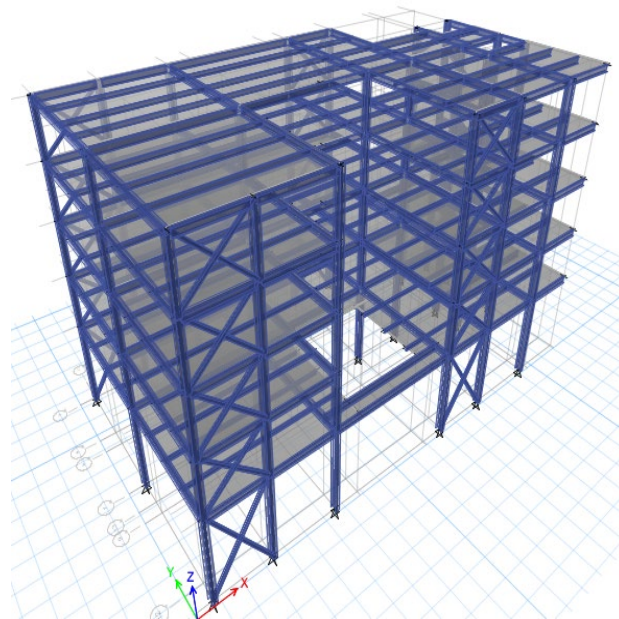




Αποτίμηση σεισμικών απωλειών σε 5-όροφο μεταλλικό κτίριο γραφείων στην Αθήνα



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κυριάκος Α. Λουράντος
Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Ιούλιος 2019

ΕΜΚ ΜΕ 2019/5

Λουράντος Κ. Α. (2019).
Αποτίμηση σεισμικών απωλειών σε 5-όροφο μεταλλικό κτίριο γραφείων στην Αθήνα
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2019/5
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Lourantos K. A..
Seismic loss assessment for a 5-storey steel office building in Athens
Postgraduate Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2019/5
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	2
Abstract	3
Ευχαριστίες	4
1 Εισαγωγή	5
1.1 Ιστορική αναδρομή.....	5
1.2 Σχεδιασμός με βάση την επιτελεστικότητα	5
2 Περιγραφή και σχεδιασμός κτιρίου.....	7
2.1 Γενικά.....	7
2.2 Περιγραφή Φέροντος Οργανισμού.....	7
2.3 Προσομοίωση Φέροντος Οργανισμού.....	8
2.3.1 Υλικά κατασκευής.....	9
2.3.2 Δράσεις-φορτία κατασκευής.....	9
2.4 Διαστασιολόγηση	11
2.4.1 Έλεγχος για τα κατακόρυφα φορτία.....	11
2.4.2 Έλεγχος Βελών.....	12
2.4.3 Διαστασιολόγηση Χαλυβδόφυλλου.....	13
2.4.4 Έλεγχος για τον Σεισμικό Συνδυασμό.....	14
2.4.5 Τελικώς Χρησιμοποιούμενες Διατομές.....	17
3 Αποτίμηση κατασκευής (ανελαστική στατική ανάλυση)	19
3.1 Εισαγωγή	19
3.2 Ανάλυση κατά διεύθυνση Y	19
3.2.1 Μη γραμμική στατική ανάλυση	19
3.2.2 Καμπύλες Σεισμικής Τρωτότητας	21
3.2.3 Καμπύλες Σεισμικής Επικινδυνότητας.....	23
3.2.4 Υπολογισμός Μέσης Ετήσιας Συχνότητας.....	24
3.3 Ανάλυση κατά διεύθυνση X	27
3.3.1 Pushover.....	27
3.3.2 Καμπύλες Σεισμικής Τρωτότητας	29
3.3.3 Καμπύλες Σεισμικής Επικινδυνότητας.....	30
3.3.4 Υπολογισμός Μέσης Ετήσιας Συχνότητας.....	31
4 Εκτίμηση απωλειών κατά FEMA P-58	34
4.1 Εισαγωγή	34
4.2 Ανάλυση χρονοϊστορίας	34
4.3 Εισαγωγή δεδομένων στο PACT	38
4.3.1 Εισαγωγή δεδομένων κτιρίου.....	38
4.3.2 Ορισμός επιμέρους τμημάτων κατασκευής	39
4.3.3 Εισαγωγή αποτελεσμάτων ανάλυσης.....	41
4.3.4 Εισαγωγή καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας.....	42
4.4 Αποτελέσματα.....	43
4.4.1 Αποτίμηση κόστους επισκευής	43
4.4.2 Αποτίμηση χρόνου επισκευής.....	47
5 Συμπεράσματα	50
6 Βιβλιογραφία	51

**Αποτίμηση σεισμικών απωλειών σε 5-όροφο μεταλλικό κτίριο γραφείων
στην Αθήνα**

Λουράντος Κ.Α. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι η εκτίμηση των απωλειών ενός 5-όροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων σε μια πιθανή σεισμική διέγερση. Γίνεται, δηλαδή, μία προσπάθεια να εκτιμηθούν παράμετροι όπως το κόστος και ο χρόνος αποκατάστασης των βλαβών τόσο του φέροντος οργανισμού, αλλά και των λειτουργικών στοιχείων του κτιρίου. Τα παραπάνω θα υπολογισθούν σύμφωνα με την μέθοδο FEMA P-58.

Στο κεφάλαιο 1 παρουσιάζεται μια σύντομη ιστορική αναδρομή που αφορά την εξέλιξη των μεθόδων ανάλυσης και αποτίμησης των κατασκευών καθώς επίσης και η βασική αρχή του σχεδιασμού με βάση την επιθυμητή επιτελεστικότητα.

Στο κεφάλαιο 2 πραγματοποιείται η προσομοίωση και η ανάλυση της κατασκευής με βάση το εν ισχύει κανονιστικό πλαίσιο και διαστασιολογείται ο φέροντας οργανισμός.

Στο κεφάλαιο 3 πραγματοποιείται στατική ανελαστική ανάλυση στην διαστασιολογημένη κατασκευή, με χρήση δύο δισδιάστων προσομοιωμάτων (ένα για πλαισιακή λειτουργία και ένα για την διεύθυνση των χιαστί συνδέσμων), με σκοπό να εκτιμηθεί η συμπεριφορά της και οι μηχανισμοί αστοχίας. Χαράσσονται, επίσης, οι καμπύλες σεισμικής τρωτότητας.

Στο κεφάλαιο 4 πραγματοποιείται ανάλυση χρονοϊστορίας στην κατασκευή για 22 σεισμικές καταγραφές. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων χρονοϊστορίας, στατικής ανελαστικής ανάλυσης, τα σεισμικά χαρακτηριστικά της περιοχής, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και τα επιμέρους τμήματα της κατασκευής εισάγονται στο λογισμικό PACT (Performance Assessment Calculation Tool). Με την βοήθεια του λογισμικού εξάγονται αποτελέσματα για τις πιθανές απώλειες της κατασκευής σε κόστος και χρόνο αποκατάστασης, ανάλογα με την ένταση της σεισμικής δράσης στην οποία θα εκτεθεί το κτίριο.

Στο κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται συνοπτικά τα συμπεράσματα που προέκυψαν από αυτή την εργασία για το εξεταζόμενο κτίριο αλλά και για τη χρησιμότητα και το πεδίο εφαρμογής της μεθόδου FEMA P-58.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

POSTGRADUATE THESIS
EMK ME 2019/5

Seismic loss assessment for a 5-storey steel office building in Athens

Lourantos K. A. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

The purpose of this postgraduate thesis is the loss assessment of a 5-storey steel office building in a possible seismic excitation. In other words, it is an attempt to estimate parameters such as the cost and time of repairing the damage of both the load-bearing structure and the functional elements of the building. This loss assessment will be calculated according to the FEMA P-58 method.

Chapter 1 presents a brief historical review of the development of methods for analysis and evaluation of structures as well as the basic principle of Performance-Based Seismic Design (PBSD).

Chapter 2 deals with the simulation and analysis of the structure based on the current structural codes. Based on these results we proceed to structure's design.

In Chapter 3, pushover analysis is performed, using two two-dimensional simulations (frame simulation and X-brace simulation), in order to evaluate its behavior and potential failure mechanisms. The hazard curves are also plotted.

In Chapter 4, we perform time-history analysis for 22 records. The results of both time-history and pushover analysis, as long as the building's info and the regional hazard curve are imported into PACT (Performance Assessment Calculation Tool). The output is seismic loss assessment, expressed in terms of replacement cost and time for the structure to be functional again, relatively to the quake's intensity.

Chapter 5 summarizes the results of this thesis for the building in concern, but also points out the benefits and scope of the FEMA P-58 method.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Επικ. Καθηγητή κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με ένα τόσο ενδιαφέρον θέμα καθώς επίσης και για την πολύτιμη καθοδήγησή και υποστήριξη του από την πρώτη μέρα εκπόνησης αυτής της εργασίας.

1 Εισαγωγή

1.1 Ιστορική αναδρομή

Το πρόβλημα των σεισμικών δράσεων στις κατασκευές υπάρχει από την αρχή της επιστήμης του πολιτικού μηχανικού. Ο αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων μέχρι πρότινος γινόταν λαμβάνοντας τον σεισμό απλά ως μια οριζόντια φόρτιση, βάσει της οποίας πραγματοποιούνταν η διαστασιολόγηση των κατασκευών. Ωστόσο, όσο οι μέθοδοι ανάλυσης και οι κανονισμοί εξελίσσονταν, γεννήθηκε η ανάγκη αποτίμησης των υφιστάμενων κατασκευών οι οποίες είχαν διαστασιολογηθεί με παλαιότερους κανονισμούς. Ξεκίνησε έτσι μια προσπάθεια να αναπτυχθούν μέθοδοι οι οποίες μπορούν να αποτιμήσουν την σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών αυτών. Η αρχή έγινε με το ATC40 (1996) και ακολούθησε το FEMA273 (1997) οι οποίοι ήταν ένα προσχέδιο των σύγχρονων μεθόδων. Στην συνέχεια εμφανίστηκαν σε μορφή κανονισμού με το FEMA 356 (2000), πάνω στον οποίο βασίζεται και ο ελληνικός κανονισμός επεμβάσεων (KAN.ΕΠΕ. 2012), και ακολούθησαν οι βελτιωμένες εκδόσεις (FEMA440(2006) και ASCE/SEI 41-06 (2007)).

Οι νέες αυτές μέθοδοι, εκτός από τις νέες μεθόδους ανάλυσης, εισήγαγαν για πρώτη φορά την έννοια της επιτελεστικότητας των κατασκευών, την εκτίμηση δηλαδή της συμπεριφοράς τους σε ενδεχόμενη σεισμική δράση, με βάση τις μετακινήσεις και τις βλάβες που θα εμφανιστούν σε αυτές. Στις διαδικασίες αυτές, η επιτελεστικότητα εκφράζεται σε όρους διακριτών επιπέδων επιτελεστικότητας που ορίζονται ως: λειτουργικό, άμεση χρήση, προστασία ζωής και αποφυγή κατάρρευσης. Τα επίπεδα αυτά αφορούν τα δομικά στοιχεία (φέροντα οργανισμό) της κατασκευής και όχι το σύνολο της (επικαλύψεις, χωρίσματα, Η/Μ, κτλ...).

Η μέθοδος του FEMA P-58 (2012) μπορεί να εκτιμήσει την επιτελεστικότητα των κατασκευών και τις απώλειες του κτιρίου στο σύνολο της κατασκευής, καθώς επίσης και απώλειες ανθρώπινης ζωής. Δίνει έτσι μια πλήρη εικόνα για την συμπεριφορά του κτιρίου και το κόστος επισκευών στους άμεσα ενδιαφερόμενους (ιδιοκτήτες, επενδυτές, ...).

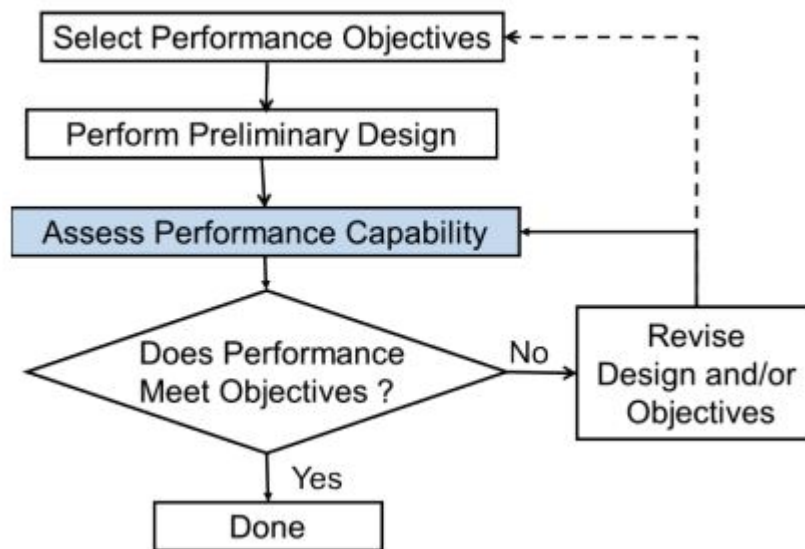
1.2 Σχεδιασμός με βάση την επιτελεστικότητα

Οι παραπάνω σύγχρονες μέθοδοι εκτός από την αποτίμηση των υφιστάμενων κατασκευών μπορούν να χρησιμοποιηθούν και για ένα κτίριο το οποίο σχεδιάζεται σήμερα. Μπορεί να γίνει δηλαδή σχεδιασμός με βάση την επιτελεστικότητα του κτιρίου ως εξής:

- i. Γίνετε επιλογή των στόχων απόδοσης, πρέπει να ξεκινήσει ο σχεδιασμός και να καθοριστεί συμπεριφορά της κατασκευής. Κατ' ελάχιστο, ο βασικός σχεδιασμός κτιρίων συμπεριλαμβάνει: την τοποθεσία και τα χαρακτηριστικά του οικοπέδου, το μέγεθος, την οργάνωση και την χρήση του κτιρίου, τον τύπο, την μορφή και την δυσκαμψία του δομικού συστήματος και, τέλος, τον τύπο, την θέση και την σύσταση των μη δομικών στοιχείων.
- ii. Πραγματοποιείται η ανάλυση και διαστασιολόγηση της κατασκευής με αρκετά υψηλό επίπεδο λεπτομερειών προκειμένου να γίνει εκτίμηση της συμπεριφοράς τους. Για τα υπάρχοντα κτίρια οι βασικές πληροφορίες είναι γνωστές, ωστόσο

- μπορεί να χρειάζεται να γίνει προκαταρκτικός σχεδιασμός για τυχόν ενισχύσεις που θα χρειαστούν.
- iii. Ελέγχεται αν η διαστασιολογημένη κατασκευή «πιάνει» τους επιθυμητούς στόχους.
 - iv. Πραγματοποιείται επαναδιαστασιολόγηση και αποτίμηση της κατασκευής μέχρι να ανταποκρίνεται στους επιθυμητούς στόχους.

Τα παραπάνω φαίνονται και στο διάγραμμα ροής (Σχήμα 1.1)



Σχήμα 1.1: Διάγραμμα ροής διαδικασίας σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα.

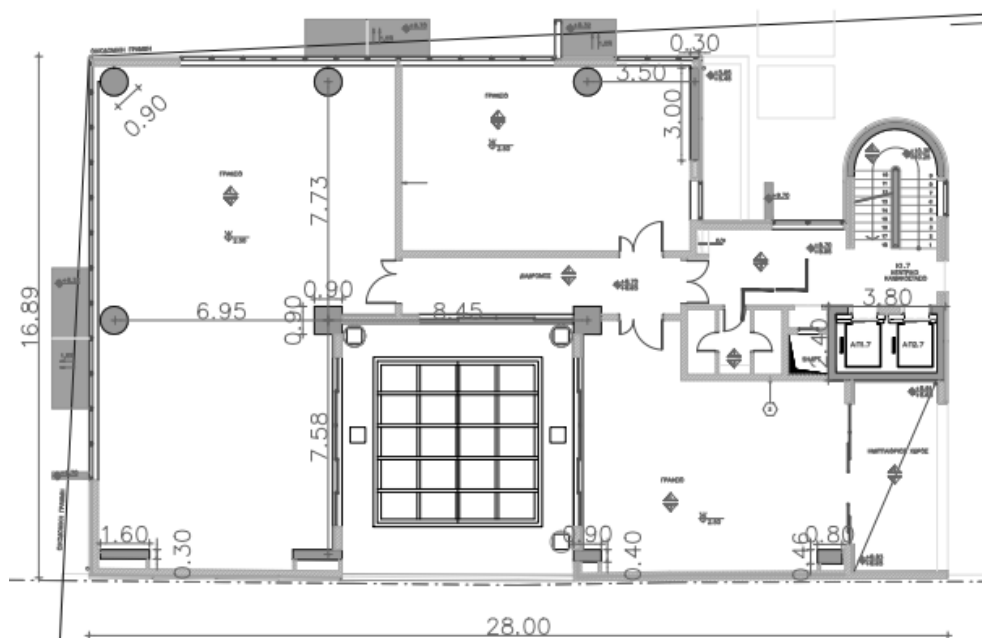
2 Περιγραφή και σχεδιασμός κτιρίου

2.1 Γενικά

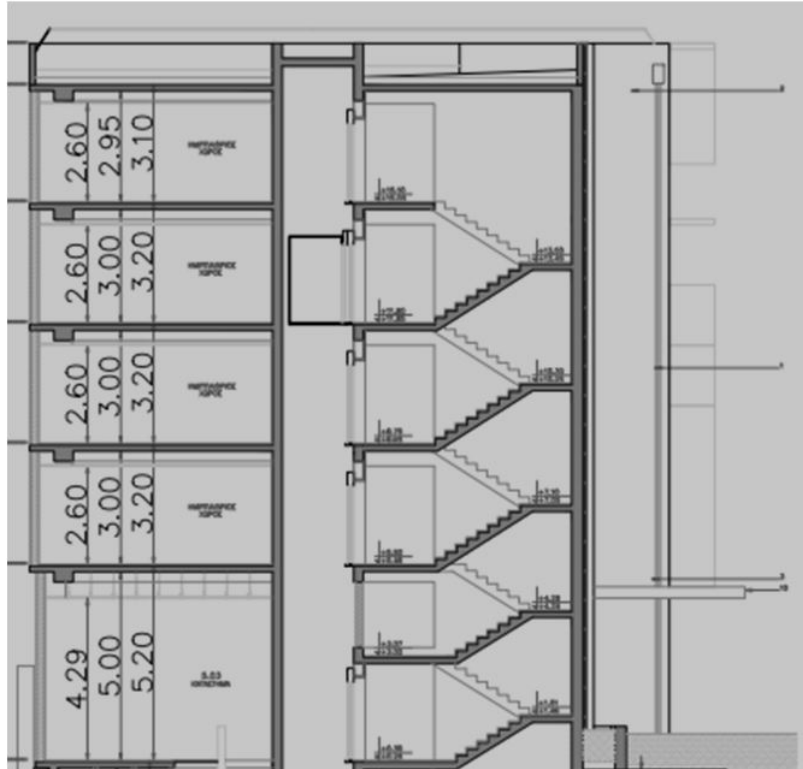
Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται το υπό μελέτη κτίριο. Πρόκειται για ένα 5-όροφο κτίριο γραφείων στο Νέο Ψυχικό συνολικής επιφάνειας 2049m². Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από γραμμικά στοιχεία δομικού χάλυβα και πλάκες σκυροδέματος. Η προσομοίωση και διαστασιολόγηση της κατασκευής θα πραγματοποιηθεί με χρήση του λογισμικού ETABS2015.

2.2 Περιγραφή Φέροντος Οργανισμού

Η διάταξη της τυπικής κάτοψης ενός ορόφου του κτιρίου είναι σχεδόν κανονική. Το ύψος του τυπικού ορόφου είναι 3.2m, ενώ το ισόγειο μόνο έχει ύψος 5.2m. Ο Φέρων Οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από στοιχεία δομικού χάλυβα και αναπτύσσεται σε ένα κάρναβο 7m x 8m. Η κάτοψη ενός τυπικού ορόφου παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.1 ενώ μία ενδεικτική τομή στο επίπεδο της σκάλας στο Σχήμα 2.2. Κατά την διαμήκη διεύθυνση το στατικό σύστημα του κτιρίου αποτελείται από τρίπτυχα μεταλλικά πλαίσια ενώ κατά την εγκάρσια διεύθυνση τα σεισμικά φορτία παραλαμβάνονται από χιαστί συνδέσμους δυσκαμνιάς. Η διαφραγματική λειτουργία στις στάθμες των ορόφων εξασφαλίζεται από την πλάκα σκυροδέματος.



