

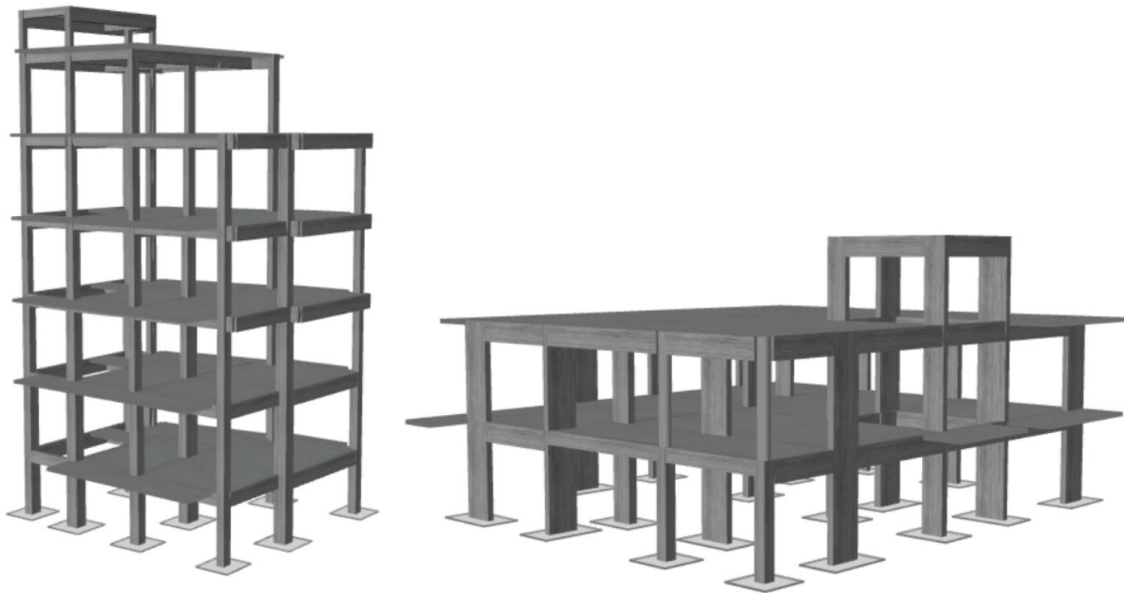


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Αξιολόγηση Δευτεροβάθμιων Μεθόδων Αποτίμησης Σεισμικής Επάρκειας 2-όροφου και 6-όροφου υφιστάμενου κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Θεόδωρος Μιχαλόπουλος

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Φεβρουάριος 2021

EMK ME 2021/01

Μιχαλόπουλος Θ. (2021).
Αξιολόγηση δευτεροβάθμιων μεθόδων αποτίμησης σεισμικής επάρκειας 2-όροφου και
6-όροφου υφιστάμενου κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2021/01
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Michalopoulos T. (2021).
Evaluation of Simplified Methods for Rapid Seismic Assessment of a 2-storey and a
6-storey existing Reinforced Concrete building
Diploma Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2021/01
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	2
Abstract	3
Ευχαριστίες	4
1 Εισαγωγή - Θεωρητικό Υπόβαθρο	5
1.1 Στόχος.....	5
1.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος –Ταχύς Οπτικός Έλεγχος	5
1.3 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος	8
1.3.1 Μέθοδος Παρδαλόπουλου – Πανταζοπούλου	8
1.3.2 Μέθοδος Δρίτσου.....	14
1.4 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).....	18
2 Φορείς.....	20
2.1 Φορέας στις Βασιλειές – Ηρακλείου.....	20
2.2 Φορέας στην Τρίπολη-Αρκαδίας.....	27
3 Εφαρμογή Προσεισμικών Ελέγχων και ΚΑΝ.ΕΠΕ.	34
3.1 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).....	34
3.1.1 Ιδιομορφική Ανάλυση.....	34
3.1.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση.....	38
3.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Ταχύς Οπτικός Έλεγχος	46
3.2.1 Φορέας στις Βασιλειές – Ηρακλείου.....	46
3.2.2 Φορέας στην Τρίπολη – Αρκαδίας.....	47
3.3 Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι.....	49
3.3.1 Μέθοδος Παρδαλόπουλου – Πανταζοπούλου	49
3.3.2 Μέθοδος Δρίτσου.....	54
4 Οικονομοτεχνική Αποτίμηση Κατασκευών	72
4.1 Εκτίμηση Επικυκλινότητας και Τρωτότητας φορέων	72
4.1.1 Φορέας στις Βασιλειές – Ηρακλείου.....	72
4.1.2 Φορέας στην Τρίπολη – Αρκαδίας.....	75
4.2 Εκτίμηση Απωλειών.....	77
4.2.1 Φορέας στις Βασιλειές – Ηρακλείου.....	78
4.2.2 Φορέας στην Τρίπολη – Αρκαδίας.....	84
5 Συμπεράσματα.....	91
6 Βιβλιογραφία.....	93
Παράρτημα Α. Πρόσθετα στοιχεία για Πρωτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχος , Δευτεροβάθμιους Προσεισμικούς Ελέγχους και Κανονισμό Επεμβάσεων	94
Παράρτημα Β. Στατικά σχέδια κτιρίων.....	120

Αξιολόγηση δευτεροβάθμιων μεθόδων αποτίμησης σεισμικής επάρκειας
2-όροφου και 6-όροφου υφιστάμενου κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος

Μιχαλόπουλος Θ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Στα πλαίσια της κρατικής χρηματοδότησης για Ενεργειακή Αναβάθμιση υφιστάμενων κατασκευών, ο Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.) έχει ως στόχο να εισάγει επιπρόσθετα ένα είδος «Αντισεισμικής Αναβάθμισης» τους. Έτσι, κάθε κτίριο ανάλογα με τις βλάβες του και τις πιθανές οικονομικές απώλειες που μπορεί να παρουσιάσει θα κατηγοριοποιείται σε μία κλίμακα η οποία θα δηλώνει την ανάγκη «Σεισμικής» αναβάθμισης του σε ένα αποδεκτό από την Πολιτεία επίπεδο.

Επίσης, υπάρχει επιθυμία από τον Οργανισμό Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.) για τον σκοπό αυτό να εισαχθεί μια μέθοδος Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου ώστε να αποφευχθεί η πλήρης εφαρμογή του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) ως τρόπος κατηγοριοποίησης διότι είναι χρονοβόρος και κοστίζει.

Αρχικά, για ένα δώροφο και ένα εξάροφο φορέα εφαρμόστηκε ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος, οι δυο προτεινόμενοι (Παρδαλόπουλου Σ. – Πανταζοπούλου Σ. και Δρίτσου Σ.) Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι και ο Κανονισμός Επεμβάσεων [5] (ΚΑΝ.ΕΠΕ) προκειμένου να ελεγχθεί η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων. Τέλος, έγινε εκτίμηση των μέσων ετήσιων επισκευαστικών απωλειών που πιθανών να παρουσιάσουν οι υφιστάμενες κατασκευές λόγω σεισμικής διέγερσης.

Πιο συγκεκριμένα, ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος έδωσε μια ιδιαίτερα καλή προσέγγιση της κατηγορίας προτεραιότητας ελέγχου για τους δύο φορείς. Σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι τέμνουσας δύναμης (ψαθυροί τρόποι αστοχίας) για τις μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις που απαιτούν οι σύγχρονοι κανονισμοί. Οι προτεινόμενοι Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι έδωσαν και για τους δύο φορείς υψηλότερες τιμές τέμνουσας βάσεως και μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης που μπορούν να «αντέξουν» σε σχέση με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Τέλος, οσόν αφορά την οικονομοτεχνική αποτίμηση προέκυψε ότι τα αποτελέσματα στην περίπτωση όπου η πρώτη αστοχία εμφανίζεται σε δοκό σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) είναι εξαιρετικά συντηρητικά και οικονομικά δυσχερή σε σχέση με τα αντίστοιχα για την πρώτη αστοχία σε υποστύλωμα. Ενώ, στην περίπτωση που λάβαμε υπόψιν την συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων το κόστος μειώνεται δραματικά.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ME 2021/04

**Evaluation of Simplified Methods for Rapid Seismic Assessment of a
2-storey and a 6-storey existing Reinforced Concrete building**

Michalopoulos T. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

In the context of state funding for «Energy Upgrade» of existing structures, the Earthquake Planning and Protection Organization (E.P.P.O.) aims to introduce an additional type of "Earthquake Upgrade" scale. Thus, each building, depending on its damage and the possible financial losses it may present, will be categorized on a scale that will indicate the need for "Seismic Upgrade" to an acceptable level by the State.

Also, there is a desire from the Earthquake Planning and Protection Organization (E.P.P.O.) to introduce a simplified method for rapid seismic assesment to avoid the full application of the Interventions Code (KAN.EPE) as a way of categorization of existing Reinforced Concrete structures because it is time consuming and costly.

Initially, the Rapid Visual Inspection method, the two proposed (Pardalopoulou S.-Pantazopoulou S. and Dritsos S.) rapid seismic assesment methods and the Greek Code of Interventions (KAN.EPE.) were applied for a two-storey and a six-storey building, in order to check the reliability of the results. Finally, an estimate was made of the average annual repair losses that the existing structures are likely to experience due to seismic excitation.

More specifically, the Rapid Visual Inspection gave a particularly good approach of the "need" of further checkings for both buildings. According to the Code of Interventions (KAN.EPE.), The checks of shear force for the Peak Ground Accelerations values required by the modern regulations are not satisfied (brittle ways of failure). The proposed simplified methods of rapid seismic assessment gave for both structures higher values of Base Shear and Peak Ground Acceleration that they can "withstand" in relation to the Code of Interventions (KAN.EPE.) values. Finally, as far as the economic evaluation is concerned, it turned out that the results in the case where the first failure occurs in a beam according to the Interventions Code (KAN.EPE.) are extremely conservative and costly compared to the equivalent values for the first column failure. While, in case we took into account the contribution of wall infills, the cost is reduced dramatically.

Ευχαριστίες

Πρωτίστως θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Αναπληρωτή Καθηγητή Βαμβάτσικο Δημήτριο για την υπομονή , άψογη συνεργασία και συνεχή καθοδήγηση που μου παρείχε κατά την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας, χάρις στα οποία η υλοποίηση της κατέστη δυνατή.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον Επίκουρο Καθηγητή Βουγιούκα Εμμανουήλ για την βοήθεια του πάνω σε απορίες μου για τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959.

Τέλος, πάνω από όλα και όλους, ευχαριστώ την οικογένεια μου Γιώργο,Μαρία και Ελένη, που χάρις την διαρκή τους στήριξη και πίστη σε εμένα, μου δώσανε τη δυνατότητα να κάνω το όνειρο μου πραγματικότητα.

1 Εισαγωγή - Θεωρητικό Υπόβαθρο

1.1 Στόχος

Σήμερα, «κύμα» της εποχής στον κατασκευαστικό τόμεα αποτελεί η προστασία του περιβάλλοντος, γεγονός το οποίο σχετίζεται με την προσπάθεια της Ευρωπαϊκής Ένωσης (European Green Deal) να αναβαθμίσει ενεργειακά τις κατασκευές μειώνοντας την κατανάλωση ενέργειας και συνεπώς την ρύπανση του περιβάλλοντος.

Όμως, το μεγαλύτερο ποσοστό των κτιρίων της Ελλάδας και κυρίως αυτών που βρίσκονται στα αστικά κέντρα της είναι από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και έχουν σχεδιαστεί με παλαιούς Κανονισμούς οι οποίοι απέχουν πολύ από τις σημερινές απαιτήσεις. Μίας και η Ελλάδα αποτελεί μια αρκετά σεισμογενή χώρα, πριν την διάθεση χρηματοδότησης για ενεργειακή αναβάθμιση κτιρίων, πρέπει να προηγηθεί αποτίμηση της αντισεισμικής τους ικανότητας προκειμένου να ληφθούν υπόψη μέτρα ζωτικής σημασίας.

Σύμφωνα με τα παραπάνω δεδομένα, ο Ο.Α.Σ.Π. (Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας) σχεδιάζει την δημιουργία μίας κλιμακας «Σεισμικής» ταξινόμησης των υφιστάμενων κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος έτσι ώστε να υπάρξει διάθεση χρηματοδότησης, με σκοπό την αύξηση της αντισεισμικής τους ικανότητας σε ένα αποδεκτό από την πολιτεία επίπεδο.

Σίγουρα όμως η αποτίμηση υφιστάμενων φορέων, σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) ή/και τον Ευρωκώδικα 8 (ΕΚ-8), αποτελεί μια χρονοβόρα και δαπανηρή διαδικασία και για αυτό το λόγο γίνονται μελέτες εύρεσης ταχέων προσεγγιστικών μεθόδων αποτίμησης της αντισεισμικής ικανότητας τους οι οποίες θα ονομάζονται Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι.

Πέρα από την αποτίμηση της αντισεισμικής ικανότητας των κατασκευών, γίνεται μελέτη σχετικά με τις οικονομοτεχνικές απώλειες (π.χ. επισκευαστικό κόστος) που πιθανόν να παρουσιαστούν σε μελλοντικές σεισμικές διεγέρσεις.

1.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Ταχύς Οπτικός Έλεγχος

Ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος ή Ταχύς Οπτικός Έλεγχος (Τ.Ο.Ε.) [8] όπως λέει και το όνομα του γίνεται απλά και γρήγορα μέσω της συμπλήρωσης του Δελτίου Ελέγχου Δομικής Τρωτότητας (ΔΕ.ΔΟ.ΤΑ) το οποίο δίνεται στο Παράρτημα Α. Πέρα από την συμπλήρωση του δελτίου, χρειάζεται όμως να σχεδιαστούν σκαριφήματα της χαρακτηριστικής κάτοψης και τομής του κτιρίου, καθώς και μια φωτογραφία της όψης του. Το πιο σημαντικό προκειμένου να εξασφαλιστεί η αξιοπιστία των στοιχείων που συμπληρώθηκαν κατά τον έλεγχο είναι ανάγκη βρεθεί και να χρησιμοποιηθεί η αρχική μελέτη του κτιρίου.

Το Δελτίο Ελέγχου αποτελείται από οχτώ (8) ενότητες προς συμπλήρωση:

- Ενότητα Α : περιλαμβάνει στοιχεία για το κτίριο σχετικά με την περιοχή της Ελλάδας που βρίσκεται, την χρήση του και τον μέγιστο αριθμό προσώπων τα οποία συναθροίζονται σε αυτό.
- Ενότητα Β : περιλαμβάνει την ζώνη σεισμικής επικυδνδινότητας και το έδαφος της περιοχής που βρίσκεται το κτίριο σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ.).

- Ενότητα Γ : αφορά τον δομικό τύπο του κτιρίου (Κατασκευή Οπλισμένου Σκυροδέματος, Προκατασκευή ,Κατασκευή Φέρουσας Τοιχοποιίας, Χαλύβδινη Κατασκευή) και την χρονολογία κατασκευής του που συνδέεται άμεσα με τον Κανονισμού σχεδιασμού του φέροντα οργανισμού της.
- Ενότητα Δ : περιέχει γενικά τεχνικά στοιχεία του κτιρίου όπως ο αριθμός υπόγειων και υπέργειων ορόφων, η επιφάνεια του τυπικού ορόφου και ολόκληρου του κτιρίου, το έτος κατασκευής, η διαθεσιμότητα μελέτης, εάν και πότε έχει ενισχυθεί το κτίριο και η κατηγορία σπουδαιότητας του σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ.).
- Ενότητα Ε : καταγράφονται χαρακτηριστικά σχετικά με την γενική τρωτότητα του κτιρίου έναντι σεισμού. Αυτά είναι : εάν έχει εφαρμοστεί αντισεισμικός κανονισμός, οι προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, η κακή κατάσταση λόγω έλλειψης συντήρησης, ο κίνδυνος κρούσης με γειτονικά κτίρια, η ύπαρξη μαλακού ορόφου, η κανονικότητα διάταξης των τοιχοπληρώσεως, το ύψος του, η κανονικότητα του σε κάτοψη και τομή, η ευστρεψία του και η ύπαρξη κοντών υποστυλωμάτων.
- Ενότητα ΣΤ και Ζ : οι συγκεκριμένες ενότητες σχετίζονται με τυχόν άλλες αυθαιρεσίες αντισεισμικής και όχι μόνο φύσεως που δεν έχουν βαθμονομηθεί καταλλήλως και πρέπει να ληφθούν υπόψη.
- Ενότητα Η : συνυπολογίζονται όλες οι παραπάνω ενότητες ώστε να προκύψει η τελική βαθμολόγηση του κτιρίου.

Σύμφωνα, με τις συμπληρωμένες ενότητες του Δελτίου Ελέγχου που αναφέρθηκαν παραπάνω γίνεται η Δομική Βαθμολόγηση του φορέα αθροίζοντας τις τιμές του Πίνακα 1.1, ο οποίος στα πλαίσια της διπλωματικής εργασίας περιλαμβάνει μόνο τους δομικούς τύπους Οπλισμένου Σκυροδέματος. Τέλος, αφού υπολογισθεί η Τελική Βαθμολόγηση του κτιρίου γίνεται η κατάταξη του σύμφωνα με τον Πίνακα 1.2.

Πίνακας 1.1 Πίνακας Γενικής Δομικής Βαθμολογίας υφιστάμενων κτιρίων Ο.Σ. [8]

Παράμετρος	ΟΣα	ΟΣβ	ΟΣγ
Βαθμολογία βάση Δομικό Τύπο	6,0	7,0	8,0
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I	-0,5	-1,0	-0,5
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II ή III	-1,5	-1,5	-1,0
Έδαφος κατηγορίας Β	-0,3	-0,3	-0,3
Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ	-0,6	-0,6	-0,6
Έδαφος Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων	-0,8	-0,8	-0,8

Πίνακας 1.1 (Συνέχεια) Πίνακας Γενικής Δομικής Βαθμολογίας υφιστάμενων κτιρίων Ο.Σ.

Παράμετρος	ΟΣα	ΟΣβ	ΟΣγ
Έδαφος Χ	-0,8	-0,8	-0,8
Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	-0,5	-	-
Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα	-1,0	-0,5	-0,5
Κακή κατάσταση	-0,5	-0,5	-0,5
Κρούση με γειτονικά κτίρια	-0,5	-0,5	-
Pilotis ή / και Κοντά Υποστυλώματα	-1,5	-1,5	-0,5
Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	0,5	0,5	-
Μεγάλο ύψος	-1,0	-0,5	-0,5
Μη κανονικότητα σε τομή	-1,0	-0,5	-0,5
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-1,0	-0,5	-0,5
Στρέψη (έντονη)	-0,5	-0,5	-0,5
Ένταση λειτουργίας	0,2 ή 0,5	0,2 ή 0,5	0,2 ή 0,5
Αριθμός χρηστών ≤ 9	-0,2	-0,2	-0,2
Αριθμός χρηστών 10-99	-0,4	-0,4	-0,4
Αριθμός χρηστών ≥ 100	-0,6	-0,6	-0,6

*Ένταση λειτουργίας: 0,2 για κατοικίες/τουριστικά καταλύματα – 0,5 για τις υπόλοιπες περιπτώσεις

Πίνακας 1.2 Κατάταξη Προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου κτιρίων.

Βαθμολογία	Κατηγορία
$\tau.β. \leq 4$	Υψηλή προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου
$4 < \tau.β < 5,5$	Μέση προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου
$\tau.β. \geq 5,5$	Χαμηλή προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου

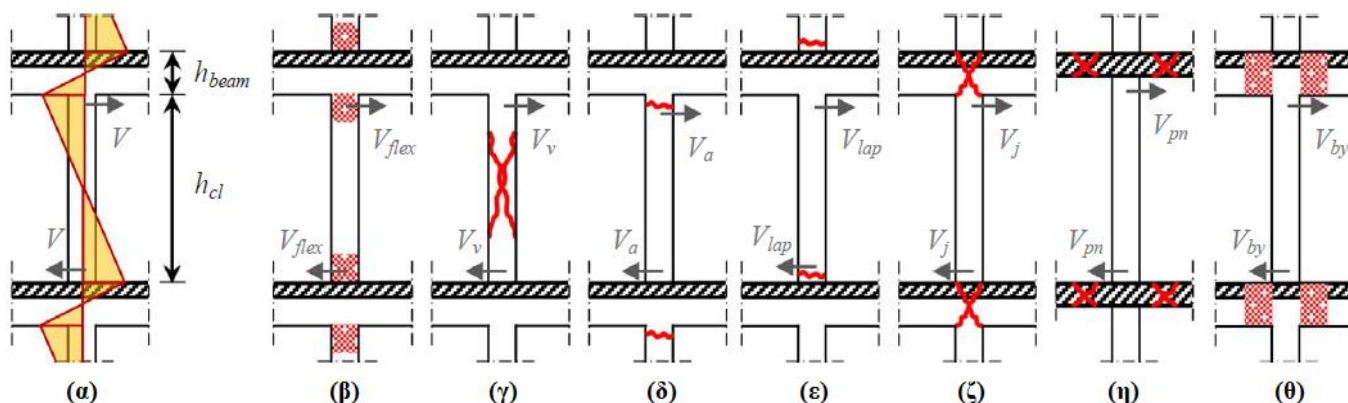
1.3 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

1.3.1 Μέθοδος Παρδαλόπουλου – Πανταζοπούλου

Η προτεινόμενη Μέθοδος των Παρδαλόπουλου – Πανταζοπούλου ή αλλιώς Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Σεισμικής Επάρκειας [16],[17],[18] δίνει την δυνατότητα μιας γρήγορης εκτίμησης της σεισμικής ικανότητας υφιστάμενων κτιρίων Οπλισμένου Σκυροδέματος χωρίς την χρήση κάποιου λογισμικού.

Προκειμένου να εφαρμοσθεί, χρειάζεται μόνο ορισμένα βασικά στοιχεία της στατικής μελέτης του υπό μελέτη κτιρίου όπως: ο αριθμός, το καθαρό ύψος και το εμβαδόν των ορόφων, η ποιότητα του σκυροδέματος και του χάλυβα όπλισης, οι θέσεις σε σχέση με ένα σημείο αναφοράς, οι διαστάσεις, η διαμήκης και η εγκάρσια όπλιση των κατακόρυφων στοιχείων. Η παρούσα μέθοδος περιλαμβάνει τα παρακάτω δύο στάδια ελέγχων:

- *Έλεγχος Διαθέσιμης Αντίστασης*: αφορά κατεξοχήν τα κατακόρυφα στοιχεία του κρίσιμου ορόφου του εκάστοτε κτιρίου. Κύριος σκοπός του είναι να εντοπίσει για κάθε υποστυλώμα τον ασθενέστερο μηχανισμό αντίστασης. Οι πιθανοί τρόποι αστοχίας που πιθανόν θα εμφανιστούν στα υποστυλώματα (Σχήμα 1.1) τους κρίσιμου ορόφου είναι:
 - Διαρροή κύριων οπλισμών Υ/Σ – Πλάστιμος τρόπος αστοχίας
 - Διατμητική αστοχία κορμού Υ/Σ – Ψαθυρός τρόπος αστοχίας
 - Αστοχία αγκυρώσεων κύριου οπλισμού Υ/Σ – Ψαθυρός τρόπος αστοχίας
 - Αστοχία υπερκαλύψεων κύριου οπλισμού Υ/Σ – Ψαθυρός τρόπος αστοχίας
 - Διατμητική αστοχία κόμβων – Ψαθυρός τρόπος αστοχίας
 - Διάτρηση Πλακών (Μυκητοειδής) – Ψαθυρός τρόπος αστοχίας
 - Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις συντρέχουσες δοκούς – Πλάστιμος τρόπος αστοχίας



Σχήμα 1.1 (α) Κατανομή ροπής λόγω σεισμικής καταπόνησης καθ' ύψος ενός υποστυλώματος (β) Διαρροή κύριων οπλισμών, (γ) Διατμητική αστοχία κορμού, (δ) Αστοχία αγκυρώσεων των κύριων οπλισμών, (ε) Αστοχία υπερκαλύψεων των κύριων οπλισμών (ζ) Διατμητική αστοχία κόμβων, (η) Διάτρηση πλακών, (θ) Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς. [16]

Παρακάτω δίνονται οι Σχέσεις 1.1-1.7 [17] για τον υπολογισμό της αντοχής σε τέμνουσα υποστυλώματος για τους παραπάνω πιθανούς τρόπους αστοχίας.

