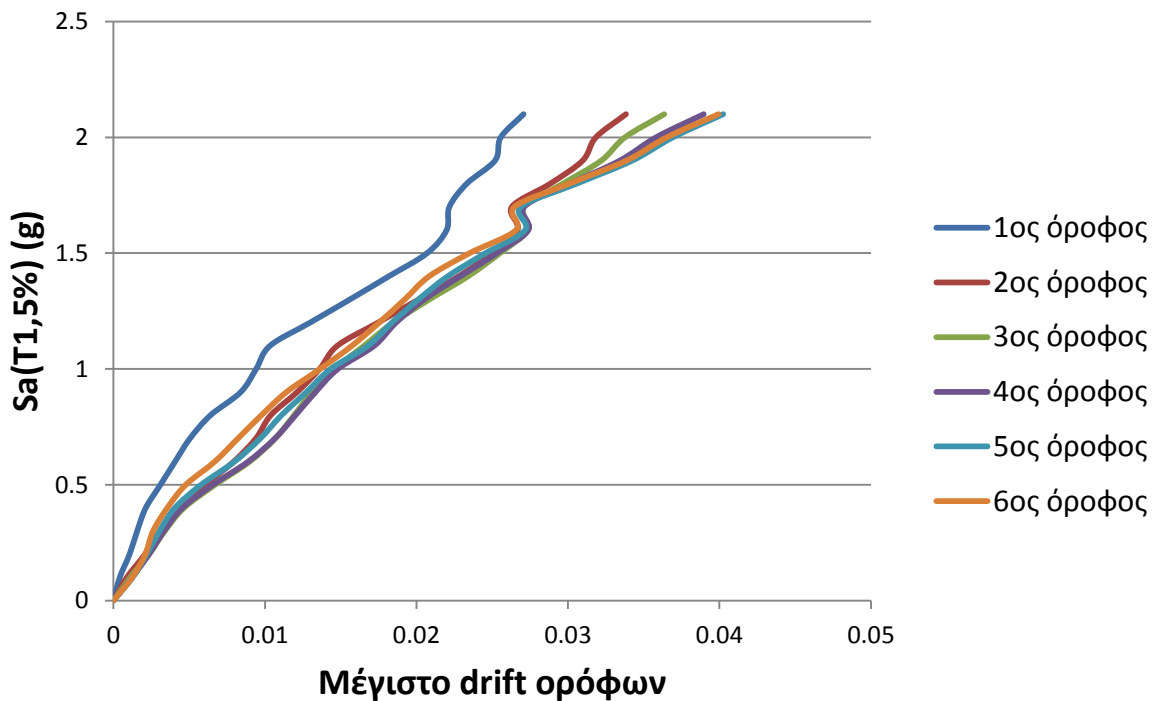
Αντίστοιχα με τα παραπάνω διαγράμματα εδώ παρουσιάζονται τα μέγιστα drift του κάθε ορόφου, για κάθε κλίμακωση των σεισμικών καταγραφών, σε σχέση με το μέγεθος του Μέτρου Έντασης (IM).



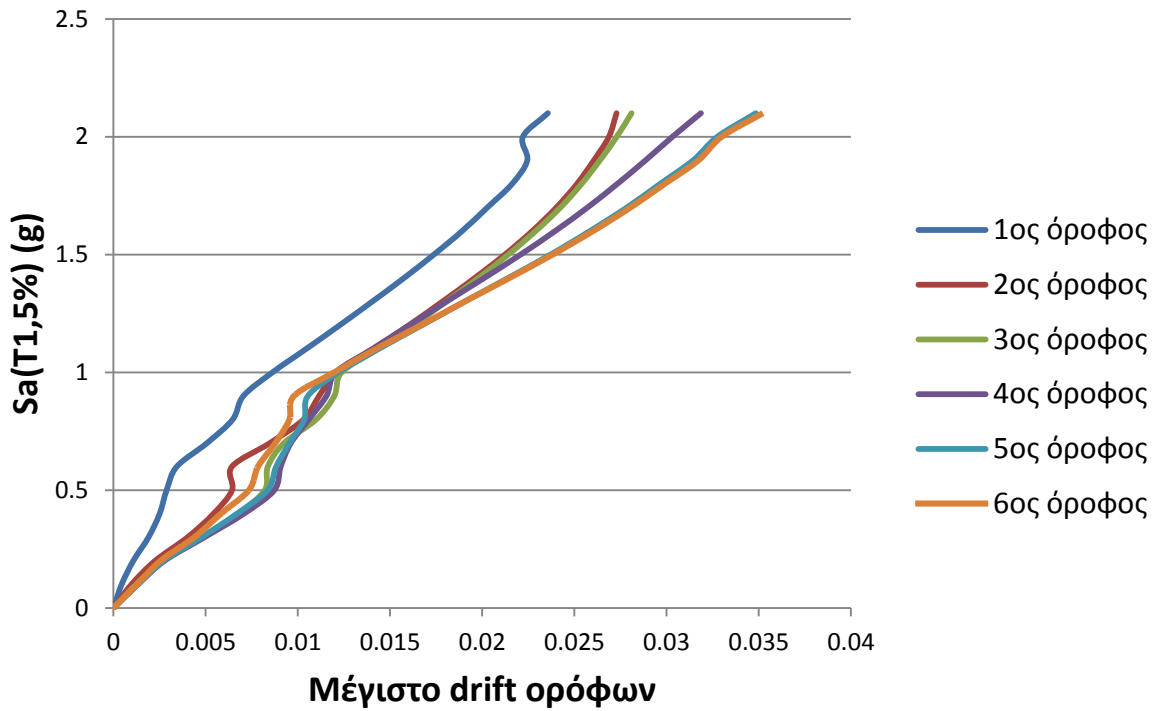
Εξέλιξη Μέγιστων Drift Ορόφων Northridge_Castaic-Old Ridge Route



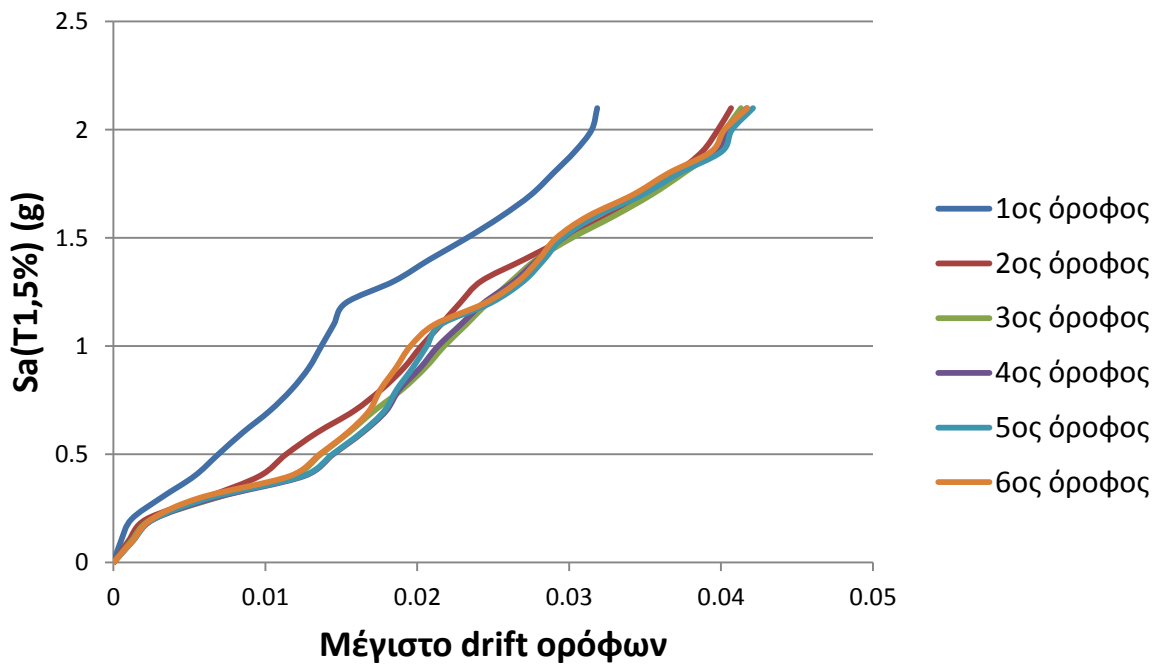
Εξέλιξη Μέγιστων Drift Ορόφων Kobe_Kakogawa(090)



Εξέλιξη Μέγιστων Drift Ορόφων Friuli_Tolmezzo(000)

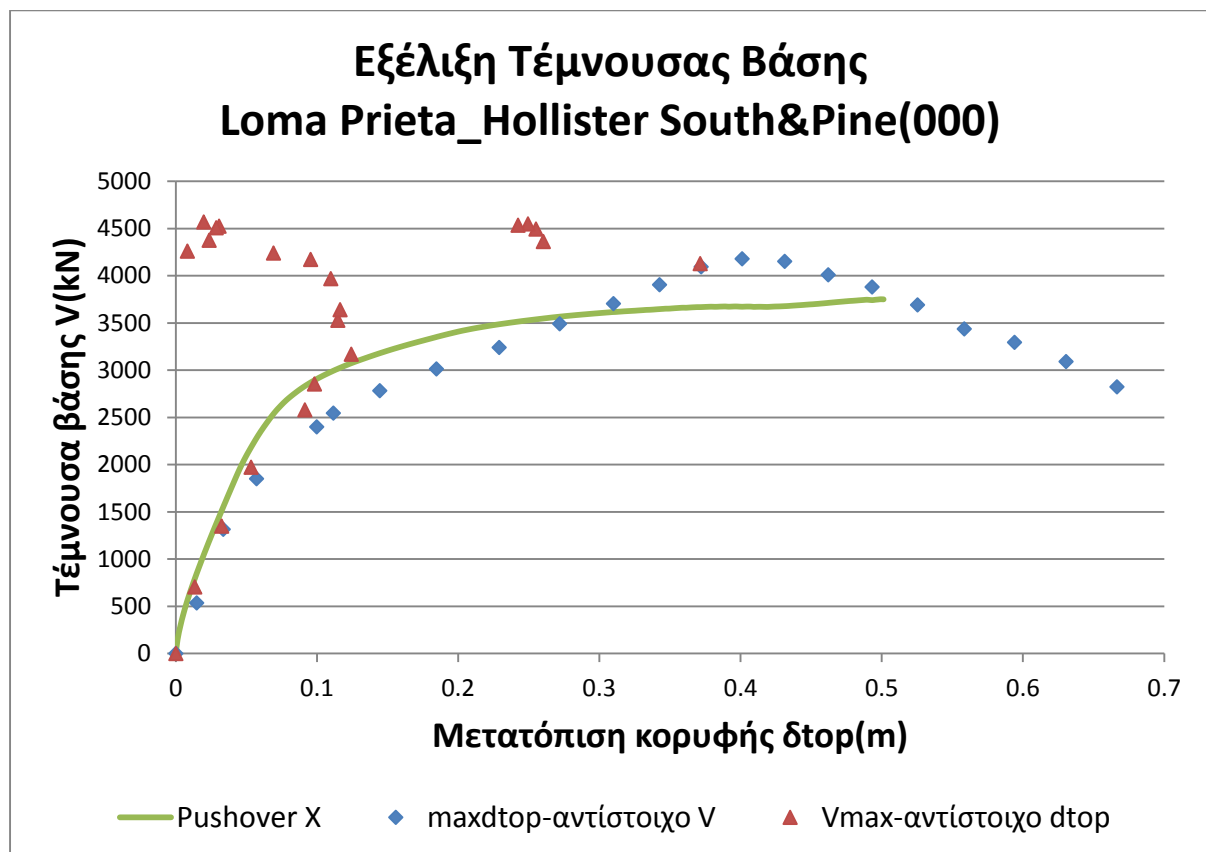


Εξέλιξη Μέγιστων Drift Ορόφων Loma Prieta_WAHO(090)

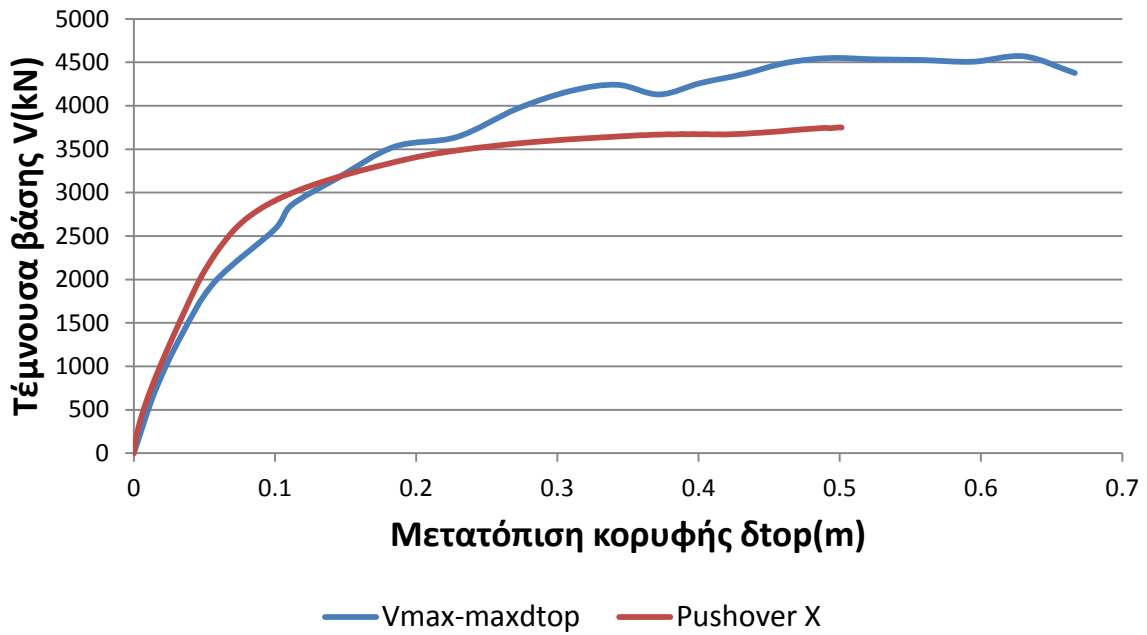


4.5.5. Εξέλιξη Τέμνουσας Βάσης

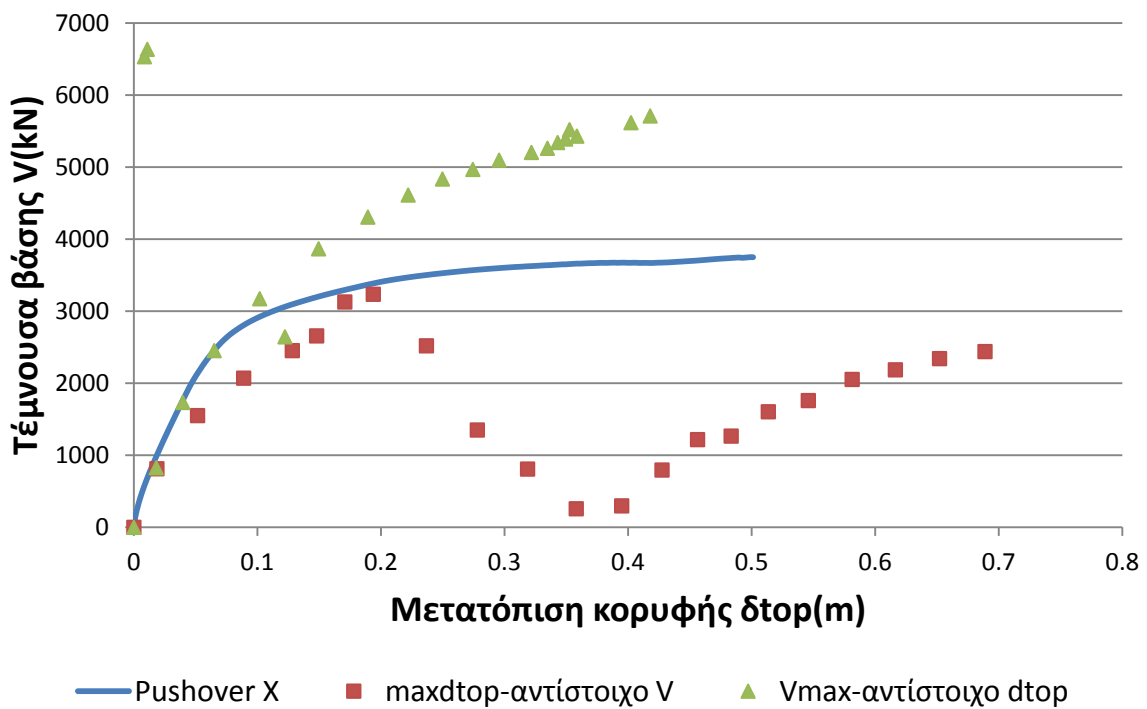
Στα διαγράμματα αυτά απεικονίζεται η καμπύλη ικανότητας του φορέα καθώς και οι τιμές μετακίνηση κορυφής-τέμνουσα βάσης από τη μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας για κάθε κλιμάκωση της εκάστοτε καταγραφής. Οι τελευταίες τιμές εμφανίζονται, ως μέγιστη μετακίνηση με την αντίστοιχη τέμνουσα και ως μέγιστη τέμνουσα με την αντίστοιχη μετακίνηση. Αυτό γίνεται, γιατί στην ανάλυση χρονοϊστορίας οι μέγιστες τιμές των μεγεθών δεν συμπίπτουν κατ' ανάγκη την ίδια ακριβώς χρονική στιγμή. Ωστόσο για καλύτερη εποπτεία των αποτελεσμάτων παρατίθεται και διάγραμμα για κάθε καταγραφή με τις τιμές αυτές ετεροχρονισμένα ως μέγιστη μετακίνηση-μέγιστη τέμνουσα.