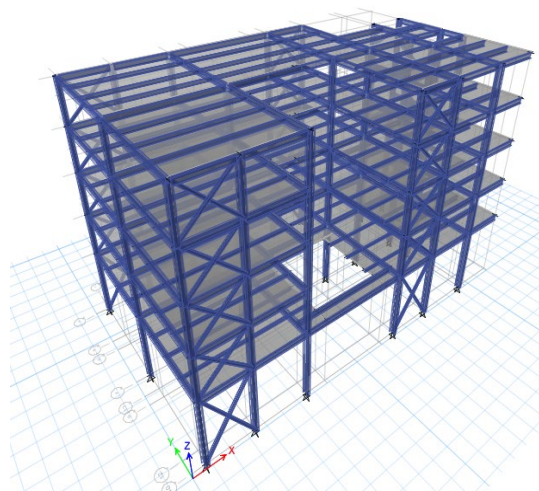
Σχήμα 2.1: Κάτοψη τυπικού ορόφου.



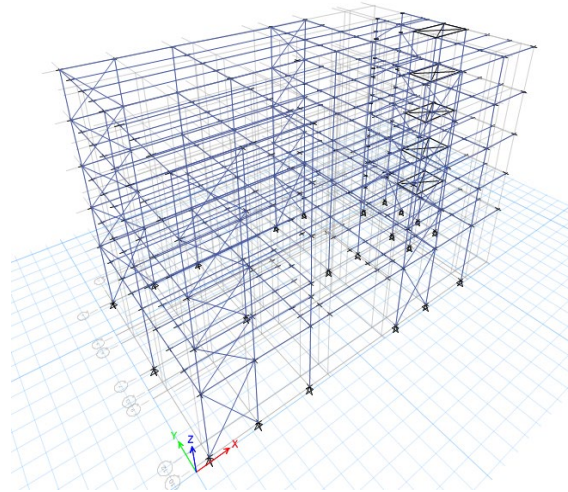
Σχήμα 2.2: Ενδεικτική τομή.

2.3 Προσομοίωση Φέροντος Οργανισμού

Το κτίριο προσομοιώθηκε στο λογισμικό ETABS με γραμμικά στοιχεία για υποστυλώματα, κύριες δοκούς, κεφαλοδοκούς, διαδοκίδες και χιαστί συνδέσμους, ενώ χρησιμοποιήθηκαν επιφανειακά στοιχεία για τις πλάκες σκυροδέματος. Το τριδιάστατο προσομοίωμα της κατασκευής παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.3, όπου με γκρι χρώμα φαίνονται οι πλάκες σκυροδέματος ενώ με μπλε χρώμα τα μεταλλικά στοιχεία. Στο Σχήμα 2.4 παρουσιάζεται το προσομοίωμα του κτιρίου όπου φαίνονται τα διακριτά γραμμικά στοιχεία της κατασκευής.



Σχήμα 2.3: Τριδιάστατη απεικόνιση της κατασκευής.



Σχήμα 2.4: Προσομοίωμα κτιρίου με διακριτά τα γραμμικά στοιχεία της κατασκευής.

2.3.1 Υλικά κατασκευής

- Δομικός Χάλυβας S355
- Σκυρόδεμα C25/30
- Χάλυβας Οπλισμού: B500C
- Κοχλίες 8.8
- Χάλυβας Χαλυβδόφυλλου S320

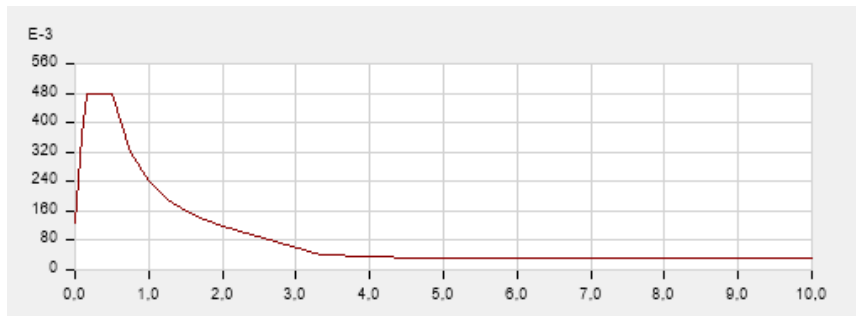
2.3.2 Δράσεις-φορτία κατασκευής

Τα **κατακόρυφα** φορτία τα οποία επιβλήθηκαν στην κατασκευή είναι:

- **Μόνιμα** φορτία επικαλύψεων: 2kN/m^2 (εξαιρουμένων των φορτίων δώματος, όπου επιβλήθηκαν 4kN/m^2 προκειμένου να ληφθεί υπόψιν το φορτίο του ελαφροσκυροδέματος ρύσεων)
- **Κινητά** φορτία: Αναλόγως με την χρήση του εκάστοτε χώρου:
 - Καταστήματα: $q=5\text{kN/m}^2$
 - Γραφεία: $q=3\text{kN/m}^2$
 - Εξώστες: $q=5\text{kN/m}^2$
 - Κλίμακες: $q=3.5\text{kN/m}^2$
 - Δώμα: $q=1.5\text{kN/m}^2$

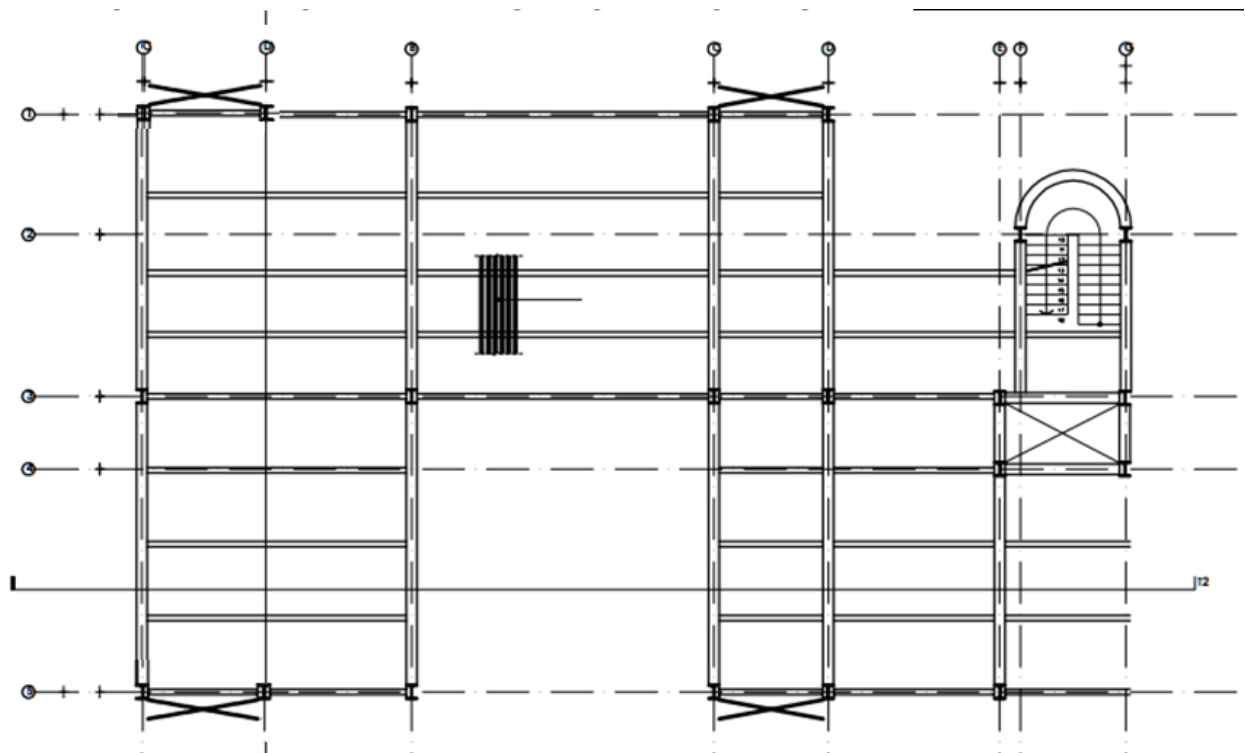
Για τα **οριζόντια (σεισμικά)** φορτία τα οποία επιβλήθηκαν στην κατασκευή θεωρήθηκαν:

- Επιτάχυνση εδάφους $a_g = 0.16\text{ g}$ $a_g=0.16\text{g}$
- Κατηγορία Β εδάφους θεμελίωσης
- Συντελεστής συμπεριφοράς:
 - $q=3.0$ για χιαστί
 - $q=4.0$ για πλαίσια ροπής



Σχήμα 2.5: Ελαστικό Φάσμα Σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8.

Οι σεισμικές δράσεις παραλαμβάνονται εγκάρσιως από τα πλαίσια ροπής και στη διαμήκη διεύθυνση από τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, όπως φαίνεται στην κάτοψη του Σχήματος 2.6. Συνολικά η τοποθέτηση των χιαστί γίνεται σε τέσσερις θέσεις σε κάτοψη. Επισημαίνεται ότι, λόγω αρχιτεκτονικών περιορισμών αναφορικά με την όψη του κτιρίου προς την οδό Κηφισίας (χρήση υαλοπετασμάτων για θέαση), αποφασίστηκε να μην τοποθετηθούν χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας στην εγκάρσια έννοια. Τα υποστυλώματα του ισογείου θεωρούνται αρθρωμένα στη βάση τους. Τέλος, όπως θα παρουσιαστεί στην συνέχεια, οι διατομές των μελών παραμένουν καθ' ύψος αμετάβλητες. Η διάταξη των υποστυλωμάτων, των κεφαλοδοκών, των κύριων δοκών, των διαδοκίδων, των συνδέσμων δυσκαμψίας και του χαλυβδοφυλλου φαίνονται στο ίδιο Σχήμα.

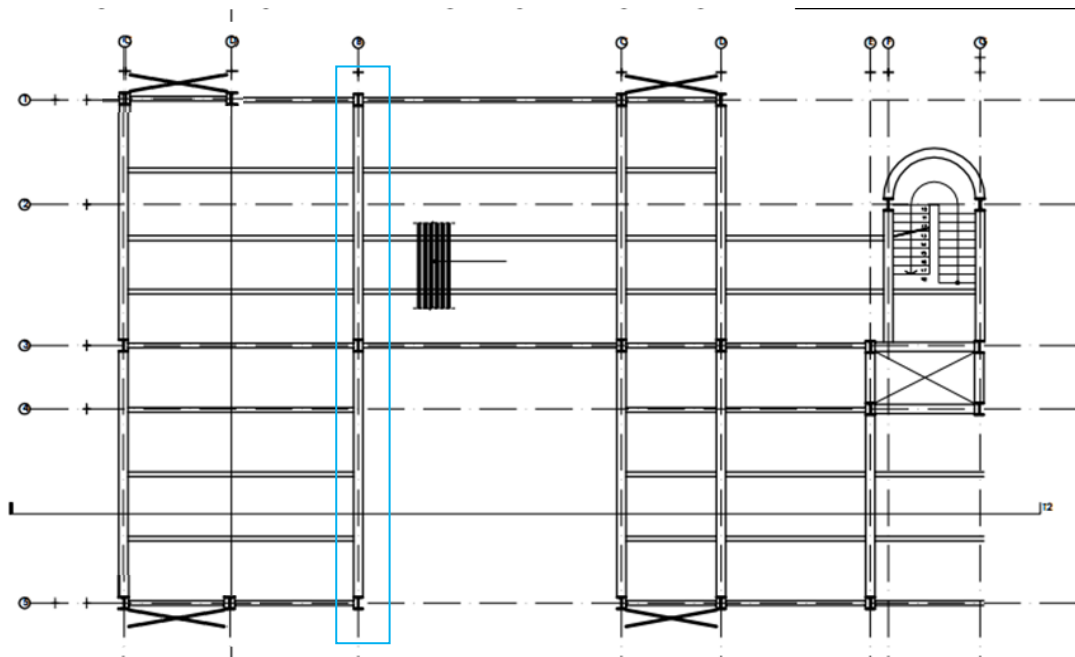


Σχήμα 2.6: Διάταξη των φερόντων στοιχείων.

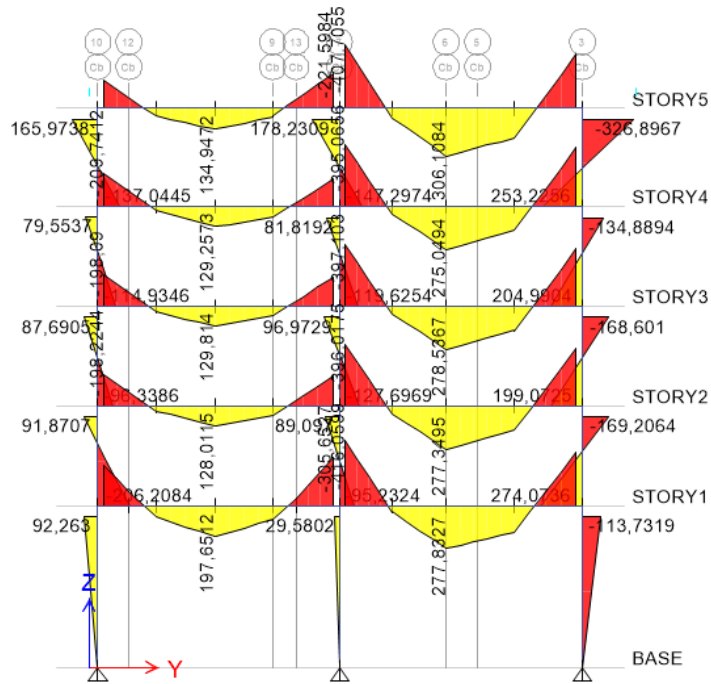
2.4 Διαστασιολόγηση

2.4.1 Έλεγχος για τα κατακόρυφα φορτία

Στο Σχήμα 2.7 σημειώνεται σε μπλε ορθογώνιο το δυσμενέστερο πλαίσιο σε κάτοψη. Για αυτό το πλαίσιο παρουσιάζεται ενδεικτικά ο έλεγχος υπό τα φορτία της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας, δηλαδή για το συνδυασμό $1.35G+1.50Q$ (Εξισώσεις 2.1 και 2.2). Οι ροπές κάμψεως που αναπτύσσονται στο πλαίσιο φαίνονται στο Σχήμα 2.8.



Σχήμα 2.7: Θέση δυσμενέστερου πλαισίου σε κάτοψη.



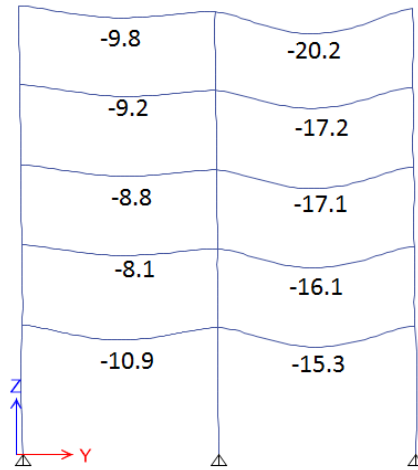
Σχήμα 2.8: Ροπές κάμψης δυσμενέστερου πλαισίου από τα κατακόρυφα φορτία.

$$V_{\max} = 301.0kN < 0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 0.5 \cdot 827.16 = 413.6kN, \quad (2.1)$$

$$M_{\max} = 407.7kNm < M_{pl,Rd} = 739.88kNm, \quad (2.2)$$

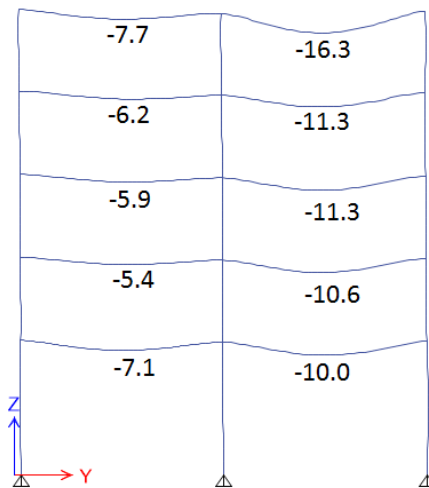
2.4.2 Έλεγχος Βελών

Παρουσιάζεται ενδεικτικός έλεγχος για το δυσμενέστερο πλαίσιο ροπής υπό τα φορτία G+Q και Q. Συγκεκριμένα, στο Σχήμα 2.9 φαίνεται η παραμορφωμένη εικόνα για το συνδυασμό G+Q και στην Εξίσωση (2.3) ο αντίστοιχος έλεγχος. Αντίστοιχα στο Σχήμα 2.3 παρουσιάζονται τα βέλη για το κινητό φορτίο και στην Εξίσωση (2.4) ο έλεγχος. Όπως παρατηρείται και οι δύο έλεγχοι ικανοποιούνται.



Σχήμα 2.9: Βέλη κάμψης σε mm στο δυσμενέστερο πλαίσιο για φορτία G+Q.

$$u_{\max} = 20.2\text{mm} < u = \frac{L}{250} = \frac{7750}{250} = 31\text{mm}, \quad (2.3)$$

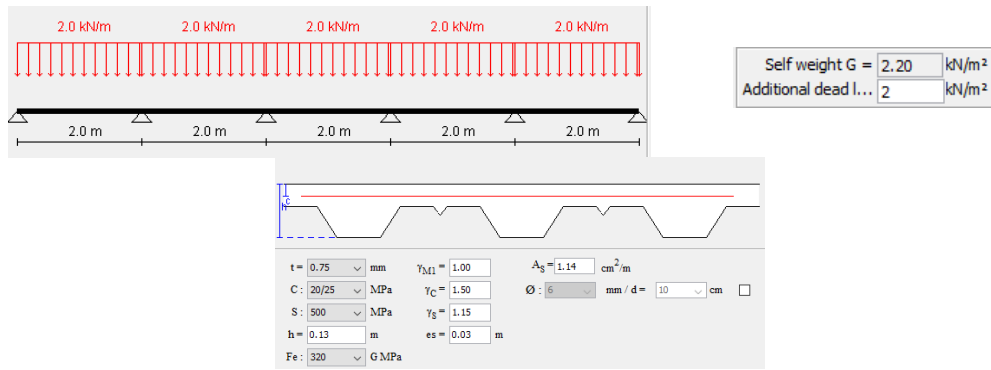


Σχήμα 2.10: Βέλη κάμψης σε mm στο δυσμενέστερο πλαίσιο για φορτία Q.

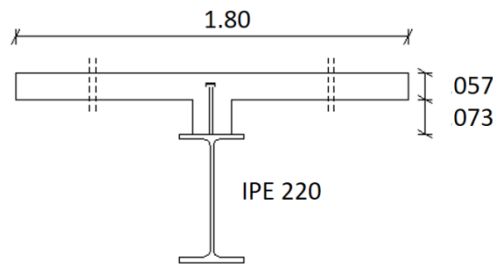
$$u_{\max} = 16.6\text{mm} < u = \frac{L}{300} = \frac{7750}{300} = 26\text{mm}, \quad (2.4)$$

2.4.3 Διαστασιολόγηση Χαλυβδόφυλλου

Για τις σύμμικτες δοκούς χρησιμοποιήθηκε το χαλυβδόφυλλο της εταιρείας SYMDECK, του οποίου οι διαστάσεις υπολογίστηκαν με το αντίστοιχο πρόγραμμα όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.11. Το πάχος του χαλυβδόφυλλου καθορίστηκε ίσο με 0.75mm. Συνεπώς η σύμμικτη δοκός διαμορφώθηκε όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.12, με $l_e = 7.61\text{m}$ ισοδύναμο μήκος, $b = 1.80\text{m}$ πλάτος και $M_{pl,Rd} = 264.20\text{kNm}$ ροπή αντοχής.



Σχήμα 2.11: Υπολογισμός χαλυβδόφυλλου SYMDECK.

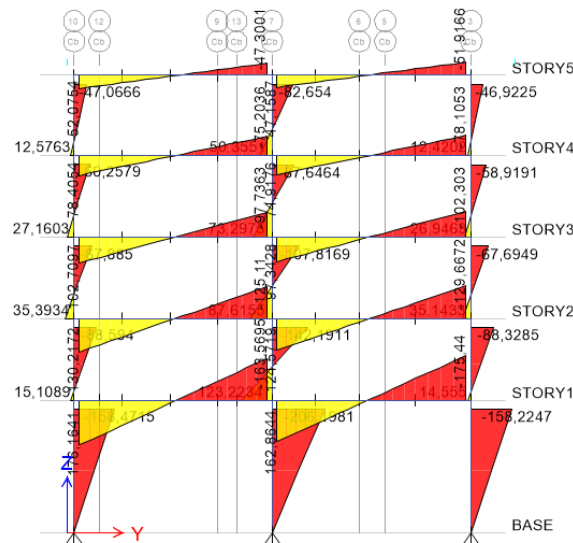


Σχήμα 2.12: Σύμμικτη δοκός.

