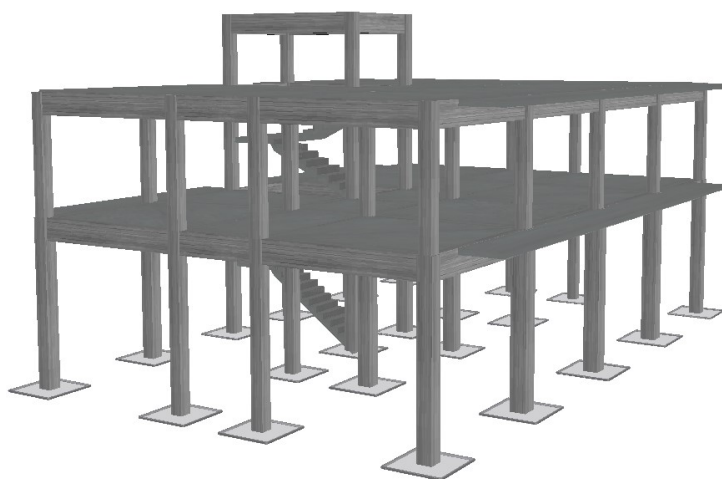




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σεισμική Αποτίμηση Διωρόφου Κτιρίου από Ο.Σ.
με την χρήση Δευτεροβάθμιων Μεθόδων
Αποτίμησης Σεισμικής Επάρκειας



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Βαλτάς Γ. Θεμιστοκλής

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Οκτώβριος 2020

EMK ME 2020/11

Βαλτάς Θ. Γ. (2020).
Σεισμική Αποτίμηση Διωρόφου Κτιρίου Από Ο.Σ. Με τη Χρήση Δευτεροβάθμιων
Μεθόδων Αποτίμησης Σεισμικής Επάρκειας
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2020/11
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Valtas T. G. (2020)
Seismic Assessment of a Two Storey R.C. Building using Simplified Methods for Rapid
Seismic Capacity Estimation
MSc Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2020/11
Institute of Steel, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή.....	6
1.1 Στόχος.....	6
1.2 Συνοπτική περιγραφή μεθόδου Σ. Δρίτσου.....	7
1.3 Συνοπτική περιγραφή της μεθόδου του Στυλιανού Παρδαλόπουλου και της Σταυρούλας Ι. Πανταζοπούλου.	8
1.3.1 Κύριες Μορφές Αστοχίας	9
1.3.2 Έλεγχος διαθέσιμης αντίστασης	9
1.3.3 Έλεγχος διαθέσιμης δυσκαμψίας.....	10
1.4 Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover analysis).....	11
1.4.1 Η μέθοδος Pushover.....	11
1.4.2 Διατάξεις ΚΑΝ. ΕΠΕ. για την ανελαστική στατική ανάλυση	13
1.4.3 Εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης.....	14
2 Περιγραφή υπό Μελέτη Κτιρίου	16
2.1 Οπλισμοί υποστυλωμάτων και δοκών.....	18
2.2 Φορτία	18
2.3 Δυναμικά Χαρακτηριστικά	18
2.3.1 Εμπειρική ιδιοπερίοδος.....	19
2.3.2 Ακριβής ιδιοπερίοδος.....	19
3 Προσεγγιστική μέθοδος Σ. Δρίτσου	20
3.1 Εφαρμογή κριτηρίων σεισμικής επιβάρυνσης	20
3.1.1 Κριτήριο 1 – Βλάβες στατικής ανεπάρκειας.....	20
3.1.2 Κριτήριο 2 – Οξείδωσης οπλισμών.....	20
3.1.3 Κριτήριο 3 – Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου.....	20
3.1.4 Κριτήριο 4 – Κανονικότητα κάτοψης.....	21
3.1.5 Κριτήριο 5 – Κανονικότητα σε Κάτοψη – Στρέψη.....	22
3.1.6 Κριτήριο 6 – Κανονικότητα σε τομή/όψη.....	23
3.1.7 Κριτήριο 7 – Κατανομή δυσκαμψίας καθ’ ύψος – Μαλακός όροφος	24
3.1.8 Κριτήριο 8 – Κατανομή μάζας καθ’ ύψος	24
3.1.9 Κριτήριο 9 – Κοντά υποστυλώματα	25
3.1.10 Κριτήριο 10 – Κατακόρυφες ασυνέχειες	25
3.1.11 Κριτήριο 11 – Κατακόρυφες ασυνέχειες	25
3.1.12 Κριτήριο 12 – Γειτονικά κτίρια.....	26
3.1.13 Κριτήριο 13 – Κακοτεχνίες – τραυματισμοί.....	26
3.2 Συγκεντρωτικός πίνακας κριτηρίων	26
3.3 Εφαρμογή προσεγγιστικής διαδικασίας.....	27
3.3.1 Προσεγγιστικός προσδιορισμός της τέμνουσας αντοχής V_{R0}	27
3.3.2 Προσδιορισμός σεισμικής αντίστασης V_R	29
3.3.3 Προσδιορισμός σεισμική απαίτησης V_{req}	30
3.3.4 Προσδιορισμός βαθμού ανεπάρκειας και κατάταξης.....	31
4 Μέθοδος ταχείας σεισμική αποτίμησης κτιρίων από Ο.Σ. του Στ. Παρδαλόπουλου και της Στ. Πανταζοπούλου.....	32
4.1 Έλεγχος διαθέσιμης αντίστασης.....	32
4.2 Έλεγχος διαθέσιμης δυσκαμψίας	37

4.3	Εφαρμογή ελέγχου διαθέσιμης αντίστασης.....	39
4.4	Εφαρμογή ελέγχου διαθέσιμης δυσκαμψίας	42
5	Ακριβής Μέθοδος – Ανελαστική στατική ανάλυση.....	44
5.1	Μοντέλο	45
5.2	Ιδιομορφική ανάλυση.....	46
5.3	Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης.....	48
6	Σύγκριση αποτελεσμάτων	52
7	Καμπύλες τρωτότητας	55
8	Εκτίμηση χρηματοοικονομικών απωλειών λόγω σεισμού	58
8.1	Δεδομένα του κτιρίου και τρωτότητα στοιχείων.....	58
8.2	Αποτελέσματα PACT – Χρηματοοικονομικές απώλειες	61
9	Συμπεράσματα.....	63
10	Βιβλιογραφία.....	64

**Σεισμική Αποτίμηση Διώροφου Κτιρίου από Ο.Σ. με την χρήση
Δευτεροβάθμιων Μεθόδων Αποτίμησης Σεισμικής Επάρκειας**

Βαλάς Θ. Γ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Αντικείμενο μελέτης αποτελεί η εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης ενός διώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο κατασκευάστηκε το 1978 στην Ηγουμενίτσα, εφαρμόζοντας δευτεροβάθμιες μεθόδους σεισμικής αποτίμησης. Συγκεκριμένα εφαρμόστηκαν οι μέθοδοι για δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα (Ο.Σ.) που προτείνονται από τον Σ. Δρίτσο και τους Σ. Παρδαλόπουλο και Σ.Ι. Πανταζοπούλου. Κύριος στόχος είναι ο έλεγχος αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων που προκύπτουν έπειτα από την εφαρμογή των δύο παραπάνω μεθόδων σε ένα πραγματικό κτίριο. Για το σκοπό αυτό ελέγχθηκε το εξεταζόμενο κτίριο με μία ακριβέστερη μέθοδο, συγκεκριμένα την ανελαστική στατική ανάλυση όπως περιγράφεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. με την χρήση του λογισμικού SeisMobuild.

Στο πλαίσιο της περαιτέρω βαθμονόμησης των μεθόδων και αξιοποίησης των αποτελεσμάτων τους, έγινε χρήση του λογισμικού SPO2FRAG και των δεδομένων της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για την παραγωγή καμπύλων τρωτότητας για το εξεταζόμενο κτίριο. Τα αποτελέσματα χρησιμοποιήθηκαν για την εκτίμηση των χρηματοοικονομικών απωλειών λόγω σεισμού με τη χρήση του λογισμικού PACT.

Εν τέλει, για το εξεταζόμενο κτίριο η ακριβέστερη μέθοδος ήταν αυτή του Στ. Δρίτσου. Η συμπεριφορά του κτιρίου είναι ψαθυρή λόγω αστοχίας τέμνουσας δοκών και κρίνεται πως λόγω μεγάλης πιθανότητας σημαντικών βλαβών εξαιτίας σεισμού, οποιοδήποτε επένδυση στο ακίνητο αυτό χωρίς να προηγηθεί σεισμική ενίσχυση του, κρίνεται ιδιαίτερα επικίνδυνη.

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

MSc THESIS
EMK ME 2020/11

**Seismic Assessment of a Two Storey R.C. Building using Simplified
Methods for Rapid Seismic Assessment**

Valtas T. G. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

The study concerns the seismic assessment of a two-storey building made of reinforced concrete, which was built in 1978 in Igoumenitsa, applying simplified methods for rapid seismic assessment. Specifically, "Proposals for simplified pre-earthquake assessment of reinforced concrete buildings" by Professor S. Dritsos and the "Rapid seismic assessment procedure of existing R.C. buildings" by Dr S. I. Pardalopoulos and Professor S. J. Pantazopoulou were implemented. The main goal is to check the reliability of the results that will occur after the implementation by the above two methods on an existing building. For this purpose, the building under study was checked against a more accurate method, the nonlinear static analysis (also known as pushover) as described by the Greek seismic rehabilitation code (KAN.EPE.) using the Seisbuild software.

As part of the further calibration of the methods and the utilization of their results, the SPO2FRAG software and the data of the nonlinear static analysis were used for the production of fragility curves for the examined building. The results were used to estimate the financial losses due to an earthquake using the PACT software.

Overall, the most accurate method for the building under exam was that one of S. Dritsos. The failure of the structure is predicted to be brittle, due to shear failure of the beams, also it is estimated that due to the high probability of significant damages caused by a seismic event, any future financial investment without prior seismic retrofitting is considered risky.

Ευχαριστίες

Η εκπόνηση της μεταπτυχιακής μου εργασίας σηματοδοτεί το πέρας των μεταπτυχιακών μου σπουδών στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Θα ήθελα να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου προς όλους όσους υπήρξαν συντελεστές – είτε άμεσα είτε έμμεσα – στην πορεία μου αυτή.

Αρχικώς, θέλω να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο Αναπληρωτή Καθηγητή του Τομέα Δομοστατικής που μου έδωσε τη δυνατότητα να διεκπεραιώσω την παρούσα μεταπτυχιακή εργασία υπό την επίβλεψη του δείχνοντας εμπιστοσύνη στο πρόσωπο μου. Η συστηματική καθοδήγηση και οι ποιοτικές παρατηρήσεις του διαδραμάτισαν σπουδαίο ρόλο στην ολοκλήρωση αυτής της προσπάθειας.

Επίσης θέλω να ευχαριστήσω τον κ. Σ. Αντωνίου που μου παραχώρησε την πλήρη έκδοση του λογισμικού Seismobuild, καθώς και τον κ. Σ. Παρδαλόπουλο ο οποίος με βοήθησε στην ερμηνεία των αποτελεσμάτων της μεθόδου του.

Ολοκληρώνοντας, θα ήθελα να σταθώ στα πρόσωπα που με στηρίζουν καθόλη τη διάρκεια των σχολικών και φοιτητικών μου χρόνων. Ευχαριστώ τους γονείς μου Γιώργο και Ολυμπία, τον αδερφό μου Δημητρό καθώς και τους συμφοιτητές και φίλους για τη συμπαράσταση και αγάπη τους .

Θεμιστοκλής Βαλτάς

Οκτώβριος 2020

1 Εισαγωγή

1.1 Στόχος

Στην Ελλάδα, το μεγαλύτερο ποσοστό του δομικού της πλούτου αποτελείται από κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος ηλικίας 30 έως 60 ετών, τα οποία μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν με παλαιότερους κανονισμούς, καθιστώντας επιτακτική την ανάγκη αποτίμησης τους.

Στο πλαίσιο των κύριων δράσεων του «European Green Deal», απαιτείται αύξηση των ανακαινίσεων, «renovation wave», με σκοπό την ενεργειακή αναβάθμιση του κτιριακού αποθέματος της Ευρώπης για να επιτευχθούν οι στόχοι της Ε.Ε. έως το 2030 και 2050 για εξοικονόμηση ενέργειας, και μείωσης των εκπομπών CO₂. Παρόλα αυτά τίθεται το θέμα για τις σεισμογενείς χώρες όπως η Ελλάδα, οι οποίες τυγχάνουν να έχουν ηλικιωμένο δομικό πλούτο αν μπορούν να εκμεταλλευτούν τα χρηματοοικονομικά εργαλεία που προσφέρει η Ε.Ε. χωρίς να κινδυνεύουν οι επενδύσεις αυτές από την σεισμική ανεπάρκεια των κτιρίων αυτών. Στο πλαίσιο αυτού του προβληματισμού η Ιταλία έχει θεσπίσει ένα πρόγραμμα το «Sismo Bonus», το οποίο προσφέρει φορολογικές ελαφρύνσεις για την αντισεισμική ενίσχυση κτιρίων σε κτίρια που έχουν συγκεκριμένους στόχους ενεργειακής αναβάθμισης.

Λαμβάνοντας υπόψιν τα παραπάνω δημιουργείται αναγκαιότητα για την εφαρμογή στην Ελλάδα ενός προγράμματος μέσω του οποίου να μπορεί να αξιολογηθεί γρήγορα, αξιόπιστα και οικονομικά η σεισμική ικανότητα κτιρίων προτού χρηματοδοτηθεί κάποιο πρόγραμμα ενεργειακής αναβάθμισης, αγνοώντας τις αυξημένες πιθανότητες ζημιών που μπορεί να προκληθούν σε κάποιο μελλοντικό σεισμό, καθιστώντας τις επενδύσεις αυτές οικονομικά μη βιώσιμες.

Η επιλογή του συγκεκριμένου θέματος μελέτης έγινε λόγω της ανάγκης αυτή για την χρήση μιας προσεγγιστικής διαδικασίας αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας και της σεισμικής επάρκειας υφιστάμενων κτιρίων από Ο.Σ., η οποία όμως να μην είναι το ίδιο χρονοβόρα και δαπανηρή, όπως οι μεθοδολογίες που ορίζουν οι σύγχρονοι κανονισμού ΕΚ-8 και ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Ως εκ τούτου, τα τελευταία χρόνια έχουν αναπτυχθεί δευτεροβάθμιοι μέθοδοι προσεισμικού ελέγχου, οι οποίες περιλαμβάνουν ταχύ έλεγχο των προς αποτίμηση κτιρίων.

Στην παρούσα εργασία γίνεται η εφαρμογή δύο τέτοιων μεθόδων σε ένα διώροφο κτίριο και η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων τους συγκρίνοντας τα με μία ακριβέστερη μέθοδο, συγκεκριμένα την ανελαστική στατική ανάλυση όπως περιγράφεται αυτή από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Επίσης έγινε η προσπάθεια η παρούσα μελέτη να μη περιοριστεί στην σεισμική επάρκεια του εξεταζόμενου κτιρίου αλλά και στην εκτίμηση των χρηματοοικονομικών απωλειών που υπόκειται σε σεισμό, προκειμένου ο κύριος του έργου να μπορεί να λάβει αποφάσεις οι οποίες θα είναι οικονομικά βιώσιμες σχετικά με το ακίνητο αυτό. Επίσης αυτή η εκτίμηση των χρηματοοικονομικών απωλειών μπορεί να βοηθήσει στη λήψη καλύτερων αποφάσεων σχετικά με την διαχείριση οικονομικών πόρων που διοχετεύονται από την Ευρωπαϊκή Ένωση.

1.2 Συνοπτική περιγραφή μεθόδου Σ. Δρίτσου

Η προτεινόμενη μέθοδος [2] περιλαμβάνει τα εξής βήματα:

1. Τεκμηρίωση του δομικού συστήματος και της παθολογίας του κτιρίου. Επιτόπιες επισκέψεις σε όλους τους χώρους του κτιρίου, αποτυπώσεις γεωμετρίας του Φέροντος Οργανισμού (Φ.Ο.) και των τοιχοπληρώσεων (αξιοποιώντας την αρχική μελέτη), αποτυπώσεις παθολογίας ιδιαίτερα του Φ.Ο. και προαιρετική εκτέλεση μη καταστροφικών ελέγχων και μετρήσεων (π.χ. κρουσιμετρήσεων).
2. Εκτέλεση προσεγγιστικών υπολογισμών.
3. Σύνταξη τεύχους υπολογισμών και τεχνικής έκθεσης.

Πρέπει να σημειωθεί ότι είναι αναγκαία η εύρεση και συλλογή στοιχείων που σχετίζονται με την κατασκευή του κτιρίου, ειδικότερα η στατική μελέτη, τυχόν μελέτες μεταγενεστέρων επεμβάσεων και αντίστοιχα σχέδια ξυλοτύπων και αρχιτεκτονικά. Αν υπάρχει η μελέτη, αξιοποιούνται οι παραδοχές της μελέτης και τα γεωμετρικά δεδομένα, εφόσον επαληθευθεί δειγματοληπτικά, ως προς την αξιοπιστία εφαρμογής της (πλήρως μεν ως προς τη διάταξη των προβλεπόμενων στοιχείων και δειγματοληπτικά ως προς τους οπλισμούς, αντοχές σκυροδέματος κλπ.). Αν δεν υπάρχει η σχετική τεκμηρίωση, τότε απαιτείται αποτύπωση του Φέροντα Οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων. Όσον αφορά την ποιότητα των υλικών, απαιτείται μόνον ο προσδιορισμός της αντοχής του σκυροδέματος, προαιρετικά, με δειγματοληπτικούς ελέγχους, κυρίως στα κατακόρυφα στοιχεία, εναλλακτικά λαμβάνοντας τις αυθαίρετες (προσεγγιστικές) αντιπροσωπευτικές τιμές του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 [1].

Στην προτεινόμενη μεθοδολογία τα στοιχεία τρωτότητας που επηρεάζουν καθοριστικά τη σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου συνοψίζονται σε 13 κριτήρια. Στη συνέχεια συμπληρώνεται ο Συνολικός Πίνακας Κριτηρίων (Πίνακας 1.1), βαθμολογώντας τα 13 κριτήρια ως προς το βαθμό επιβάρυνσης της σεισμικής ικανότητας του κτιρίου. Ο βαθμός που αποδίδεται σε κάθε κριτήριο προκύπτει ως συνδυασμός προσεγγιστικών υπολογισμών παραμέτρων, που εκφράζουν κάθε στοιχείο τρωτότητας και της εκτίμησης του ελέγχοντος Μηχανικού.

Πίνακας 1.1: Συνολικός πίνακας Κριτηρίων [2]

a/a	Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης		Βαθμός επιβάρυνσης					Συντελεστής βαρύτητας σ_i
			β_i					
			0 max	1	2	3	4	
1	Υπερκρίσιμα	Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας						0.10
2		Οξειδωση οπλισμών						0.10
3		Μέγεθος Ανηγμένου αξονικού Φορτίου						0.05
4	Κανονικότητα Κάτοψης							0.05
5	Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη - Στρέψη							0.10
6	Κανονικότητα σε Τομή/Όψη							0.05
7	Κατανομή Δυσκαμψίας Καθ' Ύψος							0.15
8	Κατανομή Μάζας Καθ' Ύψος							0.05
9	Κοντά Υποστυλώματα							0.15
10	Κατακόρυφες Ασυνέχειες							0.05
11	Διαδρομή και Μεταφορά Δυνάμεων							0.05
12	Γειτονικά Κτίρια							0.05
13	Κακοτεχνίες Τραυματισμοί							0.05

Το υπολογιστικό μέρος της προτεινόμενης μεθοδολογίας περιλαμβάνει τα εξής βήματα:

1. Προσδιορισμός Σεισμικής Απαίτησης.
2. Προσδιορισμός Σεισμικής Αντίστασης, λαμβάνοντας υπόψη το μειωτικό συντελεστή επιρροής των κριτηρίων που θέτει η μέθοδος.
3. Προσδιορισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου (ή αλλιώς Λόγου Ανεπάρκειας).

1.3 Συνοπτική περιγραφή της μεθόδου του Στυλιανού Παρδαλόπουλου και της Σταυρούλας Ι. Πανταζοπούλου.

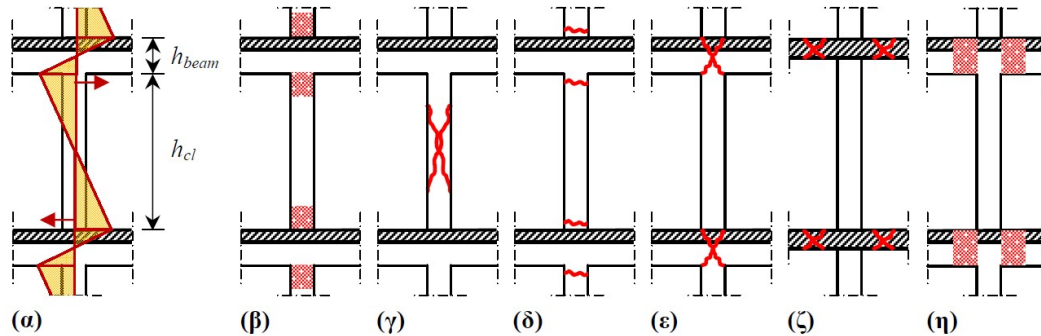
Η Μέθοδος ταχείας σεισμικής αποτίμησης κτιρίων από Ο.Σ. [3] βασίζεται, για την εφαρμογή της, στη χρήση δεδομένων που είναι εύκολα προσδιορίσιμα από το μελετητή έπειτα από αυτοψία, είτε είναι διαθέσιμα από υφιστάμενη στατική μελέτη. Σε αυτά περιλαμβάνονται το πλήθος και το εμβαδόν των ορόφων, η θέση και οι διαστάσεις διατομής των κατακόρυφων στοιχείων (υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων και τοιχοπληρώσεων) και το καθαρό ύψος ορόφου. Άλλα δεδομένα, όπως η ποιότητα των υλικών και οι λεπτομέρειες όπλισης, μπορούν να εκτιμηθούν με χρήση μη καταστρεπτικών μεθόδων (Schmidt σφυρί για λήψη αντοχής σκυροδέματος και ανιχνευτής οπλισμών για τον εντοπισμό της επικάλυψης σκυροδέματος αλλά και το πλήθος και την οξειδωση των

οπλισμών) ή με βάση τις κατασκευαστικές πρακτικές που ίσχυαν την περίοδο της κατασκευής του.

Η αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας του κτιρίου συνίσταται στην πραγματοποίηση δύο ελέγχων που αναλύονται παρακάτω.

1.3.1 Κύριες Μορφές Αστοχίας

Τα κτίρια παλαιού τύπου, όπως προαναφέρθηκε αστοχούν κατά πλειονότητα πριν την εκδήλωση πλαστιμότητας και οι αστοχίες τους είναι κυρίως ψαθυρού τύπου. Οι πιθανοί μηχανισμοί που μπορεί να αναπτυχθούν σε υποστυλώματα κτιρίων αυτού του τύπου παρουσιάζονται στο (Σχήμα 1.1) και περιλαμβάνουν: (β) τη διαρροή των κύριων οπλισμών, που αποτελεί πλάστιμη συμπεριφορά, (γ) τη διατμητική αστοχία κορμού λόγω διαγώνιου εφελκυσμού, (δ) την αστοχία αγκυρώσεων του διαμήκους οπλισμού, (ε) την αστοχία ματίσεων (υπερκαλύψεων) του κύριου οπλισμού, (ζ) τη διατμητική αστοχία του κόμβου δοκού – υποστυλώματος λόγω απουσίας συνδετήρων, (η) τη διάτρηση πλακών στην περίπτωση μκητοειδούς πλάκας. Οι μηχανισμοί αυτοί αποτελούν ψαθυρές μορφές αστοχίας και μπορούν να οδηγήσουν σε απότομη κατάρρευση. Τέλος, υπάρχει το ενδεχόμενο της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς (θ), η οποία αποτελεί πλάστιμη συμπεριφορά και την επιθυμητή μορφή αστοχίας [3].