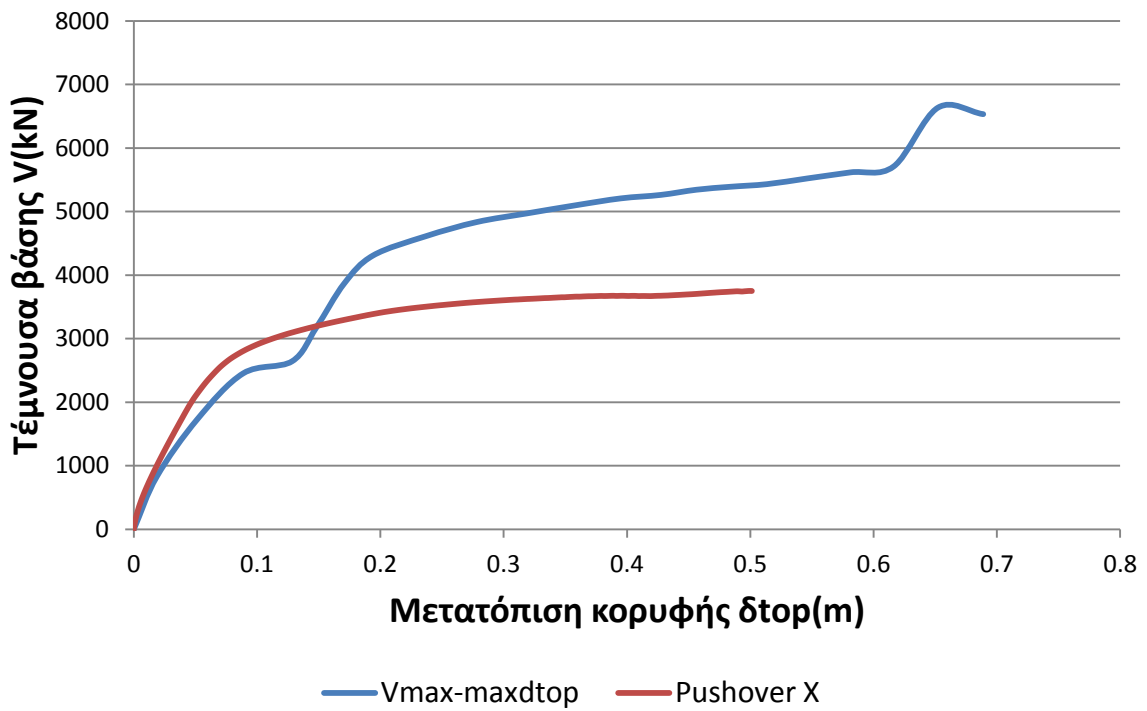
Εξέλιξη Τέμνουσας Βάσης Loma Prieta_Hollister South&Pine(000)



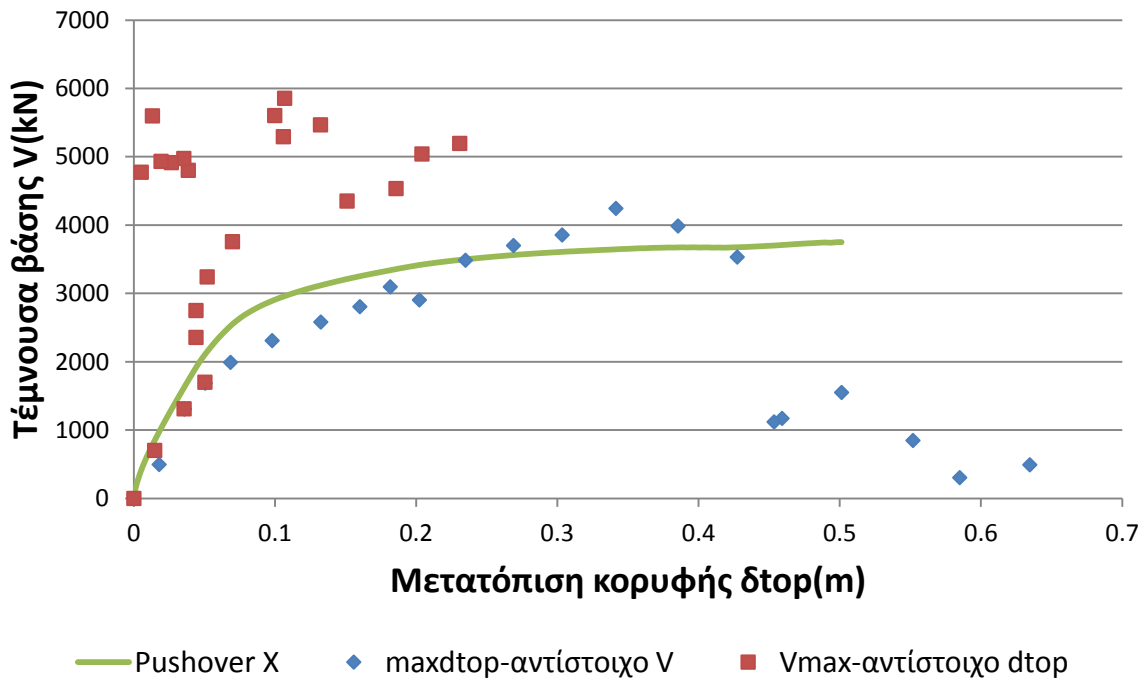
Εξέλιξη Τέμνουσας Βάσης Northridge_Castaic-Old Ridge Route



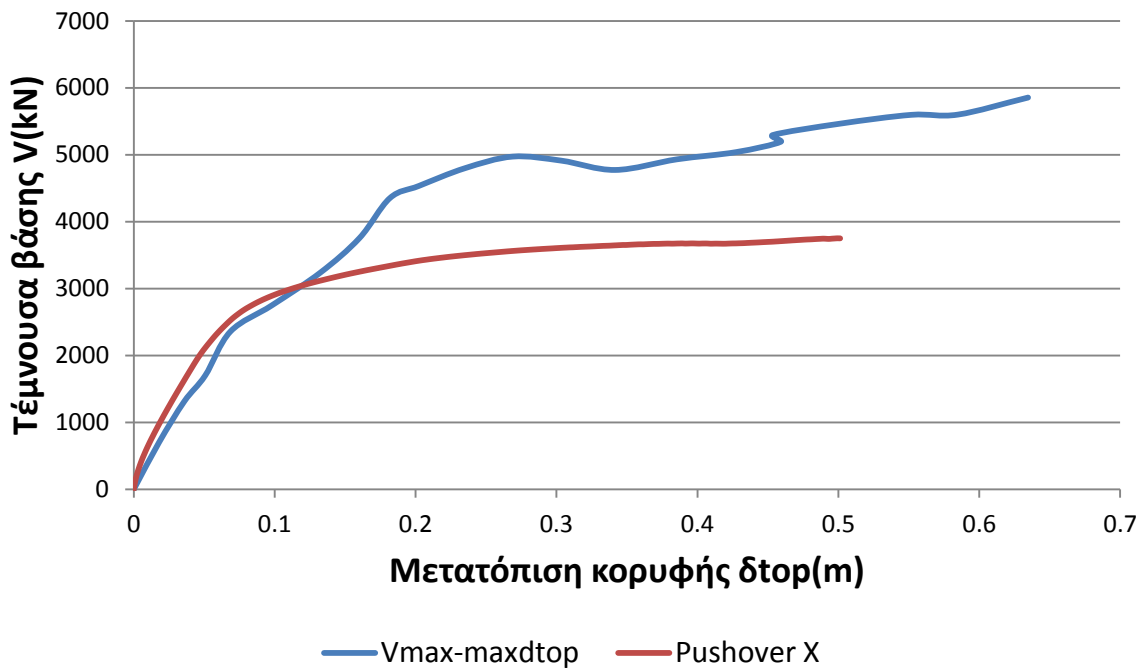
Εξέλιξη Τέμνουσας Βάσης Northridge_Castaic-Old Ridge Route



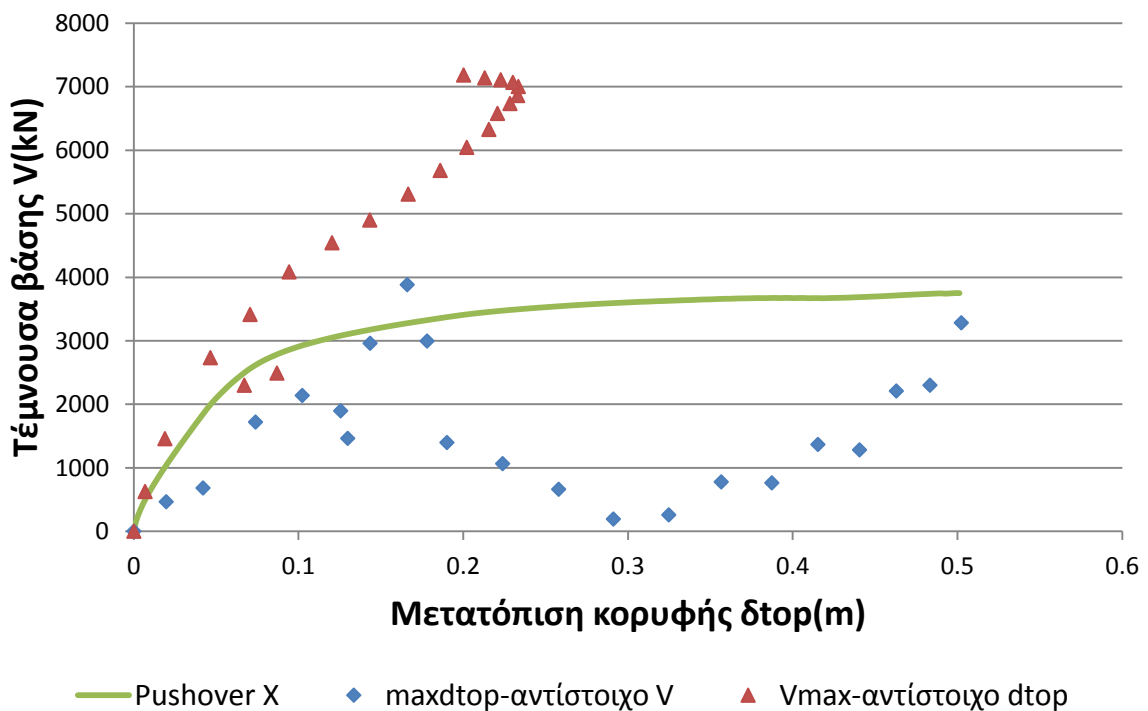
Εξέλιξη Τέμνουσας Βάσης Kobe_Kakogawa(090)



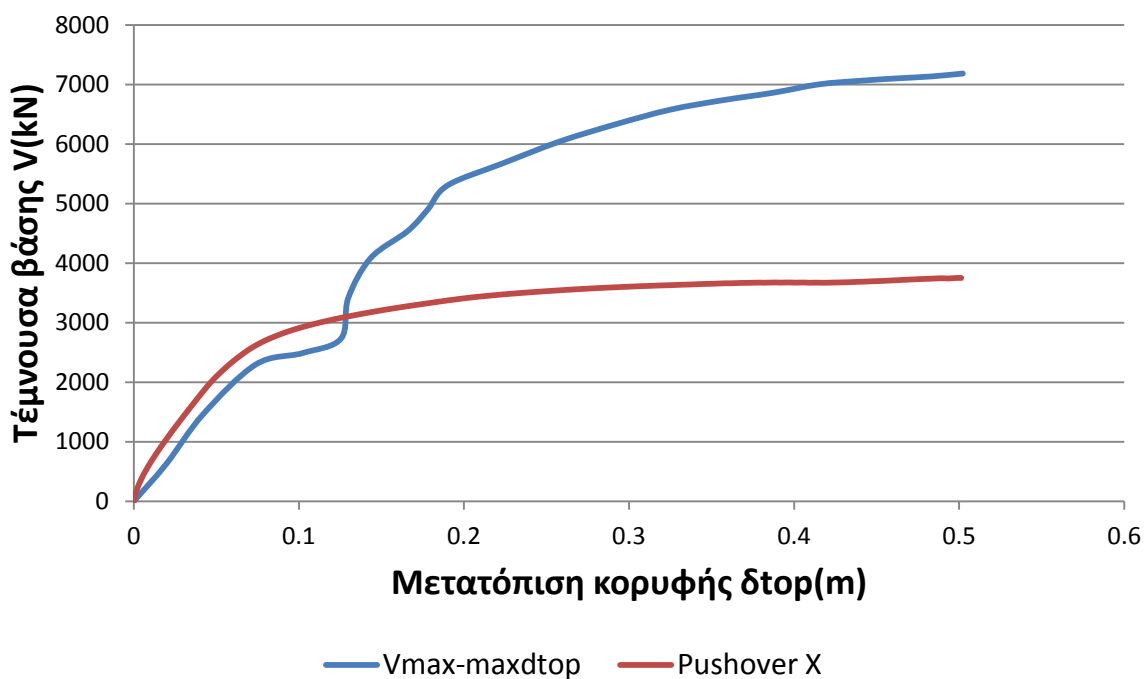
Εξέλιξη Τέμνουσας Βάσης Kobe_Kakogawa(090)



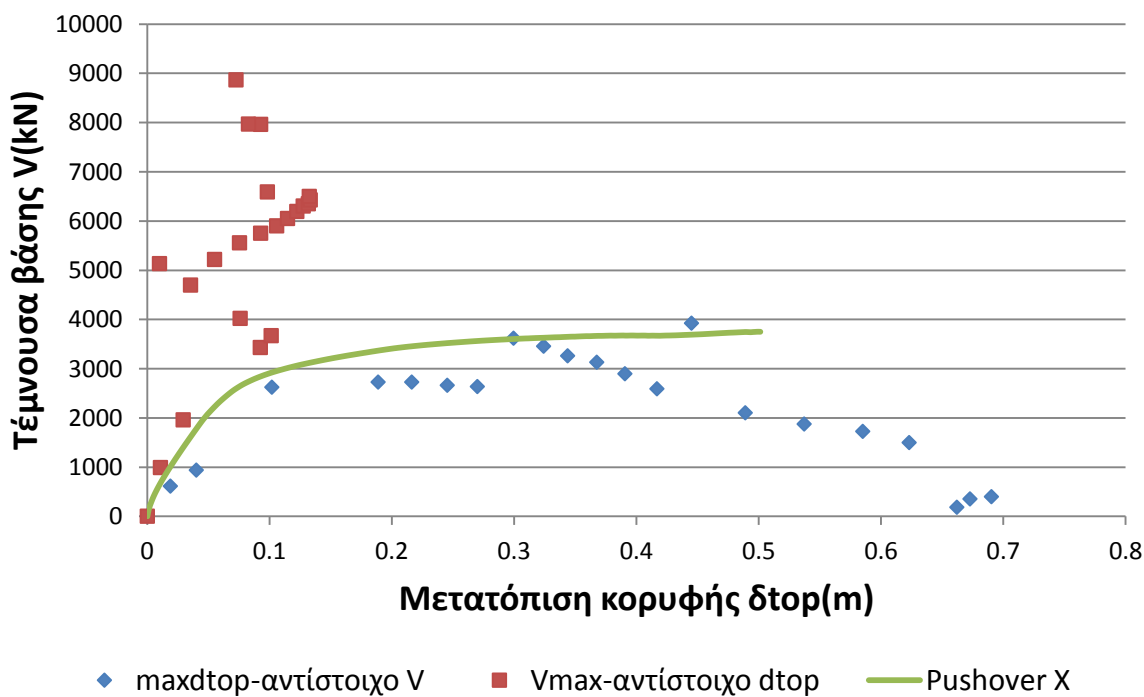
Εξέλιξη Τέμνουσας Βάσης Friuli_Tolmezzo(000)



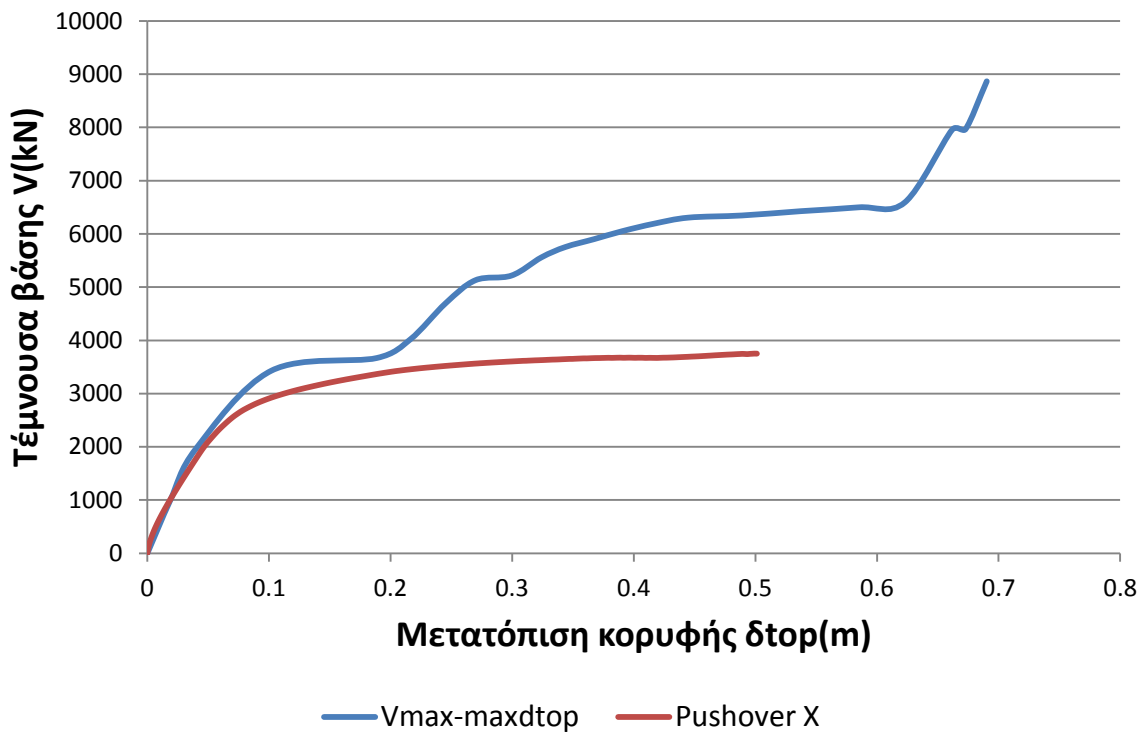
Εξέλιξη Τέμνουσας Βάσης Friuli_Tolmezzo(000)



Εξέλιξη Τέμνουσας Βάσης Loma Prieta_WAHO(090)



Εξέλιξη Τέμνουσας Βάσης Loma Prieta_WAHO(090)



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

Ανάλυση Τρωτότητας Κατασκευής

5.1. Εισαγωγή

Ο κύριος στόχος της αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής είναι ο προσδιορισμός της έκτασης των βλαβών κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος. Η ανάλυση τρωτότητας, ως μια πιθανοτικού τύπου διαδικασία αποτίμησης, οδηγεί στην εκτίμηση του πιθανού (αναμενόμενου) βαθμού βλάβης για δεδομένη στάθμη της σεισμικής έντασης.

