

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ



ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ

«ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΗ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΚΑΙ ΑΕΙΦΟΡΟΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗ»

Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΚΤΗΡΙΩΝ

ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Σταύρος Κολομβάκης

Επιβλέπων: Δρ. Κωνσταντίνος Ρεπαπής

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2020

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Ευχαριστώ θερμά τον επιβλέποντα Καθηγητή μου Δρ. Κωνσταντίνο Ρεπαπή, για τη βοήθεια που μου παρείχε κατά τη συγγραφή της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας, και για την υποστήριξή του σε στιγμές ιδιαίτερα σημαντικές για την εξέλιξη του διερευνούμενου αντικειμένου της.

Ευχαριστώ, επίσης, τον Οργανισμό Απασχολήσεως Εργατικού Δυναμικού (Ο.Α.Ε.Δ.) ο οποίος, ως καθολικός διάδοχος του καταργηθέντος Οργανισμού Εργατικής Κατοικίας (Ο.Ε.Κ.), ανταποκρίθηκε ταχύτατα στο αίτημα παραχώρησης στοιχείων από το φάκελο μελέτης του κτηρίου που αποτελεί το αντικείμενο της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας, συμβάλλοντας κατά μεγάλο βαθμό στην επιτυχή ολοκλήρωση του όλου εγχειρήματος.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η ποικιλία που διέπει τη μορφολογική και κανονιστική τυπολογία των υφιστάμενων στο σύνολο της ελληνικής επικράτειας κτηρίων καθιστά, ως επί το πλείστον, δυσχερή τη μεταξύ τους σύγκριση και αποτίμηση της σεισμικής τους συμπεριφοράς. Βασικό εργαλείο αντιμετώπισης του προβλήματος αποτελεί η χάραξη καμπυλών τρωτότητας, τόσο για τα επιμέρους δομικά στοιχεία όσο και για το σύνολο του φορέα κάθε κτηρίου. Οι εν λόγω καμπύλες αποτελούν εύχρηστο βοήθημα για πληθώρα σκοπών, μεταξύ των οποίων προτεραιότητα καταλαμβάνει η διαχείριση σεισμικού κινδύνου.

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της διασύνδεσης μεταξύ της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτηρίου και της επίδρασης που ασκούν σε αυτή μεταβολές των γεωμετρικών και λοιπών χαρακτηριστικών του. Η μεθοδολογία που χρησιμοποιείται περιλαμβάνει ως αρχικό βήμα την επιλογή ενός τυπικού πολυώροφου κτηρίου Ωπλισμένου Σκυροδέματος, με χρήση κατοικίας. Για το κτήριο πραγματοποιείται ανελαστική στατική ανάλυση υπό αυξανόμενη ένταση (pushover analysis), για τις περιπτώσεις προσομοιώματος χωρίς τοιχοπληρώσεις, με τοιχοπληρώσεις και με ενισχύσεις επιλεγμένων μελών. Οι καμπύλες ικανότητας που εξάγονται από τις υπόψη αναλύσεις εισάγονται στο λογισμικό SPO2FRAG και τελικά μετατρέπονται προσεγγιστικά στις αντίστοιχες αθροιστικές καμπύλες Προσαυξητικής Δυναμικής Ανάλυσης (IDA) του 16^{ου}, 50^{ου} και 84^{ου} ποσοστημορίου.

Από τη γραφική αναπαράσταση των συναρτήσεων IDA ανά επιλεγμένο επίπεδο βλάβης, ως πιθανότητα υπέρβασης του υπόψη επιπέδου βλάβης συναρτήσει του δείκτη βλάβης, προκύπτουν οι ζητούμενες καμπύλες τρωτότητας του εξεταζόμενου κτιρίου. Βάσει των καμπυλών αυτών ποσοτικοποιούνται με συγκρίσιμο τρόπο οι τρωτότητες των εξεταζόμενων προσομοιωμάτων και εξάγονται συμπεράσματα που αφορούν στην αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτηρίου, από την οποία εξάγεται και η τελική εκτίμηση για την τρωτότητά του.

Λέξεις κλειδιά: τρωτότητα, αποτίμηση, σεισμός, pushover, SPO2FRAG.

ABSTRACT

The variety that characterizes the morphological and normative typology of the existing buildings throughout Greece renders, for the most part, difficult to compare and evaluate their seismic behavior. A key tool for dealing with the problem is the drawing of vulnerability curves, both for the individual structural elements and for the whole structure of each building. These curves are an easy-to-use tool for a variety of purposes, among which seismic risk management is a priority.

The subject of this thesis is to investigate the relationship between the seismic behavior of a building and the effect exerted on it by changes in its geometric and other characteristics. The methodology used includes as a first step the selection of a typical multi-storey Reinforced Concrete building, with residential occupancy. A pushover analysis is performed on the building, for the cases of simulation models without wall fillings, with wall fillings and with selected reinforcements. The SPO curves extracted from these analytics are entered into the SPO2FRAG software and finally converted to the corresponding cumulative Incremental Dynamic Analysis (IDA) fractile curves (16%, 50% and 84% fractiles).

The graphical representation of these IDA curves per selected limit state, as a probability of exceeding the considered limit state on the basis of the EDP, generates the required vulnerability curves of the examined building. Based on these curves, the vulnerabilities of the examined simulation models are quantified in a comparable way and conclusions are drawn regarding the assessment of the seismic behavior of the building, from which the final assessment for its vulnerability is derived.

Keywords: vulnerability, assessment, earthquake, pushover, SPO2FRAG.

Πίνακας περιεχομένων

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	5
ABSTRACT	7
ΕΙΣΑΓΩΓΗ	17
1. Γενικά.....	17
2. Σκοπός και αποτελέσματα της Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας	19
3. Μέθοδοι συλλογής δεδομένων και ακολουθούμενη μεθοδολογία	19
4. Δομή της Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας	20
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 – ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΠΙΣΚΟΠΗΣΗ	23
1.1. Μερικές βασικές έννοιες και ορισμοί.....	23
1.2. Διεθνής διαχρονική εξέλιξη αντισεισμικού σχεδιασμού	25
1.2.1. Αρχαία Ελλάδα	25
1.2.2. Μετέπειτα έτη	26
1.2.3. Σύγχρονη εποχή.....	27
1.3. Αντισεισμικός σχεδιασμός στην Ελλάδα.....	28
1.3.1. Τα πρώτα βήματα (Π.Δ. της 1.11.1928)	30
1.3.2. Αντισεισμικός Κανονισμός 1959 (Β.Δ. της 19/26.2.1959)	31
1.3.3. Αντισεισμικός Κανονισμός 1984 (Πρόσθετες διατάξεις)	33
1.3.4. Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 1995 (ΝΕΑΚ 1995)	34
1.3.5. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000 (ΕΑΚ 2000).....	35
1.3.6. Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	36
1.4. Προϋποθέσεις μορφολογικής κανονικότητας	38
1.4.1. Κανονικότητα σε κάτοψη	38
1.4.2. Κανονικότητα σε όψη.....	40
1.4.3. Κανονικότητα κατά Ε.Α.Κ.....	42
1.4.4. Κανονικότητα υφιστάμενων κτηρίων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.	42
1.5. Σεισμική συμπεριφορά κατασκευών σε συνθήκες ακανονικότητας.....	43
1.5.1. Ακανονικότητα σε κάτοψη	44
1.5.2. Ακανονικότητα σε όψη.....	46
1.6. Συναρτήσεις και καμπύλες τρωτότητας.....	47
1.7. Βασικά μεγέθη συναρτήσεων τρωτότητας	49
1.8. Αβεβαιότητες στην ανάπτυξη συναρτήσεων τρωτότητας.....	51
1.9. Μέθοδοι παραγωγής καμπυλών τρωτότητας.....	51
1.9.1. Εμπειρικές μέθοδοι	52
1.9.2. Αναλυτικές μέθοδοι	53
1.9.3. Κριτικές μέθοδοι.....	54

1.9.4.	Υβριδικές μέθοδοι.....	55
1.10.	Υφιστάμενες εργασίες με θέμα τις καμπύλες τρωτότητας.....	55
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 – ΓΕΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ.....		59
2.1.	Αντικείμενο διερεύνησης.....	59
2.2.	Στοιχεία ανάλυσης	60
2.2.1.	Ποιοτικός προσδιορισμός επικινδυνότητας	61
2.2.2.	Μη γραμμική (ανελαστική) στατική ανάλυση	63
2.2.3.	Προσδιορισμός δείκτη βλάβης	65
2.2.4.	Προσδιορισμός επιπέδων βλάβης.....	66
2.2.5.	Προσδιορισμός αβεβαιοτήτων	68
2.3.	Μεθοδολογία παραγωγής καμπυλών τρωτότητας.....	70
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.....		75
3.1.	Επιλογή και περιγραφή κτηρίου	75
3.2.	Τεκμηρίωση φέροντος οργανισμού	77
3.3.	Δημιουργία προσομοιώματος υφιστάμενου κτηρίου	80
3.3.1.	Προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου χωρίς τοιχοπληρώσεις.....	88
3.3.2.	Ανάλυση προσομοιώματος υφιστάμενου κτηρίου χωρίς τοιχοπληρώσεις	89
3.3.3.	Αποτελέσματα ανάλυσης προσομοιώματος υφιστάμενου κτηρίου χωρίς τοιχοπληρώσεις.....	95
3.3.4.	Προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου με τοιχοπληρώσεις	97
3.3.5.	Ανάλυση προσομοιώματος υφιστάμενου κτηρίου με τοιχοπληρώσεις.....	98
3.3.6.	Αποτελέσματα ανάλυσης προσομοιώματος υφιστάμενου κτηρίου με τοιχοπληρώσεις.....	101
3.4.	Δημιουργία προσομοιώματος ανασχεδιασμένου κτηρίου	104
3.4.1.	Ανάλυση προσομοιώματος ανασχεδιασμένου κτηρίου	110
3.4.2.	Αποτελέσματα ανάλυσης προσομοιώματος ανασχεδιασμένου κτηρίου	114
3.5.	Πρακτική εφαρμογή καμπυλών τρωτότητας	116
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....		119
4.1.	Γενικά.....	119
4.2.	Προτάσεις για μελλοντική έρευνα	121

Ευρετήριο εικόνων

Εικόνα 1: Αρχιτεκτονικά μέρη αρχαίου Ελληνικού ναού.....	25
Εικόνα 2: Καθορισμός επιφάνειας εσοχής ορόφου	38
Εικόνα 3: Γραφική παράσταση καμπυλών τρωτότητας για $n=3$ επίπεδα βλάβης.	47
Εικόνα 4: Γραφική παράσταση μητρώου πιθανότητας βλάβης για $n=3$ επίπεδα βλάβης.....	47
Εικόνα 5: Έννοια της καμπύλης τρωτότητας.....	48
Εικόνα 6: Κατάταξη βλαβών κτηρίων Ω.Σ. κατά την Ευρωπαϊκή Μακροσεισμική Κλίμακα (EMS-98)	49
Εικόνα 7: Διάγραμμα ροής για τον αναλυτικό υπολογισμό καμπυλών τρωτότητας	53
Εικόνα 8: Εξιδανίκευση καμπύλης ικανότητα.....	63
Εικόνα 9: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού (EK 8) για οριζόντια σεισμική δράση και απόσβεση 5%.....	66
Εικόνα 10: Τυπική μορφή καμπύλης ικανότητας και αντίστοιχο ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα.....	66
Εικόνα 11: Διάγραμμα ροής της μεθοδολογίας SPO2FRAG.	72
Εικόνα 12: Γενική Διάταξη οικισμού Μενίδι Ι (Ν. Αττικής).	75
Εικόνα 13: Κάτοψη ξυλοτύπου ισογείου με υφιστάμενους οπλισμούς (στάθμη 0).	81
Εικόνα 14: Προσομοίωμα ισογείου με υφιστάμενους οπλισμούς (στάθμη 0).	82
Εικόνα 15: Κάτοψη ξυλοτύπου τυπικού ορόφου με υφιστάμενους οπλισμούς (στάθμες 1, 2 και 3).....	83
Εικόνα 16: Προσομοίωμα Α' ορόφου με υφιστάμενους οπλισμούς (στάθμη 1).	84
Εικόνα 17: Προσομοίωμα Β' ορόφου με υφιστάμενους οπλισμούς (στάθμη 2).	85
Εικόνα 18: Προσομοίωμα Γ' ορόφου με υφιστάμενους οπλισμούς (στάθμη 3).	86
Εικόνα 19: Τομή κατά μήκος.	87
Εικόνα 20: Γραμμική τρισδιάστατη (3D) απεικόνιση.....	88
Εικόνα 21: Τρισδιάστατη (3D) απεικόνιση.....	88
Εικόνα 22: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά X_1	89
Εικόνα 23: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά X_2	90
Εικόνα 24: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά Ψ_1	90
Εικόνα 25: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά Ψ_2	90
Εικόνα 26: Δυναμικά χαρακτηριστικά κτηρίου.....	91
Εικόνα 27: Καμπύλες IDA, διεύθυνση κατά X	91

Εικόνα 28: Καμπύλες IDA, διεύθυνση κατά Ψ	92
Εικόνα 29: Επιλογή δείκτη βλάβης.....	92
Εικόνα 30: Προσδιοριστικές παράμετροι δείκτη βλάβης	93
Εικόνα 31: Όρια επιπέδων βλάβης	93
Εικόνα 32: Προσδιορισμός πρόσθετων αβεβαιοτήτων	94
Εικόνα 33: Προσδιορισμός λογαριθμικής τυπικής απόκλισης του δείκτη βλάβης	94
Εικόνα 34: Οθόνη λογισμικού SPO2FRAG, διεύθυνση κατά Ψ	95
Εικόνα 35: Καμπύλες τρωτότητας, διεύθυνση κατά X	95
Εικόνα 36: Καμπύλες τρωτότητας, διεύθυνση κατά Ψ	96
Εικόνα 37: Γραμμική τρισδιάστατη (3D) απεικόνιση.....	97
Εικόνα 38: Τρισδιάστατη (3D) απεικόνιση.....	97
Εικόνα 39: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά X_1	98
Εικόνα 40: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά X_2	98
Εικόνα 41: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά Ψ_1	99
Εικόνα 42: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά Ψ_2	99
Εικόνα 43: Δυναμικά χαρακτηριστικά.....	99
Εικόνα 44: Καμπύλες IDA, διεύθυνση κατά X	100
Εικόνα 45: Καμπύλες IDA, διεύθυνση κατά Ψ	100
Εικόνα 46: Όρια επιπέδων βλάβης	101
Εικόνα 47: Οθόνη λογισμικού SPO2FRAG, διεύθυνση κατά X	101
Εικόνα 48: Οθόνη λογισμικού SPO2FRAG, διεύθυνση κατά Ψ	102
Εικόνα 49: Καμπύλες τρωτότητας, διεύθυνση κατά X	102
Εικόνα 50: Καμπύλες τρωτότητας, διεύθυνση κατά Ψ	103
Εικόνα 51: Γραμμική τρισδιάστατη (3D) απεικόνιση.....	105
Εικόνα 52: Τρισδιάστατη (3D) απεικόνιση.....	105
Εικόνα 53: Προσομοίωμα στάθμης 0 ανασχεδιασμένου κτηρίου.	106
Εικόνα 54: Προσομοίωμα στάθμης 1 ανασχεδιασμένου κτηρίου.	107
Εικόνα 55: Προσομοίωμα στάθμης 2 ανασχεδιασμένου κτηρίου.	108
Εικόνα 56: Προσομοίωμα στάθμης 3 ανασχεδιασμένου κτηρίου.	109
Εικόνα 57: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά X_1	110
Εικόνα 58: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά X_2	111

Εικόνα 59: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά Ψ_1	111
Εικόνα 60: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά Ψ_2	111
Εικόνα 61: Δυναμικά χαρακτηριστικά.....	112
Εικόνα 62: Καμπύλες IDA, διεύθυνση κατά X	112
Εικόνα 63: Καμπύλες IDA, διεύθυνση κατά Ψ	113
Εικόνα 64: Όρια επιπέδων βλάβης.....	113
Εικόνα 65: Οθόνη λογισμικού SPO2FRAG, διεύθυνση κατά X	114
Εικόνα 66: Οθόνη λογισμικού SPO2FRAG, διεύθυνση κατά Ψ	114
Εικόνα 67: Καμπύλες τρωτότητας, διεύθυνση κατά X	115
Εικόνα 68: Καμπύλες τρωτότητας, διεύθυνση κατά Ψ	115
Εικόνα 69: Πιθανότητα υπέρβασης επιπέδου βλάβης " <i>προστασία ζωής</i> ", διεύθυνση κατά X	117
Εικόνα 70: Πιθανότητα υπέρβασης επιπέδου βλάβης " <i>προστασία ζωής</i> ", διεύθυνση κατά Ψ	117
Εικόνα 71: Πιθανότητα υπέρβασης επιπέδου βλάβης " <i>προστασία ζωής</i> ", διεύθυνση κατά X	118
Εικόνα 72: Πιθανότητα υπέρβασης επιπέδου βλάβης " <i>προστασία ζωής</i> ", διεύθυνση κατά Ψ	118

Ευρετήριο πινάκων

Πίνακας 1: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (1939).....	29
Πίνακας 2: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (Αντισεισμικός Κανονισμός 1959).....	29
Πίνακας 3: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (Ε.Α.Κ. 2000)	29
Πίνακας 4: Παράμετροι ανάλυσης pushover κτηρίου	78

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1. Γενικά

Η πρόοδος της επιστήμης του Μηχανικού, σε συνδυασμό με την εξέλιξη της τεχνολογίας, επέτρεψαν την ανάπτυξη σύνθετων μεθόδων σχεδιασμού και αποτίμησης των κατασκευών, που έχουν ως βασικό άξονα την επιτελεσματικότητα. Με αυτό τον τρόπο, η σχετικά μονοδιάστατη φιλοσοφία της μεθόδου των δυνάμεων παραχώρησε τη θέση της σε μία πολύπλευρη προσέγγιση, βάσει της οποίας ο στόχος της επίτευξης μίας συγκεκριμένης σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής καθορίζεται πλέον με τη συμμετοχή όχι μόνο του Μηχανικού (όσον αφορά στις τάσεις, μετατοπίσεις, επιταχύνσεις) αλλά και του άμεσα ενδιαφερόμενου ιδιοκτήτη (ως προς το επιθυμητό κόστος επισκευής ενδεχόμενων βλαβών λόγω του σεισμού).

Ωστόσο, η πιθανότητα μίας κατασκευής να υποστεί βλάβες, όταν καταπονείται από μία σεισμική δράση, εμπεριέχει ισχυρό το στοιχείο της αβεβαιότητας, τόσο ως προς τη φέρουσα ικανότητα του φορέα της όσο και ως προς την απαίτηση που θέτουν τα κατά τόπους και περιόδους ισχύοντα Κανονιστικά κείμενα. Και, προκειμένου να ληφθούν αποφάσεις για την βέλτιστη στάθμη επιτελεσματικότητας, θα πρέπει να «μεταφρασθεί» η σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής σε όρους κόστους, συνεκτιμώντας όλες τις σχετικές παραμέτρους με ένα κατά το δυνατόν πλήρη και συστηματικό τρόπο. Τα βήματα που έχει καθιερωθεί να ακολουθούνται περιλαμβάνουν την πιθανοτική σεισμική επικινδυνότητα (δηλαδή την πιθανότητα να συμβεί σεισμός συγκεκριμένης έντασης), την εκτιμώμενη απόκριση της κατασκευής (που καθορίζεται από την πιθανότητα υπέρβασης της τιμής μίας σχεδιαστικής παραμέτρου για ένα συγκεκριμένο μέγεθος σεισμικής έντασης), την ανάλυση των βλαβών της για τη δεδομένη επιβαλλόμενη σεισμική δράση, καθώς και τον καθορισμό των απωλειών που αναμένεται να καταγραφούν λόγω των προαναφερθεισών βλαβών (Moehle and Deierlein, 2004). Το δεύτερο από τα εν λόγω βήματα μπορεί να προσδιορισθεί με χρήση διαφόρων μεθόδων, μία εκ των οποίων αφορά στην ανάπτυξη καμπυλών τρωτότητας της εξεταζόμενης κατασκευής.

Ιδιαίτερα ανεπτυγμένες τις σχετικά πρόσφατες δεκαετίες, οι καμπύλες τρωτότητας χρησιμοποιούνται πλέον ολοένα και συχνότερα ως βασικά συστατικά στοιχεία της διαδικασίας πιθανοτικής ανάλυσης κινδύνου, μέρος της οποίας αποτελεί η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτηρίων. Επί της ουσίας, πρόκειται για τη γραφική παράσταση μαθηματικών συναρτήσεων με τις οποίες μπορεί να περιγραφεί πιθανοτικά η εμφάνιση βλαβών σε ένα καταπονούμενο από σεισμό κτήριο, για κάθε τιμή της σεισμικής δράσης που επιβάλλεται σε αυτό. Λόγω της φύσης τους, οι καμπύλες τρωτότητας μπορούν να αποτυπώσουν μία αρκετά πλούσια και κατανοητή εικόνα της αξιοπιστίας μίας

κατασκευής, δεδομένου ότι δεν συνιστούν μεμονωμένα σημεία αλλά ενσωματώνουν την ευρύτητα μίας συνάρτησης. Επιπλέον, τα αποτελέσματά τους ερμηνεύονται όχι ως ονομαστικές αλλά ως απόλυτες πιθανότητες, καθώς εμπεριέχουν γνώση της σχετικής πιθανοτικής κατανομής που χρησιμοποιείται για την παραγωγή τους. Γι' αυτό το λόγο, αν και οι καμπύλες τρωτότητας διαμορφώνονται κάθε φορά για συγκεκριμένη τυπολογία κτηρίων, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς κάθε άλλου κτηρίου με ομοειδή χαρακτηριστικά.

Στα ανωτέρω πλαίσια αναπτύσσεται το αντικείμενο της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας, το οποίο αφορά στην παραγωγή καμπυλών τρωτότητας μη κανονικού πολυώροφου κτηρίου από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, βάσει των οποίων μπορεί να εκτιμηθεί και να αξιολογηθεί η σεισμική συμπεριφορά του φέροντος οργανισμού του.

Ειδικότερο αντικείμενο διερεύνησης της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας αποτελούν:

- Η ανασκόπηση των βασικών αρχών αντισεισμικού σχεδιασμού, όπως αυτές αναπτύχθηκαν και εξελίχθηκαν μέχρι τη σημερινή εποχή, τόσο διεθνώς όσο και στην Ελλάδα,
- Η ανάλυση των προϋποθέσεων κανονικότητας ή μη ενός κτηρίου, καθώς και των χαρακτηριστικών που διέπουν τη σεισμική συμπεριφορά μη κανονικών κτηρίων, όπως αυτά έχουν προκύψει μέσα από την εφαρμογή των εκάστοτε αντισεισμικών κανονιστικών κειμένων και έχουν καταγραφεί διεθνώς από ερευνητές σε σχετικές εργασίες,
- Η παρουσίαση των μεθοδολογιών ανάπτυξης συναρτήσεων τρωτότητας και τα είδη των παραγόμενων εξ αυτών καμπυλών τρωτότητας,
- Η επιλογή της μεθοδολογίας κατά Baltzopoulos et al (2017) και η έμπρακτη εφαρμογή της μέσω του λογισμικού SPO2FRAG σε μελέτη περίπτωσης υφιστάμενου μη κανονικού πολυώροφου κτηρίου από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, ο φορέας του οποίου εξετάζεται για παραλλαγές που αφορούν σε επιλεγμένες μεταβολές των γεωμετρικών και λοιπών χαρακτηριστικών του,
- Ο σχολιασμός των παραγόμενων καμπυλών τρωτότητας, όσον αφορά στη διαφορετική σεισμική απόκριση των παραλλαγών του φορέα του αναλυόμενου κτηρίου, καθώς και η εξαγωγή συμπερασμάτων για την επιρροή που ασκούν οι παραλλαγές αυτές στην εν λόγω απόκριση.

2. Σκοπός και αποτελέσματα της Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας

Σκοπός της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας είναι να εντοπισθεί και να διερευνηθεί ο τρόπος με τον οποίο διαμορφώνεται η συμπεριφορά ενός μη κανονικού πολυώροφου κτηρίου Ωπλισμένου Σκυροδέματος υπό σεισμική καταπόνηση, ενώ ο φέρων οργανισμός του υφίσταται επιλεγμένες μεταβολές των γεωμετρικών και λοιπών χαρακτηριστικών του.

Απώτερος στόχος της ανωτέρω διερεύνησης είναι η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του εξεταζόμενου κτηρίου, βάσει μίας αρχικής ποιοτικής εκτίμησης των τρωτών χαρακτηριστικών του, η οποία στη συνέχεια ποσοτικοποιείται μαθηματικά με την κατάρτιση συναρτήσεων τρωτότητας. Μέσω των εξαγόμενων από αυτές καμπυλών τρωτότητας, είναι δυνατόν να ελεγχθεί πιθανοτικά η τρωτότητα του υπόψη κτηρίου, αλλά και κάθε άλλου κτηρίου με ομοειδή χαρακτηριστικά, όσον αφορά στο βαθμό εμφάνισης βλαβών και στη σοβαρότητα αυτών, συνεπεία μίας σεισμικής δράσης.

Αφού ολοκληρωθεί η διαδικασία χάραξης των καμπυλών τρωτότητας, ζητούμενο αποτέλεσμα της συνολικής διερεύνησης είναι να μπορούν πλέον αυτές να χρησιμοποιηθούν ως εύχρηστο και εποπτικό εργαλείο, με το οποίο είναι δυνατόν να συγκριθεί με ομογενοποιημένο τρόπο η σεισμική συμπεριφορά κτηρίων με ομοειδή χαρακτηριστικά αλλά διαφορετικού είδους στοιχεία τρωτότητας.

3. Μέθοδοι συλλογής δεδομένων και ακολουθούμενη μεθοδολογία

Η μεθοδολογία που επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί για τις ανάγκες εκπόνησης της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας αναπτύσσεται σε δύο κύρια μέρη, ως εξής:

- **Το πρώτο μέρος**, το οποίο αφορά σε βιβλιογραφική επισκόπηση, ξεκινά με τη διαχρονική εξέλιξη του αντισεισμικού σχεδιασμού, σε διεθνές επίπεδο, και των εγχώριων αντισεισμικών κανονιστικών κειμένων. Στη συνέχεια, εκτίθενται οι σχετικές προβλέψεις μορφολογικής κανονικότητας των κτηρίων, η μη εκπλήρωση των οποίων συνιστά προϋπόθεση χαρακτηρισμού ενός κτηρίου ως μη κανονικό. Σε αυτά τα πλαίσια, αναφέρονται τα συμπεράσματα παλαιότερων εργασιών που ασχολήθηκαν με τη διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς μη κανονικών κτηρίων και των ιδιαιτεροτήτων που παρουσιάζει, έναντι αυτής των κανονικών κτηρίων. Τέλος, παρουσιάζεται η έννοια των συναρτήσεων τρωτότητας και των καμπυλών τρωτότητας, ενώ παράλληλα αναλύεται η χρήση

αυτών ως εργαλείο αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς μη κανονικών κτηρίων και ποσοτικοποίησης της τρωτότητάς τους.

- **Το δεύτερο μέρος** εξετάζει τη μεθοδολογία που χρησιμοποιείται, η οποία περιλαμβάνει ως αρχικό βήμα την επιλογή ενός μη κανονικού πολυώροφου κτηρίου Ωπλισμένου Σκυροδέματος, με χρήση κατοικίας. Για το επιλεγμένο κτήριο πραγματοποιείται ανάλυση τρωτότητας, αφετηρία της οποίας αποτελεί η χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης υπό αυξανόμενη ένταση (pushover analysis) για τρεις παραλλαγές του φορέα, οι οποίες αφορούν σε κτήριο χωρίς τοιχοπληρώσεις, με τοιχοπληρώσεις και με ενισχύσεις. Από τις πραγματοποιηθείσες μη γραμμικές αναλύσεις, με μετασχηματισμό και επεξεργασία των αποτελεσμάτων μέσω του λογισμικού SPO2FRAG, καταστρώνονται συναρτήσεις οι οποίες δίδουν αντίστοιχες καμπύλες τρωτότητας για κάθε ένα από τα προσομοιώματα του κτηρίου που αναλύονται. Οι εν λόγω καμπύλες περιγράφουν με ομογενοποιημένη μορφή τη σεισμική συμπεριφορά του υπόψη κτηρίου, αλλά και κάθε ομοειδούς κτηρίου, καθιστώντας την αξιόπιστη συγκρίσιμη και παρέχοντας χρήσιμα συμπεράσματα ως προς το μηχανισμό αστοχίας των κτηρίων.

4. Δομή της Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας

Όλα τα προαναφερθέντα στοιχεία της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας συμπεριλαμβάνονται και αναλύονται σε τέσσερα επιμέρους Κεφάλαια ως εξής:

Το 1^ο Κεφάλαιο (Βιβλιογραφική Επισκόπηση) αφορά στην παρουσίαση του θεσμικού πλαισίου αντισεισμικού σχεδιασμού, των προϋποθέσεων μορφολογικής κανονικότητας των κτηρίων και του τρόπου με τον οποίο η παρουσία της ή η έλλειψή της επηρεάζει τη σεισμική συμπεριφορά αυτών. Τέλος, περιγράφεται η έννοια των καμπυλών τρωτότητας και εξετάζονται οι επιμέρους παράμετροι που τη συνθέτουν.

Στο 2^ο Κεφάλαιο (Μεθοδολογία Ανάλυσης) περιλαμβάνει μελέτη περίπτωσης η οποία αφορά στην παραγωγή καμπυλών τρωτότητας σε μη κανονικό πολυώροφο κτήριο από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, μελετημένο με παλαιότερους κανονισμούς και για τρεις παραλλαγές του προσομοιώματος (χωρίς τοιχοπληρώσεις, με τοιχοπληρώσεις, με ενισχύσεις). Σε αυτά τα πλαίσια, παρουσιάζεται η χρησιμοποιούμενη μεθοδολογία, εκτίθενται τα στάδια της ανάλυσης και επιλέγονται οι τιμές των παραμέτρων που απαιτείται να εισαχθούν στο λογισμικό .

Στο 3^ο Κεφάλαιο (Ανάλυση και αποτελέσματα) πραγματοποιείται η ανάλυση τρωτότητας των τριών προαναφερθεισών παραλλαγών του προσομοιώματος του κτηρίου, σύμφωνα με τα βήματα που περιλαμβάνει η μεθοδολογία η οποία παρουσιάστηκε στο προηγούμενο Κεφάλαιο, και παρουσιάζονται και σχολιάζονται τα αποτελέσματα κάθε παραλλαγής, μέχρι την τελική παραγωγή των ζητούμενων καμπυλών τρωτότητας.

Στο 4^ο Κεφάλαιο (Συμπεράσματα) ανακεφαλαιώνονται τα αποτελέσματα που παρήχθησαν από την ανάλυση τρωτότητας των τριών παραλλαγών του προσομοιώματος, όπως αυτά παρουσιάστηκαν στα προηγούμενα Κεφάλαια, και συγκρίνονται μεταξύ τους προς εξαγωγή συμπερασμάτων. Τέλος, προτείνονται πτυχές του αρχικού προβλήματος προς περαιτέρω έρευνα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 – ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΠΙΣΚΟΠΗΣΗ

1.1. Μερικές βασικές έννοιες και ορισμοί

Η κατανόηση της σεισμικής συμπεριφοράς μίας οποιασδήποτε κατασκευής προϋποθέτει τη γνώση της σχετικής ορολογίας, έτσι όπως αυτή γεννήθηκε με τα πρώτα κανονιστικά κείμενα και δοκιμάστηκε και εδραιώθηκε σε βάθος χρόνου στη διεθνή και εγχώρια βιβλιογραφία. Μόνο μέσω της χρήσης μίας κοινά κατανοητής και αποδεκτής επιστημονικής γλώσσας καθίσταται σαφής για το Μηχανικό η συνολική εικόνα που παρουσιάζει η κατασκευή σε μία σεισμική καταπόνηση, έτσι ώστε να μπορούν σε δεύτερο στάδιο να υποδειχθούν και τα αρμόζοντα μέτρα αποκατάστασης ή ενίσχυσης, που ενδέχεται να απαιτηθούν.

Σε αυτές τις περιπτώσεις, η συνηθέστερα χρησιμοποιούμενη ορολογία εστιάζει κυρίως:

- Στη **σεισμική διακινδύνευση** μίας κατασκευής, η οποία χρησιμοποιεί όρους της οικονομικής επιστήμης για να προσδιορίσει τις απώλειες ενός σεισμικού γεγονότος, είτε αυτές είναι άμεσες, έμψυχες ή άψυχες (λ.χ. τραυματισμοί ή θάνατοι πολιτών, βλάβες ή και καταρρεύσεις κτηρίων) είτε είναι έμμεσες, όπως λ.χ. οπισθοδρόμηση της κοινωνικής ζωής του τόπου, βραχύχρονη ή μακρόχρονη διακοπή της οικονομικής δραστηριότητας κ.λπ. Μαθηματικά, η έννοια εκφράζει την πιθανοτική κατανομή των αναμενόμενων ή καταγεγραμμένων απωλειών, μέσω της εξίσωσης:

$$\text{Σεισμική Διακινδύνευση} = (\text{Κίνδυνος}) \times (\text{Έκθεση}) \times (\text{Τρωτότητα}) \quad [1.1-1]$$

- Στην **τρωτότητα**, όπως αυτή ενσωματώνεται μαθηματικά στην ανωτέρω σχέση και εκφράζει την ευπάθεια μίας κατασκευής, δηλαδή τον εκτιμώμενο βαθμό απωλειών σε περίπτωση έκθεσής της σε ένα κίνδυνο όπως λ.χ. ένα σεισμικό γεγονός. Οι εν λόγω απώλειες είναι κυρίως άμεσες, αν και η έννοια μπορεί να διευρυνθεί έτσι ώστε να συμπεριλάβει και τις έμμεσες απώλειες, όπως είναι οι οικονομικές.
- Στην **αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς** μίας κατασκευής, η οποία ποσοτικοποιεί τις ποιοτικές εκτιμήσεις και πληροφορίες που σκιαγραφούν τη συμπεριφορά της εν λόγω κατασκευής έναντι μίας σεισμικής δράσης με συγκεκριμένα χαρακτηριστικά. Βάσει των αποτελεσμάτων αυτής της ποσοτικοποίησης ελέγχεται η επάρκεια της κατασκευής σε ένα ενδεχόμενο μελλοντικό σεισμικό συμβάν, προσδιορίζονται τα τρωτά σημεία της και

καθορίζεται η ενδεδειγμένη μεθοδολογία και ο βαθμός ενίσχυσης αυτών, έτσι ώστε τελικά να μειωθεί η τρωτότητα της κατασκευής στο μέγιστο δυνατό βαθμό.

- Στην **ενίσχυση** των τρωτών σημείων μίας κατασκευής, όπως αναφέρθηκε ανωτέρω, η οποία αποσκοπεί στη χρήση διαδικασιών και μεθόδων βελτίωσης των δομικών χαρακτηριστικών των ασθενών μελών της κατασκευής, σε μικρότερο ή μεγαλύτερο βαθμό και έκταση. Στόχος της ενίσχυσης, η οποία συμπορεύεται στις περισσότερες περιπτώσεις με την επισκευή των μελών που έχουν υποστεί βλάβες από ένα σεισμικό γεγονός, είναι αυτά να αποκτήσουν αναβαθμισμένη σεισμική συμπεριφορά έναντι της εξωτερικά επιβαλλόμενης σεισμικής δράσης, σε σύγκριση με τον αρχικό σχεδιασμό τους.

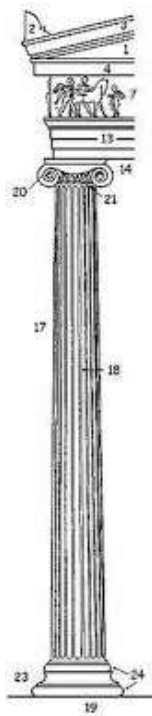
Θα πρέπει εδώ να επισημανθεί το βασικό χαρακτηριστικό που διέπει την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μίας κατασκευής, το οποίο έγκειται στη χρονική στιγμή κατά την οποία μπορεί αυτή να εφαρμοσθεί, όσον αφορά στη συνολική διάρκεια ζωής της κατασκευής. Η αποτίμηση περιλαμβάνει ισχυρό το στοιχείο του σχεδιασμού, διότι προϋποθέτει τη μέγιστη δυνατή πρόσβαση του αναλυτή σε σχεδιαστικά και κατασκευαστικά δεδομένα, ενώ ενδέχεται να οδηγήσει και στο σχεδιασμό μέτρων επισκευής/ενίσχυσης τοπικού ή γενικού χαρακτήρα. Ωστόσο, διαφέρει από τον καθαυτό σχεδιασμό της κατασκευής, ο οποίος συνιστά το πρώτο στάδιο στην πορεία της υλοποίησής της, δηλαδή αναφέρεται σε μία υποδομή μελετώμενη μεν αλλά όχι ακόμη υφιστάμενη στο πεδίο, τη συγκεκριμένη χρονική στιγμή. Η διαφορά έγκειται στο ότι η αποτίμηση αποτελεί μία σύνθετη αναλυτική διαδικασία που εφαρμόζεται σε ήδη υφιστάμενα κτήρια με σκοπό:

- **Πριν από ένα πιθανό μελλοντικό σεισμικό γεγονός**, την πρόβλεψη του ενδεχόμενου βαθμού βλάβης της κατασκευής, έτσι ώστε με την πραγματοποίηση στοχευμένων επεμβάσεων προσεισμικής ενίσχυσης σε επιλεγμένα τμήματα αυτής να μειωθεί κατά το δυνατόν οποιαδήποτε πιθανή εμφάνιση βλαβών.
- **Μετά από ένα σεισμικό γεγονός**, και βάσει του λεπτομερούς προσδιορισμού των καταγεγραμμένων βλαβών της κατασκευής, την υλοποίηση επεμβάσεων επισκευής ή και μετασεισμικής ενίσχυσης, αν διαπιστωθεί ότι είναι αναγκαίες, έτσι ώστε αφενός να αποκατασταθεί η κατασκευή και, αφετέρου να αποφευχθεί η επανεμφάνιση των ίδιων βλαβών στο μέλλον.

1.2. Διεθνής διαχρονική εξέλιξη αντισεισμικού σχεδιασμού

Ένα φυσικό φαινόμενο όπως ο σεισμός, που προϋπάρχει της ανθρώπινης παρουσίας πάνω στη γη και αποτελεί καθημερινό ζημιογόνο φαινόμενο για πολλές περιοχές, είναι αυτονόητο να προκαλέσει από νωρίς το ανθρώπινο ενδιαφέρον. Η θέληση του ανθρώπου να καταστήσει το επίγειο ίχνος του ορατό για τις διάδοχες γενιές, τον ώθησε τόσο στη διερεύνηση του μηχανισμού γένεσης των σεισμών, όσο και στην αντιμετώπισή τους, σε ένα αέναο αγώνα αναζήτησης μεθόδων σχεδιασμού των κατασκευών, με τις οποίες επιχειρήθηκε η επιμήκυνση του χρόνου ζωής των δομημάτων του αρχαίου κόσμου.

1.2.1. Αρχαία Ελλάδα



- 1: τύμπανον
- 2: ακρωτήριο
- 3: γείσο καταέτιο
- 4: γείσο
- 7: ζωφόρος
- 13: επιστύλιο
- 14: κιονόκρανο
- 17: κίονας
- 18: αυλάκια
- 19: στυλοβάτης
- 20: κοχλίας
- 21: αστράγαλος
- 23: σπύρα
- 24: δακτύλιοι

Εικόνα 1: Αρχιτεκτονικά μέρη αρχαίου Ελληνικού ναού

(Πηγή: http://anaskaptontas.blogspot.gr/2013/10/blog-post_15.html#!/2013/10/blog-post_15.html)

κομμάτια αποτελούσε το **εμποόλιο**. Με αυτό το σύστημα, που λειτουργούσε εν είδει διατμητικού συνδέσμου αποτρέποντας τις υπερβολικές διαφορικές μετακινήσεις μεταξύ των σφονδύλων, οι αρχαίοι μηχανικοί επιτύγχαναν την επιθυμητή σταθερότητα των κίωνων σε μία σεισμική καταπόνηση, η οποία προκαλούσε θραύση του ξύλινου εμπόλιου πολύ πριν από τη θραύση του περιβάλλοντος μαρμαρίνου υλικού του σφονδύλου.

Οι αρχαιότερες προσπάθειες σχεδιασμού κατασκευών με κριτήρια αντισεισμικότητας εντοπίζονται στην κατασκευαστική φιλοσοφία των αρχαίων ελληνικών ναών. Ο φέρων οργανισμός όλων χαρακτηρίζεται από την ύπαρξη κιονοστοιχιών, κατασκευασμένων από σφονδύλους (μαρμαρίνους δακτυλίους όχι πάντοτε ομοιόμορφου πάχους), οι οποίοι προσαρμόζονταν προσεκτικά ο ένας πάνω στον άλλο καθ' ύψος, με σκοπό τη μεταφορά των υπερκείμενων φορτίων από τα επιστύλια στο έδαφος έδρασης του ναού. Η ανέγερση του κίονα γινόταν χωρίς συνδετικό κονίαμα μεταξύ των σφονδύλων, αλλά με λείανση και αναθύρωση. Παράλληλα, διανοίγονταν οπές στο κέντρο τους, όπου προσαρμοζόταν ένα κυλινδρικό κομμάτι ξύλου, ο **πόλος**, ο οποίος σε συνδυασμό με δύο άλλα αντίστοιχα ξύλινα

1.2.2. Μετέπειτα έτη

Ανατρέχοντας από την αρχαιότητα μέχρι τη νεώτερη ιστορία, η εξελικτική πορεία του αντισεισμικού σχεδιασμού ακολούθησε διεθνώς την αντίστοιχη εξέλιξη των αντισεισμικών υπολογιστικών μεθόδων. Όλες αυτές οι μέθοδοι αντιμετώπιζαν το σχεδιασμό των κατασκευών τόσο από σεισμολογικής πλευράς, όσον αφορά στον καθορισμό της επιβαλλόμενης σεισμικής δράσης μέσω λ.χ. των ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας, όσο και από στατικής – δυναμικής πλευράς, όσον αφορά στις επιβαλλόμενες φορτίσεις που χρησιμοποιούσε ο Μηχανικός για να υπολογίσει τη μέγιστη δυνατή σεισμική απόκριση της κατασκευής (Αναστασιάδης, 2008).

Σήμερα, ο Ιάπωνας F. Omori αναγνωρίζεται διεθνώς ως πρωτοπόρος στον τομέα του αντισεισμικού σχεδιασμού. Η μέθοδος που ανέπτυξε, περί τα 1900, αντιμετωπίζει την κατασκευή ως απόλυτα στερεό και απαραμόρφωτο σώμα, όλα τα σημεία του οποίου έχουν την ίδια επιτάχυνση με αυτή του εδάφους, κατά τη σεισμική διέγερση. Βάσει αυτής της αντίληψης, τα σεισμικά φορτία που παραλαμβάνει μία πολυώροφη κατασκευή ταυτίζονται με τις δυνάμεις αδράνειας στερεού σώματος, οι οποίες θεωρείται ότι εξισορροπούν τις δυνάμεις στήριξης της κατασκευής, σύμφωνα με την αρχή D' Alembert. Για τον υπολογισμό των φορτίων καθιερώθηκε ο σεισμικός συντελεστής ε , ο οποίος εξαρτά το στατικά επιβαλλόμενο οριζόντιο σεισμικό φορτίο που παραλαμβάνει η κατασκευή από το υπερκείμενο βάρος της. Η τιμή του, βαθμιαία, και ιδίως μετά τους σεισμούς της Santa Barbara (1925) και του Long Beach (1933), καθορίστηκε σε $\varepsilon = 0,10$ (Αναστασιάδης, 2008).

Σχεδόν παράλληλα με τη στατική μέθοδο του Omori άρχισε να αναπτύσσεται η ιδέα του δυναμικού αντισεισμικού σχεδιασμού, με χρήση φάσματος απόκρισης μέσω του οποίου προσομοιώνεται η σεισμική διέγερση. Η πρώτη αναφορά περιελάμβανε τη χρήση ενός σύνθετου εκκρεμούς συστήματος, προγόνου του σημερινού σειсмоγράφου, και έγινε το 1926 από τον Suyehiro, Διευθυντή στο Ινστιτούτο Σεισμικής Έρευνας του Imperial University of Tokyo.

Το 1932, ο Biot υπολόγισε τη σεισμική απόκριση κατασκευών μέσω ιδιομορφικής ανάλυσης, χρησιμοποιώντας το φάσμα Fourier. Την εργασία του Biot συνέχισε ο Housner (1956, 1959), ο οποίος εισήγαγε την έννοια της ανελαστικής παραμόρφωσης και καθιέρωσε το φάσμα απόκρισης αντί του φάσματος Fourier, για την κατασκευή του οποίου υπολόγισε τη μέγιστη απόκριση (συνήθως επιτάχυνση) μίας ακολουθίας μονοβάθμιων ταλαντωτών με αύξουσες ιδιοπεριόδους, βάσει του επιταχυνσιογραφήματος του σεισμού.

Οι Veletsos and Newmark (1960) σύγκριναν τις σεισμικές συμπεριφορές ανελαστικών και ελαστικών συστημάτων ίδιας ιδιοπεριόδου, αντιστοιχίζοντας τις μέγιστες αποκρίσεις τους. Η εργασία τους κατέληξε στο συμπέρασμα ότι οι μέγιστες μετακινήσεις

των δύο συστημάτων σχεδόν ταυτίζονται, για συγκεκριμένες περιοχές τιμών της ιδιοπεριόδου, οδηγώντας στη διατύπωση της αρχής των ίσων μετακινήσεων.

Η συσχέτιση των αποκρίσεων ανελαστικών και ελαστικών συστημάτων διερευνήθηκε περαιτέρω από τους Newmark and Hall (1969), οι οποίοι προχώρησαν στη διατύπωση σχέσεων υπολογισμού της μέγιστης ανελαστικής απόκρισης, όταν είναι γνωστή η αντίστοιχη μέγιστη ελαστική απόκριση, για περιοχές χαμηλών, μεσαίων και υψηλών τιμών της ιδιοπεριόδου. Παράλληλα, η εργασία τους εισήγαγε την έννοια του συντελεστή μείωσης της αντοχής ή συντελεστή συμπεριφοράς ως λόγο της αντοχής που απαιτείται για να παραμείνει μία κατασκευή στην ελαστική περιοχή προς την πραγματική της αντοχή.