Σχήμα 1.1: (α) Κατανομή ροπής καθ' ύψος ενός υποστυλώματος Ο.Σ. λόγω σεισμικής καταπόνησης, (β) – (η) Πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας: (β) Διαρροή κύριων οπλισμών υποστυλώματος, (γ) Διατμητική αστοχία κορμού υποστυλώματος, (δ) Αστοχία ματίσεων/αγκυρώσεων των κύριων οπλισμών υποστυλώματος, (ε) Διατμητική αστοχία κόμβων, (ζ) Διάτρηση πλακών, (η) Διαρροή κύριων οπλισμών των δοκών.[3]

1.3.2 Έλεγχος διαθέσιμης αντίστασης

Υπολογίζεται η σεισμική τέμνουσα που αναπτύσσεται στα υποστυλώματα για όλες τις περιπτώσεις μηχανισμών αστοχίας που αναφέρθηκαν παραπάνω και στη συνέχεια ο δείκτης αντίστασης r που εκφράζει τη διατμητική αντοχή των ανωτέρω μηχανισμών ανηγμένη ως προς την ικανοτική τέμνουσα, ως εξής [3]:

- $r_v = V_v / V_{flex}$,
- $r_a = V_a / V_{flex}$,
- $r_{lap} = V_{lap} / V_{flex}$,
- $r_j = V_j / V_{flex}$,
- $r_{pn} = V_{pn} / V_{flex}$
- $r_{by} = V_{by} / V_{flex}$

Όπου για τιμές $r \geq 1.0$ στο υποστύλωμα αναπτύσσεται καμπτική διαρροή. Ο δείκτης αντίστασης που ορίζει τη μορφή αστοχίας προσδιορίζεται ως εξής:

$$r_{fail} = \min \{r_v, r_\alpha, r_{lap}, r_j, r_{pn}\} \leq r_{by}$$

Όπου για $r_{fail} > r_{by}$ αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των δοκών που συμβάλλουν στο υπό εξέταση υποστύλωμα.

Σε περίπτωση που $r_{fail} < r_{by}$, για $r_{fail} \geq 1.0$ αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα του υπό εξέταση υποστυλώματος λόγω διαρροής των κύριων οπλισμών, ενώ για $r_{fail} < 1.0$, αναμένεται ψαθυρή αστοχία του υποστυλώματος, λόγω υπέρβασης της μέγιστης τέμνουσας που μπορεί να παραλάβει.

Κατ' αυτόν τον τρόπο προσδιορίζεται ο ασθενέστερος μηχανισμός αστοχίας κάθε στοιχείου, και κατά συνέπεια το είδος της υστερητικής απόκρισης και η μέγιστη διατμητική αντίσταση του κρίσιμου ορόφου.

1.3.3 Έλεγχος διαθέσιμης δυσκαμψίας

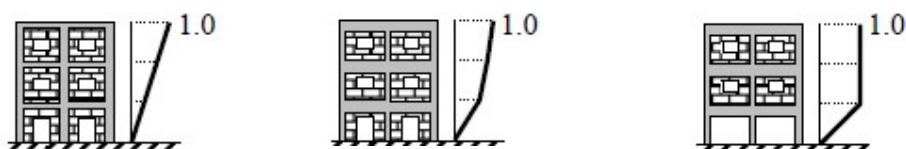
Ο έλεγχος βασίζεται στον υπολογισμό της μέγιστης σχετικής στροφής ή/και της εδαφικής επιτάχυνσης που το κτίριο μπορεί να δεχτεί και τη σύγκρισή τους με τις απαιτήσεις του αντισεισμικού κανονισμού ή κάποιας συγκεκριμένης σεισμικής εδαφικής κίνησης που εξετάζεται.

Για τη διεξαγωγή του γίνεται η παραδοχή ότι το κτίριο αποκρίνεται στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του ως ένας γενικευμένος μονοβάθμιος ταλαντωτής, σύμφωνα με μια εκ των τριών θεμελιωδών ιδιομορφών: διατμητικού τύπου, ομοιόμορφης κατανομής και τύπου pilotis.

Η αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας του εξεταζόμενου κτιρίου Ο.Σ. πραγματοποιείται ως συνάρτηση του σχήματος παραμόρφωσης που το κτίριο λαμβάνει τη στιγμή της μέγιστης σεισμικής απόκρισης, Ψ , μέσω των συντελεστών Ω , $\Delta\Phi_1$ και Φ . Οι συντελεστές αυτοί επιλέγονται από τον Πίνακα 1.2 με τιμές που αντιστοιχούν σε πολυώροφα κτίρια Ο.Σ., διώροφα έως εξαώροφα, για τρία χαρακτηριστικά σχήματα παραμόρφωσης, Ψ , δηλαδή, (α) το σχήμα παραμόρφωσης διατμητικού τύπου, που χαρακτηρίζει τη σεισμική απόκριση παλαιού τύπου κτιρίων Ο.Σ., όπου οι οριζόντιες παραμορφώσεις συγκεντρώνονται κυρίως στους χαμηλότερους ορόφους, (β) το σχήμα παραμόρφωσης τοιχωματικών ή σύγχρονων τοιχοπληρωμένων κατασκευών, όπου οι οριζόντιες παραμορφώσεις αναπτύσσονται εξίσου σε όλους τους ορόφους του κτιρίου και (γ) το σχήμα παραμόρφωσης σε κτίρια τύπου Pilotis, όπου θεωρείται ότι το σύνολο των οριζόντιων παραμορφώσεων αναπτύσσεται στον μαλακό όροφο του κτιρίου. Πρέπει να σημειωθεί ότι για το πρώτο και το τρίτο σχήμα παραμόρφωσης, κρίσιμος είναι ο πρώτος όροφος. Για το σχήμα παραμόρφωσης τοιχωματικών ή σύγχρονων τοιχοπληρωμένων κατασκευών, παρότι όλοι οι όροφοι παρουσιάζουν την ίδια οριζόντια σχετική παραμόρφωση κρίσιμος είναι και πάλι ο πρώτος όροφος, καθώς τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία του ορόφου αυτού δέχονται το μεγαλύτερο αξονικό φορτίο σε σχέση με τα αντίστοιχα δομικά στοιχεία των ανώτερων ορόφων

Πίνακας 1.2: Τιμές των Ω , $2\pi\Omega$, $\Delta\Phi_1$ και Φ_s για κτίρια με σταθερό ύψος ορόφου, κανονικά σε κάτοψη και τύπου pilots [3]

Number of storeys, n	Buildings with uniform plan configuration								Pilotis-type buildings			
	$\Phi_1(z_i) = \sin(\pi z_i / (2H))$				$\Phi_1(z_i) = z_i / H$							
	Ω	$2\pi\Omega$	$\Delta\Phi_1$	Φ_s	Ω	$2\pi\Omega$	$\Delta\Phi_1$	Φ_s	Ω	$2\pi\Omega$	$\Delta\Phi_1$	Φ_s
2	1.600	10.05	0.707	1.138	1.581	9.93	0.500	1.200	\sqrt{n}	$2\pi\sqrt{n}$	1.000	1.000
3	2.231	14.02	0.500	1.183	2.160	13.57	0.333	1.286				
4	2.865	18.00	0.383	1.205	2.739	17.21	0.250	1.333				
5	3.501	22.00	0.309	1.219	3.317	20.84	0.200	1.364				
6	4.138	26.00	0.259	1.228	3.894	24.47	0.167	1.385				
7	4.774	30.00	0.223	1.234	4.472	28.10	0.143	1.400				
8	5.411	34.00	0.195	1.239	5.050	31.73	0.125	1.412				



Σχήματα 1.2: Σχήματα παραμόρφωσης (α,β,γ,)

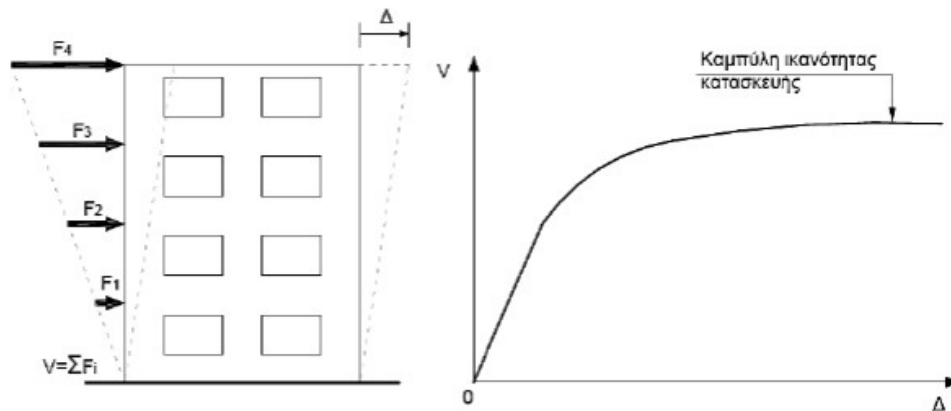
Σε επόμενο κεφάλαιο θα αναλαθεί η εφαρμογή αυτής της μεθόδου καθώς και οι έλεγχοι της.

1.4 Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover analysis)

1.4.1 Η μέθοδος Pushover

Η αποτίμηση με την ανελαστική στατική μέθοδο εκτελείται υπό την δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων. Μπορεί να εφαρμοστεί σε νέα και υπάρχοντα κτίρια για τον έλεγχο ή την αναθεώρηση των τιμών του λόγου υπεραντοχής, για την εκτίμηση των αναμενόμενων πλαστικών μηχανισμών και της κατανομής των βλαβών σε νέες κατασκευές και για την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς υπαρχόντων ή ανασχεδιαζόμενων κτιρίων. Σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα της χώρας μας δεν επιτρέπεται η διαστασιολόγηση μιας νέας κατασκευής μόνον με κάποια μη-γραμμική μέθοδο ανάλυσης αλλά επιτρέπεται μόνον σε συνδυασμό με την γραμμική μέθοδο φασματικής απόκρισης, με βάση το φάσμα σχεδιασμού, για διερεύνηση και εμβάθυνση στα αποτελέσματα της τελευταίας.

Τα οριζόντια φορτία εφαρμόζονται με κατανομές, ανάλογες των βασικότερων "ιδιομορφικών" κατανομών, που προκύπτουν από ελαστική ανάλυση. Έτσι μέσω διαδοχικών στατικών επιλύσεων, με τυχόν μειωμένη λόγω διαρροών δυσκαμψία σε κάθε βήμα, γίνεται αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμός της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα. Η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής (*capacity curve*) σχεδιάζεται ώστε να περνάει από τα προκύπτοντα σημεία. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει την πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών.



Σχήμα 1.3: Κατασκευή καμπύλης ικανότητας της κατασκευής [1]

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν με μικροδιαφορές τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για τον φέροντα οργανισμό και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών:

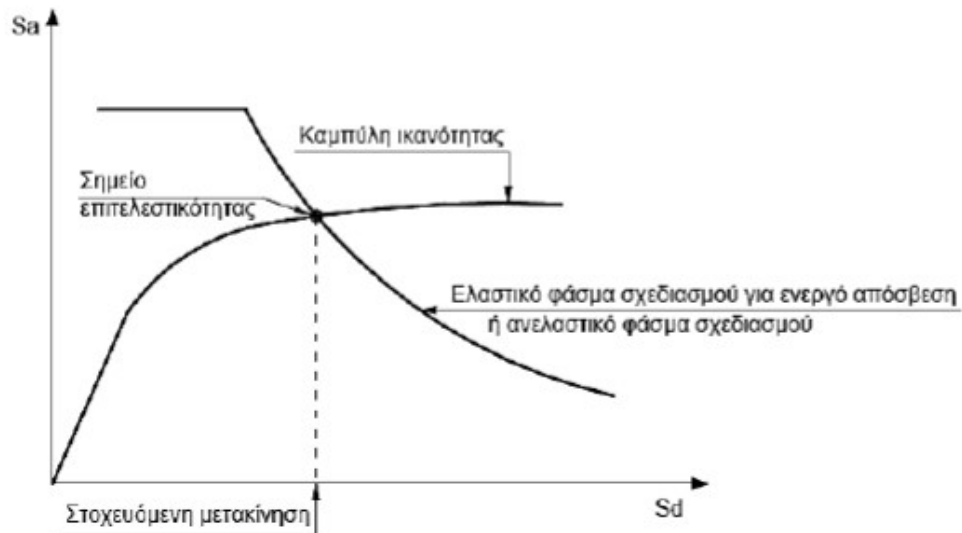
- **Άμεση χρήση (immediate occupancy)** Το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε να μην διακόπτεται καμία λειτουργία μετά ή και κατά την διάρκεια του σεισμού. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι επιτρέπονται μόνο μερικές τριχοειδής ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα οι οποίες δεν επηρεάζουν την κατασκευή να φέρει τα κατακόρυφα φορτία. Επίσης, ο κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες είναι αμελητέος.
- **Προστασία ζωής (life safety)** Αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες, οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρό τραυματισμό ατόμων. Για την επανάχρηση της κατασκευής απαιτείται να επισκευαστούν οι βλάβες.
- **Οιονεί κατάρρευση (near collapse)** Αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, μη επισκευάσιμες ως επί το πλείστον, βλάβες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά η οριζόντια δυσκαμψία του έχει μειωθεί σημαντικά, με αποτέλεσμα να τίθεται θέμα κατάρρευσης σε ενδεχόμενο μετασεισμό. Ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων είναι μεγάλος, κυρίως λόγω πτώσης στοιχείων. Για την επανάχρηση της κατασκευής απαιτούνται εκτεταμένες διορθώσεις, ενώ είναι πιθανό να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της.

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες F-δ που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής και συνήθως απαιτεί καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μία στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από αυτή τη στάθμη. Επομένως, ο μηχανικός θα πρέπει

να αξιολογήσει τη σημασία που έχει η εμφάνιση βλαβών σε κάποιο στοιχείο στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.

Κατόπιν για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (performance point) της κατασκευής γι' αυτό το σεισμό.

Αφού υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (μετακίνηση κορυφής) σημειώνεται στην καμπύλη ικανότητας το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας, το οποίο συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες γίνεται έλεγχος στοχευμένης ικανότητας. Διαπιστώνεται έτσι εάν έχει υπερβληθεί ή όχι κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας. Για τη στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε κάποια στάθμη σεισμικής δόνησης, μπορεί να ελεγχθεί σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης F-δ βρίσκεται κάθε στοιχείο. Στοιχεία στα οποία υπάρχει υπέρβαση της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας πρέπει να ενισχυθούν και η όλη η διαδικασία να επαναληφθεί.



Σχήμα 1.4:: Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος [1]

1.4.2 Διατάξεις ΚΑΝ. ΕΠΕ. για την ανελαστική στατική ανάλυση

Βασικές παραδοχές:

- Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.
- Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία καταναμημένα κατά τρόπο ανάλογο με τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης-

μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο συνήθως επιλέγεται να είναι το κέντρο μάζας του δώματος της κατασκευής. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

- Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλαστικών δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.
- Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση δ_i) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου

Προϋποθέσεις εφαρμογής:

Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση. Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25 % των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων.

Κατανομή σεισμικών φορτίων:

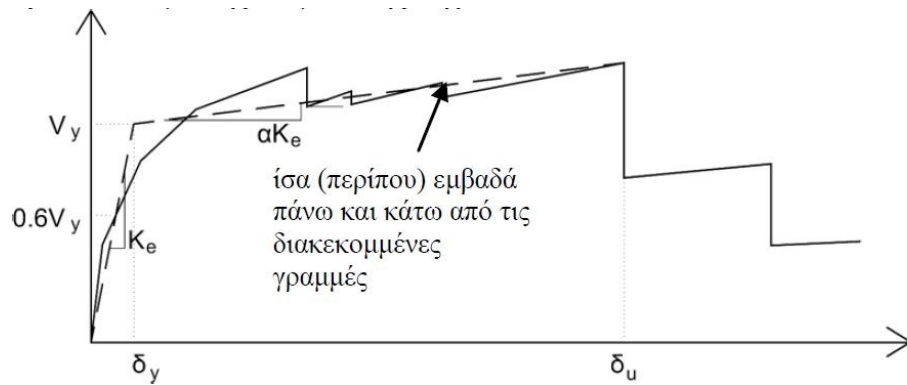
Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος, σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή τουλάχιστον δύο διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής ανώτερων ιδιομορφών. Σύμφωνα με τον ΕΚ8-1 [7], μπορούν να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

- «Ομοιόμορφη», βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).
- «Ιδιομορφική», ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση.

1.4.3 Εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης

Η μη-γραμμική σχέση δύναμης μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και την μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, θα μετατρέπεται σε μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής του κτιρίου. Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης συνίσταται να είναι διγραμμική με κλίση πρώτου κλάδου K_e και κλίση δεύτερου κλάδου ίση με αK_e . Οι δύο

ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζεται γραφικά με κριτήριο την ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν εκατέρωθεν της εξιδανικευμένης καμπύλης.

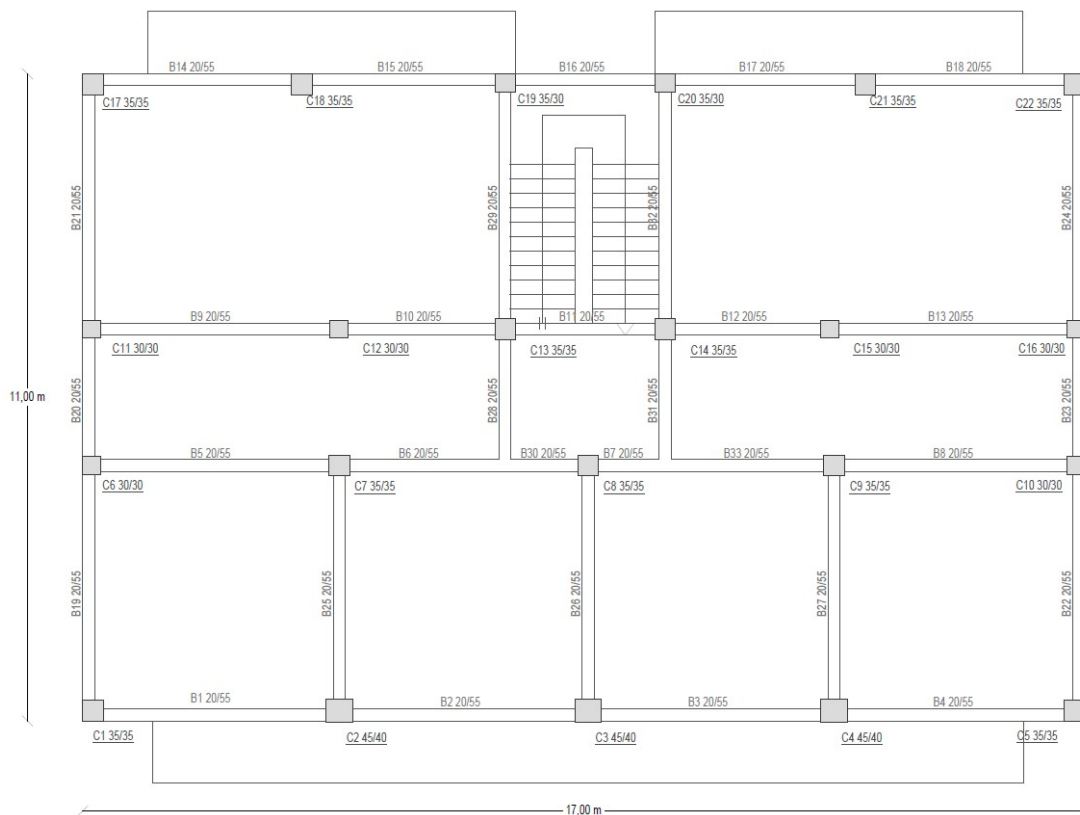


Σχήμα 1.5: Σύγκριση στοχευόμενης μετακίνησης και αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας [1]

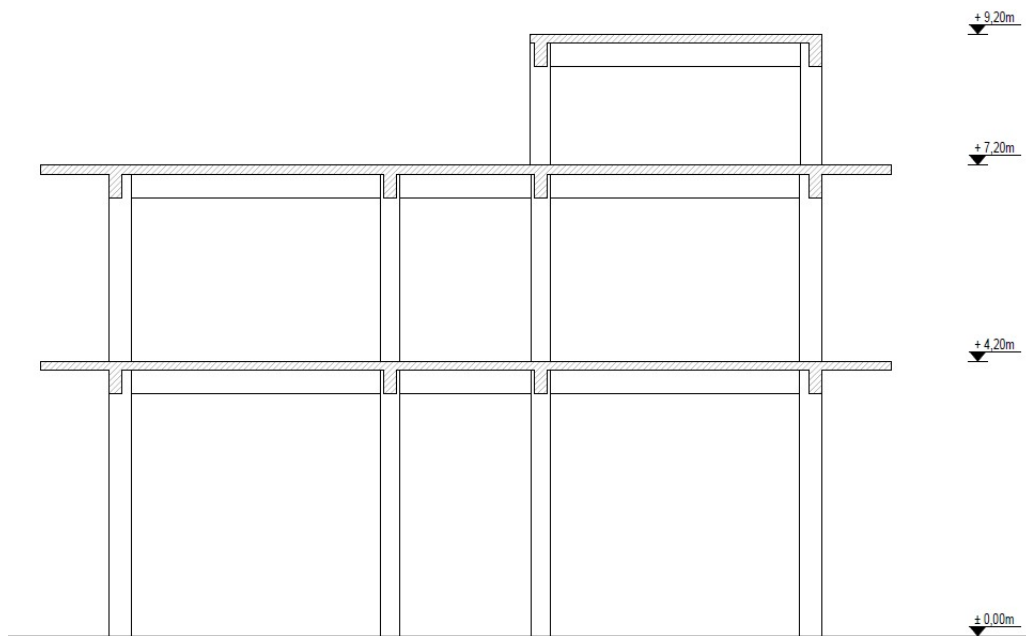
2 Περιγραφή υπό Μελέτη Κτιρίου

Το κτίριο που μελετάται είναι κατασκευασμένο το 1978 από Ο.Σ.. Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική, με συνολικό μήκος και πλάτος 17m x 11m. (Σχήμα 2.1). Πρόκειται για διώροφο κτίριο, με το ισόγειο να έχει ύψος 4,20m και τον όροφο 3,00m. Το ισόγειο έχει χρήση καταστημάτων και το όροφος κατοικίας (διαμερίσματα).

Το κτίριο διαθέτει 22 υποστυλώματα, οι διαστάσεις των οποίων κυμαίνονται μεταξύ 0,30x0,30 και 0,45x0,40. Οι δοκοί είναι διαστάσεων 0,20x0,55. Το σκυρόδεμα είναι κατηγορίας B160 (C12/15), και ο χάλυβας Stahl I (S220)



Σχήμα 2.1: Κάτοψη κτιρίου



Σχήμα 2.2: Τομή κτιρίου



Σχήμα 2.3: Πρόσοψη

2.1 Οπλισμοί υποστυλωμάτων και δοκών

Πίνακας 2.1: Πίνακας οπλισμών υποστυλωμάτων ισογείου

Υποστύλωμα	Διαστάσεις (cm)	Κύριος οπλισμός	Συνδετήρες
C1	35/35	4 Ø20 + 4 Ø14	Ø8/20
C2	45/40	4 Ø22 + 4 Ø18	Ø8/20
C3	45/40	4 Ø22 + 4 Ø18	Ø8/20
C4	45/40	4 Ø22 + 4 Ø18	Ø8/20
C5	35/35	4 Ø20 + 4 Ø14	Ø8/20
C6	30/30	4 Ø20	Ø8/20
C7	35/35	8 Ø20	Ø8/20
C8	35/35	8 Ø20	Ø8/20
C9	35/35	8 Ø20	Ø8/20
C10	30/30	4 Ø20	Ø8/20
C11	30/30	4 Ø20	Ø8/20
C12	30/30	4 Ø20	Ø8/20
C13	35/35	8 Ø20	Ø8/20
C14	35/35	8 Ø20	Ø8/20
C15	30/30	4 Ø20	Ø8/20
C16	30/30	4 Ø20	Ø8/20
C17	35/35	8 Ø18	Ø8/20
C18	35/35	4 Ø20 + 4 Ø18	Ø8/20
C19	35/30	6 Ø18	Ø8/20
C20	35/30	6 Ø18	Ø8/20
C21	35/35	4 Ø20 + 4 Ø18	Ø8/20
C22	35/35	8 Ø18	Ø8/20

Όλες οι δοκοί έχουν διαστάσεις 0,20x0,55, εφελκόμενο οπλισμό 5Ø14, θλιβόμενο 2Ø14 και συνδετήρες Ø8/20. Τα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου έχουν όλα την ίδια διατομή, 0,30x0,30, κύριο οπλισμό 4Ø16, εκτός από τα τέσσερα γωνιακά υποστυλώματα που έχουν 4Ø20 και οι συνδετήρες τους είναι Ø8/20.