Η σχέση που συνδέει την πιθανότητα υπέρβασης μιας συγκεκριμένης στάθμης βλάβης, η οποία εκφράζεται μέσω ενός κατάλληλου δείκτη, για δεδομένο επίπεδο σεισμικής έντασης ονομάζεται καμπύλη τρωτότητας (fragility curve). Οι καμπύλες τρωτότητας αποτελούν ένα σημαντικό εργαλείο για μια σειρά από σκοπούς που συνδέονται με τη διαχείριση του σεισμικού κινδύνου, όπως τον υπολογισμό των αναμενόμενων απωλειών σε μελλοντικούς σεισμούς, τον καθορισμό προτεραιοτήτων ενίσχυσης κτιρίων καθώς και τη σεισμική ασφάλιση.

Για τον υπολογισμό των καμπύλων τρωτότητας έχουν προταθεί διεθνώς διάφορες μεθοδολογίες που χωρίζονται σε εμπειρικές και αναλυτικές. Οι αναλυτικές μεθοδολογίες διαφοροποιούνται με βάση:

- Τη μέθοδο ανάλυσης (δυναμική ανελαστική, στατική ανελαστική)
- Την παράμετρο της σεισμικής κίνησης που χρησιμοποιείται για την σχεδίαση των καμπύλων τρωτότητας (PGA, Sa, Sd)
- Την επιλογή της συνάρτησης πυκνότητας πιθανότητας (δηλαδή την εκτίμηση της διασποράς)

Στην παρούσα διπλωματική εργασία έχουν εξαχθεί καμπύλες τρωτότητας με αναλυτικές μεθόδους με βάση τη στατική αλλά και τη δυναμική ανελαστική ανάλυση. Χρησιμοποιώντας ως παράμετρο της σεισμικής έντασης την Ελαστική Φασματική Επιτάχυνση για την Πρώτη Ιδιοπερόδο της κατασκευής και απόσβεση $\xi=5\%$ ($S_a(T_1,5\%)$).

5.2. Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας βασισμένος σε κριτήρια τρωτότητας

5.2.1. Εισαγωγή

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμης επιτελεστικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Οι στόχοι τώρα της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μιας στάθμης επιτελεστικότητας (δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών) και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάληψης. Δηλαδή, κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης. Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, ο οποίος εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της (ενίσχυσή της) ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής. Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας αναφέρονται τόσο στο φέροντα οργανισμό, όσο και στο μη-φέροντα οργανισμό, δηλαδή στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη των κατακορύφων φορτίων. Ο συνολικός στόχος για όλη την κατασκευή προκύπτει από συνδυασμό των στόχων για το φέροντα και το μη-φέροντα οργανισμό.

Στον Πίνακα 5.1 φαίνονται οι στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους επανάληψης του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι ο συνήθης σχεδιασμός με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς αντιστοιχεί σε στόχο σχεδιασμού B2.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια	20% (Περίοδος επανάληψης 225 χρόνια)	A1	B1	Γ1
	10% (Περίοδος επανάληψης 475 χρόνια)	A2	B2	Γ2
	2% (Περίοδος επανάληψης 2475 χρόνια)	A3	B3	Γ3

Πίνακας 5.1. Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3.

5.2.2. Στόχοι επιθυμητής επιτελεστικότητας με βάση κριτήρια τρωτότητας

Η απόδοση της κατασκευής καθορίζεται από το Μέτρο Βλάβης, δηλαδή στην παρούσα διπλωματική εργασία από το μέγιστο λόγο της διαφορικής μετατόπισης δύο διαδοχικών ορόφων της κατασκευής προς το ύψος του ορόφου (max interstorey drift), θ_{max} , για το επίπεδο σεισμικού κινδύνου που έχει επιλεγθεί. Προκειμένου να διαπιστωθεί αν έχει ξεπεραστεί καθεμία από τις στάθμες επιτελεστικότητας, αρκεί ο έλεγχος: $\theta_{max} > \theta_{max\Sigma E}$

Άρα στόχος μας είναι ο προσδιορισμός της πιθανότητας το θ_{max} (max interstorey drift) που αντιστοιχεί στο επιθυμητό επίπεδο σεισμικού κινδύνου να

υπερβαίνει ένα στοχευόμενο $\theta_{\max\Sigma E}$ που αντιστοιχεί στην επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας.

Παρουσιάζονται λοιπόν παρακάτω τα όρια των τιμών του max interstorey drift, $\theta_{\max\Sigma E}$, που αντιστοιχούν σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας (Πίνακας 5.2.).

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Interstorey Drift, $\theta_{\max\Sigma E}$
Άμεση Χρήση	$0,002 < \theta_{\max\Sigma E} < 0,004$
Προστασία Ζωής	$0,010 < \theta_{\max\Sigma E} < 0,018$
Οινεί Κατάρρευση	$\theta_{\max\Sigma E} > 0,03$

Πίνακας 5.2. Όρια $\theta_{\max\Sigma E}$ ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Στην παρούσα εργασία επιλέξαμε, υπέρ της ασφαλείας, ως όρια $\theta_{\max\Sigma E}$ τις μικρότερες τιμές των διαστημάτων. Δηλαδή τις 0.002, 0.010 και 0.03 για τις στάθμες επιτελεστικότητας Άμεση Χρήση, Προστασία Ζωής και Οινεί Κατάρρευση αντίστοιχα.

5.3. Βασικές μαθηματικές έννοιες

Πριν την κατασκευή των καμπύλων τρωτότητας θα πρέπει να παρουσιαστούν κάποιες μαθηματικές έννοιες οι οποίες χρησιμοποιούνται για την υλοποίησή τους.

Ορισμός 1 : Μέση τιμή μ

Μέση τιμή μ ενός δείγματος $\{X\}$ με n στοιχεία ορίζεται ως το πηλίκο του αθροίσματος των στοιχείων αυτών προς το πλήθος τους n .

$$\mu = \left(\sum xi \right) / n = (x1 + x2 + \dots + xn) / n$$

Ορισμός 2 : Τυπική απόκλιση σ

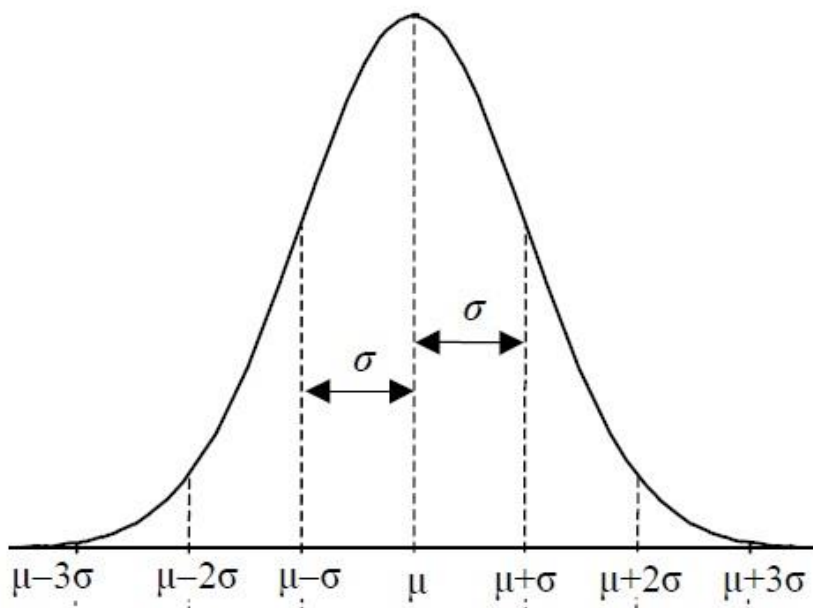
Η τυπική απόκλιση σ ενός δείγματος $\{X\}$ με n στοιχεία και μέση τιμή μ ορίζεται από τη σχέση:

$$\sigma = \left[\frac{\sum (xi - \mu)^2}{n} \right]^{0.5} = \left[\frac{(x1 - \mu)^2 + (x2 - \mu)^2 + \dots + (xn - \mu)^2}{n} \right]^{0.5}$$

Ορισμός 3 : Κανονική Κατανομή

Ως κανονική κατανομή με παραμέτρους μ, σ^2 καλείται η συνεχής κατανομή με συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-[(x-\mu)^2/2\sigma^2]}, \quad x \in R (\mu \in R, \sigma > 0)$$



Σχ. 5.1. Μορφή Κανονικής Κατανομής

Ορισμός 4 : Συνάρτηση Κατανομής Πιθανότητας

Η Συνάρτηση Κατανομής Πιθανότητας για την Κανονική Κατανομή εκφράζεται μέσω της σχέσης:

$$F(x_0) = P(X \leq x_0) = \int_{-\infty}^{x_0} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-[(x-\mu)^2/2\sigma^2]} dx = \Phi[(x_0 - \mu)/\sigma]$$

Σημειώνεται ότι το εμβαδόν που περικλείεται από τη Συνάρτηση Πυκνότητας Πιθανότητας από το $-\infty$ έως το x_0 δίνει το άθροισμα των τιμών των πιθανοτήτων από το $-\infty$ έως το x_0 .

Με βάση τα παραπάνω είμαστε σε θέση πλέον να κατασκευάσουμε τις καμπύλες τρωτότητας της κατασκευής και να αποκτήσουμε έτσι μια πιθανοτική εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της.

5.4. Κατασκευή καμπύλων τρωτότητας με βάση τη Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση

Όπως αναφέραμε παραπάνω, επιδίωξη της ανάλυσης τρωτότητας είναι ο προσδιορισμός της πιθανότητας P σε κάθε επίπεδο έντασης i να ξεπεράσει το \max interstorey drift $\theta_{\max,i}$ της κατασκευής εκείνο που αντιστοιχεί στη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας $\theta_{\max\Sigma E}$ (Πίνακας 5.2.). Ως μέτρο έντασης έχει χρησιμοποιηθεί η ελαστική φασματική επιτάχυνση για την πρώτη ιδιοπερίοδο της κατασκευής και απόσβεση $\xi=5\%$ ($S_a(T_1,5\%)$). Ουσιαστικά δηλαδή η καμπύλη τρωτότητας για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας εκφράζει τη σχέση της πιθανότητας $P(\theta_{\max,i} > \theta_{\max\Sigma E})$ με το μέτρο έντασης (IM).

$$P(\theta_{\max,i} > \theta_{\max\Sigma E}) = \Phi[\ln(IM_i/\mu)/(\sigma/\mu)]$$

Οπότε ανατρέχοντας στο προηγούμενο κεφάλαιο και στις καμπύλες IDA που προέκυψαν από τη Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση με μέτρο έντασης την $S_a(T_1,5\%)$, για $\theta=\theta_{\max\Sigma E}$ μπορεί να βρεθεί μια τιμή $S_{a\Sigma E}$ που να αφορά τη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας. Η ίδια διαδικασία επαναλαμβάνεται για όλους τους σεισμούς που έχουν ληφθεί υπόψη και προκύπτει ο παρακάτω πίνακας.

Σεισμοί, $S_{a\Sigma E}$ (g)	Άμεση Χρήση $\theta_{\max\Sigma E}=0.002$	Προστασία Ζωής $\theta_{\max\Sigma E}=0.010$	Οιονεί Κατάρρευση $\theta_{\max\Sigma E}=0.030$
ChiChi 1999	0.193	0.792	2.1
Friuli 1976	0.147	0.728	1.806
Hollister 1961	0.175	0.793	2.1
Imperial Valley 1979_Chihuahua	0.201	0.684	2.1

Imperial Valley 1979_El Centro Array #2	0.202	1.259	2.1
Καλαμάτα 1986_Itsak	0.189	0.818	2.1
Κεφαλονιά 2014_CHV1 (N)	0.189	0.841	2.1
Kobe 1995_Kakogawa	0.168	0.660	1.783
Kocaeli 1999_Izmit(090)	0.169	0.935	1.924
Kocaeli 1999_Yarimca	0.184	0.556	1.517
Landers 1992_Lucerne	0.145	0.606	2.06
Loma Prieta 1989_Gilroy Array #3	0.165	0.537	1.03
Loma Prieta 1989_Hollister Diff. Array	0.173	0.809	2.1
Loma Prieta 1989_Hollister South & Pine	0.183	0.615	1.582
Loma Prieta 1989_WAHO(000)	0.192	0.647	2.1

Loma Prieta 1989_WAHO(090)	0.153	0.356	1.491
Northridge 1994_Castaic-Old Ridge Route	0.135	0.511	1.43
Trinidad 1983	0.177	0.969	2.1
Superstition Hills 1987_Wildlife Liq. Array(090)	0.170	0.528	0.981
Superstition Hills 1987_Wildlife Liq. Array(360)	0.168	0.622	1.877

Πίνακας 5.3. Φασματικές Επιταχύνσεις S_{aSE} σεισμών για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

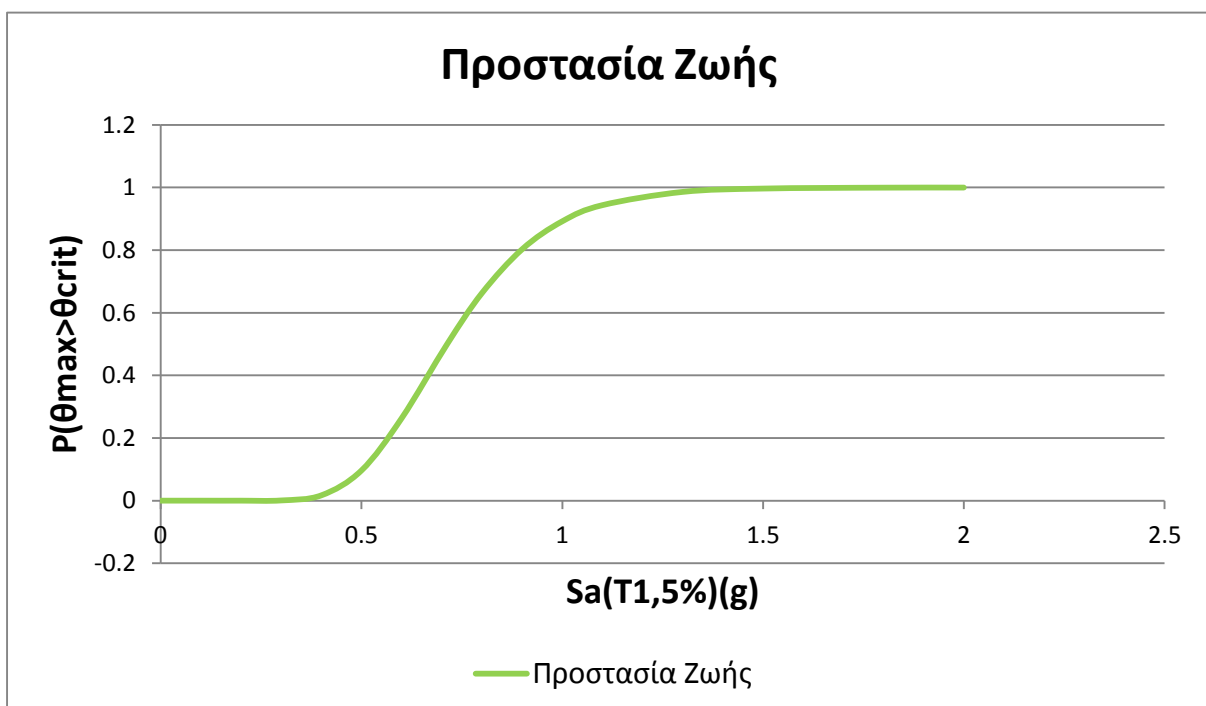
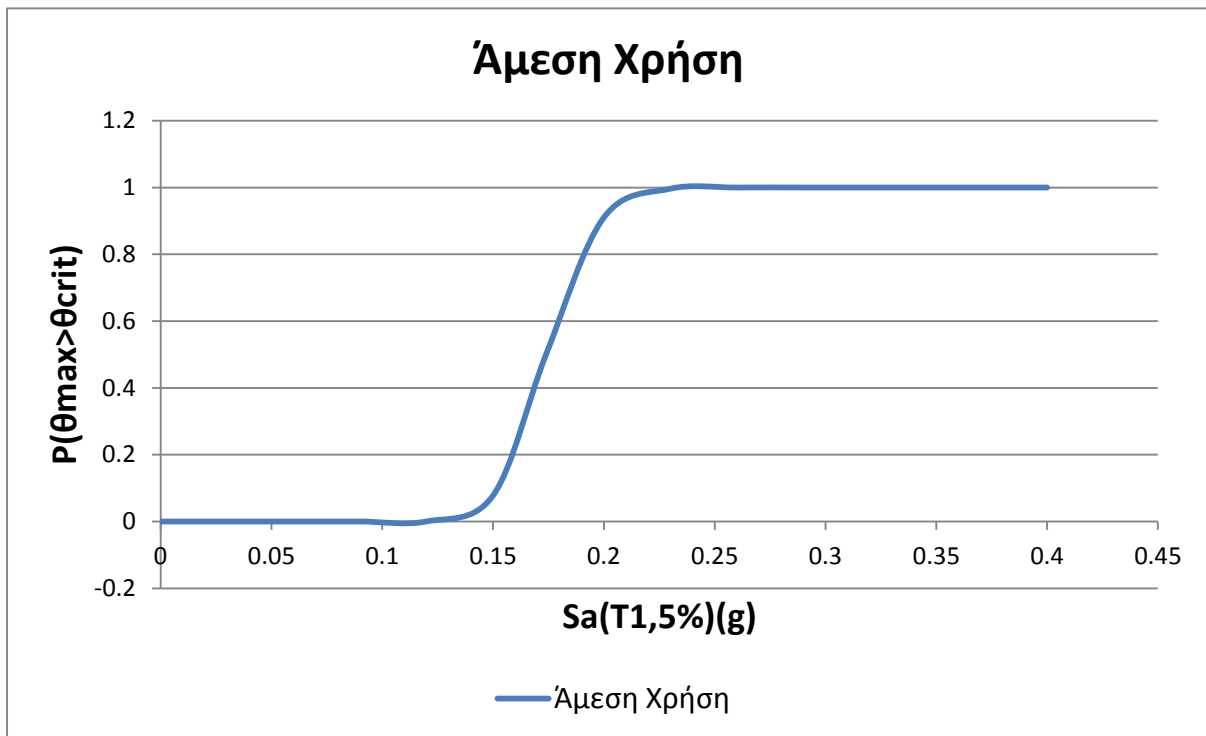
Πρωτού υπολογισθούν και διαμορφωθούν οι καμπύλες τρωτότητας θα πρέπει να γίνει ο υπολογισμός της μέσης τιμής (μ), της τυπικής απόκλισης (σ) καθώς και του λόγου τους (σ/μ) όλων των σεισμών, για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας (βλάβης). Έτσι προκύπτει ο πίνακας.