- Τέμνουσα Αντοχής για διαρροή κύριων οπλισμών Y/Σ :

$$V_{flex} = \left[\rho_{l,tot} \frac{f_y}{f_c} (1 - 0.4\xi) + v \left(\frac{h}{d} - 0.8\xi \right) \right] \frac{bd^2 f_c}{h_{cl}}, \quad (1.1)$$

$\rho_{l,tot} = A_{s,tot}/bd$: ποσοστό συνολικού διαμήκους οπλισμού Y/Σ διαστάσεων h x b

$A_{s,tot}$: Συνολικός διαμήκης οπλισμός στην κρίσιμη διατομή Y/Σ

d: Στατικό ύψος διατομής

f_y : Τάση διαρροής διαμήκους οπλισμού

f_c : Μέση θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

$\xi = x/d$: Ανηγμένο ύψος της θλιβόμενης ζώνης του Y/Σ

$v = N_{G+0,3Q} / bdf_c$: Ανηγμένο αξονικό φορτίο Y/Σ

h_{cl} : Καθαρό ύψος Y/Σ

- Τέμνουσα Αντοχή έναντι διάτμησης κορμού Y/Σ:

$$\text{Εάν } v \geq 0.1 \quad V_v = v \tan \alpha b d f_c + A_{tr} f_{st} \frac{d(1-\xi)}{s} \cot \theta_v \quad (1.2\alpha)$$

$$\text{Εάν } v < 0.1 \quad V_v = A_{tr} f_{st} \frac{d(1-\xi)}{s} \cot \theta_v \quad (1.2\beta)$$

$\tan \alpha = (h/d - 0,8\xi)d/h_{cl}$, όπου $\alpha \leq \theta_v$ είναι η γωνία του θλιπτήρα ($\theta_v = 45^\circ$ για $v < 0,1$ και $\theta_v = 30^\circ$ για $v \geq 0,25$, σε ενδιάμεσες περιπτώσεις γίνεται γραμμική παρεμβολή), είναι η γωνία που καθορίζει τον αριθμό των σκελών των συνδετήρων που ενεργοποιούνται στο κεκλιμένο επίπεδο απόσχισης.

A_{tr} : Συνολικό εμβαδό των σκελών ενός συνδετήρα που τέμνονται από το κεκλιμένο επίπεδο απόσχισης

s: Απόσταση συνδετήρων καθ' ύψος του Y/Σ

f_{st} : Τάση διαρροής συνδετήρων

- Τέμνουσα Αντοχή έναντι αστοχίας αγκυρώσεων κύριων οπλισμών Y/Σ:

$$V_\alpha = \left[\rho_{l,tot} \frac{\min\left\{\frac{4L_\alpha f_b}{D_b} + \alpha_{hook} 50 f_b ; f_y\right\}}{f_c} (1 - 0.4\xi) + v \left(\frac{h}{d} - 0.8\xi \right) \right] \frac{bd^2 f_c}{h_{cl}}, \quad (1.3)$$

L_α : Μήκος αγκύρωσης διαμήκους οπλισμού Y/Σ

D_b : Διάμετρος της ράβδου του διαμήκους οπλισμού Y/Σ

$\alpha_{hook} = 1$ για άγκιστρο / 0 όταν δεν υπάρχει άγκιστρο

$f_b = 2f_{b,0}$: Ονομαστική αντοχή του σκυροδέματος σε συνάφεια (MC2010,2010)

$f_{b,0} = n_1 (f_c/20)^{0,5}$

$n_1 = 1,8$ για χάλυβες με νευρώσεις / 0,9 για λείους χάλυβες.

- Τέμνουσα Αντοχή έναντι ματίσεων κύριου οπλισμού Y/Σ:

$$V_{lap} = \frac{[\min\left\{\left(\mu_{fr} L_{lap} \left[\frac{A_{tr}}{s} f_{st} + a_b (b - N_b D_b) f_t\right] + \alpha_{hook} 50 N_b A_b f_b\right); N_b A_b f_y\right\} d (1 - 0.4\xi) + v_b d^2 f_c (0.5h/d - 0.4\xi)]}{h_{cl}/2} \quad (1.4)$$

μ_{fr} : Συντελεστής τριβής της διεπιφάνειας διαμήκου ράβδου – σκυροδέματος, το οποίο είναι $0,2 \leq \mu_{fr} \leq 0,3$ για λείες ράβδους και $1 \leq \mu_{fr} \leq 1,5$ για ράβδους με νευρώσεις.

L_{lap} : Μήκος μάτισης κύριων οπλισμών

a_b : 1 για οπλισμούς με νευρώσεις / 0 για λείους οπλισμούς

N_b : Αριθμός διαμήκων ράβδων που βρίσκονται σε εφελκυσμό

A_b : Εμβαδό διατομής μιας ράβδου που βρίσκεται σε εφελκυσμό

$f_t = 0,3f_c^{2/3}$: Εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος

- Τέμνουσα Αντοχή έναντι αστοχίας κόμβων :

Άοπλοι ή Ελαφρά οπλισμένοι κόμβοι

$$V_j = \gamma_j 0.5 \sqrt{f_c} \sqrt{1 + \frac{v_j f_c}{0.5 \sqrt{f_c}} \frac{b_j d d_{beam}}{h_{cl}}} \quad (1.5\alpha)$$

Οπλισμένοι κόμβοι

$$V_j = \left[\gamma_j 0.5 \sqrt{f_c} \sqrt{1 + \frac{v_j f_c}{0.5 \sqrt{f_c}} \frac{b_j d d_{beam}}{h_{cl}}} \right] \sqrt{1 + \rho_{j,horiz} \frac{f_{st}}{f_t}} \quad (1.5\beta)$$

γ_j : 1,4 για εσωτερικούς κόμβους / 1 για εξωτερικούς κόμβους

$b_j = (b + b_{beam})/2$

d_{beam} : Στατικό ύψος δοκού

$\rho_{j,horiz} = A_{tr} / (s b_j)$

- Τέμνουσα Αντοχή έναντι διάτρησης πλακών:

$$V_{pn} = \frac{0.12 \min\left\{1 + \sqrt{\frac{200}{d_{sl}}}; 2\right\} (100 \rho_{l,sl} f_c)^{1/3} d_{sl} 0.25 u_{crit} (h + 4d_{sl})}{h_{cl}} \quad (1.6)$$

d_{sl} : Στατικό ύψος πλάκας

$\rho_{l,sl}$: Συνολικό ποσοστό διαμήκους εφελκόμενου οπλισμού της πλάκας στην περιοχή της στήριξης

u_{crit} : Μήκος κρίσιμης περιμέτρου γύρω από το Υ/Σ σε περίπτωση διάτρησης πλάκας

- Τέμνουσα Αντοχή λόγω δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων στις συντρέχουσες δοκούς :

$$V_{by} = \frac{0.85 \rho_{beam} b_{beam} d_{beam}^2 f_y^{beam}}{h_{cl}} \quad (1.7)$$

ρ_{beam} : Ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού δοκού . Στην περίπτωση εσωτερικών κόμβων προκύπτει σύμφωνα με τον συνολικό διαμήκη οπλισμό, ενώ στην περίπτωση των εξωτερικών κόμβων με τον μέγιστο διαμήκους οπλισμό είτε της άνω είτε της κάτω παρειάς

f_y^{beam} : Τάση διαρροής του κύριου οπλισμού της δοκού

Προκειμένου να γίνει ο έλεγχος της διαθέσιμης αντίσταση για κάθε υποστύλωμα του κρίσιμου ορόφου γίνεται εισαγωγή μιας νέας παραμέτρου, του *δείκτη αντίστασης* r μέσω των Σχέσεων 1.8 – 1.13 [16]. Ο δείκτης αυτός αποτελεί τον λόγο της τέμνουσας αντοχής των ψαθυρών τρόπων αστοχίας ως προς την τέμνουσα αντοχής για διαρροή των κύριων οπλισμών του υποστυλώματός (Ικανοτική Τέμνουσα). Να σημειωθεί ότι ο υπολογισμός του δείκτη αντίστασης r να πρέπει να εφαρμοστεί και για τις δύο κύριες διευθύνσεις (X,Y) του φορέα.

$$r_v = \frac{V_v}{V_{flex}} \quad (1.8)$$

$$r_a = \frac{V_a}{V_{flex}} \quad (1.9)$$

$$r_{lap} = \frac{V_{lap}}{V_{flex}} \quad (1.10)$$

$$r_j = \frac{V_j}{V_{flex}} \quad (1.11)$$

$$r_{pn} = \frac{V_{pn}}{V_{flex}} \quad (1.12)$$

$$r_{by} = \frac{V_{by}}{V_{flex}} \quad (1.13)$$

Η μορφή αστοχίας ενός υποστυλώματος ορίζεται από την ελάχιστη τιμή του δείκτη αντίστασης r , σύμφωνα με την Σχέση 1.14 [16] και συγκρίνεται με τον *δείκτη αντίστασης* r που αντιστοιχεί στην περίπτωση του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στις συντρέχουσες δοκούς r_{by} .

$$r_{fail} = \min (r_v, r_a, r_{lap}, r_j, r_{pn}) \quad (1.14)$$

- $r_{fail} > r_{by}$ σημαίνει ότι θα εμφανιστούν πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των δοκών που συντρέχουν το εξεταζόμενο υποστύλωμα.
- $r_{fail} < r_{by}$ και $r_{fail} > 1$ σημαίνει ότι έχουμε ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στο εξεταζόμενο υποστύλωμα.
- $r_{fail} < r_{by}$ και $r_{fail} < 1$ συνεπάγεται ότι θα παρουσιαστεί ψαθυρή αστοχία στο εξεταζόμενο υποστύλωμα.

➤ *Έλεγχος Διαθέσιμης Δυσκαμψίας* : Γίνεται εκτίμηση της σχετικής μετακίνησης του κρίσιμου ορόφου και της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης που μπορεί να δεχτεί μια κατασκευή χωρίς να καταρεύσει. Λόγω του στόχου των Δευτεροβάθμιων Προσεισμικών Ελέγχων για αποφυγή χρήσης λογισμικών ανάλυσης, τα δυναμικά χαρακτηριστικά του κτιρίου εκτιμώνται με βάση τον Πίνακα 1.3 που στηρίζεται στην παραδοχή ότι , πρώτον ο υπό μελέτη φορέας προσομοιώνεται ως ένας γενικευμένος μονοβάθμιος ταλαντωτής και δεύτερον ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή του μπορεί να εκτιμηθεί ότι έχει ημιτονοειδές ή ομοιόμορφο σχήμα ανάλογα με τα

γεωμετρικά χαρακτηριστικά του, όπως η μορφή της κάτοψη του ορόφου και η παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων σε όλους ή μερικούς ορόφους.

Πίνακας 1.3 Τιμές των Ω , $2\pi\Omega$, $\Delta\phi_1$ και Φ_s για κτίρια με σταθερό ύψος ορόφου, κανονικά σε κάτοψη και τύπου pilotis. [16]

Αριθμός Ορόφων	Κτίρια κανονικά σε κάτοψη								Κτίρια τύπου Pilotis			
	$\Phi_1(z_i)=\sin(\pi \cdot z_i/(2 \cdot H))$				$\Phi_1(z_i)=z_i/H$							
	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	1
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				

Επομένως, με την βοήθεια του Πίνακα 1.3 γίνεται ένας προσεγγιστικός υπολογισμός της θεμελιώδης ιδιοπεριόδου T , σύμφωνα με την Σχέση 1.15 [16]:

$$T = 2\pi\Omega \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (1.15)$$

M : Μάζα ορόφων υπερκείμενων του κρίσιμου για στατικά φορτία ($G+ \psi_2Q$)

K : Δυσκαμψία κρίσιμου ορόφου

Η Δυσκαμψία του κρίσιμου ορόφου για τις περιπτώσεις κτιρίων κανονικών σε κάτοψη και τύπου Pilotis δίνονται συνοπτικά στις Σχέσεις 1.16 και 1.17 [16] , αντίστοιχα.

$$K_{cr} = \frac{A_f}{h_{cl}} D^c \rho_{cr} \quad (1.16)$$

$$K_{cr} = \frac{E_c}{3\left(\frac{h_{cl}}{h_{sec}}\right)^2} \frac{A_c}{h_{cl}} \quad (1.17)$$

Να σημειωθεί ότι οι Σχέσεις 1.18-1.19 [16] χρειάζονται για τον υπολογισμό των παραπάνω και είναι προσαρμοσμένες στο περίπτωση της συγκεκριμένης διπλωματικής εργασίας όπου αγνοείται η παρουσία των τοιχοπληρώσεων σε επίπεδο δυσκαμψίας.

$$D^c = \frac{(E_c/\alpha)}{(h_{sec}/h_{cl})^2} \quad (1.18)$$

$$\rho_{cr} = \rho_{c,cr} = \frac{A_c}{A_f} \quad (1.19)$$

A_f : Εμβαδόν κρίσιμου ορόφου

A_c : Αθροιστικό εμβαδό Υ/Σ κρίσιμου ορόφου

h_{cl} : Καθαρό ύψος Υ/Σ κρίσιμου ορόφου

h_{sec} : Μέσος Όρος διάστασεων Υ/Σ παράλληλων στην υπο μελέτη διεύθυνση

α : 2 για μικρές σχετικές μετακινήσεις - 3 για σχετικές μετακινήσεις της τάξης του 0,5%

Το Μέτρο Ελαστικότητας του Σκυροδέματος δίνεται από την Σχέση 1.20 [17]

$$E_c = 4500\sqrt{f_c} \quad (1.20)$$

f_c : Μέση θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

Στην συνέχεια, σύμφωνα με την τιμή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και τις Σχέσεις 1.21 - 1.22 [16] υπολογίζεται η σχετική μετακίνηση (interstorey drift) του κρίσιμου ορόφου. Να σημειωθεί ότι αυτές οι σχέσεις απευθύνονται σε κατηγορία εδάφους τύπου B και φάσματος τύπου I, οπότε σε διαφορετική περίπτωση πρέπει να ληφθούν υπόψη οι κατάλληλες τροποποιήσεις.

$$0,15 \text{ s} \leq T \leq 0,5 \text{ s} \quad ID_{cr} = 0,075 a_g \frac{\Delta\Phi_1 \Phi_s (2\pi\Omega)^2}{h_{cl}} \frac{M}{K_{cr}} \quad (1.21)$$

$$0,5 \text{ s} \leq T \leq 2,0 \text{ s} \quad ID_{cr} = 0,0375 a_g \frac{1}{T} \frac{\Delta\Phi_1 \Phi_s (2\pi\Omega)^2}{h_{cl}} \frac{M}{K_{cr}} \quad (1.22)$$

Μέσω της Σχέσης 1.23 γίνεται ο υπολογισμός της μέσης στροφής των υποστυλωμάτων του κρίσιμου ορόφου λαμβάνοντας υπόψη την σχετική δυσκαμψία υποστυλωμάτων – δοκών στον τυπικό κόμβο από την Σχέση 1.24 – 1.25 [16] και της σχετικής μετακίνησης του κρίσιμου ορόφου που υπολογίστηκε με τις Σχέσεις 1.21 και 1.22 [16].

$$\theta_{c,cr} = \lambda_c ID_{cr} \quad (1.23)$$

$$\lambda = (n_b EI_b h_{cl}) / (n_c EI_c L_b) \quad (1.24)$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{(1+\lambda)} \quad (1.25)$$

n_b : Αριθμός Δοκών που συντρέχουν στον τυπικό κόμβο ορόφου

n_c : Αριθμός Υ/Σ που συντρέχουν στον τυπικό κόμβο ορόφου

EI_b : Δυσκαμψία Δοκών

EI_c : Δυσκαμψία Υ/Σ

L_b : Τυπικό μήκος δοκών που συντρέχουν στον τυπικό κόμβο ορόφου

Με την Σχέση 1.26 [16], υπολογίζεται η μέση στροφή υποστυλωμάτων για διαρροή κύριων οπλισμών που αντιστοιχεί για πλάστιμό τρόπο αστοχίας.

$$\theta_{c,y} = 2,1 \varepsilon_y h_{cl} / (6 h_{sec}) \quad (1.26)$$

ε_y : Παραμόρφωση οπλισμού Υ/Σ κατά την διαρροή

Έπειτα, μέσω της Σχέσης 1.27 [16] υπολογίζουμε την στροφή του κρίσιμου ορόφου απομειώνοντας την στροφή του για πλάστιμο τρόπο αστοχίας με τον μέσο δείκτη αντίστασης R που βρήκαμε στον «Έλεγχο Διαθέσιμης Αντίστασης».

$$\theta_{c,fail} = \theta_{c,y} R_{fail} \quad (1.27)$$

Τέλος, με χρήση των Σχέσεων 1.28 και 1.29 [16] υπολογίζεται η τιμή της Μέγιστης Εδαφικής Επιτάχυνσης που οδηγεί την κατασκευή σε κατάρρευση.

$$0,15 \text{ s} \leq T \leq 0,5 \text{ s} \quad a_{g,lim} = 4,667 \frac{R_{fail}}{\lambda_c} \frac{\varepsilon_y h_{cl}^2}{\Delta \Phi_1 \Phi_s (2\pi\Omega)^2 h_{sec}} \frac{K_{cr}}{M} \quad (1.28)$$

$$0,5 \text{ s} \leq T \leq 2,0 \text{ s} \quad a_{g,lim} = 9,333 T \frac{R_{fail}}{\lambda_c} \frac{\varepsilon_y h_{cl}^2}{\Delta \Phi_1 \Phi_s (2\pi\Omega)^2 h_{sec}} \frac{K_{cr}}{M} \quad (1.29)$$

1.3.2 Μέθοδος Δρίτσου

Η μέθοδος αυτή [2] αποτελεί μια διαδικασία, η οποία με απλούς προσεγγιστικούς υπολογισμούς κάνει εκτίμηση της Σεισμικής Ικανότητας για τις κύριες διευθύνσεις ενός υφιστάμενου κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος και της Σεισμικής Απαίτησης που σύμφωνα με τις σημερινές κανονιστικές ανάγκες πρέπει αυτό να πληρεί.

Αποτέλεσμα αυτού του ελέγχου αποτελεί ο *Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου* λ , ο οποίος υποδεικνύει την σειρά προτεραιότητας ελέγχου των υφιστάμενων κτιρίων που επιλέχθηκαν κατά τον Πρωτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο.

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 Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [5].

Η σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου επηρεάζεται από δεκατρία (13) κριτήρια τρωτότητας το οποία παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.4. Κάθε κριτήριο έχει ένα βαθμό επιβάρυνσης που δείχνει κατά πόσο επηρεάζεται η συμπεριφορά του και εξαρτάται από την εκτίμηση του μηχανικού που διενεργεί την μελέτη.

Να σημειωθεί ότι οι Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας, η Οξείδωση Οπλισμών και το Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού Φορτίου μπορούν να θεωρηθούν Υπερκρίσημα, το οποίο συνεπάγεται ότι επηρεάζεται η συνολική ευστάθεια του κτιρίου. Ο τρόπος ανάθεσης του βαθμού επιβάρυνσης ακολουθεί τις οδηγίες που περιέχονται αναλυτικά στο Παράρτημα Α.

Πίνακας 1.4 Πίνακας κριτηρίων Σεισμικής Επιβάρυνσης. [2]

Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης		Βαθμός Επιβάρυνσης - β _i					Συντελεστές Βαρύτητας - σ _i
		0	1	2	3	4	
1	Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας						0,1
2	Οξείδωση Οπλισμών						0,1
3	Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού φορτίου						0,05
4	Κανονικότητα σε κάτοψη						0,05
5	Κατανομή Δυσκαμψίας σε κάτοψη / στρέψη						0,10
6	Κανονικότητα σε τομή / όψη						0,05
7	Κατανομή Δυσκαμψίας καθ' ύψος / Μαλακός όροφος						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

Πίνακας 1.4 (Συνέχεια) Πίνακας κριτηρίων Σεισμικής Επιβάρυνσης.

Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης		Βαθμός Επιβάρυνσης - β _i					Συντελεστές Βαρύτητας - σ _i
		1	2	3	4	5	
12	Γειτονικά Κτίρια						0,05
13	Κακοτεχνίες / Τραυματισμοί						0,05

Αναλυτικότερα για τον προσδιορισμό του Δείκτη Προτεραιότητα Ελέγχου λ , χρειάζεται να εφαρμοστούν τα επόμενα βήματα:

- Υπολογισμός Σεισμικής Απαίτησης – V_{req} : Η Σεισμική Απαίτηση είναι ίση με το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων του κτιρίου.

$$V_{req} = MS_d(T) \quad (1.30)$$

M: Μάζα κτιρίου με βάση τα στατικά φορτία για τον συνδιασμό G+ψ₂Q
 T: Ιδιοπερίοδος της κατασκευής σύμφωνα με ΕΚ-8 (Εμπειρική)
 S_d(T): Φασματική Επιτάχυνση σχεδιασμού με βάση ΕΚ-8
 q: Συντελεστής Συμπεριφοράς σύμφωνα με τον Πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.
 (εισάγεται στο Φάσμα Σχεδιασμού)

- Υπολογισμός Σεισμικής Αντίστασης – V_R : Η Σεισμική Αντίσταση δίνεται σε όρους Τέμνουσας Βάσης, η οποία προέρχεται από τα γεωμετρικά και ενταντικά χαρακτηριστικά των υποστυλωμάτων στην βάση του κτιρίου σε συνδιασμό με την απομείωση που υφίσταται λόγω των κριτηρίων σεισμικής τρωτότητας.

$$V_R = \beta V_{R0} \quad (1.31)$$

$$\beta = \sum \left(\frac{\sigma_i \beta_i}{5} \right) \quad (1.32)$$

$$V_{R0} = a_1 \sum V_{Ri}^{Y/\Sigma} + a_2 \sum V_{Ri}^{Τοιχ} + a_3 \sum V_{Ri}^{Κοντά Y/\Sigma} \quad (1.33)$$

V_{R0}: Προσεγγιστική Τέμνουσα Αντοχής στη βάση του κτιρίου χωρίς να λαμβάνονται υπόψη Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης
 β: Μειωτικός Συντελεστής Επιρροής των 13 Κριτηρίων
 V_{Ri}: Διατμητική Αντοχή κατακόρυφων στοιχείων

Πίνακα 1.5 Συντελεστής απομείωσης Διατμητική Αντοχής κατακόρυφων στοιχείων.

Είδος Κατακόρυφων Στοιχείων	α_1	α_2	α_3
Υποστυλώματα + Τοιχώματα + Κοντά Υποστυλώματα	0,5-0,6	0,6-0,7	0,7-0,8
Υποστυλώματα + Τοιχώματα	0,5-0,65	0,65-0,85	-
Υποστυλώματα + Κοντά Υποστυλώματα	0,5-0,65	-	0,65-0,8
Υποστυλώματα	0,8-0,95	-	-

Ο υπολογισμός της Τέμνουσας Αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων (Υποστυλωμάτων, Τοιχείων) γίνεται με βάση τις Σχέσεις 1.34 – 1.41 [2], οι οποίες προέρχονται από τον ΕΚ-2 [3] :

$$V_{Ri} = \min(V_{Rd,s}, V_M) \quad (1.34)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{z}{H_{cl}} N_d + \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (1.35)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} \cot \theta \quad (1.36)$$

$$M_R = \mu b h^2 f_{cd} \quad (1.37)$$

$$x = l_w \frac{A_{sv} f_{yd} + N}{2A_{sv} f_{yd} + 0,68 l_w b f_{cd}} \quad (1.38)$$

$$M_{Rdk} = 0,5 (A_{sv} f_{yd} + N) (l_w - x) \quad (1.39)$$

$$M_{Rd, \acute{\alpha}κρων} = (0,5 l_w - d_1) (A_{s, \acute{\alpha}κρων} f_{yd} + N) \quad (1.40)$$

$$M_{Rd} = M_{Rdk} + M_{Rd, \acute{\alpha}κρων} \quad (1.41)$$

➤ Υπολογισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου – λ :

Λαμβάνονται υπόψη δύο περιπτώσεις Σεισμικής Δράσης :

- Χωρίς επίδραση εγκάρσιας διεύθυνσης

$$\lambda_{x/y} = \frac{V_{req,x/y}}{V_{R,x/y}} \quad (1.42)$$

- Με επίδραση εγκάρσιας διεύθυνσης

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x} + 0.3V_{req,y}}{V_{R,x} + 0.3V_{R,y}} \quad (1.43\alpha)$$

$$\lambda_y = \frac{V_{req,y} + 0.3V_{req,x}}{V_{R,y} + 0.3V_{R,x}} \quad (1.43\beta)$$

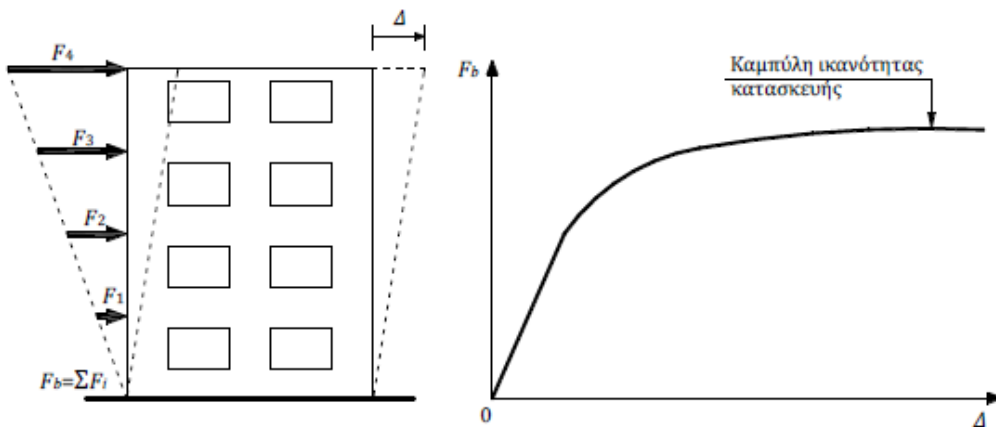
1.4 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [5] αποτελεί την κύρια μέθοδο αποτίμησης και ανασχεδιασμού παλαιών κατασκευών στην Ελλάδα. Στην συνέχεια, θα περιγραφούν ορισμένα βασικά θεωρητικά και πρακτικά χαρακτηριστικά της μεθόδου που θα χρησιμοποιηθούν στο επίπεδο της εργασίας. Η αποτίμηση γίνεται μέσω της Ανελαστική Στατικής Ανάλυσης, η οποία εκτελείται υπό την δράση σταθερών φορτίων ($G+\psi_2Q$) βαρύτητας και βηματικά αυξανόμενων σεισμικών φορτίων.