2.2 Φορτία

Τα μόνιμα και τα ωφέλιμα φορτία του κτιρίου είναι:

- Μόνιμα φορτία:
 - Τίδιο βάρος φέροντα οργανισμού 25 kN/m³
 - Πρόσθετο μόνιμο φορτίο: 1,50 kN/m³
 - Μπατική τοιχοποιία για τις περιμετρικές δοκούς: 3,60kN/m²
- Ωφέλιμα φορτία
 - Χώροι κατοικίας: 2,00 kN/m² $\psi_2 = 0,30$
 - Δώμα: 2,00 kN/m² $\psi_2 = 0,30$
 - Κλιμακοστάσιο: 3,5,0 kN/m² $\psi_2 = 0,30$

2.3 Δυναμικά Χαρακτηριστικά

Η ιδιοπερίοδος του κτιρίου υπολογίζεται με δυο τρόπους:

1. Σύμφωνα με την προσεγγιστική σχέση 4.6 του EC8-1 (Ευρωκώδικας 8, Μέρος 1, 2004) και ονομάζεται εμπειρική ιδιοπερίοδος.

2. Από ελαστική ανάλυση η οποία χρησιμοποιεί την ενεργό δυσκαμψία της §7.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2017) [1] για τη δυσκαμψία των μελών, και ονομάζεται ακριβής ιδιοπερίοδος.

2.3.1 Εμπειρική ιδιοπερίοδος

Η εμπειρική ιδιοπερίοδος του κτιρίου υπολογίζεται με βάση τη σχέση 4.6 του EC8-1 (Ευρωκώδικας 8, Μέρος 1, 2004) [7]:

$$T = C_i \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad (2.1)$$

C_i είναι 0,075 για πλαίσια από σκυρόδεμα

H : είναι το ύψος του κτιρίου από τη θεμελίωση

Επομένως, η εμπειρική ιδιοπερίοδος του κτιρίου με βάση την εμπειρική σχέση προκύπτει ίση με:

$$T = 0,075 \cdot 7,20^{\frac{3}{4}} = 0,33 \text{sec}$$

2.3.2 Ακριβής ιδιοπερίοδος

Η ακριβής ιδιοπερίοδος προκύπτει από την εφαρμογή ελαστικής ανάλυσης χρησιμοποιώντας την ενεργό δυσκαμψία της §7.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1] για τη δυσκαμψία των μελών, και λαμβάνεται ανάλογα με το ποσοστό συμμετοχής της κάθε διεύθυνσης στην εκάστοτε ιδιομορφή. Στον Πίνακα 2.2 παρουσιάζονται οι ιδιοπερίοδοι και τα ποσοστά συμμετοχής μάζας για κάθε ιδιομορφή.

Πίνακας 2.2: Πίνακας σπλισμών υποστυλωμάτων

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό συμμετοχής X (%)	Ποσοστό συμμετοχής Y (%)
1η	0,47	0	95,84
2η	0,43	38,20	0,02
3η	0,40	57,76	0,01

Με βάση τα ποσοστά συμμετοχής της μάζας στην κάθε ιδιομορφή, οι ιδιοπερίοδοι για κάθε διεύθυνση λαμβάνονται ως:

$$T_x = 0,47 \text{ sec}$$

$$T_y = 0,40 \text{ sec}$$

3 Προσεγγιστική μέθοδος Σ. Δρίτσου

Στο παρόν κεφάλαιο περιγράφεται η διαδικασία της προτεινόμενης προσεγγιστικής μεθόδου [2], η οποία εφαρμόζεται στο κτίριο που εξετάζεται. Συγκεκριμένα, περιγράφονται τα 13 κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης που ορίζει η μέθοδος και η προσεγγιστική διαδικασία για τον προσδιορισμό του βαθμού σεισμικής ανεπάρκειας, η οποία περιλαμβάνει την εύρεση της σεισμικής αντίστασης και της σεισμικής απαίτησης. Η εύρεση της σεισμικής απαίτησης πραγματοποιείται με χρήση της προσεγγιστικής και ακριβούς ιδιοπεριόδου του κτιρίου και ο υπολογισμός του βαθμού ανεπάρκειας.

Σε επόμενο κεφάλαιο οι βαθμοί (λόγοι) ανεπάρκειας θα συγκριθούν με τους αντίστοιχους που θα προκύψουν από την εφαρμογή της ακριβούς μεθόδου.

3.1 Εφαρμογή κριτηρίων σεισμικής επιβάρυνσης

Στην προτεινόμενη μεθοδολογία τα στοιχεία τρωτότητας που επηρεάζουν καθοριστικά τη σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου συνοψίζονται σε 13 κριτήρια [2].

3.1.1 Κριτήριο 1 – Βλάβες στατικής ανεπάρκειας

Δεν υπάρχουν βλάβες σε υποστυλώματα και κόμβους του κτιρίου που εξετάζεται. Επομένως, ο βαθμός του κριτηρίου 1 θα είναι ίσος με $B_1=5$.

3.1.2 Κριτήριο 2 – Οξείδωσης οπλισμών

Δεν διαπιστώθηκαν ενδείξεις οξείδωσης σε υποστυλώματα του κτιρίου που εξετάζεται. Επομένως, ο βαθμός του κριτηρίου 2 θα είναι ίσος με $B_2 = 5$.

3.1.3 Κριτήριο 3 – Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου

Το ανηγμένο αξονικό φορτίο υποστυλώματος ισογείου υπολογίζεται ως εξής:

$$v_d = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{ck}(1-\theta)} \quad (3.1)$$

Όπου:

- N_{sd} : η αξονική δύναμη υποστυλώματος ισογείου, από μόνιμα G και κινητά Q φορτία, για τον συνδυασμό φόρτισης $S_d=G+\psi_2Q$.
- f_{ck} : η χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος
- A_c : το εμβαδόν διατομής υποστυλώματος ισογείου.
- θ : ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας, ο οποίος προσεγγιστικά υπολογίζεται ως:

$$\theta = \begin{cases} 0, & h < 3,00m \\ \frac{h-2}{20}, & h \geq 3,00m \end{cases}, \text{ όπου } h \text{ το καθαρό ύψος του εξεταζόμενου υποστυλώματος}$$

Βαθμονόμηση Κριτηρίου

Υπερκρίσιμο: εάν $v_d > 0.75$

Βαθμός 1: εάν $0.65 \leq v_d \leq 0.75$

Βαθμός 2: εάν $0.50 \leq v_d < 0.65$

Βαθμός 3: εάν $0.40 \leq v_d < 0.50$

Βαθμός 4: εάν $0.30 \leq v_d < 0.40$

Βαθμός 5: εάν $v_d < 0.30$

Τα αξονικά φορτία των κατακόρυφων μελών προέκυψαν με χρήση του προγράμματος SeisMobuild [14]. Η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος για το υπό μελέτη κτίριο είναι ίση με $f_{ck}=12$ MPa. Ως ύψος h λαμβάνεται το καθαρό ύψος των κατακόρυφων μελών. Στο κτίριο που εξετάζεται το καθαρό ύψος των μελών του ισογείου είναι ίσο με $h=4.20-0.55=3.65m$. Ο δείκτης μεταθετότητας θ προκύπτει ως εξής: $\theta = \frac{3.65-2}{20} = 0.0825$

Στον Πίνακα 3.1 παρουσιάζονται οι τιμές του ανηγμένου αξονικού φορτίου των κατακόρυφων μελών του ισογείου

Πίνακας 3.1. Τιμές του ανηγμένου αξονικού φορτίου των κατακόρυφων μελών του ισογείου

Μέλος	Διατόμη (cm)	Εμβαδό διατομής A_c (m ²)	Αξονικό φορτίο N (kN)	Ανηγμένο αξονικό φορτίο v_d
K1	35 X 35	0.1225	121	0.090
K2	45 X 40	0.18	214	0.108
K3	45 X 40	0.18	194	0.098
K4	45 X 40	0.18	212	0.107
K5	35 X 35	0.1225	119	0.088
K6	30 X 30	0.09	129	0.130
K7	35 X 35	0.1225	197	0.146
K8	35 X 35	0.1225	172	0.128
K9	35 X 35	0.1225	187	0.139
K10	30 X 30	0.09	128	0.129
K11	30 X 30	0.09	134	0.135
K12	30 X 30	0.09	128	0.129
K13	35 X 35	0.1225	194	0.144
K14	35 X 35	0.1225	199	0.144
K15	30 X 30	0.09	130	0.131
K16	30 X 30	0.09	134	0.135
K17	35 X 35	0.1225	117	0.087
K18	35 X 35	0.1225	171	0.127
K19	35 X 30	0.105	141	0.122
K20	35 X 30	0.105	141	0.122
K21	35 X 35	0.1225	168	0.125
K22	35 X 35	0.1225	118	0.087

Ο τελικός βαθμός επικινδυνότητας για το κριτήριο 3 προκύπτει ως εξής: $v_d = \frac{1}{N} \sum_i v_d^i = 0.121$

Άρα, βαθμός του κριτηρίου 3 θα είναι ίσος με $B_3=5$.

3.1.4 Κριτήριο 4 – Κανονικότητα κάτοψης

Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική, επομένως, προσδιορίζεται ο λόγος των μηκών των πλευρών του κτιρίου ως εξής:

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{17}{11} = 1,545$$

Άρα, βαθμός του κριτηρίου 4 θα είναι ίσος με $B_4=5$.
[Βαθμός 5: $\lambda < 4.0$ (κανονικό σε κάτοψη)]

3.1.5 Κριτήριο 5 – Κανονικότητα σε Κάτοψη – Στρέψη

Αρχικά, προσδιορίζεται η θέση του κέντρου μάζας του κτιρίου με βάσει τις σχέσεις:

$$x_M = \frac{\sum N_{sd,i} \cdot x_{c,i}}{\sum N_{sd,i}} \quad (3.2)$$

$$y_M = \frac{\sum N_{sd,i} \cdot y_{c,i}}{\sum N_{sd,i}} \quad (3.3)$$

Στη συνέχεια υπολογίζονται οι δυσκαμψίες των κατακόρυφων μελών του ισογείου με βάσει τις σχέσεις της §7.1.2.2(δ) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1]

Για τα υποστυλώματα:

$$K_{\text{υποστ}} = 0.08(0.8 + \ln[\max(0.6; \alpha_s)]) \left(1 + 0.048 \frac{N}{A_c}\right) E_c I_c \quad (3.4)$$

Πίνακας 3.2. Στοιχεία για την εύρεση του κέντρου μάζας και κέντρου δυσκαμψίας.

Μέλος	x_i	y_i	N_0	$x_i N_0$	$y_i N_i$	K_x	K_y	$x_i K_x$	$y_i K_y$
K1	0.175	0.175	121	21.2	21.2	1,151	1,151	202	202
K2	4.3	0.225	214	920.2	48.2	2,980	2,355	12,814	530
K3	8.65	0.225	194	1678.1	43.7	2,879	2,275	24,902	512
K4	12.725	0.225	212	2697.7	47.7	2,970	2,347	37,792	528
K5	16.825	0.175	119	2002.2	20.8	1,145	1,145	19,270	200
K6	0.15	4.35	129	19.4	561.2	712	712	107	3,096
K7	4.375	4.375	197	861.9	861.9	1,384	1,384	6,055	6,055
K8	8.6	4.375	172	1479.2	752.5	1,308	1,308	11,245	5,720
K9	12.725	4.375	187	2379.6	818.1	1,353	1,353	17,222	5,921
K10	16.85	4.35	128	2156.8	556.8	709	709	11,954	3,086
K11	0.15	6.65	134	20.1	891.1	723	723	108	4,807
K12	4.375	6.65	128	560.0	851.2	709	709	3,104	4,718
K13	7.175	6.625	194	1392.0	1285.3	1,375	1,375	9,865	9,108
K14	9.875	6.625	199	1965.1	1318.4	1,390	1,390	13,728	9,210
K15	12.65	6.65	130	1644.5	864.5	714	714	9,031	4,748
K16	16.85	6.65	134	2257.9	891.1	723	723	12,181	4,807
K17	0.175	10.825	117	20.5	1266.5	1,139	1,139	199	12,332
K18	3.75	10.825	171	641.3	1851.1	1,304	1,304	4,892	14,121
K19	7.15	10.85	141	1008.2	1529.9	1,101	809	7,873	8,777
K20	9.875	10.85	141	1392.4	1529.9	1,101	809	10,873	8,777
K21	13.25	10.825	168	2226.0	1818.6	1,295	1,295	17,162	14,021
K22	16.825	10.825	118	1985.4	1277.4	1,142	1,142	19,218	12,365
Άθροισμα			3448	29329	19107	29,309	26,872	249,796	133,642

Το κέντρο μάζας του κτιρίου προέκυψε $x_{CM} = 8.51 \text{ m}$, $y_{CM} = 5.54 \text{ m}$. Οι συντεταγμένες του κέντρου δυσκαμψίας, x_{CR} του ισογείου υπολογίζονται με βάση τις σχέσεις:

$$x_{CR} = \frac{\sum K_{C_{x,d}x_{e,d}} + \sum K_{\text{inf}_{x,d}\text{inf}_{i,d}}}{\sum K_{C_{x,d}} + \sum K_{\text{inf}_{x,d}}} \quad \& \quad y_{CR} = \frac{\sum K_{C_{y,d}y_{e,d}} + \sum K_{\text{inf}_{y,d}\text{inf}_{i,d}}}{\sum K_{C_{y,d}} + \sum K_{\text{inf}_{y,d}}} \quad \text{όπου } K_{\text{inf}_{x,i}} \text{ και } x_{\text{inf}_{i,i}} = 0 \text{ για το}$$

υπό μελέτη κτίριο (δεν λαμβάνονται υπόψη οι τοιχοπληρώσεις στην παρούσα εργασία). Οι συντεταγμένες του κέντρου δυσκαμψίας προκύπτουν ίσες με $x_{CR} = 9.30 \text{ m}$, $y_{CR} = 4.97 \text{ m}$. Στην συνέχεια υπολογίζονται οι εκκεντρότητες ανά διεύθυνση, e_x και e_y , και οι ζητούμενες ανηγμένες τιμές τους, e_{χ} και e_y , ως ακολούθως:

$$e_x = |x_{CR} - x_{CM}| = |9.30 - 8.51| = 0.79 \qquad \varepsilon_x = \frac{e_x}{L_x} = \frac{0.79}{17} = 0.046$$

$$e_y = |y_{CR} - y_{CM}| = |4.97 - 5.54| = 0.57 \qquad \varepsilon_y = \frac{e_y}{L_y} = \frac{0.57}{11} = 0.052$$

Βαθμονόμηση κριτηρίου:

Βαθμός 1: $\varepsilon \geq 0.30$ (έντονη ανισοκατανομή * στρέψη)

Βαθμός 5: $\varepsilon \leq 0.05$ (πρακτικώς συμμετρικό – χωρίς στρεπτική απόκριση)

Επομένως, ο βαθμός του κριτηρίου 5 θα είναι ίσος με $B_5=5$.

3.1.6 Κριτήριο 6 – Κανονικότητα σε τομή/όψη

Θεωρώντας ότι η απόληξη του κλιμακοστασίου έχει πολύ μικρή μάζα συγκριτικά με τους άλλους ορόφους την αγνοούμε, για αυτό το λόγο θεωρούμε πως δεν υπάρχουν εσοχές και τα εμβαδά των ορόφων είναι ίσα.

Βαθμονόμηση κριτηρίου:

Βαθμός 1: Εμβαδόν ενός ορόφου μικρότερο του 60% του εμβαδού του υπερκείμενου ή υποκείμενου ορόφου, είτε συνολικό εμβαδόν εσοχών όλων των υπερκείμενων ορόφων μεγαλύτερο του 60% του εμβαδού του ισογείου (κτίριο μη κανονικό).

Βαθμός 5: Εμβαδόν ενός ορόφου μεγαλύτερο του 75% του εμβαδού του υπερκείμενου ή υποκείμενου ορόφου, είτε συνολικό εμβαδόν εσοχών όλων των υπερκείμενων ορόφων μικρότερο του 40% του εμβαδού του ισογείου (κτίριο κανονικό).

Επομένως ο βαθμός του κριτηρίου 6 θα είναι ίσος με $B_6=5$ και για τις δύο διευθύνσεις.

3.1.7 Κριτήριο 7 – Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος – Μαλακός όροφος

Αρχικά, υπολογίζονται οι δυσκαμψίες των μελών σε όλους τους ορόφους του κτιρίου με βάση τις σχέσεις της §7.1.2.2(δ) του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]. Στον Πίνακα 3.3, παρουσιάζεται το άθροισμα των δυσκαμψιών ανά όροφο και διεύθυνση.

Όροφος	$K_{tot,x}$	$K_{tot,y}$
Ισόγειο	1.105.409	1.015.126
1 ^{ος}	266.830	266.830

Ισόγειο – 1^{ος} όροφος $\Delta K_x = 314\%$ & $\Delta K_y = 280\%$

Βαθμονόμηση κριτηρίου:

Βαθμός 1: Μεταξύ γειτονικών ορόφων, $K_{tot} > 50\%$ (σημαντική ανισοκατανομή δυσκαμψίας – πιθανός μαλακός όροφος).

Βαθμός 5: Μεταξύ γειτονικών ορόφων, $K_{tot} < 20\%$ (ομαλή κατανομή της δυσκαμψίας καθ' ύψος)

Επομένως ο βαθμός του κριτηρίου 7 θα είναι ίσος με $B_7=1$ και για τις δύο διευθύνσεις.

3.1.8 Κριτήριο 8 – Κατανομή μάζας καθ' ύψος

Το βάρος κάθε ορόφου υπολογίζεται με βάση τα κατακόρυφα φορτία. Έτσι, υπολογίστηκε το σύνολο των κατακόρυφων φορτίων (το βάρος κάθε ορόφου) αφαιρώντας τα φορτία των ανώτερων ορόφων. Η μάζα κάθε ορόφου Πίνακας 3.4 προκύπτει διαιρώντας το βάρος με την επιτάχυνση της βαρύτητας ($g=9.81 \text{ m/sec}^2$).

Όροφος	Βάρος W (kN)	Μάζα (tn)
Ισόγειο	1.956	199,39
1 ^{ος}	1.415	144,24
Απόληξη κλιμακοστασίου	77	7,85

Η διαφορά μεταξύ ισόγειου και 1^{ου} ορόφου οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι η πλάκα οροφής ισόγειου φέρει επιπλέον φορτία της μπατικής τοιχοποιίας.

Βαθμονόμηση κριτηρίου:

Βαθμός 1: Μεταξύ γειτονικών ορόφων, $\Delta M_{tot} > 50\%$ (σημαντική ανισοκατανομή μάζας).

Βαθμός 5: Μεταξύ γειτονικών ορόφων, $\Delta M_{tot} < 20\%$ (ομοιόμορφη κατανομή μάζας).

Ισόγειο – 1^{ος} όροφος: $\Delta M = 38\%$

Επομένως ο βαθμός του κριτηρίου 8 θα είναι ίσος με $B_8=2,60$ και για τις δύο διευθύνσεις.

3.1.9 Κριτήριο 9 – Κοντά υποστυλώματα

Για κάθε υποστύλωμα αποδίδεται ένας βαθμός β_ℓ ανάλογα με το ανηγμένο του μήκος. Η συμβολή στην συνολική επιβάρυνση της κατασκευής λαμβάνεται υπόψη μέσω αντίστοιχων συντελεστών βαρύτητας σ.β. ως εξής:

Για $1/h \leq 2$	$\beta_\ell = 1$ και	σ.β. = 5
Για $2 \leq 1/h \leq 3$	$\beta_\ell = 2$ και	σ.β. = 4
Για $3 \leq 1/h \leq 4$	$\beta_\ell = 3$ και	σ.β. = 3
Για $4 \leq 1/h \leq 5$	$\beta_\ell = 4$ και	σ.β. = 2
Για $1/h > 5$	$\beta_\ell = 5$ και	σ.β. = 1

Αν n το πλήθος των υποστυλωμάτων στην εξεταζόμενη στάθμη και n_1 με βαθμό $\beta_\ell = 1$
 n_2 με βαθμό $\beta_\ell = 2$
 n_3 με βαθμό $\beta_\ell = 3$
 n_4 με βαθμό $\beta_\ell = 4$
 n_5 με βαθμό $\beta_\ell = 5$

Τότε σε φορείς χωρίς τοιχώματα όπως ο δικός μας η βαθμονόμηση του κριτηρίου ανά στάθμη, προσδιορίζεται ως εξής:

$$\bar{\beta} = \frac{n_1 \cdot 1 \cdot 5 + n_2 \cdot 2 \cdot 4 + n_3 \cdot 3 \cdot 3 + n_4 \cdot 4 \cdot 2 + n_5 \cdot 5 \cdot 1}{n = 5n_1 + 4n_2 + 3n_3 + 2n_4 + n_5} \quad (3.5)$$

Και για τις δύο διευθύνσεις στον εξεταζόμενο φορέα $\frac{h_{\max}}{l_1} = \frac{0.45}{3.65} = 8.1$ για το ισόγειο και $\frac{h_{\max}}{l_2} = \frac{0.30}{2.45} = 8.2$ για τον 1^ο όροφο. Επομένως ο βαθμός του κριτηρίου 9 θα είναι ίσος με $B_9=5$ και για τις δύο διευθύνσεις.

3.1.10 Κριτήριο 10 – Κατακόρυφες ασυνέχειες

Το συγκεκριμένο κτίριο δεν παρουσιάζει κατακόρυφες ασυνέχειες για το λόγο αυτό ο βαθμός του κριτηρίου 10 θα είναι ίσος με $B_{10}=5$ και για τις δύο διευθύνσεις.

3.1.11 Κριτήριο 11 – Κατακόρυφες ασυνέχειες

Στο κριτήριο αυτό διακρίνονται τρεις περιπτώσεις ανάλογα με το στατικό σύστημα του κτιρίου που εξετάζεται, οι οποίες είναι:

- A) Παρουσία τοιχωμάτων
- B) Πλαισιακή λειτουργία
- Γ) Συνδυασμός παρουσίας τοιχωμάτων και πλαισιακής λειτουργίας

Το εξεταζόμενο κτίριο έχει πλαισιακή λειτουργία, στην περίπτωση αυτή Σημαντικό ρόλο παίζει η ύπαρξη σαφών επιπέδων πλαισιακής λειτουργίας σε δυο κάθετα επίπεδα, παράλληλα με τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Το σχήμα ιδανικής πλαισιακής δομικής

διαμόρφωσης, θα μπορούσε να χαρακτηριστεί βαθμού 5. Κάθε απόκλιση μικρή ή μεγαλύτερη ορισμένων στύλων από το ιδανικό σχήμα επίπεδης πλαισιακής λειτουργίας θα μπορεί να σημειωθεί με βαθμούς από 2 έως 4. Αυτό μπορεί να ενταχθεί στη στατική εποπτεία του Μηχανικού .

Όταν για παράδειγμα αντί επίπεδης πλαισιακής λειτουργίας εμφανίζεται κτίριο με στύλους ατάκτως τοποθετημένους στο βάθος της κάτοψης του κτιρίου , χωρίς να συνδέονται με δοκούς μεταξύ των τότε θα μπορούσε να θεωρήσει βαθμό 1. Ενδιάμεσα εάν για παράδειγμα περιμετρικά εμφανίζονται πλαίσια δομικά ενώ στο κέντρο έχουμε ατάκτως τοποθετημένους στύλους τότε θα μπορούσαμε να θεωρήσουμε βαθμό 3. Αντίστοιχα μπορεί κανείς να χαρακτηρίσει την κατάσταση κτιρίου με βαθμούς 2 και 4. Επομένως, εάν εντοπίσει κανείς πέντε επίπεδα πλαισιακής λειτουργίας από τα οποία τα 3 είναι ατάκτως τοποθετημένα και τα δυο σωστά τοποθετημένα μπορούμε να το εντάξουμε στο βαθμό 2.

Για το λόγο αυτό θεωρούμε και για τις δύο διευθύνσεις ως βαθμό του κριτηρίου 11 ίσο με $B_{11}=5$.