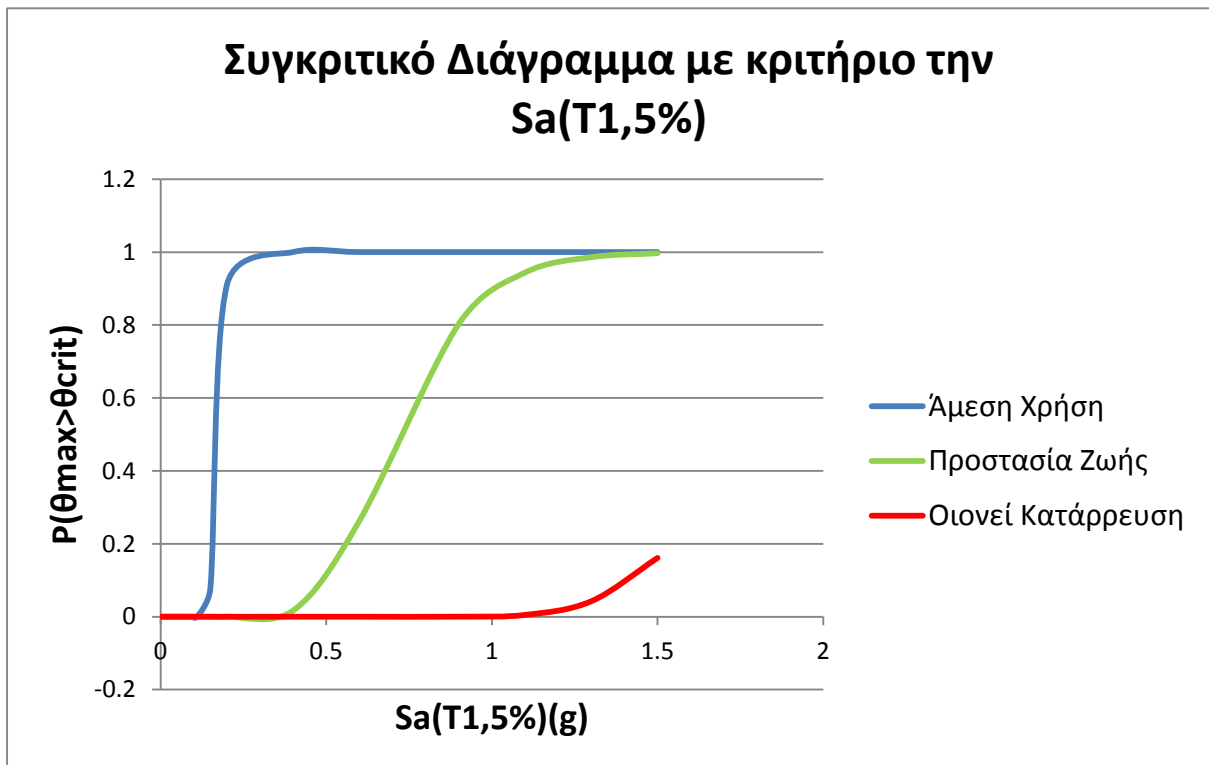
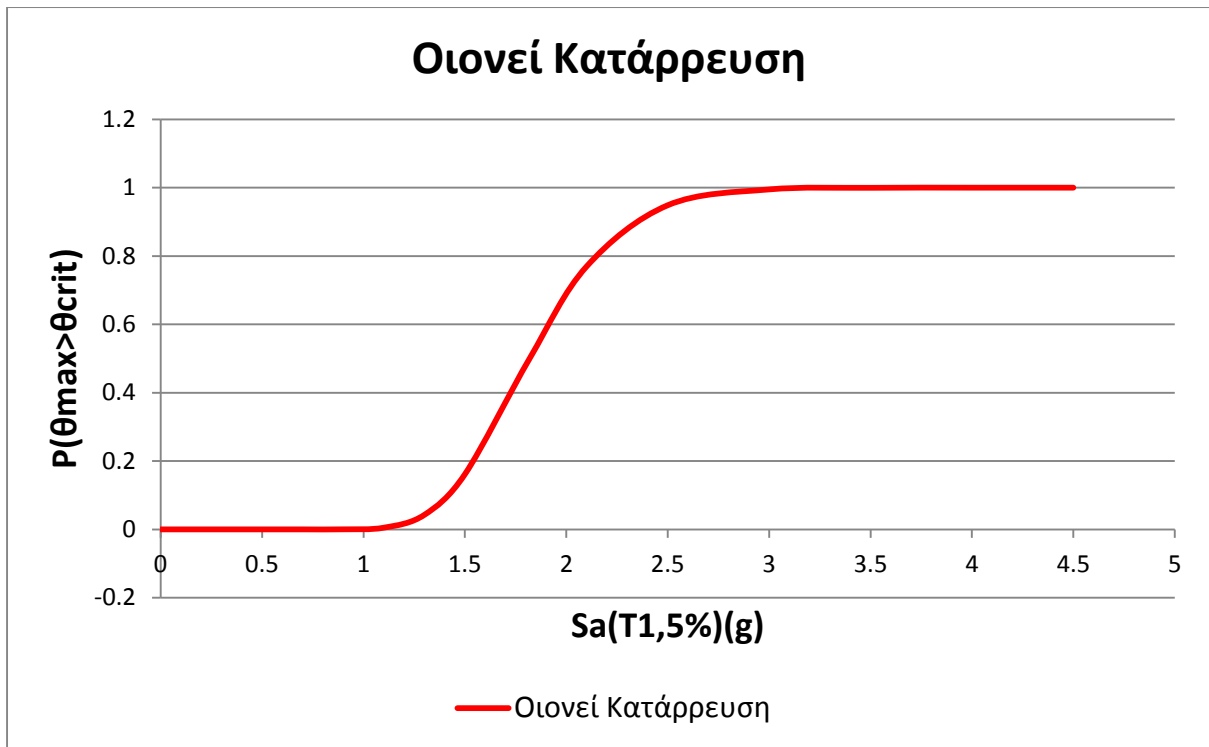
Με κριτήριο την $S_a(T_{1,5\%})$	Άμεση Χρήση	Προστασία Ζωής	Οιονεί Κατάρρευση
μ	0.1739	0.7133	1.81905
σ	0.0181188	0.1946623	0.3546567
σ/μ	0.1041909	0.2729038	0.1949681

Πίνακας 5.4. Μέση τιμή, τυπική απόκλιση και ο λόγος τους με κριτήριο την $S_a(T_{1,5\%})$

Τώρα έχοντας όλα τα απαραίτητα δεδομένα από τις καμπύλες IDA μπορούν να υπολογισθούν οι πιθανότητες και να κατασκευαστούν οι καμπύλες τρωτότητας με βάση τη Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση κατά τη διεύθυνση X της κατασκευής.

5.4.1. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο την Ελαστική Φασματική Επιτάχυνση της Πρώτης Ιδιομορφής για Απόσβεση $\xi=5\%$





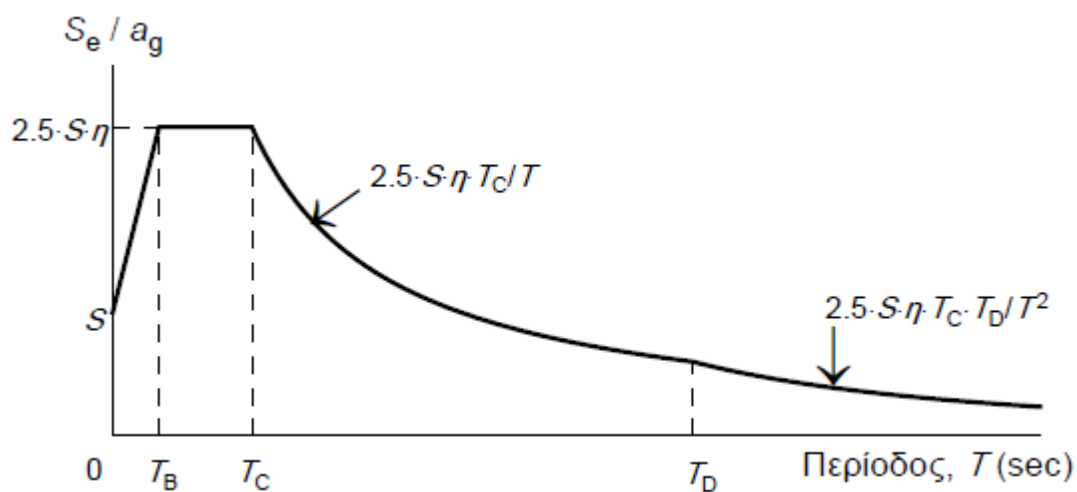
Από τις παραπάνω καμπύλες τρωτότητας μπορούμε εύκολα να διαπιστώσουμε ότι όσο η στάθμη επιτελεστικότητας (επίπεδο βλάβης) γίνεται δυσμενέστερη τόσο μικραίνει η πιθανότητα υπέρβασης του $\theta_{max\Sigma E}$, γεγονός άλλωστε που είναι και αναμενόμενο. Επίσης γίνεται εμφανές ότι η πιθανότητα υπέρβασης του $\theta_{max\Sigma E}$ που

αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση παρουσιάζει μηδενικές έως πολύ μικρές τιμές ακόμα και για υψηλές τιμές του μέτρου έντασης (IM).

5.5. Κατασκευή καμπύλων τρωτότητας με βάση τον Ευρωκώδικα 8

Πέρα από τη χρήση ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων για την κατασκευή καμπύλων τρωτότητας μπορούν να χρησιμοποιηθούν και στατικές ανελαστικές αναλύσεις. Πιο συγκεκριμένα στον Ευρωκώδικα 8 ορίζονται τα φάσματα σχεδιασμού που αναφέρονται στις οριζόντιες συνιστώσες των σεισμών και εξαρτώνται από τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της κατασκευής, το συντελεστή σπουδαιότητας της, την κατηγορία του εδάφους καθώς και από την τιμή του συντελεστή απόσβεσης. Με βάση αυτά και χρησιμοποιώντας τη Μέθοδο των Συντελεστών αλλά και τη Μέθοδο Hazus είναι δυνατόν να παραχθούν καμπύλες τρωτότητας με κριτήριο την ελαστική φασματική επιτάχυνση για την πρώτη ιδιοπερίοδο της κατασκευής και απόσβεση $\xi = 5\%$ ($S_a(T_1, 5\%)$).

5.5.1. Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8



$$s_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

για $T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$

Όπου:

$$a_g = \gamma_i \cdot a_{gR}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{\zeta+5}} \geq 0.55 = \text{συντελεστής απόσβεσης (το } \zeta \text{ τίθεται επί τοις εκατό)}$$

S = συντελεστής εδάφους

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	a_{gR} (g)	Κατηγορία Σπουδαιότητας	γ_i
Z1	0.16	I	0.80
Z2	0.24	II	1.00
Z3	0.36	III	1.20
		IV	1.40

Κατηγορία Εδάφους	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)	S
A	0.15	0.40	2.50	1.00
B	0.15	0.50	2.50	1.20
C	0.20	0.60	2.50	1.15
D	0.20	0.80	2.50	1.35
E	0.15	0.50	2.50	1.40

Πίνακας 5.5. (α-γ). Παράμετροι υπολογισμού ελαστικού φάσματος σχεδιασμού

Στην παρούσα διπλωματική εργασία για την υφιστάμενη κατασκευή έχουμε:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 άρα $a_{gR} = 0.16g$

- Κατηγορία Σπουδαιότητας κτιρίου II άρα $\gamma_i = 1.00$
- Κατηγορία εδάφους B άρα $T_B = 0.15\text{sec}$, $T_C = 0.50\text{sec}$, $T_D = 2.50\text{sec}$, $S = 1.20$

Στο κεφάλαιο 3 και συγκεκριμένα στην παράγραφο 3.2.2. παρουσιάζεται αναλυτικά η μέθοδος των συντελεστών η χρήση της οποίας είναι απαραίτητη για την κατασκευή των καμπύλων τρωτότητας.

5.5.2. Μεθοδολογία Hazus

Οι τιμές των καμπύλων τρωτότητας για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή οι συσχετισμοί της πιθανότητας $P(\theta_{max,i} > \theta_{max,ds})$ με το αντίστοιχο μέτρο έντασης IM (εδώ την $S_a(T_1, 5\%)$) υπολογίζονται με βάση τη λογαριθμοκανονική συνάρτηση κατανομής:

$$P(\theta_{max,i} > \theta_{max,ds}) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \cdot \ln \left(\frac{IM_i}{IM_{ds}} \right) \right]$$

Όπου β_{ds} είναι η συνολική λογαριθμοκανονική τυπική απόκλιση που περιγράφει τη συνολική μεταβλητότητα της κατάστασης βλάβης και υπολογίζεται ως εξής με βάση τη μεθοδολογία Hazus:

$$\beta_{ds} = \sqrt{(CONV[\beta_C, \beta_D])^2 + (\beta_{T,ds})^2}$$

Όπου:

β_C : είναι η λογαριθμοκανονική παράμετρος τυπικής απόκλισης που περιγράφει τη μεταβλητότητα της καμπύλης ικανότητας.

β_D : είναι η λογαριθμοκανονική παράμετρος τυπικής απόκλισης που περιγράφει τη μεταβλητότητα του φάσματος απαίτησης.

CONV[β_C, β_D] : μια πεπλεγμένη σχέση που δηλώνει τη σχέση αλληλεξάρτησης μεταξύ των δύο μεταβλητών λόγω του ότι το φάσμα απαίτησης εξαρτάται απ' την καμπύλη αντίστασης της κατασκευής. Δηλαδή συνδυάζει τις αντίστοιχες συνεισφορές των δύο αυτών μεταβλητών στη συνολική μεταβλητότητα.

$\beta_{T,ds}$: είναι η λογαριθμοκανονική παράμετρος τυπικής απόκλισης που περιγράφει τη μεταβλητότητα του ορίου του μέτρου βλάβης. Δηλαδή εδώ, την μεταβλητότητα του ορίου σχετικής μετακίνησης των ορόφων της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας $\theta_{max,ds}$. Απλοποιητικά λαμβάνεται ίση με 0,2, 0,4 και 0,6 για τις στάθμες επιτελεστικότητας Άμεση Χρήση, Προστασία Ζωής και Οιονεί Κατάρρευση αντίστοιχα.

k : είναι ο συντελεστής που εκφράζει την υποβάθμιση του δομικού συστήματος μετά τη διαρροή της κατασκευής. Είναι ένα άμεσο μέτρο των επιπτώσεων στο σεισμικό επίπεδο σχεδιασμού και στην ποιότητα της κατασκευής ανάλογα με τη μεταβλητότητα της απόκρισης.

Σύμφωνα με τη μεθοδολογία Hazus κτίρια ωπλισμένου σκυροδέματος που διαθέτουν μέχρι τρεις (3) ορόφους κατατάσσονται στην κατηγορία χαμηλού ύψους, κτίρια από τέσσερις (4) έως επτά (7) ορόφους χαρακτηρίζονται ως μεσαίου ύψους και κτίρια από οχτώ (8) και πάνω ορόφους ως μεγάλου ύψους.

Συνοψίζοντας στην παρούσα διπλωματική εργασία η κατασκευή αποτελείται από έξι (6) ορόφους άρα ανήκει στην κατηγορία μεσαίου ύψους. Επίσης η υποβάθμιση του δομικού συστήματος μετά τη διαρροή θεωρείται μικρή οπότε ο συντελεστής k είναι: $k \geq 0,9$. Τέλος ο συντελεστής β_c παίρνει την τιμή 0,2 λόγω της μικρής μεταβλητότητας της καμπύλης ικανότητας, όπως προέκυψε από τη μη-γραμμική στατική ανάλυση (Pushover) που έγινε στην κατασκευή σε προηγούμενο κεφάλαιο.

Η πεπλεγμένη σχέση **CONV**[β_c, β_D] συνεπάγεται έναν περίπλοκο αριθμητικό υπολογισμό για την εύρεση της. Για τον λόγο αυτό παρακάτω παρατίθεται ένας βοηθητικός πίνακας προσδιορισμού της που αφορά κτίρια μόνο μεσαίου ύψους.