1.2.3. Σύγχρονη εποχή

Ο σύγχρονος αντισεισμικός σχεδιασμός, έτσι όπως αναπτύχθηκε μέσω των προαναφερθεισών διερευνητικών εργασιών και διαμορφώθηκε με τη συμβολή πλήθους ερευνητών σε παγκόσμιο επίπεδο, περιλαμβάνει κανονισμούς οι οποίοι υιοθετούν ως κυρίαρχες μεθοδολογίες που μπορούν να ταξινομηθούν στις ακόλουθες τρεις κύριες κατηγορίες:

- **Στη μέθοδο των δυνάμεων**, με αντιπροσωπευτικότερο παράδειγμα τον ΕΚ-8 (2004), η οποία χρησιμοποιεί το συντελεστή συμπεριφοράς για τον υπολογισμό, σε πρώτο στάδιο, της τέμνουσας σχεδιασμού και στη συνέχεια, μέσω του κανόνα των ίσων μετακινήσεων, των σχετικών και μέγιστων μετατοπίσεων των ορόφων της κατασκευής. Για την εφαρμογή της μεθόδου υιοθετείται ο ικανοτικός σχεδιασμός, βάσει του οποίου οι παραμορφώσεις των κύριων δομικών στοιχείων της κατασκευής θα πρέπει να βρίσκονται εντός ελαστικής περιοχής, ενώ δευτερεύοντα στοιχεία όπως οι δοκοί μπορούν να υφίστανται διαρροή, με σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων. Γενικά, η μέθοδος αναπτύχθηκε και εφαρμόζεται αποτελεσματικά για μονοβάθμια συστήματα, δεν θεωρείται όμως εξίσου αξιόπιστη σε πολυβάθμια συστήματα (Karavasilis et al., 2006).
- **Στην επιτελεστικότητα**, που συνδέει την επιθυμητή συμπεριφορά μίας κατασκευής σε σεισμική διέγερση (λ.χ. τάση, φορτία, μετατοπίσεις) με τη σεισμική επικινδυνότητα, ως κριτήριο σχεδιασμού. Η μέθοδος αναπτύχθηκε ως απάντηση στο πρόβλημα του βέλτιστου οικονομικά σχεδιασμού των κατασκευών, λόγω των σημαντικών έμφυτων και οικονομικών απωλειών που προκαλούσε η σταθερή και σχεδόν αδιαπραγμάτευτη, μέχρι τότε, απαίτηση για

προστασία ζωής κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος. Η κεντρική φιλοσοφία της συνίσταται στη διασύνδεση επιθυμητής συμπεριφοράς και βαθμού βλάβης της κατασκευής, έτσι όπως αυτός εκδηλώνεται μέσω της πλαστιμότητας και των μέγιστων σχετικών μετατοπίσεων των υψομετρικών σταθμών της, χωρίς όμως να λαμβάνονται υπόψη άλλες πραγματικές παράμετροι επιρροής, όπως η μορφή αστοχίας των μελών. Αντιπροσωπευτικοί κανονισμοί που έχουν υιοθετήσει τη μέθοδο της επιτελεστικότητας είναι ο ATC 40 (1996) και ο FEMA 273 (1997), οι οποίοι λαμβάνουν υπόψη το δομικό σύστημα και το υλικό κατασκευής, προκειμένου να καθορίσουν τα μέγιστα επιτρεπτά μεγέθη πλαστιμότητας και σχετικής μετατόπισης, βάσει των οποίων προσδιορίζονται τα διάφορα επίπεδα επιτελεστικότητας ή επίδοσης της κατασκευής.

- **Στη μέθοδο των μετατοπίσεων**, η οποία αποτελεί κατ' ουσίαν εξέλιξη της μεθόδου αντισεισμικού σχεδιασμού με στάθμες επιτελεστικότητας, εισήχθη ως μεθοδολογία το 1993 από τον Priestley (1993) και εξακολουθεί να αποτελεί πεδίο διερεύνησης και εμβάθυνσης μέχρι σήμερα (Priestley and Calvi, 1997, Priestley et al., 2007). Η ευρύτερα χρησιμοποιούμενη παραλλαγή της μεθόδου είναι αυτή του σχεδιασμού βάσει άμεσων μετατοπίσεων, σύμφωνα με την οποία για την προσομοίωση ενός ανελαστικού συστήματος χρησιμοποιείται ως ισοδύναμο ένα ελαστικό μονοβάθμιο σύστημα μικρότερης δυσκαμψίας και μεγαλύτερης απόσβεσης, η οποία προκύπτει βάσει της συνολικής απορροφούμενης ενέργειας λόγω ελαστικής απόσβεσης και πλαστικής παραμόρφωσης.

1.3. Αντισεισμικός σχεδιασμός στην Ελλάδα

Για τα ελληνικά δεδομένα, σημαντική είναι η συνεισφορά του Καθηγητή Α. Ρουσόπουλου, ο οποίος παρέλαβε τη σκυτάλη από τον Otomí, το 1932 και προχώρησε στη διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης των μονώροφων κτηρίων, θεσπίζοντας την έννοια του **κέντρου ελαστικής στροφής** της πλάκας, για να αντιμετωπίσει την αυξημένη στατική αοριστία των κτηρίων της εποχής. Η θεωρία του επικεντρώνεται στο ότι ο αντισεισμικός σχεδιασμός που δίνει τα ορθότερα και βέλτιστα αποτελέσματα προϋποθέτει τη σύμπτωση του κέντρου βάρους ενός κτηρίου με το κέντρο ελαστικής στροφής των πλακών του. Η μέθοδος αναπτύχθηκε αποκλειστικά για τα μονώροφα κτήρια, ωστόσο αργότερα καθιερώθηκε η εφαρμογή της και στα πολώροφα κτήρια, χωρίς όμως να προηγηθεί εις βάθος διερεύνηση της ορθότητάς της γι' αυτές τις περιπτώσεις.

Αν και σημαντική ως σημείο εκκίνησης, η προσέγγιση του Ομογi θεωρείται σήμερα ότι δεν έδινε τη δέουσα βαρύτητα σε ένα ισχυρό σεισμικό συμβάν. Επίσης, δεν αντιμετώπιζε επαρκώς την ποικιλομορφία που διέπει την τυπολογία της κατασκευής ή τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά κάθε περιοχής. Αποτέλεσε, όμως, το έναυσμα για τον καθορισμό **ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας**, κάθε μία εκ των οποίων χαρακτηριζόταν από ενιαία τιμή του συντελεστή ϵ , όπως αυτός είχε εκτιμηθεί από προηγούμενους σεισμούς. Για την ελληνική επικράτεια, αρχικά (1939) θεσμοθετήθηκαν πέντε τέτοιες ζώνες, με τις ακόλουθες τιμές του συντελεστή ϵ :

Πίνακας 1: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (1939)

Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας	Ποιότητα εδάφους (σκληρό έδαφος → μαλακό έδαφος)		
I	<0,01	<0,01	0,01
II	<0,01	0,01	0,04
III	0,01	0,04	0,08
IV	0,04	0,08	0,12
V	0,08	0,12	0,16

Οι εν λόγω ζώνες μειώθηκαν σε τρεις, με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959, ως εξής:

Πίνακας 2: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (Αντισεισμικός Κανονισμός 1959)

Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας	Ποιότητα εδάφους (σκληρό έδαφος → μαλακό έδαφος)		
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,08	0,12	0,16

και αντικαταστάθηκαν από άλλες τρεις αυξημένης τιμής συντελεστή ϵ , με τον Ε.Α.Κ. 2000:

Πίνακας 3: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (Ε.Α.Κ. 2000)

Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας	Τιμή συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς (ϵ)
I	0,16
II	0,24
III	0,36

1.3.1. Τα πρώτα βήματα (Π.Δ. της 1.11.1928)

Μέχρι την εμφάνιση και θέσπιση των ανωτέρω σεισμικών ζωνών, στο χώρο των κατασκευών στην Ελλάδα κυριαρχούσε περιστασιακά η χρήση εμπειρικών μεθόδων αντισεισμικού σχεδιασμού, όπως αυτές είχαν διαμορφωθεί κατά βάση σε έντονα σειсмоγενείς περιοχές της ελληνικής επικράτειας, μετά από ποικίλα δυσμενή σεισμικά γεγονότα. Ως δομικό υλικό επικρατούσε η χρήση της φέρουσας τοιχοποιίας, με το σκυρόδεμα να εμφανίζεται σε μεγαλύτερη κλίμακα μετά την καταστρεπτική πυρκαγιά της Θεσσαλονίκης, το 1917. Το Ωπλισμένο Σκυρόδεμα χρησιμοποιήθηκε αρχικά ως δομικό υλικό για το φέροντα οργανισμό κτηρίων, τα οποία έφεραν παράλληλα πεσσούς από φέρουσα τοιχοποιία στις όψεις. Αν και τα κτήρια αυτά κατασκευάστηκαν στην εποχή τους χωρίς εφαρμογή οποιασδήποτε μορφής αντισεισμικού κανονισμού, η πλαισιακή λειτουργία του φέροντος οργανισμού τους από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα αποδείχθηκε ανθεκτική στο σεισμό που βίωσε η πόλη της Θεσσαλονίκης το 1978 (Ιγνατάκης, 2008).

Κοινό χαρακτηριστικό των εν λόγω κατασκευών, πέραν της πλήρους απουσίας αντισεισμικών υπολογισμών, ήταν η χρήση πιστής μετάφρασης ξένων κανονισμών (κυρίως γερμανικών, όπως αυτός του 1936) για την ανάλυση και διαστασιολόγηση αποκλειστικά σε κατακόρυφα φορτία, με τη μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων. Ο φέρων οργανισμός κατασκευαζόταν από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, με σύνθεση εργοταξιακού σκυροδέματος κατηγορίας B120 ή B160 με ποτάμια αδρανή και οπλισμούς λείου χάλυβα κατηγορίας St I. Λειτουργικά, ο φέρων οργανισμός αποτελούσε μία αμιγώς πλαισιακή κατασκευή που εδραζόταν σε επιφανειακή θεμελίωση και συνεργαζόταν με πλάκες μικρού πάχους, προβόλους μικρού ανοίγματος, πυκνό κάνναβο δοκών (συνήθως ενισχυμένων στις στηρίξεις) και υποστυλωμάτων (με μικρό ποσοστό διαμήκων ράβδων και μόνο περιμετρικούς συνδετήρες), καθώς και πυκνές και προσεκτικά δομημένες τοιχοποιίες πλήρωσης.

Σε αυτά τα πλαίσια καταγράφεται η πρώτη συνειδητή προσπάθεια δημιουργίας θεσμοθετημένων κανόνων αντισεισμικού σχεδιασμού, η οποία προήλθε από το σεισμό του 1928, μεγέθους 6,3 βαθμών της κλίμακας Richter, που προκάλεσε σοβαρές βλάβες στην Κόρινθο και το Λουτράκι. Για την ανοικοδόμηση νέων «αντισεισμικών» κτηρίων, στη θέση όσων είχαν καταρρεύσει, αρχικά η Πολιτεία εξέδωσε κατευθυντήριες οδηγίες οι οποίες ακολούθως δημοσιεύτηκαν ως **Π.Δ. 1-11-1928 (Φ.Ε.Κ. 234 Α'/7-11-1928) «Περί Αντισεισμικού Οικοδομικού Κανονισμού Κορίνθου – Λουτρακίου»**. Σύμφωνα με αυτές. Η δρώσα σεισμική δύναμη αναλυόταν σε οριζόντια και κάθετη συνιστώσα, με τιμές ίσες προς το 12% και 30%, αντίστοιχα, των κατακόρυφων φορτίων, ενώ η διαστασιολόγηση του φορέα γινόταν βάσει των Γερμανικών Κανονισμών του 1925 (κατασκευές από Ωπλισμένο

Σκυρόδεμα), των Κανονισμών των Γερμανικών Σιδηροδρόμων του 1926 (ξύλινες κατασκευές) και των Γερμανικών Κανονισμών του 1919 (μεταλλικές κατασκευές).

Ο εν λόγω Κανονισμός τροποποιήθηκε και συμπληρώθηκε διαδοχικά με:

- το Π.Δ. 2-10-1931 (Φ.Ε.Κ. 375 Α'/29-10-1931) «Περί του Αντισεισμικού Οικοδομικού Κανονισμού της σεισμοπλήκτου περιοχής Κορίνθου» (βελτιώσεις σε θέματα που αφορούν σε κατασκευές, προσθήκες και επισκευές),
- το Β.Δ. 19-12-1935 (Φ.Ε.Κ. 4 Α'/4-1-1936) «Περί συμπληρώσεως του Αντισεισμικού Οικοδομικού Κανονισμού Κορίνθου – Λουτρακίου» (συμπλήρωση διάταξης για προσθήκη καθ' ύψος),
- το Κ.Δ. 9-8-1941 (Φ.Ε.Κ. 277 Α'/16-8-1941) «Περί επεκτάσεως του Αντισεισμικού Οικοδομικού Κανονισμού εις την περιοχήν Λαρίσσης» (τροποποίηση των τιμών της οριζόντιας και κατακόρυφης δρώσας σεισμικής συνιστώσας σε ποσοστό 10% των κατακόρυφων φορτίων),
- το Β.Δ. 28-7-1947 (Φ.Ε.Κ. 165 Α'/11-8-1947) «Περί τροποποιήσεως του από 2-10-1931 Διατάγματος περί Αντισεισμικού Οικοδομικού Κανονισμού» (καταργείται η κατακόρυφη δρώσα σεισμική συνιστώσα, αναμορφώνονται και συμπληρώνονται διατάξεις σχετικές με οικοδομικές προδιαγραφές, τα υλικά και τον τρόπο κατασκευής – επισκευής κ.λπ.),
- το Β.Δ. 8-1-1951 (Φ.Ε.Κ. 20 Α'/15-1-1951) «Περί τροποποιήσεως του αντισεισμικού κανονισμού Κορίνθου» (διάταξη σχετική με προσθήκη ορόφου ή θεμελιώδη επισκευή κτηρίου), και
- το Β.Δ. 17-6-1954 (Φ.Ε.Κ. 134 Α'/26-6-1954) «Περί επεκτάσεως του Αντισεισμικού Οικοδομικού Κανονισμού Κορίνθου – Λουτρακίου εις την περιοχήν των Νομών Κεφαλληνίας και Ζακύνθου» (επέκταση ισχύος του από 2-10-1931 Διατάγματος, σε συνέχεια των σεισμών του 1953 που ισοπέδωσαν μεγάλες περιοχές των ανωτέρω νησιών).

1.3.2. Αντισεισμικός Κανονισμός 1959 (Β.Δ. της 19/26.2.1959)

Με εντοπισμένο το κενό της ύπαρξης αντισεισμικού κανονιστικού κειμένου ευρύτερης υποχρεωτικής εφαρμογής, και διαπιστωμένη την ανεπαρκή αντισεισμική συμπεριφορά των κατασκευών στην Ελλάδα, υπογράφεται και τίθεται σε εφαρμογή Αντισεισμικός Κανονισμός με το Β.Δ. της 19/26.2.1959 (Φ.Ε.Κ. 36 Α'/26-2-1959) «Περί

Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων», η εφαρμογή του οποίου καθίσταται υποχρεωτική στο σύνολο της Ελληνικής επικράτειας.

Αφορμή για τη θέσπισή του δόθηκε κυρίως με τα μεγάλα σεισμικά συμβάντα του 1953 στα Ιόνια νησιά της Ζακύνθου και της Κεφαλονιάς. Η καινοτομία του εν λόγω Κανονισμού έγκειται στην εφαρμογή μεθόδου ανάλυσης και διαστασιολόγησης της κατασκευής, με την οποία λαμβάνονται πλέον υπόψη και οι οριζόντιες δρώσες δυνάμεις κατανεμημένες ορθογωνικά καθ' ύψος, οι τιμές των οποίων καθορίζονται συναρτήσει της μάζας της κατασκευής, της σεισμικότητας της περιοχής και της επικινδυνότητας του εδάφους επί του οποίου εδράζεται η κατασκευή (όπως αποτυπώνεται στον ανωτέρω Πίνακα 1.3.2). Επίσης, ορίζονται ελάχιστες διαστάσεις με τον αντίστοιχο οπλισμό για τα κύρια δομικά στοιχεία του φέροντος οργανισμού και δίνονται κατασκευαστικές οδηγίες και συστάσεις (Βουδικλάρης, 2016).

Η βασική θεώρηση του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 είναι το γνωστό μοντέλο του μονώροφου. Η προσομοίωση αυτή πηγάζει από τα περιορισμένα μέσα ανάλυσης που είχαν στη διάθεσή τους οι έλληνες Μηχανικοί της εποχής και συνοψίζεται στην παραδοχή της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών, λόγω της οποίας η σεισμική τέμνουσα κάθε ορόφου κατανέμεται στα κατακόρυφα στοιχεία του αναλογικά προς τη δυσκαμψία αυτών. Ωστόσο, επειδή λόγω των προαναφερθέντων πεπερασμένης δυνατότητας υπολογιστικών μέσων η δυσκαμψία των τοιχωμάτων δεν ήταν πάντοτε εύκολο να υπολογισθεί, υιοθετήθηκαν στην πορεία προσεγγίσεις του εν λόγω μεγέθους (με θεώρηση πάκτωσης των μελών στις στάθμες των ορόφων), οι οποίες εκτιμούσαν λανθασμένα την κατανομή των σεισμικών εντατικών μεγεθών, αποδίδοντας μεγαλύτερες τιμές τέμνουσας και μικρότερες τιμές καμπτικής καταπόνησης στα τοιχώματα. Με αυτό τον τρόπο κατασκευάστηκαν κτήρια τα οποία, αν και κατά περίπτωση έχουν επιδείξει σχετικά καλή σχεδιαστική και κατασκευαστική πρακτική (λ.χ. ισχυρές τοιχοπληρώσεις, μορφολογική κανονικότητα), βάσει των σημερινών απαιτήσεων αντισεισμικού σχεδιασμού χαρακτηρίζονται από υψηλή τρωτότητα, δεδομένου ότι η πλαστιμότητα των μελών τους ισοδυναμεί με πολύ μικρό συντελεστή συμπεριφοράς, με συνήθεις τιμές που κυμαίνονται μεταξύ 1,5 έως 2,0.

Ο εν λόγω Αντισεισμικό Κανονισμός, κατά την πορεία της εφαρμογής του, τροποποιήθηκε και εμπλουτίστηκε με:

- **το Β.Δ. (Φ.Ε.Κ. 190 Α/14-9-1959) «Περί τροποποίησης του από 19-2-1959 Διατάγματος περί Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων»,** το οποίο εισήγαγε την υποχρέωση Ειδικού Αντισεισμικού Ελέγχου, ανεξαρτήτως του γενικού, και

- το Π.Δ. 1020/1-9-1981 «Περί αντικαταστάσεως του Πίνακα 1 της παρ. 2 του αρθρ. 2 του από 19/26-2-1959 Β.Δ. περί Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων», το οποίο περιέλαβε τροποποιήσεις της σεισμικότητας και προσθήκες νέων οικισμών στον Πίνακα Χαρακτηρισμού Σεισμικότητας των οικισμών της Ελλάδας.

1.3.3. Αντισεισμικός Κανονισμός 1984 (Πρόσθετες διατάξεις)

Η ανάγκη αναθεώρησης του αντισεισμικού σχεδιασμού και η προσαρμογή του στη νέα ελληνική πραγματικότητα σηματοδοτούνται και πάλι από ένα νέο σημαντικό σεισμικό γεγονός, το σεισμό που βίωσε η Αθήνα το 1981. Ο ισχύων Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959, όπως είχε διαμορφωθεί μέσα στο χρονικό διάστημα της 25ετούς εφαρμογής του, τροποποιείται, συμπληρώνεται και εκσυγχρονίζεται με την **Υπ. Απόφαση 4-4-1984 Υ.Δ.Ε. «Τροποποίηση και συμπλήρωση του ΒΔ της 19/26 Φεβρ. 1959 «περί Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων»**, προκειμένου να λάβει υπόψη του τις εξελίξεις στο χώρο της τεχνολογίας (λ.χ. νέοι, ισχυρότεροι Ηλεκτρονικοί Υπολογιστές), των υπολογιστικών μεθόδων (λ.χ. εμφάνιση προγραμμάτων Η/Υ με δυνατότητα χωρικής στατικής ανάλυσης) και των νεότερων επιστημονικών θεωρήσεων και μεθοδολογιών (λ.χ. ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλωμάτων).

Οι βασικότερες τροποποιήσεις και προσθήκες ενσωματώνονται στο άρθρο 6 του μέχρι τότε ισχύοντος Κανονισμού και συνίστανται (Ιγνατάκης, 2008):

- στη χρήση χωρικού πολυώροφου προσομοιώματος, για την ανάλυση κτηρίων με περισσότερους των τριών ορόφους, και
- στην εξασφάλιση επαρκούς πλαστιμότητας, στις κρίσιμες περιοχές των δομικών στοιχείων του φέροντος οργανισμού της κατασκευής, με τη θέσπιση σχετικών κατασκευαστικών διατάξεων.

Παράλληλα, οι πρόσθετες διατάξεις εγκαινιάζουν την έμμεσων κοινωνικών χαρακτηριστικών έννοια της **σπουδαιότητας**, η οποία συσχετίζεται με τη χρήση της κατασκευής και καθορίζει ενδεχόμενη απαιτούμενη προσαύξηση του σεισμικού συντελεστή. Επίσης, επιβάλλεται έλεγχος των οριζόντιων μετακινήσεων, ο οποίος αποσκοπεί στον εντοπισμό ανεπαρκειών, όσον αφορά στα τοιχώματα της κατασκευής, έτσι ώστε να αποφευχθεί η δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης ορόφου λόγω αστοχίας των υποστυλωμάτων.

Ταυτόχρονα με τις ανωτέρω τροποποιήσεις και προσθήκες διατηρήθηκαν σε ισχύ διατάξεις που αφορούσαν στη διαστασιολόγηση του φορέα με τη μέθοδο των

επιτρεπόμενων τάσεων, στην ψευδοστατική εφαρμογή των σεισμικών δυνάμεων, στις τιμές του σεισμικού συντελεστή και στις προϋποθέσεις αποφυγής αντισεισμικού υπολογισμού (Ιγνατάκης, 2008). Με αυτό τον τρόπο δημιουργήθηκε ένας σχετικά αξιόπιστος Κανονισμός που αντιμετώπιζε επαρκώς το θέμα του ποιοτικού αντισεισμικού σχεδιασμού, γεγονός που αποδεικνύεται εμπράκτως από τη μειωμένη σεισμική τρωτότητα των κτηρίων που κατασκευάστηκαν κατ' εφαρμογή του. Λόγω, δε, της αποτελεσματικότητάς τους, οι κατασκευαστικές διατάξεις του άρθρου 6, μαζί με αυτές που αφορούν στον ικανοτικό έλεγχο των κόμβων και στην επιρροή που ασκεί η σπουδαιότητα της κατασκευής στην τιμή του σεισμικού συντελεστή, υιοθετήθηκαν με τη δέουσα προσαρμογή και στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ) του 2000.

1.3.4. Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 1995 (NEAK 1995)

Το 1992 σηματοδοτεί την εκ βάθρων ανασύνταξη του ισχύοντος Αντισεισμικού Κανονισμού, η οποία θεσμοθετείται επισήμως με την υπ' αρ. πρωτ. **Δ17α/08/32/Φ.Ν.275/30-9-1992 (Φ.Ε.Κ. 613 Β'/12-10-1992) Υπουργική Απόφαση «Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (NEAK)»** και ισχύει άμεσα, προσδιορίζοντας ωστόσο μεταβατική περίοδο εφαρμογής δύο ετών, κατά τη διάρκεια των οποίων προβλέπεται η εφαρμογή του παράλληλα με τον μέχρι τότε αποκλειστικώς ισχύοντα Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959.

Βασικά χαρακτηριστικά του NEAK είναι η χρήση φάσματος απόκρισης, από το οποίο εκτιμάται η σεισμική δράση σχεδιασμού, και η απαίτηση αποφυγής κατάρρευσης, με παράλληλη προσπάθεια περιορισμού της εμφάνισης αστοχιών, έτσι ώστε να διασφαλίζονται κάποιες ελάχιστες αποδεκτές λειτουργίες του κτηρίου. Άλλες βασικές διατάξεις διέπουν τις απαιτούμενες τιμές πλαστιμότητες σε θέσεις κρίσιμων περιοχών, όπου αναμένεται η εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων, στον ικανοτικό έλεγχο, στις επιτρεπόμενες μετακινήσεις των σταθμών της κατασκευής, η συμπεριφορά της οποίας λαμβάνεται υπόψη μέσω των συντελεστών συμπεριφοράς, απόσβεσης και θεμελίωσης, καθώς και της ενδεχόμενης τυχηματικής εκκεντρότητας. Επιπλέον, θεσπίζεται κατασκευαστική διάταξη αναφορικά με την υποχρέωση κατασκευής είτε σεισμικού αρμού είτε προσκρουστήρων, μεταξύ εφαπτόμενων κτηρίων. Τέλος, ο αριθμός των ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας και των κατηγοριών σπουδαιότητας των κατασκευών ορίζεται στις τέσσερις.

Τροποποιήσεις, βελτιώσεις και προσθήκες στο κείμενο του NEAK έγιναν με τις ακόλουθες Υπουργικές Αποφάσεις:

- υπ' αρ. πρωτ. Δ16γ/05/663/Γ/10-10-1994 (Φ.Ε.Κ. 774 Β'/12-10-1994) «Τροποποίηση αριθ. Δ17α/08/32/Φ.Ν.275/30-9-1992 απόφασης έγκρισης *Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΝΕΑΚ)*»,
- υπ' αρ. πρωτ. Δ17α/04/46/Φ.Ν.275/20-6-1995 (Φ.Ε.Κ. 534 Β'/20-6-1995) «Έγκριση τροποποίησης και συμπλήρωσης διατάξεων του *Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού*»,
- υπ' αρ. πρωτ. Δ17α/01/49/ΦΝ275/3-7-1995 (Φ.Ε.Κ. 588 Β'/6-7-1995) «Συμπλήρωση της Απόφασης Δ17α/04/46/Φ.Ν.275/20-6-1995 [Έγκριση τροποποίησης και συμπλήρωσης διατάξεων του *Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΦΕΚ/Β/534)*]»,
- υπ' αρ. πρωτ. Δ17α/111/2/ΦΝ275/4-10-1995 (Φ.Ε.Κ. 850 Β'/11-10-1995) «Τροποποίηση της απόφασης αριθμ. Δ17α/08/32/Φ.Ν.275/30.9.92 «Έγκριση *Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού*» (Φ.Ε.Κ. 613 Β')», και
- υπ' αρ. πρωτ. Δ17α/09/59/Φ.Ν.275/15-7-1996 (Φ.Ε.Κ. 611 Β'/22-7-1996) «Εφαρμογή διατάξεων «*Νέου Κανονισμού για τη μελέτη και κατασκευή έργων από σκυρόδεμα*» και «*Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού*» για κτίρια του Δημοσίου, των ΝΠΔΔ και των ΟΤΑ».

1.3.5. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000 (ΕΑΚ 2000)

Η τελευταία αναθεώρηση του ΝΕΑΚ γίνεται με την υπ' αρ. πρωτ. Δ17α/141/3/ΦΝ275/15-12-1999 (Φ.Ε.Κ. 2184 Β'/20-12-1999) Υπουργική Απόφαση «Έγκριση *Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού*», με την οποία λαμβάνει πλέον τη μορφή του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ή ΕΑΚ 2000, όπως είναι η καθιερωμένη ονομασία του, ο οποίος είναι σε χρήση μέχρι σήμερα. Στο κείμενό του, που συμπορεύεται (κατάλληλα προσαρμοσμένο) με τους σύγχρονες φιλοσοφίας ΕΚ-7 και ΕΚ-8, εμπεριέχονται ενσωματωμένες όλες οι παρατηρήσεις, επιστημονικές εξελίξεις και σεισμολογικές πληροφορίες που είχαν προκύψει, μέχρι εκείνη τη στιγμή, κατά την εφαρμογή του ΝΕΑΚ.

Ο βασικός άξονας του ΕΑΚ 2000 παραμένει κοινός με αυτόν του προηγούμενου Κανονισμού. Οι κατασκευές θα πρέπει να σχεδιάζονται με αναφορά την *επιτελεστικότητα*, η οποία μεταφράζεται πρακτικά ως η ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών που καταγράφονται στην κατασκευή λόγω ενός σεισμικού γεγονότος μεγαλύτερου από το σεισμό σχεδιασμού. Κύριος στόχος του εν λόγω σχεδιασμού είναι η αποφυγή κατάρρευσης μέσω ιεράρχησης των βλαβών που δεν είναι δυνατόν να αποφευχθούν, έτσι ώστε να περιορίζονται κατά το δυνατόν οι αστοχίες των μελών και να διασφαλίζεται μία ελάχιστη

στάθμη λειτουργιών (Βουδικλάρης, 2016). Οι απαιτήσεις, όμως, που τίθενται με το νέο Κανονισμό είναι πλέον αυξημένες.

Ειδικότερες αλλαγές που επέρχονται με το νέο κανονισμό αφορούν:

- Στην αναπροσαρμογή των ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας και των κατηγοριών σπουδαιότητας των κτηρίων, οι οποίες καθορίζονται σε τέσσερις.
- Στον προσδιορισμό της δυναμικής απόκρισης κάθε κατασκευής βάσει του ιδιαίτερου πιθανοτικού φάσματος σεισμικών επιταχύνσεων αυτής, αντί μέσω χρήσης σταθερού σεισμικού συντελεστή, όπως γινόταν με τον προηγούμενο Κανονισμό.
- Στη βασική μέθοδο ανάλυσης των κατασκευών, που καθίσταται πλέον η δυναμική φασματική μέθοδος με πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του φορέα, υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή και τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.
- Στον περιορισμό της εφαρμογής της μέχρι τότε ισχύουσας ψευδοστατικής μεθόδου για συγκεκριμένες κατηγορίες κτηρίων, όπως αυτή διαμορφώθηκε ως απλοποιημένη φασματική μέθοδος, μετά από επιλεγμένες τροποποιήσεις που αφορούν στην κατάργηση της απαίτησης για ιδιομορφική ανάλυση και σε προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής, κατάλληλα «ενισχυμένης» προς την πλευρά της ασφαλείας.
- Στη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων σχεδιασμού, σε επίπεδα τέτοια ώστε οι βλάβες του φέροντος οργανισμού μίας κατασκευής να είναι μικρές, τοπικές και εύκολα επιδιορθώσιμες, βάσει του συντελεστή συμπεριφοράς q , της πλαστιμότητας και της απορρόφησης σεισμικής ενέργειας της κατασκευής.

1.3.6. Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Όλοι οι προαναφερθέντες Κανονισμοί παρουσιάζουν ως κοινό χαρακτηριστικό το γεγονός ότι δημιουργήθηκαν και εστιάζουν στο θέμα του εξ αρχής αντισεισμικού σχεδιασμού μίας κατασκευής. Τι γίνεται, όμως, με τα υφιστάμενα κτήρια, στα οποία έχει διαφανεί ο ανεπαρκής, με βάση τις σημερινές απαιτήσεις, σχεδιασμός; Και πως είναι δυνατόν να αποτιμηθεί με ενιαίο και ομοιογενή τρόπο η σεισμική συμπεριφορά τους, έτσι ώστε στη συνέχεια να καταστεί δυνατόν να βελτιωθεί, μέσω των κατάλληλων τεχνικών επεμβάσεων, επισκευών και ενισχύσεων των δομικών στοιχείων τους;

Την απάντηση στα παραπάνω ερωτήματα ήλθε να δώσει το 2012 η έγκριση ενός νέου Κανονιστικού κειμένου, του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ., Φ.Ε.Κ. 42 Β'/20-1-2012), με τον οποίο εισάγονται νέες ιδέες και θεσμοθετούνται τα κριτήρια που θα πρέπει να εφαρμόζονται κατά τη διαδικασία αποτίμησης και ανασχεδιασμού υφιστάμενων κτηρίων από Ω.Σ. Ωστόσο, το πρώτο χρονικό διάστημα έμπρακτης εφαρμογής των νέων διατάξεων, από την θεσμοθέτηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. μέχρι σχετικά πρόσφατα, απέδωσε παρατηρήσεις και προβληματισμούς που ενσωματώθηκαν ως τροποποιήσεις, αναθεωρήσεις και συμπληρώσεις του αρχικού Κανονισμού, η 2^η αναθεώρηση του οποίου εγκρίθηκε τελικά το 2017 (Φ.Ε.Κ. 2984 Β'/30-8-2017) και είναι αυτή που εφαρμόζεται πλέον υποχρεωτικά στη χώρα μας.

Οι βασικές αρχές του ΚΑΝ. ΕΠΕ. είναι οι ακόλουθες:

- Η εκτενής διερεύνηση και συλλογή δεδομένων, κυρίως για την ποιότητα και το είδος των δομικών υλικών της υφιστάμενης κατασκευής. Τα δεδομένα αυτά αξιολογούνται και ιεραρχούνται, ανάλογα με την αβεβαιότητα που περικλείουν και την επάρκεια των παρεχόμενων πληροφοριών, σε τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων (Υψηλή, Ικανοποιητική και Ανεκτή).
- Η θέσπιση τριών Σταθμών Επιτελεστικότητας (Περιορισμένες Βλάβες, Σημαντικές Βλάβες, Οιονεί Κατάρρευση), οι οποίες αναφέρονται στην επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής για δεδομένους σεισμούς σχεδιασμού και καθορισμένη πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής.
- Η συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων, η επιρροή των οποίων επί του φέροντος οργανισμού της κατασκευής λαμβάνεται πλέον υπόψη για τη διαδικασία του ανασχεδιασμού της.
- Η χρήση ανελαστικής ανάλυσης με παράλληλη χρήση πρόσθετων αυξητικών συντελεστών ασφαλείας, προκειμένου να αντιμετωπισθούν οι αβεβαιότητες των κρίσιμων περιοχών.
- Ο διαχωρισμός των επιμέρους δομικών στοιχείων της κατασκευής σε κύρια και δευτερεύοντα, με την υιοθέτηση διαφορετικών κριτηρίων επιτελεστικότητας για κάθε είδος στοιχείου.

1.4. Προϋποθέσεις μορφολογικής κανονικότητας

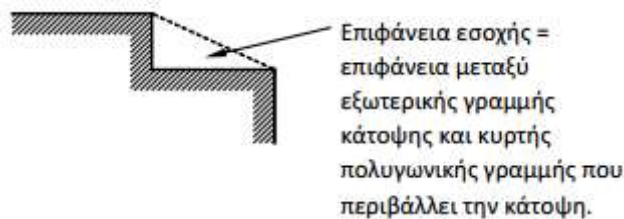
Το θέμα της κανονικότητας είναι ιδιαίτερος σημαντικό, όσον αφορά στην επιλογή του μοντέλου προσομοίωσης μας κατασκευής και της ανάλυσης που πρόκειται να εφαρμοσθεί. Σε γενικές γραμμές, η κανονικότητα σε κάτοψη καθορίζει αν το προσομοίωμα της κατασκευής θα είναι χωρικό ή επίπεδο, ενώ η κανονικότητα καθ' ύψος επηρεάζει τόσο το είδος της χρησιμοποιούμενης, απλοποιημένης ή πλήρους ιδιομορφικής (φασματικής), ανάλυσης, όσο και την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q (κανονική ή απομειωμένη) που πρέπει να ληφθεί για τους υπολογισμούς.

Σύμφωνα με τα ισχύοντα Κανονιστικά κείμενα, ένα κτήριο θεωρείται μορφολογικά κανονικό όταν ικανοποιούνται οι αναφερόμενες στον ΕΚ 8-1 συνθήκες (Ψυχάρης, 2014), οι οποίες παρατίθενται στις ακόλουθες παραγράφους.

1.4.1. Κανονικότητα σε κάτοψη

Ένα κτήριο χαρακτηρίζεται κανονικό σε κάτοψη όταν εκπληρώνει ταυτόχρονα τις εξής προϋποθέσεις:

- Ύπαρξη κατά προσέγγιση συμμετρίας ως προς ορθογώνιο σύστημα αξόνων, όσον αφορά στην αντοχή σε οριζόντια φορτία και στην κατανομή της μάζας.
- Σε περίπτωση ύπαρξης ανωμαλιών στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο), αυτές δεν πρέπει να έχουν επιπτώσεις στη δυσκαμψία της πλάκας στο επίπεδό της. Επιπλέον, θεωρώντας ότι κάθε πλάκα ορόφου οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή, 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.



Εικόνα 2: Καθορισμός επιφάνειας εσοχής ορόφου

- Η εντός επιπέδου δυσκαμψία των πλακών των ορόφων πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων

(διαφραγματική λειτουργία). Συμπερασματικά, θα πρέπει να ελέγχονται επισταμένως κατόψεις με μορφή L, Π, Η, Ι, και Χ.

- Η λυγηρότητα (λ) του κτιρίου σε κάτοψη θα πρέπει να είναι $\lambda = L_{\max}/L_{\min} \leq 4$ (όπου L_{\max} και L_{\min} είναι αντίστοιχα 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 (σχέσεις 4.1.a και 4.1.b ΕΚ8):

Διεύθυνση ανάλυσης y : $e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x$

$$r_x \geq \ell_s$$

Διεύθυνση ανάλυσης x : $e_{0y} \leq 0,30 \cdot r_y$

$$r_y \geq \ell_s$$

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. Επειδή για πολυώροφα κτίρια δεν υπάρχει σαφής ορισμός του κέντρου δυσκαμψίας, το Εθνικό Προσάρτημα παραπέμπει στην παρ. 3.3.3 του ΕΑΚ2000, όπου υπάρχει αντίστοιχος ορισμός της ακτίνας δυστρεψίας ως προς το σημείο P_0 κάθε ορόφου, που αντιστοιχεί στον πλασματικό ελαστικό άξονα.

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

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

1.4.2. Κανονικότητα σε όψη

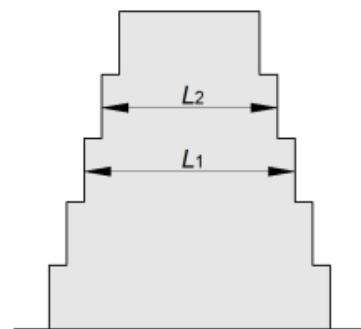
Ένα κτήριο χαρακτηρίζεται κανονικό σε όψη όταν εκπληρώνει ταυτόχρονα τις εξής προϋποθέσεις:

- Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων (λ.χ. πυρήνες, φέροντα τοιχώματα, πλαίσια κ.λπ.), πρέπει να είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου, ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, έως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου.
- Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία (κατά την κρίση του Μηχανικού), χωρίς απότομες αλλαγές.
- Σε κτίρια με πλαισιωτό σύστημα, ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων. Χαρακτηριστική περίπτωση μη κανονικών σε όψη κτηρίων αποτελούν τα κτήρια με pilotis, διότι οι τοίχοι πλήρωσης δεν λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της αντοχής που απαιτείται από την ανάλυση (αν και συμμετέχουν στην πραγματική αντοχή των ορόφων).
- Όταν υπάρχουν εσοχές καθ' ύψος, πρέπει να ικανοποιούνται και οι ακόλουθες πρόσθετες συνθήκες (Σχ. 4.1. ΕΚ-8):

Περίπτωση (α)

Για βαθμιδωτές εσοχές που διατηρούν την αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή οποιουδήποτε ορόφου δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη του 20% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη, στη διεύθυνση της εσοχής:

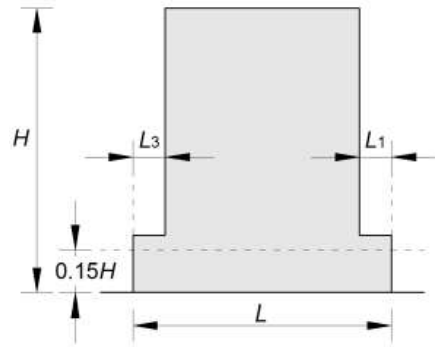
$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20 \quad (1)$$



Περίπτωση (β)

Μεμονωμένη εσοχή ύψους άνω του 15% του συνολικού ύψους (H) του κύριου στατικού συστήματος:

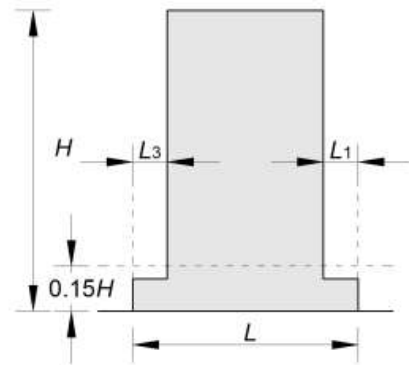
$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20 \quad (2)$$



Περίπτωση (γ)

Μεμονωμένη εσοχή ύψους κάτω του 15% του συνολικού ύψους (H) του κύριου στατικού συστήματος δεν πρέπει να υπερβαίνει το 50% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη:

$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50 \quad (3)$$

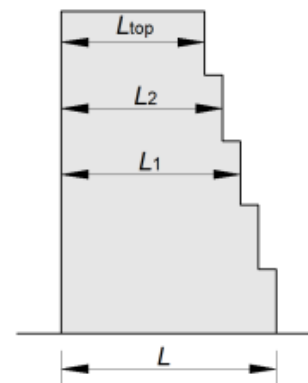


Το κάτω μέρος της κατασκευής, που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανώτερων ορόφων, πρέπει να αναλαμβάνει τουλάχιστον το 75% των οριζόντιων τεμνουσών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους. Σε αυτή την περίπτωση, το κτήριο θα πρέπει να επιλυθεί τόσο με όσο και χωρίς την επέκταση του ισόγειου.

Περίπτωση (δ)

Για βαθμιδωτές εσοχές που δεν διατηρούν τη συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών όλων των ορόφων κάθε όψης δεν πρέπει να υπερβαίνει το 30% της διάστασης (L) της κάτοψης στο ισόγειο επάνω από την θεμελίωση ή επάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου. Ταυτόχρονα, κάθε επιμέρους εσοχή δεν πρέπει να υπερβαίνει το 10% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη:

$$\frac{L - L_{top}}{L} \leq 0,30 \quad \text{και} \quad \frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10 \quad (4)$$



1.4.3. Κανονικότητα κατά Ε.Α.Κ.

Σύμφωνα με τις σχετικές διατάξεις του Ε.Α.Κ., όσον αφορά στα χαρακτηριστικά του κτηρίου, η κανονικότητα προϋποθέτει τα ακόλουθα:

- Διαφραγματική λειτουργία των πατωμάτων εντός του επιπέδου τους. Σε περιπτώσεις κτηρίων για τα οποία υπάρχουν ελλιπείς πληροφορίες, θεωρείται ότι δεν εξασφαλίζεται διαφραγματική λειτουργία όταν ο λόγος των πλευρών υπερβαίνει την τιμή 4 ή τα κενά της κάτοψης υπερβαίνουν το 35% της συνολική επιφάνειας του ορόφου.
- Η μεταβολή της σχετικής δυσκαμψίας κάθε ορόφου, ως άθροισμα των επιμέρους δυσκαμψιών των κατακόρυφων στοιχείων του, δεν υπερβαίνει την τιμή 0,35 (σε περίπτωση αύξησης) ή 0,50 (σε περίπτωση μείωσης).
- Η μεταβολή της μάζας κάθε ορόφου δεν υπερβαίνει την τιμή 0,35 (σε περίπτωση αύξησης) ή 0,50 (σε περίπτωση μείωσης), με εξαίρεση τον ανώτατο όροφο και την απόληξη κλιμακοστασίου (αν υπάρχει).

1.4.4. Κανονικότητα υφιστάμενων κτηρίων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Εναλλακτικά προς τις ανωτέρω προϋποθέσεις που τίθενται από τον ΕΚ 8-1, υφιστάμενα κτήρια μπορούν να θεωρηθούν κανονικά όταν πληρούν τις ακόλουθες προϋποθέσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2^η αναθεώρηση, παρ. 5.5.1.2):

- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν διακόπτεται καθ' ύψος ούτε συνεχίζει σε διαφορετικό φάτνωμα.
- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν συνεχίζει στον γειτονικό όροφο σε εκτός επιπέδου εσοχή.
- Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας $\bar{\lambda}_κ$ υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού (υποκειμένου ή υπερκειμένου) ορόφου, όπου:

$$\bar{\lambda}_κ = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{Si}}{\sum_1^n V_{Si}} \quad (5)$$

όπου λ_i είναι ο δείκτης ανεπάρκειας για το κύριο στοιχείο i του ορόφου, V_{Si} είναι η αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα (από ελαστική ανάλυση με χρήση του ελαστικού φάσματος του ΕΚ 8-1), και n ο αριθμός των κύριων στοιχείων του ορόφου 'κ'.

- Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου, για μια δεδομένη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, το πηλίκο του λόγου λ στοιχείου που βρίσκεται στη μια

πλευρά του ορόφου, προς τον αντίστοιχο λόγο στοιχείου που βρίσκεται σε οιαδήποτε άλλη πλευρά (του ορόφου) υπερβαίνει το 1,5. Ο κανόνας αυτός αφορά ορόφους των οποίων το υπερκείμενο διάφραγμα δεν είναι ευπαράμορφο εντός του επιπέδου του.

1.5. Σεισμική συμπεριφορά κατασκευών σε συνθήκες ακανονικότητας

Η βέλτιστη εφαρμογή των κανόνων αντισεισμικού σχεδιασμού επιβάλλει την κατασκευή κτηρίων με κανονικά μορφολογικά και δομικά χαρακτηριστικά, όπως αυτά προδιαγράφονται στις διατάξεις που παρουσιάστηκαν στις προηγούμενες παραγράφους. Ωστόσο, η διαμόρφωση μίας κατασκευής αποτελεί προϊόν συλλογικής επιστημονικής προσπάθειας πολλών εμπλεκόμενων ειδικοτήτων και, ταυτόχρονα, διέπεται από πολεοδομικές διατάξεις υποχρεωτικής εφαρμογής που επιδρούν στη μορφή και τη δομή του φέροντος οργανισμού της. Συνέπεια του γεγονότος αυτού είναι ότι, με την πάροδο του χρόνου και την εξέλιξη των υλικών και μεθόδων κατασκευής, η κανονικότητα εμφανίζεται όλο και σπανιότερα στα κτήρια, η πλειοψηφία των οποίων χαρακτηρίζεται από ακανονικότητες σε μικρότερο ή μεγαλύτερο βαθμό.

Τα διάφορα κανονιστικά κείμενα εξετάζουν δύο είδη ακανονικότητας, εκ των οποίων το ένα αφορά στην ακανονικότητα σε κάτοψη και το δεύτερο στην καθ' ύψος ακανονικότητα. Εξ αυτών, η ακανονικότητα σε κάτοψη ερμηνεύεται κατά βάση με δομικά κριτήρια, ως ανομοιόμορφη κατανομή μάζας, δυσκαμψίας ή αντοχής, η οποία ευθύνεται για τη στρέψη του κτηρίου περί κατακόρυφο άξονα, όταν ασκούνται σε αυτό οριζόντιες δυνάμεις. Ακανονικό σε κάτοψη θεωρείται, βάσει μορφολογικών κριτηρίων, και ένα κτήριο με κάτοψη σχήματος Π, Γ, Τ ή οποιασδήποτε άλλης μη ορθογώνιας μορφής. Αντίστοιχα, η καθ' ύψος κανονικότητα αναφέρεται σε μεταβολές των γεωμετρικών ή/και δομικών χαρακτηριστικών μεταξύ των σταθμών του κτηρίου, με συνέπεια την αύξηση των σεισμικών απαιτήσεων σε κάθε στάθμη όπου εντοπίζονται οι εν λόγω μεταβολές (DeStefano and Mariani, 2014). Και στις δύο περιπτώσεις, τα κριτήρια αναγνώρισης της ακανονικότητας είναι ως επί το πλείστον εμπειρικά, αδυνατούν όμως να λάβουν υπόψη τους περιπτώσεις κτηρίων που συνδυάζουν ταυτόχρονα ακανονικότητες και των δύο τύπων. Επιπλέον, δεν υπάρχει κανονιστικό κείμενο το οποίο να εξετάζει ακανονικότητες που σχετίζονται με τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της εκάστοτε σεισμικής διέγερσης ή εξελίσσονται παράλληλα με τη σταδιακή επέκταση της βλάβης που η προαναφερθείσα σεισμική διέγερση προκαλεί (DeStefano and Mariani, 2014).

Ο ανωτέρω διαχωρισμός των μορφών ακανονικότητας, ο οποίος εκπορεύεται κυρίως από πρακτικούς λόγους, έχει ακολουθηθεί και από τους ερευνητές διεθνώς, με

πολλές εκ των εργασιών που έχουν δημοσιευθεί (De Stefano and Pintucchi, 2008) να καταλήγουν στην εκτίμηση ότι η ακανονικότητα μίας κατασκευής ευθύνεται για την υψηλή τρωτότητά της, συντελώντας στην αυξημένη πιθανότητα εμφάνισης βλαβών των δομικών μελών της (Hart et al, 1975; Chandler et al, 1996; jain et al, 2001; Fujii, 2016). Η θεώρηση αυτή οφείλεται στη διασύνδεση ακανονικότητας και αναπτυξης μηχανισμών ψαθυρής κατάρρευσης, λόγω ανεπαρκών τιμών των απαιτούμενων αντισεισμικών μεγεθών και παραμέτρων (DeStefano and Mariani, 2014). Χαρακτηριστική επαλήθευσή της αποτελεί η ανάλυση της σεισμικής απόκρισης πολυώροφων κτηρίων με ομοιόμορφη κατανομή μάζας, δυσκαμψίας και αντοχής, από τους Valmundsson and Nau (1997). Η εργασία τους αποδεικνύει ότι μεμονωμένες αλλαγές των τιμών των δομικών χαρακτηριστικών μίας στάθμης, όπως αύξηση της μάζας ή μείωση της αντοχής (μεμονωμένα ή σε συνδυασμό με μείωση της δυσκαμψίας) προκαλούν αύξηση της απαιτούμενης πλαστιμότητας.