3.1.12 Κριτήριο 12 – Γειτονικά κτίρια

Το εξεταζόμενο κτίριο δεν γειτνιάζει με κάποιο κτίριο, κατά συνέπεια ο βαθμός του κριτηρίου 12 θα είναι ίσος με $B_{12}=5$ και για τις δύο διευθύνσεις.

3.1.13 Κριτήριο 13 – Κακοτεχνίες – τραυματισμοί

Ο βαθμός επικινδυνότητας λαμβάνεται ίσος με $B_{13}=5$.

3.2 Συγκεντρωτικός πίνακας κριτηρίων

Ο (Πίνακας 3.5) αποτελεί τον πίνακα κριτηρίων για το εξεταζόμενο κτίριο, στον οποίο καταγράφονται οι βαθμοί επιβάρυνσης για κάθε κριτήριο και για τις δύο διευθύνσεις.

Πίνακας 3.5. Πίνακας κριτηρίων

α/α	Περιγραφή Κριτηρίου	Βαθμός Επιβάρυνσης		Συντελεστή ς βαρύτητας σ_i
		Διεύθυνση		
		x	y	
1	Βλάβες στατικής ανεπάρκειας	5	5	0.1
2	Οξειδωση οπλισμών	5	5	0.1
3	Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου	5	5	0.05
4	Κανονικότητα Κάτοψης	5	5	0.05
5	Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη -	5	5	0.1
6	Κανονικότητα σε Τομή – Όψη	5	5	0.05
7	Κατανομή Δυσκαμψίας Καθ' Ύψος	1	1	0.15
8	Κατανομή Μάζας Καθ' Ύψος	2.6	2.6	0.05
9	Κοντά Υποστυλώματα	5	5	0.15
10	Κατακόρυφες ασυνέχειες	5	5	0.05
11	Διαδρομή και Μεταφορά Δυνάμεων	5	5	0.05
12	Γειτονικά Κτίρια	5	5	0.05
13	Κακοτεχνίες Τραυματισμοί	5	5	0.05

Για τον υπολογισμό του μειωτικού συντελεστή επιρροής των κριτηρίων στην τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου, χρησιμοποιείται η σχέση [2] $\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5}$

Για την διεύθυνση X: $\beta_{xx} = \frac{4.32}{5} = 0.856$

Για την διεύθυνση Y: $\beta_{yy} = \frac{4.32}{5} = 0.856$

3.3 Εφαρμογή προσεγγιστικής διαδικασίας

3.3.1 Προσεγγιστικός προσδιορισμός της τέμνουσας αντοχής V_{R0}

Αν V_{Ri} μέγιστη τέμνουσα που μπορεί να αναληφθεί από κάθε κατακόρυφο στοιχείο, η μέσω υπολογισμών προκύπτουσα τέμνουσα αντοχής V_{R0} , μπορεί να ληφθεί [2] :

$$V_{R0} = a_1 \sum V_{Ri}^{υποστ.} + a_2 \sum V_{Ri}^{τοιχ.} + a_3 \sum V_{Ri}^{κοντ.υποστ.} \quad (3.6)$$

Όπου a_1, a_2, a_3 τιμές που μπορούν να ληφθούν ως:

$a_1 = 0.5 \quad a_2 = 0.7 \quad a_3 = 0.9$ Όταν υπάρχουν υποστυλώματα, τοιχώματα και κοντά υποστυλώματα

$a_1 = 0.7 \quad a_2 = 0.9$ Όταν υπάρχουν υποστυλώματα και τοιχώματα και δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα

$a_1 = 0.7 \quad a_3 = 0.9$ Όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς τοιχώματα και υπάρχουν κοντά υποστυλώματα

$a_1 = 0.8$ Όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς την παρουσία τοιχωμάτων ή κοντών υποστυλωμάτων

Σύμφωνα με την προτεινόμενη προσεγγιστική μέθοδο ο υπολογισμός των διατμητικών αντοχών των κατακόρυφων μελών γίνεται ως εξής:

1^η Περίπτωση – Άγνωστος οπλισμός (Α.Ο.)

Στην περίπτωση αυτή που δεν είναι γνωστοί οι οπλισμοί στο κτίριο που εξετάζεται, η αντοχή των κατακόρυφων μελών λαμβάνεται σύμφωνα με τον EC2 αγνοώντας τη συμβολή του οπλισμού ως [6]:

$$V_{Ri} = \left(35k^{\frac{2}{3}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} + 0.15 \left(\frac{N}{A_c} \right) \right) b_w d \quad (3.7)$$

Όπου,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \quad (3.8)$$

2^η Περίπτωση – Γνωστός οπλισμός (Γ.Ο.)

Στην περίπτωση αυτή που είναι γνωστοί οι οπλισμοί στο κτίριο που εξετάζεται, η αντοχή των κατακόρυφων μελών λαμβάνεται σύμφωνα με τον EC2 από τη σχέση [6]:

$$V_{Ri} = \min(V_{rd,s}, V_M) \quad (3.9)$$

Όπου,

$$V_{rd,s} = \frac{z}{H_{cl}} N_d + \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \text{ για υποστυλώματα} \quad (3.10)$$

$$V_M = \frac{2M_R}{H_{cl}} \quad (3.11)$$

$M_R = \mu b h^2 f_{cd}$ η ροπή αντοχής υποστυλώματος για κάθε διεύθυνση φόρτισης με βάσει τα Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης ορθογωνικής διατομής [6]

Στον Πίνακα 3.6 παρουσιάζονται οι τέμνουσες αντοχής για κάθε κατακόρυφο μέλος του κτιρίου, για την περίπτωση του γνωστού οπλισμού (Γ.Ο).

Πίνακας 3.6. Τέμνουσα αντοχής υποστυλωμάτων

	Mrd _x	Mrd _y	Vm _x	Vm _y	V _{sx}	V _{sy}	Διεύθυνσ η X V _{Ri} (Γ.Ο)	Διεύθυνσ η Y V _{Ri} (Γ.Ο)
K ₁	263	263	144	144	34	34	34	34
K ₂	469	413	257	226	54	48	54	48
K ₃	467	411	256	225	52	46	52	46
K ₄	469	413	257	226	54	48	54	48
K ₅	263	263	144	144	34	34	34	34
K ₆	161	161	88	88	29	29	29	29
K ₇	315	315	173	173	40	40	40	40
K ₈	314	314	172	172	38	38	38	38
K ₉	314	314	172	172	39	39	39	39
K ₁₀	161	161	88	88	29	29	29	29
K ₁₁	161	161	88	88	30	30	30	30
K ₁₂	161	161	88	88	29	29	29	29
K ₁₃	262	262	144	144	40	40	40	40
K ₁₄	262	262	144	144	40	40	40	40
K ₁₅	161	161	88	88	29	29	29	29
K ₁₆	161	161	88	88	30	30	30	30
K ₁₇	244	244	134	134	34	34	34	34
K ₁₈	297	297	163	163	38	38	38	38
K ₁₉	230	193	126	106	36	30	36	30
K ₂₀	230	193	126	106	36	30	36	30
K ₂₁	297	297	163	163	38	38	38	38
K ₂₂	264	264	145	145	34	34	34	34

Στον Πίνακα 3.7 παρουσιάζονται οι τέμνουσες αντοχής για κάθε κατακόρυφο μέλος του κτιρίου, για τις περιπτώσεις που ο οπλισμός είναι άγνωστος (Α.Ο) και γνωστός (Γ.Ο).

Πίνακας 3.7. Τέμνουσα αντοχής υποστυλωμάτων

Μέλος	Διεύθυνση X	Διεύθυνση Y	Διεύθυνση X	Διεύθυνση Y
	V _{Ri} (Α.Ο)	V _{Ri} (Α.Ο)	V _{Ri} (Γ.Ο)	V _{Ri} (Γ.Ο)
K ₁	36	36	34	34
K ₂	58	59	54	48
K ₃	56	56	52	46
K ₄	58	58	54	48
K ₅	36	36	34	34
K ₆	32	32	29	29
K ₇	47	47	40	40
K ₈	43	43	38	38
K ₉	45	45	39	39
K ₁₀	32	32	29	29
K ₁₁	33	33	30	30
K ₁₂	32	32	29	29
K ₁₃	46	46	40	40
K ₁₄	41	41	40	40
K ₁₅	32	32	29	29
K ₁₆	33	33	30	30
K ₁₇	36	36	34	34
K ₁₈	43	43	38	38
K ₁₉	36	36	36	30
K ₂₀	36	36	36	30
K ₂₁	43	43	38	38
K ₂₂	36	36	34	34
Άθροισμα	889	892	818	787

Στην συνέχεια υπολογίζεται η V_{R0} για τις διευθύνσεις X και Y της δράσης. Ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς την παρουσία τοιχωμάτων ή κοντών υποστυλωμάτων, επομένως επιλέγεται α₁ = 0.8.

Στον Πίνακα 3.8 παρουσιάζονται οι τιμές της V_{R0} για τις περιπτώσεις άγνωστου και γνωστού οπλισμού, για κάθε διεύθυνση φόρτισης

Πίνακας 3.8. Τιμές V_{R0}

Διεύθυνση	Τιμές V _{R0}	
	V _{R0} (Α.Ο)	V _{R0} (Γ.Ο)
x	711	654
y	714	630

3.3.2 Προσδιορισμός σεισμικής αντίστασης V_R

Η συνολική σεισμική αντίσταση του κτιρίου σε όρους τέμνουσας βάσης υπολογίζεται με βάση τη σχέση [2]:

$$V_R = \beta V_{R0} \quad (3.12)$$

Όπου,
 $\beta_{xx} = 0.856$
 $\beta_{yy} = 0.856$

Στον (Πίνακα 3.9) παρουσιάζονται οι τιμές της V_R για τις περιπτώσεις άγνωστου και γνωστού οπλισμού, για κάθε διεύθυνση φόρτισης

Πίνακας 3.9. Τιμές V_R

Διεύθυνση	V_R (Α.Ο)	V_R (Γ.Ο)
x	609	560
y	611	539

3.3.3 Προσδιορισμός σεισμική απαίτησης V_{req}

Σε κάθε κύρια διεύθυνση, προσδιορίζεται με βάση το φάσμα σχεδιασμού του Κανονισμού, το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού) του κτιρίου, σύμφωνα με τη σχέση [7]:

$$V_{req} = M S_d(T) \quad (3.13)$$

όπου, T η ιδιοπερίοδος της κατασκευής και M η μάζα του κτιρίου ($M=351.48\text{tn}$)

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q λαμβάνεται από τον Πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 για τη στάθμη επιτελεστικότητας B , ανάλογα με τη διεύθυνση που εξετάζεται. Συγκεκριμένα, επειδή το ισόγειο της κατασκευής είναι καταστήματα με λίγες τοιχοπληρώσεις, επιλέγουμε $q = 1,30$ και για τις δύο διευθύνσεις, έχοντας κτίριο προ του 1985, χωρίς ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία και έχοντας δυσμενή (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων.

Η εμπειρική ιδιοπερίοδος του κτιρίου προέκυψε ίση με $T_{εμπειρ.} = 0.33 \text{ sec}$ και για τις δύο διευθύνσεις του κτιρίου. η ακριβής ιδιοπερίοδος για την διεύθυνση X είναι $T_{ακρ.X} = 0.47\text{sec}$ και για την διεύθυνση Y είναι $T_{ακρ.Y} = 0.40\text{sec}$.

Θεωρούμε κατηγορία εδάφους B ($T_B = 0.15\text{sec}$ & $T_C = 0.50\text{sec}$). Καθώς όλες οι ιδιοπερίοδοι είναι μεταξύ T_B και T_C θα έχουν την ίδια φασματική επιτάχυνση καθώς για

$$T_B < T < T_C, \text{ ισχύει } S_d = a_g S \frac{2.50}{q}$$

Για τη στάθμη επιτελεστικότητας B :

$$q = 1.3 \text{ (Πίνακας Σ4.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)}$$

$$T_B < T < T_C$$

$$S_d = a_g S \frac{2.50}{q} = 0.24g \cdot 1.20 \cdot \frac{2.50}{1.30} = 5.433 \frac{m}{s^2}$$

$$V_{reqX} = V_{reqY} = 351 \text{ ton} \cdot 5.433 \frac{m}{s^2} = 1907 \text{ kN}$$

3.3.4 Προσδιορισμός βαθμού ανεπάρκειας και κατάταξης

Σύμφωνα με την προσεγγιστική μέθοδο που παρουσιάζεται στην παρούσα εργασία, ο βαθμός ανεπάρκειας της κατασκευής προκύπτει ανά διεύθυνση συνυπολογίζοντας το 30% της επίδρασης της κάθετης διεύθυνσης ως εξής [2]:

$$\lambda_x = \frac{V_{req_x} + 0.3V_{req_y}}{V_{R_x} + 0.3V_{R_y}} \quad \lambda_y = \frac{V_{req_y} + 0.3V_{req_x}}{V_{R_y} + 0.3V_{R_x}} \quad (3.14)$$

Στον (Πίνακα 3.10) καταγράφονται οι βαθμοί ανεπάρκειας που προέκυψαν για τις περιπτώσεις που ο οπλισμός είναι άγνωστος (Α.Ο.) και γνωστός - ελάχιστος (Γ.Ο.), για τις δυο διευθύνσεις της σεισμικής δράσης για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Πίνακας 3.10. Βαθμοί ανεπάρκειας λ προσεγγιστικής μεθόδου για την στάθμη Β

Διεύθυνση	Άγνωστος Οπλισμός $\lambda_{(Α.Ο.)}$	Γνωστός Οπλισμός $\lambda_{(Γ.Ο.)}$
X	3.13	3.44
Y	3.13	3.51

Παρατηρείται αρχικά ότι για χαμηλά κτίρια, όπως το εξεταζόμενο που έχουν $T_B < T < T_C$ ότι η εμπειρική ιδιοπερίοδος δεν αλλάζει τα αποτελέσματα της προσεγγιστικής μεθόδου, καθώς για αυτό το εύρος των ιδιοπεριόδων η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού δεν εξαρτάται από την T .

Συγκρίνοντας τους λόγους ανεπάρκειας που προέκυψαν συμπεραίνουμε πως ο υπολογισμός με άγνωστο οπλισμό μας δίνει ελαφρώς ευνοϊκότερα αποτελέσματα, με απόκλιση ~ 10% από τον υπολογισμό με τον γνωστό οπλισμό.

4 Μέθοδος ταχείας σεισμική αποτίμησης κτιρίων από Ο.Σ. του Στ. Παρδαλόπουλου και της Στ. Πανταζοπούλου.

Σύμφωνα με τη Μέθοδο Ταχείας Αποτίμησης Σεισμικής Επάρκειας Υφιστάμενων Κτιρίων, η σεισμική τρωτότητα ενός υφιστάμενου κτιρίου Ο.Σ. παλαιού τύπου αποτιμάται βάσει μιας διαδικασίας τριών βημάτων-ελέγχων [3] [4]:

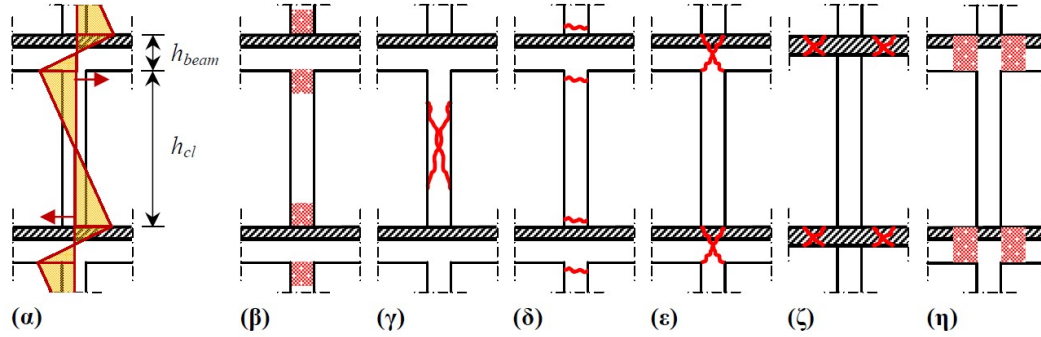
- i. Προσέγγιση του παραμορφωμένου σχήματος του εξεταζόμενου κτιρίου τη στιγμή της μέγιστης σεισμικής του απόκρισης και εντοπισμός του κρίσιμου ορόφου
- ii. Προσδιορισμός του κυριάρχου μηχανισμού αστοχίας των κατακόρυφων δομικών στοιχείων του κτιρίου και υπολογισμός του δείκτη αντίστασης $R_{fail,cr}$ του κρίσιμου ορόφου
- iii. Υπολογισμός της μέγιστης επιτάχυνσης ή/και της μέγιστης κατακόρυφης στροφής που ο κρίσιμος όροφος του κτιρίου μπορεί να δεχθεί τη στιγμή της έναρξης εκδηλώσεων βλαβών.

Κατ' αυτόν τον τρόπο προσδιορίζεται ο ασθενέστερος μηχανισμός αστοχίας κάθε στοιχείου, και κατά συνέπεια το είδος της υστερητικής απόκρισης και η μέγιστη διατμητική αντίσταση του κρίσιμου ορόφου.

Τέλος πρέπει να τονιστεί πως όλοι οι υπολογισμοί και έλεγχοι έγιναν για δύο διευθύνσεις σεισμού +X και +Y καθώς το κτίριο είναι συμμετρικό. Κρίσιμος όροφος για τον οποίο και θα παρατεθούν τα αποτελέσματα παρακάτω, θεωρήθηκε το ισόγειο καθώς έχουν χρήση καταστημάτων και με την έλλειψη τοιχοποιίας στην πρόσοψη του και στο εσωτερικό παρουσιάζει μορφή Pilotis.

4.1 Έλεγχος διαθέσιμης αντίστασης

Τα κτίρια παλαιού τύπου, όπως προαναφέρθηκε αστοχούν κατά πλειονότητα πριν την εκδήλωση πλαστιμότητας και οι αστοχίες τους είναι κυρίως ψαθυρού τύπου. Οι πιθανοί μηχανισμοί που μπορεί να αναπτυχθούν σε υποστυλώματα κτιρίων αυτού του τύπου παρουσιάζονται στο (Σχήμα 4.1) και περιλαμβάνουν: (β) τη διαρροή των κύριων οπλισμών, που αποτελεί πλάστιμη συμπεριφορά, (γ) τη διατμητική αστοχία κορμού λόγω διαγώνιου εφελκυσμού, (δ) την αστοχία αγκυρώσεων του διαμήκους οπλισμού, (ε) την αστοχία ματίσεων (υπερκαλύψεων) του κύριου οπλισμού, (ζ) τη διατμητική αστοχία του κόμβου δοκού – υποστυλώματος λόγω απουσίας συνδετήρων, (η) τη διάτρηση πλακών στην περίπτωση μυκητοειδούς πλάκας. Οι μηχανισμοί αυτοί αποτελούν ψαθυρές μορφές αστοχίας και μπορούν να οδηγήσουν σε απότομη κατάρρευση. Τέλος, υπάρχει το ενδεχόμενο της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς (θ), η οποία αποτελεί πλάστιμη συμπεριφορά και την επιθυμητή μορφή αστοχίας [3]



Σχήμα 4.1: (α) Κατανομή ροπής καθ' ύψος ενός υποστυλώματος Ο.Σ. λόγω σεισμικής καταπόνησης, (β) – (η) Πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας: (β) Διαρροή κύριων οπλισμών υποστυλώματος, (γ) Διατμητική αστοχία κορμού υποστυλώματος, (δ) Αστοχία ματίσεων/αγκυρώσεων των κύριων οπλισμών υποστυλώματος, (ε) Διατμητική αστοχία κόμβων, (ζ) Διάτρηση πλακών, (η) Διαρροή κύριων οπλισμών των δοκών.[3]

Υπολογίζεται η σεισμική τέμνουσα που αναπτύσσεται στα υποστυλώματα για όλες τις περιπτώσεις μηχανισμών αστοχίας που αναφέρθηκαν παραπάνω και στη συνέχεια ο δείκτης αντίστασης r που εκφράζει τη διατμητική αντοχή των ανωτέρω μηχανισμών ανηγμένη ως προς την ικανοτική τέμνουσα, ως εξής:

- $r_v = V_v / V_{flex}$,
- $r_a = V_a / V_{flex}$,
- $r_{lap} = V_{lap} / V_{flex}$,
- $r_j = V_j / V_{flex}$,
- $r_{pn} = V_{pn} / V_{flex}$
- $r_{by} = V_{by} / V_{flex}$

Όπου για τιμές $r \geq 1.0$ στο υποστυλώμα αναπτύσσεται καμπτική διαρροή. Ο δείκτης αντίστασης που ορίζει τη μορφή αστοχίας προσδιορίζεται ως εξής:

$$r_{fail} = \min \{ r_v, r_a, r_{lap}, r_j, r_{pn} \} \leq r_{by}$$

Όπου για $r_{fail} > r_{by}$ αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των δοκών που συμβάλλουν στο υπό εξέταση υποστυλώμα.