Building System ²		Post-Yield Degradation of Structural System ³								
		Minor Degradation ($\kappa \geq 0.9$)			Major Degradation ($\kappa = 0.5$)			Extreme Degradation ($\kappa < 0.1$)		
		Damage Variability ⁴ ($\beta_{T,ds}$)			Damage Variability ⁴ ($\beta_{T,ds}$)			Damage Variability ⁴ ($\beta_{T,ds}$)		
		Small (0.2)	Mod. (0.4)	Large (0.6)	Small (0.2)	Mod. (0.4)	Large (0.6)	Small (0.2)	Mod. (0.4)	Large (0.6)
Structural Systems with Very Small Capacity Curve Variability ⁵ ($\beta_C = 0.1$)										
Structure	0.60	0.70	0.80	0.70	0.80	0.90	0.85	0.95	1.05	
NSD	0.60	0.70	0.80	0.80	0.85	0.95	0.90	1.00	1.10	
NSA	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	
Structural Systems with Small Capacity Curve Variability ⁵ ($\beta_C = 0.2$)										
Structure	0.65	0.75	0.85	0.75	0.85	0.95	0.95	1.00	1.10	
NSD	0.65	0.70	0.85	0.80	0.85	1.00	0.95	1.00	1.10	
NSA	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	
Structural Systems with Moderate Capacity Curve Variability ⁵ ($\beta_C = 0.3$)										
Structure	0.65	0.75	0.85	0.80	0.85	0.95	0.95	1.00	1.10	
NSD	0.65	0.75	0.85	0.80	0.90	1.00	0.95	1.05	1.15	
NSA	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	
Structural Systems with Large Capacity Curve Variability ⁵ ($\beta_C = 0.4$)										
Structure	0.70	0.75	0.90	0.80	0.90	1.00	1.00	1.05	1.15	
NSD	0.70	0.75	0.90	0.85	0.90	1.00	1.00	1.05	1.15	
NSA	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	

Πίνακας 5.6. Υπολογισμός της ποσότητας $CONV[\beta_C, \beta_D]$ για κτίρια μεσαίου ύψους

Από τα παραπάνω προκύπτουν οι ακόλουθες τιμές των τυπικών αποκλίσεων για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

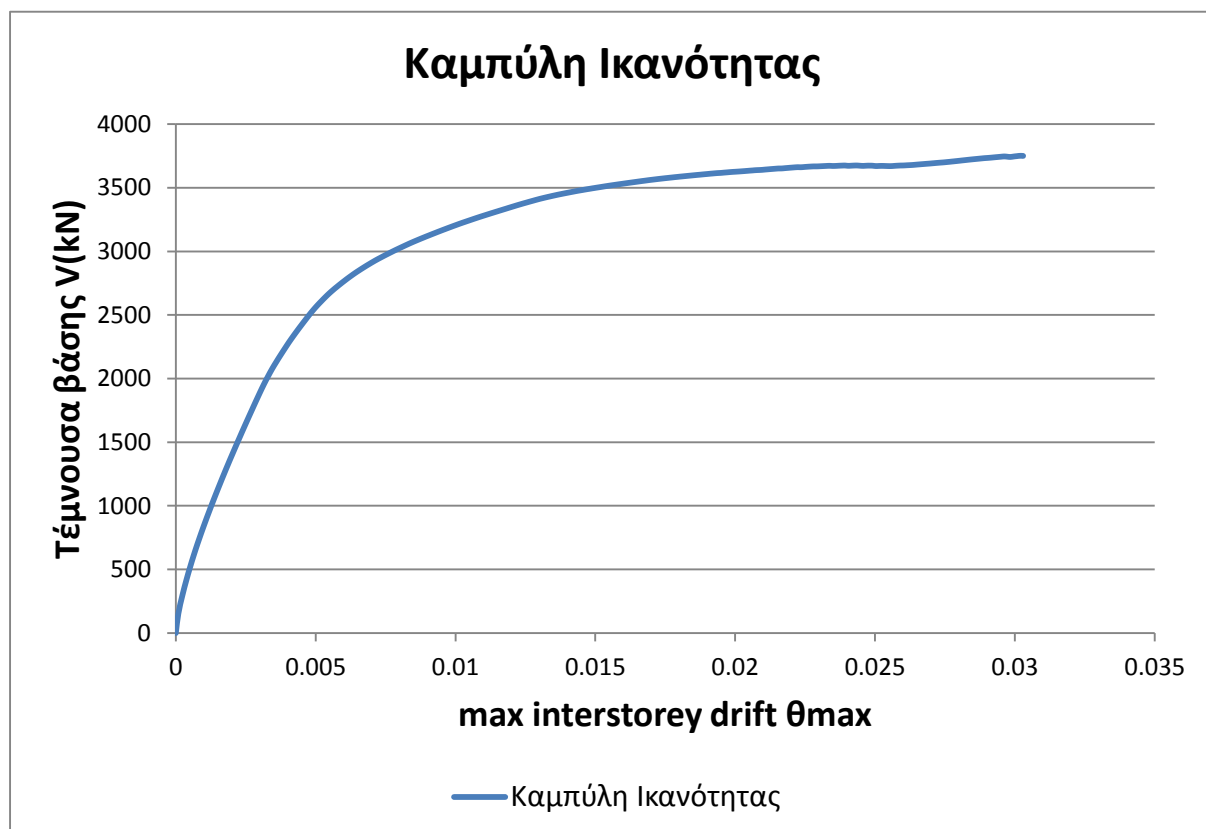
Στάθμη Επιτελεστικότητας	$CONV[\beta_C, \beta_D]$	$\beta_{T,ds}$	β_{ds}
Άμεση Χρήση	0.65	0.2	0.68
Προστασία Ζωής	0.75	0.4	0.85
Οιονεί Κατάρρευση	0.85	0.6	1.04

Πίνακας 5.7. Τυπικές αποκλίσεις με χρήση της μεθοδολογίας Hazus

5.5.3. Καμπύλες Τρωτότητας με βάση το Φάσμα του Ευρωκώδικα και τη Μέθοδο των Συντελεστών κατά τη διεύθυνση Χ

Στο τρίτο κεφάλαιο αναλύθηκε και εφαρμόστηκε στην κατασκευή η μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover) εξάγωντας την καμπύλη ικανότητας. Στη συνέχεια μέσω της μεθόδου των συντελεστών κατασκευάστηκε και η ιδεατή διγραμμική καμπύλη. Πιο συγκεκριμένα στην παράγραφο 3.2.2. περιγράφεται η μέθοδος των συντελεστών και στην παράγραφο 3.2.3. απεικονίζονται τόσο η καμπύλη ικανότητας όσο και η ιδεατή διγραμμική καμπύλη της κατασκευής για την διεύθυνση κατά Χ.

Τώρα σε κάθε όροφο έγινε επιλογή ενός κόμβου ελέγχου (του κοντινότερου στο κέντρο μάζας). Αυτό είχε ως αποτέλεσμα σε κάθε βήμα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (Pushover) να γίνεται εφικτός ο υπολογισμός των μετατοπίσεων των κόμβων αυτών και συνεπώς ο υπολογισμός της μέγιστης σχετικής μετακίνησης μεταξύ των ορόφων (θ_{max}).



Αντιστοιχίζοντας τώρα στο παραπάνω διάγραμμα τα επιλεγμένα όρια των $\theta_{max,ds}$ που αντιπροσωπεύουν τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας οδηγούμαστε στην

εύρεση των αντίστοιχων μετακινήσεων κορυφής, $\Delta_{TOP,ds}$, για την κάθε στάθμη. Εδώ θα πρέπει να αναφερθεί ότι ως όρια $\theta_{max,ds}$ έχουν επιλεγεί τα ίδια με αυτά που χρησιμοποιήθηκαν για την εξαγωγή καμπύλων τρωτότητας με βάση τη Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση (Πίνακας 5.2.) ώστε να έχουμε τη δυνατότητα σύγκρισης των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τις δύο αυτές αναλύσεις. Στη συνέχεια εφαρμόζοντας τη σχέση για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης κορυφής από τη Μέθοδο των Συντελεστών και λύνοντας ως προς S_a , υπολογίζεται η φασματική επιτάχυνση για την ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας $S_{a,ds}$. Κατ' αντιστοιχία τώρα με τη Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση, οι τιμές αυτές ($S_{a,ds}$) είναι αντίστοιχες με τις μέσες τιμές των επιταχύνσεων για την κάθε στάθμη επιτελεστικότητας που προέκυψαν από τις καμπύλες IDA.

Ο συντελεστής κλιμάκωσης του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού με βάση τον Ευρωκώδικα για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ισούται με $\lambda_{ds} = S_{a,ds}/S_a(T_e, 5\%)$. Όπου $S_a(T_e, 5\%)$ είναι η φασματική επιτάχυνση σύμφωνα με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για την ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής (T_e) και απόσβεση $\xi=5\%$. Κατ' αντιστοιχία πάλι με τη Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση, το φάσμα σχεδιασμού είναι αντίστοιχο με το μέσο φάσμα που προκύπτει από όλα τα φάσματα των σεισμικών καταγραφών που επιλέχθηκαν προτού αυτές κλιμακωθούν.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι πίνακες που απεικονίζουν τα συγκεντρωτικά όρια των σταθμών επιτελεστικότητας καθώς και τις τιμές του συντελεστή κλιμάκωσης του ελαστικού φάσματος.

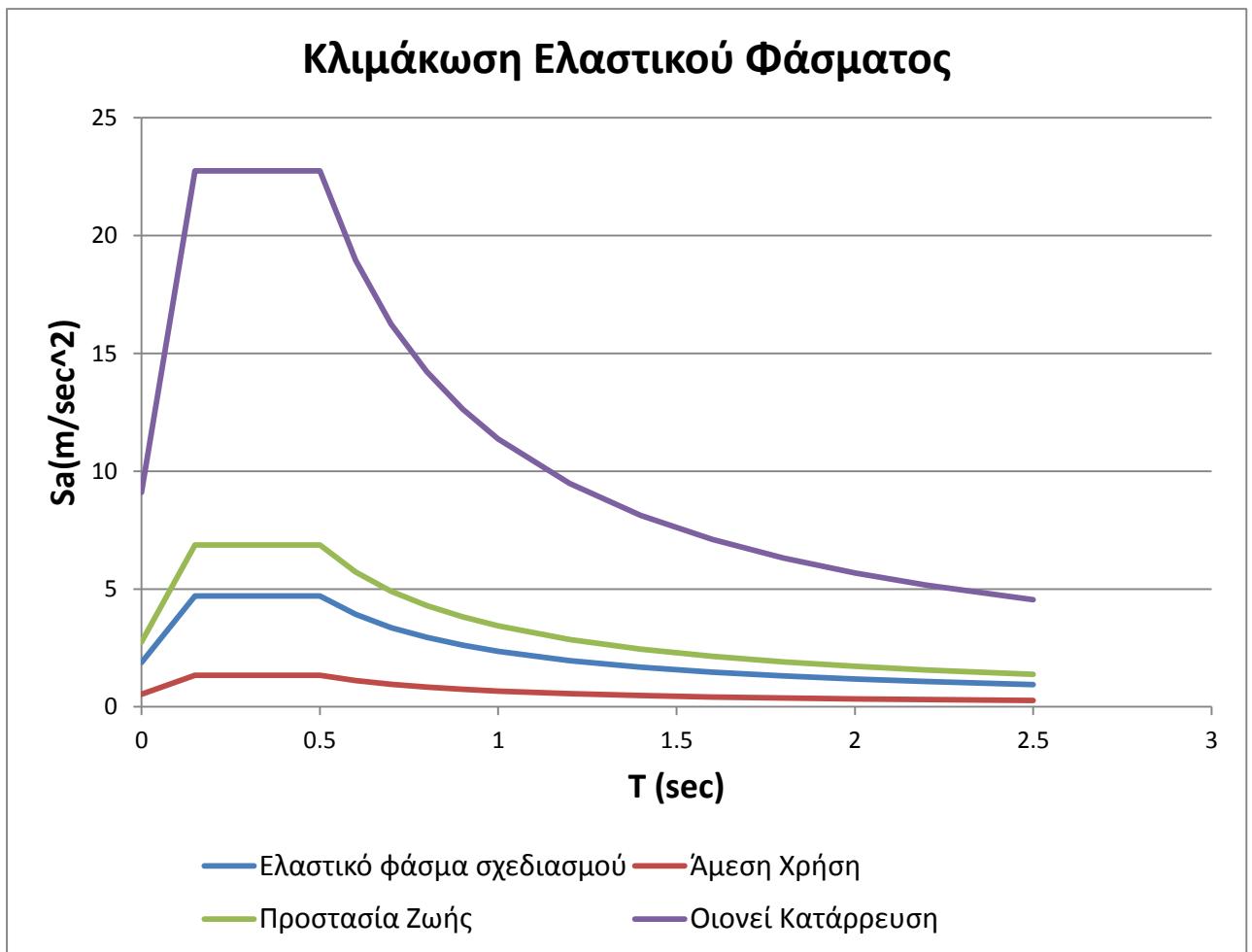
Στάθμη Επιτελεστικότητας	$\theta_{max,ds}$	$\Delta_{TOP,ds}$ (m)	$S_{a,ds}$ (g)
Άμεση Χρήση	0.002	0.029189	0.06432
Προστασία Ζωής	0.010	0.14977	0.33007
Οιονεί Κατάρρευση	0.030	0.49595	1.09297

Πίνακας 5.8. Όρια Σταθμών Επιτελεστικότητας

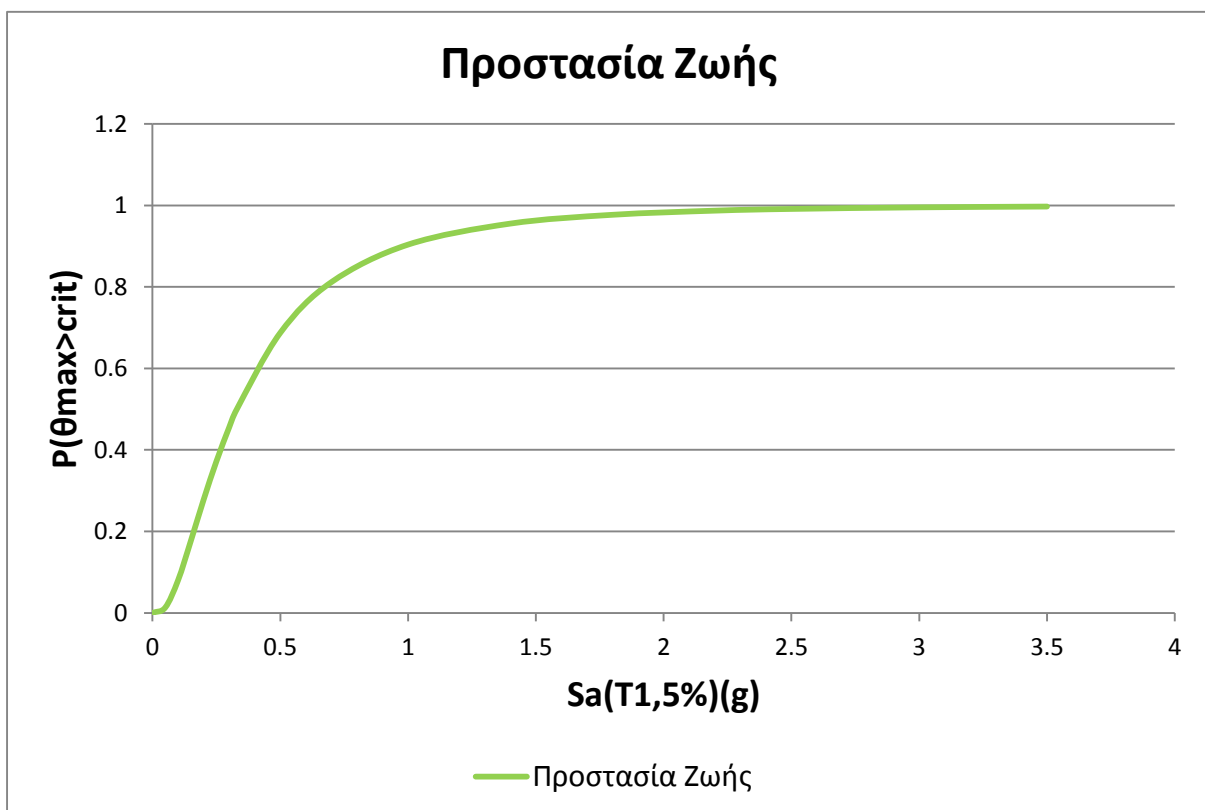
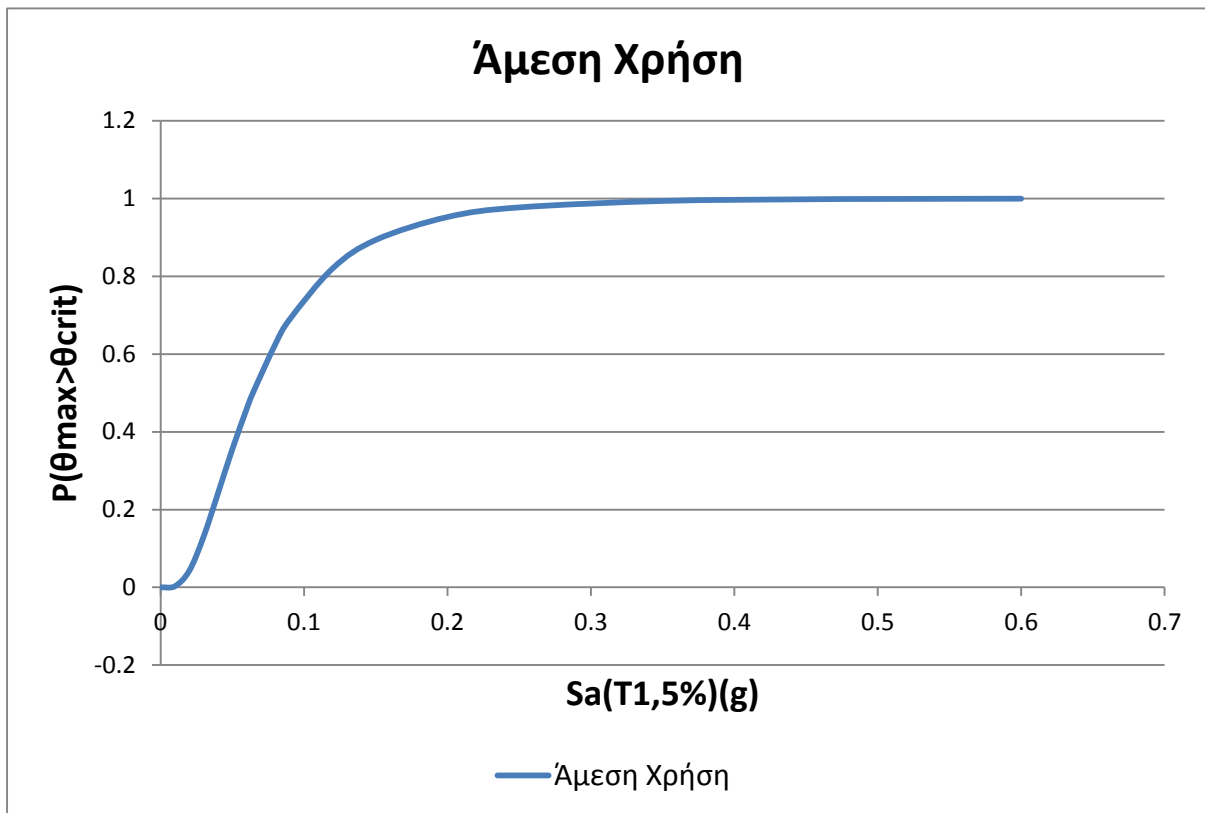
Στάθμη Επιτελεσματικότητας	Συντελεστής Κλιμάκωσης λ_{ds}
Άμεση Χρήση	0.2842
Προστασία Ζωής	1.4586
Οιονεί Κατάρρευση	4.830