1.5.1. Ακανονικότητα σε κάτοψη

Ως γενική αρχή, κάθε κτήριο με άκαμπτες πλάκες (διαφράγματα), στο οποίο ασκούνται οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις με σημείο εφαρμογής της συνισταμένης το Κέντρο Μάζας, εμφανίζει μετατοπίσεις κατά x-x και κατά y-y, παράλληλες προς καθένα από τους αντίστοιχους δύο άξονες, καθώς και στροφή του διαφράγματος περί το Κέντρο Ελαστικής Στροφής, σε άξονα κάθετο προς το επίπεδό του. Στα κανονικά κτήρια, η σύμπτωση Κέντρου Μάζας και Κέντρου Ελαστικής Στροφής λειτουργεί αποτρέποντας την ανάπτυξη στροφής του διαφράγματος, διότι η ροπή της συνισταμένης σεισμικής δύναμης είναι μηδενική. Ωστόσο, σύμπτωση των δύο Κέντρων δεν υφίσταται στα ακανονικά σε κάτοψη κτήρια τα οποία, λόγω των αναπτυσσόμενων στρεπτικών ροπών, εμφανίζουν μεγάλες παραμορφώσεις που ευθύνονται για την πρόκληση αντίστοιχα μεγάλης έκτασης και σοβαρότητας βλαβών.

Πέραν των αναμενόμενων οριζόντιων μετατοπίσεων, η στροφή που αναπτύσσεται στο κτήριο λόγω της σεισμικής διέγερσης αποτελεί το μεγαλύτερο πρόβλημα που καλούνται να αντιμετωπίσουν τα αντισεισμικά κανονιστικά κείμενα. Η στροφική απόκριση ενός κτηρίου μπορεί είτε να οφείλεται σε ασύμμετρη χωροθέτηση των φερόντων δομικών στοιχείων (με συνέπεια την έκκεντρη κατανομή δυσκαμψίας και αντοχής), είτε να προκαλείται από αντίστοιχη στρεπτική κίνηση του εδάφους (λόγω της ασυνεχούς εδαφικής κίνησης που προκαλεί η διέλευση των σεισμικών κυμάτων), είτε να πηγάζει από άλλους λόγους, όπως η ακαμψία μη φερόντων δομικών στοιχείων, η ασύμμετρη διαρροή μελών του φέροντος οργανισμού κ.λπ. (Anagnostopoulos et al., 2015)

Η επίδραση της σύζευξης πλευρικών μετατοπίσεων και στρεπτικών κινήσεων στη σεισμική απόκριση ακανονικών σε κάτοψη κτηρίων, και ο τρόπος με τον οποίο η επίδραση αυτή λαμβάνεται υπόψη στη διαμόρφωση των κανόνων αντισεισμικού σχεδιασμού, αποτελεί πεδίο έρευνας πολλών επιστημόνων (Chopra and Goel, 1991). Ωστόσο, οι έρευνες αυτές καταλήγουν σε αντικρουόμενα μεταξύ τους αποτελέσματα, γεγονός που εκτιμάται ότι απορρέει από την ανάλυση απλουστευμένων μονώροφων μοντέλων με χρήση απλοποιητικών – και συνήθως μη ρεαλιστικών – παραδοχών. Σε αυτά τα πλαίσια, ελαστική ανάλυση των ανωτέρω μοντέλων οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η στροφή του διαφράγματος είναι ιδιαίτερα έντονη σε κτήρια με παραπλήσιες μεταφορικές και στρεπτικές συχνότητες ταλάντωσης, υποδεικνύοντας ανάγκη τροποποίησης του σχετικού πεδίου του αντισεισμικού κανονισμού (Tso and Meng, 1982). Αντίθετα, η χρήση ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης δείχνει ότι η στρεπτική απόκριση μειώνεται σημαντικά σε κτήρια με ανελαστικά χαρακτηριστικά, γεγονός που φαίνεται να συμβαδίζει με τις σχετικές διατάξεις των αντισεισμικών κανονισμών (Chopra and Goel, 1991). Βέβαια, τα χρησιμοποιούμενα σε αυτές τις αναλύσεις απλοποιημένα μοντέλα παραβλέπουν βασικούς παράγοντες που επηρεάζουν την ανελαστική συμπεριφορά των δομικών μελών, υιοθετώντας παραδοχές όπως λ.χ. της ανάληψης από τα δύσκαμπτα φέροντα στοιχεία μόνο διαξονικών οριζοντίων δυνάμεων και όχι κάθετων, είτε αυτές ανάγονται στο ίδιο βάρος της κατασκευής είτε προέρχονται από τις κατακόρυφες εδαφικές κινήσεις που προκαλεί η σεισμική διέγερση (Ghersi and Rossi, 1998).

Γενικά, τα βασικότερα συμπεράσματα που προκύπτουν από τη μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς ακανονικών σε κάτοψη κτηρίων αφορούν (DeStefano and Mariani, 2014):

- Στην επιρροή που ασκεί στην απόκριση της κατασκευής το χρησιμοποιούμενο μοντέλο προσωμοίωσης, το οποίο επηρεάζει ανάλογα και τα αποτελέσματα που εξάγονται από την ανάλυση,
- Στις μέγιστες τιμές της απαιτούμενης πλαστιμότητας οι οποίες στα ακανονικά κτήρια υπερβαίνουν αυτές των αντίστοιχων κανονικών κτηρίων,
- Στα πιο ευαίσθητα δομικά στοιχεία της κατασκευής (όσον αφορά στην απαιτούμενη πλαστιμότητα), τα οποία εντοπίζονται στην άκαμπτη πλευρά του κτηρίου.

1.5.2. Ακανονικότητα σε όψη

Η επίδραση της ακανονικότητας σε όψη (ή καθ' ύψος ακανονικότητας), όσον αφορά στην κατανομή της μάζας της δυσκαμψίας και της αντοχής, διερευνήθηκε τόσο διακριτά όσο και συνδυαστικά από τους Al-Ali and Krawinkler (1998), με χρήση ελαστικής και ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης. Η έρευνα κατέδειξε ότι η σεισμική απόκριση μίας κατασκευής επηρεάζεται στο μικρότερο βαθμό από την ακανονικότητα στη μάζα της, ενώ η επιρροή αυξάνεται όσον αφορά στη δυσκαμψία και πολλαπλασιάζεται όσον αφορά στην αντοχή, για να μεγιστοποιηθεί στη συνδυαστική περίπτωση ακανονικής κατανομής και των τριών εν λόγω μεγεθών. Αντίθετα, η μετατόπιση οροφής δεν φαίνεται να επηρεάζεται από την ακανονικότητα σε όψη.

Μορφολογικά, η συνηθέστερη μορφή ακανονικότητας σε όψη αφορά στη διαμόρφωση εσοχών σε μία ή περισσότερες στάθμες της κατασκευής. Σε αυτή την περίπτωση, η σύγκριση της σεισμικής απόκρισης κτηρίων που παρουσιάζουν εσοχές με την αντίστοιχη σεισμική απόκριση κτηρίων χωρίς εσοχές αποδεικνύει ότι τα πρώτα απαιτούν μεγαλύτερη πλαστιμότητα έναντι των δεύτερων, ιδιαίτερα στη στάθμη της εσοχής (Aranda, 1984). Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι η εσοχή ευνοεί την ανάπτυξη στρεπτικής ευαισθησίας περί τον κατακόρυφο άξονα της κατασκευής, η σεισμική απόκριση οποίας, ως προς τον άξονα που είναι παράλληλος προς την εσοχή, επηρεάζεται από τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδό της (Shahrooz and Moehle, 1990).

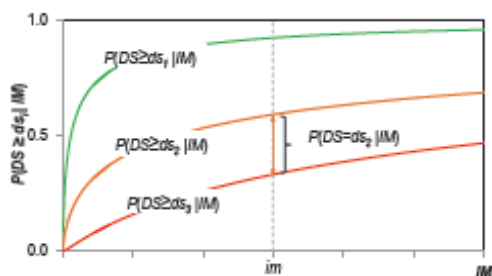
Ακανονικότητα σε όψη παρουσιάζεται και στην περίπτωση ύπαρξης ορόφου με σημαντικά μειωμένη δυσκαμψία ή αντοχή σε οριζόντια επιβαλλόμενα φορτία («μαλακός όροφος»), σε σχέση με τους υπόλοιπους ορόφους του κτηρίου. Η συνηθέστερη περίπτωση μαλακού ορόφου στην Ελλάδα είναι η *pilotis* στο ισόγειο πολυώροφων κτηρίων, κατασκευαστική πρακτική που εφαρμόστηκε ευρέως κατά τη δεκαετία του 1980, με σκοπό τη δημιουργία χώρων στάθμευσης ή εμπορικών καταστημάτων. Η σεισμική απόκριση των εν λόγω κτηρίων αποδείχθηκε (Ruiz and Diederich, 1989) ότι επηρεάζεται από την τέμνουσα βάσης που χρησιμοποιήθηκε για το σχεδιασμό, καθώς και από το λόγο αντίστασης μεταξύ του μαλακού ορόφου και των υπολοίπων ορόφου του κτηρίου. Επίσης, εξαρτάται από το λόγο των θεμελιωδών ιδιοπεριόδων της κατασκευής και της διέγερσης, ο οποίος σχετίζεται άμεσα με τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων, τη διαρροή και την αστοχία των τοιχοπληρώσεων και τους χρόνους εμφάνισης αυτών (Soni and Mistry, 2006).

Ωστόσο, ασυμφωνία μεταξύ των ερευνητών εντοπίζεται όσον αφορά στο βαθμό διαφοροποίησης της σεισμικής απόκρισης ακανονικών σε όψη κτηρίων ως προς τα κανονικά κτήρια (Soni and Mistry, 2006), ο οποίος, σε κάποιες περιπτώσεις όπως λ.χ. για κτήρια με εσοχές, δεν διαπιστώθηκε να είναι ιδιαίτερα σημαντικός (Wood, 1992). Σχετικά

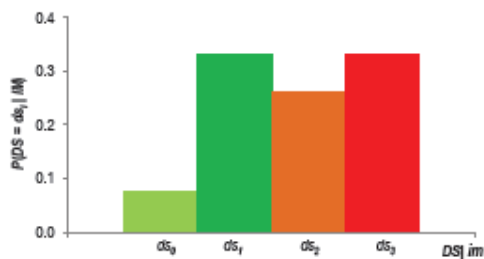
είναι τα αποτελέσματα της εργασίας των Das και Nau (2003), οι οποίοι διερεύνησαν τον τρόπο με τον οποίο διαμορφώνεται η σεισμική συμπεριφορά 78 πολυώροφων κτηρίων, αφενός για διαφορετικές ακανονικότητες (μάζας, δυσκαμψίας, αντοχής) και, αφετέρου, λόγω ύπαρξης μη φερουσών τοιχοποιιών πλήρωσης. Η διερεύνηση έγινε για το σεισμό σχεδιασμού με γραμμικές και μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας και κατέληξε στο συμπέρασμα ότι εκδηλώνεται μεταβολή στην ανελαστική συμπεριφορά του κτηρίου, με αύξηση της ανελαστικής σχετικής μετακίνησης των ορόφων όπου εντοπίζεται η ακανονικότητα, η οποία όμως δεν υπερβαίνει το προβλεπόμενο από τον κανονισμό όριο του 2%. Αντίστοιχα, εντός κανονιστικών ορίων ήταν και οι πλαστιμότητες των δομικών μελών των κτηρίων που προέκυψαν ως απαιτούμενες από την ανάλυση, παρά την αναμενόμενη αύξηση των τιμών τους στην περιοχή της εκάστοτε ακανονικότητας.

1.6. Συναρτήσεις και καμπύλες τρωτότητας

Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτηρίου, κανονικού ή όχι, ή μίας ομάδας κτηρίων με ομοειδή χαρακτηριστικά, επιτυγχάνεται μέσω ειδικών συναρτήσεων οι οποίες συσχετίζουν μαθηματικά μία σεισμική διέγερση με την αντίστοιχη πιθανότητα εμφάνισης βλαβών εντός ή πέραν ενός συγκεκριμένου ορίου, που προκαλεί στο κτήριο (ή



Εικόνα 3: Γραφική παράσταση καμπυλών τρωτότητας για $n=3$ επίπεδα βλάβης. (Πηγή: Rossetto et al, 2015)



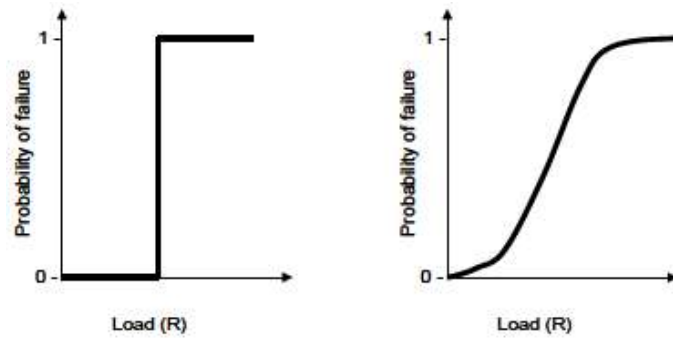
Εικόνα 4: Γραφική παράσταση μητρώου πιθανότητας βλάβης για $n=3$ επίπεδα βλάβης. (Πηγή: Rossetto et al, 2015)

στην ομάδα κτηρίων) η εν λόγω σεισμική διέγερση. Στην πράξη, αποτελούν ένα χρηστικό εργαλείο για το Μηχανικό, ο οποίος μπορεί μέσω αυτών να περιγράψει ποιοτικά και στη συνέχεια να ποσοτικοποιήσει την τρωτότητα μίας κατασκευής, ελέγχοντας ανά πάσα στιγμή το βαθμό κατά τον οποίο αυτή μπορεί να υποστεί βλάβες όταν καταπονείται από μία σεισμική διέγερση.

Οι συναρτήσεις, οι οποίες καταστρώνονται για το σκοπό αυτό, παράγουν αποτελέσματα υπό μορφή σειράς είτε συνεχών είτε διακριτών αριθμών (Rossetto et al, 2015). Στην πρώτη περίπτωση, οι εν λόγω σειρές αναπαρίστανται γραφικά ως συνεχείς καμπύλες, οι οποίες καλούνται **καμπύλες τρωτότητας (fragility curves)** και αποδίδουν την πιθανότητα που παρουσιάζει το κτήριο να

εμφανίσει ή να υπερβεί ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλάβης για ένα εύρος τιμών της σεισμική έντασης. Αντίστοιχα, στη δεύτερη περίπτωση, οι σειρές διακριτών αριθμών συνθέτουν **Μητρώα Πιθανότητας Βλάβης (Damage Probability Matrices – DPM)**, τα οποία εκφράζουν την πιθανότητα να εμφανισθούν βλάβες στο κτήριο σε κάθε επίπεδο βλάβης, για συγκεκριμένη τιμή της σεισμικής έντασης, και μπορούν να απεικονισθούν γραφικά ως ιστογράμματα.

Στην περίπτωση των καμπυλών τρωτότητας, το σχήμα που παράγεται από την αντίστοιχη συνάρτηση εκφράζει την αβεβαιότητα που υφίσταται για την ικανότητα μίας κατασκευής να αναλάβει μία σεισμική δράση ή, εναλλακτικά, την αβεβαιότητα ως προς την τιμή της σεισμικής



Εικόνα 5: Έννοια της καμπύλης τρωτότητας
(Πηγή: Shultz et al, 2010)

δράσης που θα προκαλέσει την αστοχία της κατασκευής (Shultz et al, 2010). Εάν η αβεβαιότητα αυτή είναι μικρή, και επομένως θεωρείται γνωστό το κρίσιμο σεισμικό φορτίο που θα προκαλέσει την αστοχία της κατασκευής, η καμπύλη τρωτότητα λαμβάνει βαθμιδωτή μορφή και χρησιμοποιείται ως η πλέον κατάλληλη για να περιγραφούν λ.χ. συστήματα που αστοχούν με ψαθυρό τρόπο. Σε οποιαδήποτε άλλη περίπτωση αυξημένης αβεβαιότητας, όπως συμβαίνει λ.χ. σε ελαστικά, σύνθετα ή ανεπαρκώς κατανοητά συστήματα, η καμπύλη τρωτότητας αποκτά μορφή S, η κλίση της οποίας υποδηλώνει και το βαθμό της αβεβαιότητας για τη συμπεριφορά του συστήματος.

Τα κύρια χαρακτηριστικά των συναρτήσεων τρωτότητας, τα οποία αποτελούν και σημαντικά πλεονεκτήματα έναντι άλλων αντίστοιχων μεθόδων αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς μίας κατασκευής, αφορούν (Shultz et al, 2010):

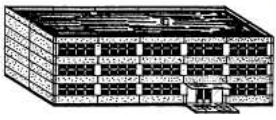
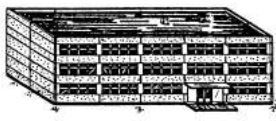
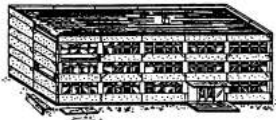
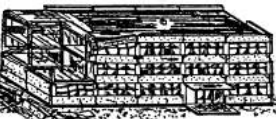
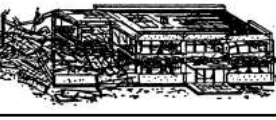
- Στην ιδιότητα των συναρτήσεων να ορίζουν όχι μεμονωμένα σημεία αλλά σαφώς καθοριζόμενες περιοχές,
- Στην εκτίμηση της πιθανότητας εμφάνισης βλάβης της κατασκευής όχι γενικευμένα αλλά ως άμεση συνάρτηση της εκάστοτε επιβαλλόμενης σε αυτή σεισμικής δράσεως,
- Στην απόδοση και ερμηνεία της προσδιοριζόμενης πιθανότητας αστοχίας με απόλυτους όρους.

1.7. Βασικά μεγέθη συναρτήσεων τρωτότητας

Όσον αφορά στη μαθηματική έκφραση των συσχετιζόμενων μεγεθών, οι ανωτέρω συναρτήσεις συνδέουν ένα κατάλληλα επιλεγμένο μέτρο έντασης IM (*Intensity Measure*) του σεισμού που καταπονεί ένα κτήριο (ή μία ομάδα ομοειδών κτηρίων) με την πιθανότητα $P(DS \geq ds_i | IM)$ εμφάνισης ή υπέρβασης ενός επιπέδου βλάβης ds_i , ενώ ως ds_n ορίζεται το μέγιστο επίπεδο βλάβης. Συνήθως ακολουθούν κανονική, λογαριθμοκανονική ή κάποια άλλη σωρευτική κατανομή και έχουν την ακόλουθη γενική μορφή (Rossetto et al, 2015):

$$P(DS = ds_i | IM) = \begin{cases} 1 - P(DS \geq ds_i | IM) & i = 0 \\ P(DS \geq ds_i | IM) - P(DS \geq ds_{i+1} | IM) & 0 \leq i \leq n - 1 \\ P(DS \geq ds_i | IM) & i = n \end{cases} \quad (6)$$

Το **μέτρο έντασης** αποτελεί την παράμετρο της εδαφικής κίνησης, η οποία χρησιμοποιείται ως τιμή αναφοράς για τον καθορισμό της πιθανότητας υπέρβασης ενός συγκεκριμένου επιπέδου βλάβης. Η επιλογή της εν λόγω παραμέτρου γίνεται βάσει της ακρίβειας και αντικειμενικότητας με την οποία μπορεί αυτή να περιγράψει τη βλάβη που

Classification of damage to buildings of reinforced concrete	
	Grade 1: Negligible to slight damage (no structural damage, slight non-structural damage) Fine cracks in plaster over frame members or in walls at the base. Fine cracks in partitions and infills.
	Grade 2: Moderate damage (slight structural damage, moderate non-structural damage) Cracks in columns and beams of frames and in structural walls. Cracks in partition and infill walls; fall of brittle cladding and plaster. Falling mortar from the joints of wall panels.
	Grade 3: Substantial to heavy damage (moderate structural damage, heavy non-structural damage) Cracks in columns and beam column joints of frames at the base and at joints of coupled walls. Spalling of concrete cover, buckling of reinforced rods. Large cracks in partition and infill walls, failure of individual infill panels.
	Grade 4: Very heavy damage (heavy structural damage, very heavy non-structural damage) Large cracks in structural elements with compression failure of concrete and fracture of rebars; bond failure of beam reinforced bars; tilting of columns. Collapse of a few columns or of a single upper floor.
	Grade 5: Destruction (very heavy structural damage) Collapse of ground floor or parts (e. g. wings) of buildings.

προκαλείται στο κτήριο από την επιβαλλόμενη σεισμική δράση. Σε γενικές γραμμές, οι παλαιότερες μελέτες τρωτότητας υιοθετούσαν ως μέτρο έντασης τις διάφορες εν χρήσει κλίμακες μακροσεισμικής έντασης, μεταξύ των οποίων συγκαταλέγονται λ.χ. η τροποποιημένη κλίμακα έντασης Mercalli (MMI) και η Ευρωπαϊκή Μακροσεισμική Κλίμακα (EMS-98). Ωστόσο, τα τελευταία χρόνια είθισται να χρησιμοποιούνται ως μέτρο έντασης, κατά περίπτωση, κυρίως τα μεγέθη της φασματικής επιτάχυνσης (S_a), της φασματικής μετακίνησης (S_d), της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (PGA) και της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας (PGV).

Εικόνα 6: Κατάταξη βλαβών κτηρίων Ω.Σ. κατά την Ευρωπαϊκή Μακροσεισμική Κλίμακα (EMS-98)
(Πηγή: Grünthal, 1998)

Τα εξεταζόμενα **επίπεδα βλάβης** επιλέγονται επίσης κατά περίπτωση, βάσει των χαρακτηριστικών του κτηρίου και του τύπου της συνάρτησης τρωτότητας, ενώ συνεκτιμώνται χρονικά, οικονομικά και κοινωνικά κριτήρια (λ.χ. χρόνος και κόστος αποκατάστασης πιθανών βλαβών, χρήση του κτηρίου κ.α.). Συνήθως καθορίζονται πέντε επίπεδα, τα οποία εκτείνονται από μηδενικές σε μικρές, μέτριες, εκτεταμένες βλάβες έως και την πλήρη κατάρρευση. Τα επίπεδα αυτά θέτουν τα άνω και κάτω όρια τιμών, εντός των οποίων κυμαίνεται η απόκριση του ελεγχόμενου κτηρίου, εκφραζόμενη ποσοτικά μέσω κατάλληλων μεγεθών, των **δεικτών βλάβης**, επιλεγμένων έτσι ώστε να αντανακλούν τα ενδεχόμενα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του. Οι συνηθέστεροι απλοί δείκτες βλάβης για κτήρια Ωπλισμένου Σκυροδέματος είναι η παραμένουσα παραμόρφωση (residual deformation) και η σχετική μετακίνηση των ορόφων (interstorey drift ratio), οι οποίοι είναι ενιαίοι για το κτήριο ως σύνολο. Εναλλακτικά, είναι επιτρεπτό να χρησιμοποιηθούν σύνθετοι δείκτες βλάβης, οι οποίοι προκύπτουν ως σταθμισμένοι από τους επιμέρους δείκτες των δομικών μελών του κτηρίου. Σε όλες τις περιπτώσεις, οι τιμές των δεικτών προκύπτουν είτε έμμεσα, κατόπιν λεκτικής περιγραφής των βλαβών που εμφανίζει ένα κτήριο μετά από ένα σεισμό, είτε άμεσα, λαμβάνοντας εξ' αρχής τιμές σε εύρος κλίμακας 0 έως 1 (ή, εναλλακτικά, 0% έως 100%). Σε αυτή την περίπτωση, η ελάχιστη τιμή αντιστοιχεί σε μηδενικές βλάβες, ενώ η μέγιστη περιγράφει την πλήρη κατάρρευση του κτηρίου. Επισημαίνεται η ιδιαίτερη σημασία που διέπει την επιλογή των δεικτών βλάβης καθώς, για το ίδιο σεισμικό γεγονός, διαφορετικοί δείκτες είναι δυνατόν να κατατάξουν την απόκριση του κτηρίου σε διαφορετικά επίπεδα βλάβης, παράγοντας ασαφή ή ακόμη και λανθασμένα συμπεράσματα για την τρωτότητα του.

Παράλληλα, μεταξύ του πλήθους των παραμέτρων που ενσωματώνονται στη συνάρτηση συγκαταλέγονται οι εδαφικές συνθήκες, ο αντισεισμικός κανονισμός που χρησιμοποιήθηκε για το σχεδιασμό του κτηρίου, η παλαιότητα του, καθώς και η γεωμετρία και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών κατασκευής του φέροντος οργανισμού. Οι τιμές των εκάστοτε χρησιμοποιούμενων παραμέτρων επιλέγονται με την παραδοχή ότι κατασκευές που βρίσκονται σε ίδια ή γειτονική περιοχή και χαρακτηρίζονται από παραπλήσια τυπολογία αναμένεται να παρουσιάσουν παρόμοια σεισμική απόκριση. Με ανάλογο τρόπο καθορίζεται και το χαρακτηριστικό μέγεθος που περιγράφει τη σεισμική διέγερση (ένταση ή μετακίνηση), ενώ εν τέλει επιλέγονται (είτε κατόπιν ποιοτικής περιγραφής είτε απευθείας ποσοτικά) και οι τιμές των δεικτών βλάβης που αποτελούν τα όρια βάσει των οποίων προσδιορίζεται η ζητούμενη απόκριση του κτηρίου στην επιβαλλόμενη σεισμική διέγερση.

1.8. Αβεβαιότητες στην ανάπτυξη συναρτήσεων τρωτότητας

Αν και η αποτίμηση της τρωτότητας κτηρίων μέσω των συναρτήσεων τρωτότητας είθισται να χρησιμοποιείται σε αυξανόμενο βαθμό τα τελευταία χρόνια, δεν θα πρέπει να παραβλέπεται το γεγονός ότι τα αποτελέσματα που παράγει η μέθοδος δεν μπορούν να θεωρηθούν απολύτως αξιόπιστα. Η παρατήρηση αυτή πηγάζει από το γεγονός της ύπαρξης αβεβαιοτήτων που ενσωματώνονται στις ποικίλες παραμέτρους της μεθόδου, κατά κύριο λόγο τυχηματικών όσον αφορά στον ίδιο το σεισμό, όπως είναι λ.χ. λανθασμένος προσδιορισμός των μεγεθών που περιγράφουν ένα σεισμικό συμβάν. Τυχηματική αβεβαιότητα μπορεί επίσης να παρεισφρήσει κατά τον προσδιορισμό της τυπολογίας του αποτιμώμενου κτηρίου, λ.χ. εξαιτίας κακής εκτίμησης των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών κατασκευής του. Εξίσου σημαντικές, όμως, με τις τυχηματικές είναι και οι επιστημικές αβεβαιότητες, οι οποίες οφείλονται είτε στις δυσκολίες πλήρους προσομοίωσης του φέροντος οργανισμού λ.χ. κατόπιν εφαρμογής ακατάλληλων παραδοχών, είτε στη χρήση δεδομένων ανεπαρκούς ποσότητας και κακής ποιότητας.

Αν και η ύπαρξη αβεβαιοτήτων δεν μπορεί να εξαλειφθεί πλήρως, θα πρέπει να σημειωθεί ότι λαμβάνονται υπόψη στη διαμόρφωση συναρτήσεων τρωτότητας μέσω της παραμέτρου της συνολικής τυπικής απόκλισης, προκειμένου με αυτό τον τρόπο να μειωθεί η επιρροή τους στο μέγιστο δυνατό βαθμό. Πάντως, σε κάθε περίπτωση, οι συναρτήσεις τρωτότητας θα πρέπει να αναφέρονται στη συμπεριφορά κτηρίων με παρόμοια δομικά χαρακτηριστικά, ανεξαρτήτως της γεωγραφικής χωροθέτησης αυτών, έτσι ώστε η περιγραφόμενη από αυτές σεισμική συμπεριφορά των εν λόγω κατασκευών να είναι κατά το δυνατόν ταυτόσημη.

1.9. Μέθοδοι παραγωγής καμπυλών τρωτότητας

Οι μεθοδολογίες διατύπωσης συναρτήσεων, που έχουν αναπτυχθεί και χρησιμοποιούνται σήμερα για την παραγωγή των καμπυλών τρωτότητας, περιλαμβάνουν τις τέσσερις βασικές κατηγορίες που περιγράφονται στις ακόλουθες παραγράφους. Η κατηγοριοποίηση ενσωματώνει τη βασική παρατήρηση ότι καμία μέθοδος δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί απολύτως αξιόπιστα σε όλες τις περιπτώσεις. Σε κάθε περίπτωση, η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου εξαρτάται από τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του εκάστοτε προβλήματος και θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη τις ακόλουθες παραμέτρους (Shultz et al, 2010):

- Το μέγεθος και τη σοβαρότητα του πιθανού κινδύνου,

- Το κόστος, το χρόνο και την προσπάθεια που απαιτούνται για την εφαρμογή της μεθόδου,
- Τη διαθεσιμότητα των δεδομένων, του μοντέλου και άλλων συναφών πληροφοριών,
- Τα χαρακτηριστικά των υπόψη δεδομένων και μοντέλων,
- Το βαθμό ακρίβειας ή εγκυρότητας που θα πρέπει να διαθέτει η καμπύλη τρωτότητας ώστε να υποστηρίξει τη σχετική διαδικασία λήψης αποφάσεων,
- Τους μηχανισμούς αστοχίας που θα πρέπει να εκτιμηθούν,
- Τις πολιτισμικές προτιμήσεις που ενδέχεται να διέπουν την επιλογή των μεθόδων.

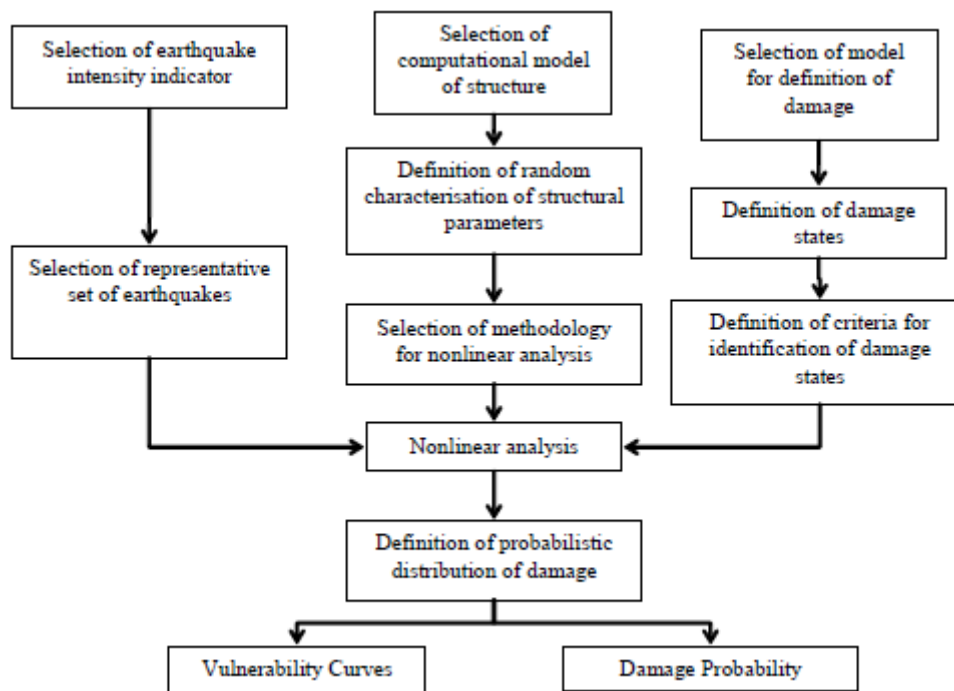
1.9.1. Εμπειρικές μέθοδοι

Χρονολογικά, αποτελούν το πρώτο είδος καμπυλών τρωτότητας που αναπτύχθηκε και παρουσιάστηκε στη διεθνή βιβλιογραφία. Η δημιουργία τους πηγάζει από αξιοποίηση δεδομένων που έχουν προκύψει είτε με συστηματικό τρόπο, μέσω πειραμάτων σε ελεγχόμενο περιβάλλον, είτε από περιστασιακές και μη ελεγχόμενες καταγραφές προηγούμενων σεισμικών συμβάντων. Τα δεδομένα αυτά συλλέγονται και στη συνέχεια υφίστανται κατάλληλη στατιστική επεξεργασία (λ.χ. ανάλυση παλινδρόμησης), έτσι ώστε να είναι δυνατόν να μετασχηματισθούν αρχικά σε συναρτήσεις από τις οποίες θα παραχθούν στη συνέχεια οι αντίστοιχες καμπύλες τρωτότητας (Rossetto and Elnashai, 2003).

Το βασικό μειονέκτημα των εμπειρικών μεθόδων αφορά συνήθως στην επάρκεια και την ποιότητα των διαθέσιμων δεδομένων, η καταγραφή των οποίων μπορεί να είναι αποσπασματική και ανομοιογενής, λόγω μη θεσμοθετημένης σχετικής τυπολογίας, με συνέπεια να παράγονται συναρτήσεις τρωτότητας με αυξημένο βαθμό αβεβαιοτήτων. Επιπλέον, οι καμπύλες τρωτότητας που παράγονται με εμπειρικές μεθόδους συνήθως δεν μπορούν να επιβεβαιωθούν πειραματικά, διότι οι σχετικές εργαστηριακές δοκιμές θα απαιτούσαν την φόρτιση έως σημείου αστοχίας πολλών φυσικών μοντέλων, διαδικασία ιδιαίτερα χρονοβόρα που συνεπάγεται αυξημένο κόστος. Ωστόσο, υπό την προϋπόθεση ύπαρξης ορθών καταγραφών, τα αποτελέσματα που δίνουν οι εν λόγω μέθοδοι θεωρούνται πλέον αξιόπιστα για την περιοχή τα δεδομένα της οποίας αξιοποιούνται, αν και δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν αυτούσια με τον ίδιο βαθμό ασφαλείας σε άλλες περιοχές με φυσικό και δομημένο περιβάλλον που διέπεται από διαφορετικά χαρακτηριστικά.

1.9.2. Αναλυτικές μέθοδοι

Βασίζονται σε απλούστερο ή πιο σύνθετο αναλυτικό μαθηματικό προσομοίωμα του αποτιμώμενου κτηρίου, το οποίο δημιουργείται βάσει της Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας αυτού, με τεχνικές δομικής ανάλυσης και χρήση σχετικών μαθηματικών εργαλείων. Για τη διαμόρφωσή του λαμβάνονται υπόψη χαρακτηριστικές (τυχαίες ή και προσδιοριστικές) παράμετροι, όπως η γεωμετρία, οι διαστάσεις και οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών κατασκευής, ή ακόμη και περιβαλλοντικές παράμετροι, όπως η θερμοκρασία ή η υγρασία, που ενδέχεται να επηρεάζουν ποικιλοτρόπως την απόκριση του κτηρίου. Το υπόψη προσομοίωμα επιλύεται με την ενδεδειγμένη κατά τυπολογική περίπτωση αναλυτική μέθοδο για μία συγκεκριμένη σεισμική διέγερση δίνοντας αποτελέσματα τα οποία, αφού συσχετισθούν με το βαθμό βλάβης του κτηρίου, αναπαριστώνται γραφικά με τις ζητούμενες καμπύλες τρωτότητας (Karros and Panagoroulos, 2010).



Εικόνα 7: Διάγραμμα ροής για τον αναλυτικό υπολογισμό καμπυλών τρωτότητας και Μητρώων Πιθανότητας Βλάβης
(Πηγή: Calvi et al, 2006)

Οι αναλυτικές μέθοδοι θεωρούνται ως οι πλέον κατάλληλες για την εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός μεμονωμένου κτηρίου ή μίας συγκεκριμένης τυπολογίας κτηρίων. Περιλαμβάνουν τέσσερις διακριτές υποκατηγορίες, οι οποίες λαμβάνουν υπόψη την άμεση ή έμμεση μορφή της συνάρτησης Οριακής Κατάστασης και την εύρεση της πιθανότητας αστοχίας του κτηρίου με χρήση αναλυτικών ή αριθμητικών μεθόδων. Εξ αυτών, οι αριθμητικές μέθοδοι τείνουν να υπερισχύουν των αναλυτικών μεθόδων που

συνήθως χρησιμοποιούν λογαριθμοκανονική κατανομή, η οποία όμως φαίνεται να παρουσιάζει προβλήματα λόγω απλουστεύσεων, όσον αφορά στη συνάρτηση οριακής Κατάστασης και στις παραδοχές που υιοθετούνται ως προς την ανεξαρτησία των τυχαίων μεταβλητών (Shultz et al, 2010).

Σε γενικές γραμμές, η αναλυτική διαδικασία θεωρείται επαρκώς αξιόπιστη, καθώς περιλαμβάνει διαδοχικά στάδια κατά τα οποία καθορίζονται με σχετικά απλό τρόπο τα χαρακτηριστικά μεγέθη και οι τιμές των παραμέτρων που έχουν ήδη αναφερθεί στην προηγούμενη παράγραφο. Μειονεκτεί, όμως, όσον αφορά στο θέμα της προσομοίωσης του κτηρίου, δεδομένου ότι η αξιοπιστία του μαθηματικού προσομοιώματος που δημιουργείται εξαρτάται σημαντικά τόσο από τις παραδοχές που υιοθετούνται (όπως προαναφέρθηκε), όσο και από τις δυνατότητες του χρησιμοποιούμενου ηλεκτρονικού εξοπλισμού και του λογισμικού της ανάλυσης.

1.9.3. Κριτικές μέθοδοι

Βασική φιλοσοφία των εν λόγω μεθόδων είναι η χάραξη καμπυλών τρωτότητας μέσω της δημιουργίας Μητρώων Πιθανότητας Βλάβης, τα οποία δομούνται από στατιστικά επεξεργασμένες εκτιμήσεις έμπειρων Μηχανικών, όσον αφορά στην αναμενόμενη απόκριση ενός κτηρίου σε μία σεισμική διέγερση. Στηρίζονται κατά βάση στην πιθανότητα ότι ένας αριθμός εμπειρογνομόνων θα εκφράσει παρόμοια εκτίμηση, όσον αφορά στην αναμενόμενη σεισμική συμπεριφορά μίας συγκεκριμένης τυπολογίας κτηρίων τα οποία υφίστανται μία συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Μειονεκτούν έναντι των δύο προηγούμενων μεθόδων ως προς το ότι δεν στηρίζονται σε αντικειμενικές καταγραφές δεδομένων, αλλά επιχειρούν να ποσοτικοποιήσουν τη συσσωρευμένη εμπειρία εμπειρογνομόνων του χώρου των κατασκευών. Ωστόσο, η γνώμη ενός εμπειρογνώμονα χαρακτηρίζεται από μεγάλο βαθμό υποκειμενικότητας, καθώς διαμορφώνεται από την προσωπική του εμπειρία, η οποία με τη σειρά της επηρεάζεται από πλήθος παραγόντων που συνδέονται με το εργασιακό περιβάλλον του εμπειρογνώμονα και δεν είναι πάντοτε εκ των προτέρων γνωστοί και κατανοητοί (Jeong and Elnashai 2007).

Επιπλέον, αν και το καταρχήν πλεονέκτημα της κριτικής προσέγγισης είναι το ότι δεν περιορίζεται από την ποσότητα και την ποιότητα των διαθέσιμων δεδομένων, η έλλειψή τους αποτελεί ταυτόχρονα και το βασικό μειονέκτημα της μεθόδου, καθώς καθιστά δύσκολη την επαλήθευση των εξαγόμενων αποτελεσμάτων και τη συνεπακόλουθη επικύρωσή τους προς χρήση (Shultz et al, 2010). Ως εκ τούτου, τα αποτελέσματα των κριτικών μεθόδων δεν θεωρείται ότι αποτυπώνουν επαρκώς την πραγματικότητα, ώστε να

μπορούν να χρησιμοποιηθούν με ασφάλεια και, γι' αυτό το λόγο οι μέθοδοι αυτές εΐθισται να χρησιμοποιούνται συμπληρωματικά προς τις υπόλοιπες μεθόδους.

1.9.4. Υβριδικές μέθοδοι

Χρησιμοποιούν συνδυασμό δύο ή και των τριών μεθόδων που έχουν αναφερθεί στις προηγούμενες παραγράφους, σε μία προσπάθεια να υπερπηδήσουν τους ποικίλους περιορισμούς που διέπουν ιδιαιτέρως κάθε μέθοδο (Jeong and Elnashai 2007). Επιπλέον, συνδυάζουν στοιχεία των προηγούμενων μεθόδων όχι για να δημιουργήσουν νέες καμπύλες τρωτότητας αλλά για να εξελίξουν τις ήδη διαμορφωμένες. Σε αυτή την τελευταία περίπτωση εντάσσεται και η άποψη που έχει διατυπωθεί από κάποιους ερευνητές, οι οποίοι θεωρούν ότι και η βαθμονόμηση υφιστάμενων καμπυλών τρωτότητας, που έχουν προκύψει μέσω αναλυτικών μεθόδων, με νέα εργαστηριακά δεδομένα δεν είναι παρά μία μορφή υβριδικής προσέγγισης (Jeong and Elnashai 2007).

Οι υβριδικές μέθοδοι μπορούν να εφαρμοσθούν με ποικίλους τρόπους, προκειμένου να αποδώσουν τις ζητούμενες καμπύλες τρωτότητας ενός κτηρίου. Μία προσέγγιση ορίζει τη χρήση μίας μεθόδου για ένα τμήμα του σεισμικού φορτίου και τη χρήση μίας διαφορετικής μεθόδου, για το υπολειπόμενο τμήμα του φορτίου. Εναλλακτικά, υπάρχει η δυνατότητα συνδυασμού καμπυλών τρωτότητας που προέκυψαν μέσω αναλυτικών ή κριτικών μεθόδων με δεδομένα που έχουν συλλεχθεί μέσω παρατηρήσεων. Αφετηρία της εν λόγω προσέγγισης αποτελεί η επεξεργασία παλαιότερων σεισμολογικών καταγραφών που έχουν ληφθεί στα πλαίσια εμπειρικών μεθόδων, τα δεδομένα των οποίων υφίστανται στατιστική επεξεργασία και χρησιμοποιούνται για την επαλήθευση και βελτίωση των συναρτήσεων τρωτότητας που έχουν προκύψει με αναλυτικές μεθόδους (Παναγόπουλος και Κάππος, 2006). Η επανατροφοδότηση των εν λόγω συναρτήσεων με δεδομένα αυτού του είδους συνεχίζεται μέχρι τελικά να επιτευχθεί η βελτιστοποίησή τους.

1.10. Υφιστάμενες εργασίες με θέμα τις καμπύλες τρωτότητας

Η προσπάθεια διαχείρισης παλαιότερων σεισμολογικών καταγραφών υπήρξε η βάση των πρώτων εργασιών που ασχολήθηκαν με την ανάπτυξη καμπυλών τρωτότητας. Ωστόσο, η πλειοψηφία των ερευνητικών εργασιών, που έχουν δημοσιευθεί σε διεθνές επίπεδο τα μετέπειτα έτη, πραγματεύεται την ανάπτυξη καμπυλών τρωτότητας κυρίως με χρήση αναλυτικών ή υβριδικών μεθόδων. Από τις εν λόγω εργασίες αναφέρονται ενδεικτικά οι ακόλουθες:

Η εργασία των Sabetta et al (1998) έλαβε υπόψη στοιχεία που είχαν καταγραφεί σε βάση δεδομένων για σχεδόν 50.000 κτήρια στην Ιταλία, τα οποία είχαν υποστεί βλάβες από σεισμούς. Τα στοιχεία αυτά ταξινομήθηκαν σε τρεις δομικούς τύπους και έξι επίπεδα βλάβης, σύμφωνα με τη 12βάθμια μακροσεισμική κλίμακα MSK. Στη συνέχεια, υπολογίσθηκε ο μέσος δείκτης βλάβης, ως σταθμισμένος μέσος όρος των συχνοτήτων κάθε επιπέδου βλάβης. Βάσει του εν λόγω δείκτη, με παραδοχή διωνυμικής κατανομής της βλάβης, αναπτύχθηκαν τελικά καμπύλες τρωτότητας συναρτήσεις της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης, της έντασης Arias και της ενεργούς επιτάχυνσης (Effective Peak Acceleration). Η πρακτική αξία των εν λόγω καμπυλών έγκειται, κατά τους ερευνητές, στη δυνατότητα άμεσης εφαρμογής τους για την εκπόνηση μελετών σεισμικής επικινδυνότητας.

Στη βάση των υβριδικών μεθόδων κινείται ο Der Kiureghian (2001), ο οποίος ανέπτυξε μία μεθοδολογική προσέγγιση εκτίμησης της δομικής τρωτότητας κατασκευών, με την οποία αξιοποιείται πλήρως κάθε διαθέσιμη πληροφορία, συμπεριλαμβανομένων αυτών που προέρχονται από ανάλυση μαθηματικών προσομοιωμάτων, από εργαστηριακές μετρήσεις και παρατηρήσεις πεδίου, καθώς και από εκτιμήσεις έμπειρων μηχανικών. Η μέθοδος εφαρμόστηκε δοκιμαστικά από το συγγραφέα σε δύο περιπτώσεις μελέτης, η πρώτη εκ των οποίων αφορούσε στην ανάπτυξη καμπυλών τρωτότητας για ένα ηλεκτρικό υποσταθμό που εκτίθεται σε σεισμική διέγερση, ενώ στη δεύτερη περίπτωση αναπτύχθηκαν καμπύλες τρωτότητας για υποστυλώματα γεφυρών, κατασκευασμένα από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η μέθοδος μπορεί να εφαρμοσθεί αποτελεσματικά για την ανάπτυξη καμπυλών τρωτότητας, διευκολύνοντας τη διάκριση μεταξύ τυχατικών και επιστημικών αβεβαιοτήτων.

Οι Rossetto and Elnashai (2003) προχώρησαν στην ανάπτυξη εμπειρικών καμπυλών τρωτότητας για Ευρωπαϊκά κτήρια Ωπλισμένου Σκυροδέματος, αντλώντας τις απαιτούμενες πληροφορίες από συνολικά 99 υφιστάμενες βάσεις δεδομένων. Οι εν λόγω βάσεις περιελάμβαναν μετασεισμικά στοιχεία εκτίμησης βλαβών από 19 σεισμικά συμβάντα, που αφορούσαν σε περίπου 340.000 κτήρια Ωπλισμένου Σκυροδέματος. Η ερμηνεία των πληροφοριών ομογενοποιήθηκε βάσει μίας ενιαίας κλίμακας βλαβών, η οποία διαμορφώθηκε για το σκοπό αυτό από τους συγγραφείς, και στη συνέχεια χρησιμοποιήθηκε για την ανάπτυξη καμπυλών τρωτότητας. Το αποτέλεσμα της έρευνας έδειξε ότι οι εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν επαρκώς στα πλαίσια μίας αξιόπιστης ανάλυσης σεισμικού κινδύνου.

Κτήρια μέσου ύψους (3, 5 και 7 ορόφων), κατασκευασμένα στην Κωνσταντινούπολη σύμφωνα με τον Τουρκικό Αντισεισμικό Κώδικα του 1975, υπήρξαν το αντικείμενο της δημιουργίας καμπυλών τρωτότητας από τους Murat and Polat (2006). Δημιουργήθηκαν

μαθηματικά προσομοιώματα των κτηρίων, τα οποία αναλύθηκαν δυναμικά σε 12 σεισμικές διεγέρσεις, προκειμένου να προσδιοριστούν τα όρια διαρροής και αστοχίας. Στη συνέχεια, αναπτύχθηκαν καμπύλες τρωτότητας λογαριθμοκανονικής κατανομής σε όρους ελαστικής ψευδοφασματικής επιτάχυνσης, μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης και ελαστικής φασματικής μετατόπισης. Από την εν λόγω ανάλυση, μέσω γραμμικής παλινδρόμησης, οι ερευνητές απέδειξαν ότι οι παράμετροι τρωτότητας επηρεάζονται σημαντικά από τον αριθμό ορόφων των κτηρίων. Τελικά, από τη στατιστική επεξεργασία των καμπυλών τρωτότητας των κτηρίων προσδιορίστηκε η μέγιστη επιτρεπτή σχετική μετατόπιση των ορόφων και η φασματική μετατόπιση που ικανοποιούν τις Στάθμες Επιτελεστικότητας «Άμεση χρήση» και «Προστασία ζωής».