Σε περίπτωση που $r_{fail} < r_{by}$, για $r_{fail} \geq 1.0$ αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα του υπό εξέταση υποστυλώματος λόγω διαρροής των κύριων οπλισμών, ενώ για $r_{fail} < 1.0$, αναμένεται ψαθυρή αστοχία του υποστυλώματος, λόγω υπέρβασης της μέγιστης τέμνουσας που μπορεί να παραλάβει. Η σεισμική τέμνουσα για κάθε περίπτωση μηχανισμού αστοχίας υπολογίζεται σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις που αναφέρθηκαν παραπάνω [4]:

- Ικανοτική τέμνουσα:

$$V_{flex} = 2 \cdot \frac{M_y}{H_{cl}} = \left[\rho_{l,tot} \cdot \frac{f_y}{f_c} \cdot (1 - 0.4 \cdot \xi) + \nu \cdot \left(\frac{h}{d} - 0.8 \cdot \xi \right) \right] \cdot \frac{b \cdot d^2 \cdot f_c}{H_{cl}} \quad (4.1)$$

- Αντίσταση υποστυλώματος έναντι διάτμησης κορμού :

$$V_v = \nu \cdot \tan a \cdot b \cdot d \cdot f_c + A_{tr} \cdot f_{st} \cdot \frac{d \cdot (1 - 0.4 \xi)}{s} \cdot \cot \theta_v \quad (4.2)$$

- Αντίσταση υποστρώματος έναντι αστοχίας αγκυρώσεων κύριου οπλισμού:

$$V_a = \left[\rho_{l,tot} \cdot \frac{\min \left\{ \frac{4 \cdot L_a \cdot f_b}{D_b} + a_{hook} \cdot f_b; f_y \right\}}{f_c} \cdot (1 - 0.4 \cdot \xi) + \nu \left(\frac{h}{d} - 0.8 \cdot \xi \right) \right] \cdot \frac{b \cdot d^2 \cdot f_c}{h_{col}} \quad (4.3)$$

- Αντίσταση υποστρώματος έναντι ματίσεων κύριου οπλισμού

$$V_{lap} = \frac{\left[\min \left\{ \left(\mu_f \cdot L_{lap} \cdot \left[\frac{A_s}{s} \cdot f_s + a_b \cdot (b - N_b \cdot D_b) \cdot f_t \right] + a_{hook} \cdot 50 \cdot N_b \cdot A_b \cdot f_b \right); N_b \cdot A_b \cdot f_y \right\} \cdot d \cdot (1 - 0.4 \cdot \xi) + \nu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c \cdot \left(0.5 \frac{h}{d} - 0.4 \cdot \xi \right) \right]}{\frac{h_{col}}{2}} \quad (4.4)$$

- Αντίσταση υποστρώματος έναντι αστοχία κόμβου – δοκού υποστρώματος εάν ο κόμβος είναι άοπλος και ελαφρά οπλισμένος τότε:

$$V_j = \gamma_j \cdot 0.5 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_j \cdot f_c}{0.5 \cdot \sqrt{f_c}} \cdot \frac{b_j \cdot d \cdot d_{beam}}{h_{col}}} \quad (4.5)$$

εάν ο κόμβος είναι καλά οπλισμένος τότε:

$$V_j = \left[\gamma_j \cdot 0.5 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_j \cdot f_c}{0.5 \cdot \sqrt{f_c}} \cdot \frac{b_j \cdot d \cdot d_{beam}}{h_{col}}} \right] \cdot \sqrt{1 + \rho_{j,horiz} \cdot \frac{f_{st}}{f_t}} \quad (4.6)$$

- Αντίσταση υποστρώματος έναντι διάτρησης μκητοειδούς πλάκας λαμβάνεται υπόψιν όταν στον κόμβο δεν υπάρχει δοκός στην διεύθυνση του σεισμού:

$$V_{pn} = \frac{0.12 \cdot \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{sl}}}; 2 \right\} \cdot (100 \cdot \rho_{l,sl} \cdot f_c)^{\frac{1}{3}} \cdot d_{sl} \cdot 0.25 \cdot u_{crit} \cdot (h + 4 \cdot d_{sl})}{h_{col}} \quad (4.7)$$

- Τέμνουσα υποστρώματος λόγω δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων στις συμβάλλουσες δοκούς:

$$V_{by} = \frac{(M_{beam}^+ + M_{beam}^-)}{h_{col}} = \frac{0.85 \cdot \rho_{beam} \cdot b_{beam} \cdot d_{beam}^2 \cdot f_y^{beam}}{h_{col}} \quad (4.8)$$

των οποίων οι συμβολισμοί επεξηγούνται ως εξής:

- $\rho_{l,tot} = \frac{A_{s,tot}}{b \cdot d}$ είναι ο συνολικός κύριος οπλισμός στην κρίσιμη διατομή του υποστυλώματος,
- $A_{s,tot}$ είναι ο συνολικός κύριος οπλισμός στην κρίσιμη διατομή του υποστυλώματος,
- d είναι το στατικό ύψος της διατομής,
- f_y είναι η τάση διαρροής του οπλισμού,
- f_c είναι η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος,
- $\xi = x/d$ είναι ανηγμένο ύψος της θλιβόμενης ζώνης του υποστυλώματος,
- ν είναι το ανηγμένο αξονικό φορτίο του υποστυλώματος,
- h_{col} είναι το καθαρό ύψος του υποστυλώματος,
- $\tan a = \frac{(h - 0.8 \cdot \xi) \cdot d}{h_{st}}$, με $a \leq \theta_v$, όπου θ_v ($= 30^\circ$ εάν $\nu \geq 0.2$ και 45° σε διαφορετική περίπτωση) είναι η γωνία που καθορίζει τον αριθμό των σκελών των συνδετήρων που ενεργοποιούνται στο κεκλιμένο επίπεδο απόσχισης,
- h_{st} είναι το ύψος των συνδετήρων
- A_{tr} είναι το συνολικό εμβαδόν των σκελών ενός συνδετήρα που τέμνονται από το κεκλιμένο επίπεδο απόσχισης,
- s είναι η απόσταση των διαδοχικών σκελών των συνδετήρων στην διαμήκη κατεύθυνση,
- f_{st} είναι η τάση διαρροής των συνδετήρων,
- L_a είναι το μήκος αγκύρωσης των οπλισμών,
- D_b είναι η διάμετρος της ράβδου του διαμήκους οπλισμού,
- α_{hook} είναι πολ/στης ο οποίος λαμβάνει την τιμή 1 στην περίπτωση που το άκρο της αγκύρωσης διαμορφώνεται ως άγκιστρο και 0 στην περίπτωση που δεν υπάρχει άγκιστρο,
- $f_b = 2 \times f_{b,0}$ είναι η ονομαστική αντοχή του σκυροδέματος σε συνάφεια (MC2010, 2010), όπου $f_{b,0} = n_1 \cdot n_2 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{20}}$, $n_1 = \{1.80 \text{ για νευροχάλυβες και } 0.90 \text{ για λείους χάλυβες}\}$ και $n_2 = \{1.2 \text{ για } f_y = 400 \text{ MPa και } 1.0 \text{ για } f_y = 500 \text{ MPa}\}$,
- μ_{fr} είναι ο συντελεστής τριβής της διεπιφάνειας ράβδου-σκυροδέματος ($0.2 \leq \mu_{fr} \leq 0.3$ για λείες ράβδους και $1.0 \leq \mu_{fr} \leq 1.5$ για ράβδους με νευρώσεις),
- L_{lap} είναι το μήκος μάτισης των οπλισμών,
- $\alpha_b = \{1 \text{ σε περίπτωση που οι οπλισμοί έχουν νευρώσεις και } 0 \text{ σε περίπτωση που οι οπλισμοί είναι λείοι}\}$,

- N_b είναι ο αριθμός των διαμήκων ράβδων που βρίσκονται σε εφελκυσμό,
- A_b είναι το εμβαδόν της διατομής της ράβδου που βρίσκονται σε εφελκυσμό,
- $f_t = 0.3 \cdot f_c^{2/3}$ είναι η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος [5]
- $\gamma_j = \{1.40 \text{ για εσωτερικούς κόμβους με δοκούς σε κάθε μια από τις πλευρές τους, } 1.00 \text{ για κάθε άλλη περίπτωση}\}$,
- v_j είναι το ανηγμένο αξονικό φορτίο στην βάση του υπερκείμενου υποστυλώματος (θλίψη θετική),
- $b_j = \frac{(b + b_{beam})}{2}$, όπου b_{beam} είναι το πλάτος του κορμού της δοκού που συμβάλει στον κόμβο,
- d_{beam} είναι το στατικό ύψος της δοκού που συμβάλει στον κόμβο,
- $\rho_{j,beam} = \frac{A_r}{s \cdot b_j}$,
- d_{sl} είναι το στατικό ύψος της πλάκας,
- $\rho_{t,sl}$ είναι το συνολικό ποσοστό του διαμήκους εφελκυσμένου οπλισμού της πλάκας στην περιοχή της στήριξης,
- u_{crit} το μήκος της κρίσιμης περιμέτρου γύρω από το υποστύλωμα σε περίπτωση διάτρησης πλάκας,
- ρ_{beam} είναι (α) στην περίπτωση εσωτερικών κόμβων το συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού της διατομής της δοκού στην παρειά της στήριξης, ή (β) στην περίπτωση εξωτερικών κόμβων το ποσοστό που προκύπτει σύμφωνα με διαμήκη τον οπλισμό μόνο της άνω ή της κάτω παρειάς της δοκού (όπου ο οπλισμός είναι περισσότερος),
- f_y^{beam} είναι η τάση διαρροής του κύριου οπλισμού της δοκού.

Ο έλεγχος της διαθέσιμης αντίστασης των υποστυλωμάτων γίνεται με τη χρήση των δεικτών αντίστασης, r , οι οποίοι εκφράζουν την διατμητική αντοχή των επιμέρους μηχανισμών ανηγμένη προς την ικανοτική τέμνουσα, δηλ.

- $r_v = V_v / V_{flex}$,
- $r_a = V_a / V_{flex}$,
- $r_{lap} = V_{lap} / V_{flex}$,
- $r_j = V_j / V_{flex}$,
- $r_{pn} = V_{pn} / V_{flex}$
- $r_{by} = V_{by} / V_{flex}$

Τιμές των $r \geq 1$ υποδηλώνουν ανάπτυξη καμπτικής διαρροής στο υποστώλωμα. Η μορφή αστοχίας ενός υποστυλώματος έναντι σεισμού ορίζεται από την ελάχιστη τιμή του δείκτη αντίστασης ως εξής:

$$r_{fail} = \min \{r_v, r_a, r_{lap}, r_j, r_{pn}\} \leq r_{by}$$

Η χρήση των δεικτών αντίστασης επιτρέπει τον προσδιορισμό του είδους της ανελαστικής απόκρισης μιας κατασκευής. Στην περίπτωση που ισχύει $r_{u,lim} > r_{by}$ αναμένεται η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών που συμβάλουν στο αντίστοιχο υποστώλωμα. Εάν ισχύει $r_{u,lim} < r_{by}$, τότε στην περίπτωση που $r_{u,lim} \geq 1.0$ αναμένεται η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα του αντίστοιχου υποστυλώματος, ενώ εάν $r_{u,lim} < 1.0$, μετά την υπέρβαση της μέγιστης τέμνουσας δύναμης που μπορεί να παραληφθεί, το υποστώλωμα αναμένεται να αστοχήσει ψαθυρά.

4.2 Έλεγχος διαθέσιμης δυσκαμψίας

Ο έλεγχος βασίζεται στον υπολογισμό της μέγιστης σχετικής στροφής ή/και εδαφικής επιτάχυνσης που το κτίριο μπορεί να δεχτεί και τη σύγκρισή τους με τις απαιτήσεις του αντισεισμικού κανονισμού ή κάποιας συγκεκριμένης σεισμικής εδαφικής κίνησης που εξετάζεται.

Για τη διεξαγωγή του γίνεται η παραδοχή ότι το κτίριο αποκρίνεται στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδό του ως ένας γενικευμένος μονοβάθμιος ταλαντωτής, σύμφωνα με μια εκ των τριών θεμελιωδών ιδιομορφών: διατμητικού τύπου, ομοιόμορφης κατανομής και τύπου *pileotis*.

Η μέγιστη επιτάχυνσης εδάφους που το κτίριο μπορεί να δεχθεί υπολογίζεται με την χρήση των παρακάτω εξισώσεων [3]:

$$0.15s \leq T \leq 0.50s: \quad a_{g,lim} = 4.667 \cdot \frac{r_{fail}}{\lambda_c} \cdot \frac{\varepsilon_y \cdot h_{cl}^2}{\Delta\Phi_1 \cdot \Phi_S \cdot (2 \cdot \pi \cdot \Omega)^2 h_{sec}} \cdot \frac{K_{cr}}{M} \quad (4.9\alpha)$$

$$0.50s < T \leq 2.00s: \quad a_{g,lim} = 9.333 \cdot T \cdot \frac{r_{fail}}{\lambda_c} \cdot \frac{\varepsilon_y \cdot h_{cl}^2}{\Delta\Phi_1 \cdot \Phi_S \cdot (2 \cdot \pi \cdot \Omega)^2 h_{sec}} \cdot \frac{K_{cr}}{M} \quad (4.9\beta)$$

Ενώ η απαιτούμενη σχετική στροφή ορόφου κατά τη μέγιστη απόκριση του κτιρίου είναι :

$$0.15s \leq T \leq 0.50s: \quad ID_{cr} = 0.075 \cdot a_g \cdot \frac{\Delta\Phi_1 \cdot \Phi_S \cdot (2 \cdot \pi \cdot \Omega)^2 h_{sec}}{h_{cl}} \cdot \frac{M}{K_{cr}} \quad (4.10\alpha)$$

$$0.50s < T \leq 2.00s: \quad ID_{cr} = 0.0375 \cdot a_g \cdot \frac{1}{T} \cdot \frac{\Delta\Phi_1 \cdot \Phi_S \cdot (2 \cdot \pi \cdot \Omega)^2 h_{sec}}{h_{cl}} \cdot \frac{M}{K_{cr}} \quad (4.10\beta)$$

Όπου,

οι συντελεστές Ω , $2\pi\Omega$, $\Delta\Phi_1$ και Φ_S υπολογίζονται από τον Πίνακα 4.1

h_{sec} η διάσταση της διατομής στην εξεταζόμενη διεύθυνση

h_{cl} το παραμορφώσιμο ύψος του κρίσιμου ορόφου

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{1 + \lambda} \quad (4.11)$$

$$\lambda = \frac{n_b \cdot E \cdot I_b \cdot h_{cl}}{n_c \cdot E \cdot I_c \cdot L_b} \quad (4.12)$$

n_b, n_c το πλήθος των δοκών και υποστυλωμάτων που συγκλίνουν σε έναν τυπικό κόμβο του κρίσιμου ορόφου

$E \cdot I_b, E \cdot I_c$ η δυσκαμψία τυπικής διατομής δοκού και του τυπικού υποστυλώματος του κόμβου

L_b το μήκος της τυπικής δοκού

K_{cr} συνολική μεταφορική δυσκαμψία του κρίσιμου ορόφου

M μάζα του τυπικού ορόφου

Στην περίπτωση κτιρίων τύπου Pilotis το K_{cr} υπολογίζεται ως εξής:

$$K_{cr} = \frac{E_c}{3 \cdot (h_{cl} / h_{sec})^2} \cdot \frac{A_c}{h_{cl}}, \quad (4.13)$$

Όπου A_c είναι το σύνολο των εμβαδών των διατομών όλων των υποστυλωμάτων του εξεταζόμενου ορόφου.

Πίνακας 4.1: Τιμές των Ω , $2\pi\Omega$, $\Delta\Phi_1$ και Φ_s για κτίρια με σταθερό ύψος ορόφου, κανονικά σε κάτοψη [3]:

Number of storeys, n	Buildings with uniform plan configuration								Pilotis-type buildings			
	$\Phi_1(z_i) = \sin(\pi z_i / (2H))$				$\Phi_1(z_i) = z_i / H$				Ω	$2\pi\Omega$	$\Delta\Phi_1$	Φ_s
	Ω	$2\pi\Omega$	$\Delta\Phi_1$	Φ_s	Ω	$2\pi\Omega$	$\Delta\Phi_1$	Φ_s				
2	1.600	10.05	0.707	1.138	1.581	9.93	0.500	1.200	\sqrt{n}	$2\pi\sqrt{n}$	1.000	1.000
3	2.231	14.02	0.500	1.183	2.160	13.57	0.333	1.286				
4	2.865	18.00	0.383	1.205	2.739	17.21	0.250	1.333				
5	3.501	22.00	0.309	1.219	3.317	20.84	0.200	1.364				
6	4.138	26.00	0.259	1.228	3.894	24.47	0.167	1.385				
7	4.774	30.00	0.223	1.234	4.472	28.10	0.143	1.400				
8	5.411	34.00	0.195	1.239	5.050	31.73	0.125	1.412				

4.3 Εφαρμογή ελέγχου διαθέσιμης αντίστασης

Όπως αναφέρθηκε στην εισαγωγή του κεφαλαίου 4.1. σκοπός της μεθόδου είναι ο υπολογισμός όλων των δεικτών r αλλά και η σύγκριση μεταξύ τους αλλά ταυτόχρονα και σε σχέση με τον αριθμό 1.

- $r_{u,lim} > r_{by}$ αναμένεται η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών που συμβάλουν στο αντίστοιχο υποστύλωμα,
- αν $r_{u,lim} < r_{by}$, και $r_{u,lim} \geq 1.0$ αναμένεται η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα του αντίστοιχου υποστυλώματος
- αν $r_{u,lim} < r_{by}$, και $r_{u,lim} < 1.0$, μετά την υπέρβαση της μέγιστης τέμνουσας δύναμης που μπορεί να παραληφθεί, το υποστύλωμα αναμένεται να αστοχήσει ψαθυρά.

Πίνακας 4.2. Τιμές διαμητικής αντίστασης υποστυλωμάτων για την διεύθυνση X

	V_{flex}	V_v	V_a	V_{lap}	V_j	V_{pn}	V_{bj}
K1	42.5	33.11	42.5	21.07	29.47		22.56
K2	80.45	43.79	80.45	39.48	43.65		22.56
K3	77.87	43.47	77.87	37.2	42.82		22.56
K4	79.25	43.35	79.25	38.68	43.57		22.56
K5	42.36	33.11	42.36	20.93	29.38		22.56
K6	26.22	35.66	26.22	16.25	24.33		22.56
K7	57.85	48.27	57.85	28.07	32.58		22.56
K8	56.29	44.88	56.29	26.43	31.57		22.56
K9	57.33	46.99	57.33	27.47	32.18		22.56
K10	26.16	35.52	26.16	16.19	24.28		22.56
K11	26.52	36.38	26.52	16.55	24.54		22.56
K12	26.16	35.52	26.16	16.19	24.28		22.56
K13	57.65	47.84	57.65	27.86	45.45		22.56
K14	57.99	48.56	57.99	28.2	45.73		22.56
K15	26.28	35.8	26.28	16.31	24.37		22.56
K16	26.52	36.38	26.52	16.55	24.54		22.56
K17	53.79	33.11	53.79	20.79	29.29		22.56
K18	52.5	45.16	52.5	25.39	31.57		22.56
K19	37.82	43.4	37.82	19.07	28.49		22.56
K20	37.82	43.4	37.82	19.07	28.49		22.56
K21	46.01	33.14	46.01	18.5	26.99		22.56
K22	45.82	33.46	45.82	17.62	29.34		22.56

Πίνακας 4.3. Τιμές διατμητικής αντίστασης υποστυλωμάτων για την διεύθυνση Y

	V_{flex}	V_v	V_a	V_{lap}	V_j	V_{pn}	V_{byj}
K1	39.56	31.22	39.56	19.35	29.47		22.56
K2	70.72	38.37	70.72	34.81	41.65		22.56
K3	69.31	38.48	69.31	33.31	40.85		22.56
K4	70.56	38.37	70.56	34.65	41.57		22.56
K5	42.36	33.11	42.36	20.93	29.38		22.56
K6	26.22	35.66	26.22	16.25	24.33		22.56
K7	57.85	48.27	57.85	28.07	32.58		22.56
K8	56.29	44.88	56.29	26.43	31.57		22.56
K9	57.33	46.99	57.33	27.47	32.18		22.56
K10	26.16	35.52	26.16	16.19	24.28		22.56
K11	26.52	36.38	26.52	16.55	24.54		22.56
K12	26.16	35.52	26.16	16.19	-	1.55	
K13	57.65	47.84	57.65	27.86	45.45		22.56
K14	57.99	48.56	57.99	28.2	45.73		22.56
K15	26.28	35.8	26.28	16.31	-	1.55	
K16	26.52	36.38	26.52	16.55	24.54		22.56
K17	53.79	33.11	53.79	20.79	29.29		22.56
K18	52.5	45.16	52.5	25.39	-	1.96	
K19	31.06	35.83	31.06	18.56	26.45		22.56
K20	31.06	35.83	31.06	18.56	26.45		22.56
K21	46.01	33.14	46.01	18.5	-	1.96	
K22	44.48	32.64	44.48	20.44	29.34		22.56

Από τους παραπάνω πίνακες συμπεραίνουμε ότι η συμπεριφορά του κτιρίου είναι πλάστιμη. Με κύριο μηχανισμό τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς και σε μερικές περιπτώσεις την ολίσθηση των κύριων οπλισμών στις ματίσεις των υποστυλωμάτων (την οποία πάλι θεωρούμε πλάστιμη αστοχία), σε αυτές τις περιπτώσεις το V_{lap} είναι πολύ κοντά στο V_{by} . Οφείλω να επισημάνω πως ως μ_{ft} ο οποίος είναι ο συντελεστής τριβής της διεπιφάνειας ράβδου-σκυροδέματος ($0.2 \leq \mu_{ft} \leq 0.3$ για λείες ράβδους, επιλέχθηκε 0.25 ως η μέση τιμή, στη περίπτωση που επιλέγαμε 0.3 τότε θα είχαμε μόνο πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς. Εξαιρέση σε όλα τα ανωτέρω είναι η αστοχία από διάτρηση πλάκας που είναι ο κύριος μηχανισμός σε όλους τους στύλους που δεν έχουν δοκό να συμβάλουν σε αυτές στην διεύθυνση Y και καταπονούνται σε σεισμό στην ίδια διεύθυνση.

Πίνακας 4.4. Δείκτες αντίστασης r για την διεύθυνση X

Γ_v	Γ_a	Γ_{lap}	Γ_j	Γ_{pn}	Γ_{by}	$\Gamma_{u,lim}$
0.78	1.00	0.50	0.69		0.53	0.50
0.54	1.00	0.49	0.54		0.28	0.28
0.56	1.00	0.48	0.55		0.29	0.29
0.55	1.00	0.49	0.55		0.28	0.28
0.78	1.00	0.49	0.69		0.53	0.49
1.36	1.00	0.62	0.93		0.86	0.62
0.83	1.00	0.49	0.56		0.39	0.39
0.80	1.00	0.47	0.56		0.40	0.40
0.82	1.00	0.48	0.56		0.39	0.39
1.36	1.00	0.62	0.93		0.86	0.62
1.37	1.00	0.62	0.93		0.85	0.62
1.36	1.00	0.62	0.93		0.86	0.62
0.83	1.00	0.48	0.79		0.39	0.39
0.84	1.00	0.49	0.79		0.39	0.39
1.36	1.00	0.62	0.93		0.86	0.62
1.37	1.00	0.62	0.93		0.85	0.62
0.62	1.00	0.39	0.54		0.42	0.39
0.86	1.00	0.48	0.60		0.43	0.43
1.15	1.00	0.50	0.75		0.60	0.50
1.15	1.00	0.50	0.75		0.60	0.50
0.72	1.00	0.40	0.59		0.49	0.40
0.73	1.00	0.38	0.64		0.49	0.38

Πίνακας 4.5. Δείκτες αντίστασης r για την διεύθυνση Y

Γ_v	Γ_a	Γ_{lap}	Γ_j	Γ_{pn}	Γ_{by}	$\Gamma_{u,lim}$
0.79	1.00	0.49	0.74		0.57	0.49
0.54	1.00	0.49	0.59		0.32	0.32
0.56	1.00	0.48	0.59		0.33	0.33
0.54	1.00	0.49	0.59		0.32	0.32
0.78	1.00	0.49	0.69		0.53	0.49
1.36	1.00	0.62	0.93		0.86	0.62
0.83	1.00	0.49	0.56		0.39	0.39
0.80	1.00	0.47	0.56		0.40	0.40
0.82	1.00	0.48	0.56		0.39	0.39
1.36	1.00	0.62	0.93		0.86	0.62
1.37	1.00	0.62	0.93		0.85	0.62
1.36	1.00	0.62	0.00	0.06		0.06
0.83	1.00	0.48	0.79		0.39	0.39
0.84	1.00	0.49	0.79		0.39	0.39
1.36	1.00	0.62	0.00	0.06		0.06
1.37	1.00	0.62	0.93		0.85	0.62
0.62	1.00	0.39	0.54		0.42	0.39
0.86	1.00	0.48	0.00	0.04		0.04
1.15	1.00	0.60	0.85		0.73	0.60
1.15	1.00	0.60	0.85		0.73	0.60
0.72	1.00	0.40	0.00	0.04		0.04
0.79	1.00	0.49	0.74		0.57	0.49

Ο μέσος όρος των επιμέρους δεικτών αντίστασης $r_{u,lim,i}$ των N υποστυλωμάτων του ορόφου στην ίδια διεύθυνση υπολογίζεται με τη σχέση:

$$R_{fail,cr-i} = \frac{\sum_{j=1}^N r_{u,lim-i}}{N} \quad (4.14)$$

Για την διεύθυνση X, $r_{u,lim} = 0.46$ και για την διεύθυνση Y, $r_{u,lim} = 0.39$

4.4 Εφαρμογή ελέγχου διαθέσιμης δυσκαμψίας

Ο έλεγχος διαθέσιμης δυσκαμψίας θα πραγματοποιηθεί για τον κρίσιμο όροφο του κτιρίου, που στην προκειμένη περίπτωση είναι το ισόγειο.

Αρχικά προσδιορίζεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης T για τις δύο κύριες διευθύνσεις, η οποία σύμφωνα με την εμπειρική Σχέση (2.1) είναι $T = 0.33\text{sec}$ και για τις δύο διευθύνσεις, ενώ η ακριβής ιδιοπερίοδος μετά την ιδιομορφική ανάλυση είναι, $T_x = 0,47 \text{ sec}$ και $T_y = 0,40 \text{ sec}$.

Τα υπόλοιπα δεδομένα που λαμβάνουμε υπόψιν είναι τα εξής:

$E=26 \text{ GPa}$.

Μάζα ορόφου $M = 199\text{tn}$

$h_{cr} = 3.65\text{m}$

Από τον Πίνακα 4.1, επιλέγονται οι τιμές για κτίριο τύπου pilotis,

$\Omega = \sqrt{n} = \sqrt{2} = 1.414$

$\Delta\Phi_1 = 1$

$\Phi_s = 1$

Από την σχέση (4.11) υπολογίζεται το $\lambda_c = 0.80$

Από τη σχέση (4.14) προκύπτει $K_{cr,X} = 57584 \text{ kN/m}$ και $K_{cr,Y} = 54341 \text{ kN/m}$.