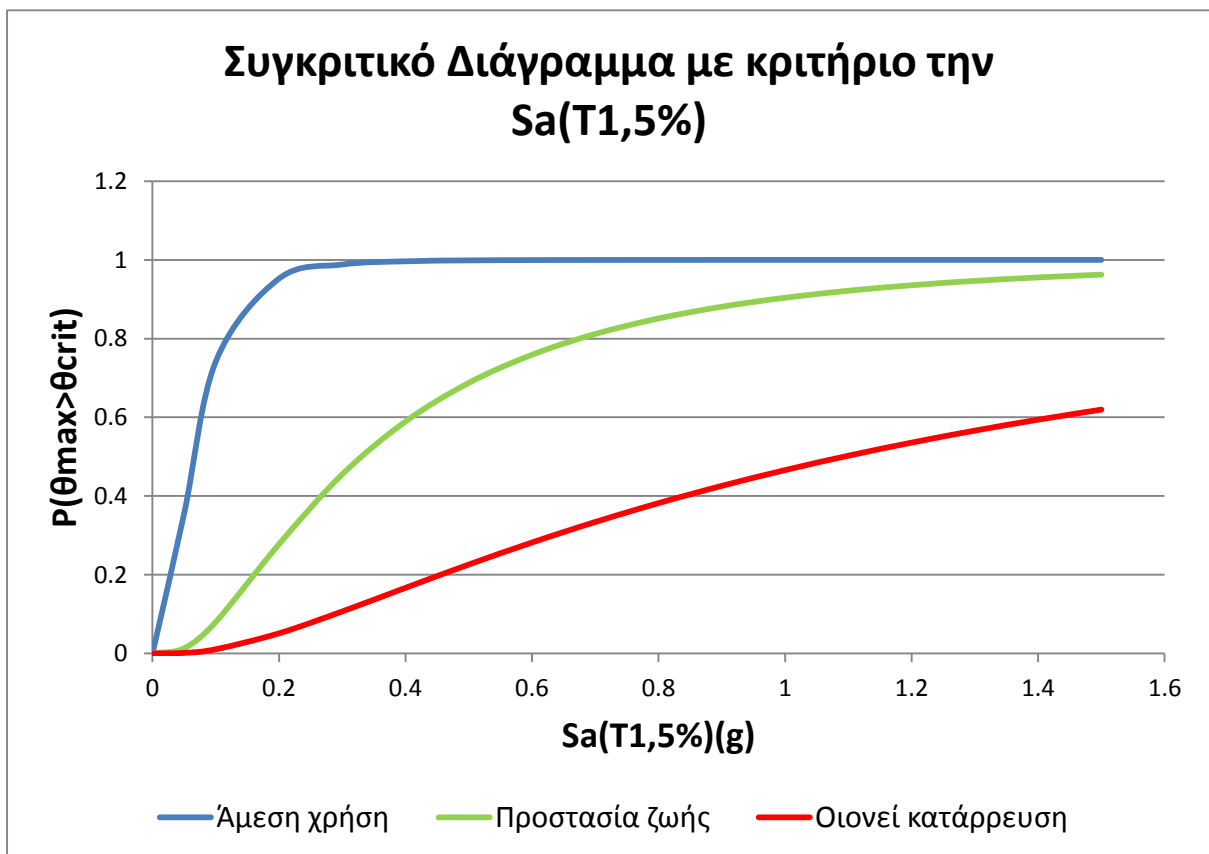
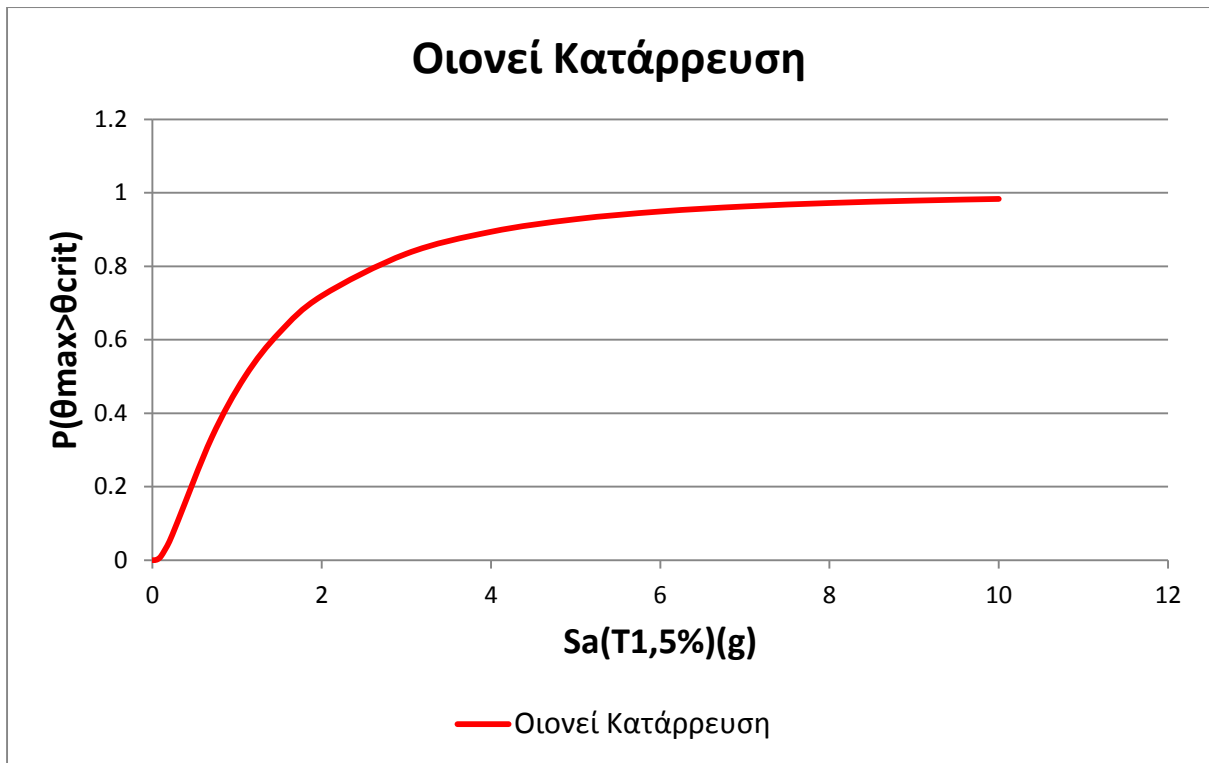
Πίνακας 5.9. Συντελεστής Κλιμάκωσης Ελαστικού Φάσματος

Από τον πίνακα 5.9. προκύπτει το παρακάτω σχήμα με τις κλιμακώσεις του ελαστικού φάσματος ανάλογα με τη στάθμη επιτελεσματικότητας.



5.5.3.1. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο τη Φασματική Επιτάχυνση της Πρώτης Ιδιομορφής και Απόσβεση $\xi=5\%$

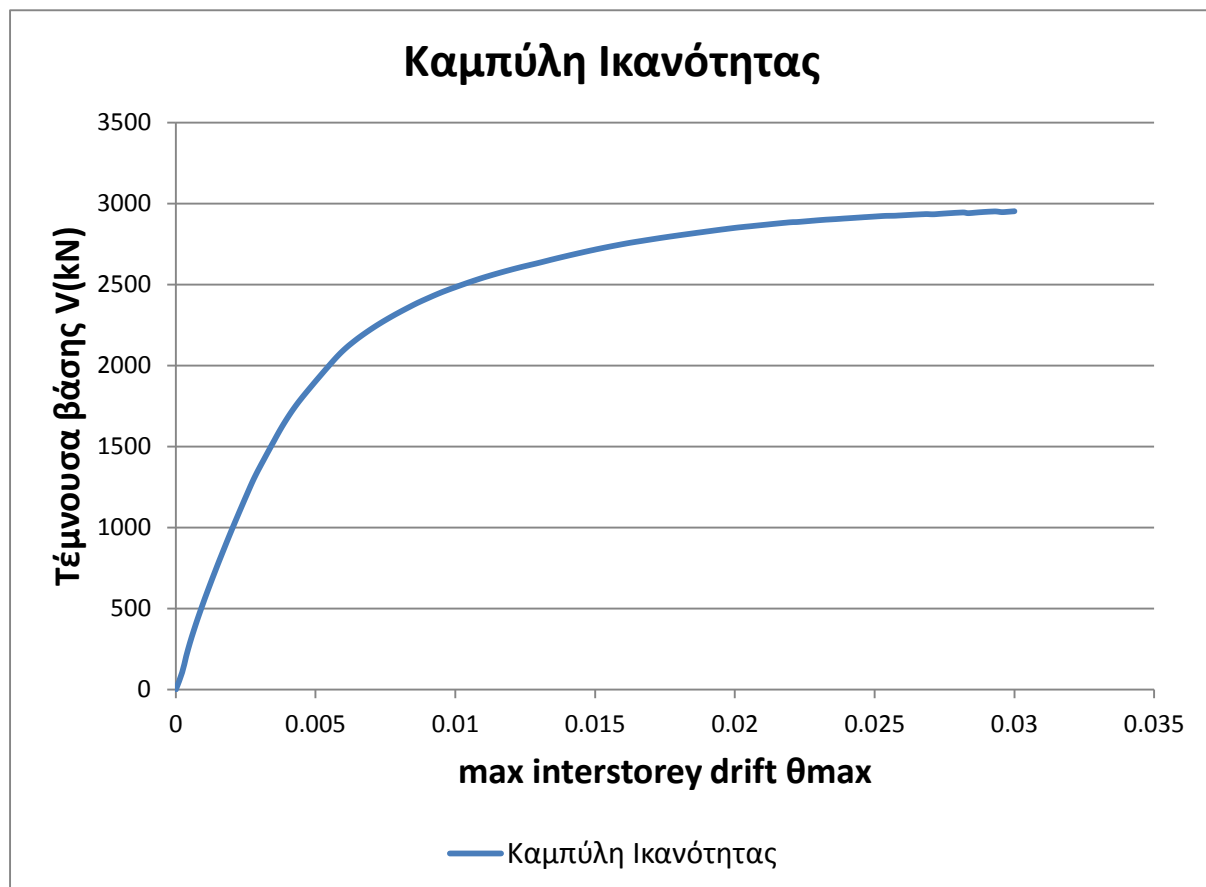




Και σε αυτή την περίπτωση οδηγούμαστε στο αναμενόμενο συμπέρασμα ότι όσο η στάθμη επιτελεστικότητας (επίπεδο βλάβης) γίνεται δυσμενέστερη τόσο μικραίνει η πιθανότητα υπέρβασης του $\theta_{maxΣΕ}$.

5.5.4. Καμπύλες Τρωτότητας με βάση το Φάσμα του Ευρωκώδικα και τη Μέθοδο των Συντελεστών κατά τη διεύθυνση Z

Αντίστοιχα και εδώ ακολουθείται η ίδια διαδικασία που περιγράφηκε παραπάνω και εφαρμόστηκε κατά τη διεύθυνση X. Αρχικά από το κεφάλαιο 3 και συγκεκριμένα από την παράγραφο 3.3. παίρνουμε την καμπύλη ικανότητας καθώς και την ιδεατή διγραμμική καμπύλη για τη διεύθυνση αυτή. Στη συνέχεια, όπως και στην κατά X διεύθυνση, σχεδιάζεται το διάγραμμα τέμνουσα βάσης – μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων (θ_{max}), για κάθε βήμα της ανάλυσης, με σκοπό να αντιστοιχίσουμε τα όρια $\theta_{max,ds}$ των τριών στάθμων επιτελεστικότητας και να προκύψουν οι αντίστοιχες μετακινήσεις κορυφής $\Delta_{TOP,ds}$. Και σε αυτή την περίπτωση τα όρια $\theta_{max,ds}$ είναι ίδια με αυτά που χρησιμοποιήθηκαν στις παραπάνω περιπτώσεις.



Παρακάτω παρουσιάζονται οι πίνακες που απεικονίζουν τα συγκεντρωτικά όρια των σταθμών επιτελεστικότητας καθώς και τις τιμές του συντελεστή κλιμάκωσης του ελαστικού φάσματος.

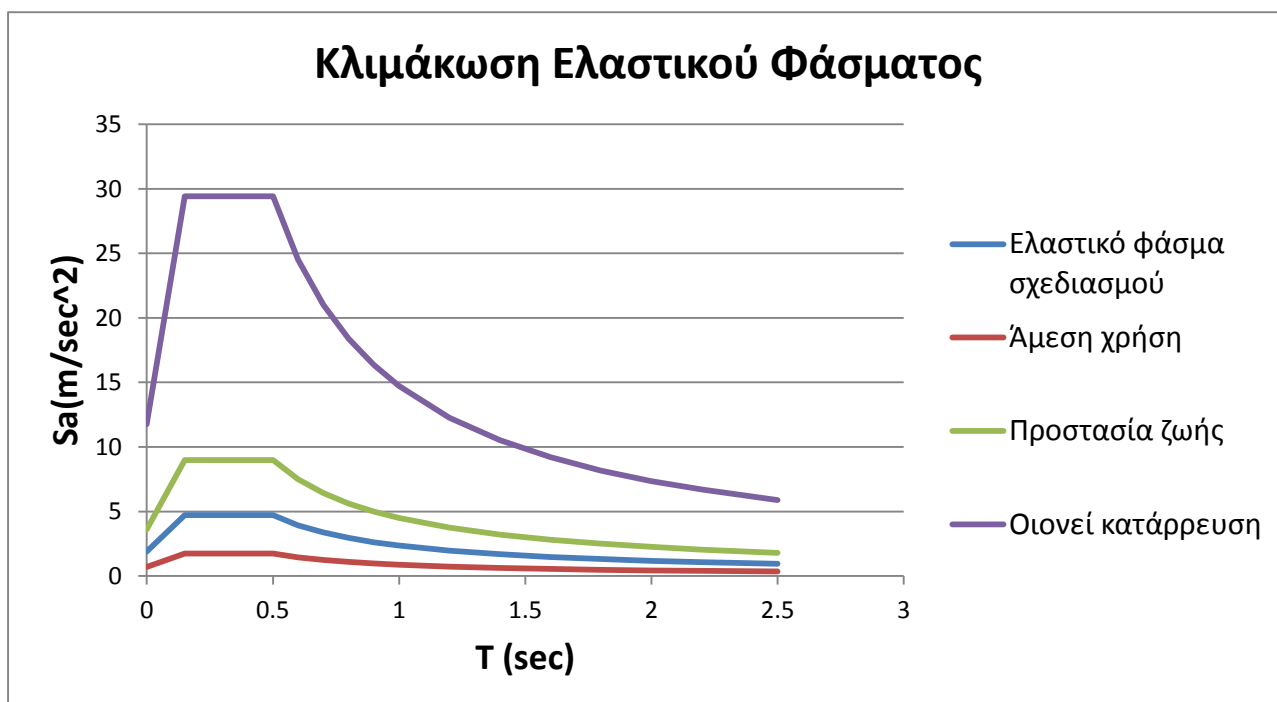
Στάθμη Επιτελεστικότητας	$\theta_{max,ds}$	$\Delta_{TOP,ds}$ (m)	$S_{a_{ds}}$ (g)
Άμεση Χρήση	0.002	0.02954	0.1325
Προστασία Ζωής	0.010	0.15274	0.685
Οιονεί Κατάρρευση	0.030	0.50	2.243