Η προσέγγιση των Jeong and Elnashai (2007) αφορά στην ανάπτυξη ενός γενικού συνόλου καμπυλών τρωτότητας, οι οποίες δεν απαιτούν επανυπολογισμό κάθε φορά που τροποποιείται ή αντικαθίσταται μέρος ή το σύνολο των δομικών μελών μίας κατασκευής, κατά την πορεία του σχεδιασμού της. Η μέθοδος στηρίζεται στη διατύπωση μίας συνάρτησης απόκρισης της κατασκευής, η οποία λαμβάνει υπόψη βασικές μεταβλητές όπως η δυσκαμψία, η αντοχή και η ολκιμότητα, που επηρεάζουν το σχήμα της καμπύλης τρωτότητας. Για τη δημιουργία των καμπυλών αξιοποιήθηκε βάση δεδομένων που περιελάμβανε ανελαστικές αναλύσεις, οι οποίες είχαν γίνει για ένα μεγάλο εύρος τιμών των προαναφερθεισών βασικών μεταβλητών. Η μέθοδος επαληθεύτηκε από τους συγγραφείς με τη σύγκριση των παραγόμενων καμπυλών τρωτότητας με αντίστοιχες καμπύλες οι οποίες παρήχθησαν με αριθμητικές μεθόδους για άλλες κατασκευές. Η σύγκριση κατέληξε στο συμπέρασμα ότι η μέθοδος απαιτεί μειωμένο χρόνο και προσπάθεια για την παραγωγή καμπυλών τρωτότητας, σε σύγκριση με τις άλλες μεθόδους.

Όσον αφορά στους Έλληνες ερευνητές, οι Νάνος κ.α. (2006) ανέπτυξαν μία μεθοδολογία με την οποία είναι δυνατή η προσαρμογή των καμπυλών τρωτότητας που έχουν αναπτυχθεί βάσει των Αμερικανικών προδιαγραφών (ATC-13) και επαρκών σειсмоγραφικών δεδομένων σε χώρες με διαφορετικά αντισεισμικά κανονιστικά κείμενα (ΕΑΚ) και σχετικά ανεπαρκή δεδομένα, μεταξύ των οποίων συγκαταλέγεται η Ελλάδα. Η προσαρμογή στηρίζεται στις διαφοροποιήσεις που αφενός υιοθετούν οι δύο αντισεισμικοί Κανονισμοί ως προς τον υπολογισμό της τέμνουσας βάσης και αφετέρου καταγράφεται στην οριακή ικανότητα παραμόρφωσης των υφιστάμενων κτηρίων των δύο χωρών. Επιπλέον, λαμβάνονται υπόψη διάφορες σχεδιαστικές και κατασκευαστικές αβεβαιότητες. Οι προσαρμοσμένες καμπύλες τρωτότητας προκύπτουν με διαδοχικά βήματα κατά τα οποία οι αρχικές Αμερικανικές καμπύλες, στην πρώτη περίπτωση, μετατοπίζονται καθ' ύψος στον άξονα του βαθμού βλάβης και, στη δεύτερη περίπτωση, περιστρέφονται υπό

σταθερή γωνία περί το σημείο έναρξης της μη γραμμικής απόκρισης της κατασκευής. Τα αποτελέσματα της έρευνας δείχνουν ότι η μέθοδος μπορεί να εφαρμοσθεί για την περιγραφή της συμπεριφοράς τυπικών Ελληνικών κτηρίων σε ικανοποιητικό βαθμό, αν και οι ερευνητές θεωρούν αναγκαία τη διενέργεια πρόσθετων ερευνών, οι οποίες θα επιτρέψουν τη βελτίωση τη μεθόδου.

Η εργασία των Παναγόπουλου και Κάππου (2006) αξιοποιεί τα περιορισμένα σεισμολογικά στατιστικά στοιχεία του Ελλαδικού χώρου μέσω της ανάπτυξης νέας μεθοδολογίας, εντασσόμενη στην κατηγορία των υβριδικών. Η εν λόγω μεθοδολογία, οι βασικές αρχές της οποίας αναπτύχθηκαν αρχικά από τους Karros et al (1998), εφαρμόστηκε για την ανάπτυξη καμπυλών τρωτότητας συνολικά 54 τυπικών κτηρίων Ωπλισμένου Σκυροδέματος, αντιπροσωπευτικών όλων των μορφολογιών που συναντώνται στον Ελληνικό χώρο. Για την επιλογή των κτηρίων συνεκτιμήθηκαν παράμετροι όπως το ύψος, ο φέρων οργανισμός, η ηλικία και η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων. Τα εν λόγω κτήρια προσομοιώθηκαν και αναλύθηκαν με ανάλυση χρονοϊστορίας για 16 σεισμικές διεγέρσεις, δίνοντας τιμές της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ως δείκτες βλάβης, οι οποίοι συσχετίστηκαν με τα στατιστικά στοιχεία των σεισμών της Θεσσαλονίκης (1978) και της Αθήνας (1999), προκειμένου να παραχθούν τελικά δέσμες καμπυλών τρωτότητας. Η έρευνα επιβεβαίωσε την αρχική υπόθεση, σύμφωνα με την οποία τα κτήρια που έχουν σχεδιασθεί με τον ΕΑΚ εμφανίζουν μειωμένη τρωτότητα, κυρίως στα υψηλότερα επίπεδα βλάβης, η ύπαρξη επαρκούς αριθμού τοιχωμάτων Ω.Σ. επιδρά θετικά στη μείωση της τρωτότητας παλαιότερων κτηρίων, ενώ δεν καταγράφηκαν σημαντικές διαφορές στη συμπεριφορά μεταξύ παλαιότερων και νεώτερων ψηλών κτηρίων με pilotis.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 – ΓΕΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

2.1. Αντικείμενο διερεύνησης

Σκοπός της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας είναι η διερεύνηση της διασύνδεσης μεταξύ της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτηρίου και της επίδρασης που ασκούν σε αυτή χαρακτηριστικές παραμετρικές μεταβολές των γεωμετρικών και λοιπών δομικών χαρακτηριστικών του. Η διερεύνηση αυτή γίνεται σε επιλεγμένο κτήριο μη κανονικών τυπολογικών χαρακτηριστικών, βάσει μεθοδολογικής προσέγγισης η οποία αποσκοπεί στην τελική παραγωγή καμπυλών τρωτότητας και αναλύεται στις παραγράφους που ακολουθούν.

Το κτήριο που επιλέγεται να διερευνηθεί είναι υφιστάμενο πολυώροφο κτήριο με ισόγειο, τρεις τυπικούς ορόφους και δώμα, με φέροντα οργανισμό από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα και ποικίλες μορφές ακανονικότητας (λ.χ. ύπαρξη «μαλακού» ορόφου υπό μορφή pilotis στη στάθμη του ισογείου). Πρόκειται για κτήριο με κύρια χρήση κατοικίας, κατασκευασμένο βάσει της παλαιότερης σχεδιαστικής φιλοσοφίας και σύμφωνα με τις τότε ισχύουσες αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού. Η χρονική έναρξη της κατασκευαστικής περιόδου τοποθετείται το 1960, έτσι ώστε να συμπίπτει με την έναρξη του πρώτου επίσημα θεσμοθετημένου Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 (Β.Δ. της 19/26.2.1959 «Περί Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων»). Παράλληλα με τον εν λόγω Κανονισμό, για την εκπόνηση της μελέτης του κτηρίου εφαρμόσθηκε το τότε ισχύον Β.Δ. της 18-2/26-7-1954, όσον αφορά στην όπλιση των δομικών μελών. Συνεπώς, πέραν της ακανονικότητας που παρουσιάζει το κτήριο, επιπλέον στοιχεία τρωτότητας (βάσει των σύγχρονων αντιλήψεων αντισεισμικού σχεδιασμού) αποτελούν η πρόβλεψη των ανωτέρω Κανονισμών για ανάληψη μόνο κατακόρυφων φορτίων από το φέροντα οργανισμό, η παράβλεψη της πλαισιακής λειτουργίας του συστήματος υποστυλωμάτων – δοκών και η έλλειψη κατασκευαστικών διατάξεων για τη διαμόρφωση και τις λεπτομέρειες όπλισης των δομικών μελών.

Η μεθοδολογία που χρησιμοποιείται περιλαμβάνει ως αρχικό βήμα την επιλογή τριών διαφορετικών παραλλαγών του φορέα, οι οποίες αφορούν σε κτήριο χωρίς τοιχοπληρώσεις, με τοιχοπληρώσεις και με ενισχύσεις. Κάθε παραλλαγή προσομοιώνεται με αντίστοιχο μοντέλο και διαστασιολογείται με τις χαρακτηριστικές τιμές αντοχής των υλικών της εποχής, σύμφωνα με τις απαιτήσεις επιλογής και εισαγωγής παραμέτρων κατάλληλα επιλεγμένου λογισμικού στατικής επίλυσης.

Στη συνέχεια, για κάθε παραλλαγή του φορέα πραγματοποιείται μη γραμμική στατική ανάλυση υπό αυξανόμενη ένταση (pushover analysis). Οι τιμές των εντατικών και

παραμορφωσιακών μεγεθών που προκύπτουν από την υπόψη ανάλυση προσδιορίζουν την καμπύλη ικανότητας του κτηρίου, η οποία εισάγεται ως πρωτογενές δεδομένο στο Λογισμικό SPO2FRAG για να μετασχηματισθεί στην αντίστοιχη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη του ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος.

Ακολούθως, και μέσω του αλγόριθμου SPO2IDA, η ανωτέρω καμπύλη μετασχηματίζεται περαιτέρω στις αντίστοιχες αθροιστικές καμπύλες Προσαυξητικής Δυναμικής Ανάλυσης (IDA) του 16^{ου}, 50^{ου} και 84^{ου} ποσοστημορίου, οι οποίες συνιστούν διαγράμματα του μέτρου έντασης συναρτήσεως του δείκτη βλάβης, ανά επίπεδο βλάβης. Κατά το τελευταίο βήμα, από τις υπόψη καμπύλες, το λογισμικό υπολογίζει τις σχετικές συναρτήσεις τρωτότητας και σχεδιάζει τις ζητούμενες καμπύλες, οι οποίες αποδίδουν την πιθανότητα υπέρβασης κάθε επιπέδου βλάβης. Οι εν λόγω καμπύλες ποσοτικοποιούν με πρακτικά εύχρηστο και συγκρίσιμο τρόπο την τρωτότητα του αναλυόμενου κτηρίου, και είναι αυτές που αξιοποιούνται προκειμένου να γίνει η τελική εκτίμηση για τη σεισμική συμπεριφορά του, υπό ποικίλες περιπτώσεις σεισμικής καταπόνησης.

2.2. Στοιχεία ανάλυσης

Όπως ήδη αναφέρθηκε στο *Κεφάλαιο 1*, μέχρι σήμερα έχουν αναπτυχθεί παγκοσμίως πολλές διαφορετικές και πρωτοποριακές μεθοδολογίες κατάστροφης συναρτήσεων τρωτότητας, οι οποίες χρησιμοποιούν ποικίλων ποσοτήτων και ειδών δεδομένα για την παραγωγή γενικής μορφής και χρήσεως καμπυλών. Ωστόσο, η διαχείριση έτοιμων καμπυλών τρωτότητας θα πρέπει να γίνεται πάντοτε με ιδιαίτερη προσοχή και να ελέγχεται επισταμένως εάν αυτές ανταποκρίνονται στις προδιαγραφές αντισεισμικού σχεδιασμού, καθώς και στην ειδικότερη τυπολογία των κτηρίων, για τα οποία προορίζονται να χρησιμοποιηθούν. Η επισήμανση αυτή αποκτά ιδιαίτερη σημασία στην περίπτωση καμπυλών τρωτότητας οι οποίες έχουν αναπτυχθεί θεωρητικά με σκοπό να μπορούν να χρησιμοποιηθούν για μεγάλο αριθμό κτηρίων σε όλα τα μήκη και πλάτη της γης, αλλά με σχετικά περιορισμένο εύρος δεδομένων, γεγονός που συνεπάγεται την αυξημένη ύπαρξη αβεβαιοτήτων και, εν τέλει τη μειωμένη αξιοπιστία της πρόβλεψης μέσω των ανωτέρω καμπυλών.

Συνεπώς, προκειμένου να αποφευχθεί η πιθανότητα λανθασμένης χρήσης έτοιμων καμπυλών οι οποίες, μπορεί μεν να έχουν παραχθεί για κτήρια που έχουν μελετηθεί με τον ίδιο αντισεισμικό σχεδιασμό αλλά εν τέλει ανεγέρθηκαν με πολύ διαφορετικές κατασκευαστικές προδιαγραφές και τεχνικές, συνιστάται η ανάπτυξη καμπυλών τρωτότητας βάσει δεδομένων τα οποία έχουν συλλεχθεί και αφορούν στο κτηριακό απόθεμα που πρόκειται να αναλυθεί (D'Ayala and Meslem, 2013). Για το σκοπό αυτό, στα

πλαίσια της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας εφαρμόζεται μία παραμετροποιημένη μεθοδολογική προσέγγιση που εντάσσεται κατά βάση στην κατηγορία των αναλυτικών μεθόδων και η οποία εκτιμάται ότι διασφαλίζει άμεση σχέση μεταξύ των χαρακτηριστικών του κτηρίου, της απόκρισής του σε μία σεισμική διέγερση και των βλαβών που αναμένεται να εμφανιστούν λόγω αυτής της διέγερσης (Rossetto et al, 2015).

Στα πλαίσια της υπόψη μεθόδου, η οποία στηρίζεται στην εργασία Baltzopoulos et al (2017) και περιγράφεται αναλυτικότερα στη συνέχεια, και μετά από τον αρχικό ποιοτικό προσδιορισμό των τρωτών στοιχείων που αναμένεται να εντοπισθούν στο αναλυόμενο κτήριο, εξετάζονται και επιλέγονται οι βασικές παράμετροι της ανάλυσης κατά διαδοχικά βήματα, ως ακολούθως:

- Επιλέγεται και τεκμηριώνεται ο δείκτης βλάβης.
- Επιλέγονται και τεκμηριώνονται τα επίπεδα βλάβης.
- Προσδιορίζονται και εκτιμώνται, κατά το δυνατόν, οι τυχηματικές και επιστημικές αβεβαιότητες, οι οποίες θα πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά την ανάλυση ώστε το παραγόμενο αποτέλεσμα να διακρίνεται από τη μέγιστη δυνατή ακρίβεια και αξιοπιστία.
- Δημιουργείται το μαθηματικό προσομοίωμα του αναλυόμενου κτηρίου, βάσει των δομικών χαρακτηριστικών του και λοιπών απαιτούμενων μεγεθών, και αναλύεται με το επιλεγμένο λογισμικό, προκειμένου να προσδιορισθούν βασικά εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη που χαρακτηρίζουν τη σεισμική συμπεριφορά του.
- Καταστρώνονται οι συναρτήσεις τρωτότητας και παράγονται οι αντίστοιχες καμπύλες τρωτότητας, συναρτήσει της σεισμικής συμπεριφοράς του κτηρίου και της κατανομής των δεικτών βλάβης, όπως προέκυψαν από την ανάλυση του μαθηματικού προσομοιώματος.

Τα ανωτέρω βήματα αναλύονται περαιτέρω και εξειδικεύονται, για τις παραλλαγές του φορέα του κτηρίου που αποτελεί το αντικείμενο διερεύνησης της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας, στις παραγράφους που ακολουθούν.

2.2.1. Ποιοτικός προσδιορισμός επικινδυνότητας

Τα κτήρια που έχουν σχεδιαστεί με παλαιότερους κανονισμούς και δομηθεί με τις τότε ακολουθούμενες πρακτικές, παρουσιάζουν συστηματικές διαφοροποιήσεις και

τρωτότητες, σε σύγκριση με τα σύγχρονης σχεδιαστικής φιλοσοφίας κτήρια. Οι κυριότερες διαφορές παρουσιάζονται σε θέματα που άπτονται:

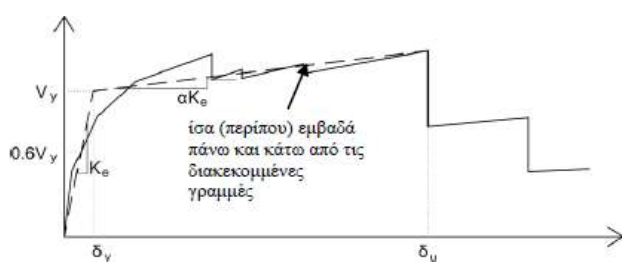
- Των **αρχών σχεδιασμού**, έτσι όπως αυτές επιβάλλονταν από τους εκάστοτε ισχύοντες Κανονισμούς. Κοινό χαρακτηριστικό των παλαιότερων Κανονισμών είναι η διαστασιολόγηση των κατασκευών με τη μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων, κριτήριο σχεδιασμού της οποίας αποτελεί η ικανοποίηση της απαίτησης για ασφαλή λειτουργία του φορέα. Η κατασκευή σχεδιάζεται για δράσεις που προκύπτουν βάσει των προβλεπόμενων φορτίων λειτουργίας (Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας – ΟΚΛ), ενώ τα υλικά κατασκευής, δηλαδή το σκυρόδεμα και ο χάλυβας, δεν αντιμετωπίζονται ως ενιαίο σύνολο αλλά ως απολύτως διακριτά και υπό τη θεώρηση ότι τα δομικά μέλη συμπεριφέρονται πλήρως ελαστικά. Ωστόσο, η θεώρηση αυτή αποτυγχάνει να αντιμετωπίσει την πραγματική μηχανική συμπεριφορά κάθε υλικού, η οποία μπορεί σε κάποιες περιπτώσεις να εμφανίζεται λιγότερο ή περισσότερο ανελαστική (λ.χ. σκυρόδεμα).
- Των χρησιμοποιούμενων **υλικών κατασκευής**, τα οποία είναι αρκετά κατώτερα ποιοτικά και διαθέτουν χαμηλότερες τιμές αντοχής, σε σύγκριση με τα αντίστοιχα σύγχρονα. Ειδικότερα, όσον αφορά στο σκυρόδεμα, η περιορισμένη στα παλαιότερα χρόνια χρήση μηχανημάτων σκυροδέτησης και η χειρωνακτική παρασκευή του στο χώρο της οικοδομής απέδιδαν ένα υλικό ανομοιογενούς ποιότητας και χαμηλής αντοχής (Σάββα κ.α., 2002) με υψηλό πορώδες, το οποίο αδυνατούσε να αντισταθεί επαρκώς στα φαινόμενα αποσάθρωσης που προκαλούσαν οι καιρικές συνθήκες. Το γεγονός αυτό είχε ως συνέπεια την εμφάνιση ρωγμών, η σταδιακή διεύρυνση των οποίων κατέληγε στη μείωση της μηχανικής αντοχής του υλικού. Αντίστοιχα χαμηλή ποιότητα και αντοχή χαρακτήριζε και το χάλυβα του οπλισμού ο οποίος, για τον προαναφερθέντα λόγο, υφίστατο οξείδωση στο μεγαλύτερο τμήμα του μήκους του, εξαιτίας ενανθράκωσης ή επίδρασης χλωριόντων, η οποία τον καθιστούσε ψαθυρό. Τελική συνέπεια ήταν η γρήγορη διάβρωσή του, η οποία εκδηλωνόταν με την απομείωση της διατομής του λόγω του σχηματιζόμενου επιφανειακού στρώματος σκουριάς, και οδηγούσε στην εξίσου σημαντικά μειωμένη αντοχή του έναντι εφελκυσμού.
- Των **κατασκευαστικών τεχνικών**, έτσι όπως αυτές εφαρμόζονταν λ.χ. στις λεπτομέρειες όπλισης των δομικών στοιχείων του φορέα. Η ανάλυση της κατασκευής με την τεχνολογία της εποχής και τα διαθέσιμα υπολογιστικά

εργαλεία οδηγούσε κατά κανόνα σε ανεπαρκή όπλιση των δομικών μελών, ιδιαίτερα δε όσον αφορά στο απαιτούμενο ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού. Επιπλέον, τόσο οι αγκυρώσεις των ράβδων όσο και τα μήκη και οι θέσεις των ματίσεων παρουσιάζουν ανεπάρκεια, βάσει των σύγχρονων απαιτήσεων, ενώ εξίσου ανεπαρκής είναι και η όπλιση των κόμβων δοκών – υποστυλωμάτων, με συνέπεια την ανομοιόμορφη κατανομή του φορτίου στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής. Τέλος, οι ράβδοι χάλυβα που χρησιμοποιούνταν ως οπλισμός των φερόντων μελών ήταν συνήθως λείοι, γεγονός που είχε ως αποτέλεσμα τη μειωμένη συνάφεια χάλυβα – σκυροδέματος, η οποία επιδεινωνόταν ταυτόχρονα από το σχηματισμό σκουριάς.

Όλα τα ανωτέρω συνιστούν δυσμενή μορφολογικά και δομικά χαρακτηριστικά, τα οποία επιβαρύνουν τη σεισμική συμπεριφορά των αναλυόμενων κτηρίων και λαμβάνονται υπόψη κατά τη διαμόρφωση του μαθηματικού προσομοιώματος μέσω κατάλληλων παραδοχών. Το προσομοίωμα που δημιουργείται, με δεδομένη και την ύπαρξη στοιχείων ακανονικότητας, αναλύεται σύμφωνα με τις προδιαγραφές εφαρμογής μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, η οποία επιλέγεται μεταξύ των αντίστοιχων διαθέσιμων μεθόδων που προβλέπονται στα ισχύοντα κανονιστικά κείμενα και τεκμηριώνεται, ως προς τα επιμέρους τμήματά της, στις επόμενες παραγράφους.

2.2.2. Μη γραμμική (ανελαστική) στατική ανάλυση

Αν και η μη γραμμική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας) θεωρείται ως η πλέον αξιόπιστη μέθοδος, η απλούστερη διαδικασία της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης είναι τόσο ελκυστική ώστε η μέθοδος αυτή να χρησιμοποιείται ολοένα και συχνότερα από τους ερευνητές. Ευρύτερα γνωστή και ως **ανάλυση pushover (pushover analysis)**, η μη γραμμική στατική ανάλυση αποτελεί ένα από τα πλέον δημοφιλή εργαλεία αποτίμησης τόσο των υφιστάμενων όσο και νέων κατασκευών. Ο βασικός άξονάς της συνοψίζεται στον



Εικόνα 8: Εξιδανίκευση καμπύλης ικανότητας με διγραμμική καμπύλη

(Πηγή: ΚΑΝ.ΕΠΕ., Κεφ. 5, παρ. 5.7.3.4, Σχ. Σ5.2)

προσδιορισμό της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτηρίου με συνεκτίμηση των μόνιμων κατακόρυφων φορτίων του και πλευρικά εφαρμοζόμενων φορτίων με σταδιακά αυξανόμενη ένταση. Τα τελευταία αυτά φορτία αντιπροσωπεύουν παραδεκτά τις οριζοντίως δρώσες σεισμικές

δυνάμεις και επιβάλλονται μέχρι τη διαρροή ικανού αριθμού δομικών μελών του κτηρίου, τόσων ώστε να επέλθει ουσιώδης πτώση της αντοχής του.

Το αποτέλεσμα της ανάλυσης είναι η **καμπύλη ικανότητας**, η οποία αποτελεί τη γραφική αναπαράσταση της τέμνουσας βάσης του κτηρίου ως προς την παραμόρφωση (μετακίνηση ή γωνία στροφής) που η τέμνουσα αυτή προκαλεί στον προκαθορισμένο κόμβο ελέγχου. Μετά την ολοκλήρωση της ανάλυσης, που σηματοδοτείται από την κατάρρευση του κτηρίου, η καμπύλη ικανότητας μετατρέπεται σε διγραμμική (λ.χ. ελαστοπλαστική) ή πολυγραμμική (λ.χ. ελαστοπλαστική με απομένουσα αντοχή). Παράλληλα, με το πέρας της διαδικασίας προσδιορίζονται το φορτίο κατάρρευσης και η διαθέσιμη πλαστιμότητα του κτηρίου.

Στα μειονεκτήματα της μεθόδου συγκαταλέγεται το γεγονός ότι η καμπύλη ικανότητας δεν αποδίδει απόλυτα τη σεισμική διέγερση που ευθύνεται για την κατάρρευση του κτηρίου, διότι τα δυναμικά χαρακτηριστικά της δεν λαμβάνονται υπόψη από την ανάλυση. Επιπλέον, η μέθοδος δεν εφαρμόζεται σε κτήρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική. Γι' αυτό το λόγο, κατά καιρούς καταβλήθηκαν προσπάθειες από ερευνητές ώστε να βελτιωθεί η ακρίβεια της συμβατικής μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (Gurta and Kunnath, 2000; Elnashai, 2002; Chopra and Goel, 2002; Hernandez-Montes et al., 2004). Ωστόσο, στην περίπτωση μη κανονικών κτηρίων που καταπονούνται από διαξονικά σεισμικά φορτία ή από συνδυασμούς φορτίων, όλες οι μέθοδοι δίνουν αποτελέσματα ίδια περίπου ακρίβειας με τη μη γραμμική στατική ανάλυση, γεγονός που καθιστά τελικά άνευ ουσίας την επιλογή κάποιας εξ αυτών, αντί της τελευταίας. Πέραν αυτού, όσον αφορά στην Προσαυξητική Δυναμική Ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis – IDA), η οποία θεωρείται ότι αποδίδει την πλέον ρεαλιστική εικόνα της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών, η χρήση της για την παραγωγή καμπυλών τρωτότητας πολλές φορές είναι αποτρεπτική, καθώς απαιτεί μεγάλο υπολογιστικό φόρτο και κόπο για τη δημιουργία μαθηματικού προσομοιώματος ενός κτηρίου με έντονα μη γραμμική συμπεριφορά.

Για τους ανωτέρω λόγους, η μη γραμμική στατική ανάλυση επιλέγεται ως βασική μέθοδος στατικής ανάλυσης του εξεταζόμενου μη κανονικού κτηρίου που αποτελεί το αντικείμενο διερεύνησης της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας. Σε αυτά τα πλαίσια, η ανάλυση χρησιμοποιείται για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας κάθε παραλλαγής του φορέα (λ.χ. τέμνουσα βάσης, στοχευόμενη μετατόπιση κ.α.), για τη διερεύνηση της επιρροής του «μαλακού» ορόφου (pilotis) καθώς και για τον προσδιορισμό των ανεπαρκών δομικών μελών.

2.2.3. Προσδιορισμός δείκτη βλάβης

Η μη γραμμική στατική ανάλυση, η οποία παρουσιάστηκε στην προηγούμενη παράγραφο, ανήκει στην ευρύτερη κατηγορία των μεθόδων αποτίμησης υφιστάμενων κτηρίων με χρήση Φάσματος Ικανότητας (Capacity Spectrum Method). Οι μέθοδοι αυτής της κατηγορίας αποτιμούν τη σεισμική συμπεριφορά των κτηρίων βάσει του σημείου επιτελεστικότητας, το οποίο προκύπτει από την τομή των καμπυλών ικανότητας (σε φασματικές συντεταγμένες S_a , S_d) και σεισμικής απαίτησης (περιγραφόμενης από το φάσμα απόκρισης σε μορφή ADRS), με θεώρηση του κτηρίου ως ισοδύναμο μη γραμμικό Μονοβάθμιο Σύστημα.

Περαιτέρω, η ορθή ερμηνεία των αποτελεσμάτων της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης προϋποθέτει την επιλογή ενός ανάλογου δείκτη βλάβης, βάσει του οποίου θα μπορεί να προσδιορισθεί με κατανοητό τρόπο το επίπεδο βλάβης ενός κτηρίου και να εκτιμηθούν οι συναφείς απώλειες που αυτό αναμένεται να υποστεί. Συνεπώς (Kazantzi and Vamvatsikos, 2015), ο εν λόγω δείκτης βλάβης θα πρέπει, εν πρώτοις, να ικανοποιεί κατ'ελάχιστον κριτήρια πρακτικότητας, αποτελεσματικότητας και επάρκειας. Επιπλέον, θα πρέπει να είναι συμβατός με τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης, τα εδαφικά και λοιπά γεωμορφολογικά χαρακτηριστικά της περιοχής όπου βρίσκεται το αναλυόμενο κτήριο, καθώς και το είδος της ανάλυσης που επιλέγεται για τον προσδιορισμό της απόκρισης του κτηρίου.

Ο πλέον συχνά χρησιμοποιούμενος δείκτης βλάβης είναι η φασματική επιτάχυνση $S_a(T)$ με απόσβεση 5% στην περιοχή ενδιαφέροντος, η οποία είναι στις περισσότερες περιπτώσεις η $1^{\text{η}}$ ιδιομορφική περίοδος του κτηρίου. Αποτελεί ένα εύχρηστο και αρκούτως αποτελεσματικό μέτρο εκτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς μίας κατασκευής, ιδίως στις περιπτώσεις παλαιότερων κτηρίων που παρουσιάζουν αυξημένες ανεπάρκειες, έναντι των απαιτήσεων που θέτουν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί Κανονισμοί. Επιπλέον, θεωρείται ότι ανταποκρίνεται επαρκώς στη μεθοδολογία της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, η οποία προβλέπει το μετασχηματισμό του κτηρίου από Πολυβάθμιο Σύστημα (Multi Degree of Freedom – MDoF) σε ισοδύναμο Μονοβάθμιο Σύστημα (Single Degree of Freedom – SDoF), για το οποίο υπολογίζεται η καμπύλη ικανότητας.

Για όλους αυτούς τους λόγους που εκτίθενται ανωτέρω, και λαμβάνοντας υπόψη τον αριθμό των υπέργειων σταθμών του κτηρίου που αναλύεται (ισόγειο, τρεις τυπικοί όροφοι και δώμα), και το οποίο αντιστοιχεί σε κατηγορία κατασκευών μέσου ύψους, επιλέγεται τελικά η φασματική επιτάχυνση $S_a(T)$ με απόσβεση 5% ως δείκτης βλάβης για τις ανάγκες της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας.

2.2.4. Προσδιορισμός επιπέδων βλάβης

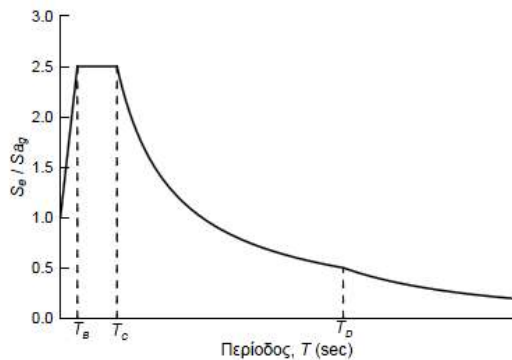
Στην περίπτωση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, για τον προσδιορισμό της μέγιστης τιμής ενός εντατικού μεγέθους που αναπτύσσεται σε ένα κτήριο λόγω μίας οριζόντιας σεισμικής διέγερσης χρησιμοποιείται η ελαστική φασματική επιτάχυνση $S_{ae}(T)$ με απόσβεση 5%. Το εν λόγω μέγεθος δίνεται για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, κατά τον ΕΚ 8, από τη σχέση:

$$S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (7)$$

$$S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (8)$$

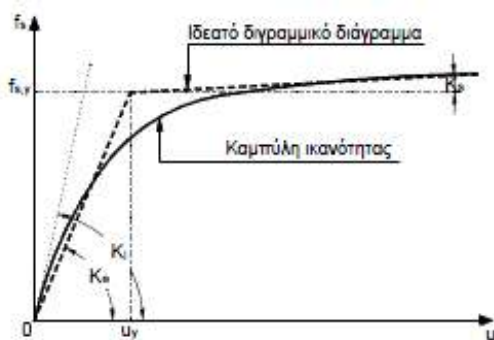
$$S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (9)$$

$$S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \quad (10)$$



Εικόνα 9: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού (ΕΚ 8) για οριζόντια σεισμική δράση και απόσβεση 5%.
(Πηγή: Ψυχάρης, 2015)

Από την παρατήρηση της φασματικής καμπύλης καθίσταται εμφανές το ότι η τιμή της περιόδου T_C οριοθετεί το πέρας της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης και την έναρξη της περιοχής σταθερής φασματικής ταχύτητας, ενώ πέραν της τιμής T_D παραμένει σταθερή η φασματική μετακίνηση (Ψυχάρης, 2015).



Εικόνα 10: Τυπική μορφή καμπύλης ικανότητας και αντίστοιχο ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα.
(Πηγή: Ψυχάρης, 2015)

Επιπλέον, η απόκριση του κτηρίου περιγράφεται από την καμπύλη ικανότητας, η οποία συσχετίζει τη δύναμη που αναπτύσσεται στο κτήριο λόγω της σεισμικής διέγερσης με τη μετατόπιση που η δύναμη αυτή προκαλεί. Η ισοδύναμη διγραμμική μορφή της εν λόγω καμπύλης αποδίδει την απόκριση του κτηρίου στην ανελαστική περιοχή, προσδιορίζοντας το σημείο διαρροής στο οποίο παρατηρείται η μετατόπιση διαρροής d_y για τιμή της δύναμης $f_{s,y}$ και το σημείο στο οποίο επέρχεται

αστοχία, οπότε καταγράφεται μετατόπιση αστοχίας d_u .

Με επεξεργασία των ανωτέρω παρατηρήσεων εξάγεται το συμπέρασμα ότι από την καμπύλη ικανότητας μπορούν να προσδιοριστούν τέσσερα χαρακτηριστικά σημεία, τα οποία θεωρείται ότι αποτελούν τα όρια μεταξύ των οποίων κυμαίνονται ισάριθμα επίπεδα βλάβης. Τα σημεία αυτά συμπίπτουν με τις μέσες τιμές της φασματικής μετατόπισης στα αντίστοιχα επίπεδα βλάβης και, σύμφωνα με τους Lagomarsino and Giovinazzi (2006), οριοθετούνται συναρτήσει των μετατοπίσεων διαρροής και αστοχίας του ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος ως εξής:

$$S_{d,1} = 0,7 \cdot d_y \quad (11)$$

$$S_{d,2} = 1,5 \cdot d_y \quad (12)$$

$$S_{d,3} = 0,5 \cdot (d_y + d_u) \quad (13)$$

$$S_{d,4} = d_u \quad (14)$$

Οι ερευνητές ορίζουν τα ανωτέρω σημεία λαμβάνοντας υπόψη τη συσχέτιση μεταξύ του ιδεατού ελαστοπλαστικού διγραμμικού διαγράμματος και της καμπύλης ικανότητας, η οποία αποδίδει τη σχέση δύναμης – μετατόπισης και παράγεται από την ανάλυση pushover. Από τα δύο διαγράμματα προκύπτει ότι η δύναμη διαρροής F_y του ιδεατού διαγράμματος ισούται με την τέμνουσα βάσης που προκαλεί το σχηματισμό του πλαστικού μηχανισμού. Παράλληλα, η δυσκαμψία του ιδεατού συστήματος προσδιορίζεται έτσι ώστε τα δύο συστήματα να έχουν την ίδια απώλεια ενέργειας. Συνεπώς, η έναρξη της μη γραμμικής συμπεριφοράς τοποθετείται πριν από την επίτευξη της αντοχής διαρροής, όπως αυτή καθορίζεται στην καμπύλη ικανότητας της ανάλυσης pushover. Το γεγονός αυτό εξηγεί τις τιμές των προαναφερθέντων ορίων $S_{d,1} = 0,7 \cdot d_y$ και $S_{d,2} = 1,5 \cdot d_y$ καθώς για το πρώτο εξ αυτών έχει ληφθεί υπόψη υπεραντοχή 1,4 ενώ το δεύτερο όριο αντιστοιχεί στη μέγιστη αντοχή (Lagomarsino and Giovinazzi, 2006).

Τελικά, βάσει των ανωτέρω προσδιορίζονται από τους ερευνητές τα προαναφερθέντα τέσσερα επίπεδα βλάβης, τα οποία ανταποκρίνονται σε αυτά που ορίζονται στη Ευρωπαϊκή Μακροσεισμική Κλίμακα EMS-98 (Grünthal, 1998) για τα κτήρια από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα. Τα επίπεδα αυτά είναι τα ακόλουθα:

$D_{s,1}$ = ελαφρές βλάβες

$D_{s,2}$ = μέτριες βλάβες

$D_{S,3}$ = εκτεταμένες βλάβες

$D_{S,4}$ = πλήρης αστοχία, η οποία κυμαίνεται από εξαιρετικά σοβαρές βλάβες έως την πλήρη κατάρρευση του κτηρίου. Το συγκεκριμένο επίπεδο εμπεριέχει, κατ' ουσίαν, τα δύο τελευταία επίπεδα D_{G4} και D_{G5} της Ευρωπαϊκής Μακροσεισμικής Κλίμακας EMS-98 (Grünthal, 1998), στα οποία εντάσσονται κτήρια που παρουσιάζουν πολύ σοβαρές βλάβες (D_{G4}) ή έχουν καταρρεύσει (D_{G5}).

Στην περίπτωση της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας, τα επίπεδα βλάβης που επιλέγονται για την ανάλυση του κτηρίου είναι πέντε, όπως αυτά αναφέρονται στην εργασία των Baltzopoulos et al (2017). Τα όρια των εν λόγω επιπέδων προσδιορίζονται βάσει SEAOC-Vision 2000 (1995), με κριτήριο αστοχίας τη σχετική μετακίνηση (Δ_i) των ορόφων, και είναι τα ακόλουθα:

1. **Fully operational (πλήρης λειτουργία)**, με όριο την τιμή $\Delta_i < 0,2\%$
2. **Immediate occupancy (άμεση χρήση)**, με όριο την τιμή $0,2\% < \Delta_i < 0,5\%$
3. **Life safety (προστασία ζωής)**, με όριο την τιμή $0,5\% < \Delta_i < 1,5\%$
4. **Collapse prevention (οιονεί κατάρρευση)**, με όριο την τιμή $1,5\% < \Delta_i < 2,5\%$
5. **Side-sway collapse (Dynamic Instability) (πλήρης κατάρρευση)**, με όριο την τιμή $2,5\% < \Delta_i$ η οποία αντιστοιχεί στην πλήρη αστοχία του κτηρίου.

2.2.5. Προσδιορισμός αβεβαιοτήτων

Όπως έχει ήδη αναφερθεί στο *Κεφάλαιο 1*, όποια και αν είναι η επιλεγμένη μέθοδος ανάλυσης ενός κτηρίου, κατά τη δημιουργία του μαθηματικού προσομοιώματος παρεισφρέουν αναπόφευκτα διάφορες τυχηματικές και επιστημικές αβεβαιότητες. Όσον αφορά στη θεωρητική αντιμετώπισή τους, οι τυχηματικές αβεβαιότητες αντιμετωπίζονται από τα διεθνή αντισεισμικά κανονιστικά κείμενα μέσω ποικίλων προκαθορισμένων συντελεστών ασφάλειας, οι οποίοι λαμβάνονται υπόψη λ.χ. για τις μηχανικές ιδιότητες των υλικών και τα φορτία, κατά τα διάφορα στάδια της διαδικασίας δομικής ανάλυσης του κτηρίου. Όμως, δεν συμβαίνει το ίδιο με τις επιστημικές αβεβαιότητες, οι οποίες θα πρέπει να υπολογίζονται ιδιαίτερος κάθε φορά, κατά τον προσδιορισμό των σεισμικών φορτίων που καταπονούν ένα κτήριο.

Ως ασφαλέστερη μέθοδος συνεκτίμησης και περιορισμού των επιστημικών αβεβαιοτήτων θεωρείται διεθνώς η Ανελαστική Επαυξητική Δυναμική Ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis – IDA). Η μέθοδος, η οποία εντάσσεται στην ευρύτερη κατηγορία των σύγχρονων μεθόδων αντισεισμικού σχεδιασμού με Στάθμες

Επιτελεστικότητας, απαιτεί τη διεξαγωγή μεγάλου αριθμού μη γραμμικών αναλύσεων με φορτίσεις χρονοϊστορίας επιταχύνσεων αυξανόμενης έντασης, κατά τη διάρκεια των οποίων το κτήριο περνά από την ελαστική περιοχή στην αστοχία, παρέχοντας υψηλής ακρίβειας εικόνα της συμπεριφοράς του υπό σεισμική διέγερση. Περαιτέρω, σε ειδικές περιπτώσεις κατά τις οποίες επιζητείται η μέγιστη δυνατή ακρίβεια αποτελεσμάτων, η υπόψη μέθοδος μπορεί να συνδυαστεί με άλλες στοχαστικές στατιστικές μεθόδους, όπως λ.χ. η προσομοίωση Monte Carlo. Ωστόσο, δεν μπορεί σε καμία περίπτωση να αγνοηθεί το βασικό μειονέκτημα της Επαυξητικής Δυναμικής Ανάλυσης: ο ιδιαίτερος αυξημένος υπολογιστικός φόρτος και χρόνος εργασίας, κάτι στο οποίο δεν είναι πάντοτε εφικτό να ανταποκριθεί ο Μηχανικός, στα πλαίσια της διαδικασίας σχεδιασμού νέων κτηρίων ή αποτίμησης υφιστάμενων.

Στα ανωτέρω πλαίσια, με επιλεγμένη τη χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης για τις ανάγκες της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας, αντιμετωπίζεται το πρόβλημα του προσδιορισμού των αβεβαιοτήτων σύμφωνα με τη μεθοδολογία που προτείνεται στην εργασία των Fragiadakis and Vamvatsikos (2009). Όπως έχει ήδη αναφερθεί, αφετηρία της εν λόγω μεθόδου αποτελεί η κλασική μη γραμμική στατική ανάλυση, η οποία διεξάγεται στο εκάστοτε αναλυόμενο κτήριο σύμφωνα με τις ισχύουσες προδιαγραφές της, παράγοντας αποτελέσματα που μετατρέπονται προσεγγιστικά σε καμπύλες μορφής Επαυξητικής Δυναμικής Ανάλυσης (IDA), μέσω του ειδικού αλγορίθμου SPOT2IDA που έχει αναπτυχθεί από τους ερευνητές και εφαρμόζεται σε συνδυασμό με την προσομοίωση Monte Carlo και την τεχνική δειγματοληψίας Latin Hypercube Sampling (LHS). Λόγω των βασικών αρχών της, η Επαυξητική Δυναμική Ανάλυση μπορεί να αξιολογήσει τις τυχηματικές αβεβαιότητες που εμπεριέχονται στη σεισμική απόκριση του μαθηματικού προσομοιώματος. Αδυνατεί, ωστόσο, να εκτιμήσει επακριβώς λ.χ. τις μηχανικές ιδιότητες των υλικών κατασκευής και λοιπές επιστημικές αβεβαιότητες, οι οποίες επηρεάζουν αναπόφευκτα τη φέρουσα ικανότητα του κτηρίου ανά επίπεδο βλάβης IM_{CLS} . Προκειμένου, λοιπόν, να εκτιμηθούν οι υπόψη επιστημικές αβεβαιότητες υιοθετείται η απλουστευμένη παραδοχή ότι η μέση λογαριθμική φέρουσα ικανότητα η αποτελεί τυχαία μεταβλητή που ακολουθεί κανονική ή άλλη πιθανοτική κατανομή με τυπική απόκλιση β_U (Iervolino et al, 2016), η οποία υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\beta_U = \sqrt{\frac{\sum_j (\ln S_{a,50\%}^j - \overline{\ln S_{a,50\%}})^2}{N_{LHS} - 1}} \quad (15)$$

όπου:

$\ln S_{a,50\%}^j$ ($j = 1, \dots, N_{LHS}$) είναι οι μέσες φασματικές επιταχύνσεις S_a (σε όρους φέρουσας ικανότητας του φορέα) για δεδομένη τιμή της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ϑ_{max} (maximum interstorey drift).

$\overline{\ln S_{a,50\%}}$ είναι η μέση τιμή του φυσικού λογαρίθμου των ανωτέρω φασματικών επιταχύνσεων,

N_{LHS} είναι ο αριθμός των προσομοιώσεων Monte Carlo με τεχνική δειγματοληψίας LHS, που απαιτούνται για τον υπολογισμό της μέσης τιμής και της τυπικής απόκλισης της φέρουσας ικανότητας του κτηρίου, βάσει της Προσαυξητικής Δυναμικής Ανάλυσης.

Η συνολική τυπική απόκλιση (β_{RU}) της απόκρισης του κτηρίου, η οποία αποτελεί και τη ζητούμενη εκτίμηση του συνόλου των αβεβαιοτήτων που περιλαμβάνονται στο μαθηματικό προσομοίωμα, υπολογίζεται τελικά ως η τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των επιμέρους τυπικών αποκλίσεων, οι οποίες ποσοτικοποιούν τις τυχαίες (β_R) και επιστημικές (β_U) αβεβαιότητες, αντίστοιχα, σύμφωνα με τη σχέση (Fragiadakis and Vamvatsikos (2009)):

$$\beta_{RU} = \sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2} \quad (16)$$

Στην περίπτωση του αναλυόμενου κτηρίου, και προκειμένου να ποσοτικοποιηθούν κατά το δυνατόν λογικότερα οι επιστημικές αβεβαιότητες, υιοθετείται η σύσταση του εγχειριδίου του λογισμικού SPO2FRAG, βάσει της οποίας επιλέγεται $\beta_U = 0,35$ ως αντιπροσωπευτική τιμή λογαριθμικής τυπικής απόκλισης της μέσης λογαριθμικής φέρουσας ικανότητας η , για την περίπτωση κατάρρευσης του κτηρίου λόγω υπέρβασης του επιπέδου βλάβης «*Side-sway collapse (Dynamic Instability)*».

2.3. Μεθοδολογία παραγωγής καμπυλών τρωτότητας

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, ο βασικός άξονας της μεθοδολογίας που υιοθετήθηκε για την παραγωγή καμπυλών τρωτότητας των αναλυόμενων κτηρίων εδράζεται στην εργασία των Baltzopoulos et al (2017), στα πλαίσια της οποίας παρουσιάζεται εξειδικευμένη αναλυτική διαδικασία και σχετικό λογισμικό με την κωδικοποιημένη ονομασία SPO2FRAG. Συνοπτικά, η προσέγγιση των ερευνητών ξεκινά από την καμπύλη ικανότητας, που δίνει η μη γραμμική στατική ανάλυση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος του κτηρίου, και από την οποία προκύπτουν προσεγγιστικά τα αντίστοιχα αποτελέσματα προσομοιωμένης

Προσαυξητικής Δυναμικής Ανάλυσης (IDA), μέσω του αλγορίθμου SPO2IDA που έχει αναπτυχθεί από τους Vamvatsikos and Cornell (2006). Από τα εν λόγω αποτελέσματα, και αφού οριστούν τα επίπεδα βλάβης, το λογισμικό SPO2FRAG παράγει τελικά τις ζητούμενες καμπύλες τρωτότητας του κτηρίου.