Η ακριβής ιδιοπερίοδος T και των δύο διευθύνσεων αλλά και αυτή που προκύπτει με την εμπειρική σχέση βρίσκεται μεταξύ των τιμών 0.15sec και 0.50sec , από την σχέση (4.9α) υπολογίζεται η μέγιστη επιτάχυνση εδάφους $a_{g,lim}$, που το κτίριο και για τις δύο διευθύνσεις αντίστοιχα μπορεί να δεχθεί, καθώς και η σχετική μετατόπιση ορόφου που αναπτύσσεται λόγω παραμόρφωσης των υποστυλωμάτων $\theta_{c,cr}$ από την σχέση (4.13):

Πίνακας 4.6: Αποτελέσματα ελέγχου διαθέσιμης δυσκαμψίας

Διεύθυνση	$\alpha_{g,lim}$ (m/s^2)	ID_{cr} (%)
X	0.56	0.31
Y	0.46	0.27

Η Ηγουμενίτσα στην οποία εντοπίζεται το εξεταζόμενο κτίριο σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα του Ευρωκώδικα ανήκει στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, ($\alpha_g = 0.24g = 2.354 \text{ m/s}^2$). Παρατηρούμε πως και για τις δύο διευθύνσεις η εδαφική επιτάχυνση για την οποία εμφανίζονται οι πρώτες βλάβες είναι αρκετά μικρότερες από το $0.24g$.

Αν θεωρήσουμε ως βαθμό ανεπάρκειας $\lambda = \frac{\alpha_g}{\alpha_{g,\text{lim}}}$. Στον Πίνακα 4.7 παρουσιάζονται οι βαθμοί ανεπάρκειας για τις δύο διευθύνσεις.

Πίνακας 4.7: Βαθμοί ανεπάρκειας βάσει εδαφικής επιτάχυνσης

Διεύθυνση	λ
X	4.20
Y	5.12

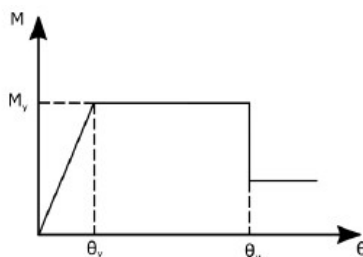
5 Ακριβής Μέθοδος – Ανελαστική στατική ανάλυση

Η ανελαστική στατική ανάλυση, γνωστή και ως pushover ανάλυση, είναι μια πολύ διαδεδομένη μέθοδος η οποία χρησιμοποιείται στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό παλαιών κτιρίων, αλλά και στο σχεδιασμό νέων. Η μέθοδος αυτή είναι περισσότερο αξιόπιστη από τις ελαστικές μεθόδους και σχετικά πιο απλή και λιγότερο χρονοβόρα από την ανελαστική δυναμική ανάλυση (γνωστή ως ανάλυση χρονοϊστορίας).

Βασικό πλεονέκτημα της μεθόδου έναντι προσεγγιστικών μεθόδων είναι η δυνατότητα προσομοίωσης μιας ακριβούς προσέγγισης της ανελαστικής συμπεριφοράς των μελών μέσω ενός διαγράμματος έντασης – παραμόρφωσης. Έτσι, η δημιουργία των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων γίνεται ευκολότερη και ακριβέστερη. Η σεισμική φόρτιση προσομοιώνεται ως μια αυξανόμενη οριζόντια δύναμη, η οποία κατανέμεται ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις στους ορόφους του κτιρίου. Ιδιαίτερα σημαντικό είναι το γεγονός ότι η μέθοδος αυτή δίνει τη δυνατότητα να γνωρίζει κανείς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Το αποτέλεσμα της ανάλυσης περιλαμβάνει ένα διάγραμμα ικανότητας – παραμόρφωσης της συνολικής κατασκευής, βάση του οποίου είναι εύκολο να βγουν συμπεράσματα για τη συμπεριφορά της. Επιπλέον, είναι δυνατή η εμφάνιση των τοπικών αστοχιών στα μέλη του κτιρίου ανάλογα με τα όρια της κάθε στάθμης, τα οποία ορίζονται εξ αρχής στο διάγραμμα της ανελαστικής συμπεριφοράς τους.

Η προσομοίωση του κτιρίου ακολουθεί τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και βασίζεται σε γραμμικά στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστιμότητας στα δύο άκρα (πλαστικές αρθρώσεις). Η προσομοίωση περιλαμβάνει στοιχεία δοκαριών, υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων.

Η μηχανική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους F , δηλ. κάμψη M ή/και τέμνουσα V , συναρτήσει της παραμόρφωσης δ , δηλ. γωνία στροφής χορδής θ ή/και γωνιακής παραμόρφωσης γ , αντίστοιχα. Η συμπεριφορά αυτή, ορίζεται στα δύο άκρα του κάθε μέλους (πλαστικές αρθρώσεις). Στην παρούσα εργασία, όλα τα μέλη προσομοιώνονται μόνο για αστοχία σε κάμψη βάση του νόμου $M-\theta$ (Σχήμα 5.1). Επιπλέον, στα υποστυλώματα και τα τοιχώματα ορίζεται νόμος αλληλεπίδρασης ροπής-αξονικής, $M-N$, καθώς η ροπή M εξαρτάται από την αξονική δύναμη N , και η N μεταβάλλεται κατά τη σεισμική διέγερση. Σε όλα τα δοκάρια θεωρείται σταθερή αξονική δύναμη ίση με μηδέν.



Σχήμα 5.1: Νόμος προσομοίωσης πλαστικών αρθρώσεων κατακόρυφων μελών κάμψης $M-\theta$

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. περιλαμβάνει σχέσεις υπολογισμού της ροπής κατά της διαρροή M_y , γωνίας στροφής στην διαρροή θ_y και στην αστοχία θ_u . Η ροπή διαρροής M_y υπολογίζεται από τη σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Α.6 παράρτημα Α7):

$$\frac{M_y}{bd^3} = \left(\frac{1}{r}\right)_y \left\{ E_c \cdot \frac{\xi_y^2}{2} \cdot \left(0.5 \cdot (1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y) \cdot \rho + (\xi_y - \delta') \rho' + \frac{\rho_v}{6} (1 - \delta') \right] (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\} \quad (5.1)$$

Οι γωνίες στροφής χορδής στη διαρροή και την αστοχία υπολογίζονται από τις σχέσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.2 εξίσωση Σ.2), για δοκούς και υποστυλώματα.

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \frac{L_s + a_v \cdot z}{3} + 0.0014 \left(1 + 1.50 \cdot \frac{h}{L_s} \right) + \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} \quad (5.2)$$

$$\theta_u = 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega_2)}{\max(0.01, \omega_1)} \cdot f_c \right] \cdot \left(\frac{h}{L_s} \right)^{0.35} \cdot 25^{\left(\alpha \cdot \rho_{sv} \frac{f_{yv}}{f_c} + \alpha \cdot \rho_{sx} \frac{f_k}{f_c} \right)} \cdot (1.25^{100 \cdot \rho_d}) \quad (5.3)$$

Η διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου, όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων υπολογίζεται από την σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Γ.1. παράρτημα Γ7)

$$V_R = \frac{h-x}{2 \cdot L_s} \cdot \ln(N; 0.55 A_c \cdot f_c) + (1 - 0.05 \cdot \min(5, \mu_{\theta}^{pl})) \left[0.16 \max(0.5; 100 \rho_{ot}) (1 - 0.16 \min(5; \alpha_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \quad (5.4)$$

Η στοχευόμενη μετακίνηση δ_τ υπολογίζεται από την σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ5.6)

$$\delta_\tau = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (T_e^2 / 4\pi^2) \cdot S_{e(T)} \quad (5.5)$$

Όπου C_0, C_1, C_2, C_3 διορθωτικοί συντελεστές, που για το εξεταζόμενο κτίριο τέθηκε ως $C_0=1,30$ από το SeisMobuild καθώς θεωρεί την απόληξη του κλιμακοστασίου ως επιπλέον στάθμη και $C_1 = C_2 = C_3 = 1$.

T_e είναι η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος που υπολογίζεται από την σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ5.5)

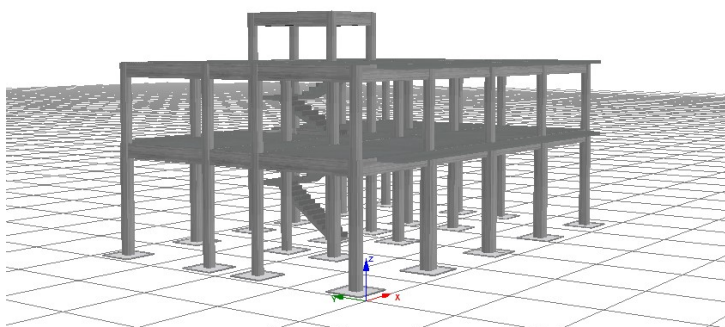
$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} \quad (5.6)$$

Όπου K_e είναι η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία, που προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίσης προς το 60% της δύναμης διαρροής F_y

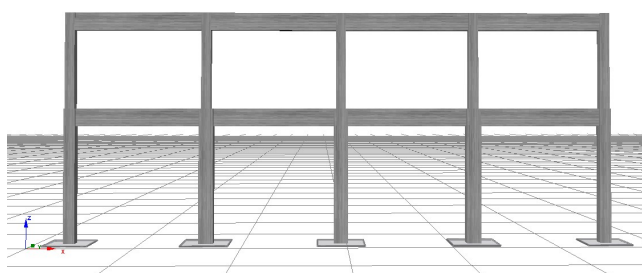
5.1 Μοντέλο

Με την χρήση του λογισμικού SeisMobuild εφαρμόστηκε η ανελαστική στατική ανάλυση όπως περιγράφεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1]

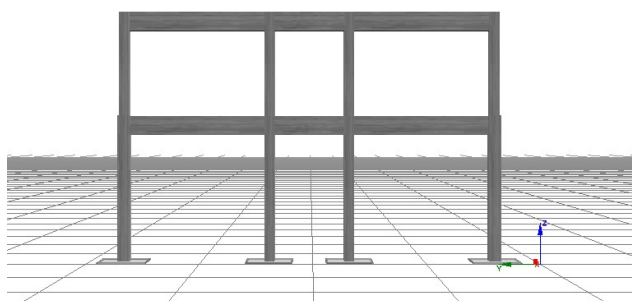
- Θεωρήθηκε ως κόμβος ελέγχου το κέντρο βάρους της πλάκας οροφής του πρώτου ορόφου
- Φορέας τύπου 1, χαμηλής πλαστιμότητας (κατασκευασμένο προ του 1985)
- Σε όλες τις δοκούς θεωρήθηκε σταθερή αξονική δύναμη ίση με μηδέν.
- Το εξεταζόμενο κτίριο εντοπίζεται στην Ηγουμενίτσα για το λόγο αυτό τέθηκε $PGA=0.24g$



Σχήμα 5.2: Τρισδιάστατο προσομοίωμα του φορέα



Σχήμα 5.3: Τομή κατά τη διεύθυνση X



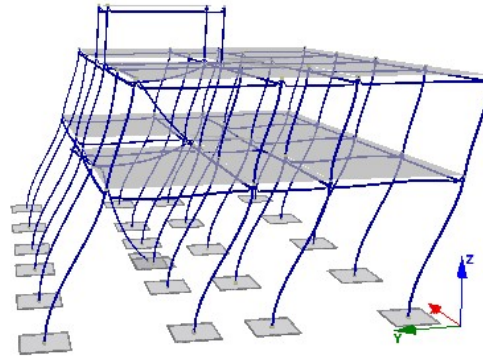
Σχήμα 5.4: Τομή κατά τη διεύθυνση Y

5.2 Ιδιομορφική ανάλυση

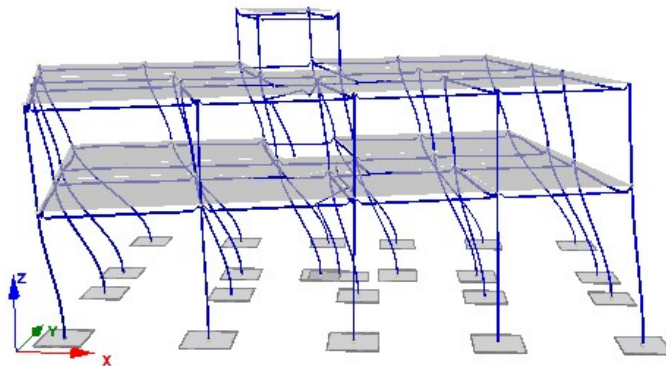
Η ιδιομορφική ανάλυση γίνεται για τον υπολογισμό των ιδιομορφών και των αντίστοιχών ιδιοπεριόδων του συστήματος. Η μάζα της κατασκευής υπολογίζεται από τον συνδυασμό $G+0.3Q$. Εκτός όμως από την ανελαστική στατική ανάλυση, η ιδιομορφική ανάλυση είναι χρήσιμη και για εποπτικούς λόγους. Εντοπίζονται τυχόν προβλήματα προσομοίωσης στο μοντέλο και κατανοείται καλύτερα η απόκριση της κατασκευής. Στον Πίνακα 5.1 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης αυτής.

Πίνακας 5.1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

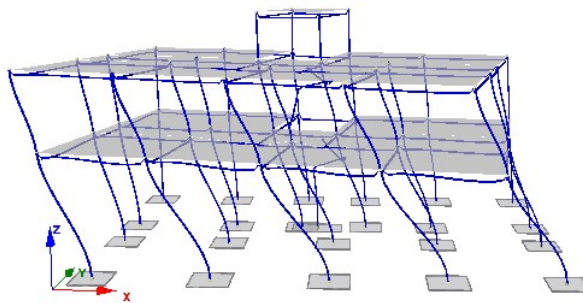
Mode	Period (sec)	Individual modal mass	Individual modal mass	Cumulative modal mass	Cumulative modal mass
		Ux (%)	Uy (%)	ΣUx (%)	ΣUy (%)
1	0.47	0	94	0	94
2	0.43	38	0	38	94
3	0.40	58	0	96	94



Σχήμα 5.5: Τρισδιάστατο προσομοίωμα του φορέα 1^η ιδιομορφή ενεργοποίηση μάζας κατά Y (T=0.47s)



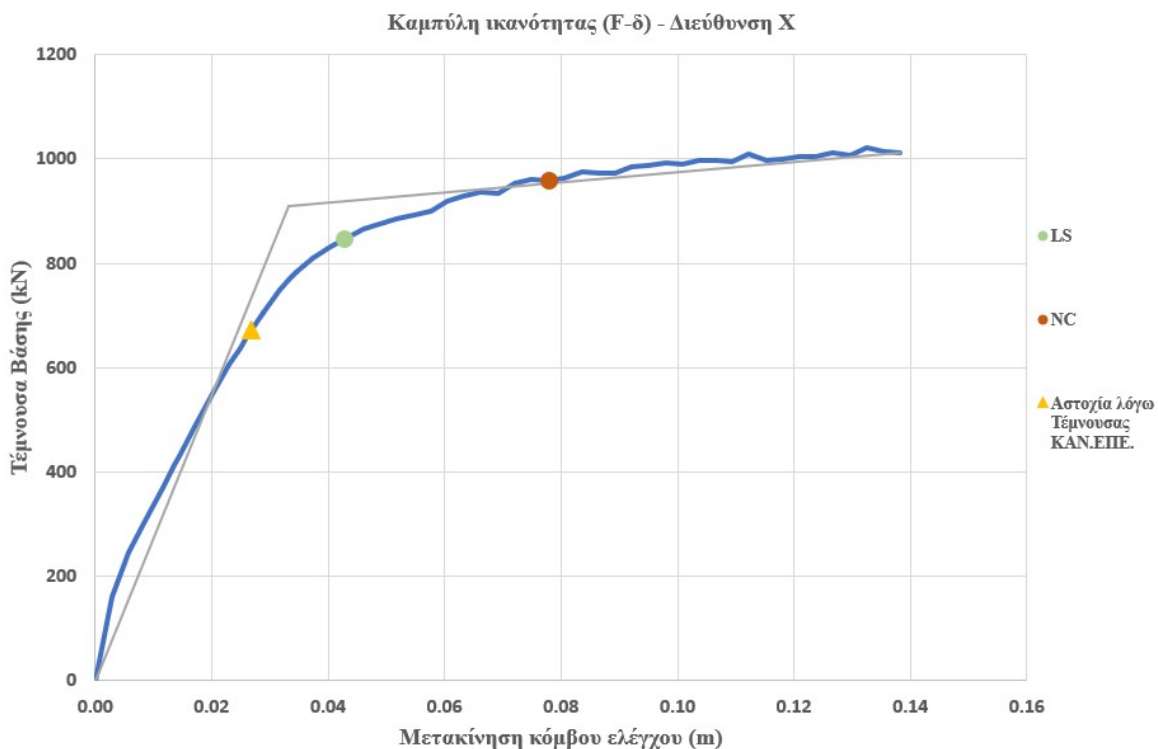
Σχήμα 5.6: Τρισδιάστατο προσομοίωμα του φορέα 2^η ιδιομορφή ενεργοποίηση μάζας κατά X (T=0.43s)



Σχήμα 5.7: Τρισδιάστατο προσομοίωμα του φορέα 3^η ιδιομορφή ενεργοποίηση μάζας κατά X (T=0.40s)

5.3 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Στο Σχήμα 5.8 παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας (F-δ) για την διεύθυνση X. Πάνω στη καμπύλη αυτή έχουν σημειωθεί οι δύο στοχευόμενες μετακινήσεις για τις στάθμες επιτελεστικότητας B (LS) και Γ (NC), επίσης σημειώνεται το σημείο για το οποίο εμφανίζεται η πρώτη αστοχία λόγω τέμνουσας για τη στάθμη επιτελεστικότητας B.



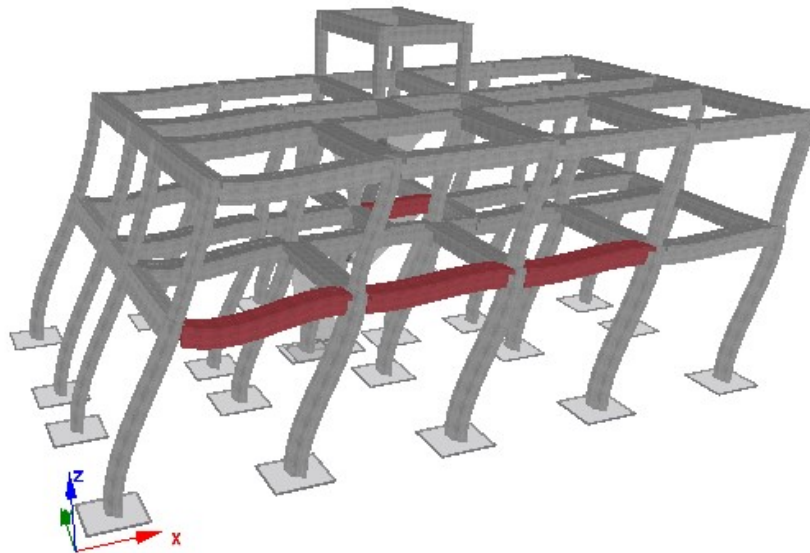
Σχήμα 5.8: Καμπύλη ικανότητας για την διεύθυνση X

Πίνακας 5.2: Σημεία στοχευόμενων μετακινήσεων και αστοχίας τέμνουσας για την διεύθυνση X

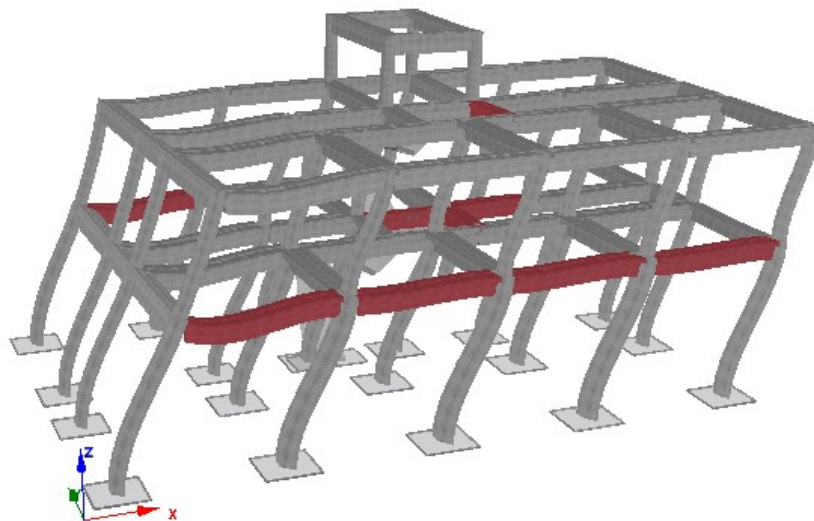
	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Μετατόπιση κόμβου ελέγχου (m)
Αστοχία Τέμνουσας (LS)	673	0.0267
LS	845	0.0429
NC	958	0.0778

Καθώς η πρώτη αστοχία εμφανίζεται για την στάθμη επιτελεστικότητας B, για τέμνουσα βάσης $V_r = 673$ kN, θεωρούμε αυτήν ως τέμνουσα αντοχής για την διεύθυνση X.

Στα Σχήματα 5.9 και 5.10 εμφανίζονται τα μέλη που έχουν αστοχήσει στη στοχευόμενη μετακίνηση LS και NC αντίστοιχα.