Τα σεισμικά (οριζόντια) φορτία που εφαρμόζονται στα υπό μελέτη κτίρια ακολουθούν διάφορα είδη κατανομών καθ' ύψος όπως:

- Τριγωνική Κατανομή
- Ομοιόμορφη Κατανομή
- Ιδιομορφική Κατανομή

Κατα την εφαρμογή της σταδιακής αύξησης της σεισμικής δράσης παρουσιάζεται κάποια απομείωση της δυσκαμψίας του φορέα λόγω της ανελαστικής συμπεριφοράς των μελών της. Έτσι, για κάθε βήμα της ανάλυσης, υπολογίζοντας την Τέμνουσα Βάσης και την μετακίνηση της κορυφής του φορέα προκύπτει η Καμπύλη Ικανότητας που δίνεται στο Σχήμα 1.2



Σχήμα 1.2: Καμπύλη Ικανότητας πολώροφης κατασκευής

Η σεισμική ικανότητα κάθε κατασκευής καθορίζεται από τον Κανονισμό Επεμβάσεων μέσω του συνδιασμού κάποιων επιπέδων σεισμικής δράσης και των τριών βασικών

σταθμών επιτελεστικότητας δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών. Οι στάθμες αυτές είναι:

- **«Περιορισμένες Βλάβες»-(Α):** Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.
- **«Σημαντικές Βλάβες»-(Β):** Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένονσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης.
- **«Οιονεί κατάρρευση»-(Γ):** Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μή-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμούς μέτριας έντασης.

Για τον καθορισμό των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, χρησιμοποιείται η Σχέση 1.44 (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ5.6) [5]:

$$\delta_{\tau} = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \left(T_e^2 / 4\pi^2 \right) \cdot S_{e(T)} \quad (1.14)$$

C_0, C_1, C_2, C_3 : Διορθωτικοί Συντελεστές (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 5.7.4.2) [5]

T_e : ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος, η οποία δίνεται από την Σχέση 1.45 (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ5.5) [5]

$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} \quad (1.45)$$

K_0 : ελαστική πλευρική δυσκαμψία

K_e : ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία

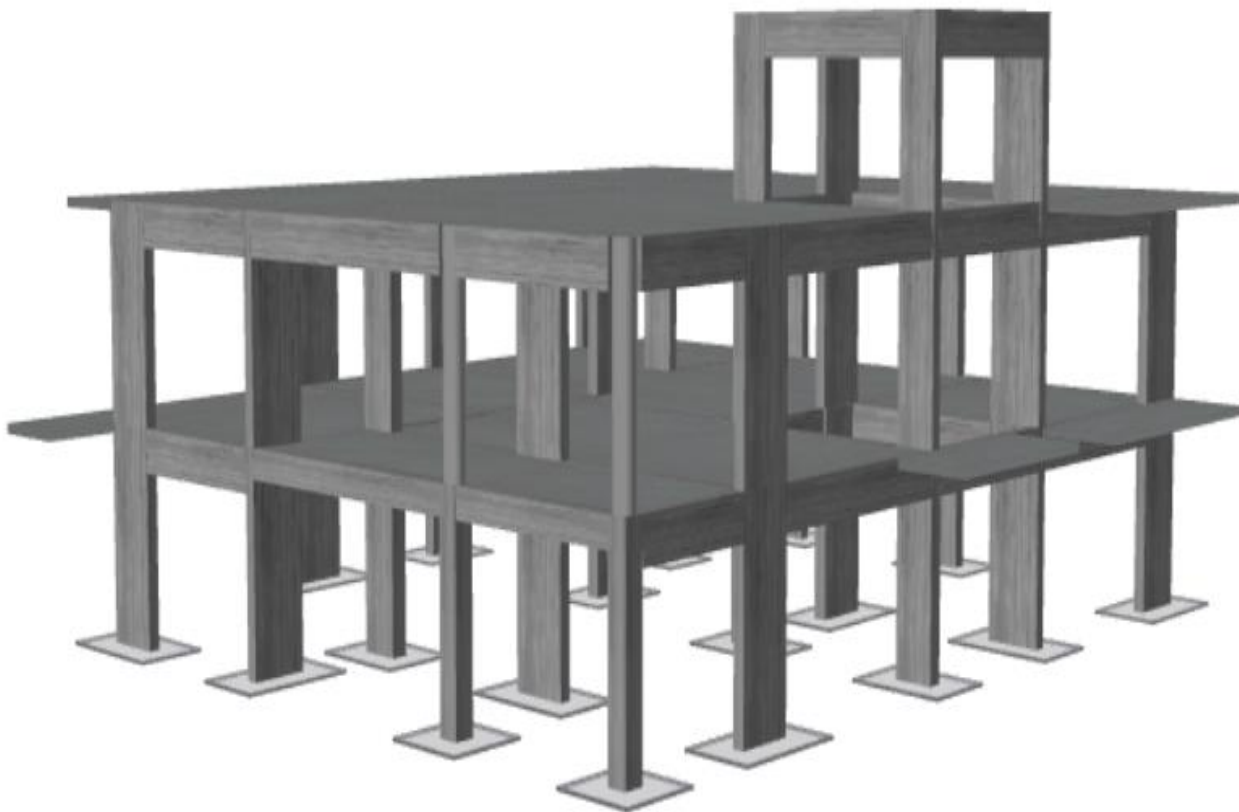
2 Φορείς

2.1 Φορέας στις Βασιλειές – Ηρακλείου

Πρόκειται για μία διώροφη οικοδομή η οποία κατασκευάστηκε το 1989 με φέροντα οργανισμό από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, με διπλή μπατική τοιχοποιία από οπτοπλινθοδομή στους εξωτερικούς τοίχους και δρομική τοιχοποιία στο εσωτερικό του κτιρίου. Αποτελείται από δύο ορόφους ορθογωνικής κάτοψης με εμβαδόν 210 m^2 , ο καθένας και ένα δώμα. Επίσης, οι δύο όροφοι έχουν ύψος ίσο με 3 m και το Δώμα ίσο με $2,5 \text{ m}$.

Στο Παράρτημα Β υπάρχουν τα στατικά σχέδια της κατασκευής και στο Σχήμα 2.1 παρουσιάζεται μια τρισδιάστατη απεικόνιση του φέροντα οργανισμού της κατασκευής. Στον Πίνακα 2.1-2.3 δίνονται πληροφορίες σχετικά με το έδαφος, την σεισμική ζώνη, τα υλικά και τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν για τον σχεδιασμό της κατασκευής.

Η χρονολογία κατασκευής οδηγεί στο συμπέρασμα ότι κατά τον σχεδιασμό ακολουθήθηκαν ο Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (1954) [6], ο Αντισεισμικός Κανονισμός (1959) [1] και η τροποποίηση του (1984) [9]. Η διαδικασία όπλισης που εφαρμοζόταν σύμφωνα με αυτούς τους Κανονισμούς ήταν αρκετά διαφορετική από την σημερινή, οπότε στους Πίνακες 2.4-2.7 δίνονται αναλυτικά οι λεπτομέρειες όπλισης των οριζόντιων και κατακόρυφων δομικών στοιχείων.



Σχήμα 2.1 Τρισδιάστατη απεικόνιση φέροντα οργανισμού Βασιλειών - Ηρακλείου

Πίνακας 2.1 Κατηγορία Σπουδαιότητας, Εδάφους και Ζώνη Σεισμικής Επικυδινότητας.

	Δεδομένα	Αποτελέσματα	
Κατηγορία Σπουδαιότητας	Χρήση Κατοικίας	II	$\gamma_I = 1$
Κατηγορία Εδάφους	B	$S = 1,2$	$T_B = 0,15s$ $T_C = 0,5s$ $T_D = 2,5s$
Ζώνη Σεισμικής Επικυδινότητας	Κρήτη	II	$a_{GR} = 0.24g$

Πίνακας 2.2 Ποιότητα και αντοχή δομικών υλικών.

Υλικό	Ποιότητα	Αντοχή	
		Μέση (MPa)	Χαρακτηριστική (MPa)
Σκυρόδεμα	B225	22,40	17,92
Χάλυβας Διαμήκους Οπλισμού	StIII	444,44	400
Χάλυβας Συνδετήρων	StIII	444,44	400

Πίνακας 2.3 Φορτία Σχεδιασμού [7].

Μόνιμα (G)	Ίδιο Βάρος (kN/m^3)	Επικάλυψη (kN/m^2)			Τοιχοπληρωση (kN/m^2)	
	25	Δώμα	Κατοικία	Κλίμακες	Μπατική	Δρομική
		2	0,8	1,3	3,6	2,1
Κινητά (Q) ($\psi_2 = 0,3$)	Κατοικία (kN/m^2)	Κλίμακες -Εξώστες (kN/m^2)			Δώμα (kN/m^2)	
	2	3,5 - 5			1,5	

Πίνακας 2.4 Διαμήκεις και εγκάρσιοι οπλισμοί υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου.

	Διαστάσεις (cm)	Διαμήκης Οπλισμός	Συνδετήρες
K1	100/20	4Φ20+4Φ12	Φ8/15 cm (Δίτητοι/Τετράτητοι)
K2	20/100	4Φ20+4Φ12	Φ8/15 cm (Τετράτητοι/Δίτητοι)
K3	70/30	8Φ20+4Φ12	Φ8/8 cm (Δίτητοι/Τετράτητοι)
K4	100/20	4Φ20+4Φ12	Φ8/15 cm (Δίτητοι/Τετράτητοι)
K5	20/100	4Φ20+4Φ12	Φ8/15 cm (Τετράτητοι/Δίτητοι)
K6	20/100	4Φ20+4Φ12	Φ8/15 cm (Τετράτητοι/Δίτητοι)
K7	70/25	4Φ20+4Φ12	Φ8/6 cm (Δίτητοι/Τετράτητοι)
K8	70/25	8Φ18+4Φ12	Φ8/6 cm (Δίτητοι/Τετράτητοι)
K9	25/70	8Φ18+4Φ12	Φ8/8 cm (Τετράτητοι/Δίτητοι)
K10	25/70	4Φ20+4Φ12	Φ8/6 cm (Τετράτητοι/Δίτητοι)
K11	70/25	8Φ20+4Φ12	Φ8/6 cm (Δίτητοι/Τετράτητοι)
K12	25/100	10Φ20+4Φ18+4Φ12	Φ8/15 cm (Τετράτητοι/Δίτητοι)
K13A	100/20	4Φ20+4Φ12	Φ8/15 cm(Δίτητοι/Τετράτητοι)
K13	20/100	4Φ20+4Φ12	Φ8/15 cm (Τετράτητοι/Δίτητοι)
K14	100/20	4Φ20+4Φ12	Φ8/15 cm (Δίτητοι/Τετράτητοι)
K15	70/25	8Φ18+4Φ12	Φ8/8 cm (Δίτητοι/Τετράτητοι)
K16	20/100	4Φ20+4Φ12	Φ8/15 cm (Τετράτητοι/Δίτητοι)
K20	35/35	8Φ14	Φ8/15 cm (Δίτητοι + Ρόμβος)
K21	35/35	8Φ14	Φ8/15 cm (Δίτητοι + Ρόμβος)

Πίνακας 2.5 Διαμήκεις και εγκάρσιοι οπλισμοί υποστυλωμάτων 2^{ου} ορόφου.

	Διαστάσεις (cm)	Διαμήκης Οπλισμός	Συνδετήρες
K1	100/20	4Φ20+4Φ12	Φ8/15 cm (Δίτητοι/Τετράτητοι)
K2	20/100	4Φ20+4Φ12	Φ8/15 cm (Τετράτητοι/Δίτητοι)
K3	70/25	8Φ20+4Φ12	Φ8/8 cm (Δίτητοι/Τετράτητοι)
K4	100/20	4Φ20+4Φ12	Φ8/15 cm (Δίτητοι/Τετράτητοι)
K5	20/100	4Φ20+4Φ12	Φ8/15 cm (Τετράτητοι/Δίτητοι)
K6	20/100	4Φ20+4Φ12	Φ8/15 cm (Τετράτητοι/Δίτητοι)
K7	70/20	4Φ20+4Φ12	Φ8/6 cm (Δίτητοι/Τετράτητοι)
K8	70/20	8Φ18+4Φ12	Φ8/6 cm (Δίτητοι/Τετράτητοι)
K9	25/70	8Φ18+4Φ12	Φ8/8 cm (Τετράτητοι/Δίτητοι)
K10	20/70	4Φ20+4Φ12	Φ8/6 cm (Τετράτητοι/Δίτητοι)
K11	70/20	8Φ20+4Φ12	Φ8/6 cm (Δίτητοι/Τετράτητοι)
K12	20/100	10Φ20+4Φ18+4Φ12	Φ8/15 cm (Τετράτητοι/Δίτητοι)
K13A	100/20	4Φ20+4Φ12	Φ8/15 cm(Δίτητοι/Τετράτητοι)
K13	20/100	4Φ20+4Φ12	Φ8/15 cm (Τετράτητοι/Δίτητοι)
K14	100/20	4Φ20+4Φ12	Φ8/15 cm (Δίτητοι/Τετράτητοι)
K15	70/25	8Φ18+4Φ12	Φ8/8 cm (Δίτητοι/Τετράτητοι)
K16	20/100	4Φ20+4Φ12	Φ8/15 cm (Τετράτητοι/Δίτητοι)
K20	D = 35	8Φ14	Φ8/15 cm (Κυκλικός)
K21	D = 35	8Φ14	Φ8/15 cm (Κυκλικός)

Πίνακας 2.6 Διαμήκεις σπλισμοί δοκών 1^{ου} ορόφου.

	Διαστάσεις	Αριστερά	Μέση	Δεξιά
P1	20/60	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
P2	30/40	5Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 5Φ12(Κ)	5Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
P2α	30/40	5Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 5Φ12(Κ)	5Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
P3	30/40	5Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 5Φ12(Κ)	5Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
P4	30/40	5Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 5Φ12(Κ)	5Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
P5	30/40	3Φ20(Π) + 3Φ20(Κ)	6Φ20(Κ)	3Φ20(Π) + 3Φ20(Κ)
P6	30/40	5Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 5Φ12(Κ)	5Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
P7	20/60	5Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 5Φ12(Κ)	5Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
P8	30/40	3Φ18(Π) + 2Φ18(Κ)	5Φ18(Κ)	3Φ18(Π) + 2Φ18(Κ)
P9	20/60	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
P9α	20/60	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	4Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
P10	20/60	6Φ12(Π)+2Φ12(Π)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
P11	20/60	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	6Φ12(Π)+2Φ12(Π)
D01	20/60	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	4Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
D02	20/60	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	4Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
D03	20/60	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	4Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
D04	20/60	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	4Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
D1	20/60	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
D2	30/40	3Φ16(Π) + 2Φ16(Κ)	5Φ16(Κ)	3Φ16(Π) + 2Φ16(Κ)

Πίνακας 2.6 (Συνέχεια) Διαμήκεις οπλισμοί δοκών 1^{ου} ορόφου.

	Διαστάσεις	Αριστερά	Μέση	Δεξιά
D3	30/40	6Φ18(Π) + 5Φ14(Κ)	6Φ18(Π) + 5Φ14(Κ)	6Φ18(Π) + 5Φ14(Κ)
D4	30/40	6Φ18(Π) + 5Φ18(Κ)	5Φ18(Κ)	6Φ20(Π) + 5Φ18(Κ)
D5	30/40	3Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	5Φ12(Κ)	3Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
D6	30/40	3Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	5Φ12(Κ)	3Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
D7	20/40	[2Φ16+2Φ12](Π) + 2Φ12(Κ)	4Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
D8	20/60	6Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	6Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
D9	20/60	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	6Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)

Πίνακας 2.7 Διαμήκεις οπλισμοί δοκών 2^{ου} ορόφου.

	Διαστάσεις	Αριστερά	Μέση	Δεξιά
P1	20/60	[3Φ18+4Φ12](Π) + [Φ16+2Φ12](Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
P01	20/60	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
P02	20/60	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
P2	20/60	[3Φ18+4Φ12](Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	[3Φ18+2Φ20+4Φ12](Π)+2Φ12(Κ)
P3	20/60	[3Φ18+2Φ20+4Φ12](Π)+2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
P4	20/60	[2Φ20+2Φ14](Π) + 2Φ20(Κ)	2Φ14(Π) + 4Φ20(Κ)	[2Φ20+2Φ14](Π) + 2Φ20(Κ)
P5	20/60	[5Φ18+2Φ14](Π) + 2Φ18(Κ)	2Φ14(Π) + 4Φ18(Κ)	[5Φ18+2Φ14](Π) + 2Φ18(Κ)
P6	20/60	[2Φ16+Φ14+2Φ12](Π) + 2Φ16(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ16(Κ)	[2Φ16+Φ14+3Φ12](Π)+2Φ16(Κ)
P7	20/60	[2Φ16+Φ14+2Φ12](Π) + 2Φ16(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ16(Κ)	[3Φ18+2Φ16+2Φ12](Π) + 2Φ16(Κ)
P8	20/60	[2Φ20+2Φ14+Φ12](Π)+2Φ20(Κ)	2Φ14(Π) + 4Φ20(Κ)	[2Φ20+2Φ14](Π) + 2Φ14(Π)

Πίνακας 2.7 (Συνέχεια) Διαμήκεις οπλισμοί δοκών 2^{ου} ορόφου .

	Διαστάσεις	Αριστερά	Μέση	Δεξιά
P9	20/60	5Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
P10	20/60	[3Φ20+2Φ16+4Φ12](Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	[2Φ18+4Φ12](Π) + 2Φ12(Κ)
P11	20/60	[2Φ18+4Φ12](Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	5Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
D1	20/60	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	[2Φ20+4Φ12](Π) + 2Φ12(Κ)
D2	20/60	[2Φ20+4Φ12](Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
D3	20/60	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	[Φ14+4Φ12](Π) + 2Φ12(Κ)
D4	20/60	[Φ14+4Φ12](Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	[3Φ20+4Φ12](Π) + 2Φ12(Κ)
D5	20/60	[3Φ20+4Φ12](Π) + 2Φ12(Κ)	[3Φ20+2Φ12](Π) + 4Φ12(Κ)	[3Φ20+3Φ18+4Φ12](Π)+2Φ12(Κ)
D5A	20/60	[3Φ20+3Φ18](Π) + 3Φ20(Κ)	3Φ20(Π)+3Φ20(Κ)	3Φ20(Π)+3Φ20(Κ)
D6	20/70	[3Φ20+2Φ16+2Φ14+2Φ12](Π)+ 2Φ14(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ14(Κ)	[3Φ18+2Φ16+2Φ14+2Φ12](Π)+2Φ14(Κ)
D7	20/60	[5Φ18+2Φ16+2Φ12+2Φ12](Π)+2Φ18(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ18(Κ)	[2Φ18+2Φ16+Φ14+2Φ12](Π)+2Φ18(Κ)
D8	20/60	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	4Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
D9	20/60	[2Φ18+2Φ12](Π) + 2Φ18(Κ)	2Φ12(Κ) + 4Φ18(Κ)	[2Φ18+2Φ12](Π) + 2Φ18(Κ)
D10	20/60	[3Φ20+4Φ12](Π)+2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	6Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
D11	20/60	6Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 4Φ12(Κ)	[3Φ18+4Φ12](Π)+2Φ12(Κ)

➤ Όλες οι δοκοί του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου έχουν δίτητους συνδετήρες Φ8/20 cm

2.2 Φορέας στην Τρίπολη-Αρκαδίας

Ο συγκεκριμένος φορέας αποτελεί μία Εξάωροφη οικοδομή η οποία κατασκευάστηκε το 1978 με φέροντα οργανισμό από Οπλισμένο Σκυρόδεμα , με διπλή μπατική τοιχοποιία από οπτοπλινθοδομή στους εξωτερικούς τοίχους και δρομική τοιχοποιία στο εσωτερικό του κτιρίου. Έχει πέντε ορθογωνικής κάτοψης ορόφους με εμβαδόν ίσο με 78 m² έκαστος, έναν όροφο 41 m² και ένα δώμα. Όλοι οι όροφοι έχουν ύψος ίσο με 3 m, με εξαίρεση τον ισόγειο όροφο ο οποίος έχει ύψος ίσο με 2,5 m και το δώμα που έχει ύψος 2m.

Στο Παράρτημα Β υπάρχουν τα στατικά σχέδια της κατασκευής και στο Σχήμα 2.2 παρουσιάζεται μια τρισδιάστατη απεικόνιση του φέροντα οργανισμού της κατασκευής. Στον Πίνακα 2.8-2.10 δίνονται πληροφορίες σχετικά με το έδαφος, την εδαφική ζώνη , τα υλικά και τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν για τον σχεδιασμό της κατασκευής.

Η χρονολογία κατασκευής οδηγεί στο συμπέρασμα ότι κατά τον σχεδιασμό ακολουθήθηκαν ο Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (1954) [6] και ο Αντισεισμικός Κανονισμός (1959) [1]. Η διαδικασία όπλισης που εφαρμοζόταν σύμφωνα με αυτούς τους Κανονισμούς ήταν αρκετά διαφορετική από την σημερινή, οπότε στους Πίνακες 2.11-2.15 δίνονται αναλυτικά οι λεπτομέρειες όπλισης των δομικών στοιχείων.



Σχήμα 2.2 Τρισδιάστατη απεικόνιση φέροντα οργανισμού Τρίπολης- Αρκαδίας

Πίνακας 2.8 Κατηγορία Σπουδαιότητας, Εδάφους και Ζώνη Σεισμικής Επικυδινότητας.

	Δεδομένα	Αποτελέσματα	
Κατηγορία Σπουδαιότητας	Χρήση Κατοικίας	II	$\gamma_I = 1$
Κατηγορία Εδάφους	B	S = 1,2 $T_B = 0,15s$ $T_C = 0,5s$ $T_D = 2,5s$	
Ζώνη Σεισμικής Επικυδινότητας	Τρίπολη	I	$a_{GR} = 0.16g$

Πίνακας 2.9 Ποιότητα και αντοχή υλικών.

Υλικό	Ποιότητα	Αντοχή	
		Μέση (MPa)	Χαρακτηριστική (MPa)
Σκυρόδεμα	B160	17,60	14,08
Χάλυβας Διαμήκους Οπλισμού	StI	244,44	200,00
Χάλυβας Συνδετήρων	StI	244,44	200,00

Πίνακας 2.10 Φορτία Σχεδιασμού [7].

Μόνιμα (G)	Ίδιο Βάρος (kN/m ³)	Επικάλυψη (kN/m ²)			Τοιχοπληρωση (kN/m ²)	
	25	Δώμα	Κατοικία	Κλίμακες	Μπατική	Δρομική
		2	0,8	1	3,6	2,1
Κινητά (Q) ($\psi_2 = 0,3$)	Κατοικία (kN/m ²)	Κλίμακες -Εξώστες (kN/m ²)			Δώμα (kN/m ²)	
	2	5			1,5	

Πίνακα 2.11 Διαμήκεις οπλισμοί υποστυλωμάτων 1^{ου}, 2^{ου}, 3^{ου} ορόφου.

	1ος		2ος		3ος	
	Διαστάσεις	Διαμήκεις	Διαστάσεις	Διαμήκεις	Διαστάσεις	Διαμήκεις
K1	35/55	8Φ16	30/55	6Φ18	25/50	4Φ20
K2	35/40	4Φ20	35/35	4Φ20	30/30	4Φ20
K3	45/45/20	8Φ14	45/45/20	8Φ14	45/45/20	8Φ14
K4	50/50/20	8Φ16	50/50/20	8Φ16	40/40/20	8Φ14
K5	30/50	6Φ16	25/50	4Φ18	25/45	4Φ18
K6	40/70	8Φ20	35/70	8Φ18	35/65	8Φ16
K7	50/50/25	8Φ16	50/50/20	8Φ16	45/45/20	8Φ14
K8	35/50	6Φ18	35/45	4Φ20	35/35	4Φ20
K9	50/50	8Φ18	45/45	8Φ16	45/40	6Φ18
K10	40/40	6Φ18	35/40	6Φ16	25/40	4Φ16
K11	30/40	4Φ20	30/40	4Φ20	30/40	4Φ20

Πίνακας 2.12 Διαμήκεις οπλισμοί υποστυλωμάτων 4^{ου}, 5^{ου}, 6^{ου} ορόφου.

	4ος		5ος		6ος	
	Διαστάσεις	Διαμήκεις	Διαστάσεις	Διαμήκεις	Διαστάσεις	Διαμήκεις
K1	25/40	4Φ20	25/40	4Φ20	25/40	4Φ20
K2	30/30	4Φ20	30/30	4Φ20		
K3	40/40/20	8Φ14	40/40/20	8Φ14	40/40/20	8Φ14

Πίνακας 2.12 (Συνέχεια) Διαμήκεις οπλισμοί υποστυλωμάτων 4^{ου}, 5^{ου}, 6^{ου} ορόφου.