Ο αλγόριθμος στηρίζεται στην παρατήρηση των ερευνητών περί ύπαρξης περιοχών με παρόμοια διακριτά χαρακτηριστικά, οι οποίες οριοθετούνται από συγκεκριμένα χαρακτηριστικά σημεία, τόσο στις καμπύλες pushover, όσο και στις αντίστοιχες καμπύλες IDA. Ειδικότερα, όσον αφορά στην καμπύλη pushover, οι εν λόγω περιοχές διαφαίνονται ακριβέστερα στην τριγραμμική ή τετραγραμμική προσεγγιστική μορφή της καμπύλης που παράγει ο αλγόριθμος από την αρχική καμπύλη και περιλαμβάνουν το αρχικό διάστημα μέχρι το σημείο διαρροής, ακολουθούμενο διαδοχικά από ένα ανιόντα κλάδο θετικής δυσκαμψίας (σκλήρυνσης), ένα κατιόντα κλάδο αρνητικής δυσκαμψίας (χαλάρωσης) και, κατά περίπτωση, ένα τελευταίο κλάδο απομένουσας αντοχής. Κατ' αντιστοιχία, στην Προσαυξητική Δυναμική Ανάλυση, οι προαναφερθέντες κλάδοι ορίζονται προσεγγιστικά από τα ποσοστημόρια του 16%, 50% και 84% των σχετικών καμπυλών, οι οποίες προκύπτουν αθροιστικά από την ανάλυση pushover μέσω του συστήματος εξισώσεων που εμπεριέχονται στον αλγόριθμο SPO2IDA. Ακολουθεί η μετατροπή του αρχικού Μονοβάθμιου Συστήματος στο ισοδύναμο Πολυβάθμιο Σύστημα, με συνακόλουθο προσδιορισμό του μέτρου έντασης (IM) του δείκτη βλάβης (EDP) και των επιπέδων βλάβης, ενώ οι αβεβαιότητες συνεκτιμώνται από τον αλγόριθμο. Τελικά, οι ζητούμενες καμπύλες τρωτότητας προκύπτουν με παραδοχή λογαριθμοκανονικής κατανομής, σύμφωνα με τη σχέση:

$$P[IM_{C,LS} \leq im] = \Phi\left(\frac{\ln im - \eta}{\beta}\right) \quad (17)$$

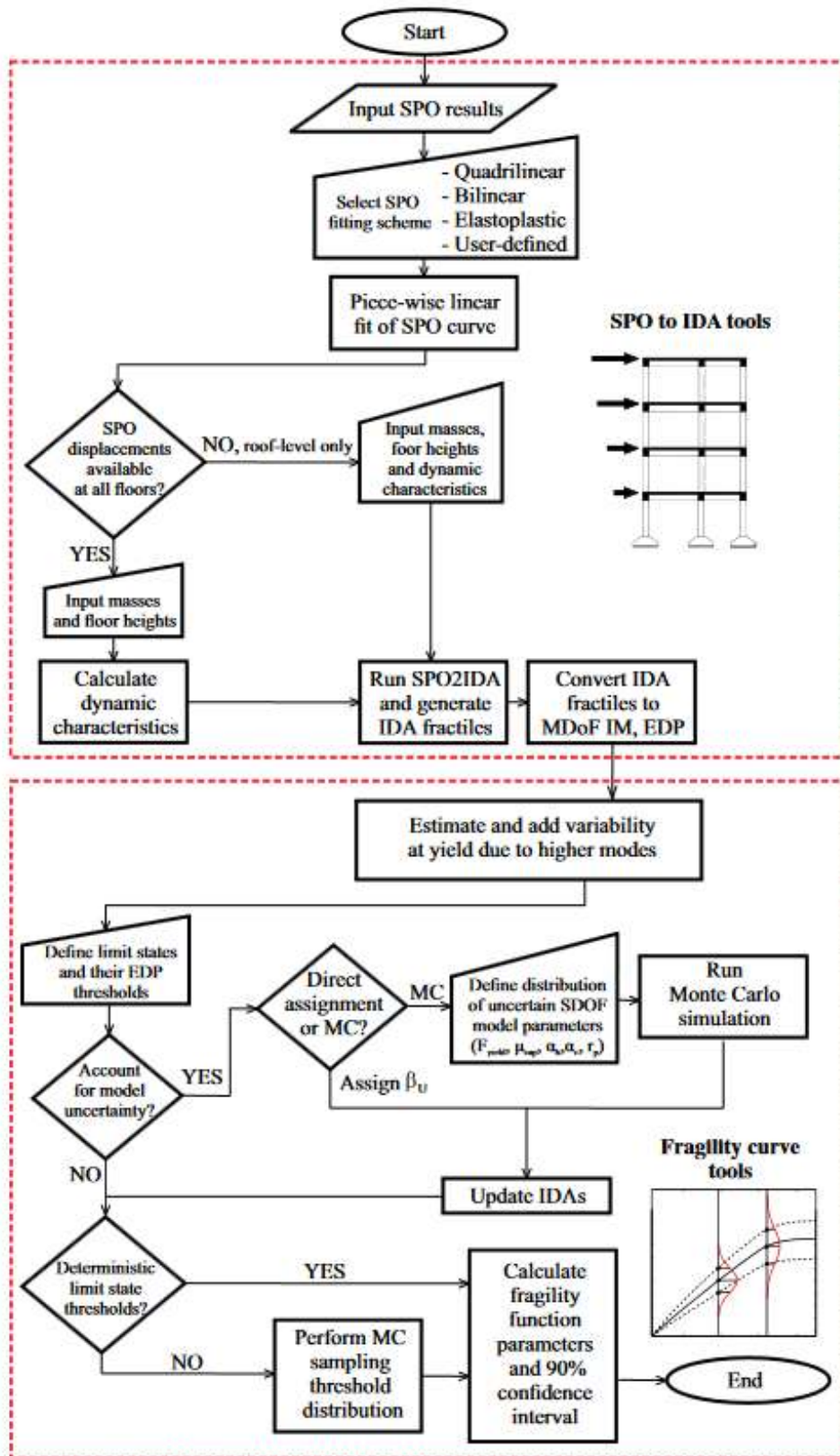
όπου:

$IM_{C,LS}$ είναι το επίπεδο της σεισμικής έντασης που προκαλεί αστοχία,

η είναι ο μέσος λογάριθμος της φέρουσας ικανότητας ανά επίπεδο βλάβης, και

β είναι η λογαριθμική τυπική απόκλιση.

Τα βήματα που ακολουθούνται για την εφαρμογή της υπόψη μεθοδολογίας απεικονίζονται στο ακόλουθο διάγραμμα ροής και είναι τα εξής:



Εικόνα 11: Διάγραμμα ροής της μεθοδολογίας SPO2FRAG.

(Πηγή: Baltzopoulos et al, 2017)

ΒΗΜΑ 1^ο: Δημιουργία του κατάλληλου μαθηματικού προσομοιώματος του κτηρίου για τρεις παραλλαγές του φορέα (χωρίς τοιχοπληρώσεις, με τοιχοπληρώσεις, με ενισχύσεις), σύμφωνα με τις προδιαγραφές εφαρμογής της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, με καθορισμό των κύριων και δευτερευόντων στοιχείων, των μη δομικών μελών, των συνθηκών θεμελίωσης, συνδυασμών φορτίσεων και λοιπών απαιτούμενων παραμέτρων. Το προσομοίωμα που δημιουργήθηκε επιλύεται με μη γραμμική στατική ανάλυση, μέχρι του σημείου πλήρους αστοχίας του φέροντος οργανισμού. Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης προκύπτει η καμπύλη ικανότητας του κτηρίου (ως Πολυβάθμιου Συστήματος), η οποία εισάγεται στο λογισμικό SPO2FRAG και μετατρέπεται προσεγγιστικά στην ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη του ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος.

ΒΗΜΑ 2^ο: Επεξεργασία της ισοδύναμης ιδεατής πολυγραμμικής καμπύλης από το λογισμικό SPO2FRAG το οποίο, μέσω του ενσωματωμένου σε αυτό αλγόριθμου SPO2IDA, προχωρά στο μετασχηματισμό της υπόψη καμπύλης στις αντίστοιχες αθροιστικές καμπύλες Προσαυξητικής Δυναμικής Ανάλυσης (IDA) του 16^{ου}, 50^{ου} και 84^{ου} ποσοστημορίου, βάσει των δυναμικών χαρακτηριστικών του κτηρίου (λ.χ. αριθμός, ύψη και μάζες ορόφων, ιδιομορφικά χαρακτηριστικά κ.λπ.). Οι εν λόγω καμπύλες απεικονίζονται ως διαγράμματα της φασματικής επιτάχυνσης με απόσβεση 5% (που αποτελεί το προκαθορισμένο μέτρο έντασης) συναρτήσεως του κατά περίπτωση δείκτη βλάβης (σχετική μετακίνηση ορόφων – IDR ή σχετική μετακίνηση οροφής – RDR).

ΒΗΜΑ 3^ο: Επιλογή των εξεταζόμενων επιπέδων βλάβης, τα οποία παραμένουν τα πέντε προκαθορισμένα από το λογισμικό (πλήρης λειτουργία, άμεση χρήση, προστασία ζωής, οιονεί κατάρρευση, πλήρης κατάρρευση), λαμβάνοντας υπόψη και τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της σχετικής καμπύλης pushover. Τα όρια των επιλεγμένων επιπέδων βλάβης προσδιορίζονται βάσει της σχετικής μετακίνησης των ορόφων, σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στο SEAOC-Vision 2000 (1995), ενώ λαμβάνονται υπόψη οι επιστημικές, πρόσθετες και λοιπές αβεβαιότητες.

ΒΗΜΑ 4^ο: Κατά το τελικό βήμα της διαδικασίας, μετά την ολοκλήρωση των προηγούμενων βημάτων, το Λογισμικό SPO2FRAG προχωρά στην εκτίμηση των παραμέτρων των συναρτήσεων τρωτότητας, στηριζόμενο στις μετασχηματισμένες αθροιστικές καμπύλες Προσαυξητικής Δυναμικής Ανάλυσης (IDA) που είχαν παραχθεί κατά το ΒΗΜΑ 2^ο από τον αλγόριθμο SPO2IDA. Οι εν λόγω συναρτήσεις αναπαρίστανται γραφικά ανά επιλεγμένο επίπεδο βλάβης, ως πιθανότητα υπέρβασης του υπόψη επιπέδου βλάβης συναρτήσεως του επιλεγμένου δείκτη βλάβης, και είναι αυτές βάσει των οποίων γίνεται η τελική εκτίμηση για την αναμενόμενη σεισμική συμπεριφορά του αναλυόμενου κτηρίου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

3.1. Επιλογή και περιγραφή κτηρίου

Το κτήριο που αναλύεται στα πλαίσια της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας μελετήθηκε από την ευθύνη κι επίβλεψη της Δ/σης Μελετών Έργων του πρώην Οργανισμού Εργατικής Κατοικίας και αποτελεί χαρακτηριστικό δείγμα υφιστάμενου και παραμένοντος μέχρι σήμερα εν χρήσει κτηρίου. Εν συντομία, πρόκειται για κτήριο που εντάσσεται στις μορφές οργανωμένης κρατικής δόμησης, στα πλαίσια της οποίας μελετήθηκαν και ανεγέρθηκαν με μέριμνα του Ο.Ε.Κ. κτήρια ποικίλης τυπολογίας με χρήση κατοικίας, κυρίως κατά το χρονικό διάστημα μεταξύ των ετών 1954 έως 1993. Τα κτήρια αυτά χαρακτηρίζονται από έντονη τυποποίηση, στοιχείο που θεωρείται ότι διευκολύνει την ταχεία δόμηση και, συνεπώς, μειώνει κατά πολύ τον απαιτούμενο χρόνο κατασκευής ολοκληρωμένων οικισμών. Επιπλέον, οι μελέτες των υπόψη κτηρίων έχουν εκπονηθεί εξ' αρχής με παραμετροποιημένη φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού, έτσι ώστε να είναι δυνατόν να κατασκευαστούν σε κάθε σεισμική ζώνη της ελληνικής επικράτειας, με την ελάχιστη δυνατή αναγκαιότητα πρόσθετων τροποποιήσεων.



Εικόνα 12: Γενική Διάταξη οικισμού Μενίδι Ι (Ν. Αττικής).
(Πηγή: Γκουβούση, 2011)

Το επιλεγμένο κτήριο ανήκει τυπολογικά στην κατηγορία μελέτης 3.12-4.12B(α), η οποία αφορά σε κτήρια κατοικιών με ισόγειο, τρεις (τύπος 3.12) ή τέσσερις τυπικούς

ορόφους (τύπος 4.12) και δώμα με απόληξη κλιμακοστασίου. Κάθε τυπικός όροφος του κτηρίου περιλαμβάνει δύο διαμερίσματα αντίστοιχης επιφάνειας 80 m² και 100 m², περίπου. Επιπλέον των κύριων χώρων υπάρχει γενικότερη πρόβλεψη για δευτερεύοντες χώρους, στους οποίους είναι δυνατόν να συμπεριλαμβάνονται (κατά περίπτωση) υπόγειο, pilotis, λεβητοστάσιο κ.λπ.

Κτήρια της εν λόγω τυπολογίας συναντώνται σε αρκετούς οικισμούς εργατικών κατοικιών, διεσπαρμένους σε όλη τη χώρα (Μενίδι I, Ν. Λιόσια II, Θεσσαλονίκη VIII, Κέρκυρα IV, Πάτρα VII) (Γκουβούση, 2011), με μικρότερες ή μεγαλύτερες διαφοροποιήσεις, όπως αναφέρθηκε ανωτέρω, σύμφωνα με τα γεωμορφολογικά χαρακτηριστικά κάθε περιοχής, καθώς και τις εκάστοτε χρονικές και τοπικές ιδιαιτερότητες που ορίζουν τις ανάγκες στέγασης του τοπικού πληθυσμού. Ωστόσο, λόγω περιορισμών που αφορούν στο χρόνο και τον υπολογιστικό φόρτο, για τις ανάγκες της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας επιλέχθηκε ο τύπος μελέτης 3.12B(α) με τα τυπολογικά χαρακτηριστικά που αναφέρονται στη συνέχεια.

Ο ως ανωτέρω επιλεγμένος τύπος κτηρίου διαθέτει μορφολογία η οποία παρουσιάζει στοιχεία ακανονικότητας καθ' ύψος καθώς, όπως διαπιστώνεται και από την εξέταση του φακέλου μελέτης του, διαθέτει «μαλακό» όροφο (pilotis). Ειδικότερα, ο φέρων οργανισμός μορφώνεται από ομοιόμορφους πλαισιακούς φορείς, χωρίς έμμεσες συνδέσεις δοκών επί δοκών. Οι πλάκες των σταθμών είναι διέρειστες, από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα πάχους 15 cm, και εκπληρώνουν προϋποθέσεις διαφραγματικής λειτουργίας. Τα υποστυλώματα και οι δοκοί έχουν ορθογωνική διατομή, με οπλισμό που προσαρμόζεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής ανέγερσης του κτηρίου. Πέραν αυτών, ύπαρξη τοιχωμάτων εντοπίζεται στο φρέαρ του ανελκυστήρα και στη στάθμη του υπογείου, η οποία διαμορφώνεται από μονολιθικά τοιχώματα που συνδέουν τα περιμετρικά υποστυλώματα μεταξύ τους και με το φρέαρ του ανελκυστήρα.

Όσον αφορά στα μη φέροντα στοιχεία του, το κτήριο διαθέτει περιμετρικά εξωτερική (μπατική) τοιχοποιία με ανοίγματα μεσαίας επιφάνειας και (με εξαίρεση τη στάθμη του ισογείου) εσωτερική (δρομική) τοιχοποιία. Τα υλικά κατασκευής που έχουν ληφθεί υπόψη για τις ανάγκες εκπόνησης της μελέτης περιλαμβάνουν σκυρόδεμα ποιότητας B225 (η οποία αντιστοιχεί σε σημερινή κατηγορία σκυροδέματος C16/20) και χάλυβα ποιότητα StIII (η οποία αντιστοιχεί σε σημερινή ποιότητα S400). Τέλος, η μελέτη έχει εκπονηθεί βάσει του τότε ισχύοντος Κανονιστικού πλαισίου, το οποίο περιλαμβάνει το Β.Δ. της 19/26-2-1959 (ως προς τον αντισεισμικό σχεδιασμό), το Β.Δ. της 18-2/26-7-1954 (όσον αφορά στην όπλιση των δομικών μελών) και τον Ελληνικό Κανονισμό Φορτίσεως Δομικών Έργων (ως προς τις δράσεις σχεδιασμού).

3.2. Τεκμηρίωση φέροντος οργανισμού

Τα στοιχεία που διατίθενται για τον υπόψη τύπο κτηρίου ανακτήθηκαν από το φάκελο της μελέτης και είναι τα ακόλουθα:

I. Γεωμετρία φορέα:

Αριθμός σταθμών:	υπόγειο, ισόγειο (pilotis), τρεις τυπικοί όροφοι, δώμα με απόληξη κλιμακοστασίου.	
Ύψος σταθμών (μικτό):	2,95 m (ισόγειο, όροφοι). 2,70 m (απόληξη κλιμακοστασίου).	
Υψόμετρα σταθμών:	±0,00 (ισόγειο) +2,85 (Α' όροφος) +5,80 (Β' όροφος)	+8,75 (Γ' όροφος) +11,70 (δώμα) +14,40 (απόληξη κλιμακοστασίου)
Μορφολογική κανονικότητα:	Μη κανονικό λόγω pilotis («μαλακός» όροφος) κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., εφ. 5, παρ. 5.5.1.2	

II. Στατική μελέτη φορέα:

Στατικό σύστημα:	Ομοιόμορφοι πλαισιακοί φορείς.
Πλάκες:	Διέριστες (από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα).
Αντισεισμικός σχεδιασμός:	Β.Δ. της 19/26-2-1959
Όπλιση δομικών μελών:	Β.Δ. της 18-2/26-7-1954
Υπέργεια δομικά μέλη (Ω.Σ.):	Υποστυλώματα και δοκοί ορθογωνικής διατομής. Τοιχώματα (φρέαρ ανελκυστήρα).
Υπόγεια δομικά μέλη (Ω.Σ.):	Μονολιθικά τοιχώματα (περίγραμμα υπογείου). Δύσκαμπτα πέδιλα σχήματος κώνου, εδραζόμενα σε εσχάρα πεδιλοδοκών (θεμελίωση).
Τοιχοπληρώσεις:	Ομοιόμορφης κατανομής με κανονικά ανοίγματα (τυπικοί όροφοι). Ασυνέχεια τοιχοποιίας (pilotis ισόγειου).

III. Υλικά κατασκευής:

Σκυρόδεμα:	B225 ($f_{cm} \approx 18,3$ MPa)
Χάλυβας:	StIII ($f_{sym} \approx 460$ έως 480 MPa)
Τοιχοπληρώσεις:	Οπτοπλινθοδομή μπατική (εξωτερική τοιχοποιία) Οπτοπλινθοδομή δρομική (εσωτερική τοιχοποιία)

IV. Φορτία κατασκευής:

Μόνιμες δράσεις:	Ίδιο βάρος Ωπλισμένου Σκυροδέματος: 25 kN/m^3 Ίδιο βάρος μπατικής οπτοπλινθοδομής: $3,60 \text{ kN/m}^2$ Ίδιο βάρος δρομικής οπτοπλινθοδομής: $2,10 \text{ kN/m}^2$ Ίδιο βάρος επικάλυψης πλακών: $1,00 \text{ kN/m}^2$ Ίδιο βάρος επικάλυψης δώματος: $2,00 \text{ kN/m}^2$
Μη μόνιμες δράσεις:	Κινητό φορτίο δαπέδων: $3,50 \text{ kN/m}^2$ Κινητό φορτίο διαδρόμων – κλιμάκων: $5,00 \text{ kN/m}^2$ Κινητό φορτίο δώματος: $1,00 \text{ kN/m}^2$
Τυχηματικές δράσεις:	Κινητό φορτίο: 5 kN/m^2

Τα ανωτέρω στοιχεία, τα οποία προέρχονται από το φάκελο μελέτης του έργου και συμπληρώνονται από το τότε ισχύον Κανονιστικό Πλαίσιο, αξιοποιούνται για τη δημιουργία του μαθηματικού προσομοιώματος του αναλυόμενου κτηρίου, με χρήση του Λογισμικού FESPA 18 (έκδοση 7.5.0.20). Οι επιμέρους παράμετροι της ανάλυσης pushover περιλαμβάνονται, στο σύνολό τους, στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 4: Παράμετροι ανάλυσης pushover κτηρίου

<i>Νέα υλικά</i>		<i>Παράμετροι φάσματος</i>	
Σκυρόδεμα	C20/25	Εθνικό προσάρτημα	GR (Ελλάς)
Χάλυβας οπλισμού	B500C	Σεισμική ζώνη Z1	$a_{GR} = 0,160$ $a_{vGR} = 0,144$
Κατηγορία έκθεσης	[XC3]	Σπουδαιότητα II	$\gamma_I = 1,00$
Δομικός χάλυβας	S235	Κατακόρυφη συνιστώσα	ΟΧΙ
Δομική ξυλεία	C24	Τύπος ελαστικού φάσματος	1
		Εδαφικός τύπος B	$S = 1,20$
		Ιδιοπερίοδοι φάσματος	$T_B=0,15$ $T_C=0,50$ $T_D=2,50$
		Συντ. απόσβεσης	$\xi=5,00\%$
		Συντελεστής τοπογραφίας	$ST = 1,00$
<i>Μόνιμα φορτία</i>		<i>Μη γραμμική ανάλυση-pushover</i>	
Ειδικό βάρος σκυροδέματος	25.0 kN/m^3	Κατανομή φόρτισης	Ομοιόμορφη-Ιδιομορφική
Ειδικό βάρος χάλυβα	78.5 kN/m^3	Συντ. συνδυασμού εγκάρσιας φόρτισης	30,0%
Δρομικής πλινθοδομής	2.1 kN/m^2	Τυχηματική εκκεντρότητα	Μόνο στην εγκάρσια δ/νση
Μπατικής πλινθοδομής	3.6 kN/m^2		
Επικάλυψη πλακών γενικά	1.2 kN/m^2		
Επικάλυψη κλιμάκων	2.5 kN/m^2		
Επικάλυψη δώματος/Στέγης	2.0 kN/m^2		

Ειδικό βάρος γαιών	20.0 kN/m ³		
Ειδικό βάρος Δομικής Ξυλείας	3.5 kN/m ³		
Μεταβλητά φορτία		Στάθμες επιτελεστικότητας	
Δάπεδα κατοικιών-γραφείων	2.0 kN/m ²	Περιορισμός βλαβών DL	PDLR=80,0% γ ₁ ·α _{gR} =0,06
Δάπεδα-κλιμάκ. καταστημάτων	5.0 kN/m ²	Σημαντικές βλάβες SD	PSDR=50,0% γ ₁ ·α _{gR} =0,09
Κλιμάκων κατοικίας-γραφείων	3.5 kN/m ²	Οιονεί κατάρρευση NC	PNCR=10,0% γ ₁ ·α _{gR} =0,16
Δάπεδα εξωστών	5.0 kN/m ²		
Δάπεδα χώρων στάθμευσης	5.0 kN/m ²		
Δώμα / Στέγη (μη βατή)	0.5 kN/m ²		
Συντελεστές ασφαλείας φορτίων-νέων υλικών		Υφιστάμενα υλικά	
Μόνιμα φορτία	γ _G =1,35	Επίπεδο γνώσης σκυροδέματος (Σ.Α.Δ.)	KL2-Ικαν/κή
Μεταβλητά φορτία	γ _Q =1,50	Μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος	f _{c,m} =24,0 Mpa
Σκυροδέματος	γ _C =1,50	Συντ. εμπιστοσύνης-ασφαλείας	CFc=1,20 γ'c=1,50
Συντελεστής θλιπτικής αντοχής	α _{cc} =0,85	Επίπεδο γνώσης χάλυβα (Σ.Α.Δ.)	KL2-Ικαν/κή
Χάλυβα οπλισμού	γ _S =1,15	Μέση τιμή αντοχής χάλυβα	f _{y,m} =460,0 Mpa
Δομικός χάλυβας	γ _{M0} =1,00 γ _{M1} =1,00 γ _{M2} =1,25	Μέση τιμή αντοχής χάλυβα συνδετήρων	f _{yw,m} =460,0 Mpa
Συντ. υπεραντοχής δομικού χάλυβα	γ _{ov} =1,25	Συντ. εμπιστοσύνης-ασφαλείας	CFs=1,20 γ's=1,15
Δομική Ξυλεία	γ _M =1.50		
Ινοπλισμένα πολυμερή FRP	γ _d =1.50		
Συντ. οιονεί μόνιμων δράσεων γsd-γg,q	γ _E =1,000		
Συνδυασμοί ECO (6.10a)+(6.10b)	ξ= 0,85		
Έδαφος		Πρότυπα και Εθνικά προσαρτήματα (ΕΛΟΤ)	
Μέθοδος υπολογισμού	Απλοπ. μεθ.	Βάσεις σχεδιασμού	EN1990 2002
Δείκτης εδάφους	K _v =28000 kN/m ³	Δράσεις στους φορείς	EN1991-1 2002
Επιτρεπόμενη τάση	σ _{επ} =150,00 kN/m ²	Κανονισμός Σκυροδέματος	EN1992-1 2004
Γωνία τριβής στη βάση θεμελίου	δ=30,00[°]	Κανονισμός κατασκευών από χάλυβα	EN1993-1 2006
Συντελεστές ασφαλείας (Ολίσθηση)	Στατικά γ _{Rh} =1.10 Σεισμικά γ _{Rh} =1.00	Κανονισμός κατασκευών από τοιχοποιία	EN1996-1 2006

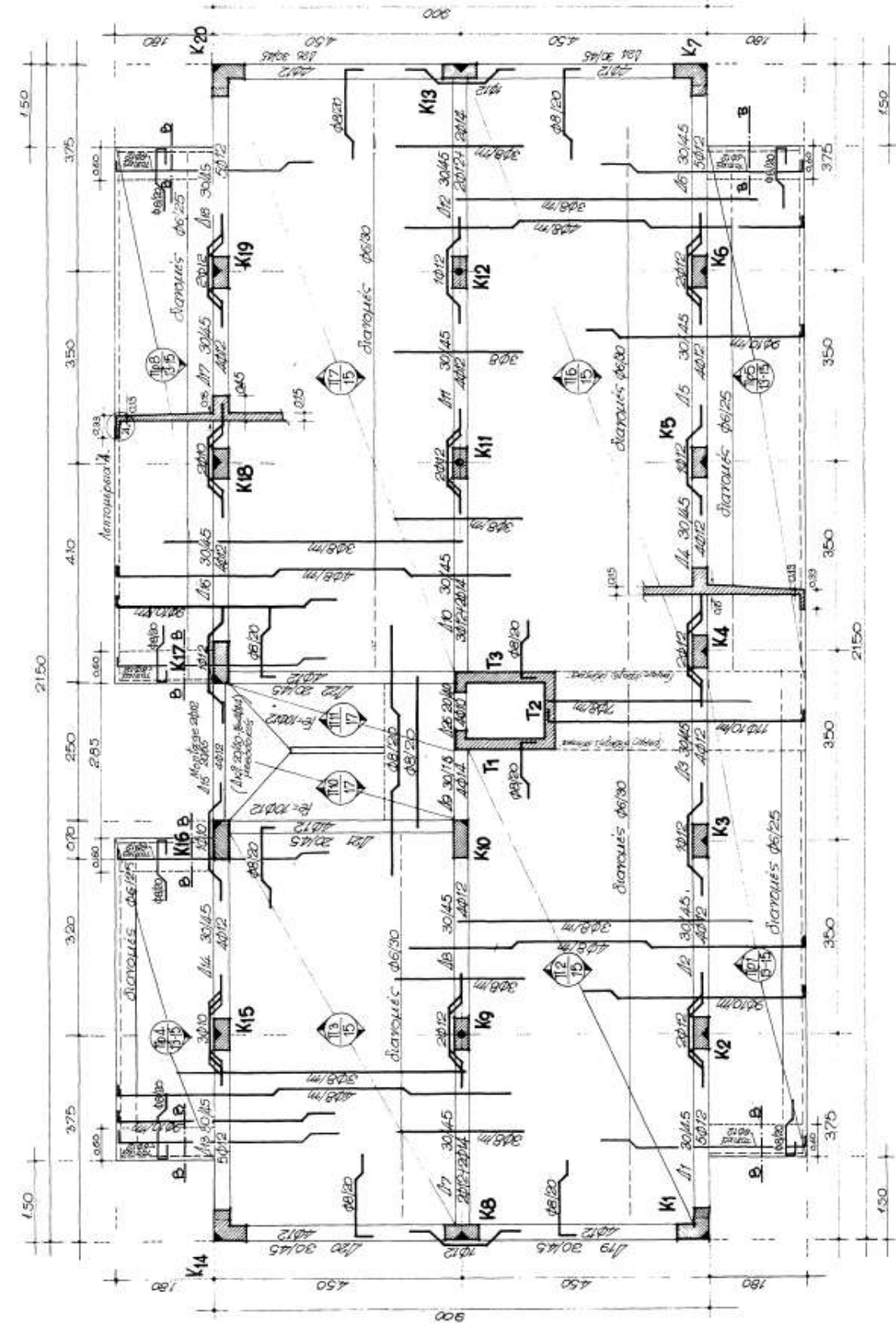
Συντελεστές ασφαλείας (Φέρουσα Ικανότητα)	Στατικά $\gamma_{Rv}=1.40$ Σεισμικά $\gamma_{Rv}=1.00$	Γεωτεχνικός Σχεδιασμός	EN1997-1 2004
		Αντισεισμικός Κανονισμός	EN1998-1,5 2004
		Προσθήκες - Ενισχύσεις - Αποτίμηση	EN1998-3 2005 ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΦΕΚ2187 Β'/5-9-2013

3.3. Δημιουργία προσομοιώματος υφιστάμενου κτηρίου

Το γενικό προσομοίωμα του φέροντος οργανισμού του υφιστάμενου κτηρίου, το οποίο δημιουργήθηκε βάσει των ανωτέρω παραμέτρων και των προδιαγραφών της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, παρουσιάζεται παρακάτω με διακριτή απεικόνιση ανά στάθμη και κατ' αντιστοιχία με τη σχετική κάτοψη ξυλοτύπου. Επισημαίνεται ότι το κτήριο προσομοιώθηκε στο λογισμικό ως χωρικό μοντέλο, βάσει των αξονικών διαστάσεων που προκύπτουν από τα σχέδια του φακέλου μελέτης και των δεδομένων που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο. Η εισαγωγή των επιμέρους μελών του έγινε με χρήση γραμμικών στοιχείων για τα υποστυλώματα, τα τοιχώματα και τις δοκούς, οι οποίες θεωρήθηκαν πλακοδοκοί διατομής T (εσωτερικές) και Γ (περιμετρικές του κτηρίου). Γραμμικά στοιχεία μεγάλης δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών.

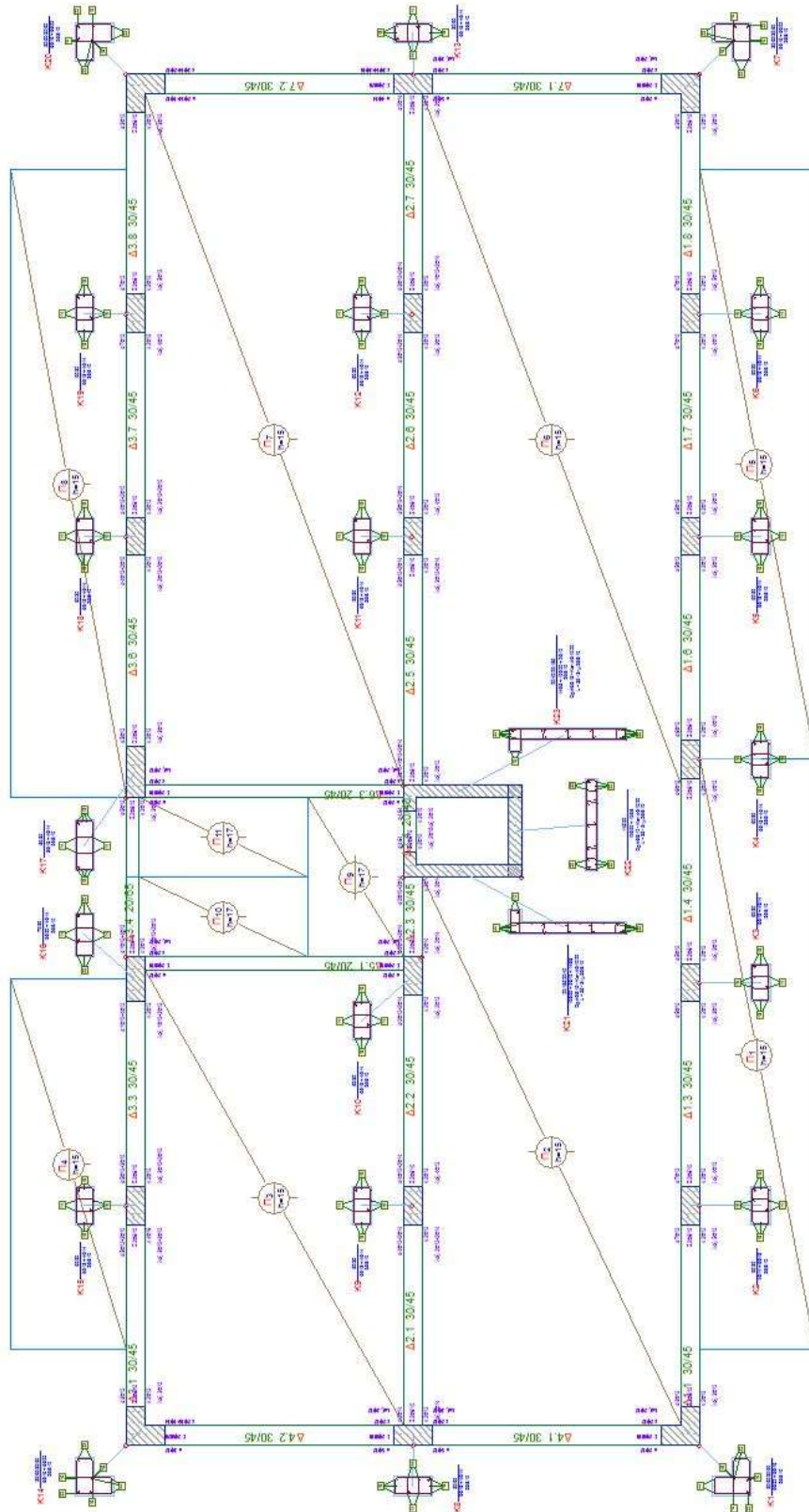
Όσον αφορά στο κατώτατο επίπεδο του κτηρίου, η στάθμη του εδάφους ($\pm 0,00$) θεωρήθηκε στάθμη θεμελίωσης και η στήριξη των υποστυλωμάτων προσομοιώθηκε με πάκτωση. Αντίστοιχα, στο ανώτατο επίπεδο, η απόληξη κλιμακοστασίου προσομοιώθηκε μόνο μέσω των φορτίων που μεταβιβάζει στην αμέσως υποκείμενη στάθμη 3 (στάθμη Γ' ορόφου), για λόγους απλοποίησης του προσομοιώματος.

Τέλος, δημιουργήθηκαν και αναλύθηκαν δύο παραλλαγές του προσομοιώματος, οι οποίες διαφοροποιούνται μεταξύ τους ως προς τη συνεκτίμηση της επιρροής των τοιχοπληρώσεων. Στην πρώτη περίπτωση, αγνοήθηκαν οι τοιχοπληρώσεις, ενώ στη δεύτερη περίπτωση ελήφθησαν υπόψη μόνο οι περιμετρικές, οι οποίες προσομοιώθηκαν ως ζεύγη χιαστί ραβδωτών στοιχείων ανά φάτνωμα, κάθε ένα εκ των οποίων λαμβάνει το ήμισυ της αξονικής δυσκαμψίας. Και στις δύο περιπτώσεις, από την προσομοίωση εξαιρέθηκαν τα στοιχεία που συνθέτουν τα κλιμακοστάσια, καθώς και λοιπά μεμονωμένα στοιχεία που δεν αποτελούν τμήμα του φέροντος οργανισμού.

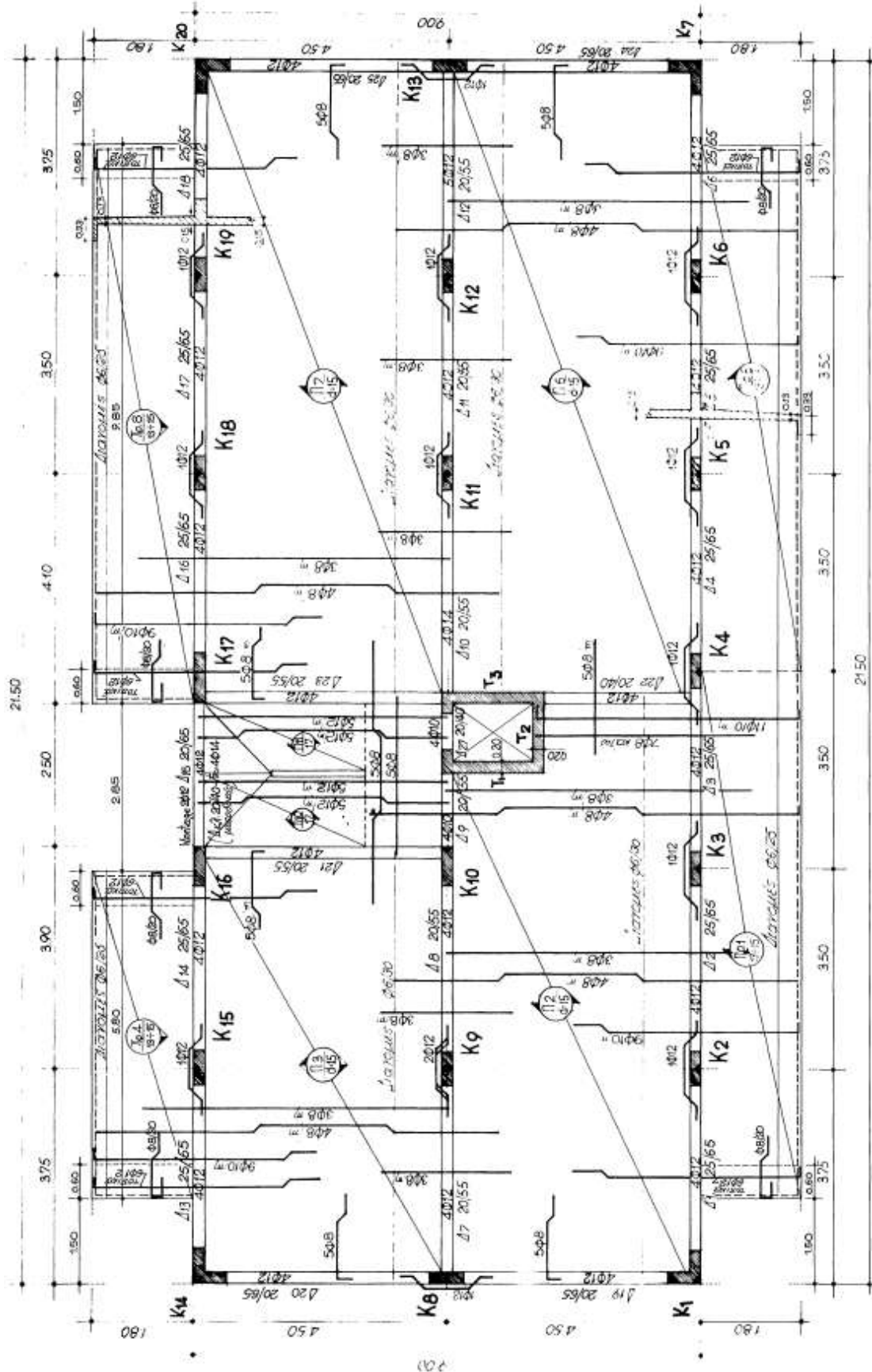


Εικόνα 13: Κάτοψη ξυλοτύπου ισογείου με υφιστάμενους οπλισμούς (στάθμη 0).

(Πηγή: Φάκελος Μελέτης κτηρίου)

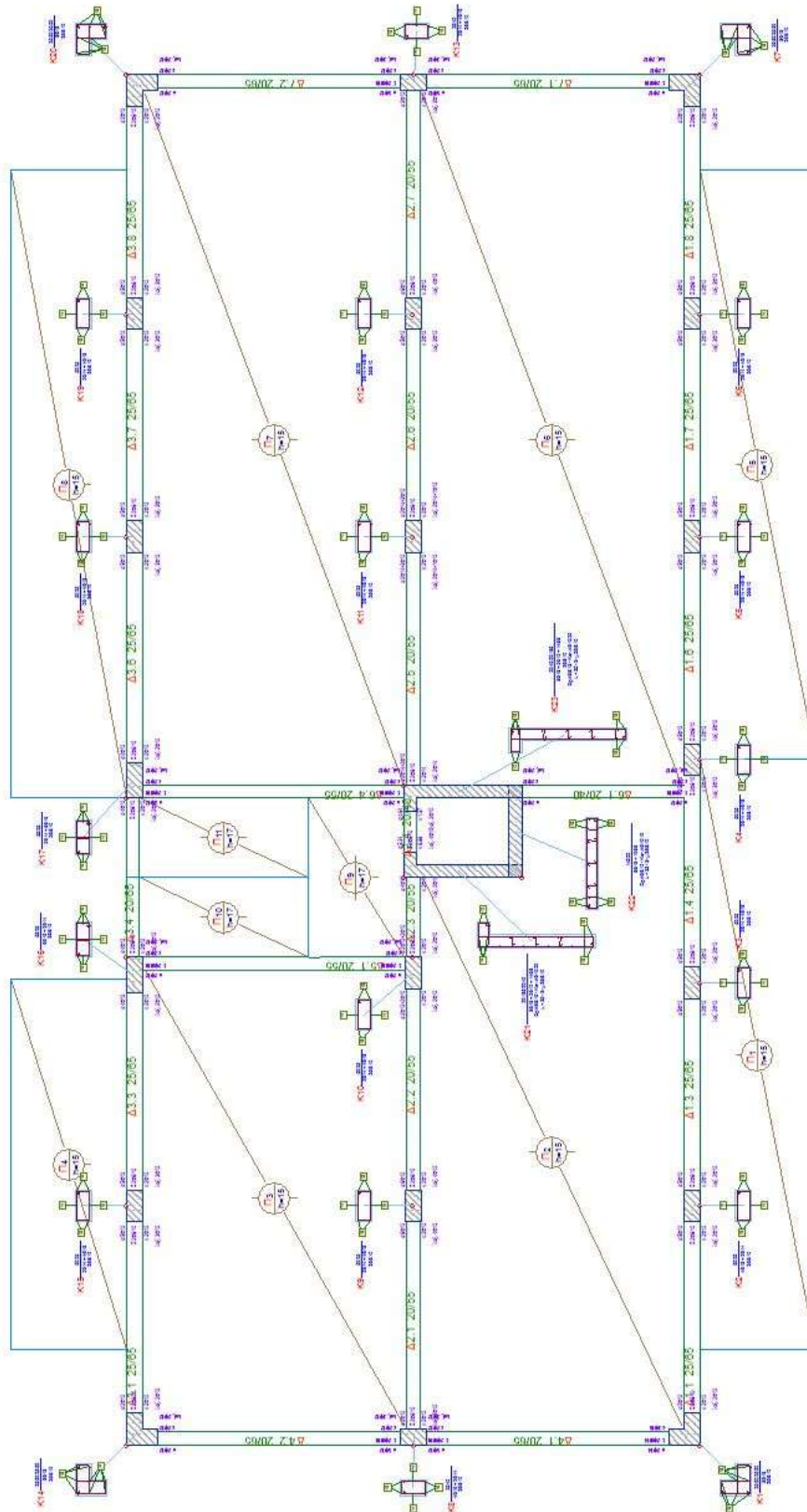


Εικόνα 14: Προσομοίωμα ισογείου με υφιστάμενους οπλισμούς (στάθμη 0).

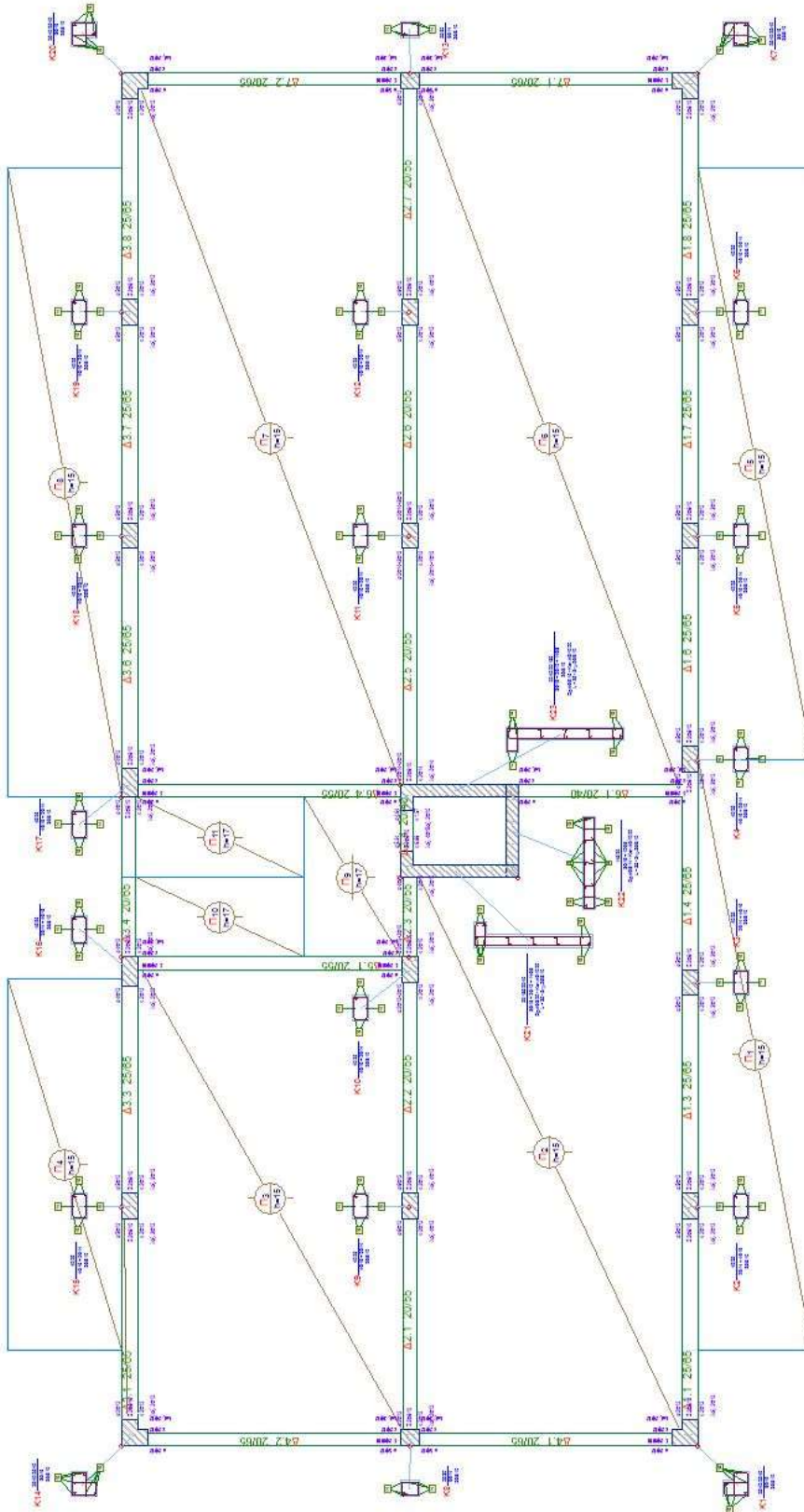


Εικόνα 15: Κάτοψη ξυλοτύπου τυπικού ορόφου με υφιστάμενους σπλισμούς (στάθμες 1, 2 και 3).