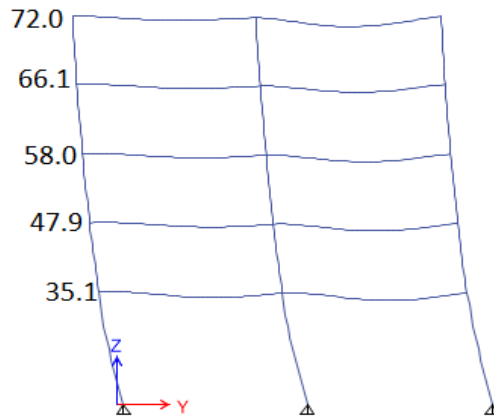
2.4.4 Έλεγχος για τον Σεισμικό Συνδυασμό

- Έλεγχος για τον σεισμό κατά Y

Τη σεισμική καταπόνηση κατά διεύθυνση Y αναλαμβάνουν τα πλαίσια ροπής. Ο έλεγχος του δυσμενέστερου εξ αυτών παρουσιάζεται στη συνέχεια. Συγκεκριμένα στα Σχήματα 2.13 και 2.14 παρουσιάζονται οι ροπές κάμψης που αναπτύσσονται στο πλαίσιο από το σεισμικό συνδυασμό και η μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση καθ' ύψος του κτιρίου, αντίστοιχα. Τέλος, σύμφωνα με την Εξίσωση 2.5 ο έλεγχος ικανοποιείται.



Σχήμα 2.13: Ροπές κάμψης του δυσμενέστερου πλαισίου για το σεισμικό συνδυασμό G+ψQ+Ex.

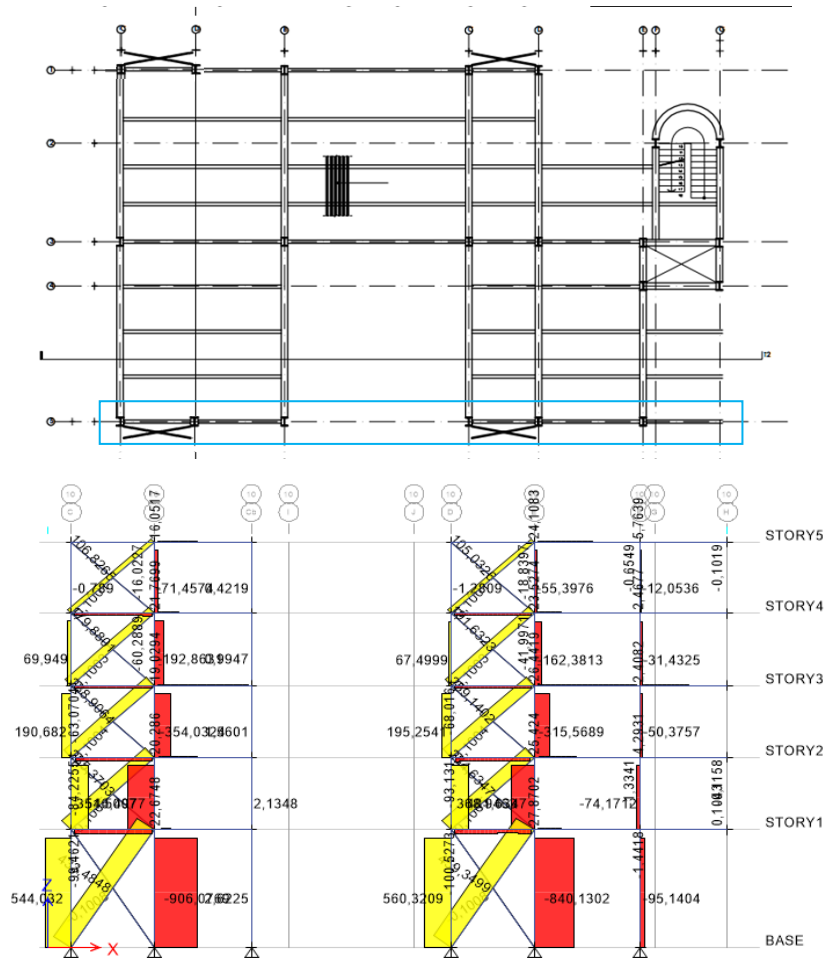


Σχήμα 2.14: Απεικόνιση της μέγιστης ανηγμένης παραμόρφωσης (drift) κατά Y για τον συνδυασμό $G+\psi Q+Ex$.

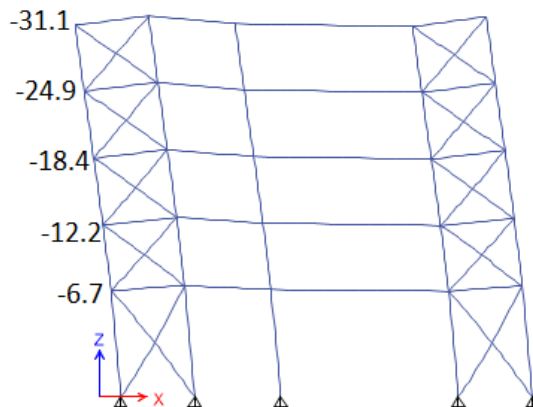
$$\theta_{\max} = 2 \cdot 10^{-3} < 7.5 \cdot 10^{-3}, \quad (2.5)$$

- Έλεγχος για τον σεισμό κατά X

Τη σεισμική καταπόνηση κατά διεύθυνση X αναλαμβάνουν οι χιαστί σύνδεσμοι. Ο έλεγχος αυτών παρουσιάζεται στη συνέχεια για το πλαίσιο που φαίνεται στο Σχήμα 2.15 (α) στο μπλε πλαίσιο. Συγκεκριμένα, στο Σχήματα 2.15 (β) και 2.16 φαίνονται οι αξονικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στους χιαστί συνδέσμους και οι μέγιστη ανηγμένη σχετική μετακίνηση των ορόφων, αντίστοιχα. Σύμφωνα με την Εξίσωση (2.6) ο έλεγχος της ανηγμένης σχετικής παραμόρφωσης του δυσμενέστερου ορόφου ικανοποιείται.



Σχήμα 2.15: (α) Κάτοψη με το εξεταζόμενο πλαίσιο, (β) Αξονικές δυνάμεις στους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας.



Σχήμα 2.16: Απεικόνιση της μέγιστης ανηγμένης παραμόρφωσης (drift) κατά X για τον συνδυασμό G+ψQ+E_y.

$$\theta_{\max} = 2 \cdot 10^{-3} < 7.5 \cdot 10^{-3}, \quad (2.6)$$

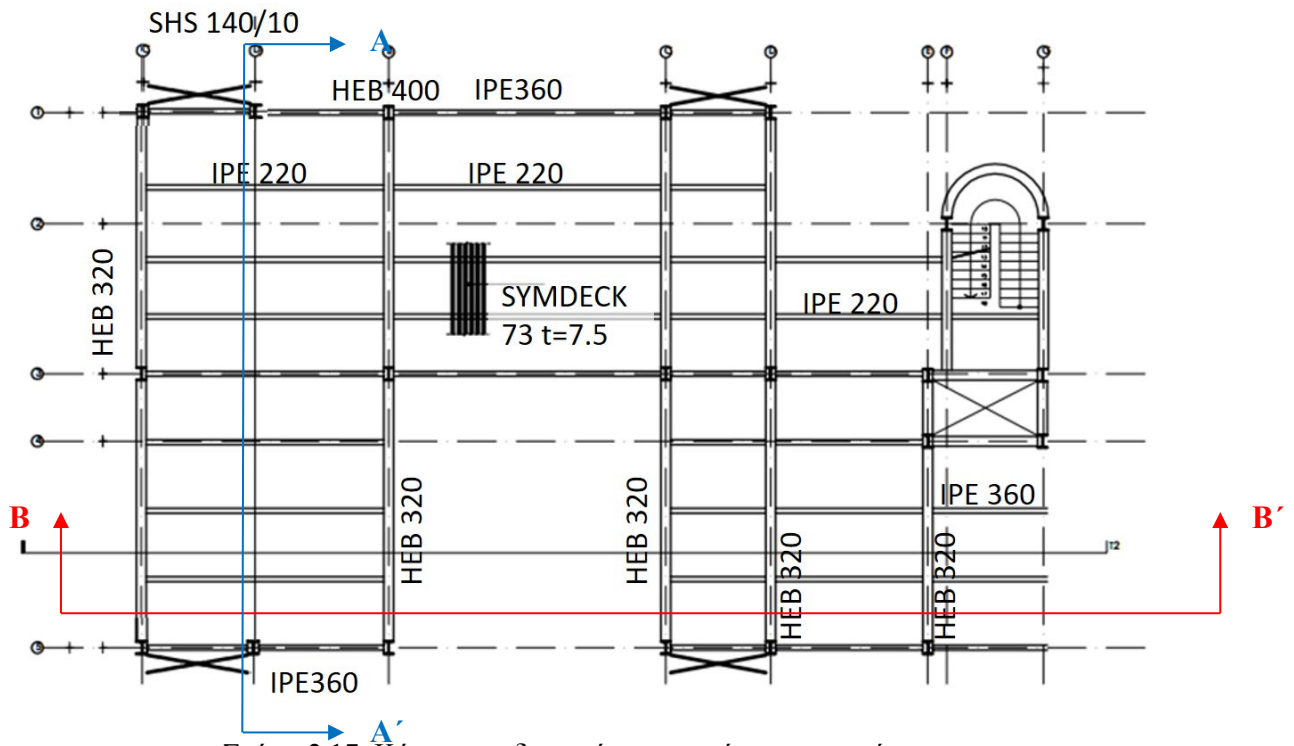
2.4.5 Τελικώς Χρησιμοποιούμενες Διατομές

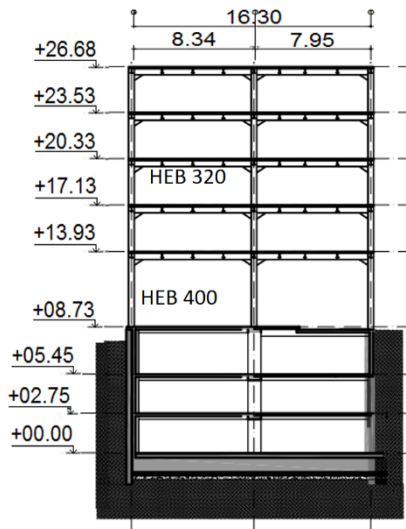
Έπειτα από τους πραγματοποιούμενους ελέγχους, καταλήγουμε στις τελικώς χρησιμοποιούμενες διατομές των φερόντων στοιχείων της κατασκευής οι οποίες παρουσιάζεται στον Πίνακα 2.1. Σημειώνεται ότι οι διαδοκίδες του προβόλου στην όψη του κτιρίου προς την οδό Κηφισίας είναι μεγαλύτερης διατομής από αυτών της υπόλοιπης κατασκευής για αυτό το λόγο αναγράφονται δύο διατομές στον αντίστοιχο πίνακα.

Πίνακας 2.1: Διατομές Φερόντων Στοιχείων.

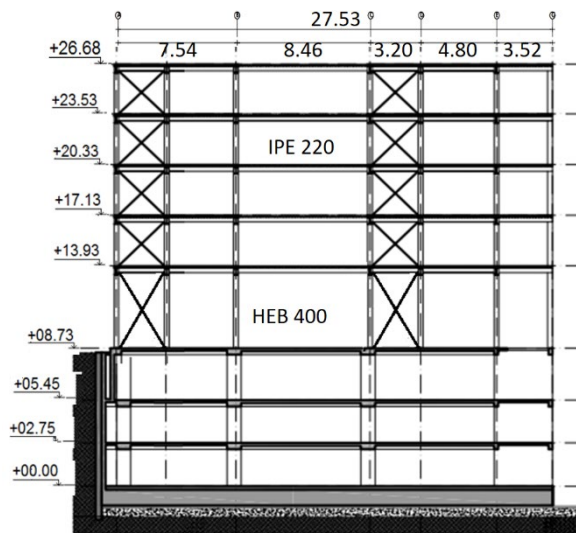
Στοιχείο	Διατομή
Υποστυλώματα	HEB 400
Κύριες Δοκοί	HEB 320
Κεφαλοδοκοί	IPE 360
Διαδοκίδες	IPE 220, IPE 360*
Χιαστί	SHS 140/10

Στη συνέχεια, παρατίθεται η κάτοψη του μεταλλικού κτιρίου (Σχήμα 2.17), η τομή Α-Α', στην οποία διακρίνονται και οι συνδέσεις ροπής (Σχήμα 2.18) και η τομή Β-Β' (Σχήμα 2.19).





Σχήμα 2.18: Τομή A-A' με διατομές των φερόντων στοιχείων.



Σχήμα 2.19: Τομή B-B' με διατομές των φερόντων στοιχείων.

3 Αποτίμηση κατασκευής (ανελαστική στατική ανάλυση)

3.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται η αποτίμηση της κατασκευής με ανελαστική στατική ανάλυση (pushover). Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με δύο διαστάτα προσομοιώματα, ένα για το τυπικό πλαίσιο και ένα για τη διεύθυνση των χαστί.

3.2 Ανάλυση κατά διεύθυνση Y

3.2.1 Μη γραμμική στατική ανάλυση

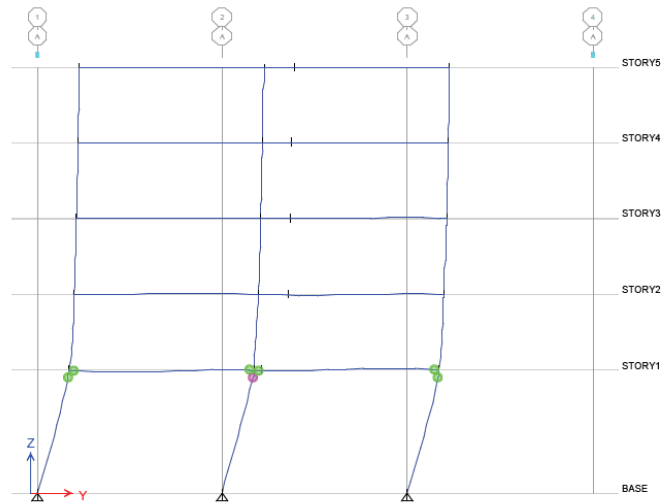
Στο Σχήμα 3.1 παρουσιάζεται η παραμορφωμένη εικόνα της κατασκευής όπως προκύπτει για φόρτιση κατά την Y διεύθυνση. Η ιδιοπερίοδος της κατασκευής είναι $T = 1.42\text{sec}$. Στο Σχήμα 3.2 φαίνεται η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου κατά την Y διεύθυνση σε όρους $V_{base} - \theta_{roof}$, όπου V_{base} είναι η τέμνουσα βάσης και θ_{roof} η ανηγμένη παραμόρφωση οροφής του κτιρίου που υπολογίζεται σύμφωνα με την Εξίσωση 3.1.

$$\theta_{roof} = \frac{\delta_{roof}}{H_{total}}, \quad (3.1)$$

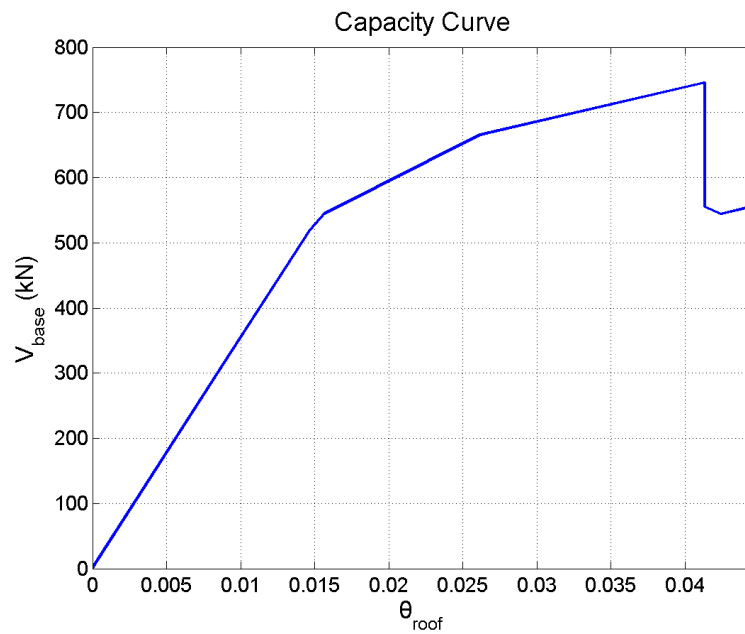
ενώ στο Σχήμα 3.3 η καμπύλη ικανότητας σε όρους $V_{base} - \theta_{max}$ όπου θ_{max} είναι η μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση του δυσμενέστερου ορόφου που υπολογίζεται ως:

$$\theta_{max} = \max \left\{ \frac{u_{over} - u_{under}}{h_{story}} \right\}, \quad (3.2)$$

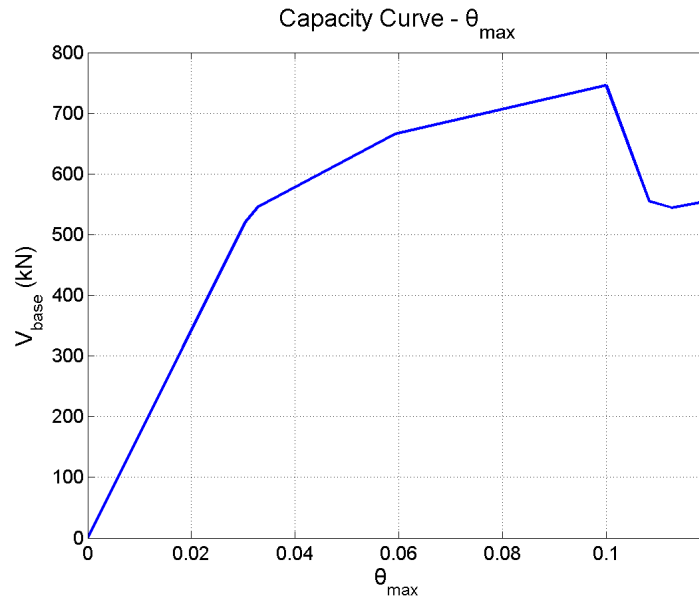
όπου u_{over} και u_{under} είναι η μετακίνηση της οροφής και του δαπέδου του υπό εξέταση ορόφου, αντίστοιχα και h_i είναι το ύψος του ορόφου.



Σχήμα 3.1: Παραμορφωμένη εικόνα προσομοιώματος για φόρτιση Pushover κατά τη διεύθυνση Y.



Σχήμα 3.2: Καμπύλη Ικανότητας $V_{base} - \theta_{roof}$.



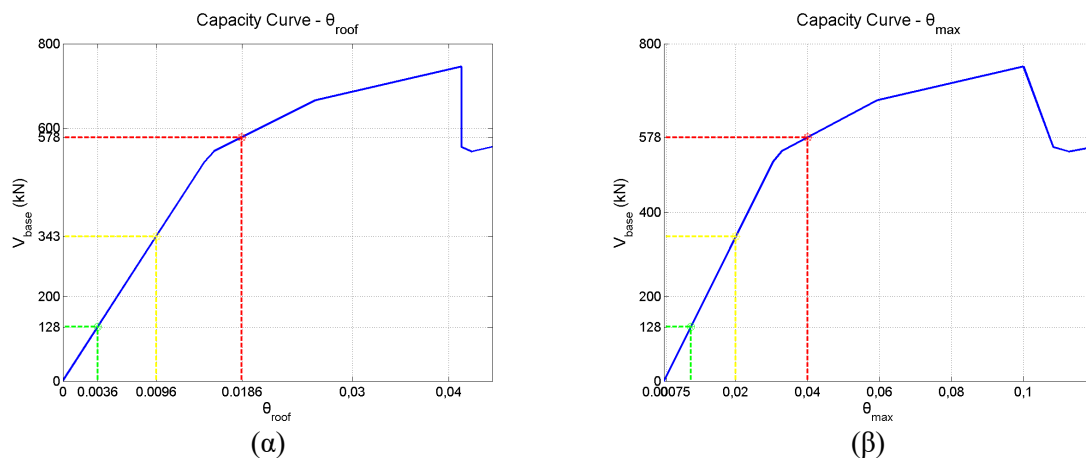
Σχήμα 3.3: Καμπύλη Ικανότητας $V_{base} - \theta_{max}$.

3.2.2 Καμπύλες Σεισμικής Τρωτότητας

Στον Πίνακα 3.1 παρουσιάζεται η διάμεση τιμή και η διασπορά για κάθε μία από τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας που θεωρήθηκαν, δηλαδή Πράσινη, Κίτρινη και Κόκκινη. Με γραμμική παρεμβολή, λαμβάνονται οι τιμές των V_{base} και θ_{roof} για την τιμή του θ_{max} κάθε στάθμης από τα αποτελέσματα των στατικών ανελαστικών αναλύσεων, σύμφωνα με τα Σχήματα 3.4

Πίνακας 3.1: Διάμεση τιμή και διασπορά για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.

Σήμανση	θ_{max}	Διασπορά
Πράσινη	0.75%	20%
Κίτρινη	2.00%	30%
Κόκκινη	4.00%	35%



Σχήμα 3.4: (α) $V_{base} - \theta_{roof}$ και (β) $V_{base} - \theta_{max}$ για τις τρεις ζητούμενες στάθμες επιτελεστικότητας.