Πίνακας 5.10. Όρια Σταθμών Επιτελεστικότητας

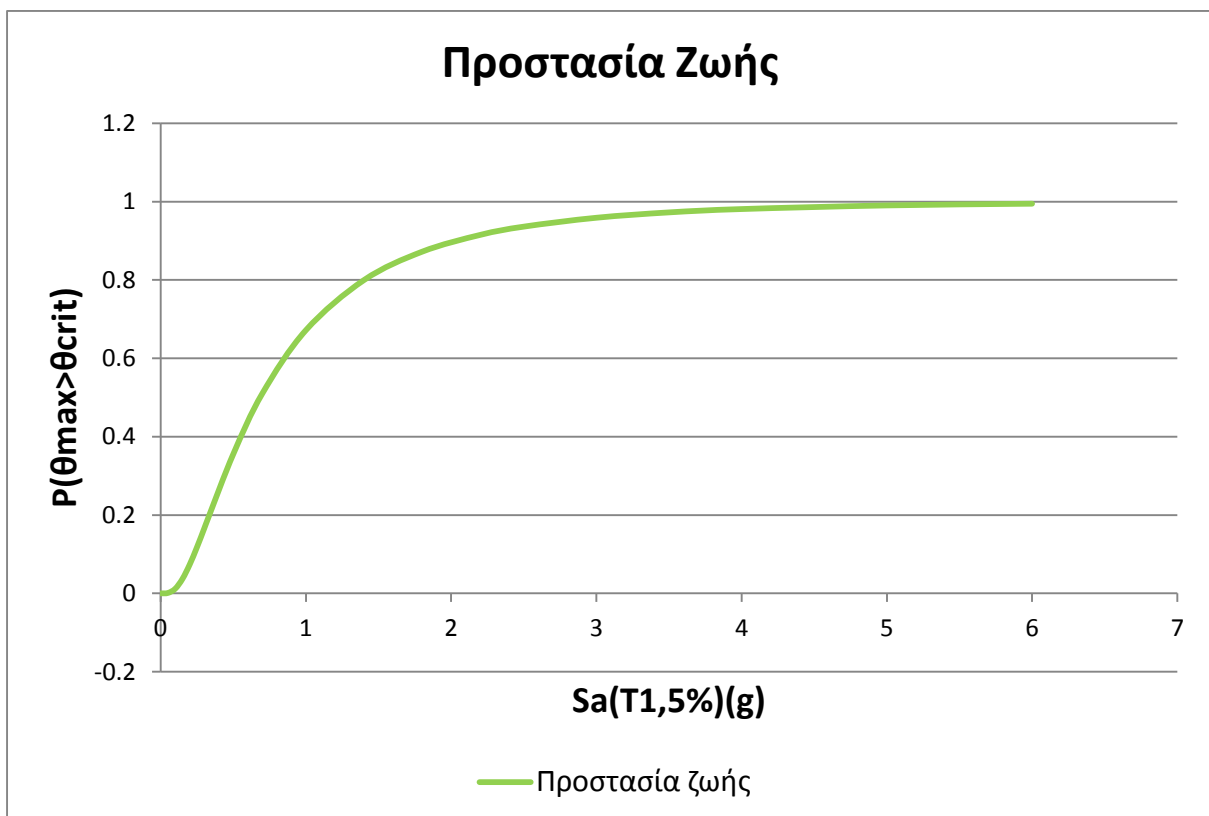
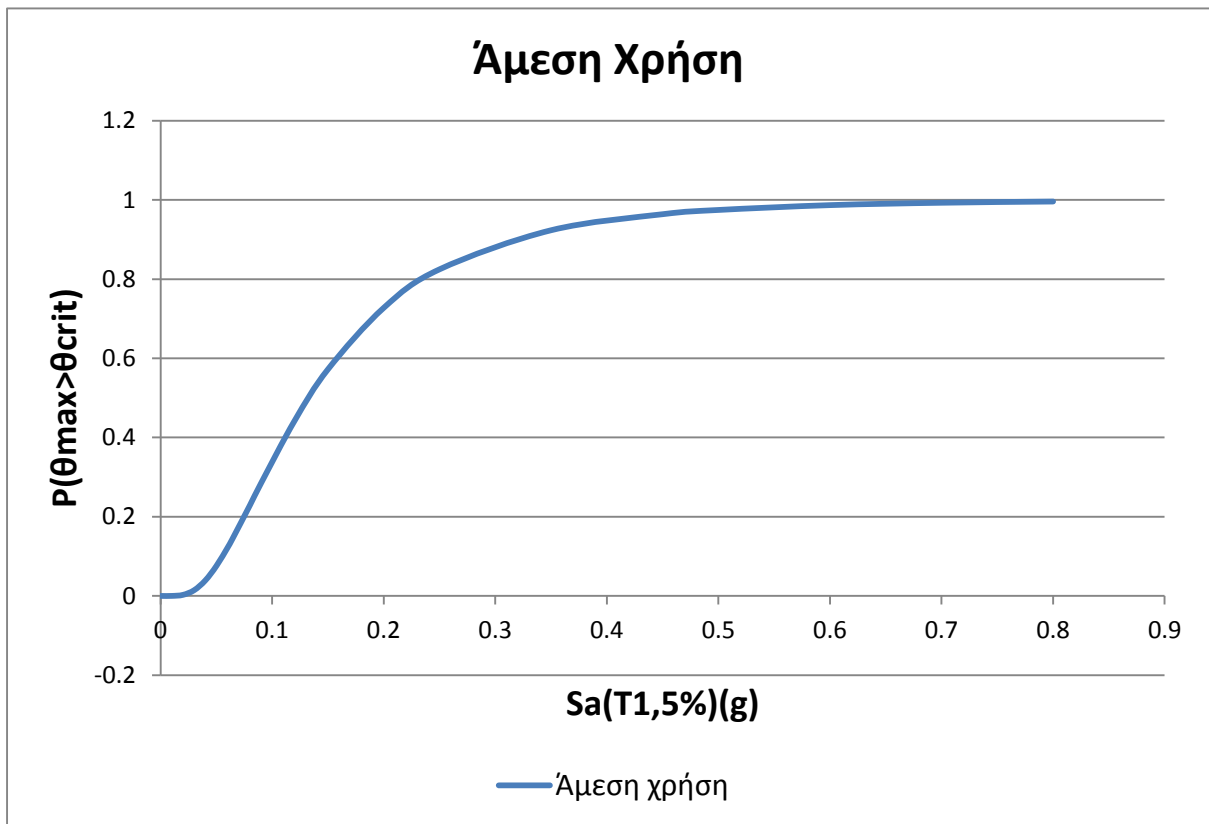
Στάθμη Επιτελεστικότητας	Συντελεστής Κλιμάκωσης λ_{ds}
Άμεση Χρήση	0.3693
Προστασία Ζωής	1.9091
Οιονεί Κατάρρευση	6.25

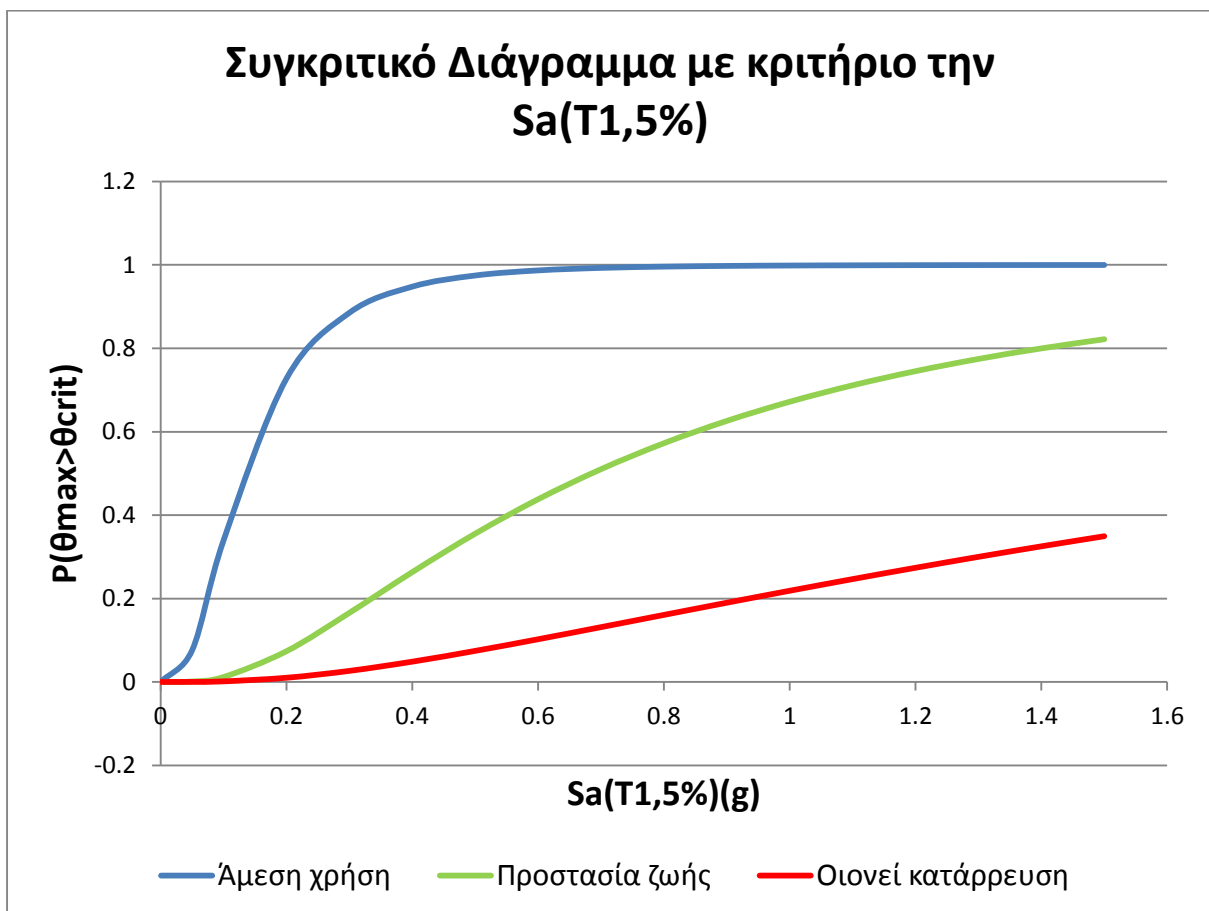
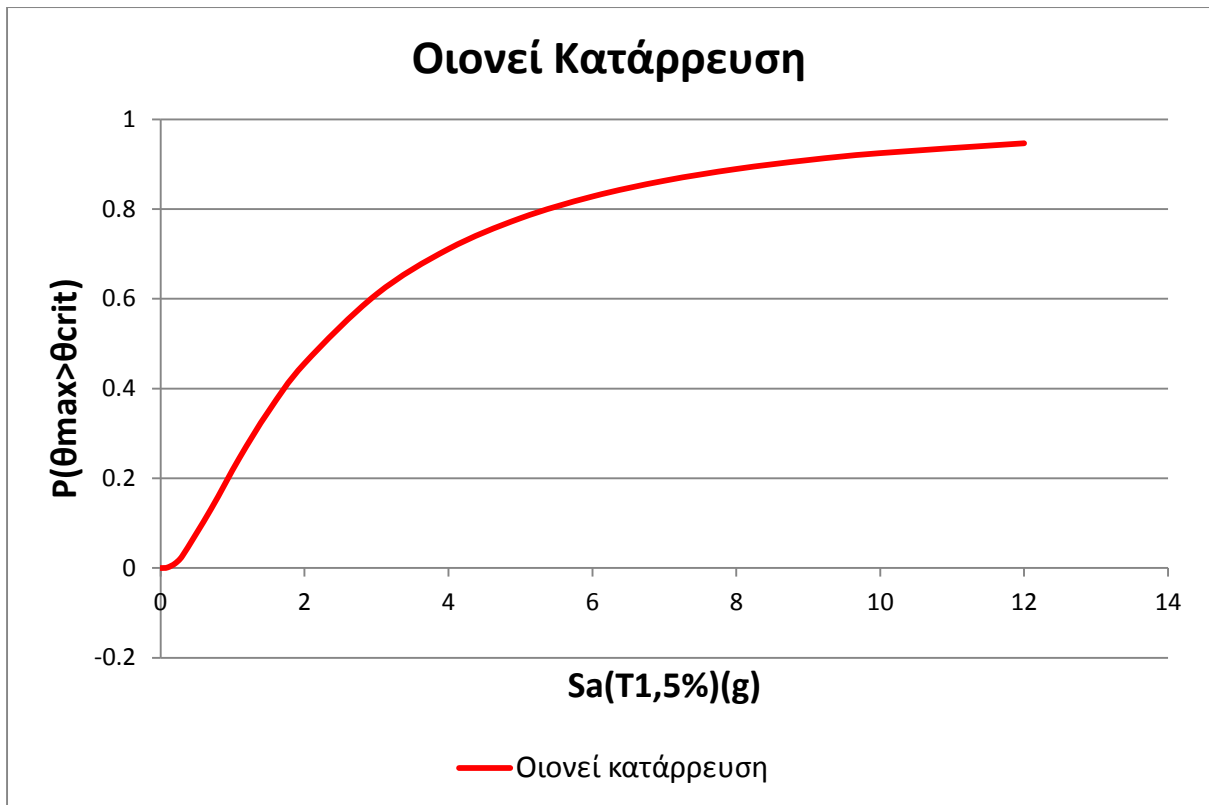
Πίνακας 5.11. Συντελεστής Κλιμάκωσης Ελαστικού Φάσματος

Από τον πίνακα 5.11. προκύπτει το παρακάτω σχήμα με τις κλιμακώσεις του ελαστικού φάσματος ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



5.5.4.1. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο τη Φασματική Επιτάχυνση της Πρώτης Ιδιομορφής και Απόσβεση $\xi=5\%$





Από τα παραπάνω διαγράμματα παρατηρούμε ότι η πιθανότητα η κατασκευή μας να υπερβεί μια στάθμη επιτελεστικότητας (στάθμη βλάβης) είναι μεγαλύτερη κατά τη διεύθυνση Χ. Αυτό θα μπορούσε να προβλεφθεί, πριν την κατασκευή των καμπύλων, από τις αντίστοιχες μέσες τιμές της φασματικής επιτάχυνσης για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας για τις δύο διευθύνσεις. Όπου προκύπτει ότι κατά τη διεύθυνση Ζ οι τιμές αυτές είναι μεγαλύτερες.

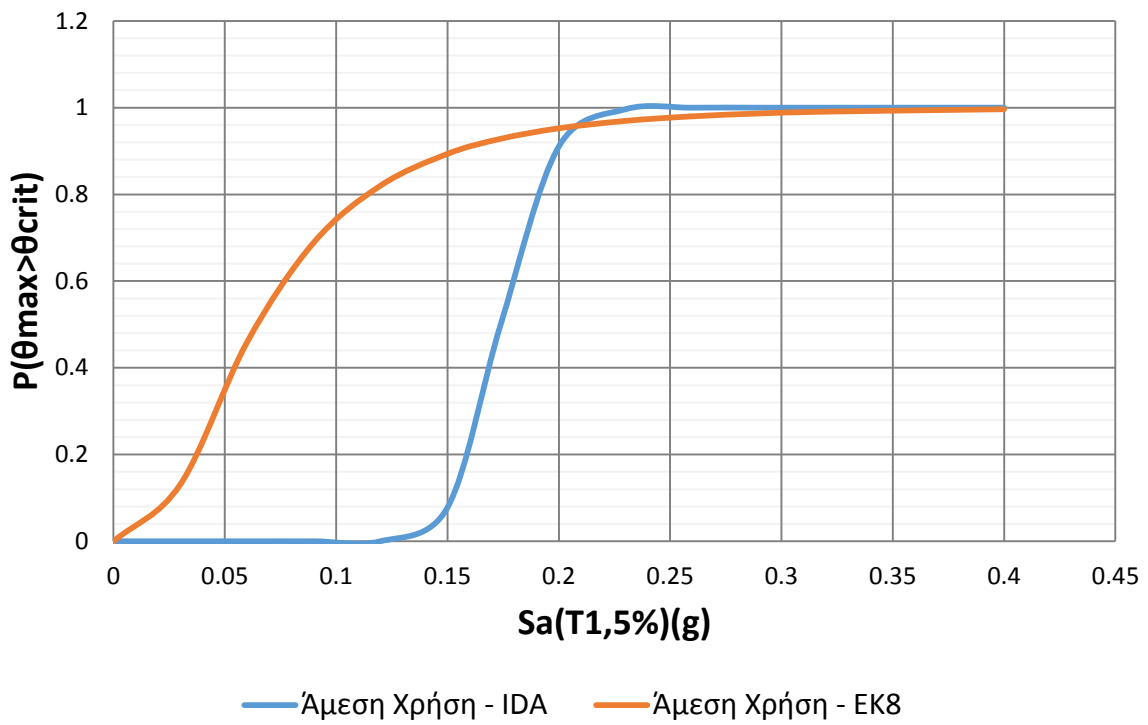
5.6. Σύγκριση Καμπύλων Τρωτότητας από τη Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση και τον Ευρωκώδικα 8

Όπως παρουσιάστηκε παραπάνω είναι δυνατή η κατασκευή καμπύλων τρωτότητας τόσο με βάση τη Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση όσο και μέσω της χρήσης Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης. Επιπλέον για να μπορέσουμε να έχουμε τη δυνατότητα σύγκρισης των καμπύλων τρωτότητας που προκύπτουν από τις δύο αυτές αναλύσεις, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, επιλέχθηκαν για την κατασκευή τους τα ίδια όρια $\theta_{max,ds}$ για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Στο σημείο αυτό θα πρέπει να αναφέρουμε ότι η σύγκριση έγινε ανάμεσα στις καμπύλες που προέκυψαν με βάση τη Στατική Ανελαστική Ανάλυση κατά τη διεύθυνση Χ (παράγραφος 5.5.3.1.) και τις καμπύλες με βάση την IDA (παράγραφος 5.4.1.). Και αυτό γιατί στην παρούσα διπλωματική εργασία η Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση εφαρμόστηκε μόνο κατά αυτήν την διεύθυνση.

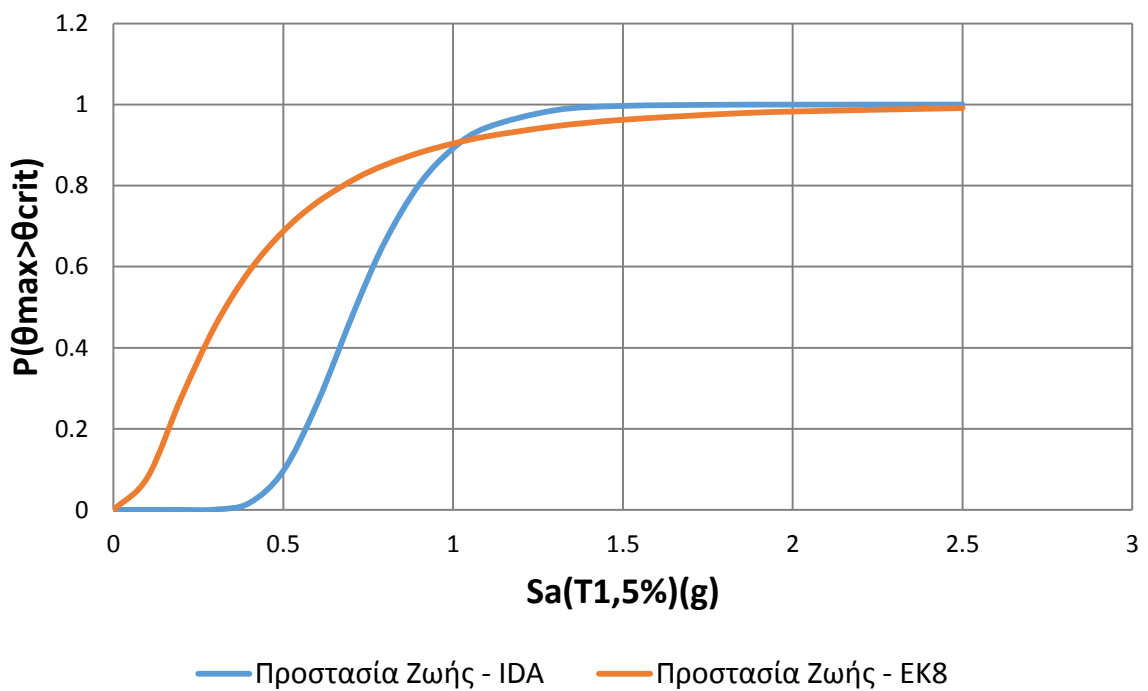
Αρχικά θα πρέπει να αναφέρουμε κάποια χαρακτηριστικά των καμπύλων τρωτότητας που επηρεάζουν τη μορφή τους. Ένα από αυτά είναι η θέση του κέντρου μιας καμπύλης τρωτότητας η οποία προσδιορίζεται από την εκάστοτε υπολογισθείσα μέση τιμή της παραμέτρου της σεισμικής κίνησης που έχει επιλεγεί για την κατασκευή της καμπύλης. Επιπλέον, για δεδομένη μέση τιμή η τυπική απόκλιση που προκύπτει καθορίζει την κλίση της καμπύλης τρωτότητας. Συγκεκριμένα όσο μεγαλύτερη είναι η τυπική απόκλιση τόσο μικρότερη είναι η κλίση της καμπύλης.