	4ος		5ος		6ος	
	Διαστάσεις	Διαμήκεις	Διαστάσεις	Διαμήκεις	Διαστάσεις	Διαμήκεις
Κ4	40/40/20	8Φ14	40/40/20	8Φ14	40/40/20	8Φ14
Κ5	25/40	4Φ16	20/40	4Φ16	20/30	4Φ14
Κ6	30/50	6Φ16	25/40	4Φ16	20/40	4Φ16
Κ7	40/40/20	8Φ14	40/40/20	8Φ14		
Κ8	30/30	4Φ20	30/30	4Φ20	30/30	4Φ20
Κ9	40/35	6Φ16	30/30	4Φ16	25/25	4Φ14
Κ10	25/40	4Φ16	20/40	4Φ16	20/40	4Φ16
Κ11	30/40	4Φ20	30/40	4Φ20		

Πίνακας 2.13 Διαμήκεις οπλισμοί δοκών 1^{ου}, 2^{ου} ορόφου.

	Διαστάσεις	Αριστερά	Μέση	Δέξι
Δ1	20/45	3Φ18(Π) + 3Φ16(Κ)	[3Φ16+3Φ18](Κ)	3Φ18(Π) + 3Φ16(Κ)
Δ2	20/60	2Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)	4Φ10(Κ)	[3Φ14+2Φ10](Π) + [3Φ14+2Φ10](Κ)
Δ3	20/60	3Φ16(Π) + 2Φ16(Κ)	5Φ16(Κ)	3Φ16(Π) + 2Φ16(Κ)
Δ5	20/45	[3Φ14+2Φ10](Π) + [3Φ14+2Φ10](Κ)	4Φ10(Κ)	2Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)
Δ6	20/45	2Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)	4Φ10(Κ)	3Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)
Δ7	20/45	[2Φ12+Φ10](Π) + 2 Φ12(Κ)	4Φ12(Κ)	[3Φ14+2Φ12](Π) + [3Φ14+2Φ12](Κ)
Δ8	20/60	[3Φ16+3Φ14](Π) + [3Φ16+3Φ14](Κ)	5Φ16(Κ)	3Φ16(Π) + 2Φ16(Κ)

Πίνακας 2.13 (Συνέχεια) Διαμήκεις οπλισμοί δοκών 1^{ου}, 2^{ου} ορόφου.

	Διαστάσεις	Αριστερά	Μέση	Δέξι
Δ9	20/50	2Φ16(Π) + [2Φ14+Φ16](Κ)	[2Φ16+2Φ14+Φ16](Κ)	2Φ16(Π) + [2Φ14+Φ16](Κ)
Δ11	20/60	2Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)	4Φ10(Κ)	[3Φ14+2Φ10](Π) + 2Φ10(Κ)
Δ12	20/60	[3Φ14+2Φ16](Π) + 2Φ16(Κ)	4Φ16(Κ)	2Φ16(Π) + 2Φ16(Κ)
Δ13	20/50	[3Φ14+3Φ10](Π) + [3Φ14+2Φ10](Κ)	5Φ10(Κ)	3Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)
Δ14	20/55	3Φ16(Π) + 2Φ16(Κ)	5Φ16(Κ)	[3Φ14+3Φ16](Π) + [3Φ14+2Φ16](Κ)
ΔΡ10	20/60	5Φ16(Π) + 3Φ16(Κ)	3Φ16(Π) + 3Φ16(Κ)	3Φ16(Π) + 3Φ16(Κ)
ΔΡ15	20/50	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)

Πίνακας 2.14 Διαμήκεις οπλισμοί δοκών 3^{ου}, 4^{ου}, 5^{ου} ορόφου.

	Διαστάσεις	Αριστερά	Μέση	Δέξι
Δ1	20/55	2Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)	4Φ10(Κ)	[3Φ12+2Φ10](Π) + 2Φ10(Κ)
Δ2	20/60	2Φ20(Π) + 3Φ18(Κ)	[3Φ18+2Φ20](Κ)	2Φ20(Π) + 3Φ18(Κ)
Δ3	20/60	3Φ16(Π) + 2Φ16(Κ)	5Φ16(Κ)	3Φ16(Π) + 2Φ16(Κ)
Δ5	20/45	[2Φ12+2Φ10](Π) + [2Φ12+2Φ10](Κ)	4Φ10(Κ)	2Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)
Δ6	20/45	2Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)	4Φ10(Κ)	2Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)
Δ7	20/45	2Φ14(Π) + 2Φ12(Κ)	[2Φ14+ 2Φ12](Κ)	2Φ14(Π) + 2Φ12(Κ)
Δ8	20/60	[2Φ16+2Φ12](Π) + [2Φ12+Φ16+2Φ14](Κ)	[3Φ16+2Φ14](Κ)	2Φ16(Π) + [Φ16+2Φ14](Κ)
Δ9	20/50	2Φ18(Π) + 3Φ16(Κ)	[2Φ18 + 3Φ16](Κ)	2Φ18(Π) + 3Φ16(Κ)

Πίνακας 2.14 (Συνέχεια) Διαμήκεις σπλισμοί δοκών 3^{ου}, 4^{ου}, 5^{ου} ορόφου.

	Διαστάσεις	Αριστερά	Μέση	Δέξι
Δ10	20/50	2Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)	4Φ10(Κ)	[5Φ12+2Φ10](Π) + 2Φ10(Κ)
Δ11	20/60	[5Φ12+2Φ16](Π) + [2Φ14+Φ16](Κ)	[2Φ14+3Φ16](Κ)	2Φ16(Π) + [2Φ14+Φ16](Κ)
Δ12	20/50	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	4Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)
Δ13	20/55	2Φ18(Π) + 2Φ18(Κ)	4Φ18(Κ)	2Φ18(Π) + 2Φ18(Κ)
ΔΡ14	20/60	5Φ16(Π) + 3Φ16(Κ)	3Φ16(Π) + 3Φ16(Κ)	3Φ16(Π) + 3Φ16(Κ)
ΔΡ15	20/50	2Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)	2Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)	2Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)
ΔΡ16	20/55	2Φ14(Π) + 2Φ14(Κ)	2Φ14(Π) + 2Φ14(Κ)	2Φ14(Π) + 2Φ14(Κ)
ΔΡ17	20/55	3Φ12(Π) + 3Φ12(Κ)	3Φ12(Π) + 3Φ12(Κ)	3Φ12(Π) + 3Φ12(Κ)
ΔΡ18	20/55	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)	2Φ12(Π) + 2Φ12(Κ)

Πίνακας 2.15 Διαμήκεις σπλισμοί δοκών 6^{ου} ορόφου.

	Διαστάσεις	Αριστερά	Μέση	Δέξι
Δ1	20/55	3Φ16(Π) + [2Φ18+Φ16](Κ)	[2Φ18+4Φ16](Κ)	3Φ16(Π) + [2Φ18+Φ16](Κ)
Δ2	20/55	[2Φ18+Φ16](Π) + 3Φ16(Κ)	[2Φ18+3Φ16](Κ)	2Φ18(Π) + 3Φ16(Κ)
Δ4	20/45	4Φ10(Π) + 4Φ10(Κ)	4Φ10(Κ)	2Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)
Δ5	20/45	2Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)	4Φ10(Κ)	2Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)
Δ6	20/60	[2Φ16+2Φ10](Π) + 3Φ14(Κ)	[2Φ16+3Φ14](Κ)	2Φ16(Π) + 3Φ14(Κ)
Δ8	20/50	3Φ16(Π) + 2Φ16(Κ)	5Φ16(Κ)	3Φ16(Π) + 2Φ16(Κ)
Δ9	20/55	2Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)	4Φ10(Κ)	4Φ10(Π) + 2Φ10(Κ)

Πίνακας 2.15 (Συνέχεια) Διαμήκεις οπλισμοί δοκών 6^{ου} ορόφου.

	Διαστάσεις	Αριστερά	Μέση	Δέξι
Δ10	20/55	[2Φ16+2Φ10](Π) + 2Φ14(Κ)	[2Φ16+2Φ14](Κ)	2Φ16(Π) + 2Φ14(Κ)
ΔΡ7	20/60	4Φ14(Π) + 4Φ14(Κ)	2Φ14(Π) + 2Φ14(Κ)	2Φ14(Π) + 2Φ14(Κ)

- Όλα τα υποστυλώματα του φορέα έχουν δίμητους συνδετήρες Φ6/20 cm
- Όλες οι δοκοί του φορέα έχουν δίμητους συνδετήρες Φ6/20 cm

3 Εφαρμογή Προσεισμικών Ελέγχων και ΚΑΝ.ΕΠΕ.

3.1 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Προκειμένου να γίνει αξιολόγηση των αποτελεσμάτων που θα προκύψουν από τους προτεινόμενους Δευτεροβάθμιους Προσεισμικούς Ελέγχους [2],[15],[16],[17], χρειάζεται να προηγηθεί η εφαρμογή του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [5] που αποτελεί την κύρια μέθοδο αποτίμησης και πιθανής ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος στην Ελλάδα.

Στα πλαίσια της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας έγινε μια περιληπτική αναφορά στο θεωρητικό υπόβαθρο του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [5] στο 1^ο Κεφάλαιο. Συνοπτικά όμως αναφέρονται οι παράμετροι που εφαρμόστηκαν για την αποτίμηση των φορέων:

- Οι συνδυασμοί (64) σεισμικής φόρτισης ($G+0,3Q+E_{x/y}+0,3E_{y/x}$) για την Ανελαστική Στατική Ανάλυση.
- Χρησιμοποιήθηκαν δύο (2) είδη κατανομής σεισμικών φορτίων στις κατασκευές, επομένως έγινε εφαρμογή : Ομοιόμορφης και Ιδιομορφικής Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.
- Τέθηκαν ως Στοχευόμενες Στάθμες Επιτλεστικότητας : οι «*Σημαντικές Βλάβες*» (B2) που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης 50% στα 50 χρόνια και η «*Οιονεί Κατάρρευση*» (Γ1) σε πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης 10% στα 50 χρόνια.
- Θεωρήθηκε «*Ικανοποιητική*» Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων.
- Στο επίπεδο της ανάλυσης λήφθηκε υπόψη μόνο το βάρος και όχι η δυσκαμψία που παρέχουν οι τοιχοπληρώσεις στον φέροντα οργανισμό, το οποίο είναι επιτρεπτό από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ..
- Κριτήριο της αποτίμησης αποτέλεσε ο έλεγχος της ικανότητας διαθεσιμης στροφής χορδης (Παράρτημα 7B,ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) και αντοχής τεμνουσών δυνάμεων (Παράρτημα 7Γ,ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) όλων των μελών των φορέων.

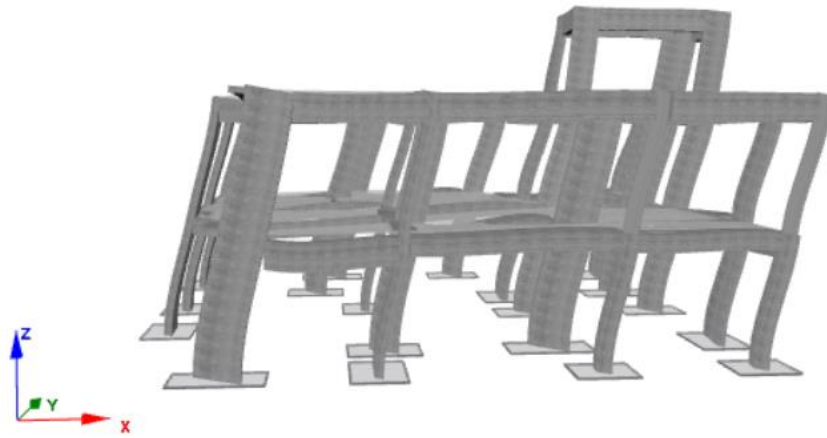
3.1.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

Πρίν την εφαρμογή της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [5] πραγματοποιήθηκε Ιδιομορφική Ανάλυση, μέσω της οποίας έγινε μετατροπή των δύο φορέων (πολυβάθμιων συστημάτων) σε έναν αριθμό από ισοδύναμους μονοβάθμιους ταλαντωτές. Λαμβάνοντας υπόψη την συμβολή της κάθε ιδιομορφής μέσω της δρώσας ιδιομορφικής μάζας της, δίνεται η δυνατότητα υπολογισμού μιας αρκετά καλής προσέγγισης των μετακινήσεων καθώς και των εντατικών μεγεθών των κατασκευών σε έναν σεισμό.

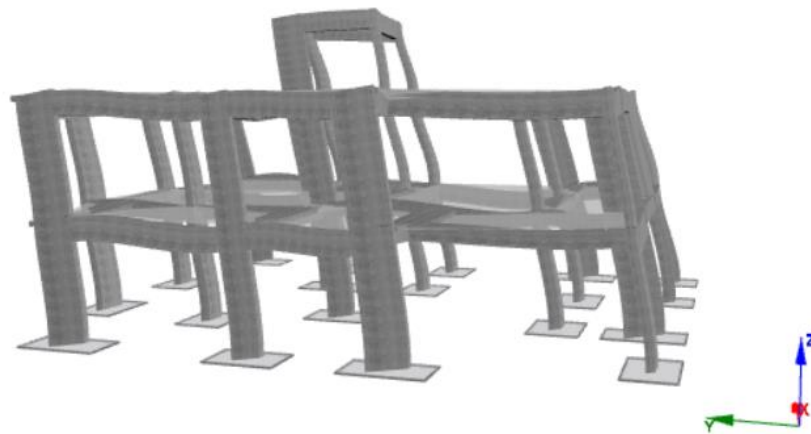
3.1.1.1 Φορέας στις Βασιλειές – Ηρακλείου

Με την βοήθεια του λογισμικού SeismoBuild [19] έγινε η Ιδιομορφική Ανάλυση του φορέα στις Βασιλειές – Ηρακλείου. Οι δύο πρώτες Ιδιομορφές που προέκυψαν είναι κυρίως μεταφορικές κατά τους άξονες X και Y και η τρίτη στροφική γύρω από τον άξονα

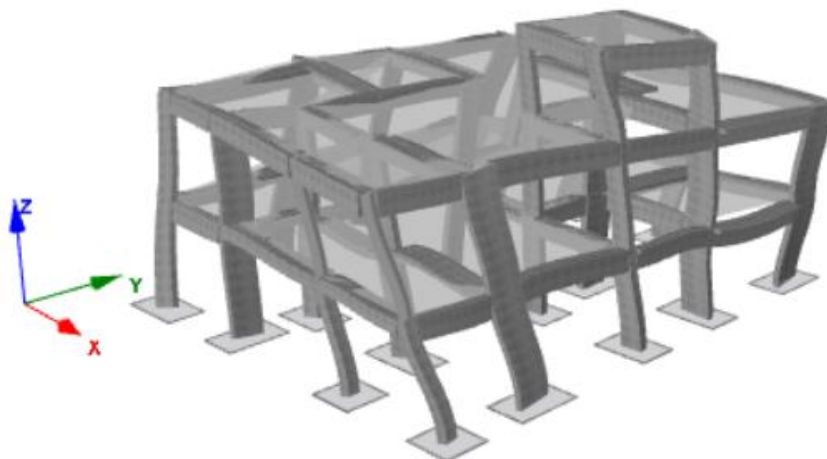
Z. Στα Σχήματα 3.1-3.3 παρουσιάζονται οπτικά οι τρεις πρώτες ιδιομορφές και στον Πίνακα 3.1 δίνονται αναλυτικά οι Ιδιοπερίοδοι και οι Δρώσες Ιδιομορφικές Μάζες για τις τρεις κύριες διευθύνσεις μετακινήσεως.



Σχήμα 3.1 Θεμελιώδης – 1^η Ιδιομορφη φορέα στις Βασιλειές- Ηρακλείου.



Σχήμα 3.2 2^η Ιδιομορφη φορέα στις Βασιλειές- Ηρακλείου.



Σχήμα 3.3 3^η Ιδιομορφη φορέα στις Βασιλειές – Ηρακλείου.

Πίνακας 3.1 Ιδιοπερίοδοι και Δρώσες Ιδιομορφικές Μάζες για τις τρεις πρώτες Ιδιομορφές

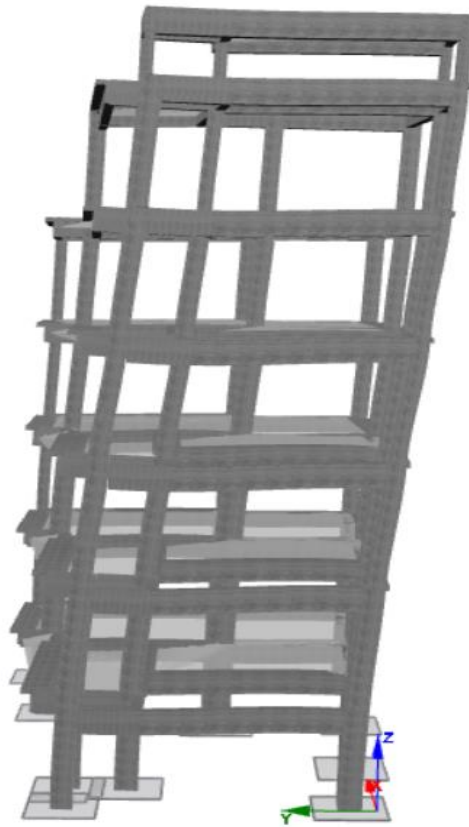
	Ιδιοπερίοδος (T)	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα Κατά X	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα Κατά Y	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα γύρω από Z
1 ^η Ιδιομορφή	0,181 s	76,28 %	7,97 %	1,72 %
2 ^η Ιδιομορφή	0,167 s	9,85 %	71,91 %	3,67 %
3 ^η Ιδιομορφή	0,117 s	0,44 %	5,77 %	83,10 %

3.1.1.2 Φορέας στην Τρίπολη - Αρκαδίας

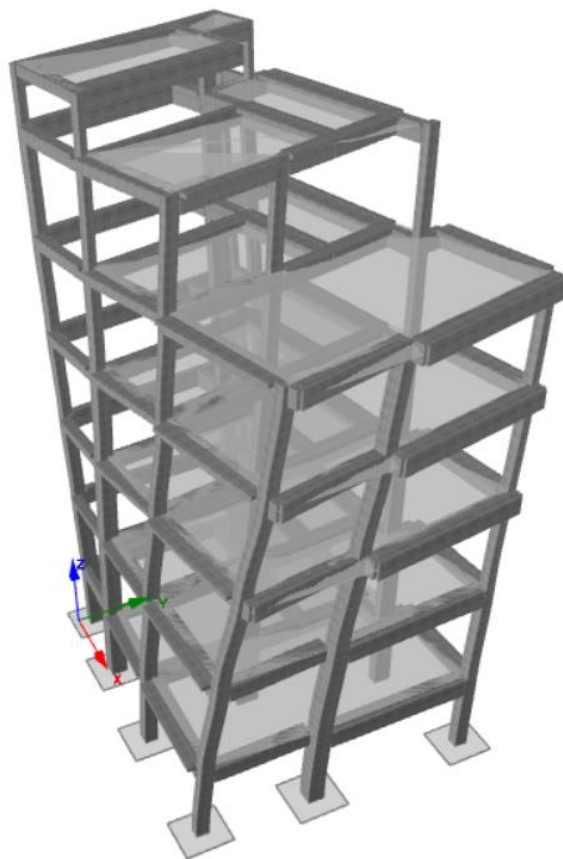
Σύμφωνα με την Ιδιομορφική Ανάλυση του φορέα της Τρίπολης–Αρκαδίας προέκυψαν πάλι δύο μεταφορικές Ιδιομορφές κατά τους άξονες X και Y και μια τρίτη στροφική γύρω από τον άξονα Z. Στα Σχήματα 3.4 – 3.6 παρουσιάζονται οπτικά οι πρώτες Ιδιομορφές και στον Πίνακα 3.2 δίνονται αναλυτικά οι τιμές των Ιδιοπεριόδων και τα ποσοστά συμμετοχής των Δρώσων Ιδιομορφικών Μάζων για τις τρεις κύριες διευθύνσεις.



Σχήμα 3.4 Θεμελιώδης – 1^η Ιδιομορφη φορέα στην Τρίπολη-Αρκαδίας.



Σχήμα 3.5 2^η Ιδιομορφη φορέα στην Τρίπολη-Αρκαδίας.



Σχήμα 3.6 3^η Ιδιομορφη φορέα στην Τρίπολη -Αρκαδίας.

Πίνακας 3.2 Ιδιοπερίοδοι και Δρώσεις Ιδιομορφικές Μάζες για τις τρεις πρώτες Ιδιομορφές.

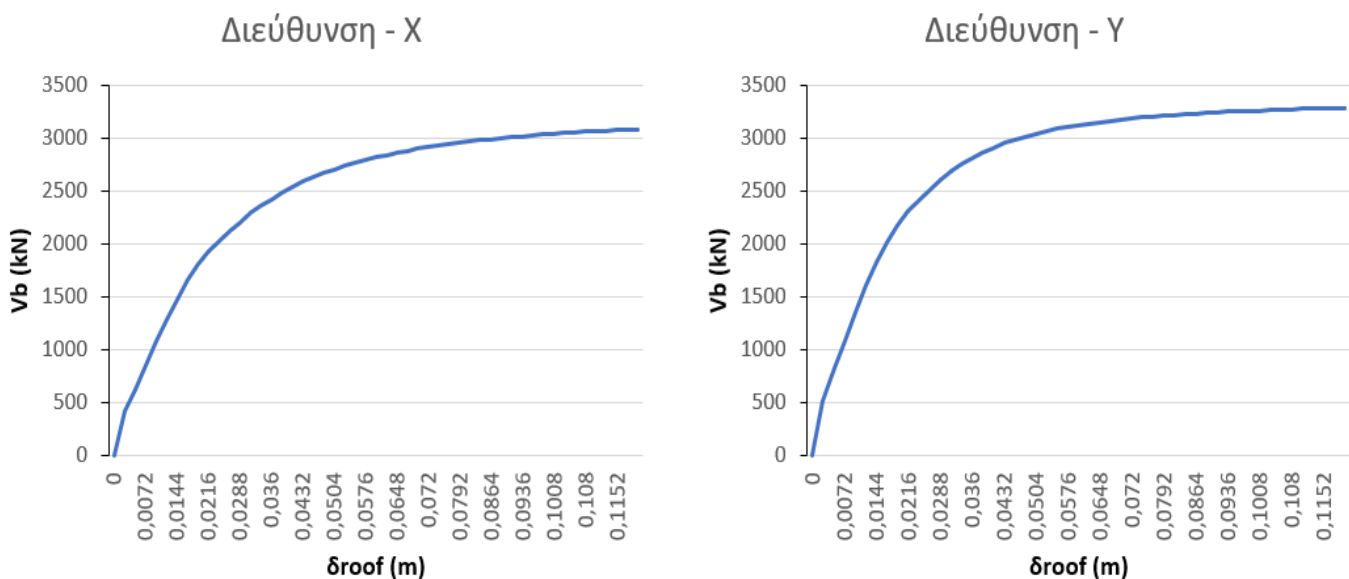
	Ιδιοπερίοδος (T)	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα Κατά X	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα Κατά Y	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα γύρω από Z
1 ^η Ιδιομορφή	0,825 s	69,32 %	0,43 %	2,74 %
2 ^η Ιδιομορφή	0,682 s	1,35 %	61,29 %	8,24 %
3 ^η Ιδιομορφή	0,602 s	1,63 %	9,38 %	62,26 %

3.1.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση

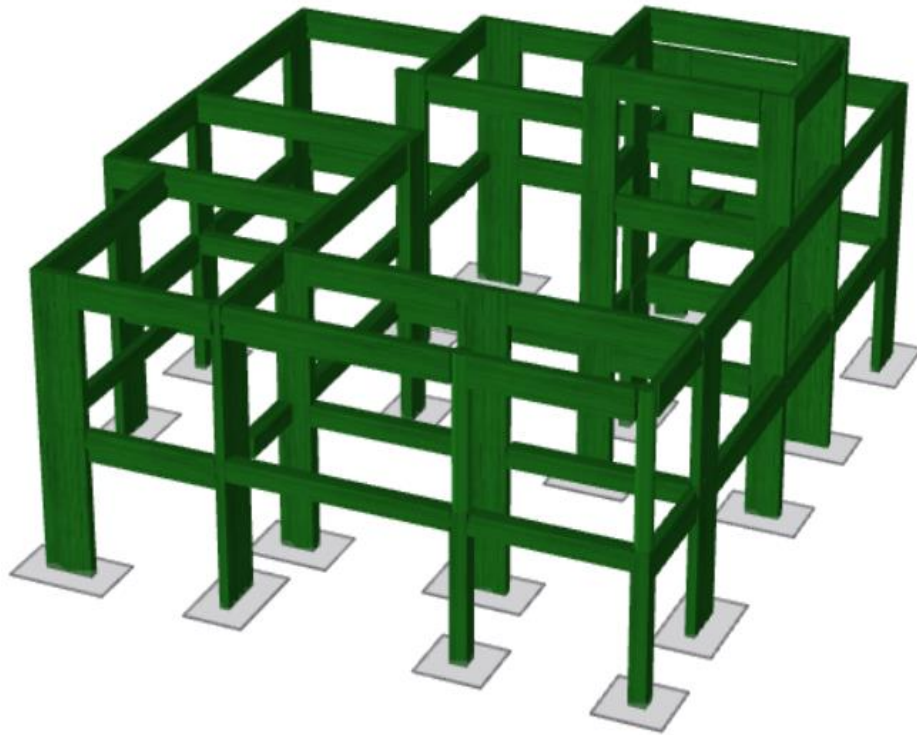
3.1.2.1 Φορέας στις Βασιλειές – Ηρακλείου

Σε πρώτο στάδιο λαμβάνοντας υπόψιν όλες τις διευκρινίσεις που δόθηκαν στην αρχή του 3^{ου} Κεφαλαίου, εφαρμόστηκε ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [5] για εδαφική επιτάχυνση ίση με 0,24 g που αντιστοιχεί στην περιοχή της Κρήτης σύμφωνα με το χάρτη ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας του Ελληνικού Προσαρτήματος του ΕΚ-8 [4].