Για τον σχεδιασμό των καμπυλών τρωτότητας υπολογίζεται αρχικά η επιτάχυνση που αντιστοιχεί σε 50% πιθανότητα εμφάνισης ως εξής:

$$\delta_{roof} = \Gamma \cdot C_1 \cdot \frac{T_1^2}{4\pi^2} \cdot S_a^{50\%}(T_1) \Rightarrow S_a^{50\%}(T_1) = \frac{\delta_{roof} \cdot 4\pi^2}{\Gamma \cdot C_1 \cdot T_1^2}, \quad (3.3)$$

Η ανάλυση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης αποτελείται από δύο φάσεις φόρτισης. Κατά την πρώτη φάση ασκούνται τα κατακόρυφα φορτία και ακολουθεί μια στατική ανελαστική ανάλυση υπό μηδενικές αρχικές συνθήκες. Προφανώς στο στάδιο αυτό πρέπει η κατασκευή να βρίσκεται στην ελαστική περιοχή, διαφορετικά αστοχεί υπό τα κατακόρυφα φορτία. Η δεύτερη φάση συνεχίζει από το τέλος της πρώτης και περιλαμβάνει τη σταδιακή και μονότονη επιβολή αυξανόμενων οριζόντιων σεισμικών φορτίων σε κάθε όροφο του κτιρίου, έτσι ώστε να οδηγηθεί η κατασκευή από την ελαστική περιοχή μέχρι την κατάρρευση. Τα οριζόντια (πλευρικά) αυτά φορτία ακολουθούν μια καθ' ύψος κατανομή και ουσιαστικά αναπαριστούν τις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Επιλέγεται μια καθ' ύψος κατανομή των φορτίων σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή. Το ιδιοδιάνυσμα φ και το κανονικοποιημένο ως προς τη μετακίνηση της οροφής ιδιοδιάνυσμα Φ της πρώτης ιδιομορφής είναι:

$$\varphi_i = \begin{Bmatrix} 0.018 \\ 0.024 \\ 0.029 \\ 0.032 \\ 0.034 \end{Bmatrix}, \Phi_i = \begin{Bmatrix} 0.520 \\ 0.698 \\ 0.829 \\ 0.928 \\ 1.000 \end{Bmatrix}, \quad (3.4)$$

Ο συντελεστής συμμετοχής της πρώτης ιδιομορφής προκύπτει ίσος με $\Gamma = 1.198$. Επίσης, εφόσον $T_I = 1.42\text{sec} > 0.50\text{sec}$ η τιμή του C_I λαμβάνεται ίση με μονάδα. Συνεπώς, η τιμή της επιτάχυνσης υπολογίζεται για κάθε σήμανση:

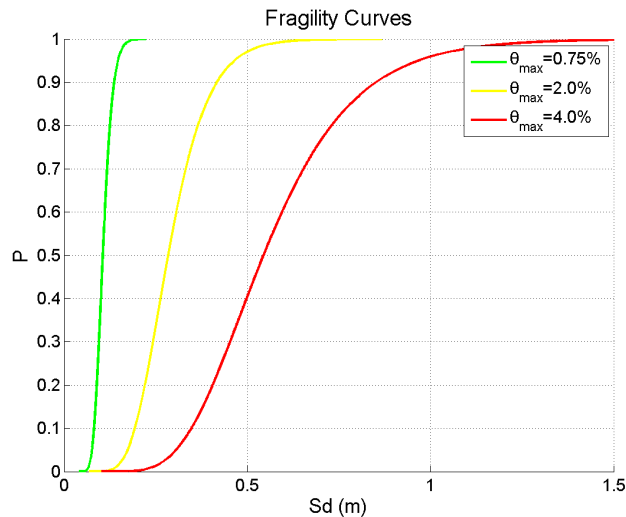
$$S_{a,πρασινη}^{50\%}(T_1) = \frac{0,065 \cdot 4 \cdot \pi^2}{1,198 \cdot 1 \cdot 1,49^2} = 1,064 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}, \quad (3.5)$$

$$S_{a,κιτρινη}^{50\%}(T_1) = \frac{0,174 \cdot 4 \cdot \pi^2}{1,198 \cdot 1 \cdot 1,49^2} = 2,839 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}, \quad (3.6)$$

$$S_{a,κοκκινη}^{50\%}(T_1) = \frac{0,333 \cdot 4 \cdot \pi^2}{1,198 \cdot 1 \cdot 1,49^2} = 5,439 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}, \quad (3.7)$$

Ακολούθως, η επιτάχυνση για κάθε πιθανότητα εμφάνισης (0.01-0.99) υπολογίζεται από την Εξίσωση (3.8). Τελικώς, μπορούν να χαραχθούν οι καμπύλες τρωτότητας για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, οι οποίες παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.5.

$$S_a^p(g) = \log \text{nin}v(p, \ln(S_a^{50\%}(T_1)), \beta), \quad (3.8)$$



Σχήμα 3.5: Καμπύλες τρωτότητες για διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας.

3.2.3 Καμπύλες Σεισμικής Επικινδυνότητας

Για την εύρεση της καμπύλης σεισμικού κινδύνου της υπό εξέταση περιοχής χρησιμοποιούνται τα δεδομένα από τη σελίδα της European Facility for Earthquake Hazard and Risk: <http://www.efehr.org:8080/jetspeed/portal/HazardCurves2.psm1>. Αρχικά, εισάγονται οι συντεταγμένες του κτιρίου, οι οποίες είναι: *Longitude* = 23.777930 και *Latitude* = 38.006696 και επιλέγονται οι ρυθμίσεις που φαίνονται στο Σχήμα 3.6. Επειδή δεν υπάρχει διαθέσιμη καμπύλη για την ιδιοπερίοδο της κατασκευής, λαμβάνονται οι καμπύλες για τις δύο πλησιέστερες ιδιοπεριόδους και η τελική καμπύλη προκύπτει με γραμμική παρεμβολή. Το αποτέλεσμα που εξάγεται φαίνεται στο Σχήμα 3.7, δίνεται δηλαδή για κάθε τιμή της επιτάχυνσης για $T = 0.5\text{sec}$ η πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια.

SHARE Preferred Mean Hazard Model

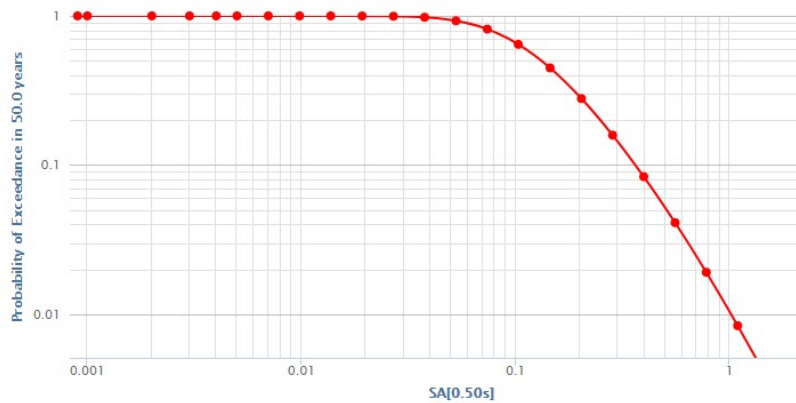
SA[0.50s]

rock_vs30_800ms-1

(arithmetic) mean

Submit

Σχήμα 3.6: Ρυθμίσεις για υπολογισμό μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης επιτάχυνσης.

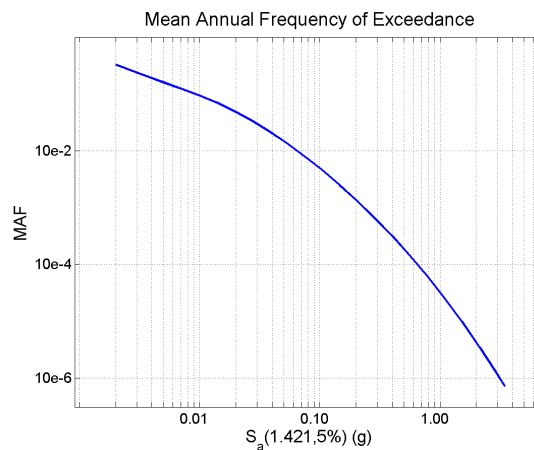


Σχήμα 3.7: Καμπύλη σεισμικού κινδύνου για $T = 0.5\text{sec}$.

Για να υπολογιστεί η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης, χρησιμοποιείται η Εξίσωση 3.9, στην οποία P_{ex} είναι η πιθανότητα υπέρβασης στα t χρόνια και λ είναι η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης.

$$P_{ex} = 1 - e^{-\lambda t}, \quad (3.10)$$

Για τη δεσπόζουσα ιδιοπερίοδο του συστήματος προκύπτει η καμπύλη σεισμικού κινδύνου του Σχήματος 3.8. Σημειώνεται ότι οι άξονες είναι λογαριθμικοί, όμως τα νούμερα που αναγράφονται στον άξονα x αντιστοιχούν σε τιμές επιτάχυνσης και τα νούμερα του άξονα y αντιστοιχούν σε τιμές μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης.



Σχήμα 3.8: Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας κατά Y για $T_l = 1.42\text{sec}$ (πηγή: <http://www.efehr.org>).

3.2.4 Υπολογισμός Μέσης Ετήσιας Συχνότητας

Ο υπολογισμός των μέσων ετήσιων συχνοτήτων για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας πραγματοποιείται με τους ακόλουθους τρεις τρόπους:

- Ακριβής Τρόπος

$$\lambda(\theta_{\max} = \theta) = \sum_{i=1}^N P(\theta_{\max} \geq \theta / S_a) \cdot |\Delta\lambda(S_{ai})|, \quad (3.11)$$

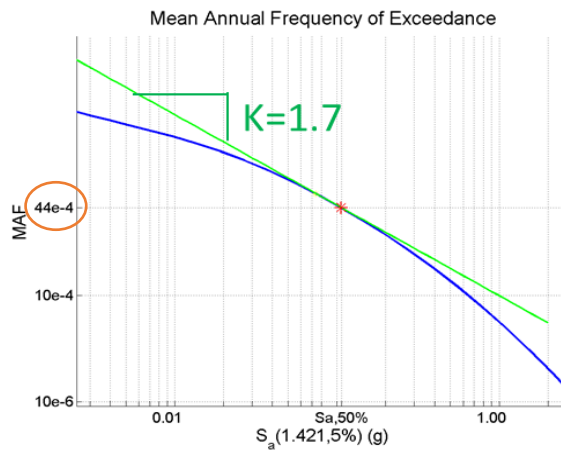
όπου $P(\theta_{\max} \geq \theta | SA)$ είναι η πιθανότητα υπέρβασης του θ δεδομένου του SA και $\Delta\lambda(S_{ai})$ είναι η το εμβαδόν που περικλείεται από την καμπύλη της μέσης ετήσιας συχνότητας για την τιμή S_{ai} .

- Προσεγγιστικός Τρόπος

Τύπος Cornell:

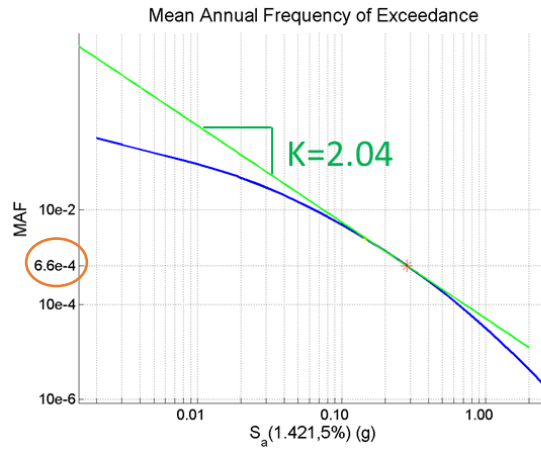
$$\lambda(\theta_{\max} = \theta) = \lambda(S_a^{50\%}) \cdot \exp\left(\frac{k^2}{2} \cdot \beta_{tot}^2\right), \quad (3.12)$$

όπου k είναι η κλίση της εφαπτομένης του διαγράμματος για την επιτάχυνση $SA^{50\%}$, που πιάνει καλά το προηγούμενο κομμάτι από το $SA^{50\%}$, γιατί θέλουμε να πιάνουμε καλύτερα τα πιο συχνά φαινόμενα, δηλαδή για μεγαλύτερες επιταχύνσεις.



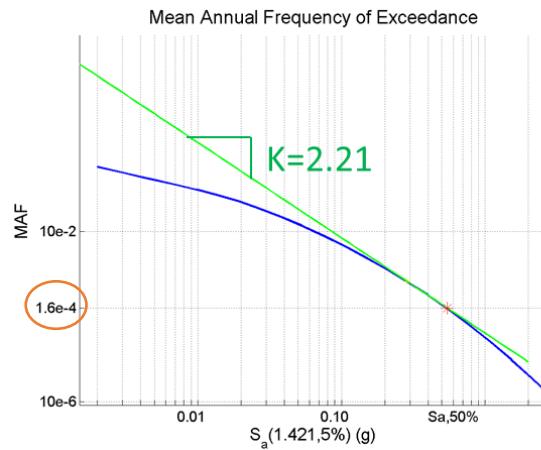
Σχήμα 3.9: Εύρεση κλίσης για $\theta_{\max} = 0.75\%$.

$$\lambda(\theta = 0.75\%) = 44 \cdot 10^{-4} \cdot e^{(1.7^2 \cdot 0.2^2 / 2)} \Rightarrow T = 211 \text{ χρόνια}, \quad (3.13)$$



Σχήμα 3.10: Εύρεση κλίσης για $\theta_{max} = 2.0\%$.

$$\lambda(\theta = 2.00\%) = 6.6 \cdot 10^{-4} \cdot e^{(2.04^2 \cdot 0.3^2 / 2)} \Rightarrow T = 1247 \text{ χρόνια}, \quad (3.14)$$

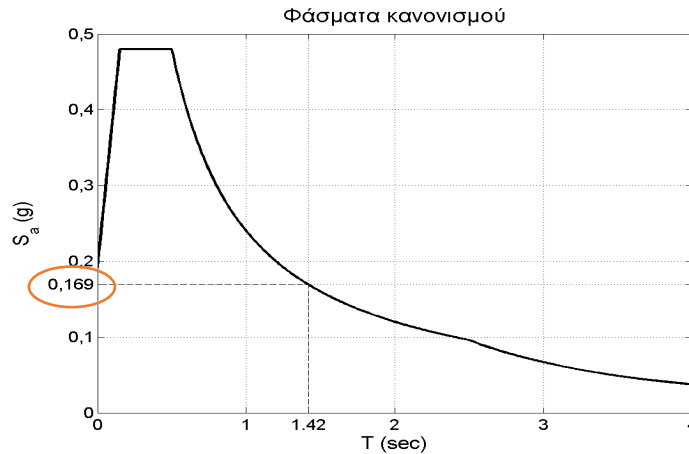


Σχήμα 3.11: Εύρεση κλίσης για $\theta_{max} = 4.0\%$.

$$\lambda(\theta = 4.00\%) = 1.6 \cdot 10^{-4} \cdot e^{(2.21^2 \cdot 0.35^2 / 2)} \Rightarrow T = 4694 \text{ χρόνια}, \quad (3.15)$$

- Πολύ Προσεγγιστικός Τρόπος

Ομοίως με προηγουμένως, με την διαφοροποίηση ότι λαμβάνουμε από το ελαστικό φάσμα του κανονισμού την επιτάχυνση σχεδιασμού και $a_g = 0.16g$, κατηγορία εδάφους B, συντελεστή εδάφους $S = 1.2$ και συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma = 1.0$. Επομένως προκύπτει $SA^{design}(T_1) = 0.169g$.



Σχήμα 3.12: Ελαστικό Φάσμα Ευρωκώδικα 8.

Για πιθανότητα 10% στα 50 χρόνια, με χρήση της Εξίσωσης 3.9 προκύπτει $\lambda = 0.0021$ και για $\lambda_{S_a} = k_0 \cdot S_a^{-k}$, $\lambda(\theta_{max}) = \lambda(S_a^{50\%}) \cdot e^{\frac{k^2}{2} \cdot \beta^2}$, $\lambda(S_a^{50\%}) = 0.0021 \cdot \left(\frac{S_a^{50\%}}{S_a^{design}}\right)^{-k}$ και $\kappa = 3$ υπολογίζεται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας η μέση περίοδος επαναφοράς:

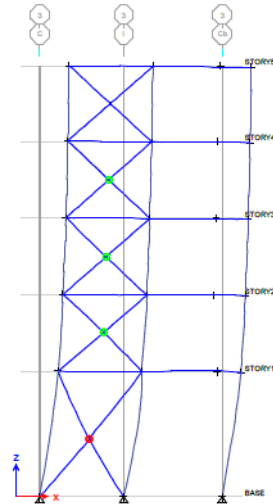
- $\theta_{max} = 0.75\%$:
 $\lambda(S_a^{50\%}) = 0.0084 \rightarrow \lambda(\theta_{max}) = 0.010 \rightarrow T = 100$ χρόνια
- $\theta_{max} = 2.0\%$:
 $\lambda(S_a^{50\%}) = 0.00044 \rightarrow \lambda(\theta_{max}) = 0.00066 \rightarrow T = 1505$ χρόνια
- $\theta_{max} = 4.0\%$;
 $\lambda(S_a^{50\%}) = 0.000063 \rightarrow \lambda(\theta_{max}) = 0.000109 \rightarrow T = 9145$ χρόνια

3.3 Ανάλυση κατά διεύθυνση X

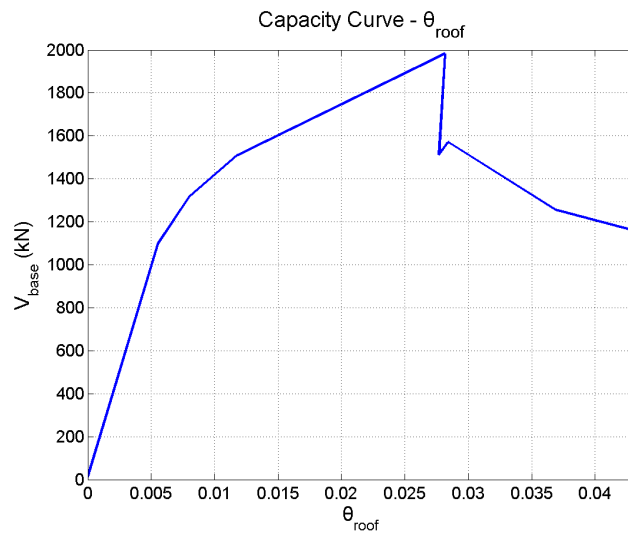
Πραγματοποιώντας την ίδια διαδικασία με πριν, καταλήγουμε στα ακόλουθα αποτελέσματα.

3.3.1 Pushover

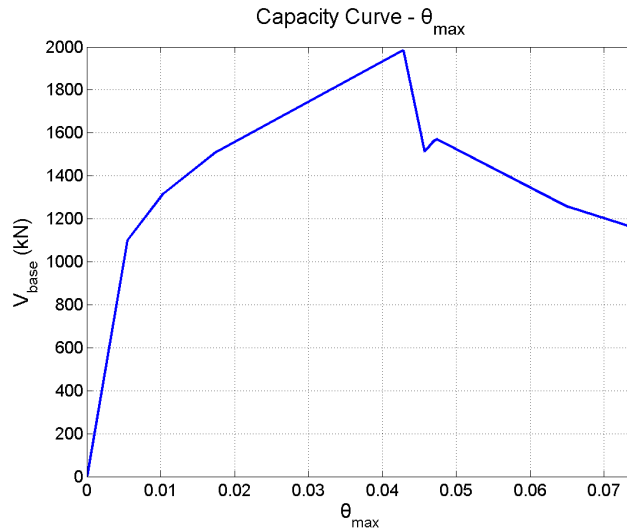
Αρχικά, σχεδιάζεται η καμπύλη Pushover για λειτουργία των χιαστί κατά X. Το 2D προσομοίωμα αποτελείται από το πλαίσιο με τους χιαστί και μια επιπλέον σειρά υποστυλωμάτων (υποστύλωμα P-Δ/leaning column), η οποία στη βάση της είναι αρθρωμένη. Τα υποστυλώματα αυτά προσομοιώνονται με ελαστικά στοιχεία, με μηχανικά χαρακτηριστικά (εμβαδόν και ροπή αδράνειας) ίσα με το άθροισμα των αντίστοιχων χαρακτηριστικών των υποστυλωμάτων που λειτουργούν ως βαρυτικά στο τμήμα της κάτοψης που αναλογεί στον εξεταζόμενο χιαστί εφόσον μελετάμε το ένα από τα δύο χιαστί κατά τη διεύθυνση χ . Στο Σχήμα 3.13 παρουσιάζεται η παραμορφωμένη εικόνα των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψιάς. Στα Σχήματα 3.14 και 3.14 φαίνονται οι καμπύλες ικανότητας των κτηρίων σε όρους $V_{base} - \theta_{roof}$ και $V_{base} - \theta_{max}$, αντίστοιχα.



Σχήμα 3.13: Παραμορφωμένη εικόνα για φόρτιση Pushover κατά X, όπου διακρίνεται και η leaning column, με περίοδο $T = 0.715\text{sec}$.