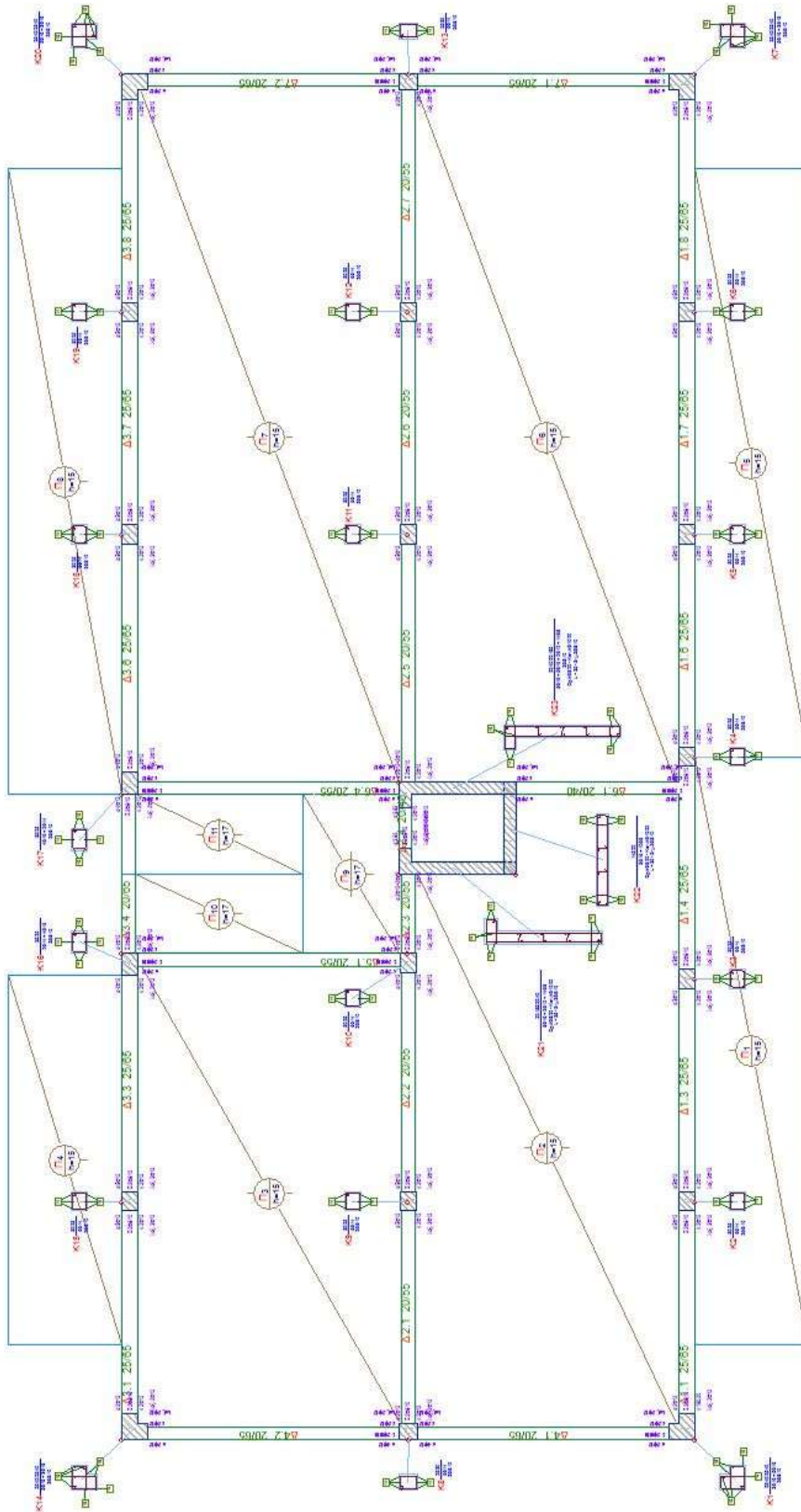
(Πηγή: Φάκελος Μελέτης κτηρίου)



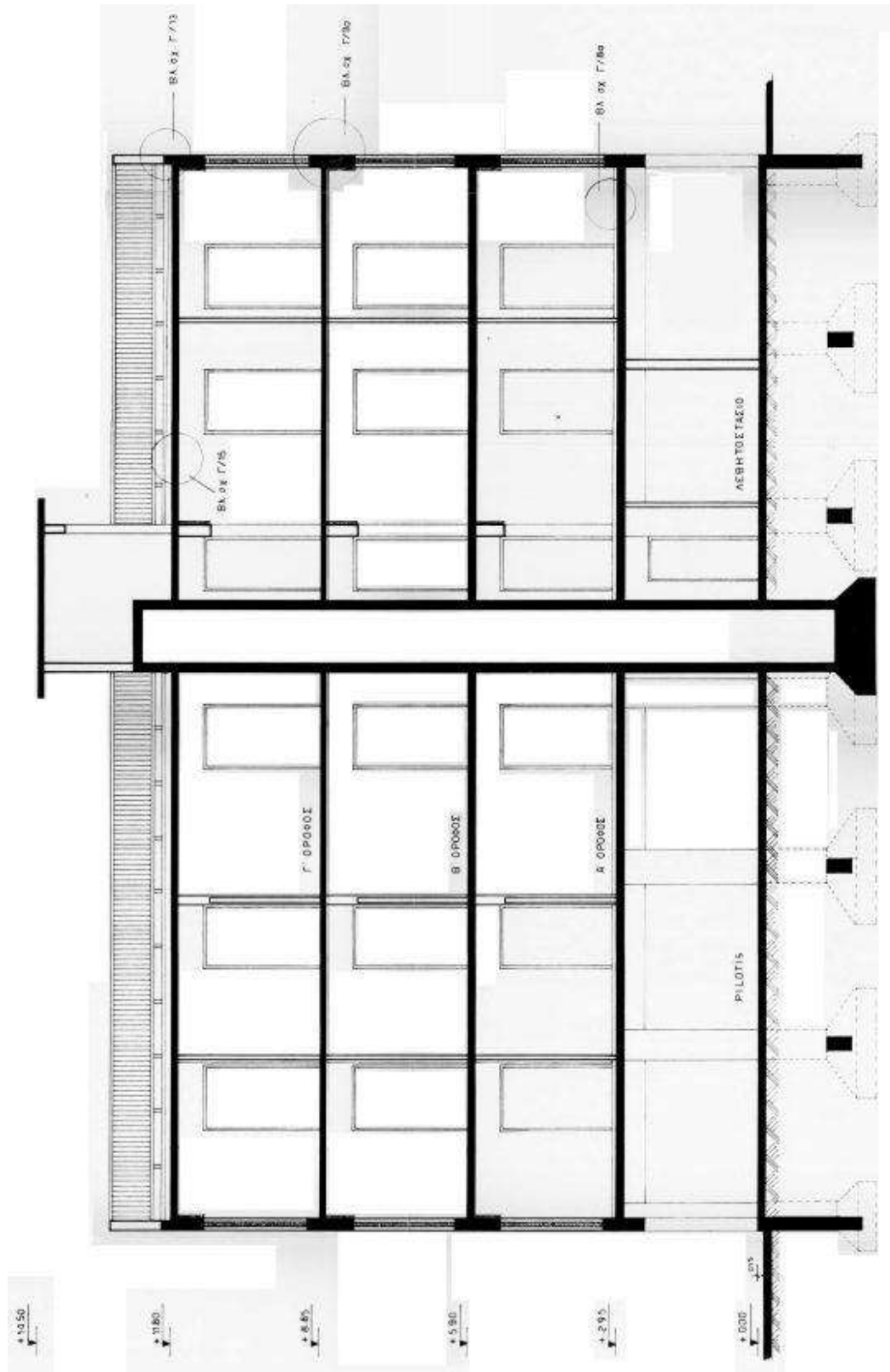
Εικόνα 16: Προσομοίωμα Α' ορόφου με υφιστάμενους σπλισμούς (στάθμη 1).



Εικόνα 17: Προσομοίωμα Β' ορόφου με υφιστάμενους σπλισμούς (στάθμη 2).



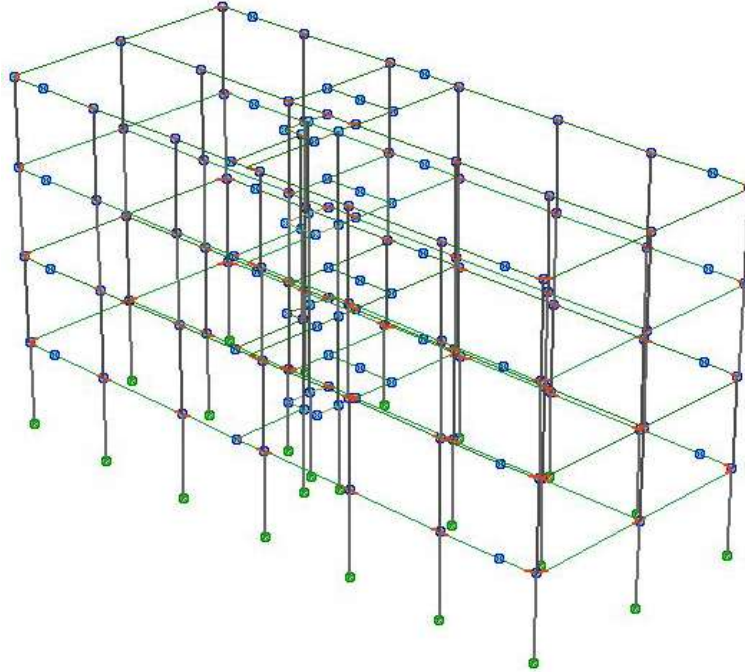
Εικόνα 18: Προσομοίωμα Γ' ορόφου με υφιστάμενους σπλισμούς (στάθμη 3).



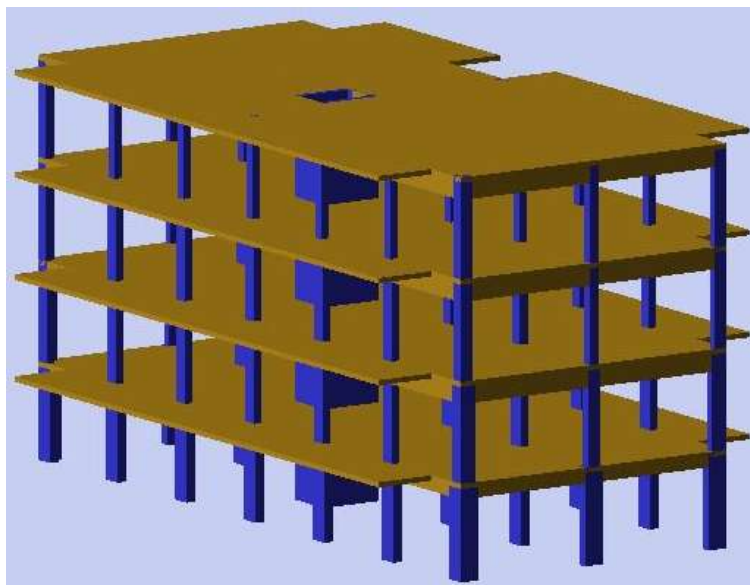
Εικόνα 19: Τομή κατά μήκος.
(Πηγή: Φάκελος Μελέτης κτηρίου)

3.3.1. Προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου χωρίς τοιχοπληρώσεις

Η παραλλαγή του προσομοιώματος, για τη μόρφωση του οποίου αγνοούνται οι τοιχοπληρώσεις, απεικονίζεται παρακάτω σε γραμμική και τρισδιάστατη μορφή:



Εικόνα 20: Γραμμική τρισδιάστατη (3D) απεικόνιση (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, χωρίς τοιχοπληρώσεις)



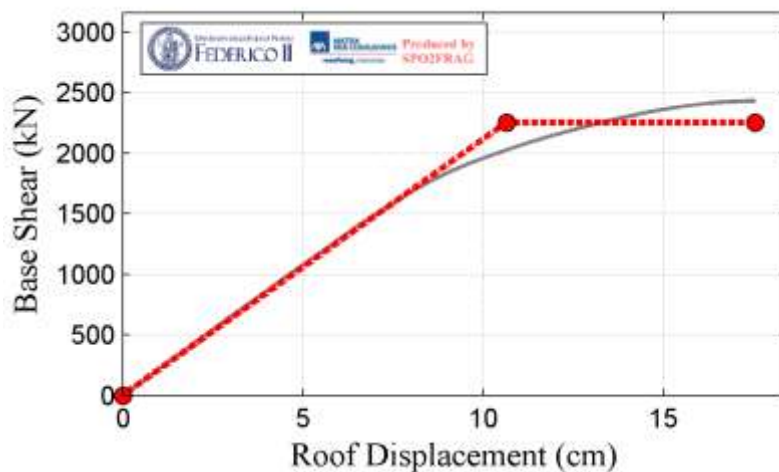
Εικόνα 21: Τρισδιάστατη (3D) απεικόνιση (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, χωρίς τοιχοπληρώσεις)

Το ανωτέρω προσομοίωμα αναλύεται με μη γραμμική στατική ανάλυση στις δύο διευθύνσεις και με δύο διαφορετικές κατανομές καθ' ύψος των σεισμικών φορτίων ανά διεύθυνση (ομοιόμορφη και ιδιομορφική). Από την ανάλυση υπολογίζονται οι δείκτες ανεπάρκειας των δομικών στοιχείων για τις δύο διευθύνσεις, εκ των οποίων ο μέγιστος κάθε στάθμης θεωρείται ο κρίσιμος δείκτης της. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος υπολογίζεται με ιδιομορφική ανάλυση, βάσει του φάσματος σχεδιασμού του ΕΚ 8. Τέλος, για κάθε ιδιομορφή γίνεται χωρική επαλληλία των εντατικών μεγεθών.

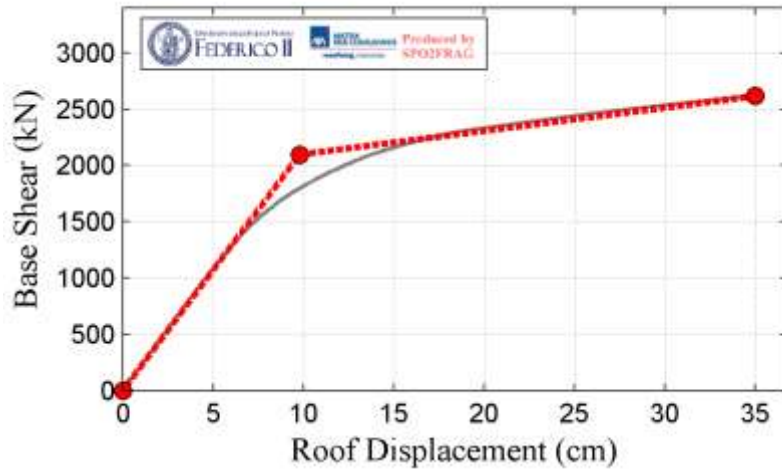
Η ολοκλήρωση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης αποδίδει τη διγραμμική καμπύλη ικανότητας του κτηρίου για κάθε διεύθυνση, η οποία αποτελεί και τη βασική πληροφορία που απαιτείται να εισαχθεί στο λογισμικό SPO2FRAG, προκειμένου να καταρτισθούν οι σχετικές συναρτήσεις τρωτότητας και, τελικά, οι παραγόμενες εξ αυτών καμπύλες τρωτότητας του κτηρίου.

3.3.2. Ανάλυση προσομοιώματος υφιστάμενου κτηρίου χωρίς τοιχοπληρώσεις

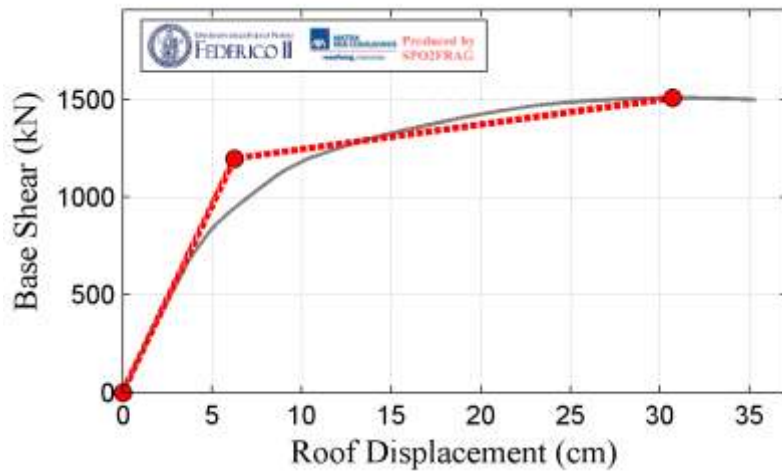
Σε συνέχεια της διαδικασίας που αναπτύχθηκε αναλυτικότερα στο προηγούμενο Κεφάλαιο, η ανωτέρω διγραμμική καμπύλη ικανότητας εισάγεται στο λογισμικό SPO2FRAG και μετασχηματίζεται στην ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, η οποία απεικονίζονται παρακάτω για κάθε διεύθυνση:



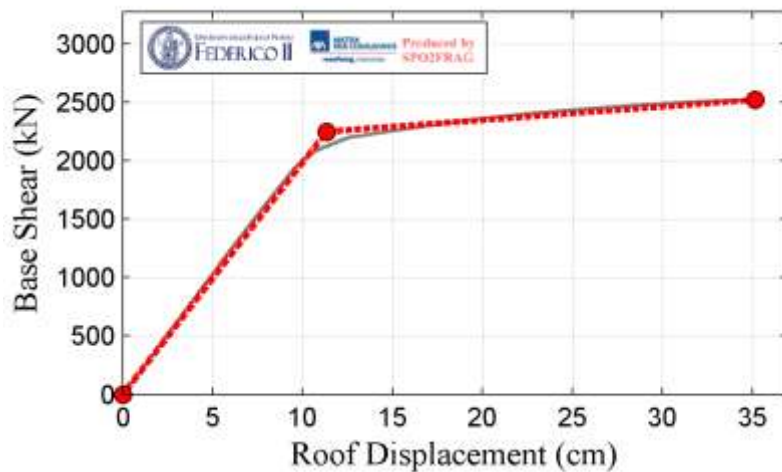
Εικόνα 22: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά Χ1 (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, χωρίς τοιχοπληρώσεις)



Εικόνα 23: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά Χ2 (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, χωρίς τοιχοπληρώσεις)

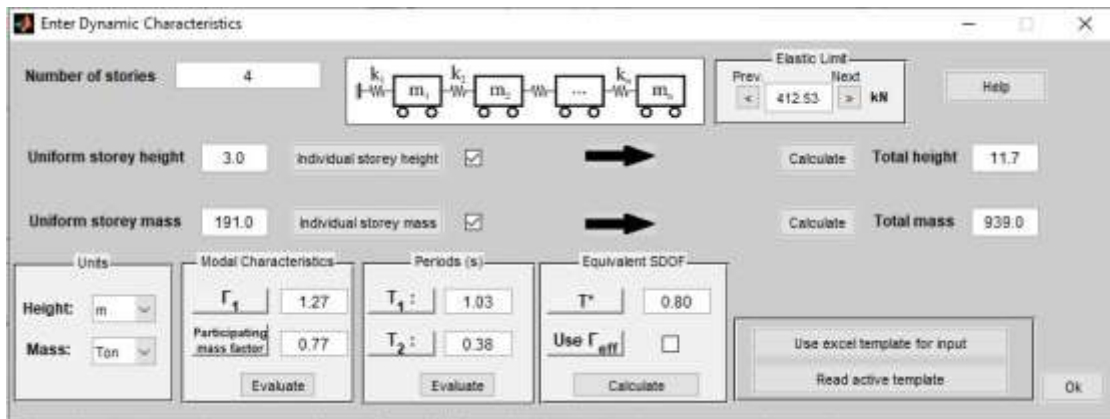


Εικόνα 24: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά Ψ1 (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, χωρίς τοιχοπληρώσεις)



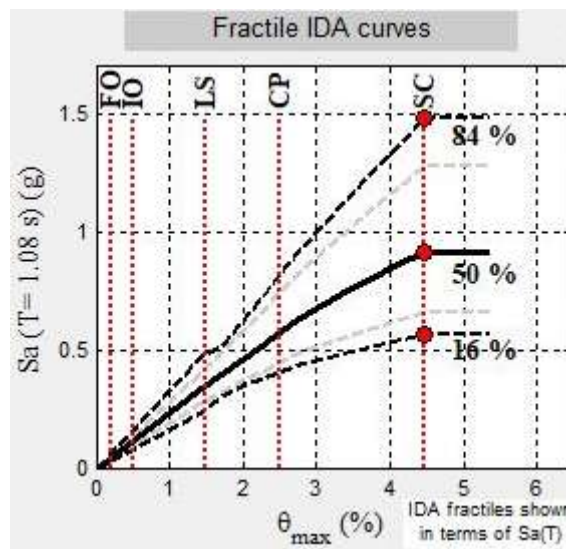
Εικόνα 25: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά Ψ2 (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, χωρίς τοιχοπληρώσεις)

Το επόμενο βήμα είναι ο περαιτέρω μετασχηματισμός των ισοδύναμων ιδεατών πολυγραμμικών καμπυλών από τον αλγόριθμο SPO2IDA στις αντίστοιχες αθροιστικές καμπύλες Προσαυξητικής Δυναμικής Ανάλυσης (IDA) του 16^{ου}, 50^{ου} και 84^{ου} ποσοστημορίου. Ο μετασχηματισμός γίνεται βάσει των δυναμικών χαρακτηριστικών του κτηρίου, τα οποία συμπληρώνονται στη σχετική οθόνη του λογισμικού που απεικονίζεται παρακάτω:

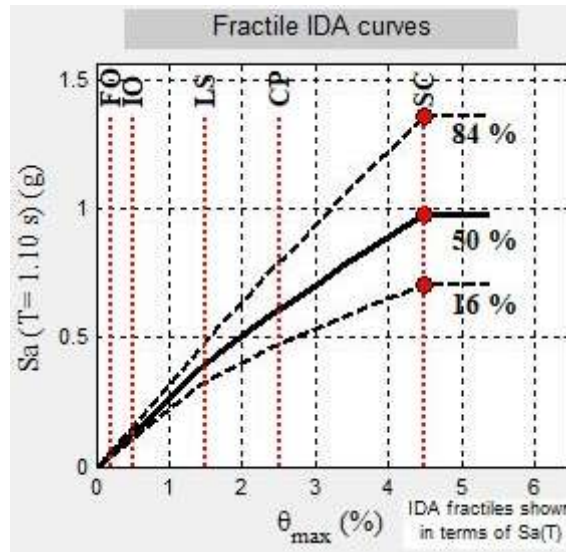


Εικόνα 26: Δυναμικά χαρακτηριστικά κτηρίου (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, χωρίς τοιχοπληρώσεις)

Οι παραγόμενες καμπύλες IDA απεικονίζονται παρακάτω για κάθε κύρια διεύθυνση ως διαγράμματα της φασματικής επιτάχυνσης με απόσβεση 5% (που αποτελεί το προκαθορισμένο μέτρο έντασης) συναρτήσεως του επιλεγμένου δείκτη βλάβης.

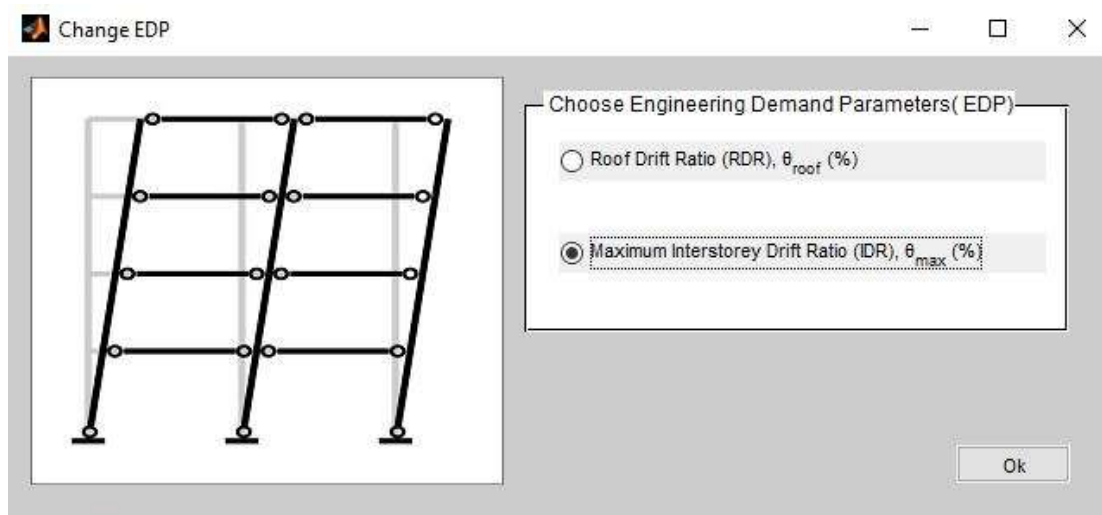


Εικόνα 27: Καμπύλες IDA, διεύθυνση κατά X (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, χωρίς τοιχοπληρώσεις)

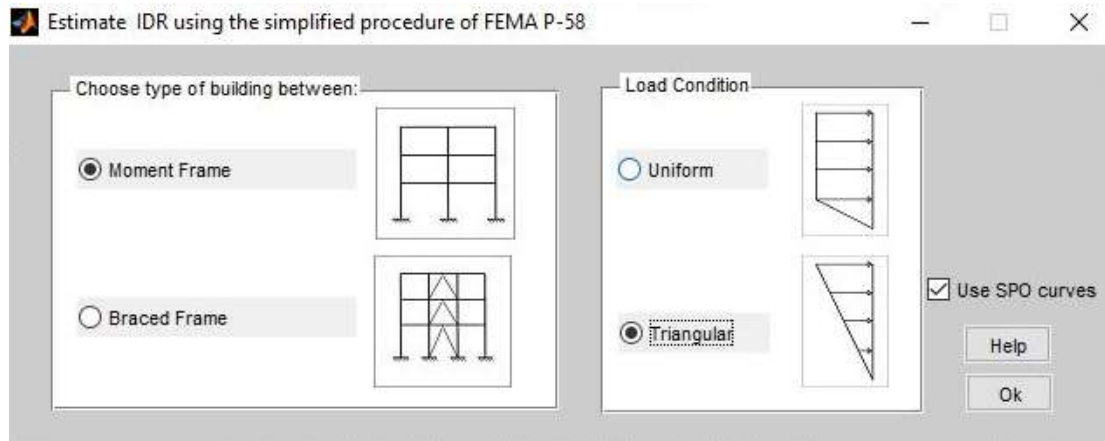


Εικόνα 28: Καμπύλες IDA, διεύθυνση κατά Ψ (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, χωρίς τοιχοπληρώσεις)

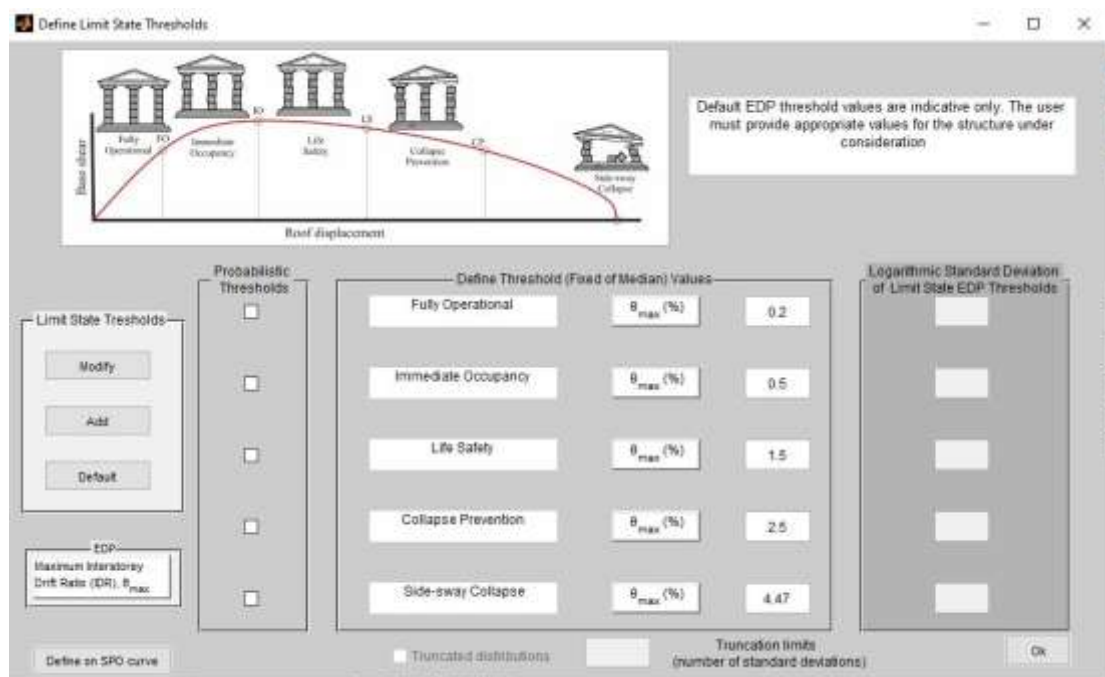
Μετά από την παραγωγή των καμπυλών IDA, ακολουθεί η επιλογή του δείκτη βλάβης, η εισαγωγή των τιμών που προσδιορίζουν τα όρια των πέντε επιλεγμένων επιπέδων βλάβης, καθώς και η επιλογή των παραμέτρων της κυρίως ανάλυσης και η εισαγωγή των λοιπών απαιτούμενων δεδομένων, τα οποία έχουν παρουσιαστεί αναλυτικότερα στο προηγούμενο Κεφάλαιο.



Εικόνα 29: Επιλογή δείκτη βλάβης (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, χωρίς τοιχοπληρώσεις)

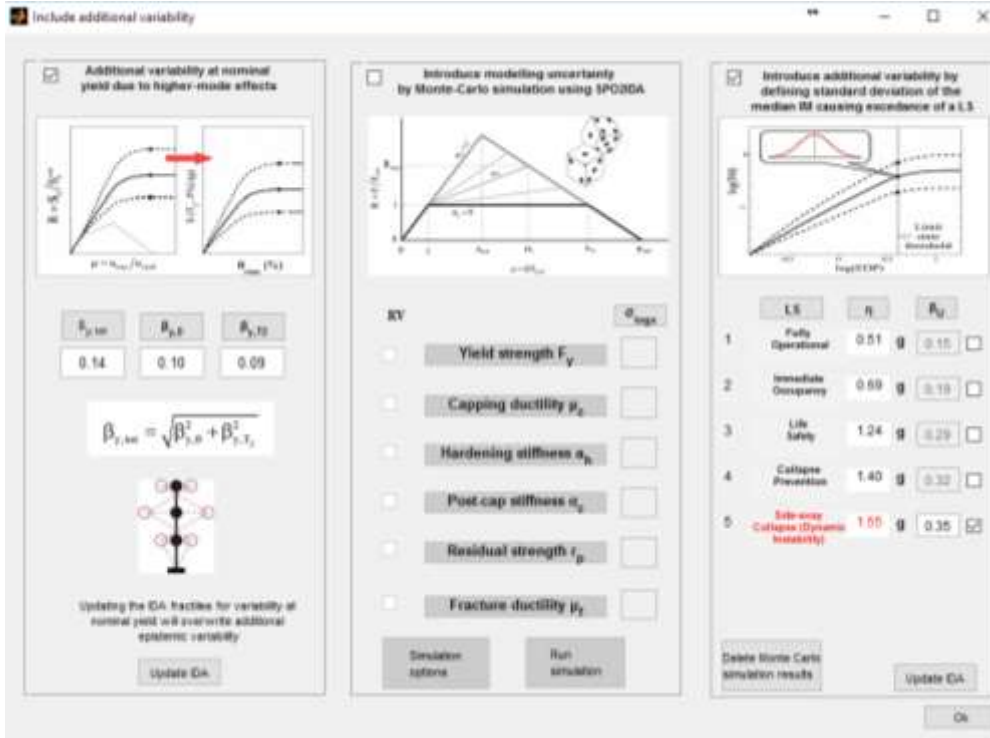


Εικόνα 30: Προσδιοριστικές παράμετροι δείκτη βλάβης (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, χωρίς τοιχοπληρώσεις)

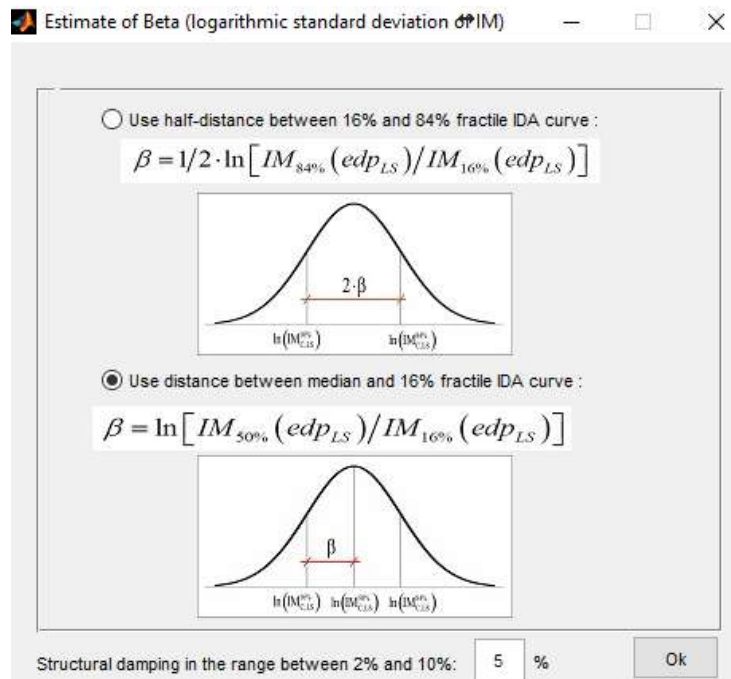


Εικόνα 31: Όρια επιπέδων βλάβης (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, χωρίς τοιχοπληρώσεις)

Η εισαγωγή των απαιτούμενων δεδομένων ολοκληρώνεται με τον προσδιορισμό των πρόσθετων αβεβαιοτήτων και της λογαριθμικής τυπικής απόκλισης του επιλεγμένου δείκτη βλάβης στα σχετικά πεδία του λογισμικού:



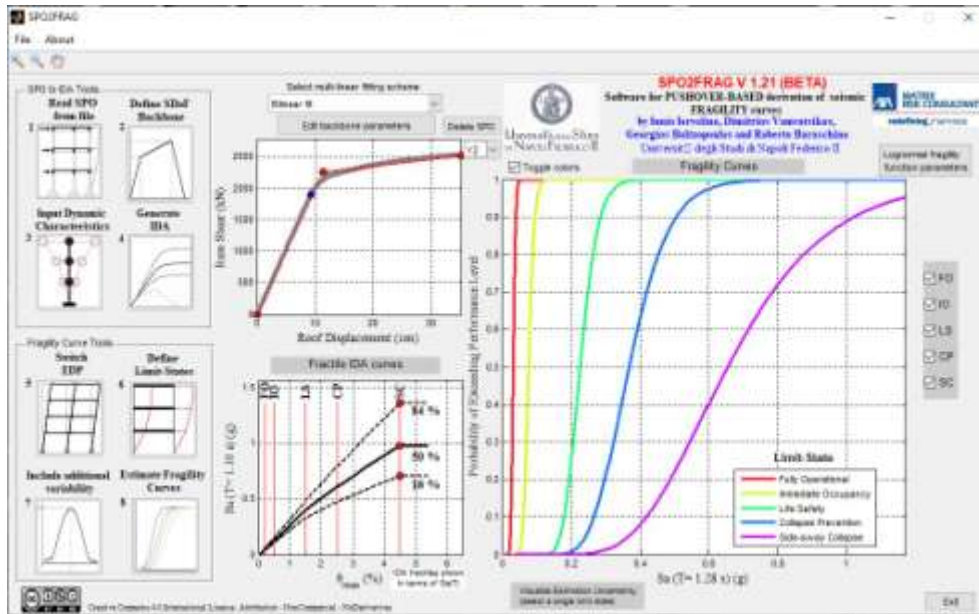
Εικόνα 32: Προσδιορισμός πρόσθετων αβεβαιοτήτων (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, χωρίς τοιχοπληρώσεις)



Εικόνα 33: Προσδιορισμός λογαριθμικής τυπικής απόκλισης του δείκτη βλάβης (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, χωρίς τοιχοπληρώσεις)

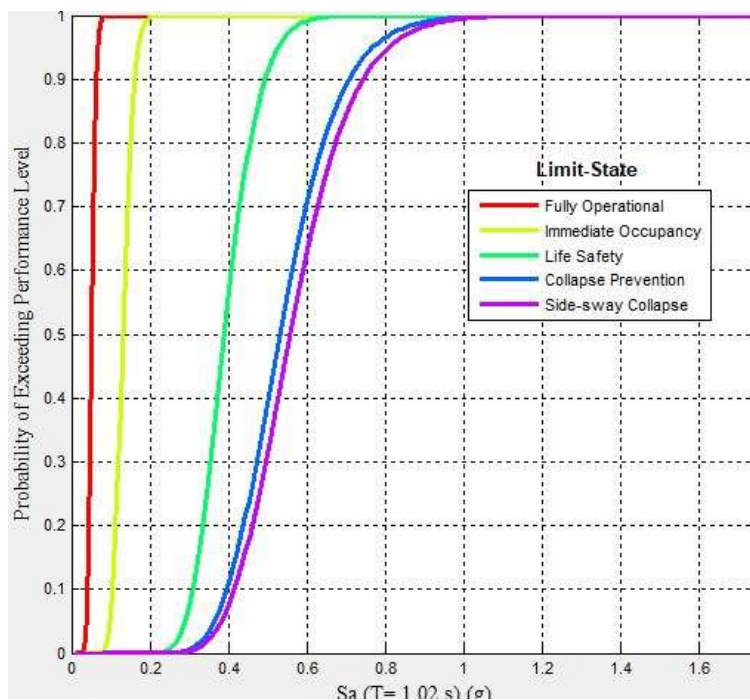
3.3.3. Αποτελέσματα ανάλυσης προσομοιώματος υφιστάμενου κτηρίου χωρίς τοιχοπληρώσεις

Η κυρίως οθόνη του SPO2FRAG, μετά από την ολοκλήρωση της επεξεργασίας των ανωτέρω δεδομένων από το λογισμικό, απεικονίζεται ενδεικτικά παρακάτω:

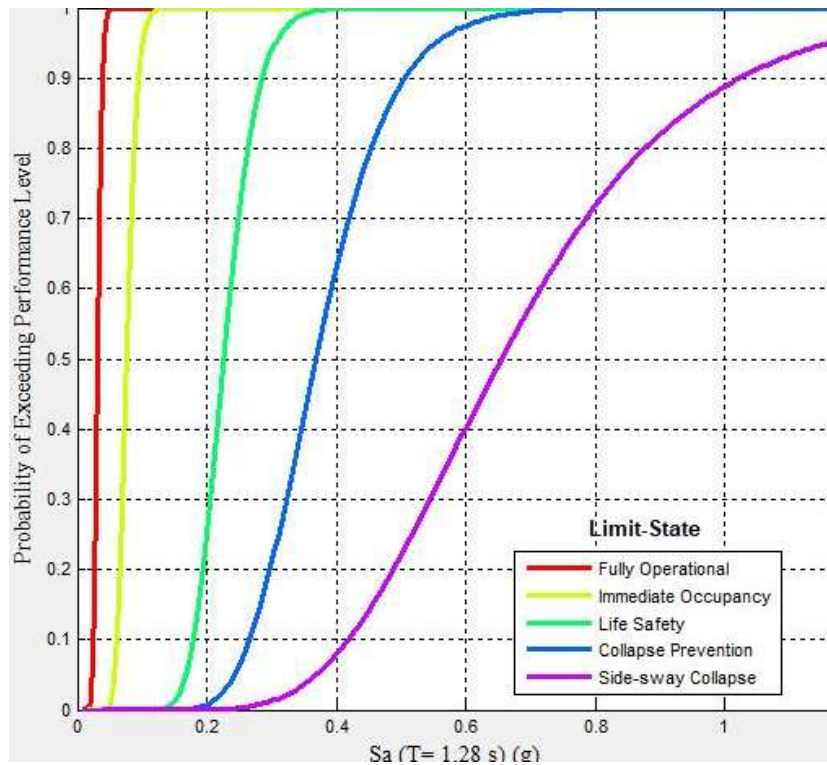


Εικόνα 34: Οθόνη λογισμικού SPO2FRAG, διεύθυνση κατά Ψ (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, χωρίς τοιχοπληρώσεις)

Οι καμπύλες τρωτότητας που παράγει το λογισμικό για κάθε μία εκ των δύο διευθύνσεων κατά Χ και κατά Ψ, είναι οι ακόλουθες:



Εικόνα 35: Καμπύλες τρωτότητας, διεύθυνση κατά Χ (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, χωρίς τοιχοπληρώσεις)



Εικόνα 36: Καμπύλες τρωτότητας, διεύθυνση κατά Ψ
(προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, χωρίς τοιχοπληρώσεις)

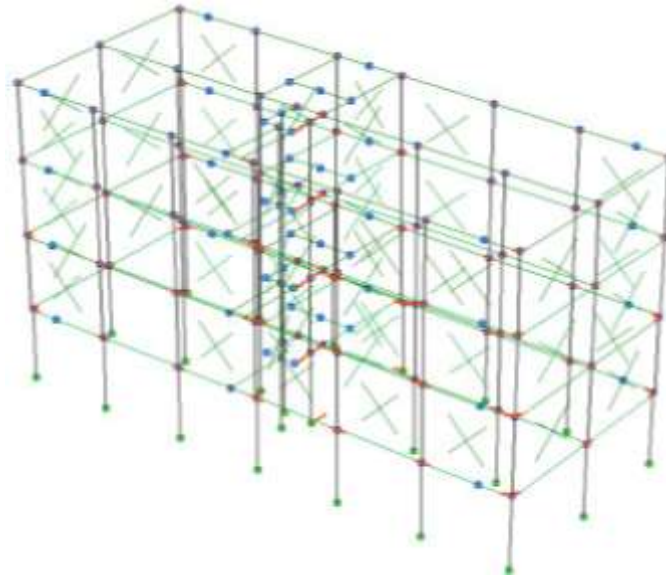
Από την εξέταση των ανωτέρω καμπυλών τρωτότητας, για την παραλλαγή του προσομοιώματος χωρίς τοιχοπληρώσεις, διαπιστώνονται συνοπτικά τα ακόλουθα:

- Όσο σπουδαιότερο είναι το επίπεδο βλάβης τόσο μικρότερη είναι η πιθανότητα να βρίσκεται ή να έχει ξεπεράσει το κτήριο το συγκεκριμένο επίπεδο, για μικρές τιμές σεισμικής έντασης.
- Η πιθανότητα να ξεπεραστούν τα επίπεδα βλάβης «πλήρης λειτουργία» και «άμεση χρήση» αυξάνεται πολύ γρήγορα, ακόμα και για μικρές τιμές της επιτάχυνσης.
- Για τα ίδια επίπεδα, η σχεδόν βαθμιδωτή μορφή και κλίση των αντίστοιχων καμπυλών υποδηλώνει αστοχία των μελών του κτηρίου «ψαθυρού» τύπου.
- Το κτήριο εμφανίζεται πιο ευάλωτο σε ενδεχόμενες βλάβες κατά τη διεύθυνση Ψ, δεδομένου ότι για την εν λόγω διεύθυνση και για συγκεκριμένη τιμή πιθανότητας, διαπιστώνεται υπέρβαση σπουδαιότερου επιπέδου βλάβης, συγκριτικά με τη διεύθυνση κατά Χ.
- Σε γενικές γραμμές, η απουσία τοιχοπληρώσεων φαίνεται να επιδρά αρνητικά στη σεισμική συμπεριφορά του κτηρίου, καθώς οι πιθανότητες υπέρβασης κάθε

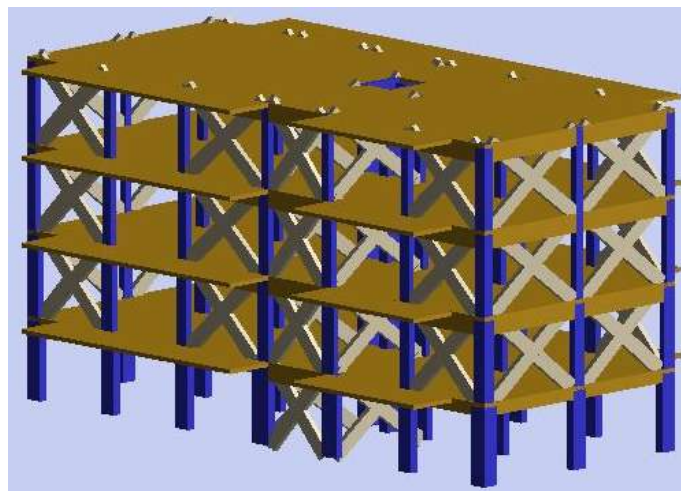
επιπέδου βλάβης εμφανίζονται ιδιαίτερες αυξημένες, και για τις δύο διευθύνσεις κατά Χ και κατά Ψ.