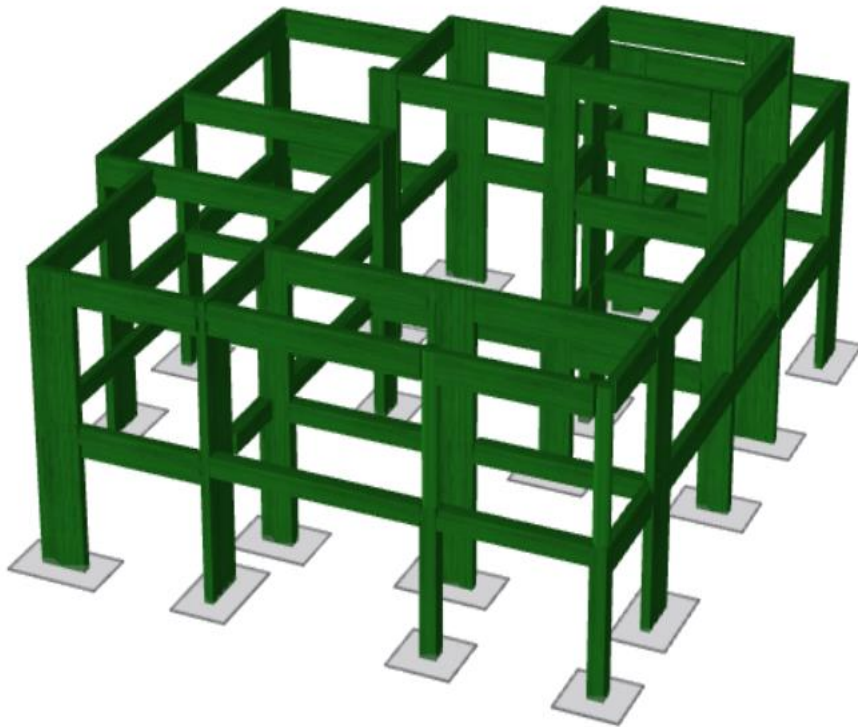
Μετά το πέρας της Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης του φορέα προέκυψαν οι Καμπύλες Ικανότητας για τις δύο κύριες διευθύνσεις, οι οποίες δίνονται στο Σχήμα 3.7 και ακολούθησαν οι έλεγχοι στροφής χορδής και τέμνουσας δύναμης τόσο στην στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» - B2 όσο και στην «Οιονεί Κατάρρευση» - Γ1 για όλα τα μέλη της κατασκευής. Στα Σχήματα 3.8–3.11 δίνεται οπτική απεικόνιση των ελέγχων και στον Πίνακες 3.3 η μέγιστη τιμή των λόγων απαίτησης-ικανότητας για τις προαναφερθείσες Στάθμες Επιτελεστικότητας που παρουσιάστηκαν στον φορέα κατά την κρίσιμη ανάλυση.



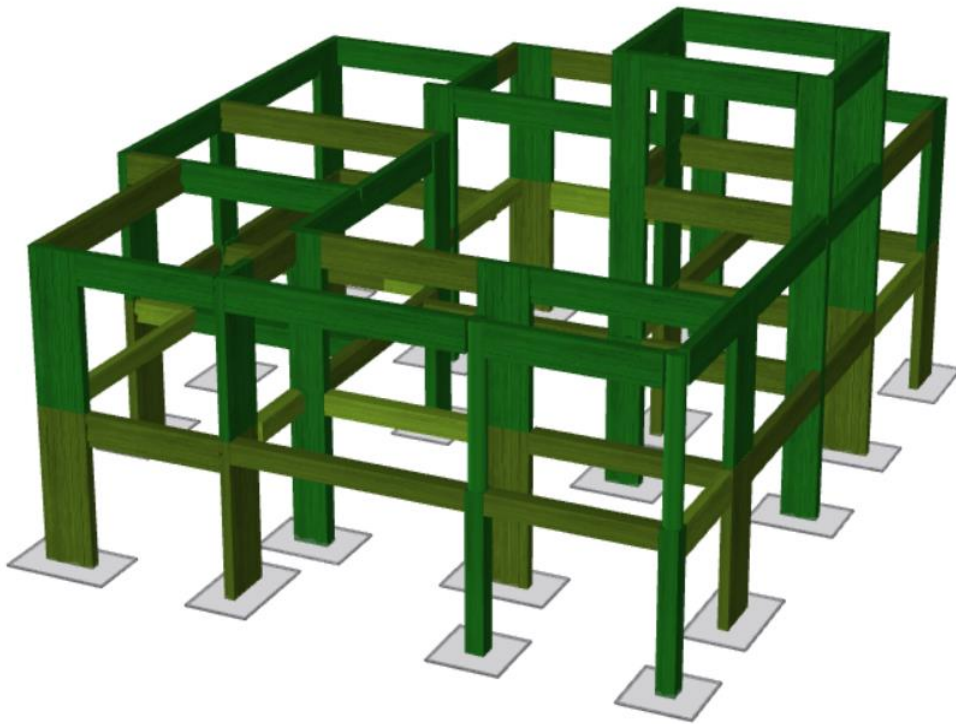
Σχήμα 3.7 Καμπύλες Ικανότητα φορέα για τις διευθύνσεις X και Y.



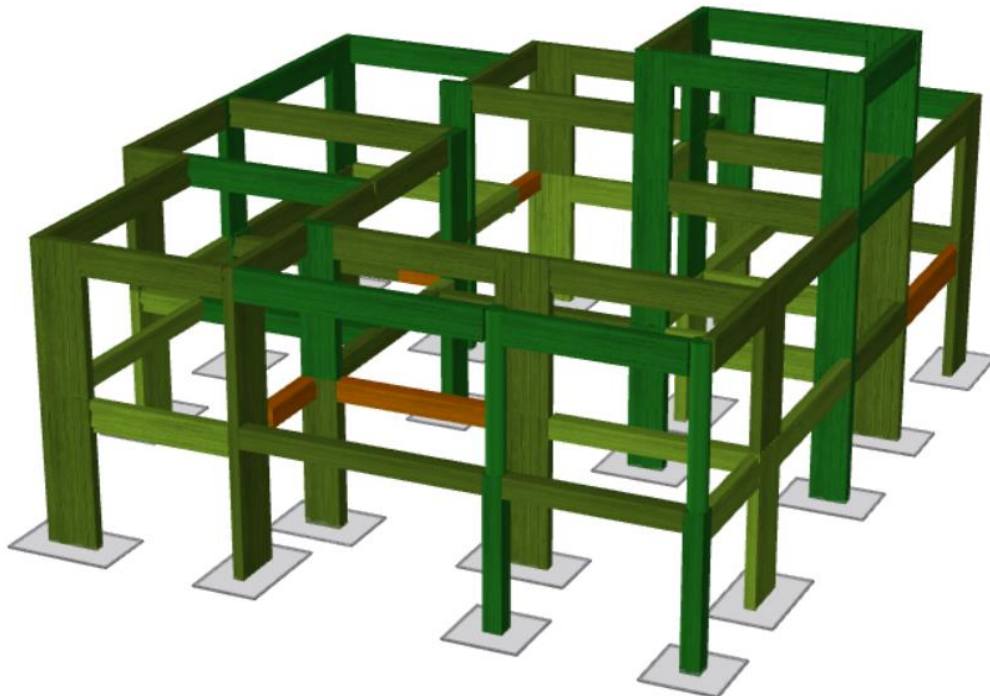
Σχήμα 3.8 Οπτική απεικόνιση ελέγχων Στροφής Χορδής για στάθμη επιτελεσματικότητας B2.



Σχήμα 3.9 Οπτική απεικόνιση ελέγχων Στροφής Χορδής για στάθμη επιτελεσματικότητας Γ1.



Σχήμα 3.10 Οπτική απεικόνιση ελέγχων Τέμνουσα Δύναμης για στάθμη επιτελεστικότητας Β2.



Σχήμα 3.11 Οπτική απεικόνιση ελέγχων Τέμνουσα Δύναμης για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1.

Πίνακας 3.3 Τιμές λόγου Απαιτήσης/Ικανότητας για ελέγχους στροφής χορδής και τέμνουσας δύναμης.

Στροφή Χορδής	D/C
«Σημαντικές Βλάβες»-B2	0,217
«Οιονεί Κατάρρευση»-Γ1	0,236
Τέμνουσα Δύναμη	D/C
«Σημαντικές Βλάβες» - B2	0,983
«Οιονεί Κατάρρευση» - Γ1	1,140

Από τα αποτελέσματα των ελέγχων στροφής χορδής και τέμνουσας δύναμης του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) παρατηρούμε ότι για την εδαφική επιτάχυνση ίση με 0,24 g, που επιτάσσουν οι συγχρονοι κανονισμοί, ο φορέας δεν παρουσιάζει βλάβες για την στοχευόμενη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» - B2. Όμως, δεν συμβαίνει το ίδιο για την Στάθμη Επιτελεστικότητας της «Οιονεί Κατάρρευσης» - Γ1, όπου εμφανίστηκαν βλάβες κατάρρευσης ψαθυρής μορφής σε ορισμένες δοκούς .

Επομένως, σύμφωνα με τους οπτικούς ελέγχους των Σχημάτων 3.8 και 3.10 για την Στάθμη B2 και των Σχημάτων 3.9 και 3.11 για την Στάθμη Γ1, ο φορέας εμφανίζει τάσεις ως προς ψαθυρό τρόπο αστοχίας, στοιχείο αναμενόμενο λόγω του τρόπου σχεδιασμού των κατασκευών πριν το 2000.

Πιο συγκεκριμένα, όπως φαίνεται και από τον Πίνακα 3.3 ο φορέας παρουσιάζει εξαιρετική συμπεριφορά ως προς τους ελέγχους στροφής χορδής αλλά δεν συμβαίνει και το ίδιο για τους ελέγχους τέμνουσας δύναμης ,οι οποίοι οριακά εκπληρώνονται στην Στάθμη B2 και δεν ικανοποιούνται στην Στάθμη Γ1.

Μέσω αυτής της διαδικασίας προκύπτει ότι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού που απαιτείται σήμερα, θα είχε ως αποτέλεσμα την κατάρρευση της κατασκευής. Οπότε, σε επόμενο στάδιο, μέσω μια επαναληπτικής διαδικασίας, έγινε εντοπισμός της εδαφικής επιτάχυνσης για την οποία ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [5]. Στον Πίνακα 3.4 δίνονται οι μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις που «αντέχει» ο φορέας για τις δύο κύριες διευθύνσεις και οι τιμές της Τέμνουσας Βασης και Στοχευόμενης Μετακίνησης μέσω Σχέση 1.44 [5] που αντιστοιχούν στις Στάθμες B2 και Γ1.

Πίνακας 3.4 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα επαναληπτικής εφαρμογής Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.

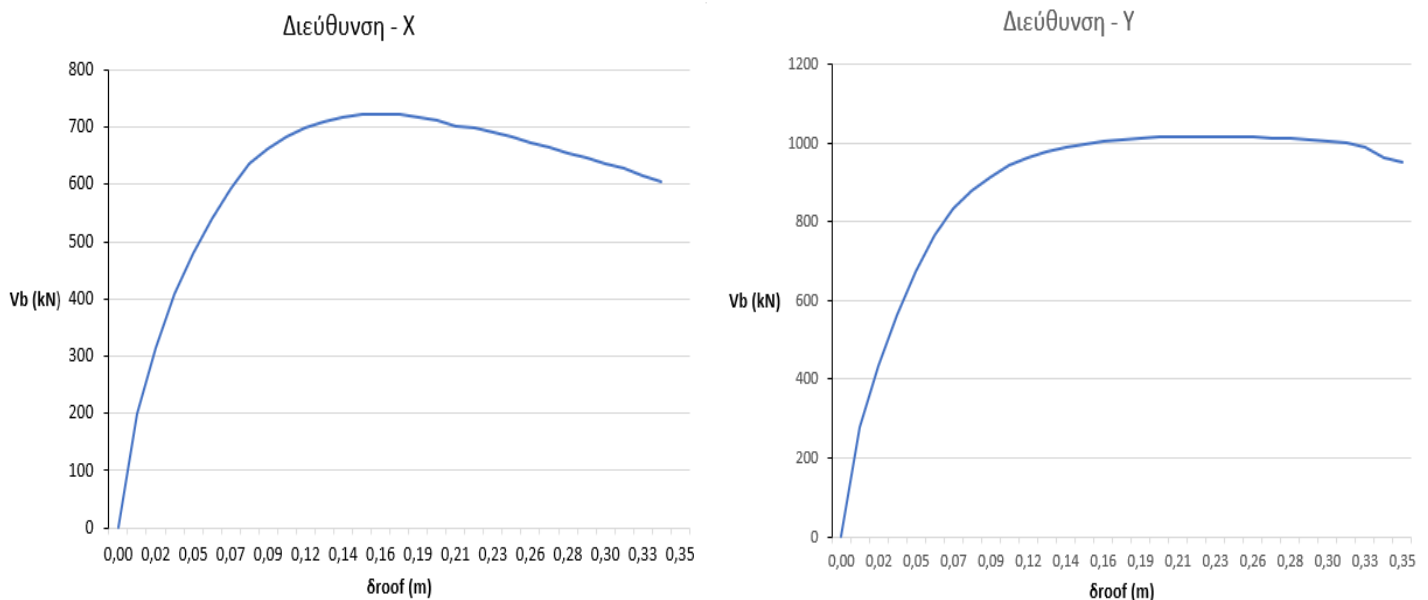
	a_{g-lim} (g)	V_{base-B2} (kN)	V_{base-Γ1} (kN)	δ_{τ-B2} (m)	δ_{τ-Γ1} (m)
Διεύθυνση X	0,23	837,5	1249,06	0,006921	0,01152
Διεύθυνση Y	0,18	827,22	1196,3	0,004923	0,00821

3.1.2.2 Φορέας στην Τρίπολη – Αρκαδίας

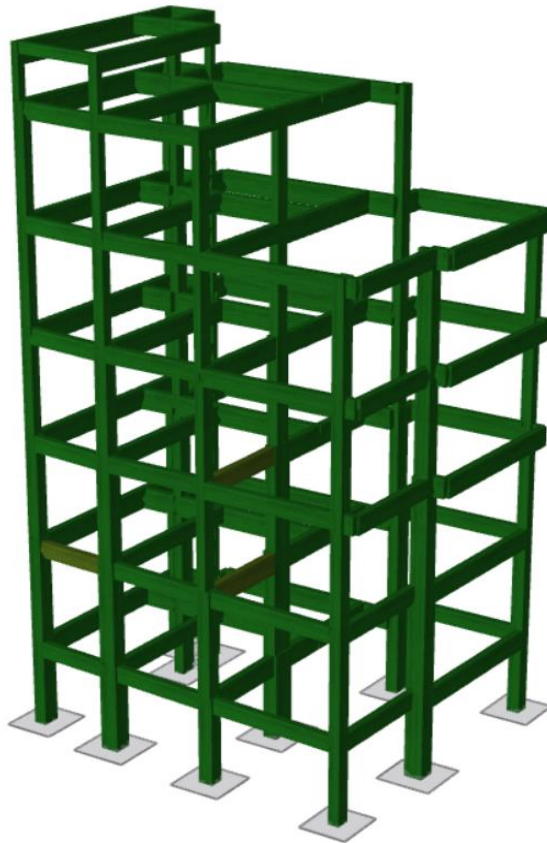
Στον συγκεκριμένο φορέα έγινε εφαρμογή του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [5] για εδαφική επιτάχυνση ίση με 0,16 g η οποία αντιστοιχεί στην περιοχή της Αρκαδίας σύμφωνα με το χάρτη ζωνών σεισμικής επικυδινότητας του Ελληνικού Προσαρτήματος του ΕΚ-8 [4].

Μετά το πέρας της Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης του φορέα προέκυψαν οι Καμπύλες Ικανότητας για τις δύο κύριες διευθύνσεις, οι οποίες δίνονται στο Σχήμα 3.12 και ακολούθησαν οι έλεγχοι στροφής χορδής και τέμνουσας δύναμης τόσο στην στάθμη επιτελεστικότητα «Σημαντικές Βλάβες» - B2 όσο και στην «Οιονεί Κατάρρευση» - Γ1 για όλα τα μέλη της κατασκευής. Στα Σχήματα 3.13–3.16 δίνεται οπτική απεικόνιση των ελέγχων και στον Πίνακες 3.5 η μέγιστη τιμή των λόγων απαίτησης-ικανότητας για τις Στάθμες Επιτελεστικότητα B2-Γ1, που παρουσιάστηκαν στον φορέα κατά την κρίσιμη ανάλυση.

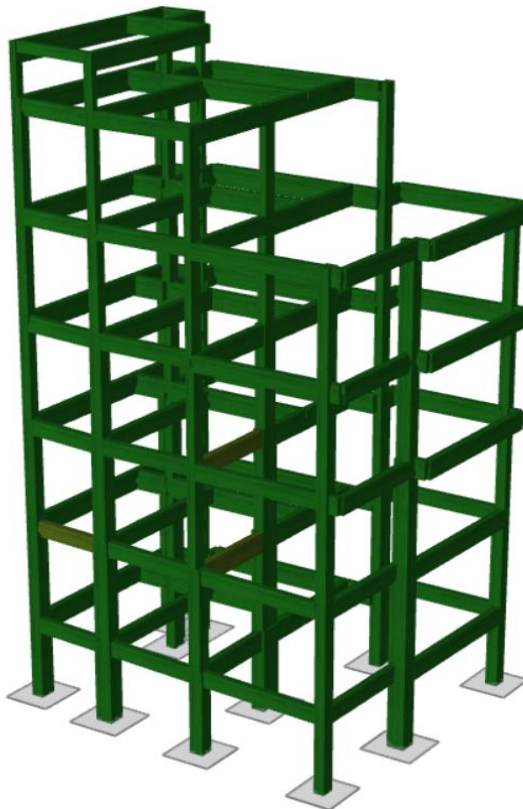
Να σημειωθεί ότι για την συγκεκριμένη κατασκευή παρουσιάστηκε μια «ανωμαλία» κατά την ανάλυση της καθώς παρουσιάστηκε υπέρβαση της διατμητικής αντοχής ορισμένων δοκών που βρίσκονται στην περίμετρο του φορέα σε στατικές φορτίσεις πριν την εφαρμογή των σεισμικών φορτίων της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης. Μετά από επισταμένη μελέτη και διερεύνηση καθώς και επικοινωνία με έμπειρους συναδέλφους στον κλάδο των ενισχύσεων-επισκευών σχετικά με πιθανές αποκλίσεις στις τακτικές, στον τρόπο όπλισης και μελέτης των κατασκευών που συνέβαιναν εκτός του πλαισίου των κανονισμών προ του 1984 [9] προέκυψε ότι οι έλεγχοι του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [5] σχετικά με την διάτμηση είναι εξαιρετικά συντηρητικοί. Για την λύση αυτού του προβλήματος αφαιρέθηκε η συμβολή των συντελεστών ασφαλείας, οι οποίοι συνδέονται με τους ψαθυρούς τρόπους αστοχίας, θέτοντας τους ίσους με 1.



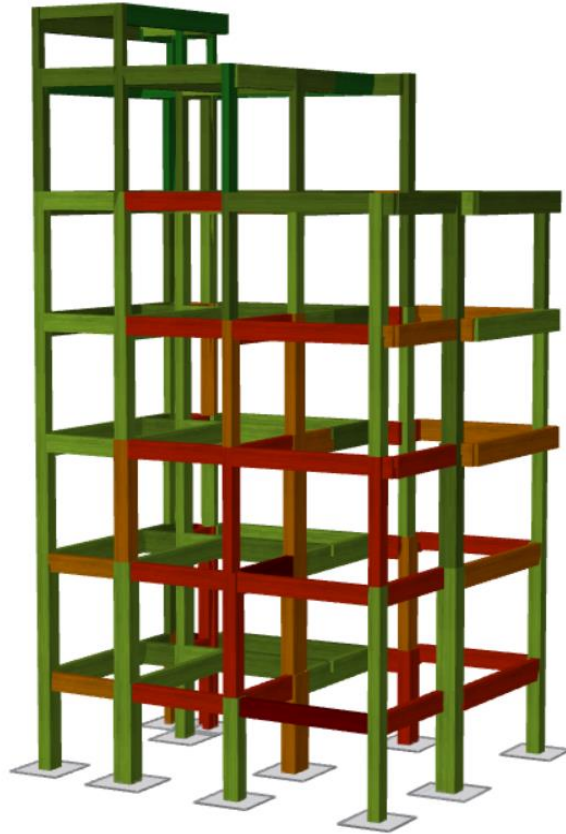
Σχήμα 3.12 Καμπύλες Ικανότητα φορέα για τις διευθύνσεις X και Y



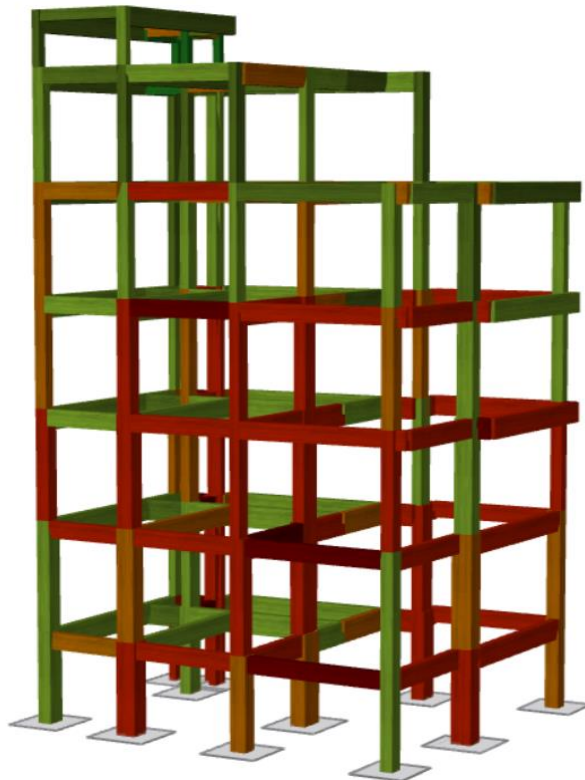
Σχήμα 3.13 Οπτική απεικόνιση ελέγχων Στροφής Χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας B2.



Σχήμα 3.14 Οπτική απεικόνιση ελέγχων Στροφής Χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1.



Σχήμα 3.15 Οπτική απεικόνιση ελέγχων Τέμνουσας Δύναμης για στάθμη επιτελεστικότητας B2.



Σχήμα 3.16 Οπτική απεικόνιση ελέγχων Τέμνουσας Δύναμης για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1.

Πίνακας 3.5 Τιμές λόγου Απαίτησης/Ικανότητας για ελέγχους στροφής χορδής και τέμνουσας δύναμης

Στροφή Χορδής	D/C
«Σημαντικές Βλάβες»-B2	0,544
«Οιονεί Κατάρρευση»-Γ1	0,721
Τέμνουσα Δύναμη	D/C
«Σημαντικές Βλάβες» - B2	2,198
«Οιονεί Κατάρρευση» - Γ1	2,482

Από τα αποτελέσματα των ελέγχων γίνεται φανερό ότι για εδαφική επιτάχυνση ίση με 0,16g, που επιτάσσουν οι συγχρονοι κανονισμοί, ο φορέας οδηγείται σε βαριές αστοχίες είτε στην Στάθμη Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» - B2 είτε στην «Οιονεί Κατάρρευση» - Γ1, με αποτέλεσμα την κατάρρευση. Όπως αναμενόταν και αυτός ο φορέας εμφανίζει ψαθυρό τρόπο αστοχίας σε πλήθος δοκών και υποστυλωμάτων που προφανώς κρούει τον κώδωνα του κινδύνου.