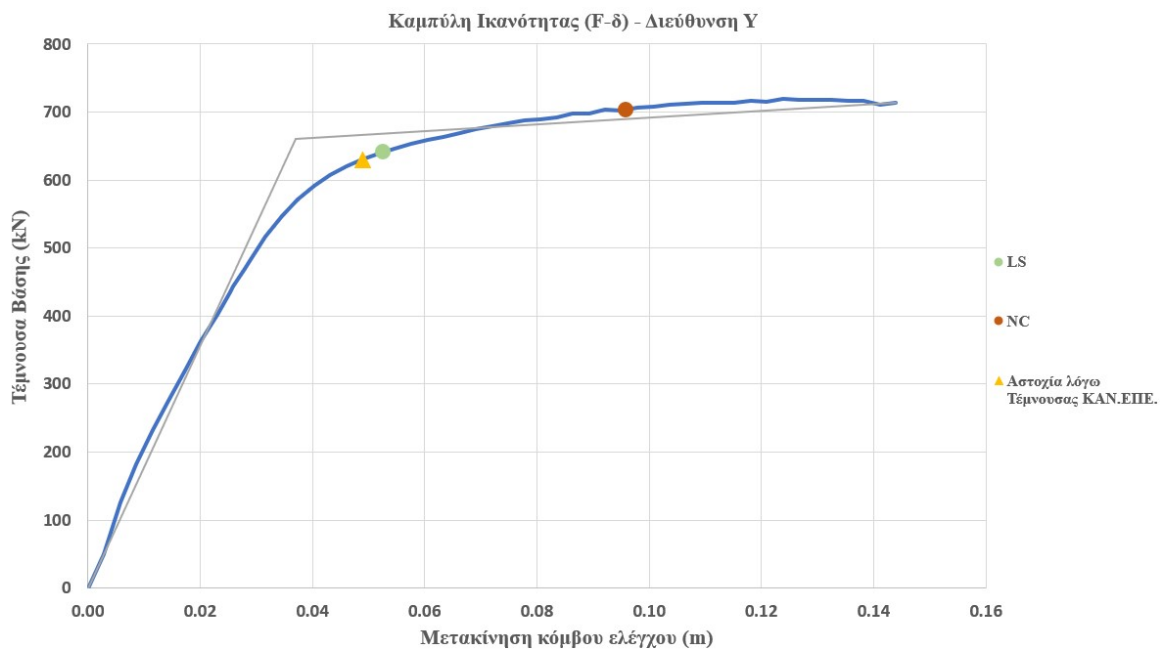


Σχήμα 5.9: Μέλη που έχουν αστοχήσει λόγω τέμνουσας στη στοχευόμενη μετακίνηση (LS)



Σχήμα 5.10: Μέλη που έχουν αστοχήσει λόγω τέμνουσας στη στοχευόμενη μετακίνηση (NC)

Στο Σχήμα 5.11 παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας (F-δ) για την διεύθυνση Y. Πάνω στη καμπύλη αυτή έχουν σημειωθεί οι δύο στοχευόμενες μετακινήσεις για τις στάθμες επιτελεστικότητας B (LS) και Γ (NC), επίσης σημειώνεται το σημείο για το οποίο εμφανίζεται η πρώτη αστοχία λόγω τέμνουσας για τη στάθμη επιτελεστικότητας B



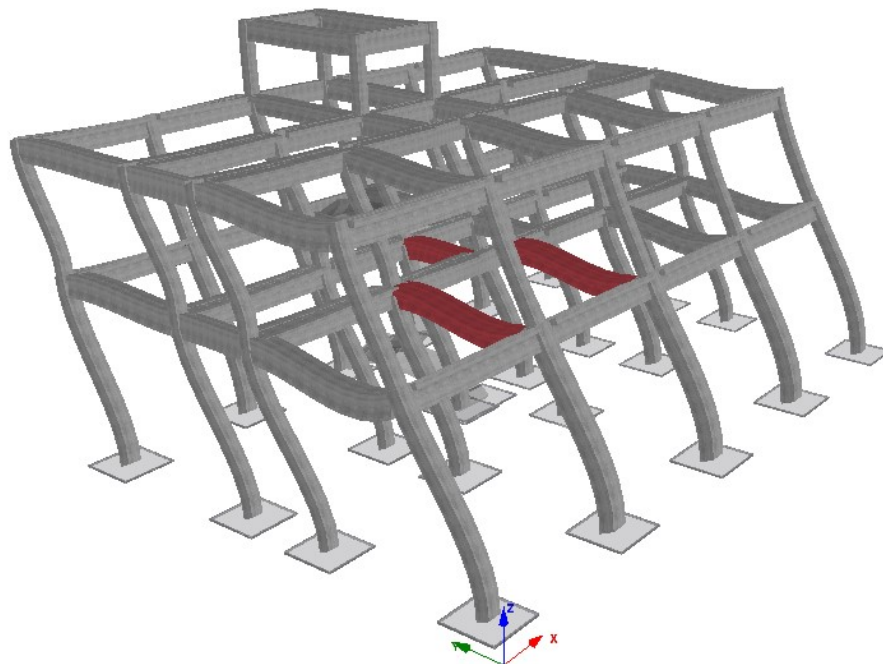
Σχήμα 5.11: Καμπύλη ικανότητας για την διεύθυνση Y

Πίνακας 5.3: Σημεία στοχευόμενων μετακινήσεων και αστοχίας τέμνουσας για την διεύθυνση Y

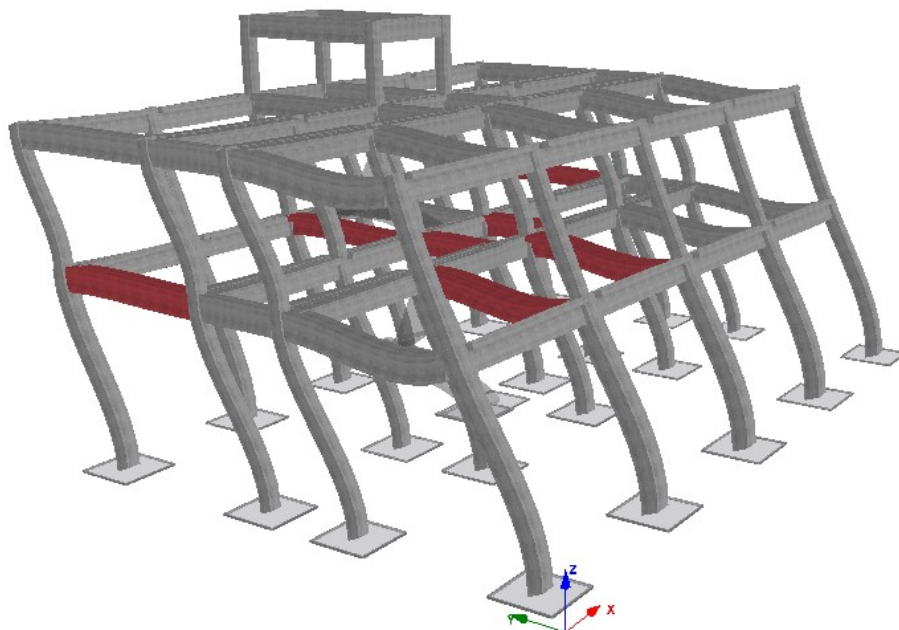
	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Μετατόπιση κόμβου ελέγχου (m)
Αστοχία Τέμνουσας (LS)	630	0.0490
LS	641	0.0527
NC	703	0.0958

Καθώς η πρώτη αστοχία εμφανίζεται για την στάθμη επιτελεστικότητας B, για τέμνουσα βάσης $V_T = 630$ kN, θεωρούμε αυτήν ως τέμνουσα αντοχής για την διεύθυνση Y.

Στα Σχήματα 5.12 και 5.13 εμφανίζονται τα μέλη που έχουν αστοχήσει στη στοχευόμενη μετακίνηση LS και NC αντίστοιχα.



Σχήμα 5.12: Μέλη που έχουν αστοχήσει λόγω τέμνουσας στη στοχευόμενη μετακίνηση (LS)



Σχήμα 5.13: Μέλη που έχουν αστοχήσει λόγω τέμνουσας στη στοχευόμενη μετακίνηση (LS)

6 Σύγκριση αποτελεσμάτων

Η μέθοδος του Στ. Δρίτσου [2] εξάγει ως αποτέλεσμα για κάθε διεύθυνση, τέμνουσα βάσης ως ικανότητα του κτιρίου για την στάθμη επιτελεστικότητας B. Το ίδιο και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ [1], όπου για το εξεταζόμενο κτίριο είναι το σημείο στο οποίο εμφανίζεται η πρώτη αστοχία λόγω τέμνουσας (ψαθυρή αστοχία) για στάθμη επιτελεστικότητας B. Η μέθοδος των Στ. Παρδαλόπουλου και της Στ. Πανταζοπούλου [3] εξάγει ως αποτέλεσμα την σχετική μετακίνηση ορόφων (interstorey drift ratio - IDR) για την οποία εμφανίζονται οι πρώτες βλάβες (στάθμη επιτελεστικότητας B) καθώς και την επιτάχυνση εδάφους για στην οποία αυτή αντιστοιχεί.

Για να συγκριθεί αυτή η μέθοδος με τις άλλες δύο (Δρίτσου & ΚΑΝ.ΕΠΕ), χρησιμοποιήθηκε η κρίσιμη επιτάχυνση εδάφους (a_{glim}) για να υπολογιστεί η τέμνουσα βάσης στην οποία αντιστοιχεί. Αρχικά υπολογίστηκε η ελαστική φασματική επιτάχυνση, σύμφωνα με το φάσμα που ορίζει ο EC8 [7] για την ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδο T_e με τη σχέση (5.5). Υπολογίστηκε στην συνέχεια η στοχευόμενη μετακίνηση δ_τ με τη σχέση (5.4). Τέλος για αυτή τη στοχευόμενη μετακίνηση από την καμπύλη ικανότητας βρέθηκε η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης.

Διεύθυνση X:

$$a_{glim} = 0.56m/s^2$$

Κατηγορία εδάφους B, για την οποία $S=1.20$, $T_B = 0.15sec$, $T_C = 0.50sec$, $T_D = 2.50sec$

Για την διεύθυνση X από την ανάλυση του SeisMobuild προκύπτει $T_e = 0.56sec$

$$\text{Για } T_C \leq T_e \leq T_D, S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2.50 \cdot \frac{T}{T_c} = 0.56 \cdot 1.2 \cdot 2.50 \cdot \frac{0.56}{0.50} = 1.88m/s^2$$

$$\delta_\tau = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (T_e^2 / 4\pi^2) \cdot S_{e(T)} = 1.3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \left(\frac{0.56^2}{4\pi^2} \right) \cdot 1.88 = 0.0194m$$

Από την καμπύλη ικανότητας για την διεύθυνση X, $\delta_\tau=0.0194m$ η τέμνουσα βάσης είναι $F=534$ kN

Διεύθυνση Y:

$$a_{glim} = 0.46m/s^2$$

Κατηγορία εδάφους B, για την οποία $S=1.20$, $T_B = 0.15sec$, $T_C = 0.50sec$, $T_D = 2.50sec$

Για την διεύθυνση Y από την ανάλυση του SeisMobuild προκύπτει $T_e = 0.69sec$

$$\text{Για } T_C \leq T_e \leq T_D, S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2.50 \cdot \frac{T}{T_c} = 0.46 \cdot 1.2 \cdot 2.50 \cdot \frac{0.69}{0.50} = 1.90m/s^2$$

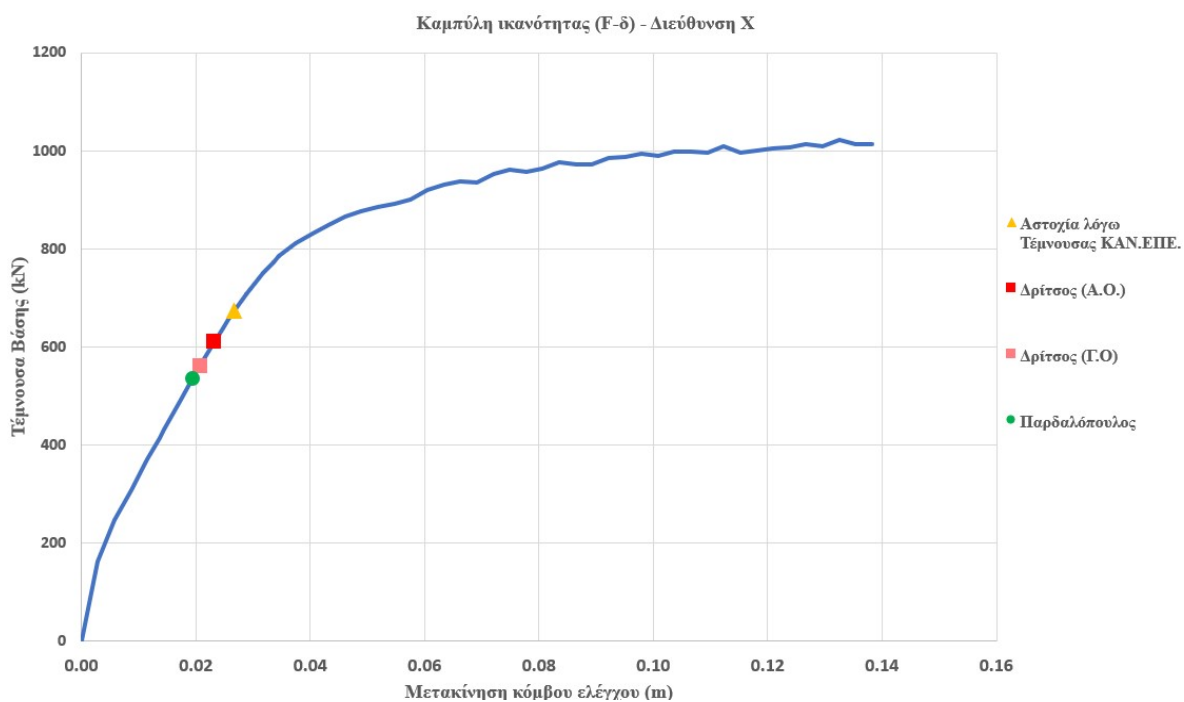
$$\delta_\tau = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (T_e^2 / 4\pi^2) \cdot S_{e(T)} = 1.3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \left(\frac{0.69^2}{4\pi^2} \right) \cdot 1.90 = 0.030m$$

Από την καμπύλη ικανότητας για την διεύθυνση Y, $\delta_\tau=0.030m$ η τέμνουσα βάσης είναι $F=495$ kN

Στους Πίνακες (6.1) και (6.2) παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα των τριών μεθόδων για την διεύθυνση X και Y αντίστοιχα.

Πίνακας 6.1: Σημεία στοχευόμενων μετακινήσεων και αστοχίας τέμνουσας για την διεύθυνση X

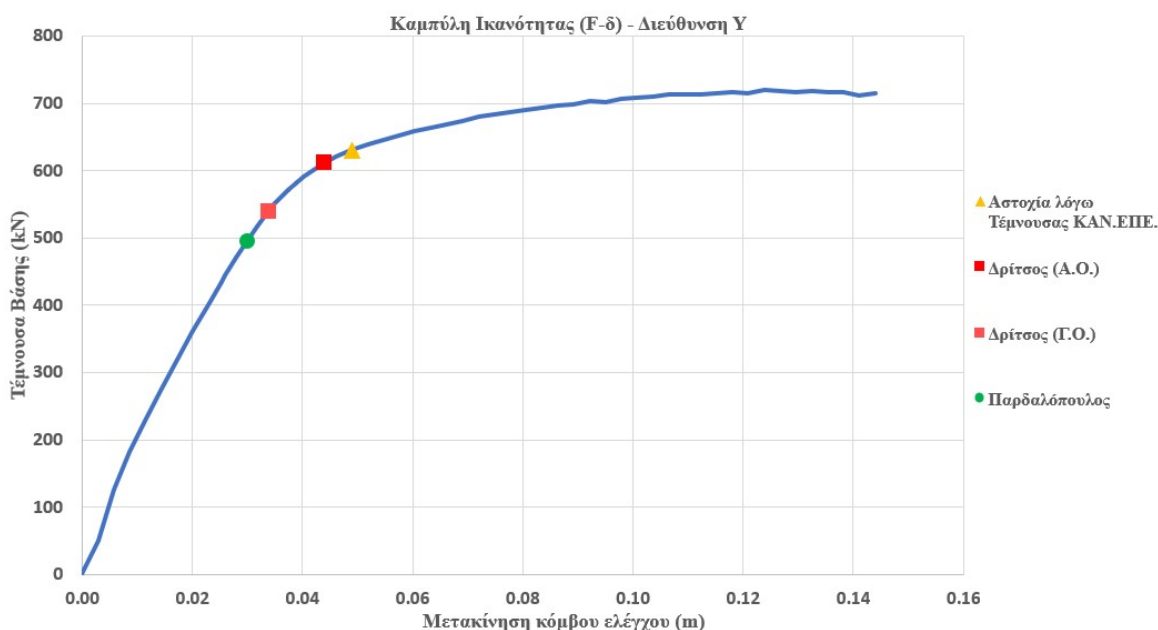
Μέθοδος	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Μετατόπιση κόμβου ελέγχου (m)	Απόκλιση Τέμνουσας Βάσης
Ανελαστική στατική ανάλυση (KAN.ΕΠΕ)	673	0.0267	-
Δρίτσου (Α.Ο.)	609	0.0231	10%
Δρίτσου (Γ.Ο.)	560	0.0207	17%
Παρδαλόπουλου – Πανταζοπούλου	534	0.0194	21%



Σχήμα 6.1: Καμπύλη ικανότητας για την διεύθυνση X, στην οποία φαίνονται τα κρίσιμα σημεία για κάθε μέθοδο.

Πίνακας 6.2: Σημεία στοχευόμενων μετακινήσεων και αστοχίας τέμνουσας για την διεύθυνση Y

Μέθοδος	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Μετατόπιση κόμβου ελέγχου (m)	Απόκλιση Τέμνουσας Βάσης
Ανελαστική στατική ανάλυση (KAN.ΕΠΕ)	630	0.0490	-
Δρίτσου (Α.Ο.)	611	0.0439	3%
Δρίτσου (Γ.Ο.)	539	0.0338	14%
Παρδαλόπουλου – Πανταζοπούλου	495	0.0300	21%



Σχήμα 6.2: Καμπύλη ικανότητας για την διεύθυνση Y, στην οποία φαίνονται τα κρίσιμα σημεία για κάθε μέθοδο.

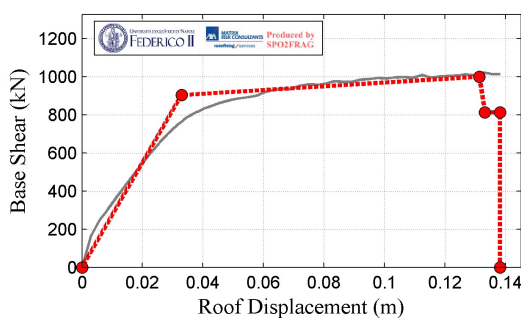
Παρατηρούμε πως για το εξεταζόμενο κτίριο, τις μικρότερες αποκλίσεις και για τις δύο διευθύνσεις τις δίνει η μέθοδος του Δρίτσου για άγνωστο σπλισμό (Α.Ο.) και την μεγαλύτερη απόκλιση η μέθοδος των Παρδαλόπουλου και Πανταζοπούλου.

Οι αποκλίσεις είναι τέτοιες οι οποίες μας οδηγούν στο συμπέρασμα ότι και οι δύο μέθοδοι είναι αρκετά αξιόπιστες, και από άποψη υπολογιστικής ταχύτητας η μέθοδος του Δρίτσου (Α.Ο.) υπερτερεί σημαντικά. Επίσης κάτι το οποίο ήταν παράδοξο, ήταν ότι η μέθοδος του Δρίτσου για άγνωστο σπλισμό (Α.Ο.) έδωσε πιο ακριβή αποτελέσματα από αυτή για γνωστό σπλισμό (Γ.Ο.)

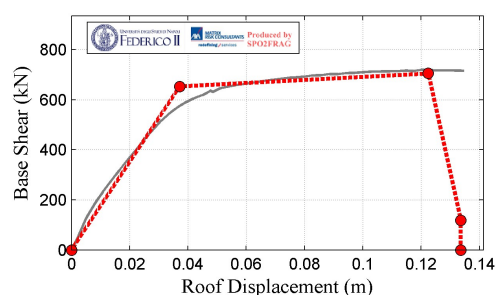
7 Καμπύλες τρωτότητας

Τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης χρησιμοποιήθηκαν για να υπολογιστούν οι καμπύλες τρωτότητας μέσω του λογισμικού SPO2FRAG το οποίο αναπτύχθηκε από τους Baltzopoulos et al. (2017) [8]. Το λογισμικό είναι βασισμένο στον αλγόριθμο SPO2IDA, ο οποίος μέσω μια προσεγγιστικής μεθόδου η οποία βασίζεται στην χρήση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (single degree of freedom - SDoF) και μέσω της καμπύλης ικανότητας της ανελαστικής στατικής ανάλυσης υπολογίζει απλοποιημένα ποσοστημόρια (16%, 50% και 84%) της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης (Incremental Dynamic Analysis – IDA), όπως αυτή παρουσιάστηκε από τους Vamvatsikos & Cornell (2006) [9]. Στην συνέχεια τα ποσοστημόρια IDA μετατρέπονται για πολυβάθμια συστήματα (multiple degree of freedom MDoF) σε εύρη μέτρων έντασης (intensity measure – IM) και σε παραμέτρους απαίτησης (engineering demand parameter – EDP), για να αξιολογηθεί η τρωτότητα του συστήματος.

Ως πρώτο βήμα της ανάλυσης, έγινε η εισαγωγή των δεδομένων της καμπύλης ικανότητας (μετακινήσεις με τις αντίστοιχες τέμνουσες βάσης)

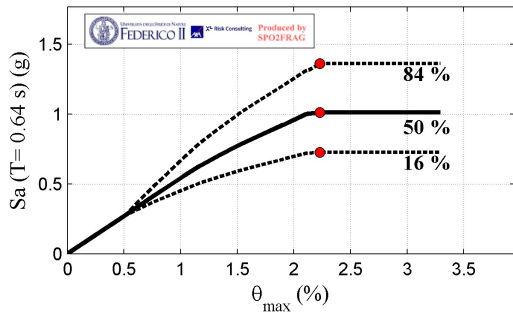


Σχήμα 7.1: Καμπύλη ικανότητας διεύθυνση X

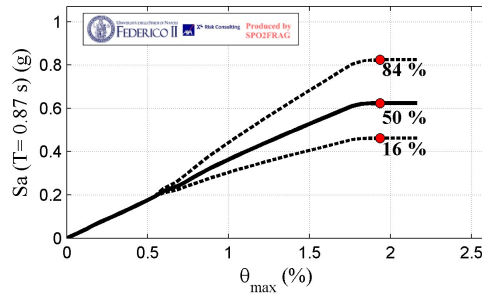


Σχήμα 7.2: Καμπύλη ικανότητας διεύθυνση Y

Αφού ορίστηκαν στην συνέχεια τα δυναμικά χαρακτηριστικά του συστήματος (όροφοι, ύψος ορόφων και μάζα), παρήχθησαν από το SPO2FRAG ως αποτέλεσμα της εφαρμογής του αλγορίθμου SPO2IDA τα ποσοστημόρια (16%, 50% και 84%) IDA. Στα Σχήματα (7.3) και (7.4) φαίνονται τα ποσοστημόρια IDA στα οποία επιλέχθηκε η σχετική μετακίνηση ορόφων ως παραμέτρους απαίτησης (engineering demand parameter – EDP).



Σχήμα 7.3: Ποσοστημότητα IDA, διεύθυνση X

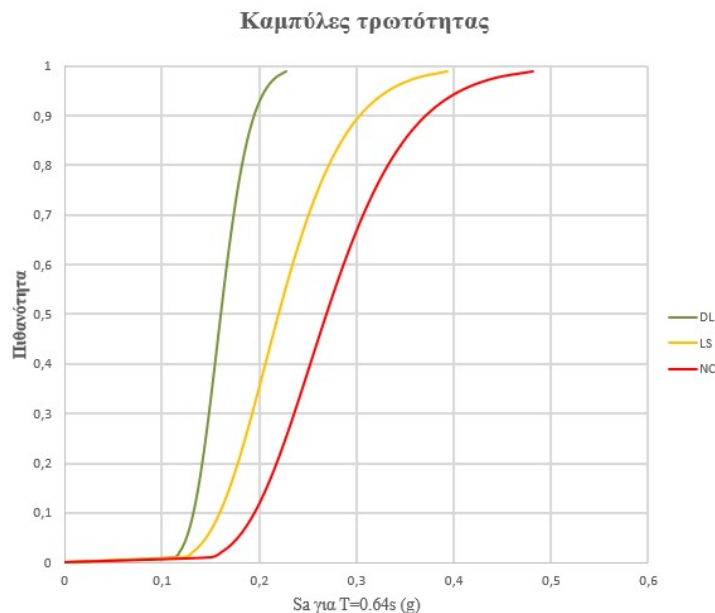


Σχήμα 7.4: Ποσοστημότητα IDA, διεύθυνση Y

Στην συνέχεια για την παραγωγή των καμπύλων τρωτότητας οι οποίες είναι συναρτήσεις στατιστικής κατανομής, που υποδεικνύουν την πιθανότητα η κατασκευή να έχει υπερβεί ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλάβης/επιτελεστικότητας για ένα δεδομένο επίπεδο σεισμικής έντασης. Γίνεται η παραδοχή ότι για μια συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή για μια συγκεκριμένη τιμή της μέγιστης ανηγμένης σχετικής μετακίνησης ορόφου- θ_{max} , το μέτρο έντασης, που προκύπτει από τις καμπύλες IDA, ακολουθεί τη λογαριθμική κατανομή. Η στάθμη περιορισμού των βλαβών (DL) τέθηκε σε $\theta_{max}=0.30\%$ με διασπορά 15%, η στάθμη προστασίας ζωής (LS) σε $\theta_{max}=0.41\%$ (η οποία προέκυψε για το σημείο που εμφανίζεται η πρώτη αστοχία τέμνουσας V_r (LS), για $\delta_r=0.0267m$) με διασπορά 25% και της οιονεί κατάρρευσης (NC) σε $\theta_{max}=0.50\%$ με διασπορά 25%. Για αυτές τις στάθμες επιτελεστικότητας για την διεύθυνση X έχουμε τις αντίστοιχες τιμές του μέτρου έντασης:

Πίνακας 7.1: Median and Standard deviation values of fragility curves derived by SPO2FRAG, Διεύθυνση X:

Στάθμη επιτελεστικότητας	Διάμεσος (g)	Διασπορά (g)
DL	0.161	0.146
LS	0.220	0.245
NC	0.269	0.250

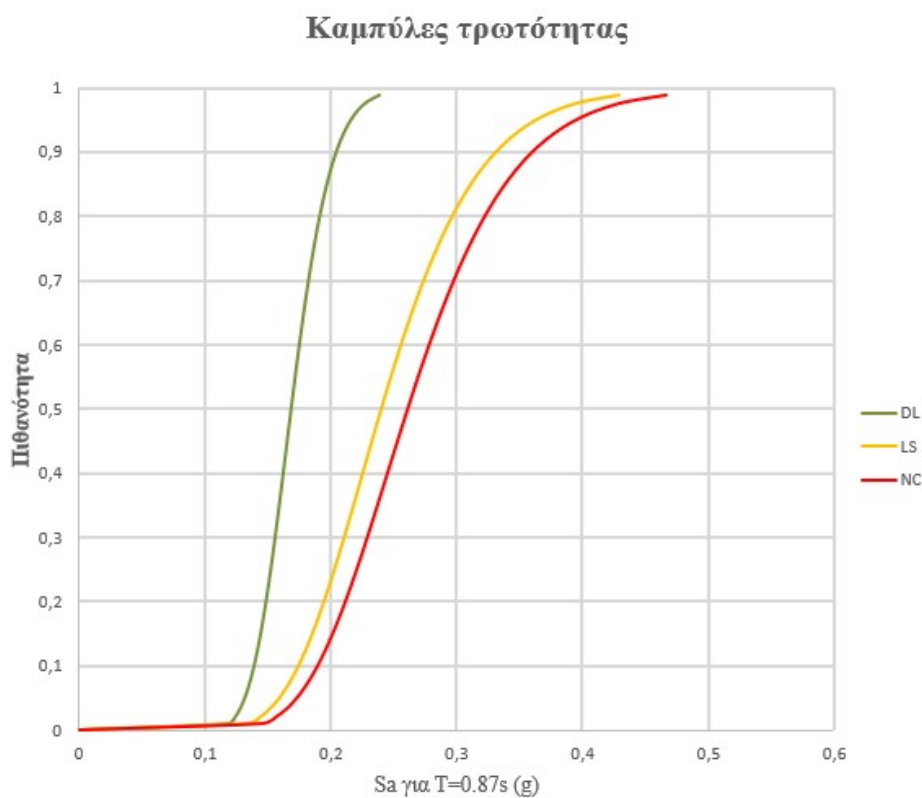


Σχήμα 7.5: Καμπύλες τρωτότητας για τη διεύθυνση X

Η στάθμη περιορισμού των βλαβών (DL) τέθηκε σε $\theta_{\max}=0.48\%$ με διασπορά 15%, η στάθμη προστασίας ζωής (LS) σε $\theta_{\max}=0.69\%$ (η οποία προέκυψε για το σημείο που εμφανίζεται η πρώτη αστοχία τέμνουσας V_T (LS), για $\delta_T=0.049m$) με διασπορά 25% και της οιονεί κατάρρευσης (NC) σε $\theta_{\max}=0.75\%$ με διασπορά 25%. Για αυτές τις στάθμες επιτελεστικότητας για την διεύθυνση Y έχουμε τις αντίστοιχες τιμές του μέτρου έντασης:

Πίνακας 7.2: Median and Standard deviation values of fragility curves derived by SPO2FRAG, Διεύθυνση Y:

Στάθμη επιτελεστικότητας	Διάμεσος (g)	Διασπορά (g)
DL	0.168	0.155
LS	0.240	0.272
NC	0.261	0.278



Σχήμα 7.6: Καμπύλες τρωτότητας για τη διεύθυνση Y

8 Εκτίμηση χρηματοοικονομικών απωλειών λόγω σεισμού

Έγινε υπολογισμός των χρηματοοικονομικών απωλειών με τη χρήση του Performance Assessment Calculation Tool (PACT) [10][11][12], ένα εργαλείο το οποίο χρησιμοποιείται για την εφαρμογή της μεθοδολογίας PEER-PBEE και έχει αναπτυχθεί από την FEMA P-58. Η εκδοχή που χρησιμοποιείται είναι η 3.1.2.