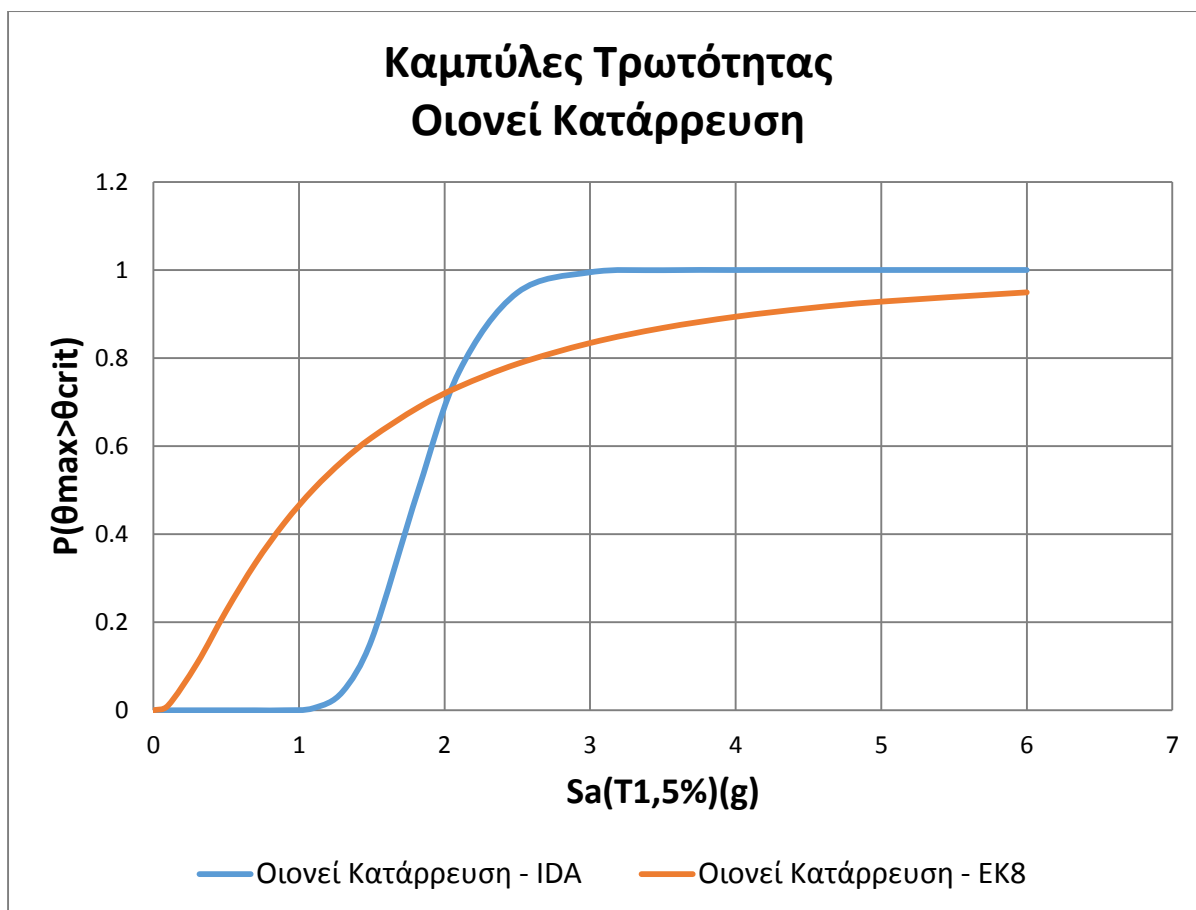
Παρακάτω παρουσιάζονται τα συγκριτικά διαγράμματα από τις δύο αναλύσεις και για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας.

Καμπύλες Τρωτότητας Άμεση Χρήση



Καμπύλες Τρωτότητας Προστασία Ζωής





Από τα παραπάνω διαγράμματα μπορούμε να παρατηρήσουμε τα εξής: Αρχικά, οι καμπύλες τρωτότητας με βάση τη Στατική Ανελαστική Ανάλυση παρουσιάζουν μεγάλη πιθανότητα υπέρβασης του ορίου του μέτρου βλάβης για μικρές τιμές της παραμέτρου της σεισμικής κίνησης και για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας. Αντίθετα οι καμπύλες τρωτότητας με βάση τη Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση για τις ίδιες τιμές της παραμέτρου παρουσιάζουν μηδενική πιθανότητα υπέρβασης. Στη συνέχεια στις καμπύλες με βάση την IDA διαπιστώνουμε ότι όσο αυξάνεται η τιμή της παραμέτρου της εδαφικής κίνησης παρατηρείται μια απότομη αύξηση της πιθανότητας υπέρβασης της εκάστοτε στάθμης βλάβης. Η αύξηση της πιθανότητας αυτής είναι τόσο μεγάλη που ξεπερνάει την αντίστοιχη πιθανότητα από τις καμπύλες τρωτότητας με βάση τη Στατική Ανελαστική Ανάλυση. Για παράδειγμα ας πάρουμε τις καμπύλες τρωτότητας για τη στάθμη επιτελεστικότητας οιονεί κατάρρευση. Παρατηρούμε ότι για μια τιμή της φασματικής επιτάχυνσης περίπου στο 1,1g η πιθανότητα υπέρβασης του $\theta_{max,ds}$ με βάση τη Στατική Ανελαστική Ανάλυση είναι γύρω στο 50% ενώ με βάση την IDA είναι μηδενική. Αυξάνοντας τώρα τη φασματική επιτάχυνση στα 3g η πιθανότητα υπέρβασης του

$\theta_{\max,ds}$ με βάση την IDA φτάνει στο 100% ενώ με βάση τη Στατική Ανελαστική Ανάλυση περίπου στο 83%.

Γίνεται λοιπόν εμφανές ότι οι καμπύλες τρωτότητας που προκύπτουν από την Στατική Ανελαστική Ανάλυση και τη Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση παρουσιάζουν σημαντικές διαφορές στα αποτελέσματά τους. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι κατά την κατασκευή των καμπύλων τρωτότητας με βάση τις δύο αυτές αναλύσεις οδηγούμαστε σε διαφορετικές τιμές της μέσης τιμής και της τυπικής απόκλισης για την ίδια στάθμη επιτελεστικότητας (πίνακας 5.4., πίνακας 5.7 και πίνακας 5.8). Παράγοντες που όπως αναφέραμε παραπάνω επηρεάζουν σημαντικά τη μορφή των καμπύλων τρωτότητας. Επιπλέον οι καμπύλες που έχουν κατασκευαστεί με βάση την IDA έχουν προκύψει από ένα συγκεκριμένο δείγμα σεισμικών καταγραφών. Οπότε γίνεται άμεσα αντιληπτό ότι εάν αλλάξουμε το δείγμα θα οδηγηθούμε σε διαφορετικές καμπύλες τρωτότητας με βάση αυτή τη μέθοδο και κατ' επέκταση στην εξαγωγή διαφορετικών συμπερασμάτων κατά τη σύγκριση τους με τις καμπύλες από τη Στατική Ανελαστική Ανάλυση.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν η αποτίμηση ενός υφιστάμενου εξώροφου (6) κτιρίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Προς την κατεύθυνση αυτή, το κτίριο υποβλήθηκε σε στατική υπερωθητική ανάλυση κατά τη διαμήκη και κατά την εγκάρσια διεύθυνση του και σε δυναμικές προσοαυξητικές αναλύσεις (IDA), κλιμακώνοντας είκοσι (20) σεισμικές καταγραφές, μόνο κατά τη διαμήκη διεύθυνση. Τέλος, έγινε ανάλυση της τρωτότητας της κατασκευής, εξάγοντας τις καμπύλες τρωτότητας που προέκυψαν από τα αποτελέσματα των παραπάνω στατικών και δυναμικών αναλύσεων. Ως μέτρο βλάβης για τον έλεγχο της συμπεριφοράς της κατασκευής επιλέχθηκε η ανηγμένη πλευρική μετακίνηση των ορόφων (drift). Τα συμπεράσματα τώρα στα οποία οδηγηθήκαμε από την εφαρμογή των παραπάνω αναλύσεων παρουσιάζονται στη συνέχεια.

Κατά την εκτέλεση της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης, εφαρμόζοντας τριγωνική πλευρική φόρτιση τόσο κατά τη διαμήκη όσο και κατά την εγκάρσια διεύθυνση, γίνεται αντιληπτό από τα διαγράμματα των παραγράφων 3.2.4 και 3.3.2. ότι η κατασκευή παρουσιάζει σε κάθε βήμα των αναλύσεων τα μεγαλύτερα drift στον τέταρτο (4) όροφο. Παράλληλα, από τα προφίλ των μετακινήσεων καθ' ύψος που απεικονίζονται στις παραγράφους 3.2.5 και 3.3.3 για κάποια στιγμιότυπα των αναλύσεων, παρατηρούμε ότι για κάθε στιγμιότυπο η αύξηση της μετακίνησης από όροφο σε όροφο είναι σχεδόν γραμμική. Ωστόσο, εδώ θα πρέπει να αναφέρουμε ότι η ανάλυση αυτή έχει αναπτυχθεί με βάση τη θεώρηση επίπεδων συστημάτων και η εφαρμογή της σε χωρικά συστήματα δημιουργεί μια σειρά ερωτημάτων. Ταυτόχρονα τα αποτελέσματα της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από τη μορφή του προφίλ των οριζόντιων σεισμικών φορτίων που επιβάλλονται.

Κατά την εκτέλεση των δυναμικών προσοαυξητικών αναλύσεων (IDA), όπου ως μέτρο έντασης (IM) επιλέχθηκε η ελαστική φασματική επιτάχυνση για την πρώτη ιδιοπερίοδο της κατασκευής και απόσβεση $\xi=5\%$ παίρνοντας τιμές από 0.1g έως 2.1g με βήμα 0.1g, οδηγηθήκαμε στα εξής συμπεράσματα. Αρχικά, από το διάγραμμα της παραγράφου 4.5.2 όπου απεικονίζονται και οι είκοσι (20) καμπύλες IDA των σεισμικών καταγραφών που επιλέχθηκαν, διαπιστώνουμε ότι για την πλειοψηφία των καταγραφών αυτών η κατασκευή παρουσιάζει καλή συμπεριφορά ακόμα και για πολύ υψηλές τιμές του μέτρου έντασης (IM). Συγκεκριμένα, αν υποθέσουμε ότι για τη

στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση αντιστοιχεί μια τιμή του drift γύρω στο 3%, η κατασκευή για να οδηγηθεί σε υπέρβαση αυτού του drift απαιτούνται τιμές του μέτρου έντασης (IM) μεγαλύτερες από 1.6g, τιμές που είναι σχεδόν αδύνατον να παρουσιάσει η κατασκευή στη διάρκεια ζωής της. Ωστόσο, υπάρχουν δύο (2) καταγραφές αυτή του σεισμού Loma Prieta από το σταθμό Gilroy Array#3 (090) καθώς και του σεισμού Superstition Hills από το σταθμό Wildlife Liquefaction Array (090) όπου η κατασκευή αρχίζει από “μικρές” κλιμακώσεις να επιταχύνει απότομα προς μεγάλες τιμές του μέτρου βλάβης (DM) μέχρι την τελική κατάρρευση. Σε σύγκριση λοιπόν με τα παραπάνω η κατασκευή για αυτές τις καταγραφές φτάνει να υπερβαίνει την τιμή του 3% του drift για μεγέθη του μέτρου έντασης (IM) γύρω στο 1g. Το γεγονός ότι οι καμπύλες που αντιστοιχούν στις δύο αυτές καταγραφές παρουσιάζουν μια απότομη «χαλάρωση» μετά τη διαρροή της κατασκευής σε αντίθεση με τις καμπύλες των υπόλοιπων καταγραφών που παρουσιάζουν μεγαλύτερη «κράτυνση», οφείλεται όχι μόνο στην ένταση των επιταχυνσιογραφημάτων αλλά στη μορφή και στο χρόνο που αυτά ακολουθούν. Αποτέλεσμα της ίδιας αιτίας αποτελεί και το γεγονός ότι για τους σεισμούς που επιλέχθηκαν για περαιτέρω ανάλυση, από τα διαγράμματα της παραγράφου 4.5.4 προκύπτει ότι το μέγιστο drift από κλιμάκωση σε κλιμάκωση παρουσιάζεται σε διαφορετικό όροφο και συγκεκριμένα μεταξύ του τρίτου (3), τέταρτου (4), πέμπτου (5) και έκτου (6) ορόφου. Πιο αναλυτικά αυτό οφείλεται στο ότι από κλιμάκωση σε κλιμάκωση το εκάστοτε επιταχυνσιογράφημα μεγεθύνεται, έτσι ασθενείς κύκλοι απόκρισης νωρίς στη χρονοϊστορία γίνονται αρκετά ισχυροί, ώστε να προκαλέσουν βλάβη (διαρροή), αλλάζοντας έτσι τις ιδιότητες της κατασκευής για τους επόμενους, ισχυρότερους κύκλους.

Κατά την ανάλυση της τρωτότητας της κατασκευής, όπου επιλέχθηκαν οι τιμές 0.002, 0.010 και 0.03 ως όρια των drift για τις στάθμες επιτελεστικότητας Άμεση Χρήση, Προστασία Ζωής και Οιονεί Κατάρρευση καταλήξαμε στα εξής συμπεράσματα. Αρχικά από τις καμπύλες τρωτότητας που προκύπτουν από τα αποτελέσματα των Δυναμικών Προσαυξητικών Αναλύσεων κατά τη διαμήκη διεύθυνση, διαπιστώνουμε ότι η πιθανότητα υπέρβασης του $\theta_{\max\Sigma E}$ που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση παρουσιάζει μηδενικές έως πολύ μικρές τιμές ακόμα και για υψηλές τιμές του μέτρου έντασης (IM). Το γεγονός αυτό υποδηλώνει την καλή συμπεριφορά της κατασκευής για το συγκεκριμένο δείγμα σεισμικών καταγραφών που έχει επιλεχθεί. Παράλληλα από τις καμπύλες τρωτότητας

που προκύπτουν με βάση τον Ευρωκώδικα 8 για τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση, παρατηρούμε ότι η πιθανότητα η κατασκευή μας να υπερβεί μια στάθμη επιτελεστικότητας είναι μεγαλύτερη κατά τη διαμήκη διεύθυνση. Συγκρίνοντας τώρα τις καμπύλες τρωτότητας που προκύπτουν από τις δύο παραπάνω μεθόδους κατά τη διαμήκη διεύθυνση, όπως αναλυτικά έχουμε αναπτύξει στην παράγραφο 5.6, διαπιστώνουμε σημαντικές διαφορές στα αποτελέσματά τους. Αυτό οφείλεται στο ότι κάθε μέθοδος οδηγεί σε διαφορετικές τιμές της μέσης τιμής και της τυπικής απόκλισης για την ίδια στάθμη επιτελεστικότητας. Επιπλέον οι καμπύλες τρωτότητας με βάση την IDA προκύπτουν για το συγκεκριμένο δείγμα σεισμικών καταγραφών, αλλάζοντας το δείγμα θα οδηγηθούμε σε διαφορετικές καμπύλες με αυτή τη μέθοδο.

Συμπερασματικά, για έναν ικανοποιητικό αριθμό σεισμικών καταγραφών με διαφορετικά χαρακτηριστικά ως προς την ένταση, το χρόνο και τη μορφή των επιταχυνσιογραφημάτων τους, η κατασκευή παρουσιάζει μια αρκετά καλή συμπεριφορά ακόμα και για υψηλές κλιμακώσεις αυτών. Ωστόσο για πληρέστερο έλεγχο θα μπορούσαν να υιοθετηθούν και άλλα μέτρα βλάβης, όπως οι πλαστικές στροφές που παρουσιάζουν τα μέλη της κατασκευής κατά τη διεξαγωγή των αναλύσεων. Παράλληλα καλό θα ήταν και η διεξαγωγή δυναμικής προσομοιωτικής ανάλυσης και κατά την εγκάρσια διεύθυνση καθώς και στατικές και δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις ταυτοχρόνως και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ), “Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)”, Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο, Αθήνα, 2012.
2. Γιάννης Ν. Ψυχάρης, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας, Αθήνα, 2010.
3. ANIL K. CHOPRA, Δυναμική των Κατασκευών, 3^η έκδοση, Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα, 2007.
4. European Committee for Standardization (CEN), Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules Seismic Actions and Rules for Buildings, EN 1998-1, Brussels, 2004.
5. Εγχειρίδιο θεωρητικής τεκμηρίωσης & οδηγός χρήσης, ΡΑΦ, υπομονάδα “Υπερωθητική”, Στατική Υπερωθητική Ανάλυση με βάση τους ΕΚ8.1, ΕΚ8.3 και ΚΑΝ.ΕΠΕ.
6. Ι.Θ. Κατσικαδέλης, Δυναμική των Κατασκευών – ΤΟΜΟΣ Ι & ΙΙ, Αθήνα, 2007.
7. Μ. Παπαδρακάκης, Πλαστική Ανάλυση Ραβδωτών Φορέων, Σύγχρονες Μέθοδοι (Μέρος ΙΙ), Αθήνα, 2003.
8. Τάσιος Θ., Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων, Αθήνα, 2012.
9. Dimitrios Vamvatsikos and C.Allin Cornell, Incremental Dynamic Analysis, 2002.
10. Dimitrios Vamvatsikos and Michalis Fragiadakis, Incremental Dynamic Analysis for Estimating Seismic Performance Sensitivity and Uncertainty, 2002.
11. Pacific Earthquake Research Center, PEER Ground Motion Database.

12. Pacific Earthquake Research Center, Open System for Earthquake Engineering Simulation – OpenSEES.
13. Seismosoft 2013, SeismoSignal – A computer program for signal processing of time – histories, available from URL: www.seismosoft.com
14. FEMA (2003), HAZUS-MH MR1, Technical Manual, Washington (DC).
15. Ανδρέας Ι. Κάππος & Γεώργιος Παναγόπουλος, Υπολογισμός Καμπύλων Τρωτότητας για Ελληνικά Κτίρια από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, 15^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη, 2006.
16. Α.Ι. Καραμπίνης & Α.Κ. Ελευθεριάδου, Αναλυτική Αποτίμηση της Σεισμικής Τρωτότητας Κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, 15^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη, 2006.
17. R. Park and T. Paulay, Reinforced Concrete Structures, 1975, J. Wiley, 800pp