Συγκεκριμένα, ο φορέας από απόψη στροφής χορδής έχει ικανοποιητική συμπεριφορά. Στην περίπτωση των ελέγχων τέμνουσας δύναμης συμβαίνει το ακριβώς αντίθετο, διότι οι τιμές του λόγου απαίτησης-ικανότητας «ξεφεύγουν» ακόμα και στην περίπτωση της Στάθμης Επιτελεστικότητας B2

Όπως και με τον φορέα των Βασιλειών Ηρακλείου, βγήκε το συμπέρασμα πως για την συγκεκριμένη εδαφική επιταχυνση των 0,16 g είχαμε κατάρρευση της κατασκευής. Αυτό το συμπέρασμα δεν είναι αρκετό, καθώς επιθυμητή είναι η εδαφική επιτάχυνση για την οποία ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι και κυρίως αυτών που αφορούν την διάτμηση. Επομένως, μέσω μιας επαναληπτικής διαδικασίας προέκυψαν οι μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις που «αντέχει» ο φορέας για τις δύο κύριες διευθύνσεις και οι τιμές της Τέμνουσας Βάσης και Στοχευόμενης Μετακίνησης μέσω Σχέση 1.44 [5] που αντιστοιχούν στις Στάθμες B2 και Γ1 και δίνονται συγκεντρωτικά στον Πίνακα 3.6

Πίνακας 3.6 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα επαναληπτικής εφαρμογής
Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.

	a_{g-lim} (g)	V_{base-B2} (kN)	V_{base-Γ1} (kN)	δ_{τ-B2} (m)	δ_{τ-Γ1} (m)
Διεύθυνση X	0,01	59,5	108,18	0,003483	0,006332
Διεύθυνση Y	0,02	142,2	258,54	0,005947	0,0108

3.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Ταχύς Οπτικός Έλεγχος

Ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος [8] είναι μια προκαταρκτική φάση επιλογής κτιρίων προς έλεγχο η οποία έχει εφαρμοστεί με επιτυχία στο παρελθόν. Στην παρούσα διπλωματική εργασία δεν πραγματοποιείται ως αντικείμενο περαιτέρω διερεύνησης αλλά εφαρμόζεται καθαρά στα πλαίσια του κατά πόσο συμβαδίζουν τα αποτελέσματα αυτού και του Κανονισμού Επεμβάσεων με αυτά των Δευτεροβάθμιων Προσεισμικών Ελέγχων που θα παρουσιαστούν στην συνέχεια.

3.2.1 Φορέας στις Βασιλειές – Ηρακλείου

Σύμφωνα με το θεωρητικό υπόβαθρο, που αναπτύχθηκε λεπτομερώς στο 1^ο κεφάλαιο, συμπληρώθηκε το Δελτίο Δομικής Τρωτότητας του φορέα. Σύμφωνα με τις οδηγίες, επιλέχθηκε κατηγορία δομικού τύπου ΟΣβ λόγω της χρονολογίας κατασκευής (1989) που συνδέεται με τους κανονισμούς σχεδιασμού κατασκευών Ο.Σ. της αντίστοιχης εποχής (Κ.Σ.1954/Α.Κ.1959/Τροποποίηση Α.Κ. 1984). Η περιοχή της Κρήτης αντιστοιχεί σε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΙΙ και λόγω απουσίας γεωτεχνικής διερεύνησης επιλέγεται κατηγορία εδάφους Β. Το κτίριο χρησιμοποιείται ως κατοικία, οπότε, σύμφωνα με τις οδηγίες αντιστοιχεί σε συντελεστή ίσο με 0,2. Σχετικά με τον αριθμό των χρηστών, λαμβάνοντας υπόψιν ότι το κτίριο αποτελεί μονοκατοικία, προσδιορίστηκε ως μικρότερος των 9 ατόμων. Αξιοσημείωτο είναι ότι ο φορέας δεν επηρεάζεται από κανένα από τα 13 στοιχεία γενικής τρωτότητας έναντι σεισμού. Στον Πίνακα 3.7 δίνονται συγκεντρωτικά όλα τα κριτήρια τα οποία επηρεάζουν την τελική δομική βαθμολογία του κτιρίου που σύμφωνα με αυτή και βάση του Πίνακα 1.2 κατατάσσεται στην κατηγορία:

➤ «Χαμηλής Προτεραιότητας περαιτέρω έλεγχου».

Πίνακας 3.7 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος για Βασιλειές-Ηρακλείου.

Δομικός Τύπος	ΟΣβ	7,0
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	ΙΙ	-1,5
Κατηγορία Εδάφους	Β	-0,3
Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	ΟΧΙ	-
Προγούμενες Σεισμικές Επιβαρύνσεις	ΟΧΙ	-
Κακή Κατάσταση (Κακοτεχνίες /Συντήρηση)	ΟΧΙ	-
Κίνδυνος Κρούσης με γειτονικά κτίρια	ΟΧΙ	-
«Ανοιχτός» Όροφος	ΟΧΙ	-

Πίνακας 3.7 (Συνέχεια) Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος για Βασιλειές-Ηρακλείου.

Μη κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	OXI	0,5
Μεγάλο Ύψος	OXI	-
Μη κανονικότητα καθ' ύψος-σε τομή	OXI	-
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	OXI	-
Ενδεχόμενο Έντονης Στρέψης	OXI	-
Αριθμός χρηστών	≤ 9	-0,2
Ένταση Λειτουργίας		0,2
Αρχική/Γενική Δομική Βαθμολογία Κτιρίου		5,7
Στοιχεία Πρόσθετης Τρωτότητας	OXI	
Ενδεχόμενη Τρωτότητα Έναντι Άλλων Αιτιών	OXI	
Τελική Δομική Βαθμολογία Κτιρίου		5,7

3.2.2 Φορέας στην Τρίπολη – Αρκαδίας

Όπως και με τον φορέα των Βασιλειών-Ηρακλείου, συμπληρώθηκε το Δελτίο Δομικής Τρωτότητας του συγκεκριμένου φορέα. Αρχικά, επιλέγεται ΟΣ_α λόγω της χρονολογίας κατασκευής (1978) που συνδέεται με τους κανονισμούς σχεδιασμού της αντίστοιχης εποχής (ΚΣ1954/ΑΚ1959). Η περιοχή της Τρίπολης αντιστοιχεί σε Ζώνη Σεισμικής Επικυκνδινότητας Ι και καθώς δεν υπάρχει γεωτεχνική μελέτη επιλέγεται κατηγορία εδάφους Β. Το κτίριο χρησιμοποιείται ως κατοικία και σύμφωνα με τις οδηγίες αντιστοιχεί σε συντελεστή ίσο με 0,2. Επίσης, σχετικά με τον αριθμό των χρηστών, καθώς το κτίριο είναι πολυκατοικία, αποφασίστηκε ότι εξυπηρετεί ένα σύνολο μεταξύ των 10-99 ατόμων. Να σημειωθεί ότι ο φορέας επηρεάζεται από τον κίνδυνο κρούσης του με γειτονικά κτίρια (υποστυλώματα ισόγειου ορόφου στην ίδια υψομετρική στάθμη με πλάκες γειτονικών μονοκατοικιών), έχει μεγάλο ύψος (19,5 μ.) και μη κανονικό καθ' ύψος (εμφανίζεται μεταξύ 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου). Στον Πίνακα 3.8 δίνονται συγκεντρωτικά όλα τα κριτήρια τα οποία επηρεάζουν την τελική δομική βαθμολογία του κτιρίου που σύμφωνα με αυτή κατατάσσεται βάση του Πίνακα 1.2 στην κατηγορία :

- «Υψηλής Προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου».

Πίνακας 3.8 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος για Τρίπολη-Αρκαδίας.

Δομικός Τύπος	ΟΣ _α	6,0
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	-0,5
Κατηγορία Εδάφους	B	-0,3
Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	ΟΧΙ	-
Προηγούμενες Σεισμικές Επιβαρύνσεις	ΟΧΙ	-
Κακή Κατάσταση (Κακοτεχνίες /Συντήρηση)	ΟΧΙ	-
Κίνδυνος Κρούσης με γειτονικά κτίρια	ΝΑΙ	-0,5
«Ανοιχτός» Όροφος	ΟΧΙ	-
Μη κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	ΟΧΙ	0,5
Μεγάλο Ύψος	ΝΑΙ	-1,0
Μη κανονικότητα καθ' ύψος-σε τομή	ΝΑΙ	-1,0
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	ΟΧΙ	-
Ενδεχόμενο Έντονης Στρέψης	ΟΧΙ	-
Αριθμός χρηστών	≤ 10-99	-0,4
Ένταση Λειτουργίας		0,2
Αρχική/Γενική Δομική Βαθμολογία Κτιρίου		3
Στοιχεία Πρόσθετης Τρωτότητας	ΟΧΙ	
Ενδεχόμενη Τρωτότητα Έναντι Άλλων Αιτιών	ΟΧΙ	
Τελική Δομική Βαθμολογία Κτιρίου		3

- Να σημειωθεί ότι οι Τελικές Δομικές Βαθμολογίες των δύο κτιρίων είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους και δεν επιτρέπεται να χρησιμοποιηθεί κάποιου είδους αναλογίας μεταξύ τους.

3.3 Δευτοροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι

3.3.1 Μέθοδος Παρδαλόπουλου – Πανταζοπούλου

3.3.1.1 Φορέας στις Βασιλειές – Ηρακλείου

Σύμφωνα με το θεωρητικό υπόβαθρο της μεθόδου [15],[16],[17] που παρουσιάστηκε εκτενώς στο 1^ο Κεφάλαιο, έγινε εφαρμογή του «*Ελέγχου Διαθέσιμης Αντίστασης*» για τα υποστυλώματα του κρίσιμου ορόφου.

Αρχικά, για κάθε ένα από αυτά τα υποστυλώματα, υπολογίστηκε μέσω των Σχέσεων 1.1–1.7 [16], η τέμνουσα αντοχή για όλους τους πιθανούς τρόπους αστοχίας και στην συνέχεια από τις Σχέσεις 1.8-1.13 [17] υπολογίστηκαν όλοι οι πιθανοί δείκτες αντίστασης r

Τέλος, μέσω της Σχέσης 1.14 [17] υπολογίστηκαν οι ελάχιστες τιμές των δεικτών αντίστασης r και ο αντίστοιχος τρόπος αστοχίας για όλα τα υποστυλώματα, τόσο για την Διεύθυνση X όσο και για την Διεύθυνση Y , που παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον Πίνακα 3.9

Πίνακας 3.9 Ελάχιστες τιμές δείκτες αντίστασης r και αντίστοιχοι τρόποι αστοχίας των υποστυλωμάτων κρίσιμου ορόφου.

	r_{fail-X}	Μορφή Αστοχίας- X	r_{fail-Y}	Μορφή Αστοχίας- Y
K1	0,183	Πλάστιμα Δοκός	0,781	Πλάστιμα Δοκός
K2	1	Πλάστιμα Y/Σ	0,333	Πλάστιμα Δοκός
K3	0,243	Πλάστιμα Δοκός	1	Πλάστιμα Y/Σ
K4	0,362	Πλάστιμα Δοκός	0,1622	Ψαθυρά (Διάτρηση)
K5	0,685	Πλάστιμα Δοκός	0,237	Πλάστιμα Δοκός
K6	1	Πλάστιμα Y/Σ	0,204	Πλάστιμα Δοκός
K7	0,583	Πλάστιμα Δοκός	1	Πλάστιμα Y/Σ
K8	0,263	Πλάστιμα Δοκός	0,931	Πλάστιμα Δοκός
K9	0,860	Πλάστιμα Δοκός	0,589	Ψαθυρά (Κόμβος)
K10	0,744	Πλάστιμα Δοκός	0,578	Πλάστιμα Δοκός
K11	0,1667	Ψαθυρά (Διάτρηση)	0,696	Πλάστιμα Δοκός
K12	0,428	Πλάστιμα Δοκός	0,169	Πλάστιμα Δοκός

Πίνακας 3.9 (Συνέχεια) Ελάχιστες τιμές δείκτες αντίστασης r και αντίστοιχοι τρόποι αστοχίας των υποστυλωμάτων κρίσιμου ορόφου.

K13A	0,187	Πλάστιμα Δοκός	1	Πλάστιμα Υ/Σ
K13	0,528	Πλάστιμα Δοκός	0,125	Πλάστιμα Δοκός
K14	0,167	Πλάστιμα Δοκός	0,446	Πλάστιμα Δοκός
K15	0,453	Πλάστιμα Δοκός	0,1639	Ψαθυρά (Διάτρηση)
K16	1	Πλάστιμα Υ/Σ	0,061	Πλάστιμα Δοκός
K20	0,648	Ψαθυρά (Κόμβος)	0,1583	Ψαθυρά (Διάτρηση)
K21	0,46	Πλάστιμα Δοκός	0,184	Πλάστιμα Δοκός
Μέσο R_{fail}	$R_{fail-X} = 0,52425$		$R_{fail-Y} = 0,46939$	

Ακολουθεί ο «Έλεγχος Διαθέσιμης Δυσκαμψίας». Σε πρώτο στάδιο η υπό μελέτη κατασκευή ,που αποτελεί ένα διώροφο ($n=2$) κτίριο, κανονικό σε κάτοψη και δεν λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων. Έτσι, σύμφωνα με την θεωρία, ο φορέας ακολουθεί ημιτονοειδές σχήμα παραμορφώσεως κατά την σεισμική διέγερση του.

Σύμφωνα με τον Πίνακα 1.3 του 1^{ου} Κεφαλαίου προκύπτουν οι τιμές :

- $\Omega = 1,6$
- $2\pi\Omega = 10,05$
- $\Delta\Phi_1 = 0,707$
- $\Phi_s = 1,138$

Η μάζα (M) των υπερκείμενων ορόφων προκύπτει από το άθροισμα των αξονικών φορτίων για τον συνδιασμό $G+0,3Q$ που στην συνέχεια διαιρέθηκε με την επιτάχυνση της βαρύτητας g ($9,81 \text{ m/s}^2$).

- $N_{G+0,3Q} = 3289,35 \text{ kN}$
- $M = 335,306 \text{ ton}$

Στην συνέχεια, ακολουθεί ο υπολογισμός της Δυσκαμψίας του κρίσιμου ορόφου για τις δύο κύριες διευθύνσεις. Λόγω του είδους της κατασκευής και αγνοώντας την συνεισφορά που παρέχουν οι τοιχοπληρώσεις στον φορέα επιλέχθηκε η Σχέση 1.16 [16].

Δίνονται συνοπτικά οι τιμές που απαιτούνται για τον υπολογισμό της Δυσκαμψίας και των αναγκαίων παραμέτρων αυτής ,σύμφωνα με τις Σχέσεις 1.18 και 1.19 [16].

- $h_{cl} = 2,4 \text{ m}$
- $A_f = 201 \text{ m}^2$

- $A_c = 3,555 \text{ m}^2$
- $E_c = 21297887 \text{ kN/m}^2$
- $h_{\text{sec-x}} = 0,524 \text{ m}$
- $h_{\text{sec-y}} = 0,537 \text{ m}$
- $\alpha = 2$
- $D_{c-x} = 507018 \text{ kN/m}^2$
- $D_{c-y} = 532816 \text{ kN/m}^2$
- $\rho_{cr} = 0,01769 \%$
- $K_{cr-x} = 751020 \text{ kN/m}$
- $K_{cr-y} = 789234 \text{ kN/m}$

Έπειτα, ακολουθεί ο προσεγγιστικός υπολογισμός της Θεμελιώδους-1^{ης} Ιδιοπεριόδου για τις διευθύνσεις X και Y , σύμφωνα με την Σχέση 1.15 [16] .

- $T_x = 0,212 \text{ s}$
- $T_y = 0,207 \text{ s}$

Με βάση, τις Ιδιοπεριόδους που μόλις υπολογίστηκαν σε συνδιασμό με την εδαφική επιτάχυνση $a_g = 0,24 \text{ g} = 2,3544 \text{ m/s}^2$. Γίνεται υπολογισμός της σχετικής μετακίνησης του κρίσιμου ορόφου (interstory drift) για τις κύριες διευθύνσεις X και Y σύμφωνα με τις Σχέσεις 1.21 και 1.22 [16].

- $ID_{cr-x} = 0,267 \%$
- $ID_{cr-y} = 0,254 \%$

Για κάθε υποστύλωμα του κρίσιμου ορόφου έγινε υπολογίστηκε η σχετική δυσκαμψία όλων των υποστυλωμάτων και δοκών που συντρέχουν στους κόμβους του ορόφου λ και λ_{c-i} σύμφωνα με τις Σχέσεις 1.24 και 1.25 [16]. Τέλος, βρέθηκε το μέσο λ_c για τον τυπικό κόμβο του κρίσιμου ορόφου.

- $\lambda_{c-x} = 0,48372$
- $\lambda_{c-y} = 0,52217$

Έπειτα, υπολογίστηκε η μέση παραμόρφωση των υποστυλωμάτων σύμφωνα με την σχετική μετακίνηση του ορόφου, η μέση παραμόρφωση των υποστυλωμάτων για διαρροή του κύριου οπλισμού (πλάστιμος τρόπος αστοχίας) και η παραμόρφωσή τους κατά την αστοχία σύμφωνα με τον «Έλεγχο Διαθέσιμης Αντίστασης» ενός τυπικού υποστυλώματος του κρίσιμου ορόφου σύμφωνα με τις Σχέσεις 1.23,1.26 και 1.27 [16].

- $\Theta_{c,cr-x} = 0,129 \%$
- $\Theta_{c,cr-y} = 0,133 \%$
- $\Theta_{c,y-x} = 0,321 \%$
- $\Theta_{c,y-y} = 0,313 \%$
- $\Theta_{c,fail-x} = 0,168 \%$
- $\Theta_{c,fail-y} = 0,147 \%$

Τέλος, ακολούθησε ο υπολογισμός σύμφωνα με τις Σχέσεις 1.28 και 1.29 [16] της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης που μπορεί να «αντέξει» ο υπό μελέτη φορέας για τις κύριες διευθύνσεις X και Y.

$$\begin{aligned} \diamond a_{\text{glim-x}} &= 3,06675 \text{ m/s}^2 = 0,313 \text{ g} \\ \diamond a_{\text{glim-y}} &= 2,60757 \text{ m/s}^2 = 0,266 \text{ g} \end{aligned}$$

3.3.1.2 Φορέας στην Τρίπολη – Αρκαδίας

Σε αυτόν τον φορέα γίνεται πάλι εφαρμογή του «Ελέγχου Διαθέσιμης Αντίστασης» για όλα τα υποστυλώματα του κρίσιμου ορόφου. Μέσω των Σχέσεων 1.1-1.13 [17], σύμφωνα με την μεθοδολογία του 1^{ου} Κεφάλαιου, έγινε ο υπολογισμός των τεμνουσών αντοχής όλων των πιθανών τρόπων αστοχίας και στην συνέχεια οι δείκτες αντίστασης r . Στον Πίνακα 3.10 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι τιμές των δεικτών αντίστασης r και του αντίστοιχου τρόπου αστοχίας σύμφωνα με την Σχέση 1.14 [17] για όλα τα στοιχεία τόσο για την Διεύθυνση X όσο και για την Διεύθυνση Y.

Πίνακας 3.10 Ελάχιστες τιμές δείκτες αντίστασης r και αντίστοιχοι τρόποι αστοχίας των υποστυλωμάτων κρίσιμου ορόφου

	$r_{\text{fail-X}}$	Μορφή Αστοχίας-X	$r_{\text{fail-Y}}$	Μορφή Αστοχίας-Y
K1	0,442	Πλάστιμα Δοκός	0,154	Πλάστιμα Δοκός
K2	0,493	Πλάστιμα Δοκός	0,636	Ψαθυρά Y/Σ (Κορμού)
K3	0,204	Πλάστιμα Δοκός	0,525	Πλάστιμα Δοκός
K4	0,315	Πλάστιμα Δοκός	0,665	Ψαθυρά Y/Σ (Υπερκ.)
K5	0,664	Ψαθυρά Y/Σ(Υπερκ.)	0,433	Ψαθυρά Y/Σ (Υπερκ.)
K6	0,116	Ψαθυρά Y/Σ(Διάτρηση)	0,298	Πλάστιμα Δοκός
K7	0,125	Ψαθυρά Y/Σ(Διάτρηση)	0,726	Πλάστιμα Δοκός
K8	0,360	Πλάστιμα Δοκός	0,564	Ψαθυρά Y/Σ (Κορμού)
K9	0,153	Πλάστιμα Δοκός	0,165	Πλάστιμα Δοκός
K10	0,341	Πλάστιμα Δοκός	0,143	Πλάστιμα Δοκός
K11	0,511	Ψαθυρά Y/Σ (Υπερκ.)	0,582	Ψαθυρά Y/Σ (Υπερκ.)
Μέσο R_{fail}	$R_{\text{fail-X}} = 0,3385$		$R_{\text{fail-Y}} = 0,4355$	

Για τον «Έλεγχος Διαθέσιμης Δυσκαμψίας», η υπό μελέτη κατασκευή αποτελεί ένα εξαώροφο ($n=6$) κτίριο, κανονονικό σε κάτοψη και δεν λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων. Έτσι, σύμφωνα με την θεωρία, ο φορέας ακολουθεί ημιτονοειδές σχήμα παραμορφώσεως υπό σεισμική διέγερση.

Σύμφωνα με τον Πίνακα 1.3 προκύπτουν οι τιμές :

- $\Omega = 4,138$
- $2\pi\Omega = 26,00$
- $\Delta\Phi_1 = 0,259$
- $\Phi_s = 1,228$

Η μάζα (M) των υπερκείμενων ορόφων προκύπτει από το άθροισμα των αξονικών φορτίων για τον στατικό συνδιασμό $G+0,3Q$ που στην συνέχεια διαιρέθηκε με την επιτάχυνση της βαρύτητας g ($9,81 \text{ m/s}^2$).

- $N_{G+0,3Q} = 4742,68 \text{ kN}$
- $M = 483,453 \text{ ton}$

Ακολουθεί, ο υπολογισμός της Δυσκαμψίας του κρίσιμου ορόφου για τις διευθύνσεις X και Y. Λόγω του είδους της κατασκευής και απουσίας των τοιχοπληρώσεων σε επίπεδο δυσκαμψίας που παρέχουν στον φορέα επέλεξα την Σχέση 1.16 [16].

Στην συνέχεια, παρουσιάζονται συνοπτικά οι τιμές που χρειάζονται για τον υπολογισμό της Δυσκαμψίας και των αναγκαίων παραμέτρων αυτής σύμφωνα με τις Σχέσεις 1.18 και 1.19 [16].

- $h_{cl} = 2,00 \text{ m}$
- $A_f = 82,13 \text{ m}^2$
- $A_c = 2,027 \text{ m}^2$
- $E_c = 18878559 \text{ kN/m}^2$
- $h_{sec-x} = 0,364 \text{ m}$
- $h_{sec-y} = 0,455 \text{ m}$
- $\alpha = 2$

- $D_{c-x} = 318829 \text{ kN/m}^2$
- $D_{c-y} = 498170 \text{ kN/m}^2$
- $\rho_{cr} = 0,02469 \%$

- $K_{cr-x} = 326708 \text{ kN/m}$
- $K_{cr-y} = 510482 \text{ kN/m}$

Έπειτα, ακολουθεί ο προσεγγιστικός υπολογισμός της Θεμελιώδους Ιδιοπεριόδου για τις διευθύνσεις X και Y , σύμφωνα με την Σχέση 1.15 [16].

- $T_x = 1,00 \text{ s}$
- $T_y = 0,80 \text{ s}$

Με βάση, τις Ιδιοπεριόδους που μόλις υπολογίστηκαν σε συνδιασμό με την εδαφική επιτάχυνση $a_g = 0,16 \text{ g} = 1,5696 \text{ m/s}^2$. Γίνεται υπολογισμός της σχετικής μετακίνησης του κρίσιμου ορόφου για τις κύριες διευθύνσεις (X,Y) σύμφωνα με τις Σχέσεις 1.21 και 1.22.

- $ID_{cr-x} = 0,914 \%$
- $ID_{cr-y} = 0,731 \%$

Για κάθε υποστυλώμα του κρίσιμου ορόφου έγινε ο υπολογισμός της σχετικής δυσκαμψίας όλων των υποστυλωμάτων και δοκών που συντρέχουν στους κόμβους του ορόφου λ και λ_{c-i} σύμφωνα με τις Σχέσεις 1.24 και 1.25 [16]. Τέλος, υπολογίστηκε το μέσο λ_c για τον τυπικό κόμβο του κρίσιμου ορόφου.

- $\lambda_{c-x} = 0,62391$
- $\lambda_{c-y} = 0,48227$

Προς το τέλος της παρούσας μεθόδους, υπολογίστηκε η μέση παραμόρφωση σύμφωνα με την σχετική μετακίνηση του ορόφου, η μέσης παραμόρφωση για διαρροή του κύριου οπλισμού (πλάστιμος τρόπος αστοχίας) και η παραμόρφωση κατά την αστοχία σύμφωνα με τον «Έλεγχο Διαθέσιμης Αντίστασης» ενός τυπικού υποστυλώματος του κρίσιμου ορόφου σύμφωνα με τις Σχέσεις 1.23, 1.26 και 1.27 [16].

- $\Theta_{c,cr-x} = 0,570 \%$
- $\Theta_{c,cr-y} = 0,353 \%$
- $\Theta_{c,y-x} = 0,209 \%$
- $\Theta_{c,y-y} = 0,168 \%$
- $\Theta_{c,fail-x} = 0,071 \%$
- $\Theta_{c,fail-y} = 0,075 \%$

Τέλος, ακολουθεί ο υπολογισμός σύμφωνα με τις Σχέσεις 1.28 και 1.29 [16] της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης που μπορεί να «δεχτεί» ο υπό μελέτη φορέας για τις κύριες διευθύνσεις X και Y.