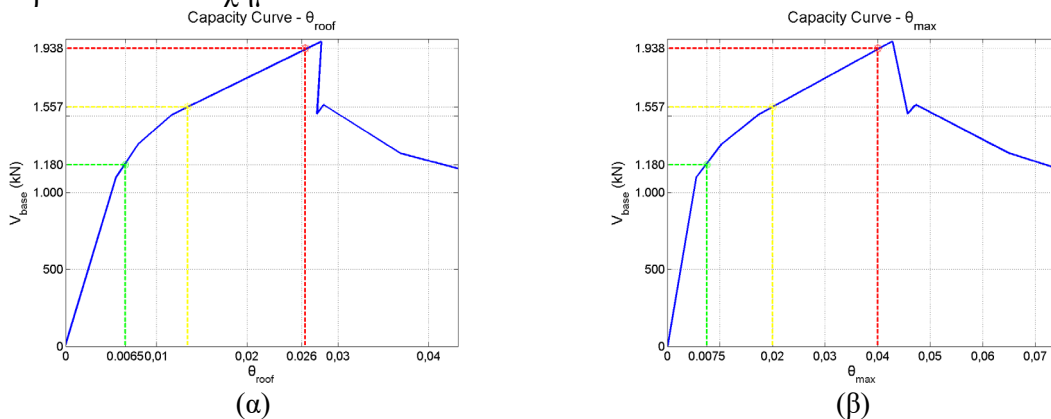
Σχήμα 3.14: Καμπύλη Ικανότητας κτιρίου κατά την X διεύθυνση σε όρους $V_{\text{base}} - \theta_{\text{roof}}$.



Σχήμα 3.15: Καμπύλη Ικανότητας κτιρίου κατά την X διεύθυνση σε όρους $V_{base} - \theta_{max}$.

3.3.2 Καμπύλες Σεισμικής Τρωτότητας

Με γραμμική παρεμβολή, λαμβάνονται οι τιμές των V_{base} , θ_{roof} και θ_{max} οι οποίες διακρίνονται στα Σχήματα.



Σχήμα 3.16: (α) $V_{base} - \theta_{roof}$ και (β) $V_{base} - \theta_{max}$ για τις τρεις ζητούμενες στάθμες επιτελεστικότητας κατά την X διεύθυνση.

Για τον σχεδιασμό των καμπυλών τρωτότητας υπολογίζεται αρχικά η επιτάχυνση που αντιστοιχεί σε 50% πιθανότητα εμφάνισης σύμφωνα με την Εξίσωση (3.3). Το ιδιοδιάγραμμα φ και το κανονικοποιημένο ως προς τη μετακίνηση της οροφής ιδιοδιάγραμμα Φ της δεύτερης ιδιομορφής είναι:

$$\varphi_i = \begin{Bmatrix} 0.009 \\ 0.017 \\ 0.025 \\ 0.034 \\ 0.047 \end{Bmatrix}, \Phi_i = \begin{Bmatrix} 0.195 \\ 0.354 \\ 0.536 \\ 0.725 \\ 1.000 \end{Bmatrix}, \quad (3.16)$$

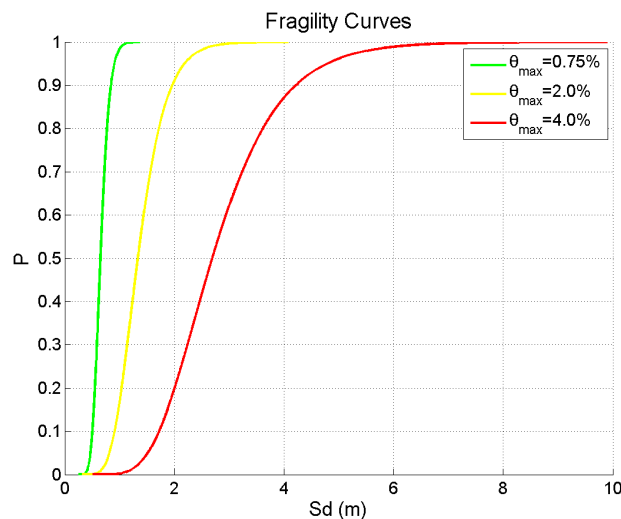
Ο συντελεστής συμμετοχής της πρώτης ιδιομορφής προκύπτει ίσος με $\Gamma = 1.394$. Εφόσον $T_2 = 0.715\text{sec} > 0.50\text{sec}$ η τιμή του C_1 λαμβάνεται ίση με τη μονάδα. Συνεπώς, η τιμή της επιτάχυνσης υπολογίζεται για κάθε σήμανση:

$$S_{a,\text{πρασινη}}^{50\%}(T_1) = \frac{0,118 \cdot 4 \cdot \pi^2}{1,394 \cdot 1 \cdot 0,715^2} = 6,519 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}, \quad (3.17)$$

$$S_{a,\text{κιτρινη}}^{50\%}(T_1) = \frac{0,241 \cdot 4 \cdot \pi^2}{1,394 \cdot 1 \cdot 0,715^2} = 13,344 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}, \quad (3.18)$$

$$S_{a,\text{κοκκινη}}^{50\%}(T_1) = \frac{0,474 \cdot 4 \cdot \pi^2}{1,394 \cdot 1 \cdot 0,715^2} = 26,240 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}, \quad (3.19)$$

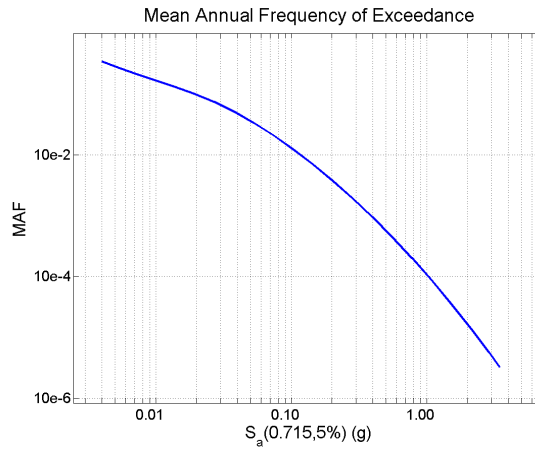
Ακολούθως, η επιτάχυνση για κάθε πιθανότητα εμφάνισης (0.01-0.99) υπολογίζεται από την Εξίσωση (3.8). Τελικώς, μπορούν να χαραχθούν οι καμπύλες τρωτότητας για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, οι οποίες παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.17.



Σχήμα 3.17: Καμπύλες τρωτότητας για διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας.

3.3.3 Καμπύλες Σεισμικής Επικινδυνότητας

Για την δεύτερη ιδιοπερίοδο του συστήματος προκύπτει η καμπύλη σεισμικού κινδύνου. Σημειώνεται ότι οι άξονες είναι λογαριθμικοί, όμως τα νούμερα που αναγράφονται στον άξονα χ αντιστοιχούν σε τιμές επιτάχυνσης και τα νούμερα του άξονα γ αντιστοιχούν σε τιμές μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης.

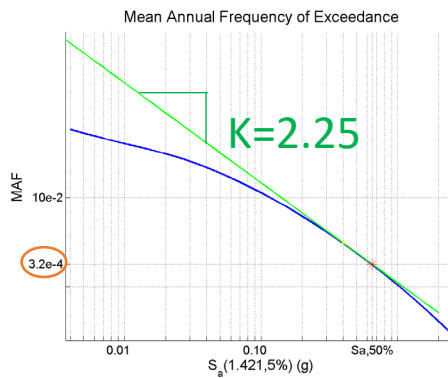


Σχήμα 3.18: Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας κατά Y για $T_1=0,715\text{sec}$ (πηγή: <http://www.efehr.org>).

3.3.4 Υπολογισμός Μέσης Ετήσιας Συχνότητας

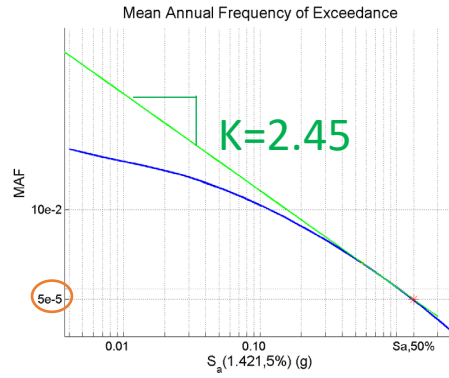
Ο υπολογισμός των μέσων ετήσιων συχνοτήτων για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας πραγματοποιείται με τους ακόλουθους τρεις τρόπους:

- Ακριβής Τρόπος: Σύμφωνα με την Εξίσωση (3.10).
- Προσεγγιστικός Τρόπος: Σύμφωνα με την Εξίσωση (3.11).



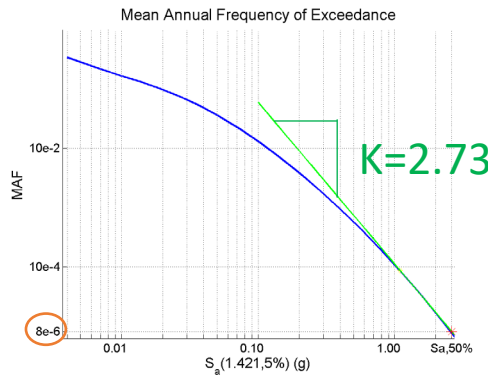
Σχήμα 3.19: Εύρεση κλίσης για $\theta_{max} = 0.75\%$.

$$\lambda(\theta = 0.75\%) = 44 \cdot 10^{-4} \cdot e^{(2.25^2 \cdot 0.2^2 / 2)} \Rightarrow T = 2824 \text{ χρόνια}, \quad (3.20)$$



Σχήμα 3.20: Εύρεση κλίσης για $\theta_{max} = 2.0\%$.

$$\lambda(\theta = 2.00\%) = 6.6 \cdot 10^{-4} \cdot e^{(2.45^2 \cdot 0.3^2 / 2)} \Rightarrow T = 14210 \text{ χρόνια}, \quad (3.21)$$

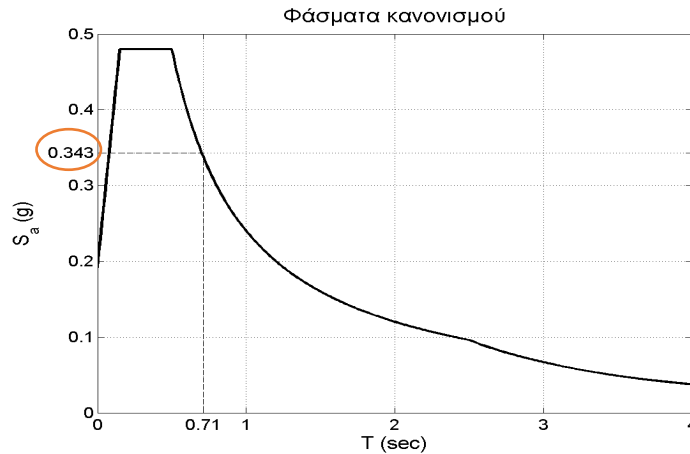


Σχήμα 3.21: Εύρεση κλίσης για $\theta_{max} = 4.0\%$.

$$\lambda(\theta = 4.00\%) = 1.6 \cdot 10^{-4} \cdot e^{(2.73^2 \cdot 0.35^2 / 2)} \Rightarrow T = 79187 \text{ χρόνια}, \quad (3.22)$$

- Πολύ Προσεγγιστικός Τρόπος

Ομοίως με προηγουμένως, με την διαφοροποίηση ότι λαμβάνουμε από το ελαστικό φάσμα του κανονισμού την επιτάχυνση σχεδιασμού $a_g = 0.16g$, για κατηγορία εδάφους B, εδαφικό συντελεστή $S = 1.2$ και συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma = 1.0$. Συνεπώς $S_a^{\text{design}}(T_2) = 0.343g$.



Σχήμα 3.22: Ελαστικό Φάσμα Ευρωκώδικα 8.

Για πιθανότητα 10% στα 50 χρόνια, με χρήση της Εξίσωσης (3.9) προκύπτει $\lambda = 0.0021$. Για $\lambda_{S_a} = k_0 \cdot S_a^{-k}$, $\lambda(\theta_{max}) = \lambda(S_a^{50\%}) \cdot e^{\frac{k^2}{2}\beta^2}$, $\lambda(S_a^{50\%}) = 0.0021 \cdot \left(\frac{S_a^{50\%}}{S_a^{design}}\right)^{-k}$ και $k = 3$ υπολογίζεται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας η μέση περίοδος επαναφοράς:

- $\theta_{max} = 0.75\%$:
 $\lambda(S_a^{50\%}) = 0.000306 \rightarrow \lambda(\theta_{max}) = 0.00036 \rightarrow T = 2730$ χρόνια
- $\theta_{max} = 2.0\%$:
 $\lambda(S_a^{50\%}) = 0.000035 \rightarrow \lambda(\theta_{max}) = 0.000053 \rightarrow T = 18699$ χρόνια
- $\theta_{max} = 4.0\%$:
 $\lambda(S_a^{50\%}) = 0.000004 \rightarrow \lambda(\theta_{max}) = 0.000008 \rightarrow T = 122850$ χρόνια

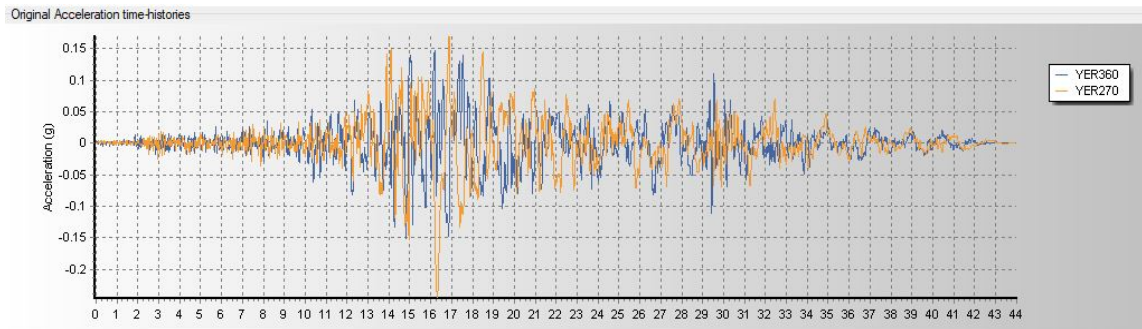
4 Εκτίμηση απωλειών κατά FEMA P-58

4.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται η εκτίμηση των σεισμικών απωλειών του κτιρίου με την μέθοδο του FEMA P-58 (PACT – Performance Assessment Calculation Tool). Για τις ανάγκες της μεθόδου πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις χρονοϊστορίας για 22 σεισμικές καταγραφές και έγινε εκτίμηση απωλειών για την απόκριση του κτιρίου σε αυτές τις σεισμικές δράσεις.

4.2 Ανάλυση χρονοϊστορίας

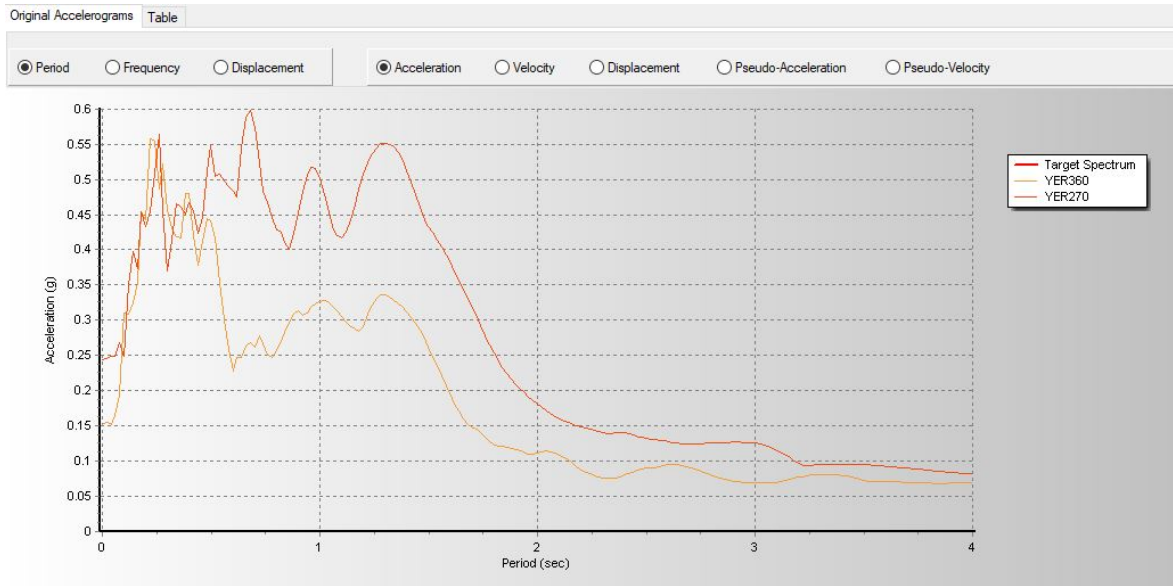
Για την ανάλυση χρονοϊστορίας χρησιμοποιήθηκαν 22 ζεύγη καταγραφών πραγματικών σεισμικών δονήσεων (επιταχυνσιογραφήματα). Ενδεικτικά στο Σχήμα 4.1 παρουσιάζεται το επιταχυνδιογράφημα της καταγραφής YER και για τις δύο διευθύνσεις.



Σχήμα 4.1: Επιταχυνσιογράφημα καταγραφής στις δύο διευθύνσεις.

Η παραπάνω καταγραφή πρέπει να προσαρμοστεί (matching) στα χαρακτηριστικά της κατασκευής. Καταρχήν, βρίσκουμε την μέση ιδιοπερίοδο $T_1 = (T_{1Y} + T_{1X})/2$ της κατασκευής η οποία προκύπτει από τις κύριες ιδιοπεριόδους των δύο διευθύνσεων, στην περίπτωση μας έχουμε $T_{1Y} = 1.42\text{sec}$ και $T_{1X} = 0.715\text{sec}$. Για την παραπάνω μέση ιδιοπερίοδο διαβάζουμε τις $SA(T_1)_X$ και $SA(T_1)_Y$ από το φάσμα της εκάστοτε σεισμικής καταγραφής και βρίσκουμε την $SA(T_1)_{gm}$ ως εξής:

$$SA(T_1)_{gm} = \left(SA(T_1)_x + SA(T_1)_y \right)^{0.5}, \quad (4.1)$$

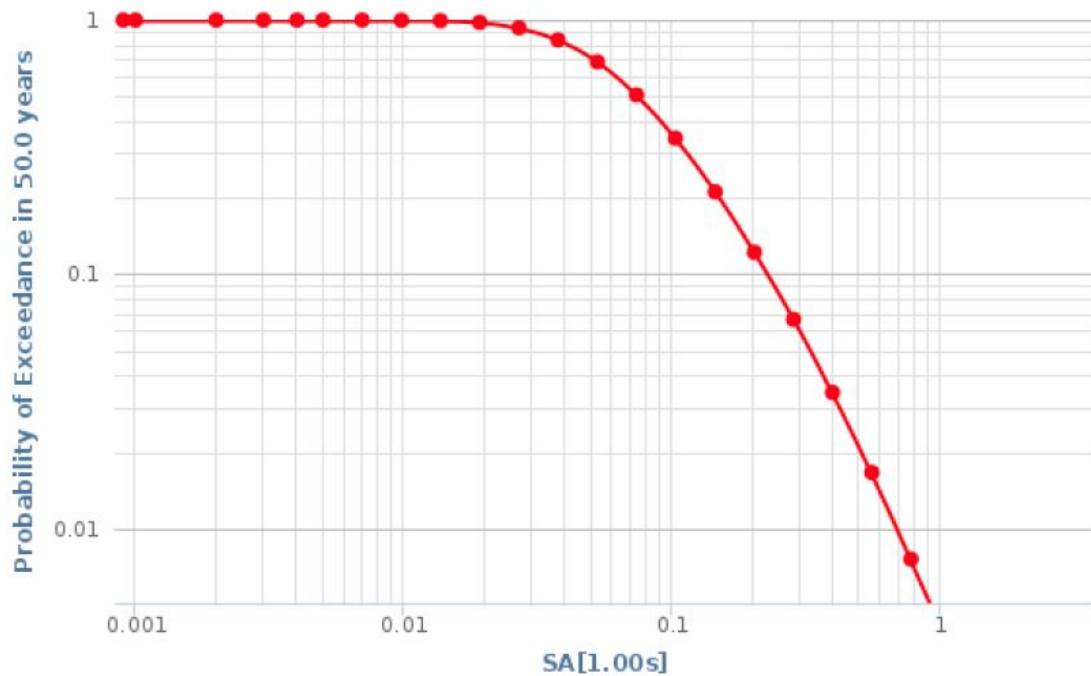


Σχήμα 4.2: Φάσμα σεισμικής καταγραφής.

Κατόπιν, υπολογίζεται ο αδιάστατος συντελεστής (scale factor) για κάθε επιταχυνσιογράφημα ως εξής:

$$SF = SA_{10/50} / SA(T_1)_{gm}, \quad (4.2)$$

όπου $SA_{10/50}$ είναι η επιτάχυνση σεισμού με πιθανότητα εμφάνισης 10% στα 50 έτη.



Σχήμα 4.3: Hazard curve για $SA(T_1)$.