Το λογισμικό αυτό το οποίο περιλαμβάνει και μία βάση δεδομένων για την τρωτότητα και το κόστος ηλεκτρολογικών και υδραυλικών δομικών ή μη στοιχείων του κτιρίου, υπολογίζει τις απώλειες βάσει δεδομένων του κτιρίου και αποτελεσμάτων από την ανελαστική στατική ανάλυση - pushover analysis (PO) και των καμπύλων τρωτότητας. Ο υπολογισμός των απωλειών συμπεριλαμβάνει κόστη επισκευής, χρόνο επισκευών και ανθρώπινων απωλειών. Στην παρούσα εργασία έγινε υπολογισμός μόνο για κόστη επισκευών.

8.1 Δεδομένα του κτιρίου και τρωτότητα στοιχείων

Ορίστηκαν δεδομένα για το κτίριο σχετικά με τον αριθμό των ορόφων, επιφάνειες και ύψος του εξεταζόμενου κτιρίου. Στην συνέχεια ορίστηκε το κόστος αντικατάστασης, για να εκτιμηθεί αυτό θεωρήθηκε κατασκευαστικό κόστος 700€/τ.μ. για κατάστημα ισογείου και 1000€/τ.μ. για διαμέρισμα ορόφου. Ο μέσος όρος τους είναι 850€/τ.μ. (ίδια επιφάνεια καταστημάτων και διαμερισμάτων). Κάνοντας την αναγωγή των € σε \$, καθώς το PACT δέχεται ως τιμές σε \$, το μέσο κατασκευαστικό κόστος θεωρήθηκε 1.000\$/τ.μ. Πολλαπλασιάζοντας τη συνολική επιφάνεια (187τ.μ. x 2) υπολογίστηκε το κόστος αντικατάστασης 374.000\$.

Επειδή η βιβλιοθήκη του PACT περιέχει ηλεκτρομηχανολογικά και υδραυλικά στοιχεία που δεν είναι παρόμοιων προδιαγραφών με αυτά της Ελλάδας, εκτός από τους κόμβους χαμηλής πλαστιμότητας, ορίστηκαν ως στοιχεία (performance groups) και η τοιχοποιία δημιουργήσα ένα επιπλέον component ορίζοντας τους την τρωτότητα (σχετικές μετακινήσεις ορόφου στις οποίες εμφανίζονται βλάβες) και το κόστος αντικατάστασης της.

Ως στοιχεία του κτιρίου (performance groups) ορίστηκαν οι κόμβοι χαμηλής πλαστιμότητας και η τοιχοποιία για την οποία δημιουργήθηκε ένα επιπλέον «component», ορίζοντας του την τρωτότητα (σχετικές μετακινήσεις ορόφου στις οποίες εμφανίζονται βλάβες) και το κόστος αντικατάστασης του. Στον Πίνακα 8.1 φαίνονται για κάθε όροφο και διεύθυνση τα στοιχεία και οι ποσότητες τους.

Πίνακας 8.1: Πίνακας με τα performance group που ορίστηκαν στο PACT

NISTR No.	Description	Quantities	Demand Parameters
Floor 1 – Direction 1 (X)			
B1041.091a	Non-conforming MF with weak joints and column flexural response, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side	8	Story drift ratio
B1041.001b	Non-conforming MF with weak joints and column flexural response, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both side	14	Story drift ratio
B1051.001k	Ordinary masonry walls with partially grouted cells, 8" to 12" thick, shear dominated up to 12' tall	20.60	Story drift ratio
Floor 1 – Direction 2 (Y)			
B1041.091a	Non-conforming MF with weak joints and column flexural response, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side	8	Story drift ratio
B1041.001b	Non-conforming MF with weak joints and column flexural response, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both side	14	Story drift ratio
B1051.001k	Ordinary masonry walls with partially grouted cells, 8" to 12" thick, shear dominated up to 12' tall	13.40	Story drift ratio
Floor 2 – Direction 1 (X)			
B1041.091a	Non-conforming MF with weak joints and column flexural response, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side	8	Story drift ratio
B1041.001b	Non-conforming MF with weak joints and column flexural response, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both side	14	Story drift ratio
B1051.001k	Ordinary masonry walls with partially grouted cells, 8" to 12" thick, shear dominated up to 12' tall	20.60	Story drift ratio
Floor 2 – Direction 2 (Y)			
B1041.091a	Non-conforming MF with weak joints and column flexural response, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side	8	Story drift ratio
B1041.001b	Non-conforming MF with weak joints and column flexural response, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both side	14	Story drift ratio
B1051.001k	Ordinary masonry walls with partially grouted cells, 8" to 12" thick, shear dominated up to 12' tall	13.40	Story drift ratio

Το performance group με B1051.001k δημιουργήθηκε με τη χρήση του το Fragility Specification Manager, θεωρώντας κόστος τοιχοποιίας ~ 120€/τ.μ. (περιλαμβάνει επιχρίσματα και βάνιμο και φατούρα, δεν έγινε διαχωρισμός μπατικής και δρομικής, θεωρήθηκε μέσος όρος).

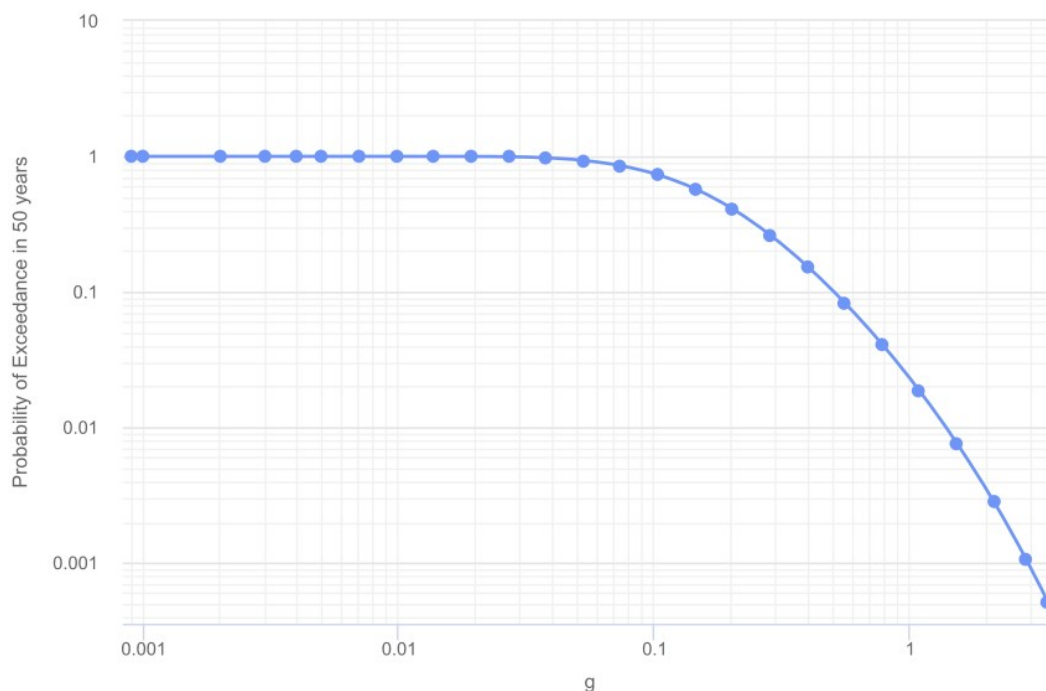
Η μια μονάδα (unit) που θέτει το PACT για την τοιχοποιία είναι $100ft^2 = 9.29$ τ.μ., για το λόγω αυτό τέθηκε ως κόστος αντικατάστασης «μιας μονάδας» τοιχοποιίας 120€/τ.μ. x 9.29τ.μ./unit x 1.17\$/€ = 1.300\$/τ.μ.

Ως στάθμες επιτελεσματικότητας για την τοιχοποιία τέθηκε η σχετική μετακίνηση ορόφου 0.16%, 0.25% και 0.50% για τη εμφάνιση των πρώτων ελαφρών ρωγμών, σημαντικών βλαβών και κατάρρευσης αντίστοιχα. Για να οριστούν οι ποσότητες θεωρήθηκε πως για κάθε τ.μ. επιφάνειας της κατασκευής υπάρχουν 1,70 τ.μ τοιχοποιίας.

Αρχικά υπολογίστηκε η επιφάνεια τοιχοποιίας σε κάθε στάθμη $\frac{187 \cdot 1.7}{9.29} = 3400 ft^2$ και

αναλογικά με τις διαστάσεις ορίστηκε η τοιχοποιία σε κάθε διεύθυνση $\frac{17}{17+11} \cdot 3400 = 2060 ft^2$ για την διεύθυνση X και 1340ft² για την διεύθυνση Y.

Ως τρωτότητα κατάρρευσης του κτιρίου (collapse fragility) ορίστηκε στο PACT για την διεύθυνση X διάμεσος 0.220 και διασπορά 0.015, και για την διεύθυνση Y διάμεσος 0.240 και διασπορά 0.020. Στην συνέχεια μέσω της καμπύλη επικινδυνότητας για την Ηγουμενίτσα (hazard curve) που φαίνεται στο Σχήμα 8.1 εντοπίστηκαν τρεις τιμές για τις πιθανότητες υπέρβασης 50%, 10 και 2% στα 50 χρόνια. Η καμπύλη αυτή απεικονίζει την πιθανότητα υπέρβασης, σε 50 χρόνια, της κάθε επιτάχυνσης και παρέχεται από την ιστοσελίδα <http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/hazard-curves> [15], για την περιοχή της Ηγουμενίτσας. Η περίοδος που επιλέχθηκε ήταν $T = 0.50\text{sec}$. καθώς ήταν πιο κοντά στην δεσπόζουσα ιδιοπερίοδο του εξεταζόμενου κτιρίου.



Σχήμα 8.1: Καμπύλη επικινδυνότητας για την Ηγουμενίτσα $S_a(0.5s)$ (κατηγορία εδάφους A) [15]

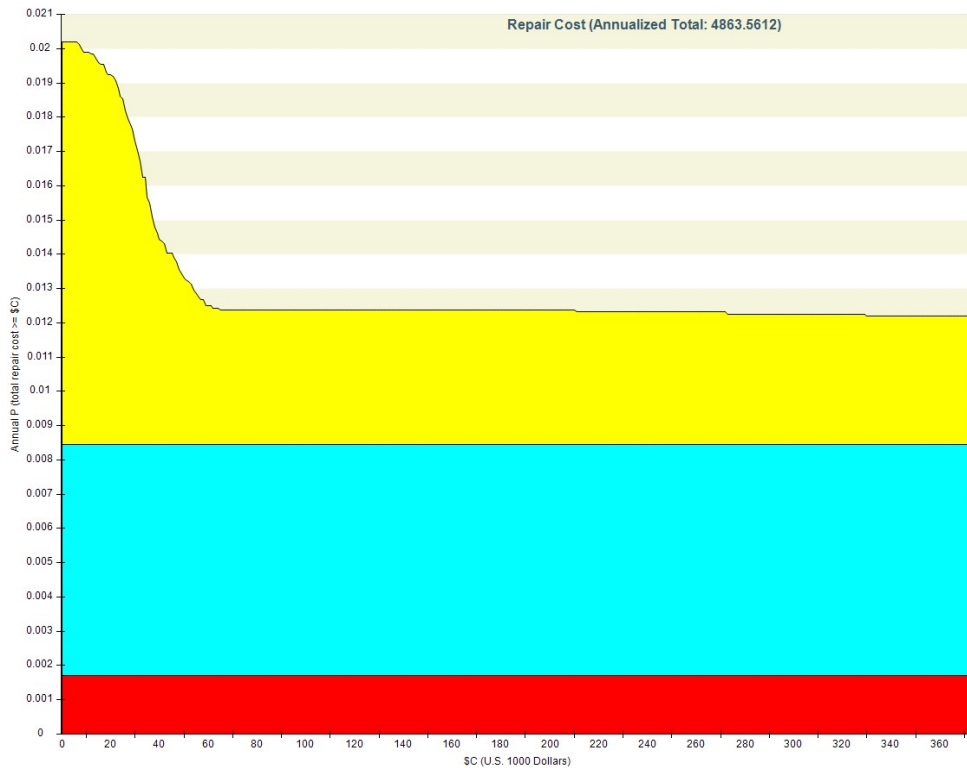
Οι τιμές που φαίνονται στο διάγραμμα αυτό είναι για κατηγορία εδάφους A. Καθώς το εξεταζόμενο κτίριο βρίσκεται σε κατηγορία εδάφους B, οι τιμές προσαυξήθηκαν με τον συντελεστή $S = 1.20$. Συγκεκριμένα:

- $S_a(T_1) = 0.216g$ για πιθανότητα υπέρβασης 50% στα 50 χρόνια.
- $S_a(T_1) = 0.612g$ για πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.
- $S_a(T_1) = 1.260g$ για πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια.

Τέλος, καταχωρήθηκαν στο PACT ως δεδομένα οι σχετικές μετακινήσεις κάθε ορόφου για κάθε από τα παραπάνω $S_a(T_1)$. Αυτές οι σχετικές μετακινήσεις βρέθηκαν από τα αποτελέσματα του SPO2FRAG.

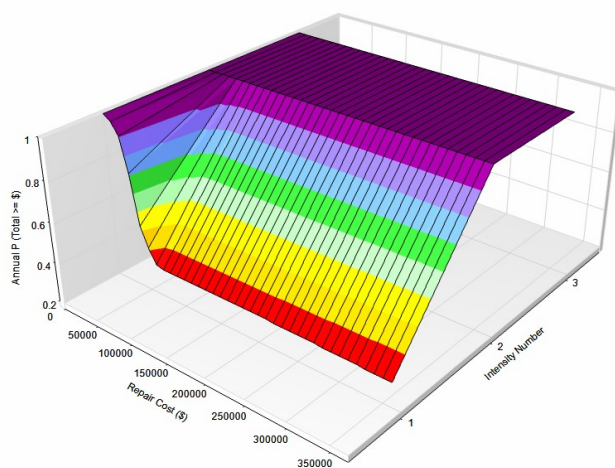
8.2 Αποτελέσματα PACT – Χρηματοοικονομικές απώλειες

Στο σχήμα 8.2 φαίνεται η ετήσια πιθανότητα συνολικού κόστους επισκευών, από το οποίο προκύπτει πως το ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών είναι 4864\$ και αντιστοιχεί στο 1.3% του συνολικού κόστους αντικατάστασης. Αυτό σημαίνει πως το κτίριο αντικαθιστάται κατά μέσο όρο μία φορά $1/0.013 = 77$ έτη λόγω σεισμού. Έχοντας υπόψιν πως για κτίρια παρόμοιων χαρακτηριστικών και παλαιότητας η τιμή αυτή κυμαίνεται μεταξύ 0,8% και 1%, συμπαιρένουμε πως το εξεταζόμενο κτίριο παρουσιάζει μεγάλες πιθανότητες δομικών και υλικών ζημιών.

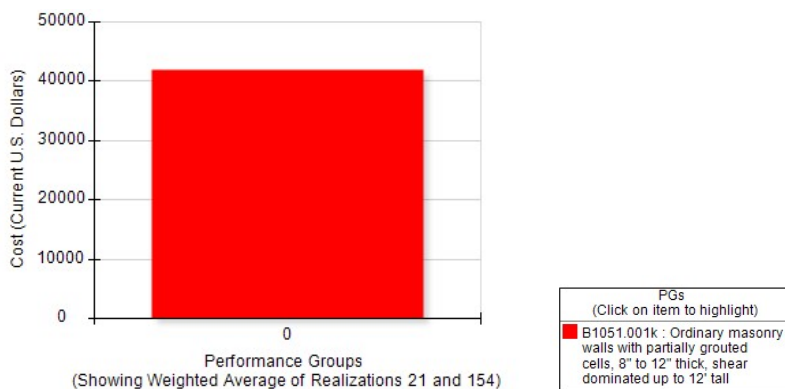


Σχήμα 8.2: Ετήσια πιθανότητα συνολικού κόστους επισκευών

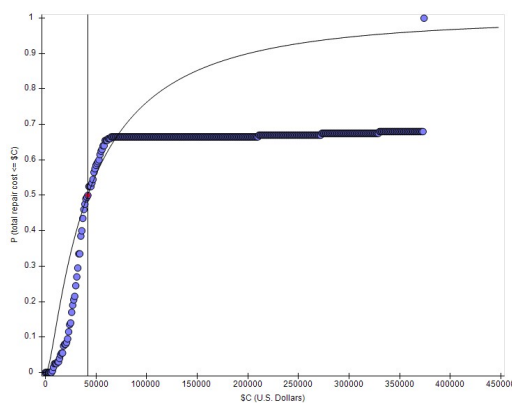
Repair Cost Curves



Σχήμα 8.3: Καμπύλη κόστους επισκευών



Σχήμα 8.4: Κόστη των στοιχείων του κτιρίου για το intensity 1 - Sa (T1) = 0.216g



Σχήμα 8.5: Πιθανότητα το συνολικό κόστος επισκευής των στοιχείων του κτιρίου να είναι μικρότερο από μια τιμή για το intensity 1 - Sa (T1) = 0.216g

9 Συμπεράσματα

Στην παρούσα εργασία εφαρμόστηκαν σε ένα υπάρχον διώροφο κτίριο δύο δευτεροβάθμιες μέθοδοι αποτίμησης σεισμικής επάρκειας και συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα τους με τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης όπως αυτή περιγράφεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπως φαίνονται στους Πίνακες 6.1 και 6.2. Από τις αναλύσεις προέκυψαν κάποια συμπεράσματα τα οποία παρουσιάζονται συνοπτικά παρακάτω:

- Για το εξεταζόμενο κτίριο μεγαλύτερη ακρίβεια είχε η μέθοδος του Στ. Δρίτσου. Συγκεκριμένα η παραλλαγή της μεθόδου που θεωρούσε άγνωστο οπλισμό (Α.Ο.) έβρισκε αποτελέσματα πιο κοντά στο ΚΑΝ.ΕΠΕ. από αυτή που λάμβανε υπόψιν τον υπάρχοντα οπλισμό (Γ.Ο.).
- Από άποψη ταχύτητας εφαρμογής η παραλλαγή της μεθόδου για Α.Ο. του Στ. Δρίτσου ήταν αρκετά πιο γρήγορη, αν και οφείλει να αναφερθεί πως με τα σύγχρονα λογισμικά που κυκλοφορούν στην αγορά όπως το Seisbuild μπορεί να εφαρμοστεί η ανελαστική στατική ανάλυση όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. με μεγάλη ταχύτητα, συγκρίσιμη με αυτή της εφαρμογής κάποιας δευτεροβάθμιας μεθόδου.
- Η συμπεριφορά του εξεταζόμενου κτιρίου σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., είναι ψαθυρή λόγω αστοχίας τέμνουσας δοκών, ενώ τα υποστυλώματα δεν παρουσιάζουν κάποια σημαντική βλάβη.
- Το εξεταζόμενο κτίριο το οποίο έχει κατασκευαστεί το 1978 παρουσιάζει μεγάλες πιθανότητες σημαντικών βλαβών γεγονός που καθιστά οικονομικά ζημιόγωνα την πιθανότητα ενεργειακής αναβάθμισης μέσω κάποιου Ευρωπαϊκού προγράμματος χρηματοδότησης.

10 Βιβλιογραφία

1. ΚΑΝ.ΕΠΕ (2017). (Κανονισμός Επεμβάσεων), ΦΕΚ 2984/Β'30-08-2017, 2η Αναθεώρηση
2. Δρίτσος Στ. (2018), «Πρόταση - Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Ο.Α.Σ.Π. - Αθήνα, Μάιος 2018.
3. Pardalopoulos S.J., Pantazopoulou S.J., Lekidisa V.A. (2018) “Simplified method for rapid seismic assessment of older R.C. buildings” *Engineering Structures*, 154(1), 10-22.
4. Pardalopoulos S.J., Thermou G.E., Pantazopoulou S.J. (2012) “Screening criteria to identify brittle R.C. structural” *Bulletin of Earthquake Engineering* 11(2), 607-636.
5. Tastani S.P., Pantazopoulou S.J. (2008) “Detailing procedures for seismic rehabilitation of reinforced concrete members with fiber reinforced polymers” *Engineering Structures* 30(2), 450-461.
6. Ευρωκώδικας 2, “Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα” – Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, EN1992-1-1:2004.
7. Ευρωκώδικας 8, “Αντισεισμικός Σχεδιασμός” – Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, EN1998-1:2004.
8. Baltzopoulos G., Baraschino R., Iervolino I., Vamvatsikos D. (2017) “SPO2FRAG: software for seismic fragility assessment based on static pushover” *Bulletin of Earthquake Engineering* 15(10), 4399-4425.
9. Vamvatsikos D, Cornell CA (2006) Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA. *Earthq Eng Struct Dyn* 35, 1097-1117
10. FEMA, (2018a), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-1, Volume 1- methodology, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
11. FEMA, (2018b), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-2, Volume 2 – Implementation Guide, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
12. FEMA (2018c): Seismic performance assessment of buildings. Volume 3- Supporting Electronic Materials, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
13. FEMA P-58. Pact [online]. Available from: <https://femap58.atcouncil.org/pact>. [Accessed 2020]
14. Seisbuild User manual (2020) [online]. Available from: <https://seissoft.com/support/seisbuild-support/> [Accessed 2020]
15. EFEHR, Hazard Curves: <http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/hazard-curves> [Accessed 2020]