3.3.4. Προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου με τοιχοπληρώσεις

Ομοίως προς τη διαδικασία ανάλυσης του προσομοιώματος χωρίς τοιχοπληρώσεις, δημιουργείται και αναλύεται με χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης το προσομοίωμα του υφιστάμενου κτηρίου με τοιχοπληρώσεις, η γραμμική και η τρισδιάστατη μορφή του οποίου είναι οι ακόλουθες:



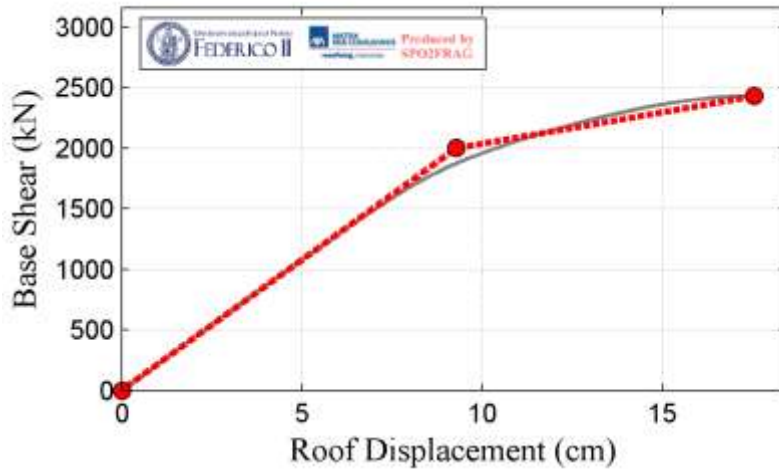
Εικόνα 37: Γραμμική τρισδιάστατη (3D) απεικόνιση (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, με τοιχοπληρώσεις)



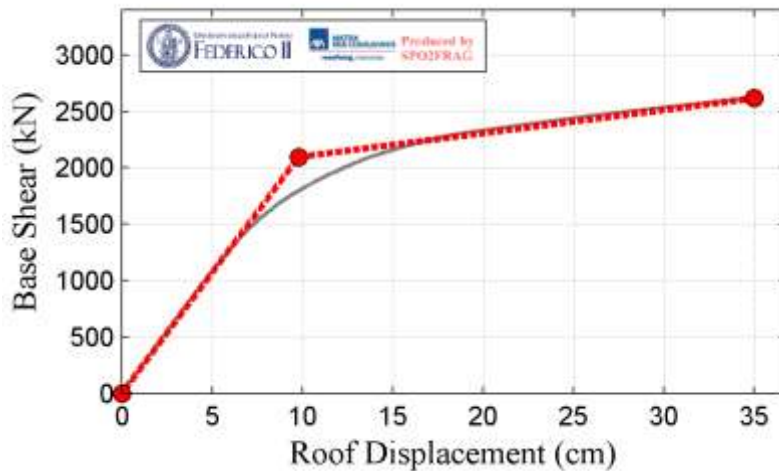
Εικόνα 38: Τρισδιάστατη (3D) απεικόνιση (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, με τοιχοπληρώσεις)

3.3.5. Ανάλυση προσομοιώματος υφιστάμενου κτηρίου με τοιχοπληρώσεις

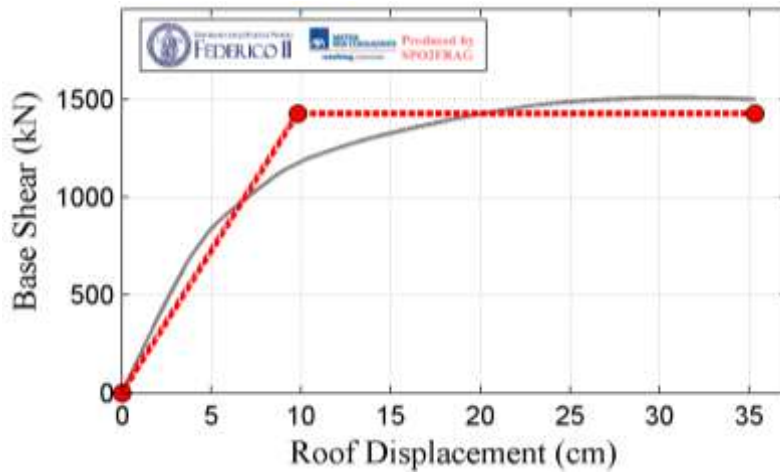
Κατ’ αντιστοιχία με το προσομοίωμα χωρίς τοιχοπληρώσεις, και στην περίπτωση του προσομοιώματος με τοιχοπληρώσεις, η μη γραμμική στατική ανάλυση παρέχει τη διγραμμική καμπύλη ικανότητας του κτηρίου για κάθε διεύθυνση, η οποία εισάγεται στο λογισμικό SPO2FRAG και μετασχηματίζεται στην ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, η οποία απεικονίζονται παρακάτω για κάθε διεύθυνση:



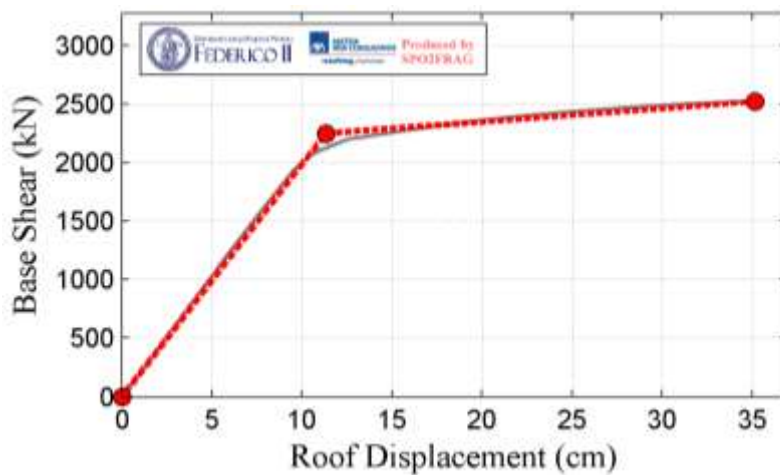
Εικόνα 39: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά X1 (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, με τοιχοπληρώσεις)



Εικόνα 40: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά X2 (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, με τοιχοπληρώσεις)

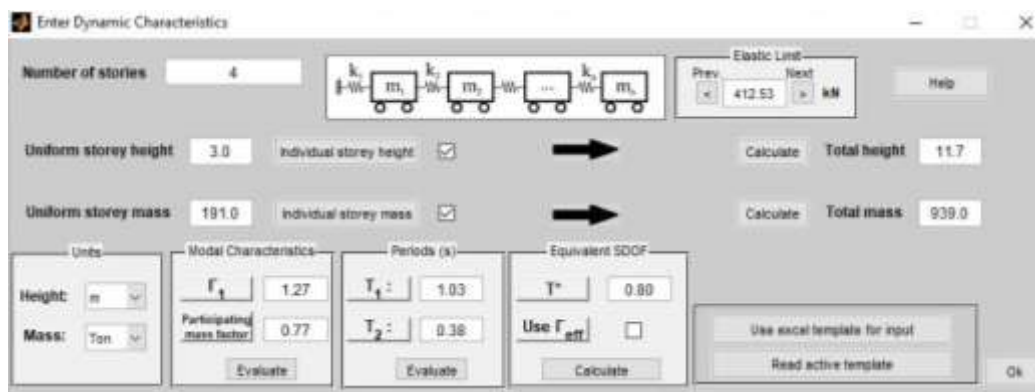


Εικόνα 41: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά Ψ1 (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, με τοιχοπληρώσεις)

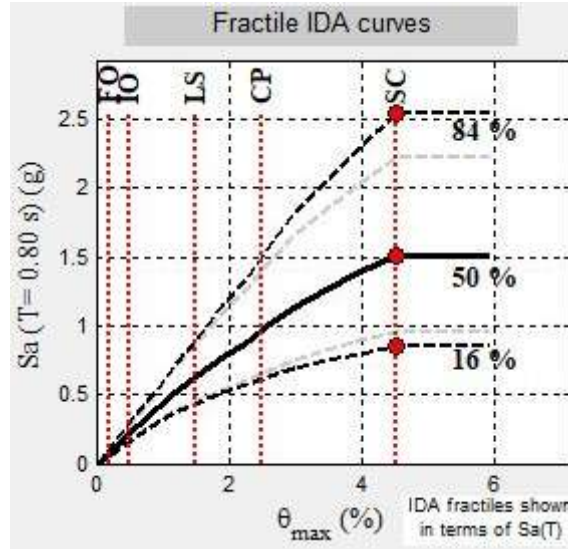


Εικόνα 42: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά Ψ2 (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, με τοιχοπληρώσεις)

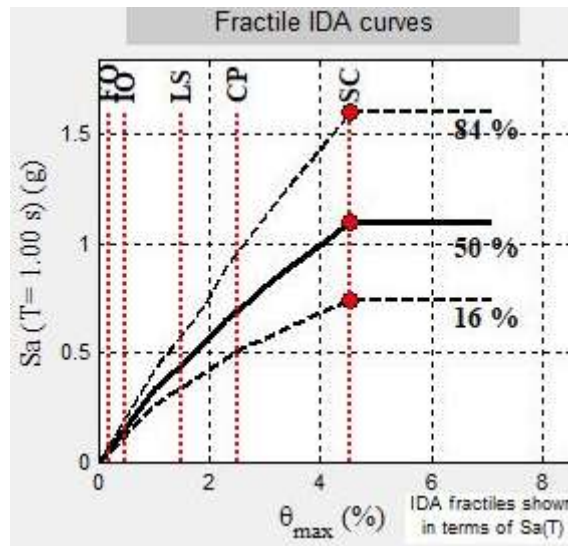
Οι ανωτέρω ισοδύναμες ιδεατές πολυγραμμικές καμπύλες μετασχηματίζονται, βάσει των δυναμικών χαρακτηριστικών του κτηρίου που απεικονίζονται παρακάτω, στις ακόλουθες αθροιστικές καμπύλες IDA του 16^{ου}, 50^{ου} και 84^{ου} ποσοστημορίου:



Εικόνα 43: Δυναμικά χαρακτηριστικά (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, με τοιχοπληρώσεις)

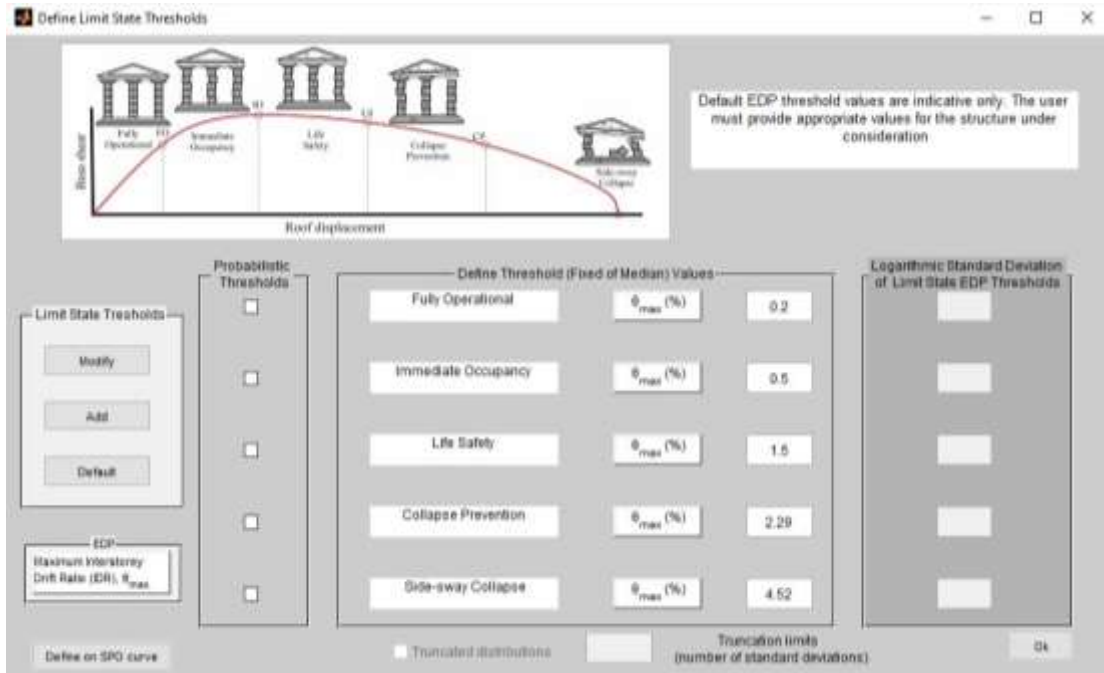


Εικόνα 44: Καμπύλες IDA, διεύθυνση κατά Χ (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, με τοιχοπληρώσεις)



Εικόνα 45: Καμπύλες IDA, διεύθυνση κατά Ψ (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, με τοιχοπληρώσεις)

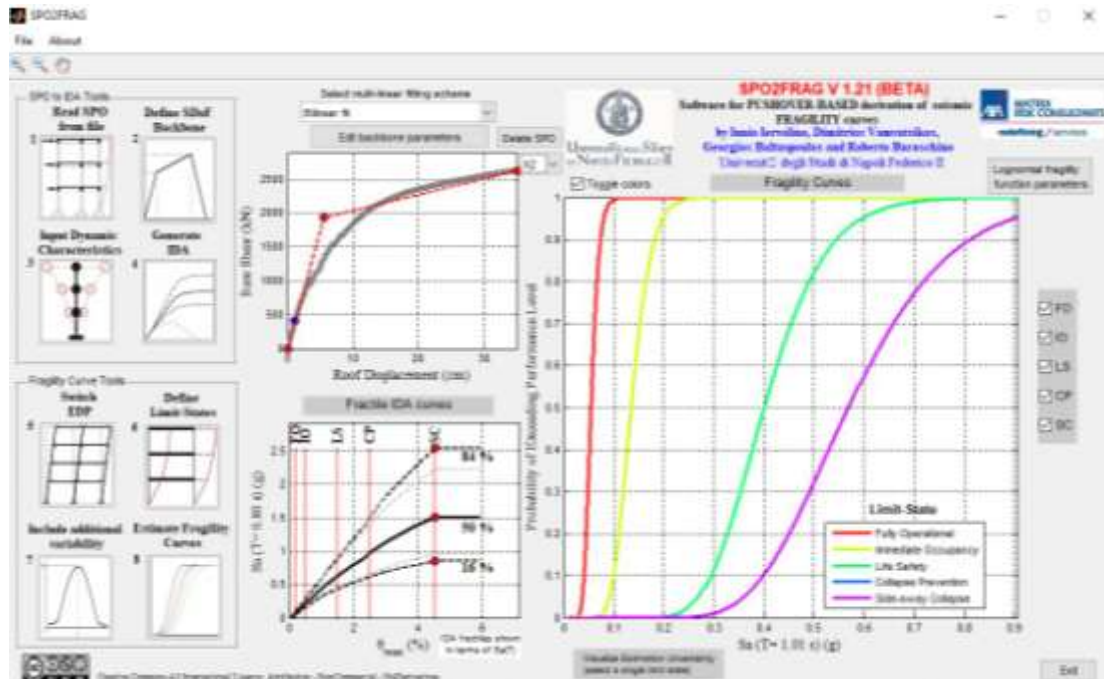
Οι πρόσθετες αβεβαιότητες, ο δείκτης βλάβης και η λογαριθμική τυπική απόκλιση του παραμένουν ως έχουν επιλεγεί στην περίπτωση του προσομοιώματος χωρίς τοιχοπληρώσεις, ενώ τα όρια των πέντε επιπέδων βλάβης προσδιορίζονται εκ νέου ως εξής:



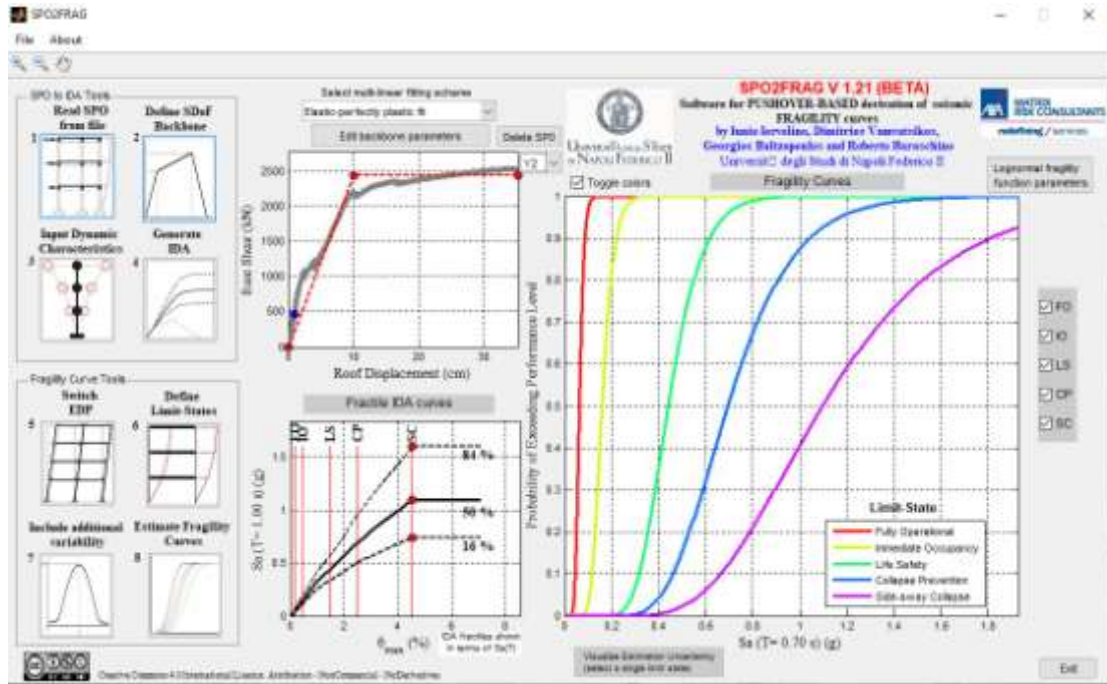
Εικόνα 46: Όρια επιπέδων βλάβης (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, με τοιχοπληρώσεις)

3.3.6. Αποτελέσματα ανάλυσης προσομοιώματος υφιστάμενου κτηρίου με τοιχοπληρώσεις

Η κυρίως οθόνη του λογισμικού, μετά από την ολοκλήρωση της επεξεργασίας των δεδομένων από το SPO2FRAG, είναι η ακόλουθη:

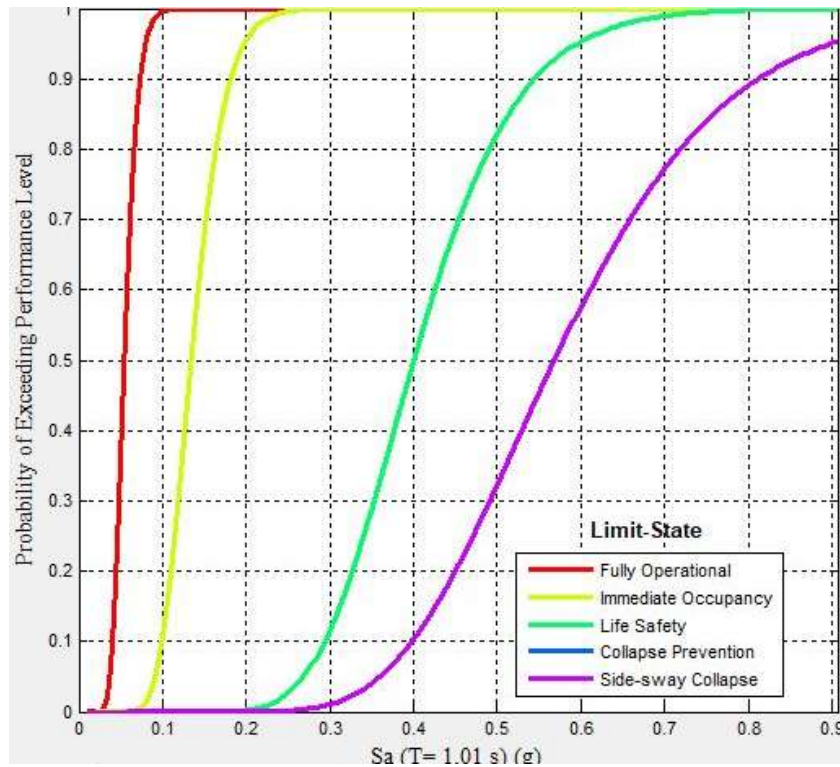


Εικόνα 47: Οθόνη λογισμικού SPO2FRAG, διεύθυνση κατά X (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, με τοιχοπληρώσεις)

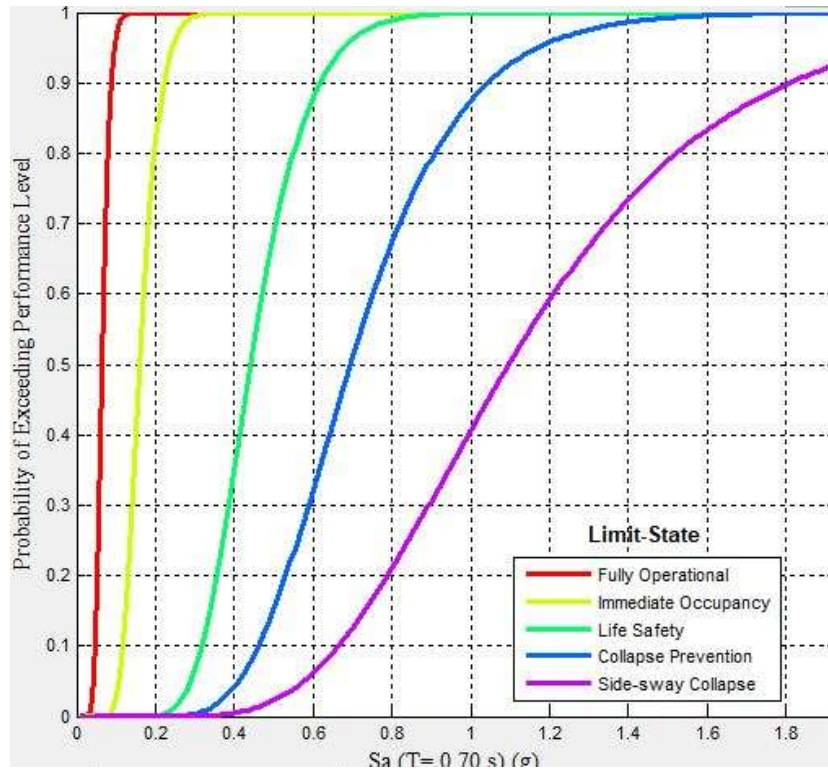


Εικόνα 48: Οθόνη λογισμικού SPO2FRAG, διεύθυνση κατά Ψ (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, με τοιχοπληρώσεις)

Οι καμπύλες τρωτότητας που παράγει το λογισμικό για κάθε μία εκ των δύο διευθύνσεων κατά X και κατά Ψ , είναι οι ακόλουθες:



Εικόνα 49: Καμπύλες τρωτότητας, διεύθυνση κατά X (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, με τοιχοπληρώσεις)



Εικόνα 50: Καμπύλες τρωτότητας, διεύθυνση κατά Ψ
(προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, με τοιχοπληρώσεις)

Από την εξέταση των ανωτέρω καμπυλών τρωτότητας, για την περίπτωση του προσομοιώματος με τοιχοπληρώσεις, διαπιστώνονται συνοπτικά τα ακόλουθα:

- Όσο σπουδαιότερο είναι το επίπεδο βλάβης τόσο μικρότερη είναι η πιθανότητα να βρίσκεται ή να έχει ξεπεράσει το κτήριο το συγκεκριμένο επίπεδο, για μικρές τιμές σεισμικής έντασης.
- Η πιθανότητα να ξεπεραστούν τα επίπεδα βλάβης «πλήρης λειτουργία» και «άμεση χρήση» αυξάνεται πολύ γρήγορα, ακόμα και για μικρές τιμές της επιτάχυνσης.
- Επιπλέον, τα δύο ανωτέρω επίπεδα βλάβης διατηρούν, εν μέρει, τη σχεδόν βαθμιδωτή μορφή και κλίση των αντίστοιχων καμπυλών, η οποία υποδηλώνει αστοχία των μελών του κτηρίου παρόμοια με «ψαθυρού» τύπου.
- Οι πιθανότητες υπέρβασης των επιπέδων βλάβης «οιονεί κατάρρευση» και «πλήρης κατάρρευση» ταυτίζονται για τη διεύθυνση κατά Χ.
- Σε γενικές γραμμές, οι τοιχοπληρώσεις φαίνεται να βελτιώνουν τη σεισμική συμπεριφορά του κτηρίου, καθώς οι πιθανότητες υπέρβασης κάθε επιπέδου βλάβης μειώνονται, και για τις δύο διευθύνσεις κατά Χ και κατά Ψ, συγκριτικά προς την προηγούμενη περίπτωση (παραλλαγή φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις).

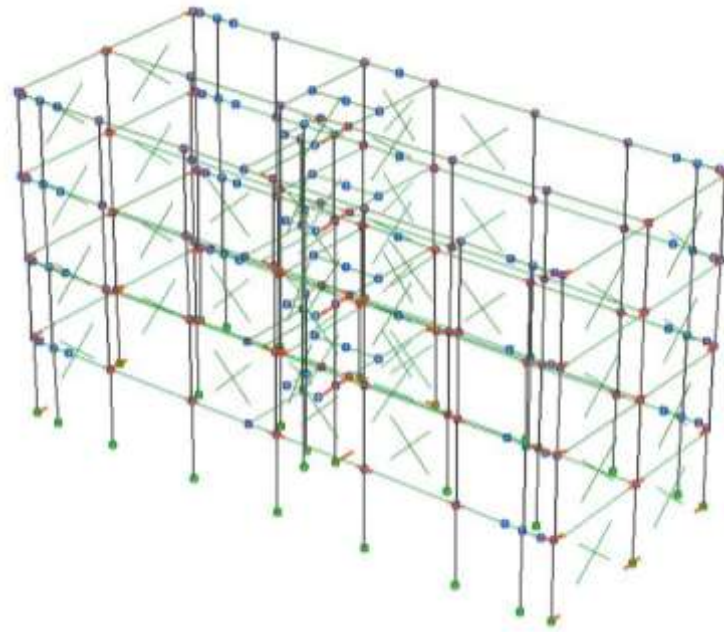
3.4. Δημιουργία προσομοιώματος ανασχεδιασμένου κτηρίου

Από τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης και τη μορφή των καμπυλών τρωτότητας που προέκυψαν για τις δύο παραλλαγές του προσομοιώματος χωρίς τοιχοπληρώσεις – με τοιχοπληρώσεις που εξετάστηκαν, γίνεται εμφανής η μειωμένη φέρουσα ικανότητα του υφιστάμενου κτηρίου. Σε αυτή την περίπτωση, τα ισχύοντα Κανονιστικά κείμενα αντισεισμικού σχεδιασμού ορίζουν τον ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού, μέσω επεμβάσεων ενίσχυσης των ανεπαρκών δομικών μελών, οι οποίες αποσκοπούν στη διόρθωση του προβλήματος βάσει του αντίστοιχου δρώντος εντατικού μεγέθους.

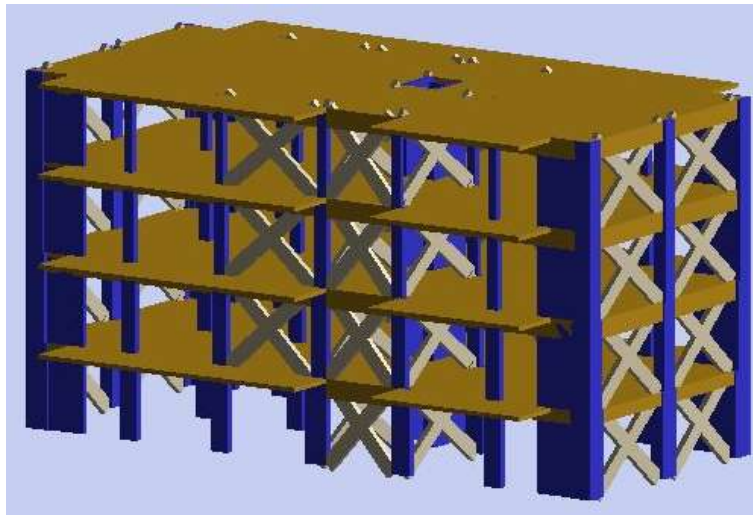
Για το υφιστάμενο κτήριο, βάσει των αποτελεσμάτων της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, επιλέγονται συνδυαστικές επεμβάσεις αύξησης της αντοχής και της δυσκαμψίας του φέροντος οργανισμού του, οι οποίες εφαρμόζονται:

- **Σε δομικά στοιχεία καθ' όλο το ύψος του κτηρίου** και αφορούν στην προσθήκη τοιχωμάτων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα εντός πλαισίων του φέροντος οργανισμού, στην κατασκευή μανδυνών Ωπλισμένου Σκυροδέματος σε υφιστάμενα υποστυλώματα και στην επέκταση υφιστάμενων υποστυλωμάτων με προσθήκη νέων παράπλευρων στοιχείων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα.
- **Σε τμήματα δομικών στοιχείων** και αφορούν στην εφαρμογή ινοπλισμένων πολυμερών (FRP) στην εξωτερική επιφάνεια του πυρήνα του ανελκυστήρα (ισόγειο, Α' όροφος) και στην ενίσχυση της κάτω επιφάνειας καθώς και των πλευρικών επιφανειών δοκού του Β' ορόφου με ελάσματα ινών άνθρακα.

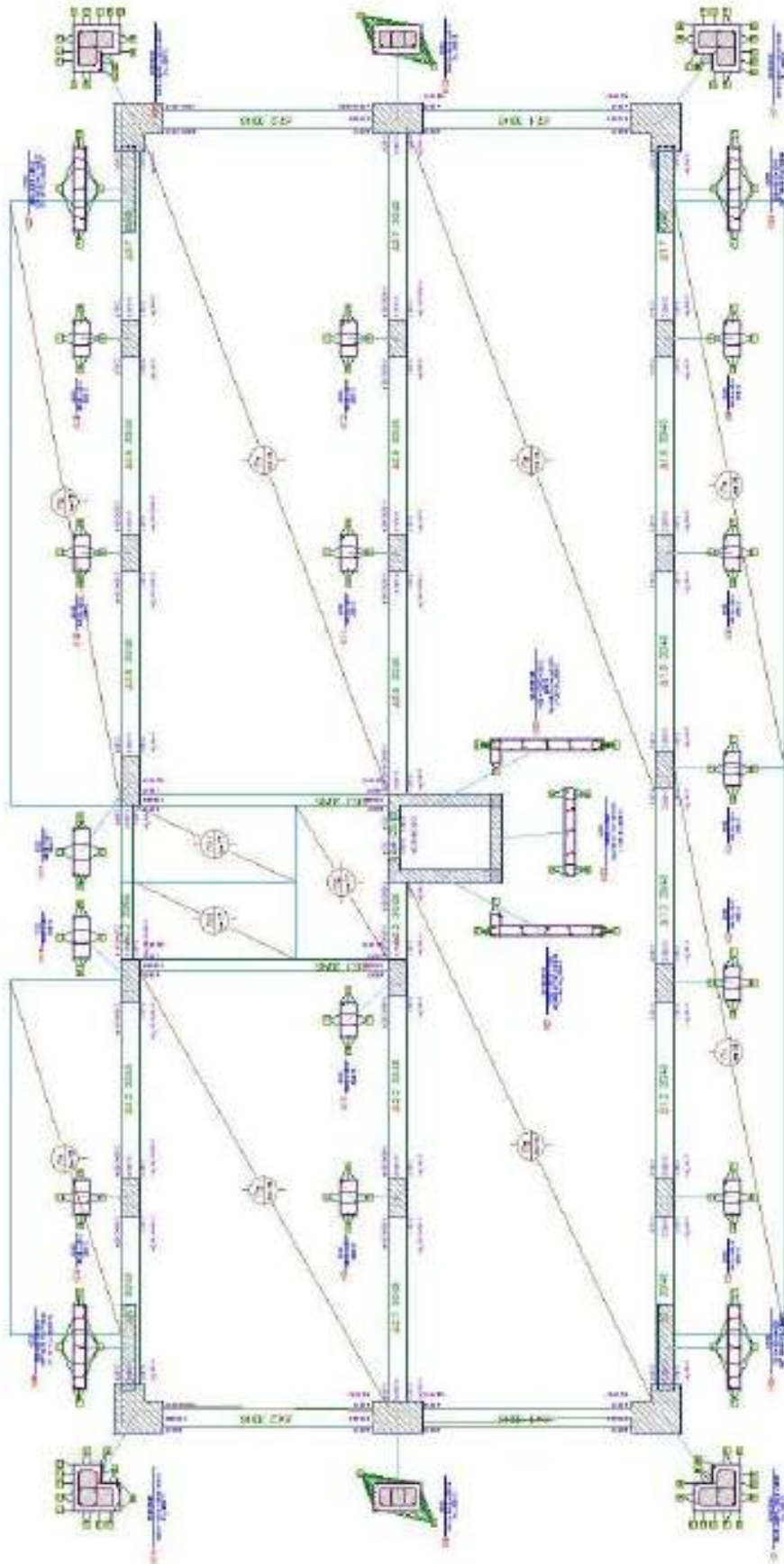
Το προσομοίωμα του ανασχεδιασμένου (ενισχυμένου) κτηρίου, το οποίο δημιουργείται βάσει των ανωτέρω επεμβάσεων, παρουσιάζεται παρακάτω σε γραμμική και τρισδιάστατη μορφή, καθώς και με διακριτή απεικόνιση ανά στάθμη:



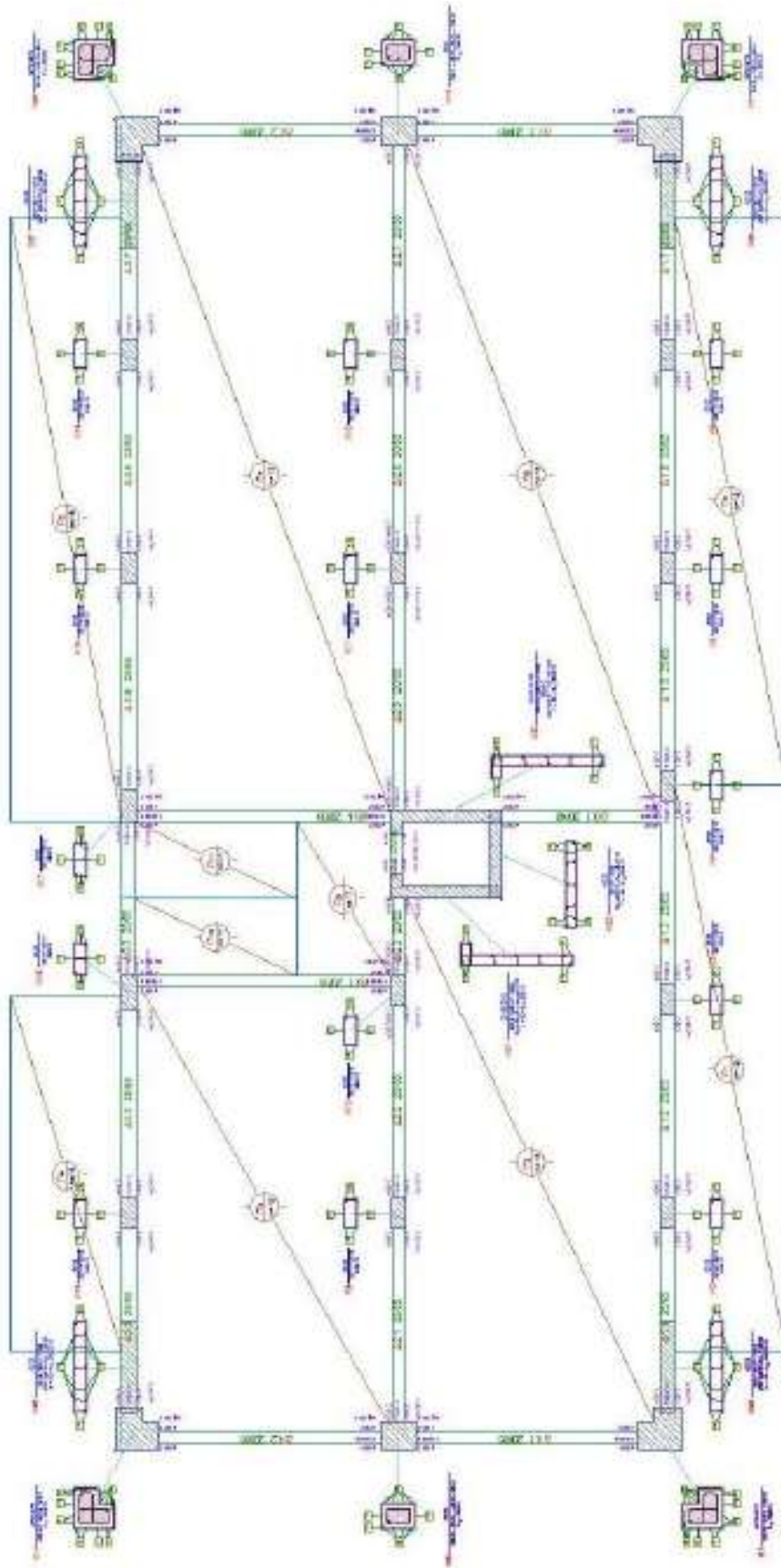
Εικόνα 51: Γραμμική τρισδιάστατη (3D) απεικόνιση (προσομοίωμα ανασχεδιασμένου κτηρίου)



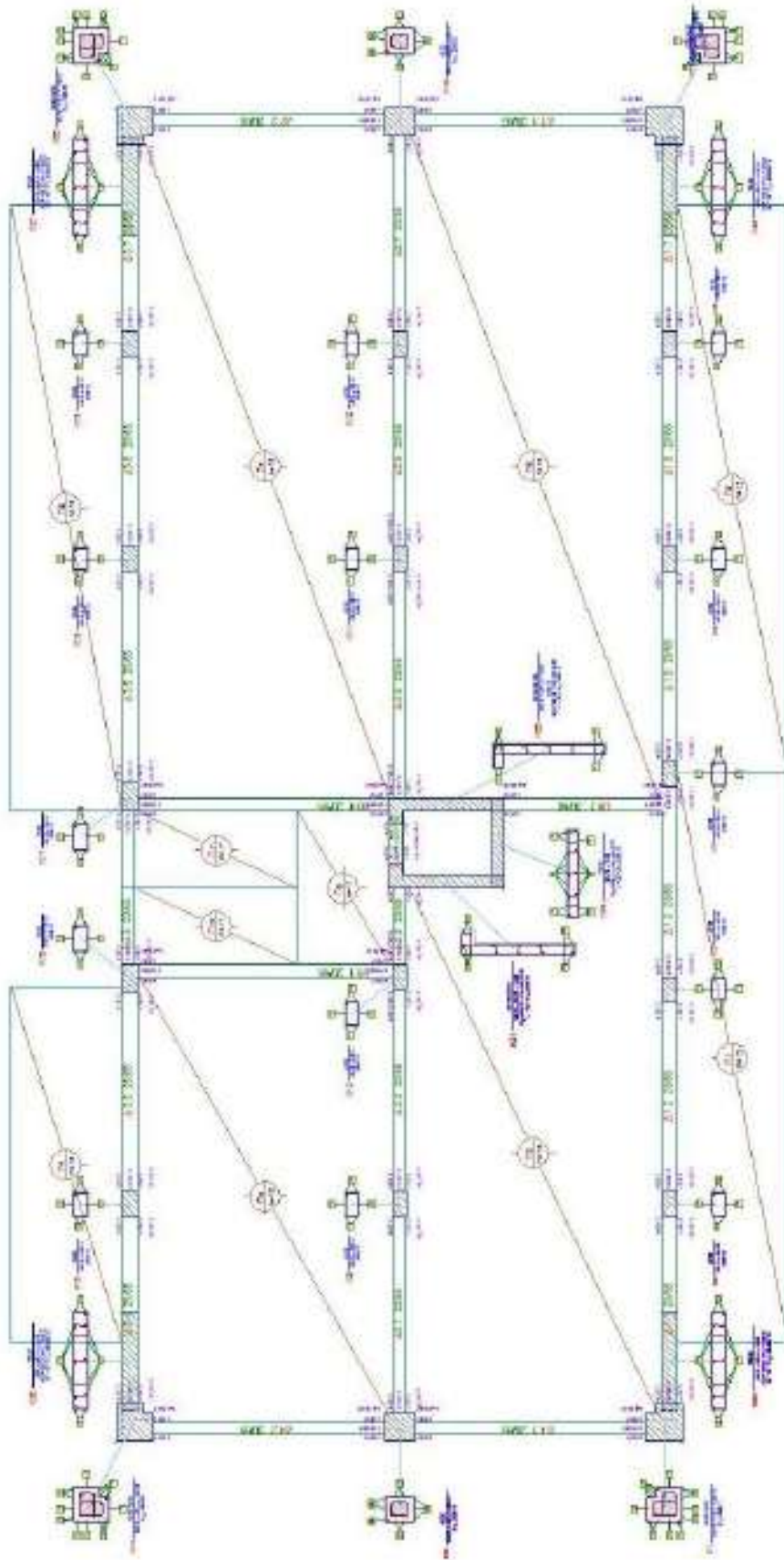
Εικόνα 52: Τρισδιάστατη (3D) απεικόνιση (προσομοίωμα ανασχεδιασμένου κτηρίου)



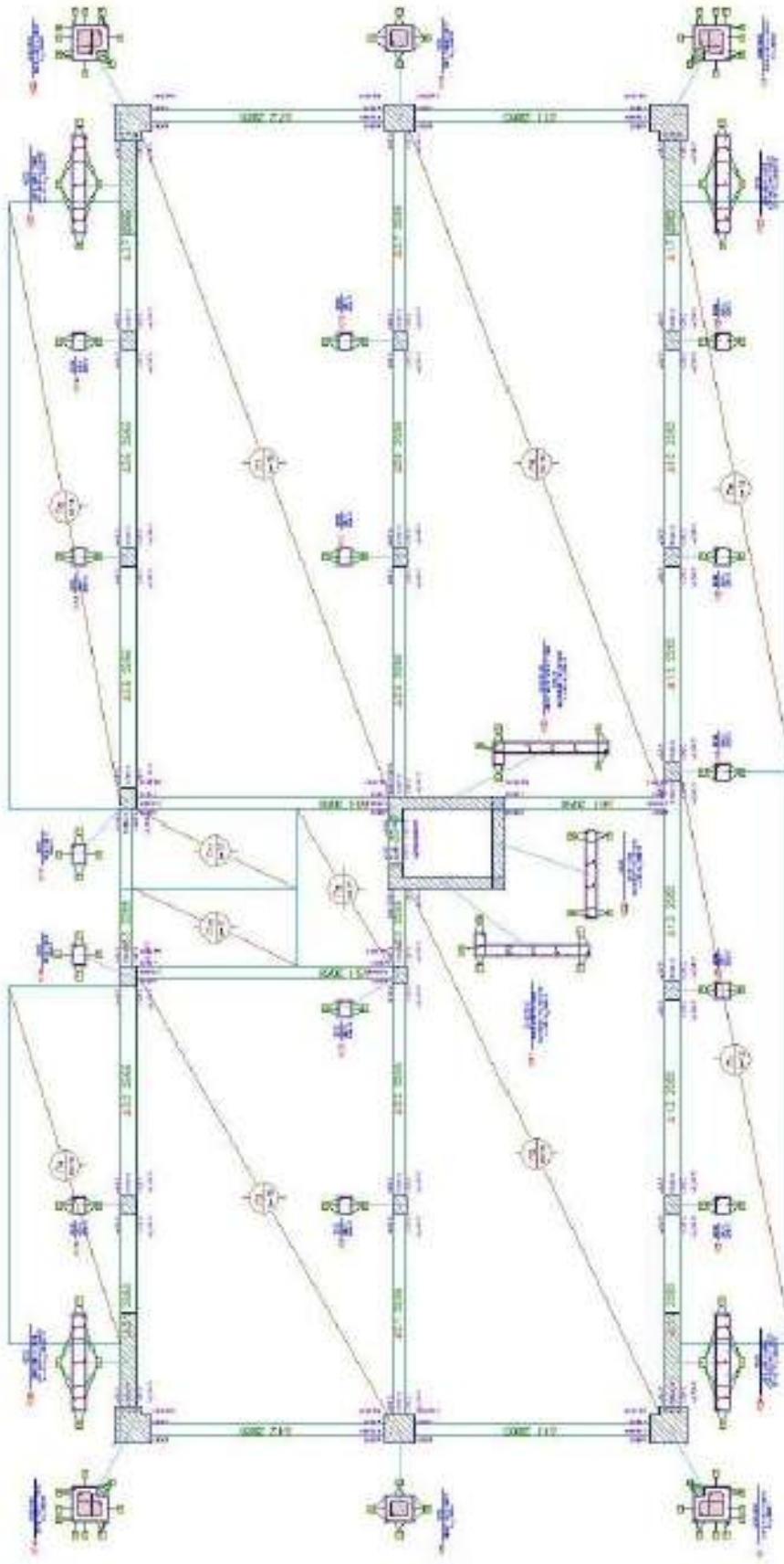
Εικόνα 53: Προσομοίωμα στάθμης 0 ανασχεδιασμένου κτηρίου.



Εικόνα 54: Προσομοίωμα στάθμης 1 ανασχεδιασμένου κτηρίου.



Εικόνα 55: Προσομοίωμα στάθμης 2 ανασχεδιασμένου κτηρίου.

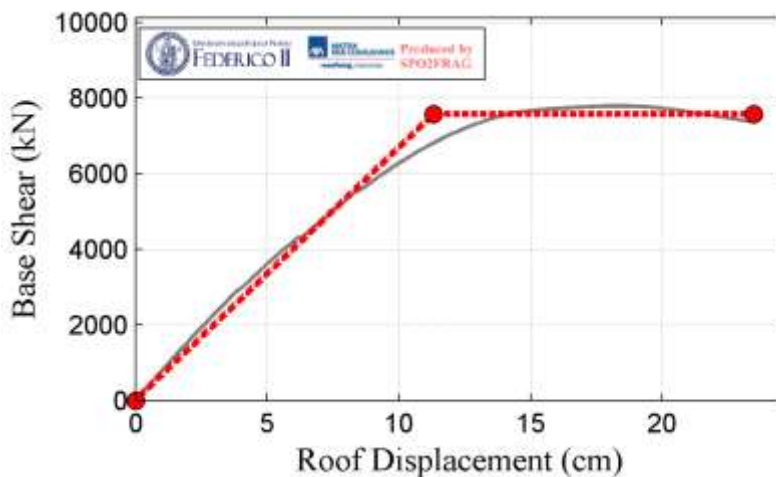


Εικόνα 56: Προσομοίωμα στάθμης 3 ανασχεδιασμένου κτηρίου.

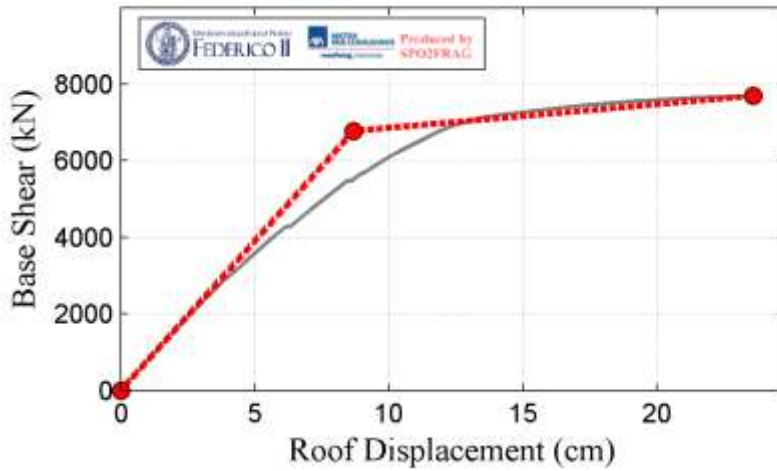
Ομοίως προς τη διαδικασία ανάλυσης του προσομοιώματος του υφιστάμενου κτηρίου, το ανωτέρω προσομοίωμα του ανασχεδιασμένου κτηρίου αναλύεται με χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης στις δύο διευθύνσεις και με δύο διαφορετικές κατανομές καθ' ύψος των σεισμικών φορτίων ανά διεύθυνση (ομοιόμορφη και ιδιομορφική). Από την ανάλυση υπολογίζονται οι δείκτες ανεπάρκειας των δομικών στοιχείων για τις δύο διευθύνσεις, εκ των οποίων ο μέγιστος κάθε στάθμης θεωρείται ο κρίσιμος δείκτης της. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος υπολογίζεται με ιδιομορφική ανάλυση, βάσει του φάσματος σχεδιασμού του ΕΚ 8. Τέλος, για κάθε ιδιομορφή γίνεται χωρική επαλληλία των εντατικών μεγεθών.