Μετά την παραπάνω διαδικασία ορίζονται οι αναλύσεις χρονοϊστορίας στο λογισμικό, όπως φαίνεται στην Εικόνα 46 και πραγματοποιείται ελαστική ανάλυση για τις 22 καταγραφές

Load Case Data

General

Load Case Name: TH YER

Load Case Type/Subtype: Time History | Linear Modal

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	YER270	5274
Acceleration	U2	YER360	5274

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Time History Motion Type: Transient

Number of Output Time Steps: 2200

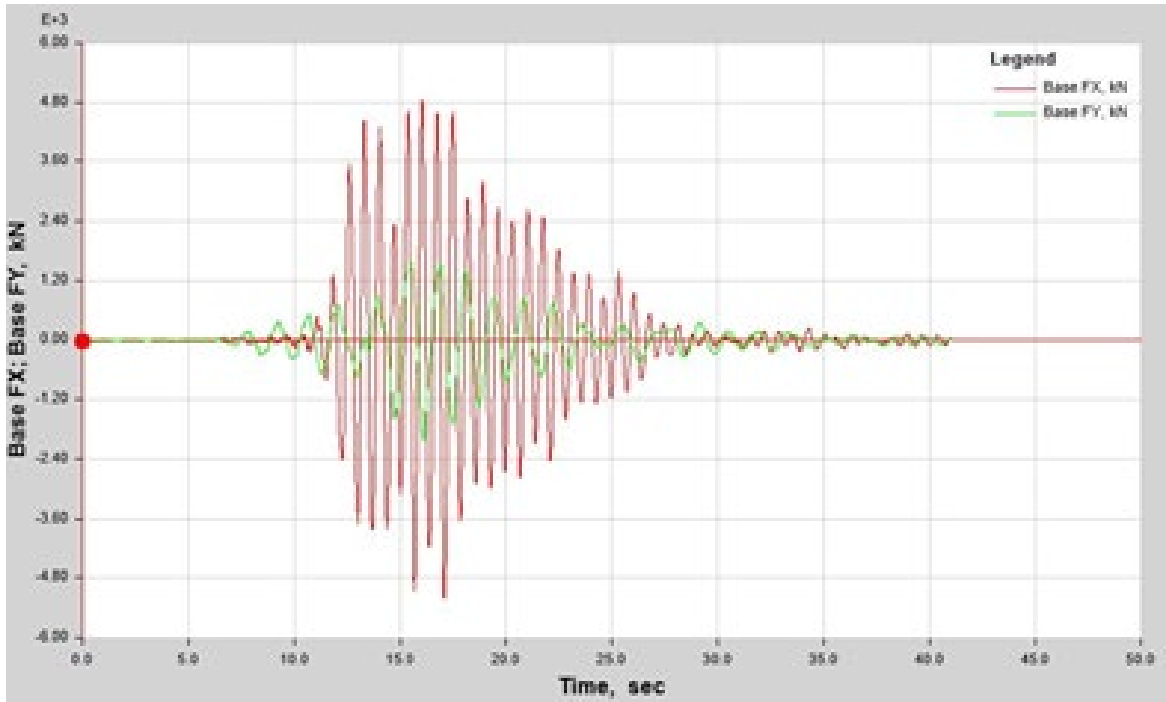
Output Time Step Size: 0.02 sec

Modal Damping: Constant at 0.03

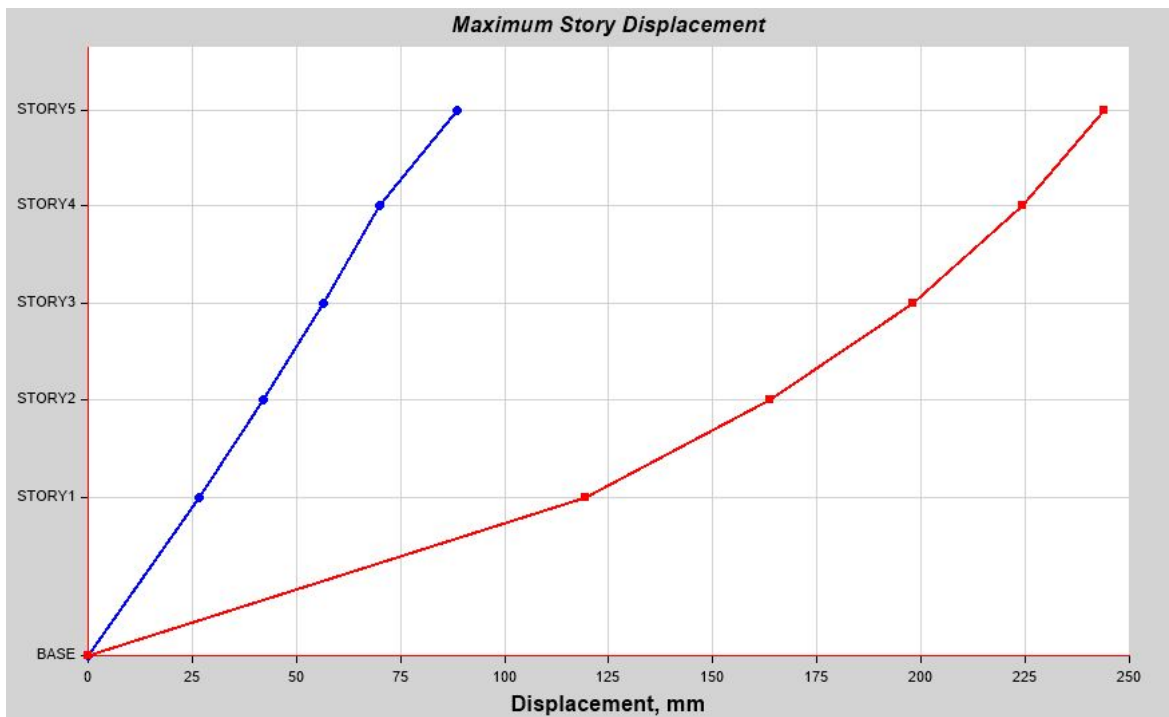
Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, Advanced, OK, Cancel

Σχήμα 4.4: Ορισμός φόρτισης χρονοϊστορίας σε περιβάλλον ETABS.

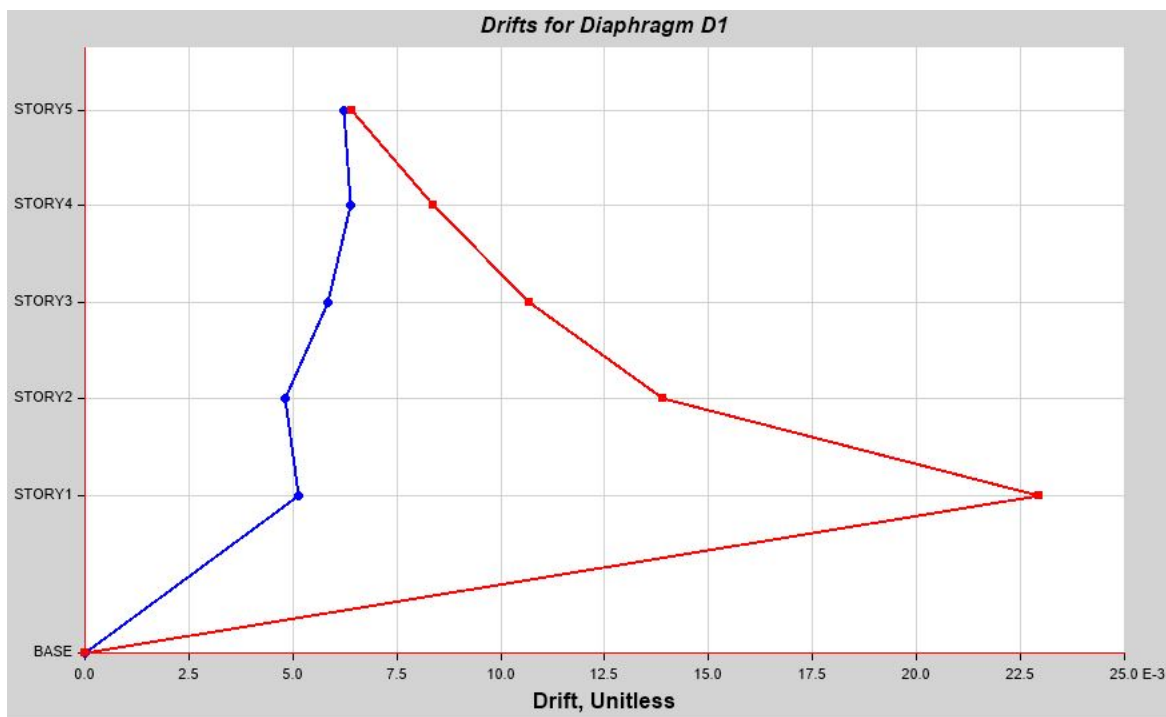
Από την ανάλυση αυτή εξάγονται τα αποτελέσματα για την τέμνουσα βάσης (Σχήμα 4.5) , την απόλυτη μέγιστη μετατόπιση (Σχήμα 4.6), την ανηγμένη μετακίνηση (Σχήμα 4.7) και την απόλυτη μέγιστη επιτάχυνση, ανά κατεύθυνση, κάθε επιπέδου στο κέντρο μάζας της κατασκευής, τα οποία θα εισαχθούν στο PACT.



Σχήμα 4.5: Τέμνουσα βάσης στις δύο διευθύνσεις της κατασκευής.



Σχήμα 4.6: Μετακινήσεις ορόφων κατά X (μπλε) και κατά Y (κόκκινο).



Σχήμα 4.7: Ανηγγεμένη σχετική μετακίνηση ορόφων κατά X (μπλε) και κατά Y (κόκκινο).

4.3 Εισαγωγή δεδομένων στο PACT

4.3.1 Εισαγωγή δεδομένων κτιρίου

Καταρχάς, ορίζουμε τα γενικά γεωμετρικά στοιχεία του κτιρίου, δηλαδή, το πλήθος των ορόφων, τα ύψη και την επιφάνεια τους. Γίνεται επίσης εκτίμηση του κόστους της κατασκευής, του κόστους του φέροντος οργανισμού και του κελύφους, του χρόνου αποκατάστασης της κατασκευής και του οριακού κόστους επισκευής. Τα παραπάνω ορίστηκαν ως φαίνεται στο Σχήμα 4.8.

Number of Stories:

Total Replacement Cost (\$): Replacement Time (days): Total Loss Threshold (As Ratio of Total Replacement Cost):

Core and Shell Replacement Cost (\$): Max Workers per sq. m.:

Most Typical Defaults

Floor Area (sq. m.): Story Height (m.):

Floor Num	Floor Name	Story Height (m.):	Area (sq. m.):	Height Factor	Hazmat Factor	Occupancy Factor
1	Floor 1	5.20	440.00	1	1	1
2	Floor 2	3.20	440.00	1	1	1
3	Floor 3	3.20	390.00	1	1	1
4	Floor 4	3.20	390.00	1	1	1
5	Floor 5	3.20	390.00	1	1	1
6	Floor 6	0.00	390.00	0	0	0

Σχήμα 4.8: Εισαγωγή δεδομένων κόστους και ορόφων κτιρίου.

Το κόστος κατασκευής του κτιρίου υπολογίστηκε με βάση τις σημερινές τιμές αγοράς για ένα σύγχρονο κτίριο γραφείων, δηλαδή με κόστος κατασκευής 1.500€/m². Άρα, το κόστος κατασκευής υπολογίζεται 2,049 m² * 1.500€/m² = 3.073.500€. Το κόστος για τον φέροντα οργανισμό και το κέλυφος της κατασκευής υπολογίζεται στο 35% του κόστους κατασκευής, δηλαδή 3.073.500€ * 35% = 1.075.725€. Ο χρόνος ολικής αποκατάστασης εκτιμάται στους 8 μήνες ή 240 ημέρες, ενώ το οριακό κόστος, πέρα από το οποίο η αποκατάσταση είναι ασύμφορη υπολογίζεται το 60% του κόστους κατασκευής του κτιρίου. Ορίζεται, επίσης, το πλήθος του εργατικού δυναμικού που θα εργαστεί στις εργασίες αποκατάστασης ως 1εργάτης/200 m².

4.3.2 Ορισμός επιμέρους τμημάτων κατασκευής

Κατόπιν, ορίζονται τα τμήματα της κατασκευής τα οποία ενδέχεται να αστοχήσουν, είτε αυτά είναι στοιχεία του φέροντος οργανισμού (συνδέσεις ροπής, χιαστί συνδέσμοι δυσκαμψίας, πλάκες έδρασης,...), είτε είναι οικοδομικά στοιχεία ή εξοπλισμός (πλαγιοκαλύψεις, υαλοπετάσματα, γυψοσανίδες, ψευδοροφές, σωληνώσεις, βιβλιοθήκες, υπολογιστές,...) και οι αντίστοιχες ποσότητες αυτών, ως φαίνεται στο Σχήμα 4.9

Direction
 Direction 1 Direction 2 Non-Directional

Update Table

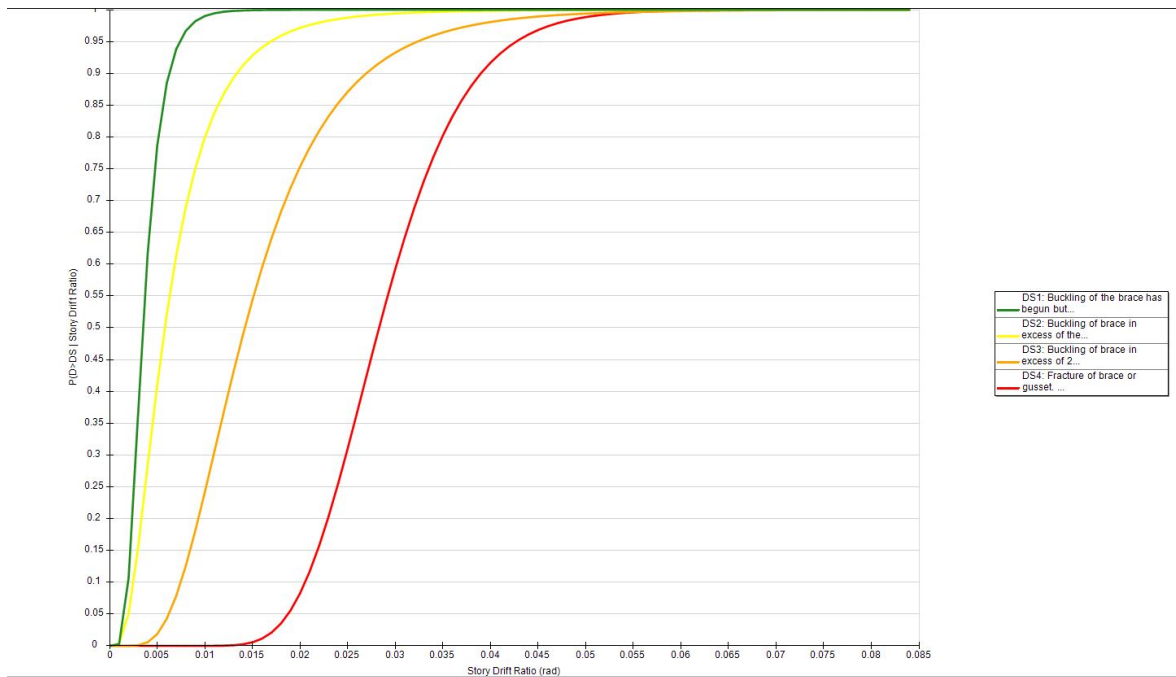
⏪ ⏩ Floor | 1 of 6 (Floor 1) ⏪ ⏩

No.	Component Type	Performance Group Quantities	Quantity Dispersion	Fragility Correlated	Population Model	Demand Parameters
B1031.011b	Steel Column Base Plates, Column 150 pif < W < 300 pif	21.00	0.00	<input type="checkbox"/>	Commercial Office	Story Drift Ratio
B1033.003a	Special Concentric Braced Frame w WF braces, balan...	0.00	0.00	<input type="checkbox"/>	Commercial Office	Story Drift Ratio
B1033.013b	Special Concentric Braced Frame w HSS braces, bala...	4.00	0.00	<input type="checkbox"/>	Commercial Office	Story Drift Ratio
B2022.001	Curtain Walls - Generic Midrise Stick-Built Curtain wall, ...	85.00	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	Commercial Office	Story Drift Ratio
C1011.001b	Wall Partition, Type: Gypsum with metal studs, Partial ...	2.00	0.00	<input type="checkbox"/>	Commercial Office	Story Drift Ratio
C1011.001c	Wall Partition, Type: Gypsum with metal studs, Full Hei...	2.00	0.00	<input type="checkbox"/>	Commercial Office	Story Drift Ratio

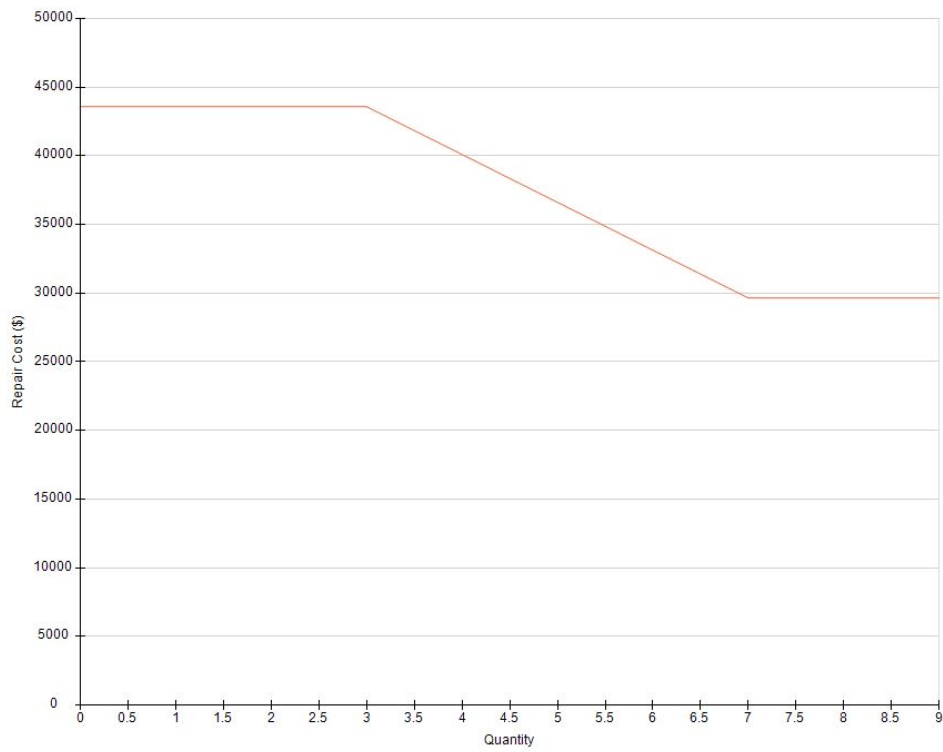
Σχήμα 4.9: Πίνακας εισαγωγής επιμέρους στοιχείων της κατασκευής.

Τα στοιχεία αυτά μπορεί να λειτουργούν κατά μία διεύθυνση του κτιρίου (π.χ. οι χιαστοί σύνδεσμοι), ή η συμπεριφορά τους να μην εξαρτάται από την διεύθυνση της σεισμικής δράσης (π.χ. οι ψευδοροφές) στην διεύθυνση από την οποία επηρεάζονται, οπότε ορίζονται αναλόγως.

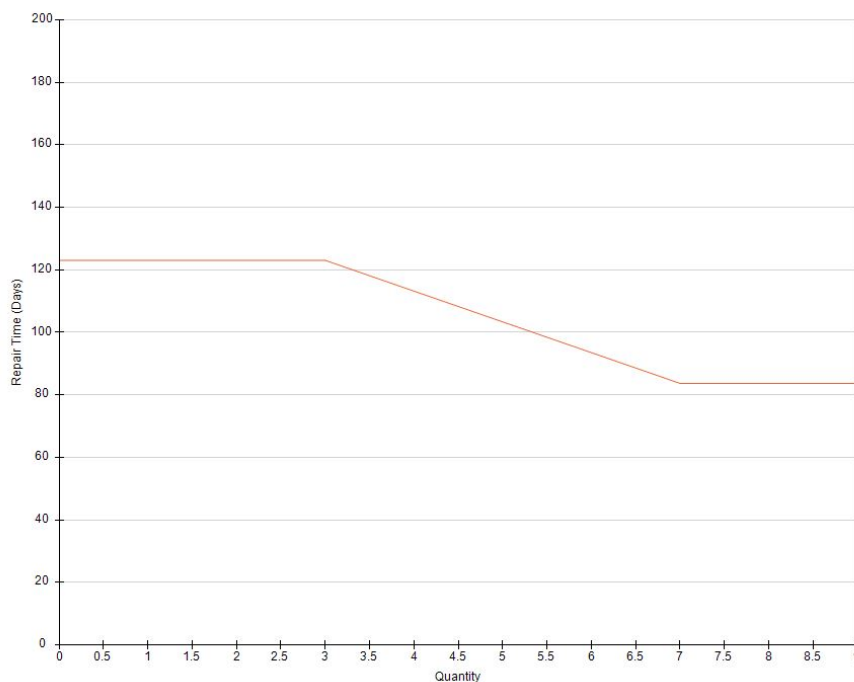
Κάθε στοιχείο της κατασκευής είναι ορισμένο στην βιβλιοθήκη του PACT με την δική καμπύλη τρωτότητας (Σχήμα 4.10) ως προς την επιτάχυνση ή την ανηγμένη μετακίνηση. Είναι ορισμένο, επίσης, το κόστος και ο χρόνος αντικατάστασης του σε σχέση με το πλήθος των προς αντικατάσταση στοιχείων, έτσι ώστε να είναι αντιπροσωπευτικό της αγοράς (Σχήμα 4.11 και Σχήμα 4.12).