- ❖ $a_{glim-x} = 0,18844 \text{ m/s}^2 = 0,0192 \text{ g}$
- ❖ $a_{glim-y} = 0,32017 \text{ m/s}^2 = 0,0326 \text{ g}$

3.3.2 Μέθοδος Δρίτσου

3.3.2.1 Φορέας στις Βασιλειές – Ηρακλείου

Στην συγκεκριμένη μέθοδο [2], σε πρώτο στάδιο έγινε αξιολόγηση της επιρροής, στην κατασκευή μας, των δεκατριών (13) κριτηρίων σεισμικής επιβάρυνσης σύμφωνα με τις οδηγίες του Παραρτήματος Α.

- Κριτήριο 1: Δεν παρουσιάζονται Βλαβες Στατικής Ανεπάρκειας, οπότε επέλεξα την ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5).
- Κριτήριο 2: Δεν παρουσιάστηκε Οξειδωση Οπλισμών, οπότε επέλεξα την ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5).
- Κριτήριο 3: Έγινε υπολογισμός της μέσης τιμής του ανηγμένου αξονικού φορτίου για όλα τα υποστυλώματα του ορόφου και κατέληξα σε τιμή ίση με

0,05149 η οποία σύμφωνα με τις οδηγίες είναι μικρότερη του 0,3 και αντιστοιχεί στην ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5) . Στον Πίνακα 3.11 δίνονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της συγκεκριμένου κριτηρίου.

- Κριτήριο 4: Πρόκειται για ένα κτίριο το οποίο έχει επιμήκη (ορθωγωνική) κάτοψη και ο λόγος μέγιστης-ελάχιστης διάστασης δίνει το εξής αποτέλεσμα : $L_{max}/L_{min} = 15,4/13,1 = 1,176 < 4$. Αυτό συνεπάγεται σε κτίριο κανονικό σε κάτοψη οπότε επέλεξα την ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5).
- Κριτήριο 5: Έγινε υπολογισμός της εκκεντρότητας μεταξύ Κέντρου Μάζας και Κέντρου Δυσκαμψίας σε επίπεδο κάτοψης. Συγκεντρωτικά, προέκυψε ότι το Κέντρο Μάζας είναι στο σημείο $X_{cm} = 8,612 \text{ m}$, $Y_{cm} = 10,541 \text{ m}$ και το Κέντρο Δυσκαμψίας είναι στο σημείο $X_{cr} = 8,950 \text{ m}$, $Y_{cr} = 10,555 \text{ m}$. Έτσι, υπολογίζονται οι εκκεντρότητες $e_x = 0,338 \text{ m}$, $e_y = 0,0139 \text{ m}$ και έπειτα οι ανηγμένες τους τιμές $e_x = 0,0258$, $e_y = 0,0009$. Οι δύο τιμές της ανηγμένης εκκεντρότητας είναι μικρότερες του 0,05 , οπότε πρόκειται για ένα συμμετρικό κτίριο με μικρή ευστρεφία και αυτό συνεπάγεται στην επιλογή της ελάχιστης σεισμικής επιβάρυνσης (5). Αναλυτικότερα, οι υπολογισμοί δίνονται στον Πίνακα 3.12 και 3.13.
- Κριτήριο 6: Οι δύο όροφοι έχουν ακριβώς το ίδιο εμβαδό. Συνεπώς, το κτίριο είναι κανονικό σε τομή / όψη , άρα για το συγκεκριμένο κριτήριο έχει την ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5).
- Κριτήριο 7: Η διαφορά Δυσκαμψίας μεταξύ των δύο ορόφων καθ' ύψος για τις δύο κύριες διευθύνσεις είναι $\Delta K_x = 5,346 \%$ και $\Delta K_y = 5,623 \%$, οι οποίες είναι μικρότερες από το 20% που αντιστοιχεί στην μικρότερη σεισμική επιβάρυνση (5) . Δεν δίνονται αναλυτικά οι υπολογισμοί διότι είναι επανάληψη της διαδικασίας που έγινε στο Κριτήριο 5 για τους υπόλοιπους ορόφους.
- Κριτήριο 8: Η διαφορά της Μάζας καθ' ύψος είναι $\Delta M = 20,51 \%$, η οποία είναι οριακά μεγαλύτερη του 20%, οπότε έχουμε ομοιόμορφη κατανομή μάζας και αντιστοιχεί σε μικρή σεισμική επιβάρυνση (4). Αναλυτικότερα, οι υπολογισμοί δίνονται στον Πίνακα 3.14.
- Κριτήριο 9: Για την παρουσία των κοντών υποστυλωμάτων δίνονται αναλυτικά τα αποτελέσματα στον Πίνακα 3.15. Από αυτά προέκυψε για την διεύθυνση X και Y μέσες τιμές σεισμικές επιβαρύνσης ίσες με 3,11 και 2,94, αντίστοιχα.
- Κριτήριο 10: Όλα τα υποκριτήρια είτε έχουν ελάχιστη συνεισφορά είτε δεν παρουσιάζονται στον υπο μελέτη φορέα . Επομένως , κατέληξα στην μικρότερη τιμή σεισμικής επιβάρυνσης (5).
- Κριτήριο 11: Ο φορέας μας είναι πλαισιακής λειτουργίας, όμως υπάρχει απόκλιση από το ιδανικό σχήμα της επίπεδης πλαισιακής λειτουργίας. Οπότε, υιοθέτησα μέση σεισμική επιβάρυνση (3) .
- Κριτήριο 12: Λόγω της απουσίας γειτονικών κτιρίων δεν υπάρχει πιθανότητα σύγκρουσης μεταξύ τους, οπότε θεώρησα την ελάχιστη τιμή σεισμικής επιβάρυνσης (5).
- Κριτήριο 13: Το κτίριο βρίσκεται σε καλή κατάσταση από άποψη συντήρησης χωρίς τραυματισμούς ή/και υγρασίες. Δεν παρατηρείται κάποια προσβολή του σκυροδέματος από φυσικές ή χημικές δράσεις . Επομένως, σε αυτό το κριτήριο διάλεξα και παλι την ελάχιστη τιμή σεισμικής επιβάρυνσης (5).

Στον Πίνακα 3.16 δίνονται συνολικά οι τιμές σεισμικής επιβάρυνσης όλων των κριτηρίων που αναφέρθηκαν παραπάνω καθώς και οι τιμές του μειωτικού συντελεστή επιρροής αυτών των τόσο για την διεύθυνση X όσο και την Y, ο οποίος υπολογίζεται σύμφωνα με την Σχέση 1.32 [2] του 1^{ου} Κεφαλαίου.

Πίνακας 3.11 Τιμές Αξονικού φορτίου , εμβαδού διατομής κ' ανηγμένου αξονικού φορτίου.

	N_d (kN)	A_c (m²)	v_d	Άθροισμα v_d
K1	143,158	0,2	0,03994	0,97827
K2	145,9771	0,2	0,04073	Μέσο v_d
K3	229,5577	0,21	0,061001	0,05149
K4	162,9793	0,2	0,045474	
K5	160,7228	0,2	0,044845	
K6	189,9933	0,2	0,053012	
K7	177,7493	0,175	0,05668	
K8	196,3189	0,175	0,062602	
K9	242,7216	0,175	0,077398	
K10	176,0524	0,175	0,056139	
K11	180,6419	0,175	0,057603	
K12	234,518	0,25	0,052348	
K13A	219,6639	0,2	0,06129	
K13	157,4314	0,2	0,043926	
K14	145,1203	0,2	0,040491	
K15	188,056	0,175	0,059967	
K16	166,9301	0,2	0,046576	
K20	108,0705	0,1225	0,04923	
K21	63,69183	0,1225	0,029014	

Πίνακας 3.12 Δεδομένα για υπολογισμό Κέντρου Μάζας σε επίπεδο κάτοψης.

	X_i (m)	Y_i (m)	X_iN_i (kNm)	Y_iN_i (kNm)
K1	3,24	2,81	464,1	403
K2	6,59	3,24	961,5	473,7
K3	6,83	5,46	1568,1	1252,7
K4	10,74	5,43	1749,8	885,5
K5	14,93	5,88	2399,7	944,4
K6	1,51	8,26	287,1	1568,8
K7	11,07	10,24	1967	1820,7
K8	14,65	10,28	2876,1	2018
K9	6,57	11,24	1594,7	2727,2
K10	1,51	11,59	265,5	2041,1
K11	5,13	14,38	925,8	2598,2
K12	10,81	13,01	2536,1	3052
K13A	14,47	13,45	3178,1	2953,8
K13	1,43	16,26	225,8	2559,4
K14	5,68	17,86	825	2591,7
K15	9,83	17,85	1849,1	3357,4
K16	14,83	17,50	2475,4	2921,8
K21	11,39	2,93	1231,4	316,3
K22	14,88	2,96	947,7	188,6

Πίνακας 3.13 Δεδομένα για υπολογισμό Κέντρου Δυσκαμψίας σε επίπεδο κάτοψης.

	$I_{x-i} (10^{-3})$ (m ⁴)	K_{x-i} (kN/m ²)	$I_{y-i} (10^{-3})$ (m ⁴)	K_{y-i} (kN/m ²)	$X_i K_{x-i}$ (kNm ²)	$Y_i K_{y-i}$ (kNm ²)
K1	16,67	39509,7	16,67	4066,4	128090,6	11446,9
K2	0,67	4069	16,67	39535,6	26802,9	128293
K3	8,57	27894,2	1,57	8269,5	190545,3	45126,9
K4	16,67	39691,4	0,67	4085,1	426127,4	22194,3
K5	0,67	4083	16,67	39670,8	60962,8	233105,4
K6	0,67	4110,6	16,67	39939,1	6211,1	329777,1
K7	7,15	23163,1	0,91	5159,1	256322,8	52849,9
K8	7,15	23275,6	0,91	5184,2	340987,3	53288
K9	0,91	5246,8	7,15	23556,7	34471,3	264683
K10	0,91	5156,8	7,15	23152,8	7776,5	268433,7
K11	5,73	18763,4	0,47	2922,4	96162,2	42032,4
K12	1,3	7344	20,83	49896,6	79417,6	649354,5
K13A	16,67	40211,1	0,67	4138,6	581774,2	55651,5
K13	0,67	4079,9	16,67	39640,6	5850,5	644437,1
K14	16,67	39527,7	0,667	4068,2	224715,1	72654,8
K15	7,15	23225,6	0,911	5173	228376,6	92353,7
K16	0,67	4088,8	16,67	39727,7	60633,2	695353,4
K21	1,25	6052,6	1,25	6052,6	68963,5	17716
K22	1,25	5951,6	1,251	5951,6	88554,4	17628,8

Πίνακας 3.14 Μάζα και Διαφορά Μάζας καθ' ύψος

$M_{2ου\ ορόφου}\ (ton)$	$M_{1ου\ ορόφου}\ (ton)$	$\Delta M_{2ου-1ου}\ (\%)$
147,49	186,81	21,121,1

Πίνακας 3.15 Υπολογισμοί συντελεστή απομείωσης λόγω παρουσίας Κοιτών Υ/Σ στον όροφο.

	l	h_x	l/h_x	β_{xi}	$\sigma.\beta.- x$	h_y	l/h_y	β_{yi}	$\sigma.\beta.- y$
K1	2,5	1	2,5	2	4	0,2	12,5	5	1
K2	2,5	0,2	12,5	5	1	1	2,5	2	4
K3	2,5	0,7	3,57	3	3	0,24	10,42	5	1
K4	2,5	1	2,5	2	4	0,2	12,5	5	1
K5	2,5	0,2	12,5	5	1	1	2,5	2	4
K6	2,5	0,2	12,5	5	1	1	2,5	2	4
K7	2,5	0,7	3,57	3	3	0,2	12,5	5	1
K8	2,5	0,7	3,571	3	3	0,2	12,5	5	1
K9	2,5	0,25	10	5	1	0,7	3,57	3	3
K10	2,5	0,2	12,5	5	1	0,7	3,57	3	3
K11	2,5	0,7	3,571	3	3	0,2	12,5	5	1
K12	2,5	0,2	12,5	5	1	1	2,5	2	4
K13A	2,5	1	2,5	2	4	0,2	12,5	5	1
K13	2,5	0,2	12,5	5	1	1	2,5	2	4
K14	2,5	1	2,5	2	4	0,2	12,5	5	1
K15	2,5	0,7	3,571	3	3	0,25	10	5	1

Πίνακας 3.15 (Συνέχεια) Υπολογισμοί συντελεστή απομείωσης λόγω παρουσίας Κοντών Υ/Σ στον όροφο

	l	h_x	l/h_x	β_{xi}	σ.β.- x	h_y	l/h_y	β_{yi}	σ.β.- y
K16	2,5	0,2	12,5	5	1	1	2,5	2	4
K21	2,5	0,35	7,143	5	1	0,35	7,14	5	1
K22	2,5	0,35	7,143	5	1	0,35	7,14	5	1
$\beta_x = \beta_{x-τελ} = 3,11$						$\beta_y = \beta_{y-τελ} = 2,94$			

Πίνακας 3.16 Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης για τον φορέα των Βασιλειών-Ηρακλείου.

Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης		Βαθμός Επιβάρυνσης - β _i		Συντελεστής Βαρύτητας - σ _i
		X	Y	
1	Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας	5	5	0,1
2	Οξείδωση Οπλισμών	5	5	0,1
3	Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού φορτίου	5	5	0,05
4	Κανονικότη σε κάτοψη	5	5	0,05
5	Κατανομή Δυσκαμψίας σε κάτοψη / στρέψη	5	5	0,10
6	Κανονικότητα σε τομή / όψη	5	5	0,05
7	Κατανομή Δυσκαμψίας καθ' ύψος / Μαλακός όροφος	5	5	0,15
8	Κατανομή Μάζας καθ' ύψος	4	4	0,05
9	Κοντά Υποστυλώματα	3,11	2,94	0,15
10	Κατακόρυφες Ασυνέχειες	5	5	0,05

Πίνακας 3.16 (Συνέχεια) Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης για τον φορέα των Βασιλειών-Ηρακλείου.

11	Διαδρομή και Μεταφορά Δυνάμεων	3	3	0,05
12	Γειτονικά Κτίρια	5	5	0,05
13	Κακοτεχνίες / Τραυματισμοί	5	5	0,05

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα του Πίνακα 3.16 και την Σχέση 1.32 υπολογίζονται για τις κύριες διευθύνσεις X και Y, οι τιμές του «μειωτικού συντελεστή β».

- $\beta_x = 0,9127$
- $\beta_y = 0,9082$

Έπειτα, ακολουθεί ο υπολογισμός των διατμητικών αντοχών των κατακόρυφων στοιχείων V_{Ri} στη βάση του κτιρίου για τις δύο κύριες διευθύνσεις X,Y μέσω των Σχέσεων 1.34 - 1.41 [2] και προκύπτουν οι τιμές που δίνονται στον Πίνακα 3.17.

Πίνακας 3.17 Διατμητικές Αντοχές κατακόρυφων στοιχείων.

	$V_{rd,s-x}$	V_{M-x}	V_{Ri-x}	$V_{rd,s-y}$	V_{M-y}	V_{Ri-y}
K1	312,00	278,05	278,05	57,6	80,08	57,6
K2	57,60	80,23	57,60	312,00	279,02	279,02
K3	355,20	347,62	347,62	148,80	246,74	148,80
K4	316,00	284,83	284,83	61,60	81,15	61,60
K5	61,60	81,02	61,60	316,00	284,06	284,06
K6	61,60	82,61	61,60	316,00	294,07	294,07
K7	214,32	433,47	214,32	74,56	253,95	74,56
K8	300,80	437,81	300,80	102,24	255,29	102,24
K9	111,20	198,34	111,20	310,56	350,70	310,56
K10	73,60	253,83	73,60	221,60	433,07	221,60
K11	354,88	434,14	354,88	116,08	254,16	116,08

Πίνακα 3.17 (Συνέχεια) Διατμητικές Αντοχές κατακόρυφων στοιχείων.

K12	161,60	85,01	85,01	736,00	309,30	309,30
K13A	314,40	304,22	304,22	60,00	84,21	60,00
K13	58,40	80,85	58,40	314,40	282,94	282,94
K14	57,60	278,73	57,60	312,00	80,18	80,18
K15	299,20	337,91	299,20	100,80	194,40	100,80
K16	60,00	81,36	60,00	313,20	286,18	286,18
K21	74,72	136,89	74,72	74,72	136,89	74,72
K22	69,52	132,09	69,52	69,52	132,09	69,52
			3154,77			3213,84

Μέσω του Πίνακα 1.4 και του γεγονότος ότι τα κατακόρυφα στοιχεία του κρίσιμου ορόφου είναι υποστυλώματα και κοντά υποστυλώματα επιλέχθηκαν συντελεστές:

- $\alpha_1 = 0,5$
- $\alpha_3 = 0,65$

Στην συνέχεια, μέσω της Σχέσης 1.33 [2] έγινε υπολογισμός της προσεγγιστικής V_{R0} τέμνουσας αντοχής στην βάση του κτιρίου κατά την διεύθυνση X και Y.

Έπειτα, υπολόγισα την Σεισμική Αντίσταση V_R σύμφωνα με την Σχέση 1.31 [2] πολλαπλασιάζοντας το άθροισμα της προσεγγιστικής αντοχής V_{R0} των δύο διευθύνσεων με τους αντίστοιχους απομειωτικούς συντελεστές β_x και β_y .

- $V_{R0-x} = 1943,62 \text{ kN}$
- $V_{R0-y} = 1947,08 \text{ kN}$
- $V_{R-x} = 1773,94 \text{ kN}$
- $V_{R-y} = 1768,34 \text{ kN}$

Αφού ολοκληρώθηκε η εύρεση της τιμής της Σεισμικής Ικανότητας υπολογίστηκε η Σεισμική Απαίτηση V_{req} για τις δύο κύριες διευθύνσεις μέσω της Σχέσης 1.30 τόσο για την περίπτωση της «Εμπειρικής Ιδιοπεριόδου» που προέκυψε σύμφωνα με τον ΕΚ-8 [4] όσο και για της «Ακριβής Ιδιοπεριόδου» που προέκυψε από την Ιδιομορφική Ανάλυση.

Να σημειωθεί ότι ο Συντελεστής Συμπεριφοράς q που επιλέχθηκε σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [5] είναι ίσος με 2,3 λόγω της χρονολογίας κατασκευής και της απουσίας των τοιχοπληρώσεων σε επίπεδο ανάλυσης, όπως αναφέρθηκε στην αρχή του Κεφαλαίου.

Σύμφωνα με την Σχέση 4.6 του ΕΚ8-1 [4] προέκυψε ιδιοπερίοδος $T = 0,249 \text{ s}$, σε αντίθεση με την αντίστοιχη της Ιδιομορφικής Ανάλυσης $T=0,181 \text{ s}$. Βέβαια, οι δύο τιμές της ιδιοπεριόδου πέφτουν στο πλατό του Φάσματος Σχεδιασμού επομένως το V_{req} είναι κοινό και για τις δύο περιπτώσεις

- $V_{\text{req-x}} = V_{\text{req-y}} = 1029,71 \text{ kN}$

Τελευταίο βήμα της μεθόδου αποτελεί ο προσδιορισμός του Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου – λ , είτε λαμβάνοντας υπόψιν είτε όχι την επίδραση που παρέχει η παρουσία της δράσης στην εγκάρσια διεύθυνση.

Ακολουθεί ο Πίνακας 3.18, οποίος περιέχει συγκεντρωτικά τις τιμές του Δείκτη λ σύμφωνα με τις Σχέσεις 1.42 και 1.43(α),(β) [2].

Πίνακας 3.18 Δεικτης Προτεραιότητας Ελέγχου – λ για τις Βασιλειές Ηρακλείου.

Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου - λ	Ακριβής Ιδιοπερίοδος		Εμπειρική Ιδιοπερίοδος	
	λ_x	λ_y	λ_x	λ_y
Με επίδραση εγκάρσιας διεύθυνσης	0,581	0,582	0,581	0,582
Χωρίς επίδραση εγκάρσιας διεύθυνσης	0,58	0,582	0,58	0,582

3.3.2.2 Φορέας στην Τρίπολη – Αρκαδίας

Σύμφωνα με την θεωρία και εφαρμόζοντας την ίδια διαδικασία με τον φορέα που βρίσκεται στις Βασιλειές Ηρακλείου, γίνεται αξιολόγηση της επιρροής των 13 κριτηρίων σεισμικής επιβάρυνσης στην κατασκευή.

- Κριτήριο 1: Δεν παρουσιάστηκαν Βλαβες Στατικής Ανεπάρκειας, οπότε διάλεξα την ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5).
- Κριτήριο 2: Δεν παρατηρήθηκε Οξείδωση των Οπλισμών, οπότε επέλεξα την ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5).
- Κριτήριο 3: Έγινε υπολογισμός του ανηγμένου αξονικού φορτίου (v_d) για όλα τα υποστυλώματα του κρίσιμου ορόφου και προέκυψε μέση τιμή ίση με 0,1186 η οποία σύμφωνα με τις οδηγίες είναι μικρότερη του 0,3 και αντιστοιχεί στην ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5) . Στον Πίνακα 3.19 δίνονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της συγκεκριμένης διαδικασίας.
- Κριτήριο 4: Πρόκειται για ένα κτίριο το οποίο έχει επιμήκη (ορθογωνική) κάτοψη και ο λόγος των πλευρών δίνει το εξής αποτέλεσμα : $L_{\text{max}}/L_{\text{min}} = 10,15/7,85 = 1,293$. Αυτό συνεπάγεται κτίριο κανονικό σε κάτοψη οπότε αναλογεί στην ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5).
- Κριτήριο 5: Υπολογίστηκαν οι τιμές της εκκεντρότητας μεταξύ Κέντρου Μάζας και Κέντρου Δυσκαμψίας σε επίπεδο κάτοψης, έτσι προέκυψε ότι το Κέντρο Μάζας είναι στο σημείο $X_{\text{cm}} = 5,07 \text{ m}$, $Y_{\text{cm}} = 3,72 \text{ m}$ και το Κέντρο Δυσκαμψίας είναι στο σημείο $X_{\text{cr}} = 4,74 \text{ m}$, $Y_{\text{cr}} = 3,40 \text{ m}$. Έτσι, υπολογίστηκαν οι εκκεντρότητες $e_x = 0,325 \text{ m}$, $e_y = 0,315 \text{ m}$ και έπειτα οι ανηγμένες τιμές

τους $\varepsilon_x = 0,032$, $\varepsilon_y = 0,04$. Οι δύο τιμές της ανηγμένης εκκεντρότητας είναι μεγαλύτερες του 0,05, που συνεπάγεται την επιλογή της ελάχιστης σεισμικής επιβάρυνσης (5). Αναλυτικότερα, οι υπολογισμοί δίνονται στον Πίνακα 3.20 και 3.21.

- Κριτήριο 6: Οι πρώτοι πέντε όροφοι έχουν σχεδόν ίδιο εμβαδό και ίσο με 77,8 m² και ο έκτος έχει 40,86 m². Το εμβαδόν της εσοχής είναι ίσο με 36,94 m² και μικρότερο είναι του 60% (46,68m²) και μεγαλύτερο του 40% (31,12m²) του εμβαδού του ισόγειου ορόφου. Συνεπώς, για το συγκεκριμένο κριτήριο επιλέχθηκε η μέση σεισμική επιβάρυνση (3).
- Κριτήριο 7: Η διαφορά Δυσκαμψίας μεταξύ των ορόφων καθ' ύψος για τις δύο κύριες διευθύνσεις δίνονται συγκεντρωτικά και όχι αναλυτικά στον Πίνακα 3.22, η οποία έχει τιμές που σχεδόν για όλους τους ορόφους είναι μεγαλύτερες από το 20%, ποσοστό που αντιστοιχεί στην μέγιστη σεισμική επιβάρυνση (1).
- Κριτήριο 8: Η διαφορά της Μάζας των ορόφων καθ' ύψος, είναι μικρότερη του 20%, με εξαίρεση την διαφορά μάζας μεταξύ 5^{ου}-6^{ου} ορόφου οπότε θεωρήθηκε ότι έχουμε μέση τιμή σεισμικής επιβάρυνσης(3).Αναλυτικότερα,οι υπολογισμοί δίνονται στον Πίνακα 3.23.
- Κριτήριο 9: Για την παρουσία των κοντών υποστυλωμάτων δίνονται αναλυτικά σχετικά με τους υπολογισμούς αποτελέσματα στον Πίνακα 3.24. Για την διεύθυνση X και Y προέκυψαν μέσες σεισμικές επιβαρύνσεις και συγκεκριμένα κατά X (4,33) και κατά Y (3,32)
- Κριτήριο 10: Όλα τα υποκριτήρια είτε έχουν ελάχιστη συνεισφορά είτε δεν παρουσιάζονται στον φορέα. Στην συγκεκριμένη περίπτωση, το υποκριτήριο ΚΑ₆ αντιστοιχεί σε Βαθμό 4. Επομένως το συμπέρασμα συμβατό με σεισμική επιβάρυνση (4).
- Κριτήριο 11: Ο φορέας μας είναι πλαισιακής λειτουργίας, όμως υπάρχει απόκλιση από το ιδανικό σχήμα της επίπεδης πλαισιακής λειτουργίας. Έτσι υιοθετήθηκε μέση σεισμική επιβάρυνση (3).
- Κριτήριο 12: Λόγω της παρουσίας γειτονικών κτιρίων υπάρχει πιθανότητα σύγκρουσης μεταξύ τους, οπότε θεώρησα την ελάχιστη τιμή σεισμικής επιβάρυνσης (1). Τα κριτήρια επιλογής δίνονται αναλυτικά στον Πίνακα 3.25.
- Κριτήριο 13: Το κτίριο βρίσκεται σε μέση κατάσταση από άποψη συντήρησης με ελαφρείς τραυματισμούς και υγρασίες, χωρίς να παρατηρείται προσβολή του σκυροδέματος από φυσικές ή χημικές δράσεις. Επομένως, σε αυτό το κριτήριο επιλέχθηκε μία μέση τιμή σεισμικής επιβάρυνσης (3).