3.4.1. Ανάλυση προσομοιώματος ανασχεδιασμένου κτηρίου

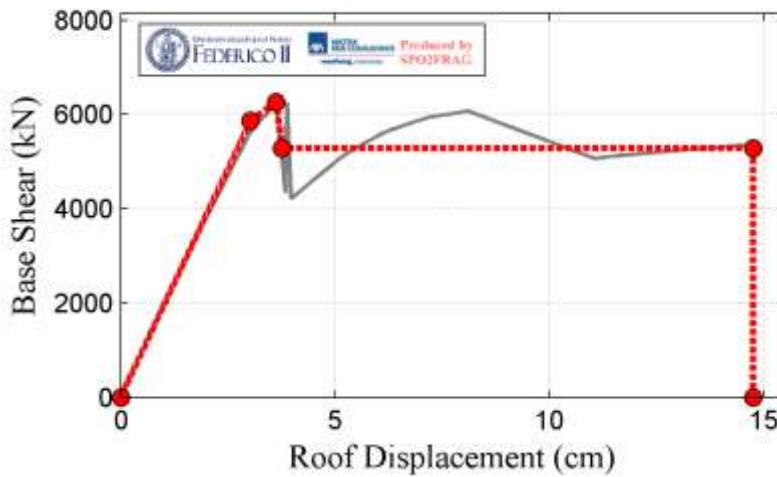
Η ολοκλήρωση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης αποδίδει τη διγραμμική καμπύλη ικανότητας του κτηρίου για κάθε διεύθυνση, η οποία αποτελεί και τη βασική πληροφορία που εισάγεται στο λογισμικό SPO2FRAG, προκειμένου να καταρτισθούν οι σχετικές συναρτήσεις τρωτότητας και, τελικά, οι παραγόμενες εξ αυτών καμπύλες τρωτότητας του κτηρίου. Η εν λόγω καμπύλη, μετασχηματισμένη στην ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, απεικονίζονται παρακάτω για κάθε διεύθυνση:



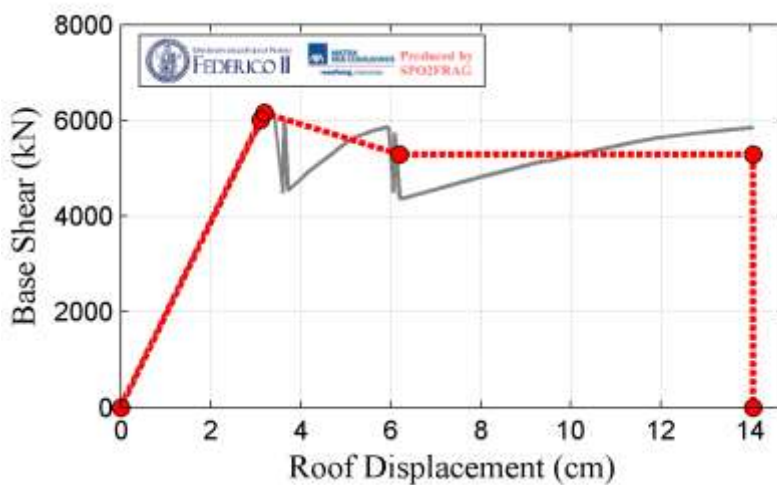
Εικόνα 57: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά Χ1 (προσομοίωμα ανασχεδιασμένου κτηρίου)



Εικόνα 58: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά X2 (προσομοίωμα ανασχεδιασμένου κτηρίου)

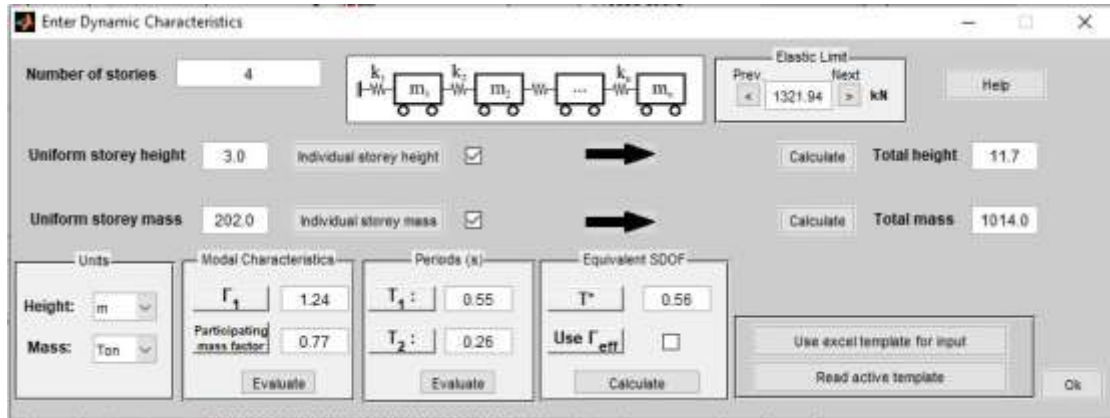


Εικόνα 59: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά Ψ1 (προσομοίωμα ανασχεδιασμένου κτηρίου)

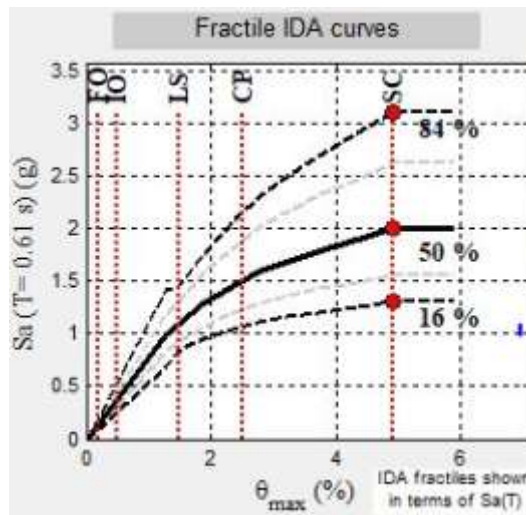


Εικόνα 60: Διγραμμική και ισοδύναμη ιδεατή πολυγραμμική καμπύλη, διεύθυνση κατά Ψ2 (προσομοίωμα ανασχεδιασμένου κτηρίου)

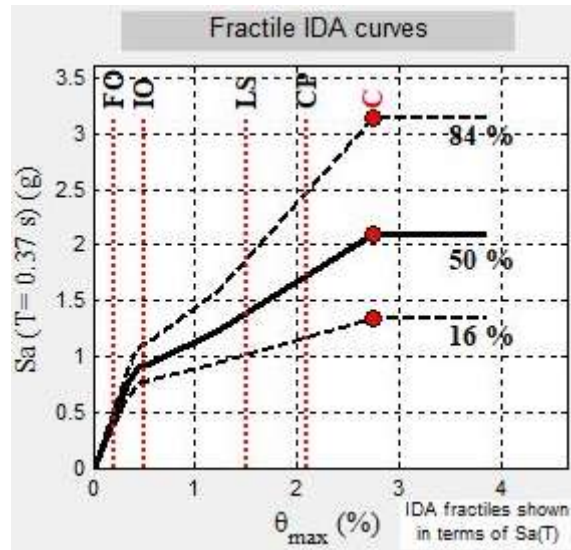
Όπως και στις προηγούμενες δύο περιπτώσεις, οι ανωτέρω ισοδύναμες ιδεατές πολυγραμμικές καμπύλες μετασχηματίζονται, βάσει των δυναμικών χαρακτηριστικών του κτηρίου που απεικονίζονται παρακάτω, στις ακόλουθες αθροιστικές καμπύλες IDA του 16^{ου}, 50^{ου} και 84^{ου} ποσοστημορίου:



Εικόνα 61: Δυναμικά χαρακτηριστικά (προσομοίωμα ανασχεδιασμένου κτηρίου)

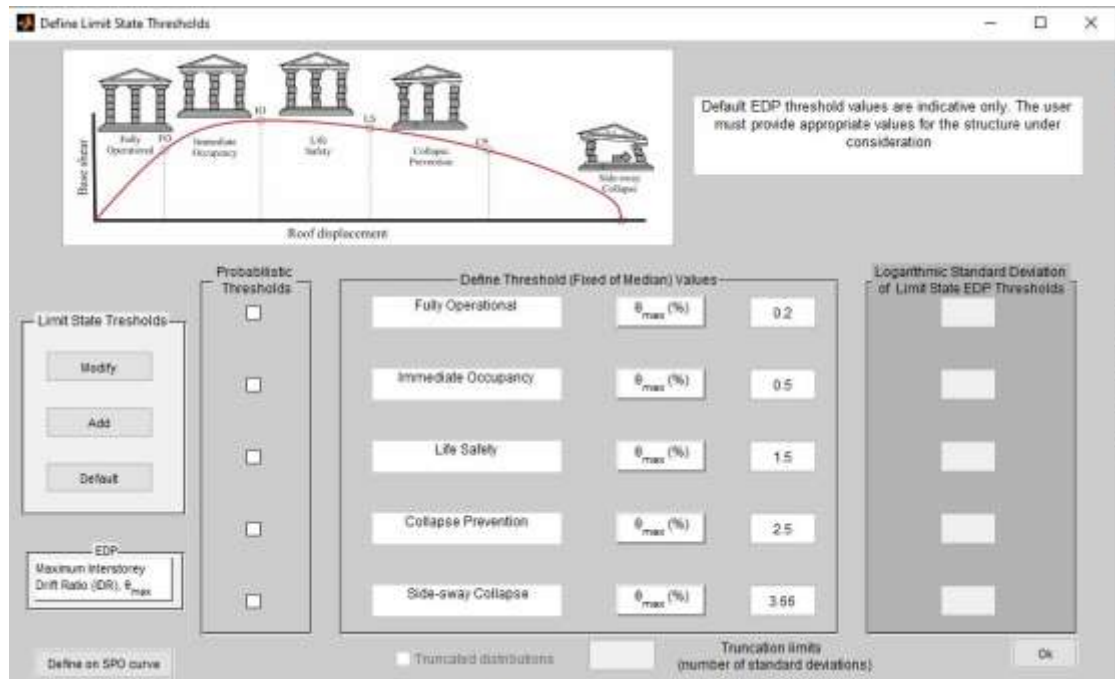


Εικόνα 62: Καμπύλες IDA, διεύθυνση κατά Χ (προσομοίωμα ανασχεδιασμένου κτηρίου)



Εικόνα 63: Καμπύλες IDA, διεύθυνση κατά Ψ
(προσομοίωμα ανασχεδιασμένου κτηρίου)

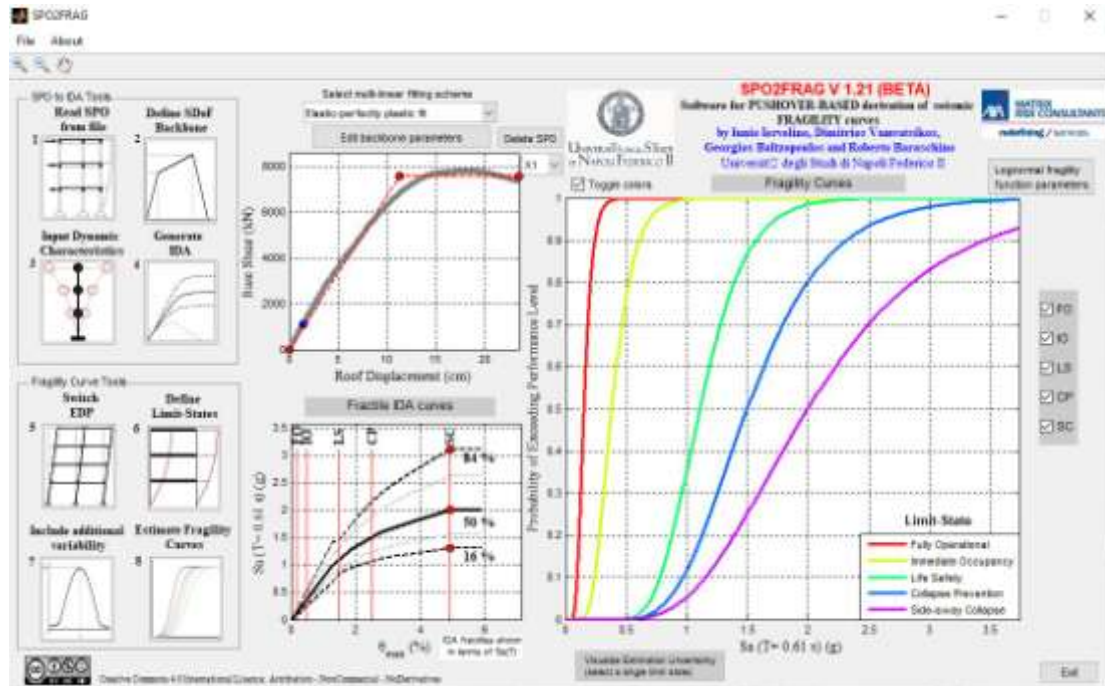
Οι πρόσθετες αβεβαιότητες, ο δείκτης βλάβης και η λογαριθμική τυπική απόκλιση του παραμένουν ως έχουν επιλεγεί στις προηγούμενες δύο περιπτώσεις, ενώ τα όρια των πέντε επιπέδων βλάβης είναι τα ακόλουθα:



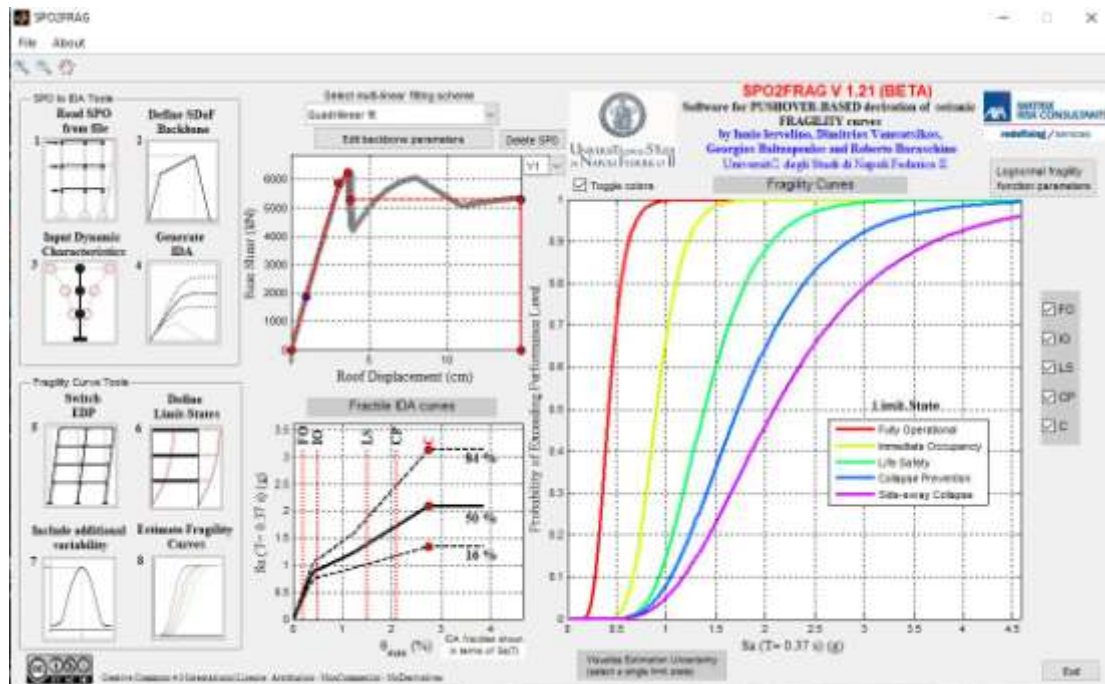
Εικόνα 64: Όρια επιπέδων βλάβης
(προσομοίωμα ανασχεδιασμένου κτηρίου)

3.4.2. Αποτελέσματα ανάλυσης προσομοιώματος ανασχεδιασμένου κτηρίου

Η κυρίως οθόνη του SPO2FRAG, μετά από την επιλογή των παραμέτρων, την εισαγωγή των αποτελεσμάτων της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (pushover) και την ολοκλήρωση της επεξεργασίας της από το λογισμικό, είναι η ακόλουθη:

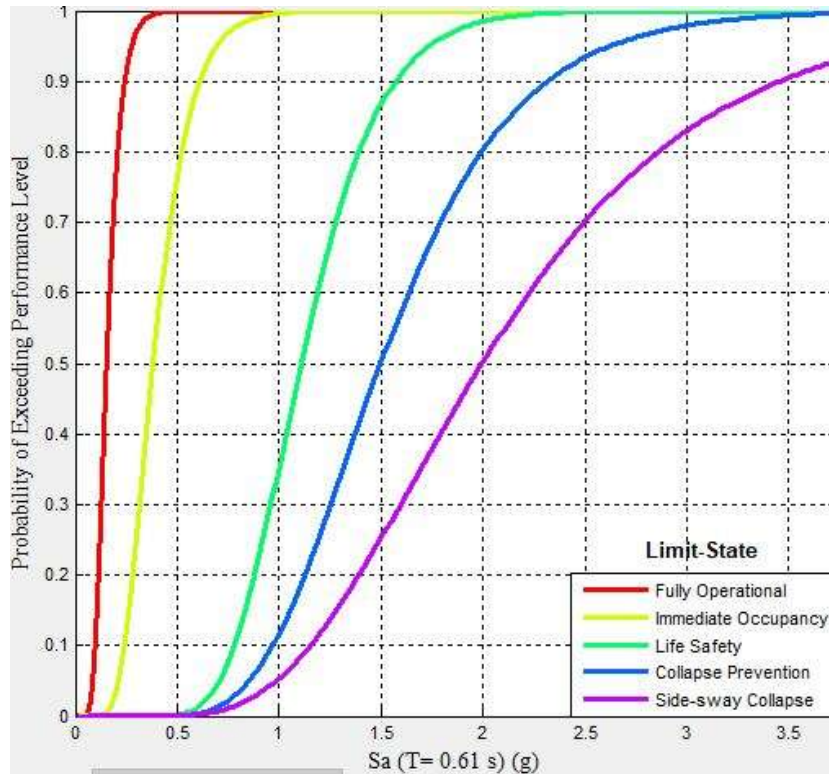


Εικόνα 65: Οθόνη λογισμικού SPO2FRAG, διεύθυνση κατά Χ (προσομοίωμα ανασχεδιασμένου κτηρίου)

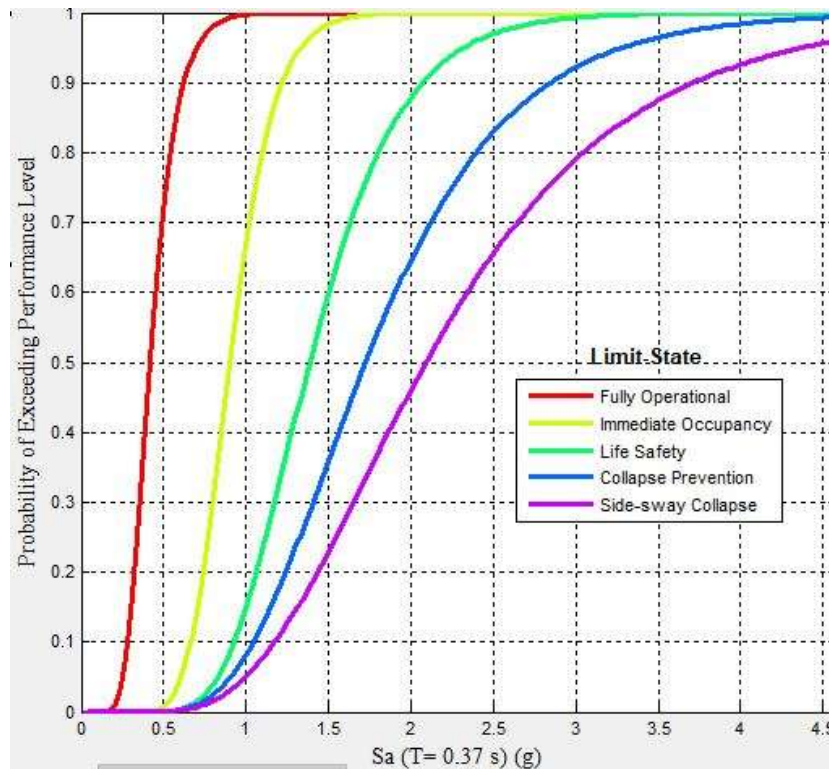


Εικόνα 66: Οθόνη λογισμικού SPO2FRAG, διεύθυνση κατά Ψ (προσομοίωμα ανασχεδιασμένου κτηρίου)

Οι καμπύλες τρωτότητας που παράγει το λογισμικό για κάθε μία εκ των δύο διευθύνσεων κατά Χ και κατά Ψ, είναι οι ακόλουθες:



Εικόνα 67: Καμπύλες τρωτότητας, διεύθυνση κατά Χ (προσομοίωμα ανασχεδιασμένου κτηρίου)



Εικόνα 68: Καμπύλες τρωτότητας, διεύθυνση κατά Ψ (προσομοίωμα ανασχεδιασμένου κτηρίου)

Από την εξέταση των ανωτέρω καμπυλών τρωτότητας, για το προσομοίωμα του ανασχεδιασμένου κτηρίου, και σε σύγκριση με τις δύο παραλλαγές του προσομοιώματος του υφιστάμενου κτηρίου που εξετάστηκαν σε προηγούμενες παραγράφους, διαπιστώνονται συνοπτικά τα ακόλουθα:

- Η σεισμική συμπεριφορά του ενισχυμένου κτηρίου εμφανίζεται σαφώς βελτιωμένη, καθώς η πιθανότητα υπέρβασης κάθε επιπέδου βλάβης μειώνεται περαιτέρω, και για τις δύο διευθύνσεις κατά Χ και κατά Ψ, συγκριτικά προς τις προηγούμενες δύο περιπτώσεις του αρχικού κτηρίου.
- Οι καμπύλες τρωτότητας που ορίζουν τα επίπεδα βλάβης «πλήρης λειτουργία» και «άμεση χρήση» λαμβάνουν μορφή τύπου «S», η οποία υποδηλώνει ότι τα δομικά μέλη του κτηρίου δεν φαίνεται να αστοχούν όπως στις προηγούμενες δύο περιπτώσεις.

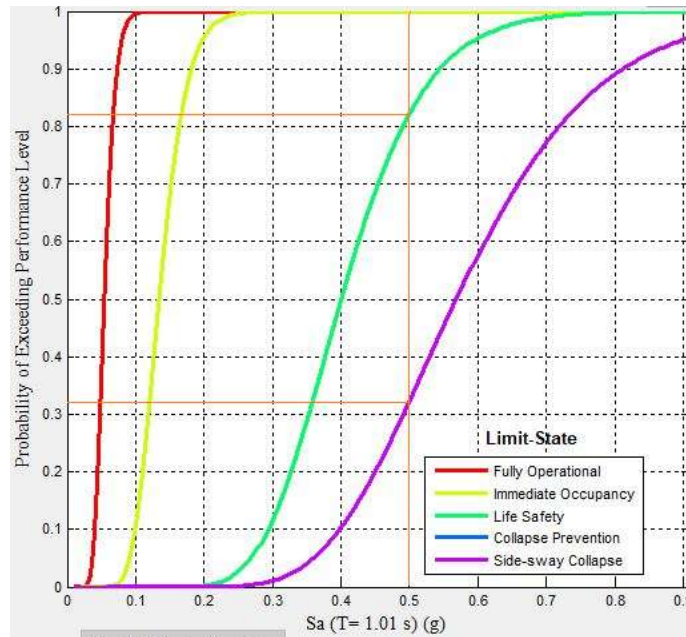
3.5. Πρακτική εφαρμογή καμπυλών τρωτότητας

Πέραν του μεγάλου ενδιαφέροντος που παρουσιάζει η θεωρητική διερεύνηση των καμπυλών τρωτότητας από τους ερευνητές του χώρου των κατασκευών, εξαιρετικά σημαντική είναι και η πρακτική εφαρμογή τους στο πεδίο του προσεισμικού ελέγχου υφιστάμενων κτηρίων. Ο προσδιορισμός της σεισμικής ικανότητας ενός κτηρίου μέσω των κατάλληλων καμπυλών τρωτότητας γίνεται γρήγορα, με απλό και εύχρηστο τρόπο, υποβοηθώντας σημαντικά τη λήψη αποφάσεων αναφορικά με τις επεμβάσεις συντήρησης ή ενίσχυσης που πρέπει να ληφθούν από κάθε ενδιαφερόμενο.

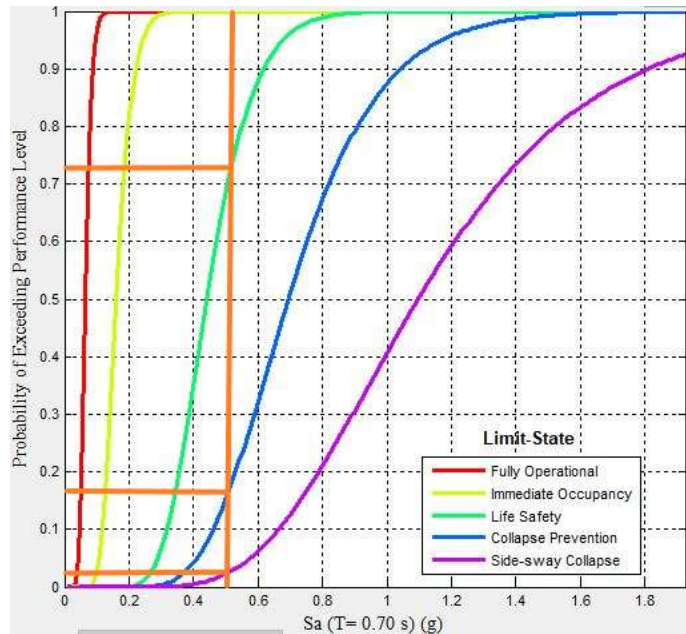
Η ευχρηστία των καμπυλών τρωτότητας παρουσιάζεται εποπτικά σε ενδεικτική μελέτη περίπτωσης, η οποία αφορά στο κτήριο που αναλύθηκε στα πλαίσια της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας, για την περίπτωση του σεισμού της Αθήνας (7 Σεπτεμβρίου 1999), και για τις καμπύλες τρωτότητας που αναπτύχθηκαν και παρουσιάστηκαν στις προηγούμενες παραγράφους. Υπενθυμίζεται ότι κτήρια ομοειδή προς το αναλυθέν κτήριο, το οποίο ανήκει στον τύπο μελέτης 3.12B(α) του Ο.Ε.Κ., ανευρίσκονται σε τμήματα των οικισμών Μενίδι Ι και Ν. Λιόσια ΙΙ, οι οποίοι χωροθετούνται στο ευρύτερο Πολεοδομικό συγκρότημα της Αθήνας και επλήγησαν από τον προαναφερθέντα σεισμό.

Βάσει μετρήσεων που πραγματοποιήθηκαν κατά τη διάρκεια του σεισμού από ποικίλους φορείς και παρουσιάστηκαν στις σχετικές τεκμηριωμένες ερευνητικές μελέτες, η μέγιστη φασματική επιτάχυνση που καταγράφηκε στην περιοχή του Μενιδίου ανέρχεται σε 0,50g περίπου (Γκαζέτας κ.α., 2002). Για την τιμή αυτή, βάσει των καμπυλών τρωτότητας που παρήχθησαν από το λογισμικό SPO2FRAG για το αρχικό κτήριο και για το φορέα με

τοιχοπληρώσεις, προκύπτει ότι η πιθανότητα υπέρβασης του επιπέδου βλάβης «προστασία ζωής» υπερβαίνει το 70% και για τις δύο διευθύνσεις κατά Χ και κατά Ψ, όπως φαίνεται παρακάτω:



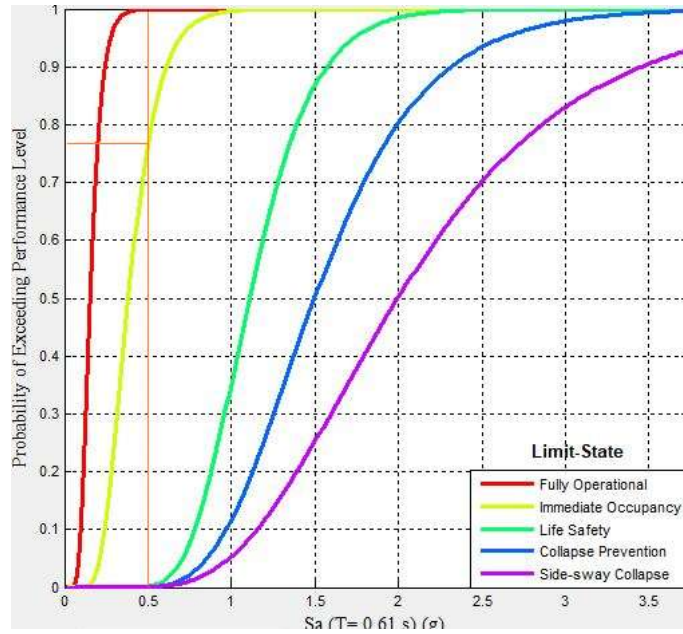
Εικόνα 69: Πιθανότητα υπέρβασης επιπέδου βλάβης "προστασία ζωής", διεύθυνση κατά Χ (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, με τοιχοπληρώσεις)



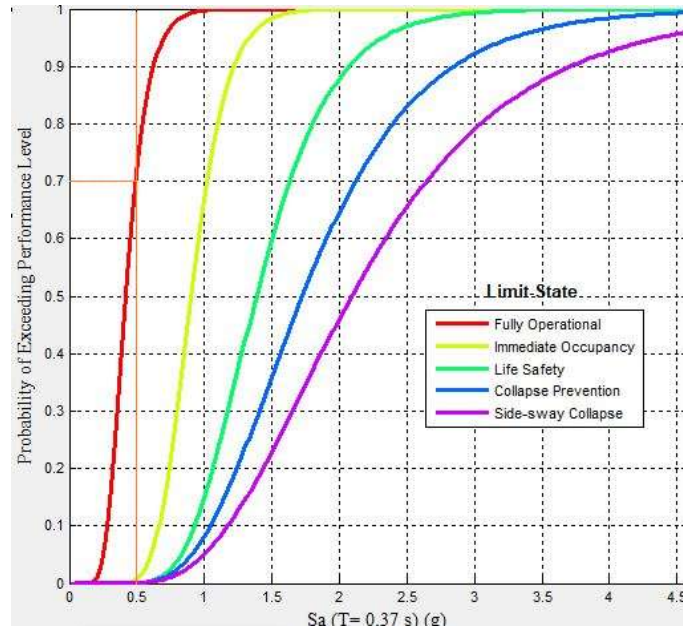
Εικόνα 70: Πιθανότητα υπέρβασης επιπέδου βλάβης "προστασία ζωής", διεύθυνση κατά Ψ (προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου, με τοιχοπληρώσεις)

Η ανωτέρω εκτίμηση συνηγορεί υπέρ της ορθότητας της λήψης απόφασης για επιλογή και εφαρμογή στρατηγικής ανασχεδιασμού του φορέα, η οποία διερευνήθηκε θεωρητικά μέσω των επεμβάσεων ενίσχυσης επιλεγμένων ασθενών δομικών μελών, που

έχουν ήδη παρουσιασθεί. Για τον υπόψη ανασχεδιασμένο φορέα, και για την ίδια τιμή φασματικής επιτάχυνσης 0,50g, η πιθανότητα υπέρβασης του επιπέδου βλάβης «προστασία ζωής» είναι πλέον μηδενική και για τις δύο διευθύνσεις κατά X και κατά Ψ, όπως αποδεικνύεται από τις παρακάτω σχετικές καμπύλες τρωτότητας:



Εικόνα 71: Πιθανότητα υπέρβασης επιπέδου βλάβης "προστασία ζωής", διεύθυνση κατά X (προσομοίωμα ανασχεδιασμένου κτηρίου)



Εικόνα 72: Πιθανότητα υπέρβασης επιπέδου βλάβης "προστασία ζωής", διεύθυνση κατά Ψ (προσομοίωμα ανασχεδιασμένου κτηρίου)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

4.1. Γενικά

Ανακεφαλαιώνοντας όσα έχουν αναπτυχθεί στα προηγούμενα Κεφάλαια, γενικότερο αντικείμενο της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας αποτέλεσε η διερεύνηση των παραγόντων που διαμορφώνουν τη συμπεριφορά ενός μη κανονικού πολυώροφου κτηρίου από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα υπό σεισμική καταπόνηση, για συγκεκριμένες μεταβολές γεωμετρικών και λοιπών χαρακτηριστικών που εφαρμόζονται σε επιλεγμένα δομικά στοιχεία του. Η εν λόγω διερεύνηση πραγματοποιήθηκε ειδικότερα μέσω της κατάρτισης συναρτήσεων τρωτότητας, εξειδικευμένων για το υπόψη κτήριο και κάθε ομοειδές προς αυτό, οι οποίες ποσοτικοποιούν με μαθηματικό τρόπο την αρχική ποιοτική εκτίμηση των τρωτών χαρακτηριστικών του φορέα.

Για τις ανάγκες της διερεύνησης, επιλέχθηκε η εφαρμογή της μεθοδολογίας που έχει αναπτυχθεί από τους Baltzourou et al (2017) και η οποία χρησιμοποιεί ως αφετηρία την ανίχνευση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του κτηρίου υπό σεισμικά φορτία και την αναγνώριση του μηχανισμού αστοχίας του με χρήση ανελαστικής στατικής ανάλυσης υπό αυξανόμενη ένταση (pushover analysis). Η μεθοδολογία αυτή εφαρμόστηκε μέσω του λογισμικού SPO2FRAG, το οποίο έχει αναπτυχθεί στα πλαίσια της από τους ερευνητές, σε μελέτη περίπτωσης υφιστάμενου μη κανονικού πολυώροφου κτηρίου με φέροντα οργανισμό από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα και χρήση κατοικίας.

Αρχικά, το κτήριο τεκμηριώθηκε βάσει του φακέλου μελέτης του, η οποία έχει εκπονηθεί με μέριμνα της Δ/σης Μελετών Έργων του Ο.Ε.Κ. σύμφωνα με τις προδιαγραφές αντισεισμικού σχεδιασμού που προβλέπονταν κατά την περίοδο εκπόνησης (Β.Δ. της 19/26.2.1959 «Περί Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων»). Ακολούθησε η δημιουργία του αναλυτικού προσομοιώματος και η ανελαστική στατική ανάλυσή του για τρεις επιμέρους παραλλαγές, εκ των οποίων οι δύο πρώτες διαφοροποιούνται ως προς τη συνεκτίμηση ή μη των τοιχοπληρώσεων, ενώ η τρίτη και τελευταία αφορά σε ανασχεδιασμό του φορέα μέσω επιλεγμένων επεμβάσεων ενίσχυσης κάποιων εκ των ασθενών δομικών μελών του.

Κατά το τελικό στάδιο της μεθοδολογίας, τα αποτελέσματα της ανάλυσης pushover εισήχθησαν στο λογισμικό SPO2FRAG από το οποίο, μέσω επεξεργασίας και κατάλληλου μετασχηματισμού τους, παρήχθησαν οι αντίστοιχες αθροιστικές καμπύλες Προσαυξητικής Δυναμικής Ανάλυσης (IDA) του 16^{ου}, 50^{ου} και 84^{ου} ποσοστημορίου. Από τις καμπύλες αυτές προέκυψαν οι σχετικές συναρτήσεις τρωτότητας, γραφική αναπαράσταση των οποίων αποτελούν οι ζητούμενες καμπύλες τρωτότητας του κτηρίου.

Από τη συγκριτική αξιολόγηση των υπόψη καμπυλών τρωτότητας, για τις τρεις παραλλαγές του φορέα που εξετάστηκαν, προέκυψαν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

Όσον αφορά στον αρχικό φορέα

- Σε γενικές γραμμές, οι τοιχοπληρώσεις φαίνεται να βελτιώνουν τη σεισμική συμπεριφορά του κτηρίου, καθώς οι πιθανότητες υπέρβασης κάθε επιπέδου βλάβης μειώνονται, και για τις δύο διευθύνσεις κατά Χ και κατά Ψ, συγκριτικά προς την περίπτωση της παραλλαγής του φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις.
- Και στις δύο παραλλαγές, οι καμπύλες τρωτότητας που ορίζουν τα επίπεδα βλάβης «πλήρης λειτουργία» και «άμεση χρήση» χαρακτηρίζονται από σχεδόν βαθμιδωτή μορφή και αρκετά έντονη κλίση, γεγονός που υποδηλώνει ότι το κτήριο παρουσιάζει σεισμική συμπεριφορά συστήματος που αστοχεί με «ψαθυρό» τρόπο. Με άλλα λόγια, η αβεβαιότητα ως προς την τιμή του κρίσιμου σεισμικού φορτίου που θα προκαλέσει την αστοχία του κτηρίου είναι μικρή.
- Επίσης, και στις δύο παραλλαγές, η πιθανότητα να ξεπεραστούν τα επίπεδα βλάβης «πλήρης λειτουργία» και «άμεση χρήση» αυξάνεται πολύ γρήγορα, ακόμα και για μικρές τιμές της επιτάχυνσης.
- Τέλος, και στις δύο παραλλαγές, παρατηρείται ότι όσο σπουδαιότερο είναι το επίπεδο βλάβης τόσο μικρότερη είναι η πιθανότητα να βρίσκεται ή να έχει ξεπεράσει το κτήριο το συγκεκριμένο επίπεδο, για μικρές τιμές σεισμικής έντασης.

Όσον αφορά στον ανασχεδιασμένο φορέα

- Όπως είναι αναμενόμενο, η σεισμική συμπεριφορά του ενισχυμένου κτηρίου εμφανίζεται σαφώς βελτιωμένη μετά από την πραγματοποίηση των επεμβάσεων ενίσχυσης, καθώς η πιθανότητα υπέρβασης κάθε επιπέδου βλάβης μειώνεται περαιτέρω, και για τις δύο διευθύνσεις κατά Χ και κατά Ψ, συγκριτικά προς το αρχικό κτήριο.
- Οι καμπύλες τρωτότητας που ορίζουν τα επίπεδα βλάβης «πλήρης λειτουργία» και «άμεση χρήση» λαμβάνουν μορφή τύπου «S», η οποία υποδηλώνει ότι τα δομικά μέλη του κτηρίου εμφανίζουν αυξημένη αντοχή σε σεισμική καταπόνηση, με συνέπεια να μην αστοχούν για τιμές της σεισμικής επιτάχυνσης οι οποίες προκαλούν αστοχία των μελών του αρχικού κτηρίου.

4.2. Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Ολοκληρώνοντας την παρούσα Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, θα πρέπει να αναφερθεί εκ νέου το γεγονός της επιλογής του κτηρίου που αναλύθηκε, ως αντιπροσωπευτικού ενός τύπου μελέτης η οποία χαρακτηρίζεται από ευρεία παραμετροποίηση των κατασκευαστικών προδιαγραφών της. Ο λόγος αφορά στη μεγάλη διασπορά του εν λόγω τύπου σε πλήθος οικισμών, εντός των ορίων της Ελληνικής επικράτειας, και σε περιοχές οι οποίες παρουσιάζουν διαφοροποιήσεις ως προς τα μορφολογικά, εδαφολογικά, σεισμολογικά και λοιπά χαρακτηριστικά, καθώς και ως προς τις τοπικές κοινωνιολογικές ιδιαιτερότητες των ντόπιων πληθυσμών.

Για λόγους απλοποίησης της διαδικασίας ανάλυσης, επιλέχθηκε η δημιουργία προσομοιώματος για μεμονωμένο κτήριο τύπου μελέτης 3.12B(α) βάσει συγκεκριμένων τιμών παραμέτρων, οι οποίες παρουσιάστηκαν στο σχετικό Κεφάλαιο. Ωστόσο, πέραν του ανωτέρω τύπου, ο οποίος αφορά σε κτήριο με τρεις τυπικούς ορόφους, θα μπορούσε να εξετασθεί και η δημιουργία και ανάλυση προσομοιώματος για κτήριο με τέσσερις τυπικούς ορόφους, σύμφωνα με την παραλλαγή του τύπου μελέτης 4.12B(α). Στη συνέχεια, οι καμπύλες τρωτότητας των δύο παραλλαγών είναι δυνατό να συγκριθούν μεταξύ τους, προκειμένου να διαπιστωθεί η επίδραση που ασκεί στη σεισμική συμπεριφορά του κτηρίου η μεταβολή του συνολικού ύψους του φορέα του.

Περαιτέρω διερεύνηση και των δύο παραλλαγών του τύπου μελέτης 3-4.12B(α) μπορεί να πραγματοποιηθεί για τις υπόλοιπες τιμές του σεισμικού συντελεστή ε , πέραν της τιμής $\varepsilon = 0,08$ η οποία χρησιμοποιήθηκε για την ανελαστική στατική ανάλυση του προσομοιώματος του κτηρίου, στα πλαίσια της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας. Και σε αυτή την περίπτωση, η συγκριτική αξιολόγηση των καμπυλών τρωτότητας που αφορούν στις ποικίλες παραλλαγές, μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εξαγωγή συμπερασμάτων αναφορικά με την επιρροή χαρακτηριστικών μεταβολών των παραμέτρων αντισεισμικού σχεδιασμού στη σεισμική συμπεριφορά του κτηρίου.

Τέλος, θα πρέπει να σημειωθεί ότι, πέραν της κατασκευής μεμονωμένων κτηρίων στα πλαίσια ανέγερσης οικισμών, οι υφιστάμενες Γενικές Διατάξεις αυτών περιλαμβάνουν αρκετά συχνά τη συνένωση δύο ή περισσότερων όμοιων μονάδων εν σειρά. Η ιδιαιτερότητα της εν λόγω περίπτωσης έγκειται στην ύπαρξη έντονων χαρακτηριστικών ακανονικότητας των φορέων, τόσο σε κάτοψη όσο και σε όψη, με συνέπεια να αναμένεται σχετική διαφοροποίηση της σεισμικής συμπεριφοράς των συνενωμένων κτηρίων έναντι της αντίστοιχης του μεμονωμένου κτηρίου. Η διαφοροποίηση αυτή είναι δυνατόν να ανιχνευθεί και να εκτιμηθεί μέσω χάραξης των αντίστοιχων καμπυλών τρωτότητας, με μία διαδικασία παρόμοια με αυτή που παρουσιάστηκε στην παρούσα Μεταπτυχιακή

Διπλωματική Εργασία. Σε κάθε περίπτωση, τα αποτελέσματα της ανωτέρω διερεύνησης και συγκριτικής αξιολόγησης θεωρούνται αξιοποιήσιμα σε πρακτικό επίπεδο από κάθε ενδιαφερόμενο Δημόσιο ή Ιδιωτικό φορέα, στα πλαίσια εθνικού προγράμματος προσεισμικού ελέγχου των υφιστάμενων κατασκευών της Ελλάδας.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ (ΕΛΛΗΝΟΓΛΩΣΣΕΣ)

- 1) Αναστασιάδης Κ. (2008): Η εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών – Ένας αιώνας συνεχούς βελτίωσης της αντισεισμικής ασφάλειας. Άρθρο στο: *30 χρόνια μετά το σεισμό της Θεσσαλονίκης – Μνήμες και προοπτική*. Πολυτεχνική Σχολή Α.Π.Θ. Θεσσαλονίκη.
- 2) Βουδικλάρης Θ. (2016): Αντισεισμικός Κανονισμός: από τη βρεφική ηλικία στην ωριμότητα. Άρθρο δημοσιευμένο στο ηλεκτρονικό Forum *Αρχιμήδης*. Ανακτήθηκε στις 8-10-2017 από την ηλεκτρονική διεύθυνση:
<https://www.e-archimedes.gr/component/k2/item/6542->
- 3) Γκαζέτας Γ., Μπουκοβάλας Γ., Πρωτονοτάριος Ι., Παπαδημητρίου Α., Ψαρρόπουλος Π., Γερόλυμος Ν., Αντωνίου Α., Κουρετζής Γ., Κάλλου Π. (2002): Μελέτη του σεισμού της Αθήνας της 7-9-99: Υπολογιστική εκτίμηση των επιταχύνσεων στις πλειόσειστες περιοχές. Έκθεση προς το Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, Απόφαση ΔΕ Γ/18/33/99. Αθήνα
- 4) Γκουβούση Σ. (2011): Συγκροτήματα κατοικιών οργανωμένης δόμησης στην Ελλάδα. Δυνατότητες και προοπτικές αναβάθμισης των οικισμών του Οργανισμού Εργατικής Κατοικίας (Ο.Ε.Κ.). Διδακτορική Διατριβή. Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Πολυτεχνική Σχολή – Τμήμα Αρχιτεκτόνων, Τομέας Αρχιτεκτονικού Σχεδιασμού και Αρχιτεκτονικής Τεχνολογίας. Θεσσαλονίκη.
- 5) Ιγνατάκης Χ. (2008): Αντισεισμικές κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα στην Ελλάδα. Άρθρο στο: *30 χρόνια μετά το σεισμό της Θεσσαλονίκης – Μνήμες και προοπτική*. Πολυτεχνική Σχολή Α.Π.Θ. Θεσσαλονίκη.
- 6) Νάνος Ν., Ελένας Α., Λιώλιος Α. (2006): Προσαρμοσμένες καμπύλες τρωτότητας κατασκευών ο.σ. για περιοχές με διαφορετικούς αντισεισμικούς κανονισμούς. Εισήγηση στο 15^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ – ΕΤΕΚ. Αλεξανδρούπολη.
- 7) Παναγόπουλος Γ., Κάππος Α. (2006): Υπολογισμός καμπυλών τρωτότητας για ελληνικά κτίρια από Ο/Σ. Εισήγηση στο 15^ο Συνέδριο Σκυροδέματος. ΤΕΕ – ΕΤΕΚ. Αλεξανδρούπολη.
- 8) Ψυχάρης Γ. Ν. (2014): Βασικές διατάξεις Ευρωκώδικα 8. Σημειώσεις μαθήματος Αντισεισμικών Κατασκευών της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Δομοστατικής. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο. Αθήνα.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ (ΞΕΝΟΓΛΩΣΣΕΣ)

- 1) Al-Ali A.A.K., Krawinkler H. (1998): Effects of Vertical Strength Irregularities on Seismic Behavior of Frame Structures. *Proceedings of the 11th European Conference of Earthquake Engineering*. Balkema, Rotterdam.
- 2) Anagnostopoulos S.A., Kyrkos M.T., Stathopoulos K.G. (2015): Earthquake induced torsion in buildings: Critical review and state of the art. In: *Earthquakes and Structures* Vol. 8(2).
- 3) Aranda G.R. (1984): Ductility Demands for R/C Frames Irregular in Elevation. *Proceedings of the Eight World Conference on Earthquake Engineering*. San Francisco U.S.A.
- 4) Baltzopoulos G., Baraschino R., Iervolino I., Vamvatsikos D. (2017): SPO2FRAG: Software for seismic fragility assessment based on static pushover. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 15(10).
- 5) Chandler A.M., Duan X.N., Rutenberg A. (1996): Seismic Torsional Response: Assumptions, Controversies and Research Progress. *European Earthquake Engineering*, Vol. 10(1).
- 6) Chopra A.K., Goel R.K. (1991): Evaluation of torsional provisions in seismic codes. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 117(12).
- 7) Das S., Nau J.M. (2003): Seismic Design Aspects of Vertically Irregular Reinforced Concrete Buildings. *Earthquake Spectra*, Vol. 19(3).
- 8) De Stefano M., Pintucchi B. (2008): A review of research on seismic behavior of irregular building structures since 2002. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 6.
- 9) De Stefano M., Mariani V. (2014): Pushover Analysis for Plan Irregular Building Structures. In: Ansal A. (eds) *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology*. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Vol. 34. Springer, Cham.
- 10) Fragiadakis M., Vamvatsikos D. (2009): Fast performance uncertainty estimation via pushover and approximate IDA. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 39(6)
- 11) Fujii K. (2016): A Brief Report of Uto City Office Building Damaged due to 2016 Kumamoto Earthquake. Chiba Institute of Technology, Tokyo, Japan.

- 12) Ghersi, A., Rossi, P.P. (1998): Behaviour of in plan irregular buildings subjected to bi-directional ground motions. *Proceedings of the 11th European Conference of Earthquake Engineering*. Balkema, Rotterdam.
- 13) Grünthal, G. (ed.): European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98). *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie 15*. Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg, 1998.
- 14) Hart G.C., DiJulio R.M. Jr., Lew M. (1975): Torsional Response of High-Rise Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 101(ST2).
- 15) Housner G.M. (1956): Limit design of structures to resist earthquakes. *The 1st World Conference on Earthquake Engineering*. Berkeley, California.
- 16) Housner G.M. (1959): Behaviour of structures during earthquakes. *Journal of Engineering Mechanical Division*, Vol. 85(4).
- 17) Iervolino I., Baltzopoulos G., Vamvatsikos D., Baraschino R. (2016): SPO2FRAG v1.0: Software for pushover-based derivation of seismic fragility curves. *Proceedings of the VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering*. Crete, Greece.
- 18) Jain S.K., Murthy C.V.R., Dayal U., Arlekar J.N., Chaubey S.K. (2001): The Republic Day Earthquake in the Land of M. K. Gandhi, the Father of Nation. Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Kanpur, India.
- 19) Jeong, S., Elnashai A. S. (2007): Probabilistic fragility analysis parameterized by fundamental response quantities. *Engineering Structures*, Vol. 29(6).
- 20) Kappos A.J., Stylianidis K.C., Pitilakis, K.D. (1998): Development of seismic risk scenarios based on a hybrid method of vulnerability assessment. *Natural Hazards*, Vol. 17(2)
- 21) Kappos A., Panagopoulos G. (2010): Fragility curves for reinforced concrete buildings in Greece. *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 6(1-2).
- 22) Karavasilis T.L., Bazeos N., Beskos D.E. (2006): Maximum Displacements Profiles for the Performance Based Seismic Design of Plane Steel Moment Resisting Frames. *Engineering Structures*, Vol. 28.
- 23) Kazantzi A.K., Vamvatsikos D. (2015): Intensity measure selection for vulnerability studies of building classes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 44(15).

- 24) Lagomarsino S., Giovinazzi S.(2006): Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 4(4).
- 25) Moehle J., Deierlein G. (2004): A Framework Methodology for Performance-Based Earthquake Engineering. *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, British Columbia.
- 26) Murat S. K., Polat Z (2006): Fragility analysis of mid-rise R/C frame buildings. *Engineering Structures* Vol. 28(9).
- 27) Newmark N.M., Hall W.J. (1969): Seismic design criteria for nuclear reactor facilities. In *4th World Conference on Earthquake Engineering*. Santiago, Chile.
- 28) Priestley M.J.N. (1993): Myths and fallacies in earthquake engineering – conflicts between design and reality. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 26(3).
- 29) Priestley M.J.N., Calvi G.M. (1997): Concepts and procedures for direct displacement-based design and assessment. In: *Seismic design methodologies for the next generation of Codes*. P. Fajfar, H. Krawinkler (Eds). Proceedings of international conference at Bled, Slovenia. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield.
- 30) Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J. (2007): Displacement-Based Seismic Design of Structures. IUSS Press.
- 31) Rossetto T., Elnashai A. (2005): A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures. *Engineering Structures*, Vol. 27(3).
- 32) Rossetto T., Ioannou I., Grant D.N. (2015): Existing Empirical Fragility and Vulnerability Functions: Compendium and Guide for Selection. *GEM Technical Report 2015-1*, 10.13117/GEM.VULN-MOD.TR2015.01.
- 33) Ruiz S.E., Diederich R. (1989): The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – The Seismic Performance of Buildings with Weak First Storey. *Earthquake Spectra*, Vol. 5(1).
- 34) Sabetta F., Goretti A., Lucantoni A. (1998): Empirical Fragility Curves from Damage Surveys and Estimated Strong Ground Motion. *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*. Paris, France.
- 35) Shahrouz B.M., Moehe J.P. (1990): Seismic Response and Design of Setback Buildings. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 116(5).

- 36) Schultz M., Gouldby B., Simm J., Wibowo J. (2010): Beyond the Factor of Safety: Developing Fragility Curves to Characterize System Reliability. Geotechnical and Structures Laboratory of US Army Corps of Engineers. Washington DC.
- 37) Soni D.P., Mistry B.B. (2006): Qualitative review of seismic response of vertically irregular building frames. *ISET Journal of Earthquake Technology*, Technical Note Vol. 43(4).
- 38) Tso W.K., Meng V. (1982): Torsional provisions in building codes. *Journal of Civil Engineering*, Vol. 9(1).
- 39) Valmundsson E.V., Nau J.M. (1997): Seismic Response of Building Frames with Vertical Structural Irregularities. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123(1).
- 40) Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2006): Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35(9).
- 41) Veletsos A.S., Newmark N.M. (1960): Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions. In: *2nd World Conference on Earthquake Engineering*. Tokyo, Japan.
- 42) Wood S.L. (1992): Seismic Response of R/C Frames with Irregular Profiles. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118(2).