Σχήμα 4.10: Καμπύλη τρωτότητας δομικού στοιχείου.



Σχήμα 4.11: Καμπύλη κόστους μονάδας σε σχέση με το πλήθος των στοιχείων.



Σχήμα 4.12: Καμπύλη χρόνου αποκατάστασης μονάδας σε σχέση με το πλήθος των στοιχείων

4.3.3 Εισαγωγή αποτελεσμάτων ανάλυσης

Ορίζεται στο πεδίο «Collapse Fragility» του PACT (Σχήμα 4.13) η τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης $SA(T_1)$ για την οποία υπάρχει 50% πιθανότητα οιονεί κατάρρευσης της κατασκευής και η διασπορά, τα οποία έχουν υπολογιστεί στα κεφάλαια 3.2.2 και 3.3.2.

Include Potential Collapse in Assessment

Collapse Fragility In terms of $S_a(\bar{T})$ Median: Dispersion:

Number of Potential Collapse Modes:

Mutually Exclusive Probability of Mode Given Collapse

Mode 1	Probability
1	1

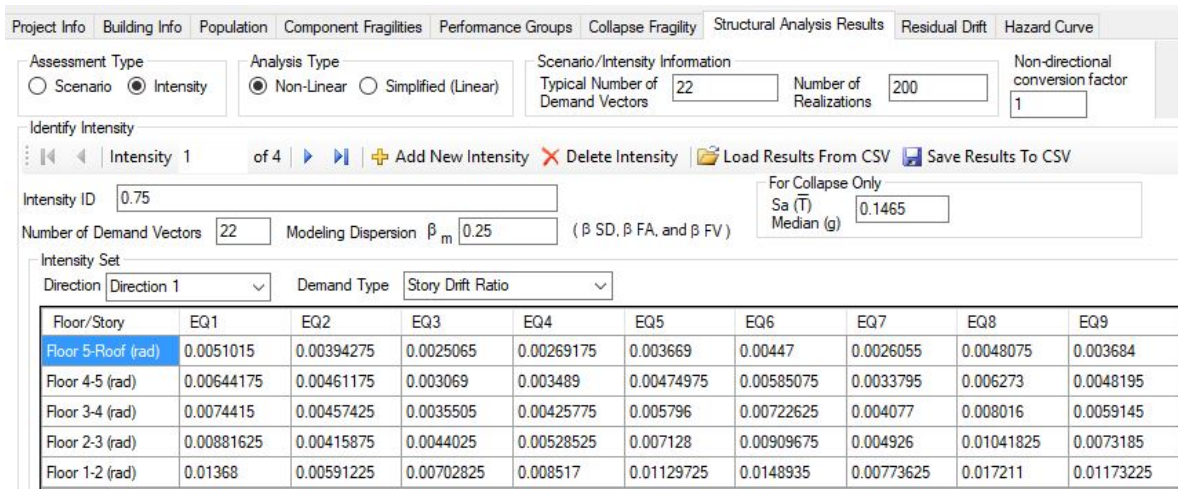
Fraction of Floor Subject to Collapse Debris

Floor	Mode 1
Floor 5 (5)	1
Floor 4 (4)	1
Floor 3 (3)	1
Floor 2 (2)	1

Σχήμα 4.13: Εισαγωγή των δεδομένων της σεισμικής τρωτότητας της κατασκευής.

Επίσης, εισάγονται στο πεδίο «Structural Analysis Results» του PACT (Σχήμα 4.14) οι τιμές των ανηγμένων μετακινήσεων και απολύτων επιταχύνσεων ανά διεύθυνση κάθε

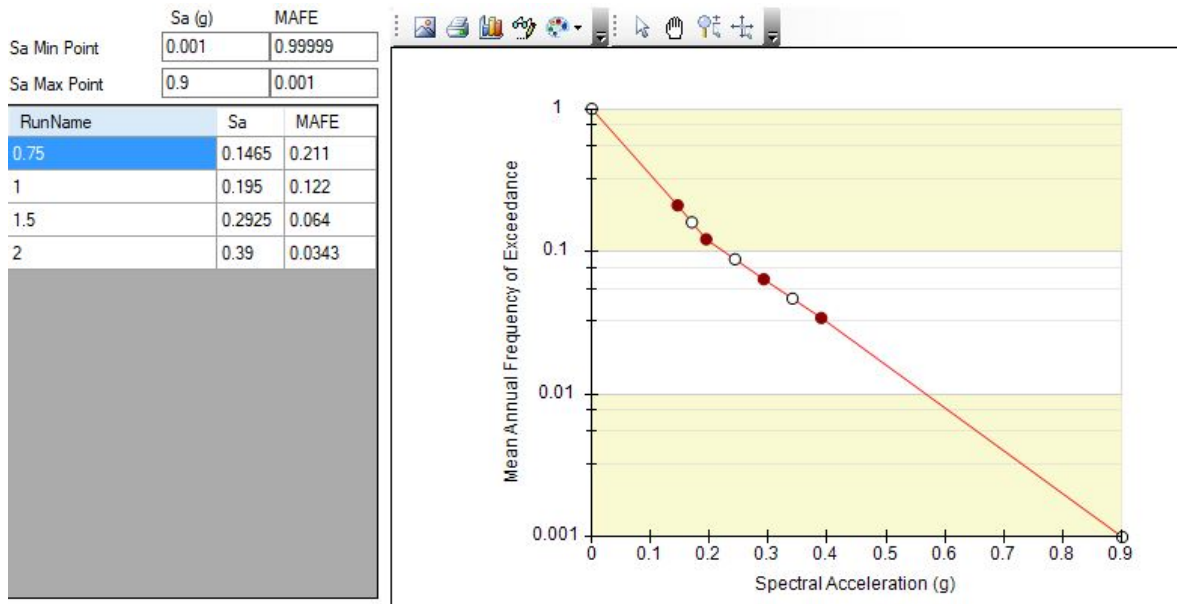
ορόφου και για τις 22 αναλύσεις χρονοϊστορίας, όπως αυτές υπολογίστηκαν στο κεφάλαιο 4.2. Ορίστηκαν τέσσερις βαθμοί σεισμικής έντασης ως ποσοστό της $SA(T_1)$. Οι βαθμοί αυτοί ορίστηκαν στο 75%, στο 100%, στο 150% και στο 200% της $SA(T_1)$.



Σχήμα 4.14: Εισαγωγή αποτελεσμάτων αναλύσεων χρονοϊστορίας

4.3.4 Εισαγωγή καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας

Στο πεδίο «Hazard Curve» του PACT (Σχήμα 4.15) ορίζεται η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής στην οποία βρίσκεται το κτίριο σύμφωνα με το Σχήμα 4.3.



Σχήμα 4.15: Ορισμός καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας περιοχής

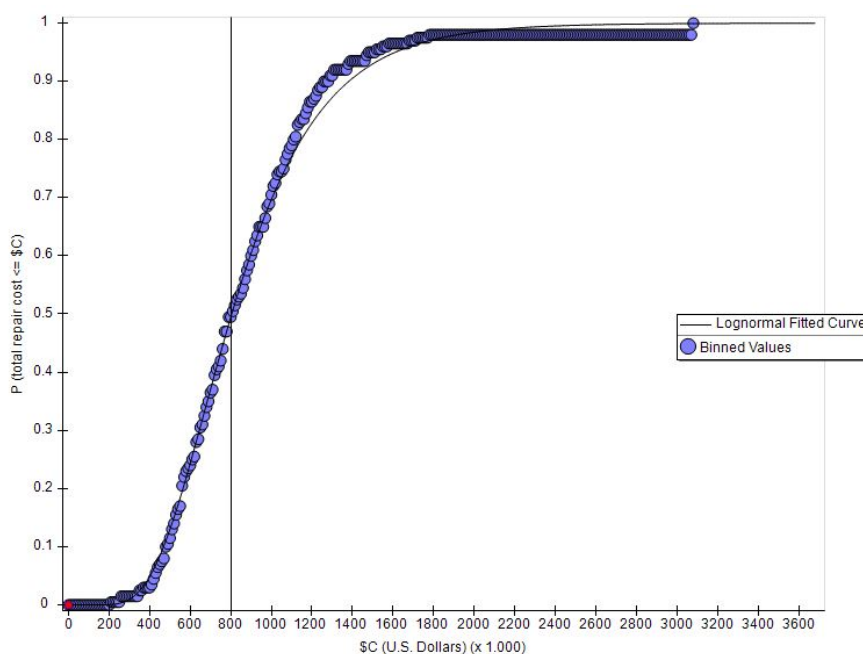
4.4 Αποτελέσματα

Από την ανάλυση με το λογισμικό PACT προκύπτουν αποτελέσματα που αφορούν το κόστος και ο χρόνος αποκατάστασης της κατασκευής σε εξάρτηση με την ένταση της σεισμικής διέγερσης που θα εμφανιστεί.

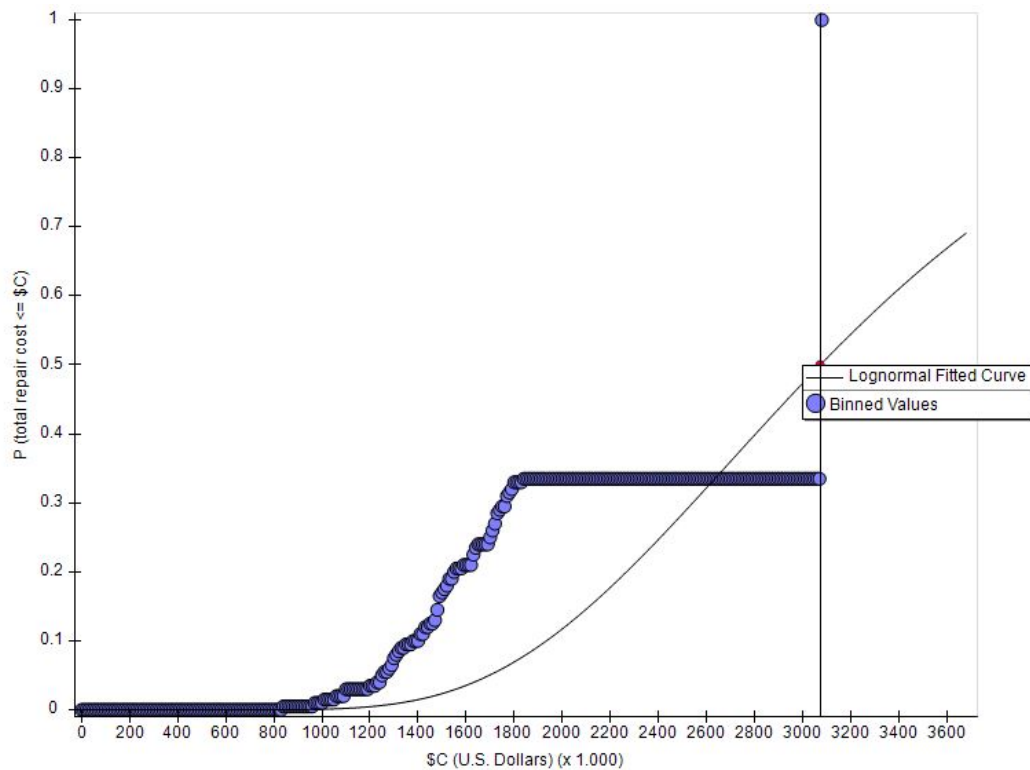
Προκύπτει, επίσης η μέση ετήσια πιθανότητα κατάρρευσης $P_C = 4.776 \cdot 10^{-3}$ ή 1/209 έτη, καθώς επίσης και η μέση ετήσια πιθανότητα το κτίριο να χαρακτηριστεί ως μη ασφαλές $P_{UP} = 9.358 \cdot 10^{-2}$ ή 1/11 έτη.

4.4.1 Αποτίμηση κόστους επισκευής

Στο Σχήμα 4.16 εμφανίζεται η καμπύλη επιτελεστικότητας για την σεισμική ένταση 2 (στο 100% της $SA(T_1)$). Προκύπτει, ότι για 50% πιθανότητα μη υπέρβασης για τη συγκεκριμένη ένταση το κόστος επισκευής υπολογίζεται στα 805.000€. Επίσης, το κόστος αποκατάστασης ανέρχεται στο 43,65% του οριακού κόστους αποκατάστασης (60% του κόστους κατασκευής), οπότε συμφέρει να αποκατασταθεί το κτίριο. Αντίστοιχα, προκύπτουν τα αποτελέσματα για τις υπόλοιπες εντάσεις (Πίνακας 4.1). Παρατηρούμε ότι για την ένταση 4 (στο 200% της $SA(T_1)$) το κόστος αποκατάστασης έχει φτάσει στο 100% του κόστους κατασκευής. Αυτό συμβαίνει γιατί για την συγκεκριμένη ένταση έχουμε κατάρρευση της κατασκευής. Επίσης, στο Σχήμα 4.17, παρατηρούμε ότι το κόστος «κλειδώνει» στην τιμή 1.844.100€, διότι υπερβαίνει την οριακή τιμή του κόστους αποκατάστασης.



Σχήμα 4.16: Καμπύλη επιτελεστικότητας κόστους αποκατάστασης (Ένταση: 100% $SA(T_1)$)



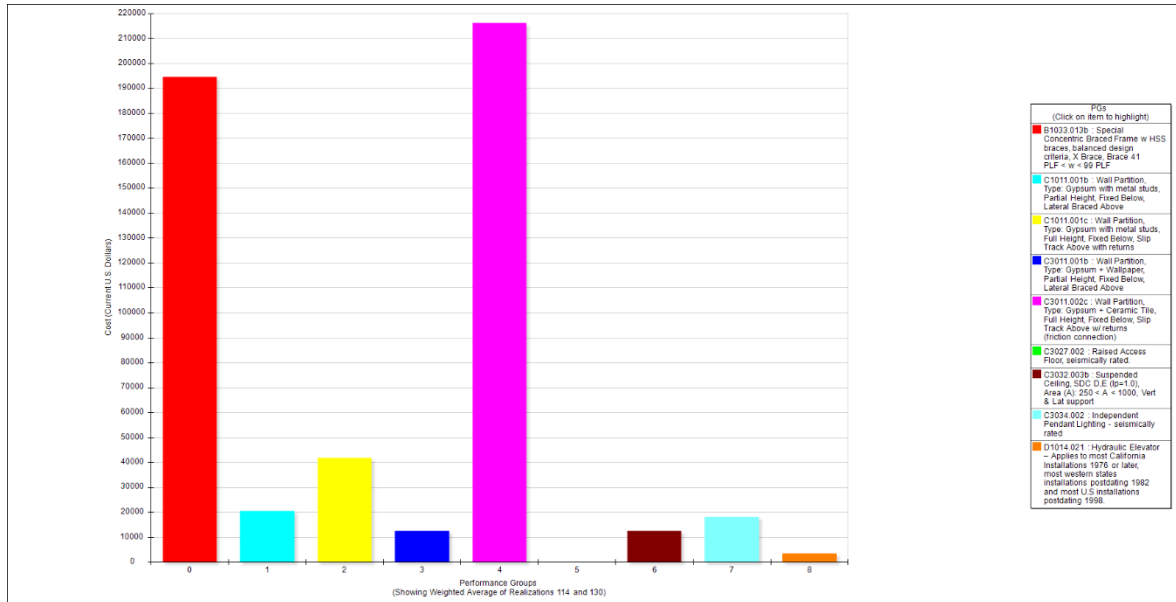
Σχήμα 4.17: Καμπύλη επιτελεστικότητας κόστους αποκατάστασης (Ένταση: 200% $SA(T_1)$)

Πίνακας 4.1: Τιμές κόστους αποκατάστασης κατασκευής για πιθανότητα 50% μη υπέρβασης της σεισμικής έντασης.

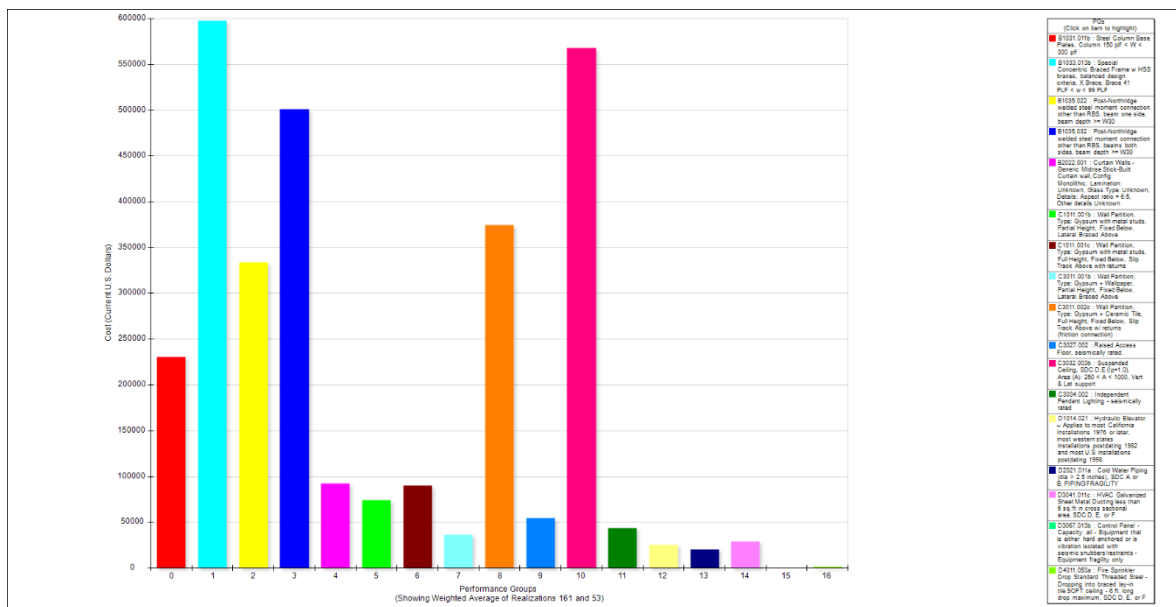
Ένταση (%) $SA(T_1)$	Κόστος Αποκατάστασης(€)	Ποσοστό επί του συνολικού κόστους κατασκευής (%)	Ποσοστό επί του οριακού κόστους επισκευής (%)
75%	520.000	16.92%	28.20%
100%	805.000	26.19%	43.65%
150%	1.503.333	48.91%	81.52%
200%	3.072.481	99.97%	166.61%

Στο Σχήμα 4.18 και στο Σχήμα 4.19 μπορούμε να δούμε τα αναλυτικά τα κόστη αποκατάστασης για κάθε στοιχείο της κατασκευής αναλυτικά, για τις εντάσεις $75\%SA(T_1)$ και $200\%SA(T_1)$ αντίστοιχα. Παρατηρούμε ότι για την ένταση 4 τα κόστη είναι υψηλά σε όλες τις ομάδες στοιχείων της κατασκευής, το οποίο είναι εύλογο αφού για μία τέτοια σεισμική δράση αναμένεται κατάρρευση της κατασκευής. Στον αντίποδα, για την ένταση 1, παρατηρούμε ότι έχουμε μόνο δύο ομάδες στοιχείων τα οποία δίνουν μεγάλα κόστη αποκατάστασης όταν αστοχούν. Τα στοιχεία αυτά είναι οι γυψοσανίδες και οι χιαστοί σύνδεσμοι ακαμψίας. Η αστοχία των γυψοσανίδων οφείλεται στο ότι είναι ευαίσθητες στις μικρές μετακινήσεις και μπορούν εύκολα να κάνουν ρηγματώσεις ακόμα και για μικρές εντάσεις σεισμικής δράσεις. Όσον αφορά τους χιαστί συνδέσμους, προφανώς αυτοί φτάνουν στο όριο διαρροής τους για μικρές ανηγμένες μετακινήσεις (χωρίς αυτό να σημαίνει αστοχία της κατασκευής). Στο Σχήμα 4.20 υπολογίζεται το μέσο ετήσιο κόστος επισκευής στα 271.895€/έτος, το οποίο είναι πολύ υψηλό και μη-βιώσιμο από οικονομικής άποψης και αυτό οφείλεται στην χρήση στοιχείων, υψηλού κόστους, ευαίσθητων σε μικρές μετακινήσεις. Στο Σχήμα 4.21 φαίνονται τα προηγούμενα

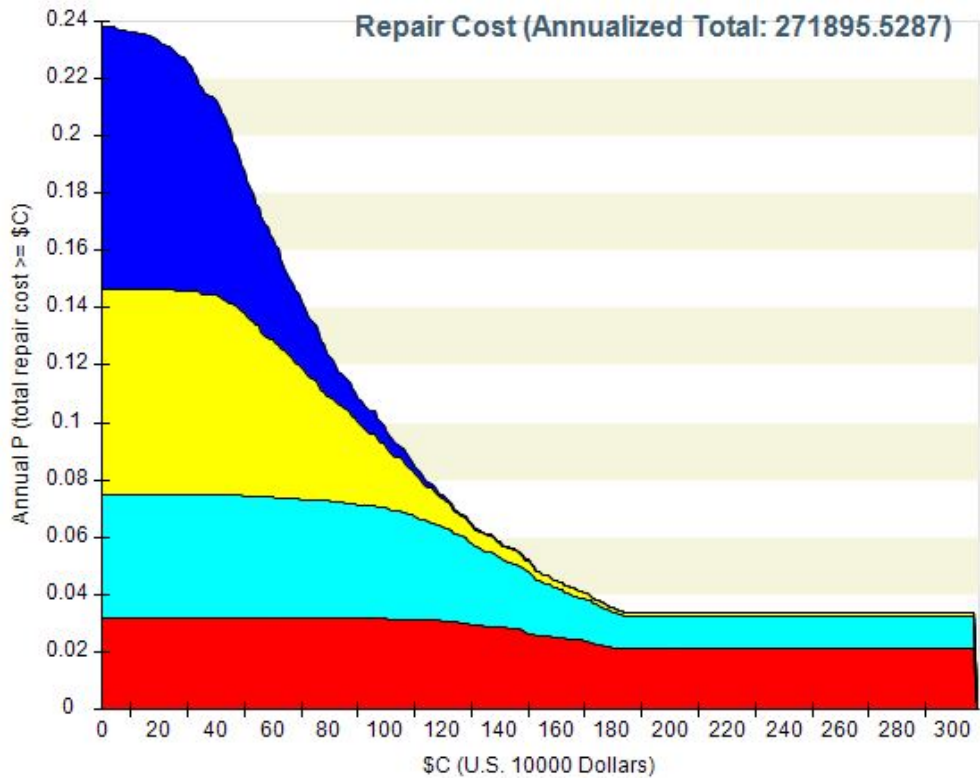
αποτελέσματα προσαρμοσμένα στην καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής και διακρίνεται ότι έχουμε σημαντική πιθανότητα (~10%) να εμφανιστούν σεισμοί μικρής εντάσεως οι οποίοι θα προκαλέσουν βλάβες χαμηλού σχετικά κόστους. Αντιθέτως, η πιθανότητα να εμφανιστεί μεγάλη σεισμική δράση και κατ' επέκταση σημαντικές βλάβες βαίνει μειούμενη και είναι περίπου στο 1% για ολική αποκατάσταση της κατασκευής.



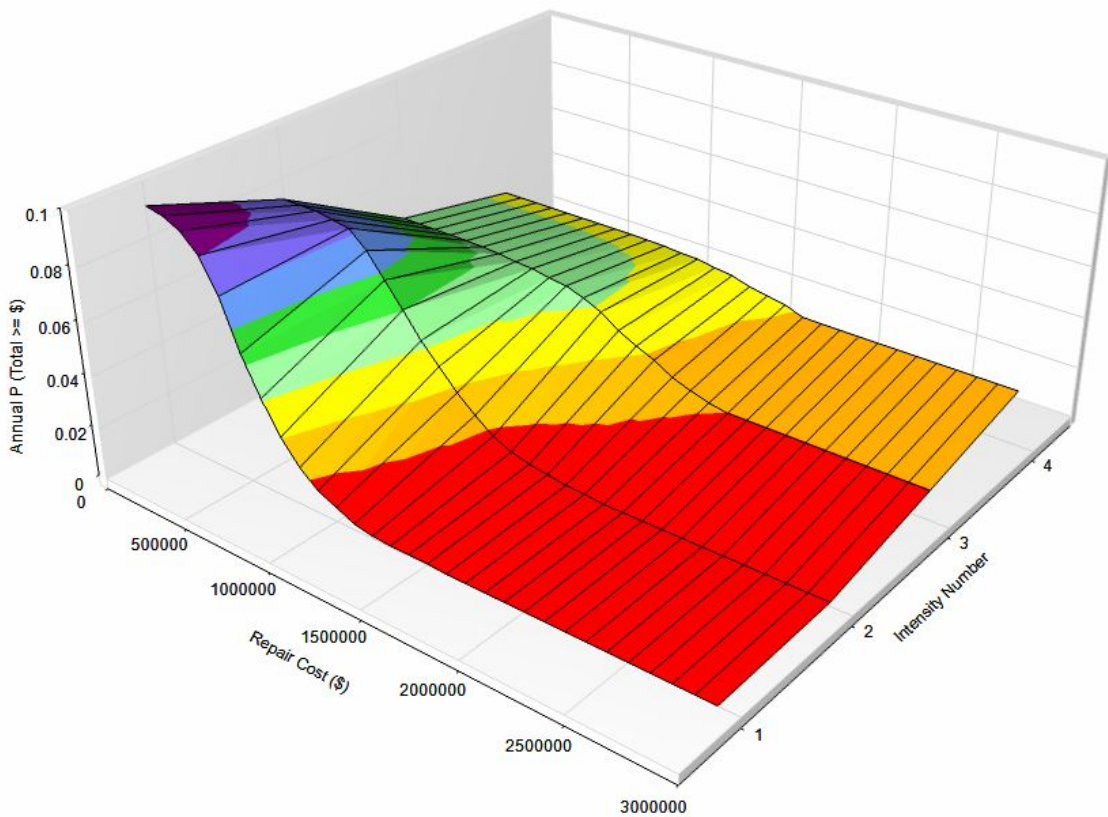
Σχήμα 4.18: Κατανομή κόστους αποκατάστασης για κάθε τμήμα της κατασκευής ("Ένταση: 75% $SA(T_1)$)



Σχήμα 4.19: Κατανομή κόστους αποκατάστασης για κάθε τμήμα της κατασκευής ("Ένταση: 200% $SA(T_1)$)



Σχήμα 4.20: Ετήσια πιθανότητα υπέρβασης κόστους κατασκευής

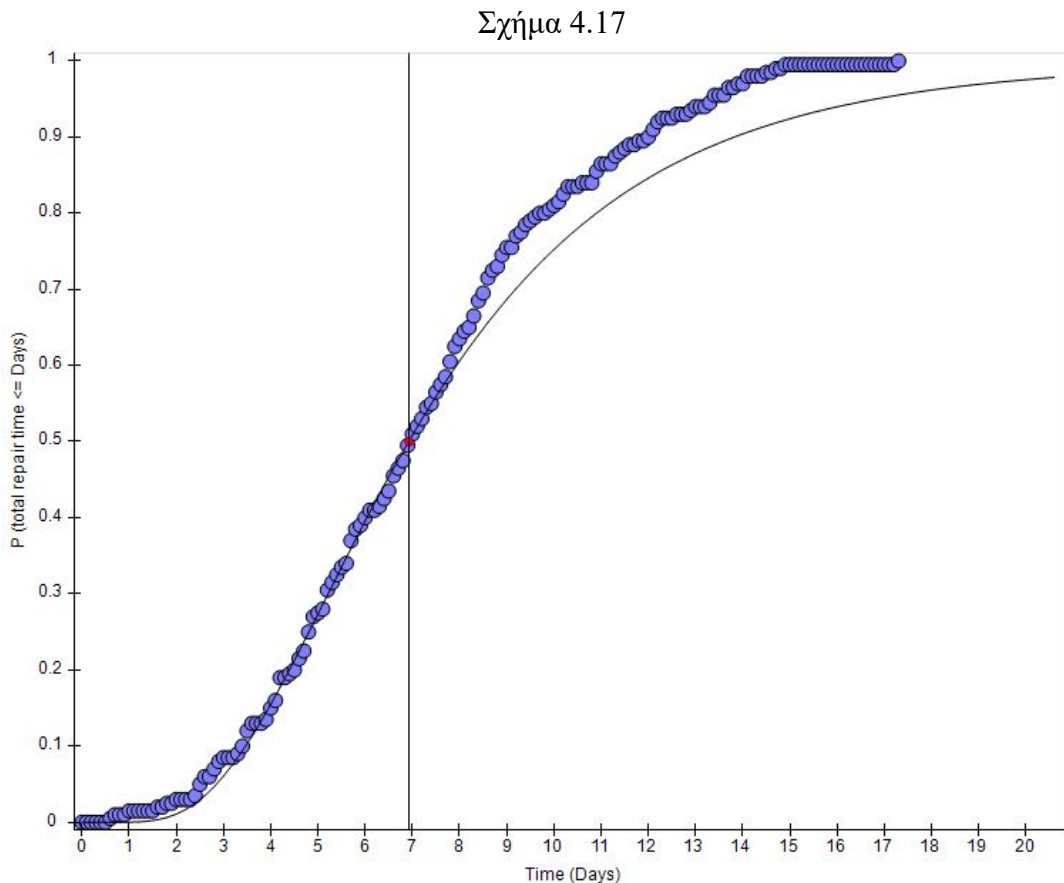


Σχήμα 4.21: Καμπύλη επιτελεσματικότητας για το κόστος κατασκευής, ανάλογα με την ένταση της σεισμικής δράσης, ανηγμένη στην καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας.

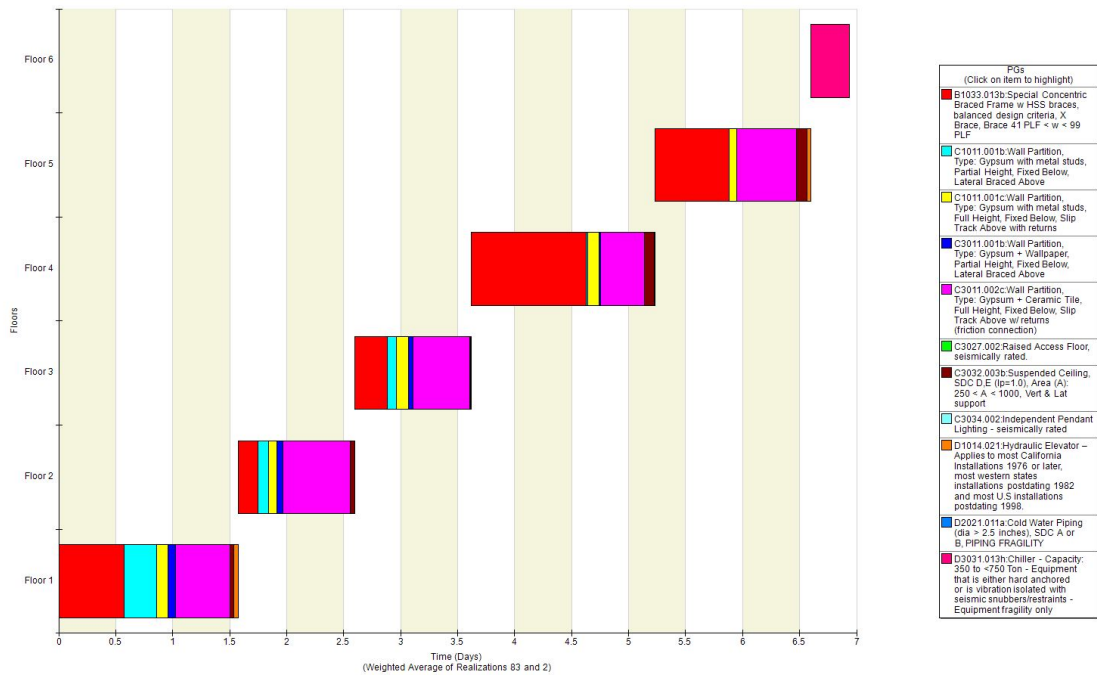
4.4.2 Αποτίμηση χρόνου επισκευής

Ο χρόνο αποκατάστασης της κατασκευής είναι υποκειμενικός, καθώς δεν είναι δυνατό να γνωρίζουμε παράγοντες όπως το εργατικό δυναμικό, εάν γίνει επιλογή να εργάζονται παράλληλα συνεργεία, καθώς επίσης δεν υπάρχει δυνατότητα για τη δημιουργία ενός διαγράμματος αλληλουχίας εργασιών με σχέσεις χρονικής εξάρτησης μεταξύ τους μέσα στο περιβάλλον του PACT (μπορεί προφανώς κάποιος να προχωρήσει στη δημιουργία χρονοδιαγράμματος χρησιμοποιώντας τις απόλυτες τιμές ημερομισθίων κάθε επιμέρους εργασίας). Στα πλαίσια αυτής της μεταπτυχιακής εργασίας έγινε μια παραδοχή ότι το εργατικό δυναμικό για τις εργασίες αποκατάστασης θα είναι 10 εργάτες.

Στο Σχήμα 4.16 εμφανίζεται η καμπύλη επιτελεστικότητας για την σεισμική ένταση 1 (στο 75% της $SA(T_1)$). Προκύπτει, ότι για 50% πιθανότητα μη υπέρβασης για τη συγκεκριμένη ένταση ο χρόνος επισκευής υπολογίζεται στις 7 ημέρες. Αντίστοιχα, προκύπτουν τα αποτελέσματα για τις υπόλοιπες εντάσεις (Πίνακας 4.2 Πίνακας 4.1).



Σχήμα 4.22: Καμπύλη επιτελεστικότητας χρόνου αποκατάστασης (Ένταση: 75% $SA(T_1)$)



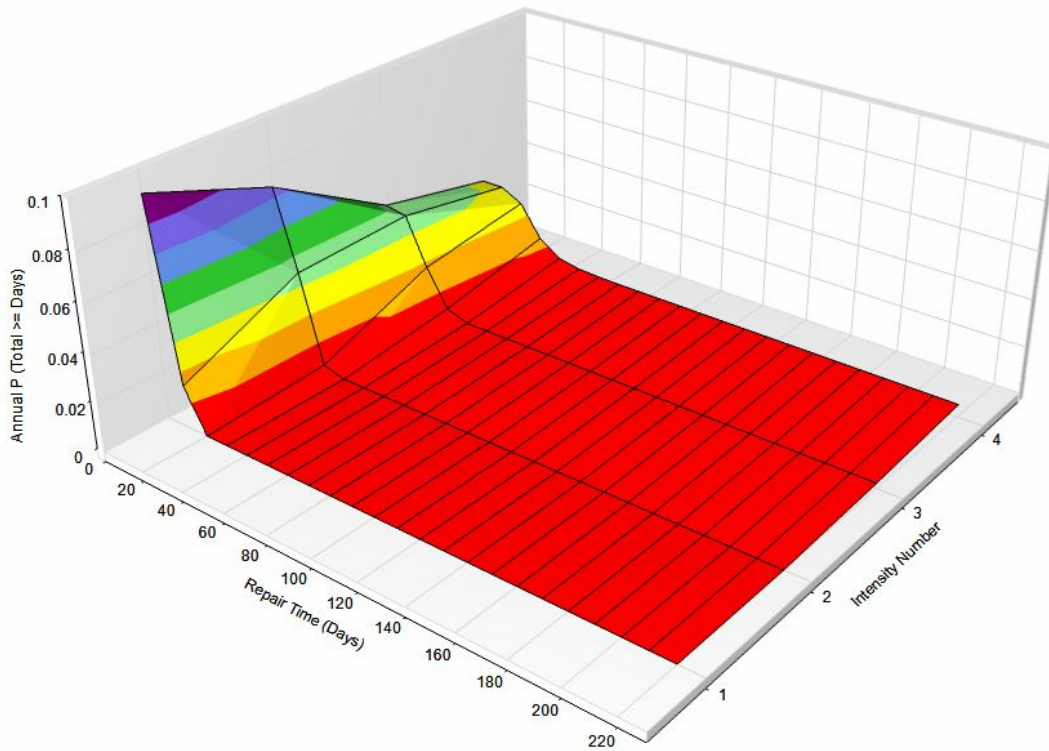
Σχήμα 4.23: Χρονοδιάγραμμα εργασιών αποκατάστασης (Ένταση: 75% $SA(T_1)$)

Πίνακας 4.2: Ημέρες αποκατάστασης κατασκευής για πιθανότητα 50% μη υπέρβασης της σεισμικής έντασης.

Ένταση (% $SA(T_1)$)	Χρόνος Αποκατάστασης
75%	7 ημέρες
100%	11 ημέρες
150%	20 ημέρες
200%	29 ημέρες

Στο Σχήμα 4.24 μπορούμε να δούμε τον χρόνο αποκατάστασης της κατασκευής σε σχέση με την σεισμική ένταση, καθώς επίσης και σε σχέση με την ετήσια πιθανότητα. Παρατηρούμε ότι έχουμε σχετικά μεγάλη πιθανότητα (~10%) να προκληθούν ζημιές με μικρό χρόνο αποκατάστασης, ενώ αντίθετα, η πιθανότητα να έχουμε μεγάλες δράσεις και χρόνους αποκατάστασης είναι αρκετά μικρή.

Repair Time Curves (Serial)



Σχήμα 4.24: Καμπύλη επιτελεστικότητας για τον χρόνο αποκατάστασης της κατασκευής, ανάλογα με την ένταση της σεισμικής δράσης, ανηγμένη στην καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας.

5 Συμπεράσματα

Στο υπό μελέτη κτίριο αναμένεται να υπάρχουν υψηλά κόστη για όχι μεγάλης έντασης σεισμικής δράσης, καθώς θα υπάρξουν σημαντικές βλάβες σε δευτερεύοντα κυρίως στοιχεία όπως τα εσωτερικά χωρίσματα. Όταν η αποτίμηση αυτή πραγματοποιείται στη διαδικασία διαστασιολόγησης υπάρχει η δυνατότητα να ληφθεί μια απόφαση υπερδιαστασιολόγησης - σε σχέση με το κανονιστικό πλαίσιο - της κατασκευής ή χρήση λύσεων οι οποίες δεν είναι ευαίσθητες σε μετακινήσεις, έτσι ώστε να μειωθεί το επίπεδο βλαβών σε μια τέτοια δράση. Εάν πάλι χρησιμοποιείται σε υφιστάμενη κατασκευή, εξάγουμε συμπεράσματα για την αναμενόμενη συμπεριφορά της και μπορούμε να επιλέξουμε, αναλόγως τις απαιτήσεις που έχουμε από αυτήν, αν θα την ενισχύσουμε ή όχι. Επιπλέον, παρατηρήθηκε υψηλό κόστος αποκατάστασης βλαβών για τον σεισμό σχεδιασμού, πράγμα το οποίο επιβεβαιώνει ότι ο σχεδιασμός των σύγχρονων κατασκευών πραγματοποιείται με σκοπό την προστασία της ανθρώπινης ζωής και όχι της κατασκευής. Η κατασκευή μετά από ένα τέτοιο συμβάν καθίσταται μη λειτουργική ή και κατεδαφιστέα.

Όσον αφορά τα αποτελέσματα για τον χρόνο αποκατάστασης των βλαβών, αυτός δεν είναι αντιπροσωπευτικός, καθώς δεν μπορούμε να γνωρίζουμε την δυναμική, σε προσωπικό, του αναδόχου των εργασιών αποκατάστασης. Επίσης δεν είναι δυνατό να εισάγουμε την χρονική εξάρτηση των εργασιών μεταξύ τους, δηλαδή ποιες μπορούν να εκτελεστούν παράλληλα και ποιες όχι ή το γεγονός ότι μια εργασία πρέπει να απέχει χρονικά από κάποια άλλη. Μπορούμε, ωστόσο, να εξάγουμε διακριτά τους απόλυτους χρόνους της κάθε επιμέρους εργασίας και βάσει αυτού να δομήσουμε ένα χρονοδιάγραμμα.

Εν κατακλείδι, η ανάλυση με τη μέθοδο FEMA P-58 είναι ένα εργαλείο εκτίμησης απωλειών σε κόστος και χρόνο, κατ' επέκταση είναι και εργαλείο επικοινωνίας των μηχανικών με τους υπόλοιπους εμπλεκόμενους στην κατασκευή. Από την ανάλυση με αυτή τη μέθοδο προκύπτουν αποτελέσματα σε μετρήσιμα μεγέθη από το σύνολο των ενδιαφερομένων/εμπλεκόμενων σε μια κατασκευή. Υπάρχει, δηλαδή, η δυνατότητα να εκφράσουμε, το αναμενόμενο επίπεδο βλαβών σε όρους κόστους και χρόνου αποκατάστασης για τις διάφορες εντάσεις σεισμικής δράσης και, γνωρίζοντας την πιθανότητα εμφάνισης της κάθε έντασης, να έχουμε μια πλήρη εικόνα για την απόκριση της κατασκευής.

6 Βιβλιογραφία

1. ΕΑΚ2000 (2001). «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000». Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ).
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. FEMA P-58 (2014a). "Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 - Methodology". Federal Emergency Management Agency (FEMA).
6. FEMA P-58 (2014b). "Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 2 - Implementation". Federal Emergency Management Agency (FEMA).
7. FEMA 356 (2000). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings". Federal Emergency Management Agency (FEMA).
8. FEMA 440 (2005). "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures". Federal Emergency Management Agency (FEMA).