Στον Πίνακα 3.26 δίνονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα των κριτηρίων που αναφέρθηκαν παραπάνω καθώς και οι τιμές του μειωτικού συντελεστή επιρροής αυτών των τόσο κατά την διεύθυνση X όσο και την Y που υπολογίζεται από την Σχέση 1.32 [2] του 1^{ου} Κεφαλαίου.

Πίνακας 3.19 Τιμές Αξονικού φορτίου, εμβαδού διατομής κ' ανηγμένου αξονικού φορτίο.

	N_d (kN)	A_c (m²)	v_d
K1	628,0964	0,1925	0,231736

Πίνακας 3.19 (Συνέχεια) Τιμές Αξονικού φορτίου , εμβαδού διατομής κ' ανηγμένου αξονικού φορτίου.

	N_d (kN)	A_c (m²)	v_d
K2	378,6724	0,14	0,192102
K3	289,0042	0,1625	0,126313
K4	392,3503	0,21	0,132694
K5	339,5949	0,15	0,160793
K6	639,5376	0,28	0,16222
K7	421,4178	0,1875	0,159628
K8	343,814	0,175	0,139535
K9	518,3661	0,25	0,147263
K10	453,9261	0,16	0,201494
K11	337,8957	0,12	0,199986
		Άθροισμα v_d	1,305
		Μέσο v_d	0,1186

Πίνακας 3.20 Δεδομένα για υπολογισμό Κέντρου Μάζας σε επίπεδο κάτοψης.

	X_i (m)	Y_i (m)	X_iN_i (kNm)	Y_iN_i (kNm)
K1	6,72	7,355	4220,808	4619,649
K2	10,024	8	3795,812	3029,379
K3	0,185	6,463	53,46578	1867,834
K4	1,237	6,55	485,3373	2569,894

Πίνακας 3.20 (Συνέχεια) Δεδομένα για υπολογισμό Κέντρου Μάζας σε επίπεδο κάτοψης.

	X_i (m)	Y_i (m)	$X_i N_i$ (kNm)	$Y_i N_i$ (kNm)
K5	1,28	5,16	434,6815	1752,31
K6	5,625	3,261	3597,399	2085,532
K7	9,892	3,208	4168,665	1351,908
K8	0,175	0,55	60,16745	189,0977
K9	2,631	0,3	1363,821	155,5098
K10	5,775	0,05	2621,423	22,69631
K11	9,6	-0,057	3243,799	-19,2601

Πίνακας 3.21 Δεδομένα για υπολογισμό Κέντρου Δυσκαμψίας σε επίπεδο κάτοψης.

	I_{X-i} (10^{-3}) (m ⁴)	K_{X-i} (kN/m ²)	I_{Y-i} (10^{-3}) (m ⁴)	K_{Y-i} (kN/m ²)	$X_i K_{X-i}$ (kNm ²)	$Y_i K_{Y-i}$ (kNm ²)
K1	1,965	9081,5	4,8526	16946,3	61027,82	124639,91
K2	1,429	6451,8	1,8667	7818,5	64672,696	62548,18
K3	0,93	4246,5	0,9297	4246,5	785,5957	27444,892
K4	1,251	5584,7	1,2505	5584,7	6908,3062	36579,956
K5	1,125	5398,8	3,125	11174	6910,5165	57657,862
K6	3,733	15357,5	11,4333	31697	86386,138	103363,9
K7	1,648	7022,8	1,6479	7022,9	69470,088	22529,321
K8	1,786	7811,1	3,6458	12867,4	1366,9491	7077,0712
K9	5,208	18469,7	5,2083	18469,7	48593,883	5540,9217

Πίνακας 3.21 (Συνέχεια) Δεδομένα για υπολογισμό Κέντρου Δυσκαμψίας σε επίπεδο κάτοψης.

	$I_{X-i} (10^{-3})$ (m ⁴)	K_{X-i} (kN/m ²)	$I_{Y-i} (10^{-3})$ (m ⁴)	K_{Y-i} (kN/m ²)	$X_i K_{X-i}$ (kNm ²)	$Y_i K_{Y-i}$ (kNm ²)
K10	2,133	8985,6	2,1333	8985,6	51892,145	449,28264
K11	0,9	4422,3	1,6	6733,2	42453,719	-383,792

Πίνακας 3.22 Διαφοράς Δυσκαμψίας ορόφων καθ' ύψος.

	$\Delta K_{6ου-5ου}$ (%)	$\Delta K_{5ου-4ου}$ (%)	$\Delta K_{4ου-3ου}$ (%)	$\Delta K_{3ου-2ου}$ (%)	$\Delta K_{2ου-1ου}$ (%)
X	75,1	24,75	25,96	46,24	14,88
Y	66,03	28,48	32,14	48,36	4,452

Πίνακας 3.23 Μάζα και Διαφορά Μάζας ορόφων καθ' ύψος.

$M_{6ου-ορόφου}$ (ton)	$M_{5ου-ορόφου}$ (ton)	$M_{4ου-ορόφου}$ (ton)	$M_{3ου-ορόφου}$ (ton)	$M_{2ου-ορόφου}$ (ton)	$M_{1ου-ορόφου}$ (ton)
47,72	76,16	84,60	86,80	88,39	98,88
$\Delta M_{6ου-5ου}$ (%)	$\Delta M_{5ου-4ου}$ (%)	$\Delta M_{4ου-3ου}$ (%)	$\Delta M_{3ου-2ου}$ (%)	$\Delta M_{2ου-1ου}$ (%)	
37,34	9,97	2,53	1,79	10,6	

Πίνακας 3.24 Υπολογισμοί συντελεστή απομείωσης λόγω παρουσίας Κοιτών Υ/Σ στον κρίσιμο όροφο.

	l	h_x	l/h_x	β_{xi}	$\sigma.\beta.- x$	h_y	l/h_y	β_{yi}	$\sigma.\beta.- y$
K1	2	0,3	6,67	5	1	0,55	3,64	3	3
K2	2	0,35	5,71	5	1	0,4	5	4	2
K3	2	0,325	6,15	5	1	0,325	6,15	5	1

Πίνακας 3.24 (Συνέχεια) Υπολογισμοί συντελεστή απομείωσης λόγω παρουσίας Κοντών Υ/Σ στον κρίσιμο όροφο.

	l	h_x	l/h_x	β_{xi}	σ.β.- x	h_y	l/h_y	β_{yi}	σ.β.- y
K4	2	0,35	5,71	5	1	0,35	5,71	5	1
K5	2	0,25	8	5	1	0,5	4	3	3
K6	2	0,35	5,71	5	1	0,7	2,86	2	4
K7	2	0,35	5,71	5	1	0,375	5,33	5	1
K8	2	0,35	5,71	5	1	0,5	4	3	3
K9	2	0,45	4,44	4	2	0,5	4	3	3
K10	2	0,35	5,71	5	1	0,4	5	4	2
K11	2	0,3	6,67	5	1	0,4	5	4	2
$\beta_x = \beta_{x-τελ} = 4,33$						$\beta_y = \beta_{y-τελ} = 3,32$			

Πίνακας 3.25 Κριτήριο παρουσίας γειτονικών κτιρίων.

Υποκριτήρια	Ύπαρξη ή μη υποκριτηρίου	Βαθμός
Επαρκής Αρμός	OXI	B1/B2/B3
Ανισοσταθμία γειτονικών πλακών	NAI	B1
Μεγάλη Διαφορά ύψους γειτονικών κτιρίων	NAI	B1
Γωνιακό Κτίριο	OXI	B3/B4

Πίνακας 3.26 Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης για τον φορέα της Τρίπολης-Αρκαδίας.

Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης		Βαθμός Επιβάρυνσης - β _i		Συντελεστής Βαρύτητας - σ _i
		X	Y	
1	Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας	5	5	0,1
2	Οξείδωση Οπλισμών	5	5	0,1
3	Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού φορτίου	5	5	0,05
4	Κανονικότητα σε κάτοψη	5	5	0,05
5	Κατανομή Δυσκαμψίας σε κάτοψη / στρέψη	5	5	0,10
6	Κανονικότητα σε τομή / όψη	3	3	0,05
7	Κατανομή Δυσκαμψίας καθ' ύψος / Μαλακός όροφος	1	1	0,15
8	Κατανομή Μάζας καθ' ύψος	3	3	0,05
9	Κοντά Υποστυλώματα	4,33	3,32	0,15
10	Κατακόρυφες Ασυνέχειες	4	4	0,05
11	Διαδρομή και Μεταφορά Δυνάμεων	3	3	0,05
12	Γειτονικά Κτίρια	1	1	0,05
13	Κακοτεχνίες / Τραυματισμοί	3	3	0,05

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα του Πίνακα 3.14 και την Σχέση 1.32 [2] υπολογίζονται για τις διευθύνσεις X και Y οι τιμές του μειωτικού συντελεστή β.

- $\beta_x = 0,7299$
- $\beta_y = 0,6996$

Έπειτα, ακολουθεί ο υπολογισμός των διατμητικών αντοχών των κατακόρυφων στοιχείων V_{Ri} στη βάση του κτιρίου για τις δύο κύριες διευθύνσεις X,Y μέσω των Σχέσεων 1.34 - 1.41[2] και προκύπτουν οι τιμές του Πίνακα 3.26.

Πίνακας 3.27 Διατμητικές Αντοχές κατακόρυφων στοιχείων .

	$V_{Rd,s-x}$	V_{M-x}	V_{Ri-x}	$V_{Rd,s-y}$	V_{M-y}	V_{Ri-y}
K1	95,58	118,58	95,58	164,34	186,34	164,34
K2	62,91	89,69	62,91	74,23	102,50	74,23
K3	41,15	55,58	41,15	41,15	55,58	41,15
K4	59,75	75,46	59,75	59,75	75,46	59,75
K5	47,19	82,37	47,19	88,95	137,28	88,95
K6	110,31	212,89	110,31	217,44	372,56	217,44
K7	69,82	96,53	69,82	69,82	96,53	69,82
K8	60,20	107,80	60,20	91,80	154,00	91,80
K9	120,15	211,20	120,15	125,15	211,20	125,15
K10	87,08	117,15	87,08	86,08	117,15	86,08
K11	47,00	60,83	47,00	69,80	81,10	69,80
			801,144			1089,461

Μέσω του Πίνακα 1.4 [2] και του γεγονότος ότι τα κατακόρυφα στοιχεία είναι υποστυλώματα και κοντά υποστυλώματα επιλέχθηκαν συντελεστές:

- $\alpha_1 = 0,5$
- $\alpha_3 = 0,65$

Στην συνέχεια, μέσω της Σχέσης 1.33 [2] έγινε υπολογισμός της προσεγγιστικής V_{R0} τέμνουσας αντοχής στην βάση του κτιρίου κατά την διεύθυνση X και Y.

Έπειτα, υπολογίστηκε η Σεισμική Αντίσταση V_R σύμφωνα με την Σχέση 1.31 αφού πολλαπλασιάστηκε το άθροισμα της προσεγγιστικής αντοχής V_{R0} των δύο διευθύνσεων με τους απομειωτικούς συντελεστές β_x και β_y .

- $V_{R0-x} = 458,04 \text{ kN}$
- $V_{R0-y} = 626,08 \text{ kN}$

- $V_{R-x} = 334,32 \text{ kN}$
- $V_{R-y} = 438 \text{ kN}$

Τέλος, ακολούθησε υπολογισμός της Σεισμικής Απαίτησης V_{req} για τις δύο κύριες διευθύνσεις X και Y μέσω της Σχέσης 1.30 [2] τόσο για την περίπτωση της «Εμπειρικής Ιδιοπεριόδου» σύμφωνα με ΕΚ-8 [4] όσο και για της «Ακριβής Ιδιοπεριόδου» που προέκυψε από την Ιδιομορφική Ανάλυση.

Να σημειωθεί ότι ο Συντελεστής Συμπεριφοράς q που επιλέχθηκε σύμφωνα τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [5] είναι ίσος με 1,7 λόγω της χρονολογίας κατασκευής και της απουσίας των τοιχοπληρώσεων στο επίπεδο της ανάλυσης που προήγηθηκε στην αρχή του Κεφαλαίου.

Σύμφωνα με την Σχέση 4.6 του ΕΚ8-1 [4] προέκυψε ιδιοπερίοδος $T = 0,455 \text{ s}$, σε αντίθεση με την αντίστοιχη της Ιδιομορφικής Ανάλυσης $T=0,815 \text{ s}$.

- Ακριβής : $V_{req-x} = V_{req-y} = 816,52 \text{ kN}$
- Εμπειρική : $V_{req-x} = V_{req-y} = 1363,75 \text{ kN}$

Το τελευταίο βήμα αποτελεί ο προσδιορισμός του Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου – λ , είτε λαμβάνοντας υπόψιν μας είτε όχι την επίδραση που παρέχει η παρουσία της εγκάρσιας διεύθυνσης.

Ακολουθεί ο Πίνακας 3.16, οποίος περιέχει συγκεντρωτικά τις τιμές του Δείκτη λ σύμφωνα με τις Σχέσεις 1.42 και 1.43(α),(β) [2].

Πίνακας 3.28 Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου – λ για την Τρίπολη Αρκαδίας.

Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου - λ	Ακριβής Ιδιοπερίοδος		Εμπειρική Ιδιοπερίοδος	
	λ_x	λ_y	λ_x	λ_y
Με επίδραση εγκάρσιας διεύθυνσης	2,44	1,86	4,08	3,11
Χωρίς επίδραση εγκάρσιας διεύθυνσης	2,28	1,97	3,81	3,29

4 Οικονομοτεχνική Αποτίμηση Κατασκευών

4.1 Εκτίμηση Επικυνδινότητας και Τρωτότητας φορέων

Η Ανελαστική Στατική Ανάλυση που εφαρμόζεται στα πλαίσια του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [5], όπως είναι γνωστό αποτελεί ένα είδος στατικής ανάλυσης με την εφαρμογή βηματικά αυξανόμενων ορίζοντιων σεισμικών φορτίων. Συνεπώς, αποτελεί μια ντετερμινιστική μέθοδο που όμως επειδή ο σεισμός αποτελεί ένα πρόβλημα το οποίο είναι πιθανοτικό ,δε δίνει τη δυνατότητα να προσδιοριστούν οι Καμπύλες Τρωτότητας. Έτσι, γίνεται χρήση του λογισμικού SPO2FRAG ,μέσω του οποίου γίνεται «μετάφραση» της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης σε Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση [10],[20].

Ακολουθούν, τρεις διαφορετικές περιπτώσεις εκτίμησης των Καμπυλών Τρωτότητας για τις Στάθμες Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» - Β2 και «Οιονεί Κατάρρευση» - Γ1 θέτοντας ως όρια τις μέγιστες στροφές ορόφων που αντιστοιχούν στις παρακάτω περιπτώσεις:

- Περίπτωση 1 : Πρώτη αστοχία δοκού Καμπτικής ή Διατμητικής μορφής σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).
- Περίπτωση 2 : Πρώτη αστοχία υποστυλώματος Καμπτικής ή Διατμητικής μορφής σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).
- Περίπτωση 3 : Καμπτικής ή Διατμητικής μορφής αστοχία οποιουδήποτε δομικού στοιχείου με επιλεγμένα σημεία για Στάθμες Επιτελεστικότητας.

4.1.1 Φορέας στις Βασιλειές – Ηρακλείου

Με δεδομένο την Καμπύλη Ικανότητας που προέκυψε από την Ανελαστική Στατική Ανάλυση για την «αδύναμη» από τις δύο κύριες διευθύνσεις (Σχήμα 3.7), σε συνδυασμό με την μέγιστη τιμή στροφής ορόφου που προέκυψε για τις Στάθμες Επιτελεστικότητας Β2 και Γ1, έγινε εκτίμηση των Καμπυλών Τρωτότητας για τις τρεις πιθανές περιπτώσεις.

Μέσω του λογισμικού SeismoBuild, έγινε υπολογισμός της Τέμνουσας Βάσης και της Στοχευόμενης Μετακινήσεων του κόμβου ελέγχου, που αντιστοιχούν στις Στάθμες Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλαβες» - Β2 και «Οιονεί Κατάρρευση» - Γ1 και δίνονται συγκεντρωτικά στον Πίνακα 3.4. Επίσης, το συγκεκριμένο λογισμικό δίνει την δυνατότητα παρακολούθησης όλων των πιθανών τρόπων αστοχίας των μελών και το βήμα της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης όπου κάθε μια από αυτές εμφανίζεται, όποτε μπορούμε να διερευνήσουμε όλες τις υπό μελέτη περιπτώσεις.

Στην συγκεκριμένη κατασκευή, η πρώτη αστοχία που αντιστοιχεί στην «Οιονεί Κατάρρευση» - Γ1 σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [5] εμφανίζεται σε δοκό , το οποίο και αποτελεί την 1^η Περίπτωση.

Στην συνέχεια, έγινε περαιτέρω διερεύνηση θεωρώντας ότι η διατμητική αστοχία των δοκών δεν συνεπάγεται σε κατάρρευση, σε αντίθεση με την διατμητική αστοχία ενός υποστυλώματος. Έτσι, μέσω του λογισμικού εντοπίστηκε το πρώτο υποστύλωμα το οποίο αστοχεί διατμητικά και θεωρήθηκε ότι αντιστοιχεί στην Στάθμη Επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση», που αποτελεί την 2^η Περίπτωση.

Τέλος, ως 3^η Περίπτωση, λαμβάνουμε υπόψιν μας την επίδραση των τοιχοπληρώσεων οι οποίες δεν περιλαμβάνονται στο μοντέλο. Η παρουσία τους προσφέρει μεγάλη δυσκαμψία σε σχέση με το «σκέτο» πλαίσιο Οπλισμένου Σκυροδέματος. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα να «συσσωρεύονται» όλα τα φορτία σε αυτή μέχρι της αστοχία της που συμβαίνει περίπου σε στροφή ορόφου ίση με 0,5%, οπότε καθυστερεί την αστοχία των δοκών και υποστυλωμάτων μέχρι εκείνη την στιγμή και θεωρούμε ότι η Στάθμη Γ1 αντιστοιχεί σε στροφή ίση με 0,6%

Στον Πίνακα 4.1, δίνονται οι μέγιστες τιμές στροφής ορόφου και διασποράς που αντιστοιχούν στις Στάθμες Επιτελεστικότητας B2 και Γ1 για τις τρεις υπό διερεύνηση περιπτώσεις.

Πίνακας 4.1 Μέγιστη Στροφή Ορόφου Σταθμών για τις τρεις περιπτώσεις βλάβης.

Θ_{max}	B2	Γ1	Διασπορά
Πρώτη Αστοχία Δοκού σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.	0,0939 %	0,143 %	30 %
Πρώτη Αστοχία Υποστυλώματος σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.	0,0939 %	0,377 %	30 %
Πρώτη Αστοχία σε επιλεγμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας	0,5 %	0,6 %	30 %

Στην συνέχεια, με χρήση του λογισμικού SPO2FRAG έγινε μετατροπή των «στατικών» αποτελεσμάτων αποτελεσμάτων σε «Δυναμικά» [10],[20]. Έτσι, καταλήξαμε στις Καμπύλες Τρωτότητας οι οποίες δίνονται στα Σχήματα 4.1 – 4.3. Από τις Καμπύλες προέκυψαν η μέση τιμή φασματικής επιτάχυνσης και η τυπική απόκλιση από αυτή την τιμή για τις δύο Στάθμες Επιτελεστικότητας B2 και Γ1, τα οποία δίνονται αναλυτικά στους Πίνακες 4.2 και 4.3.

Πίνακας 4.2 Μέση Φασματική Επιτάχυνση και Τυπική Απόκλιση για Στάθμη B2.

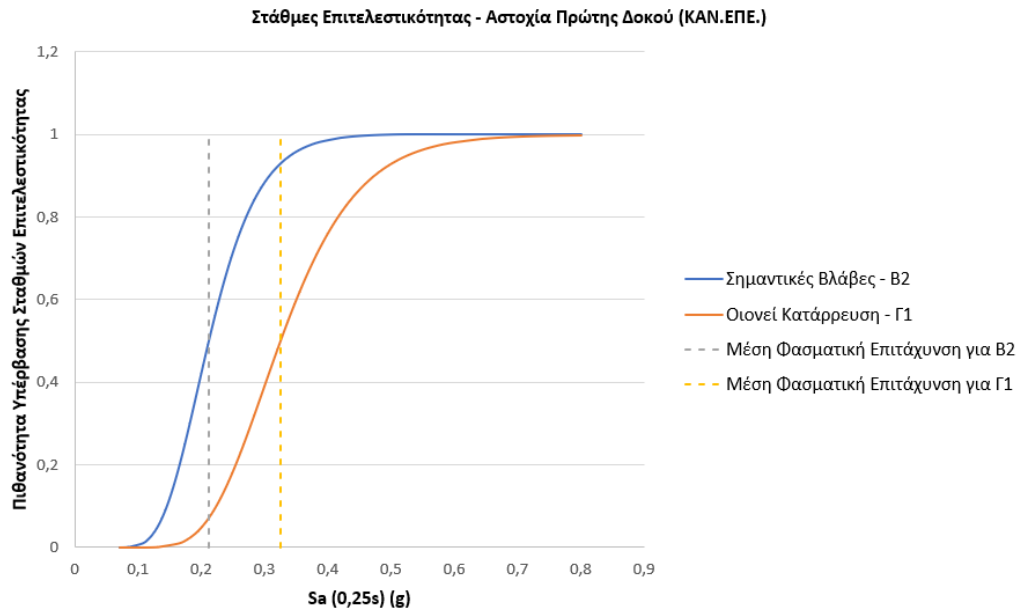
	Μέση Sa (T ₁)	Τυπική Απόκλιση
Πρώτη Αστοχία Δοκού σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.	0,213	0,291
Πρώτη Αστοχία Υποστυλώματος σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.	0,213	0,291
Πρώτη Αστοχία σε επιλεγμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας	1,136	0,273

Πίνακας 4.3 Μέση Φασματική Επιτάχυνση και Τυπική Απόκλιση για Στάθμη Γ1.

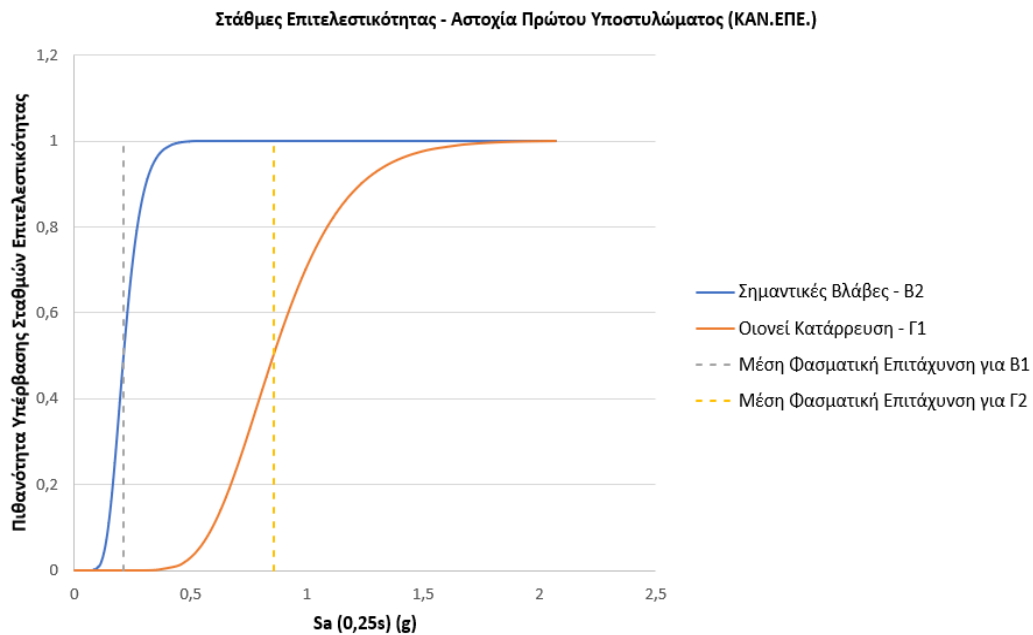
	Μέση Sa (T ₁)	Τυπική Απόκλιση
Πρώτη Αστοχία Δοκού σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.	0,326	0,291

Πίνακας 4.3 (Συνέχεια) Μέση Φασματική Επιτάχυνση και Τυπική Απόκλιση για Στάθμη Γ1.

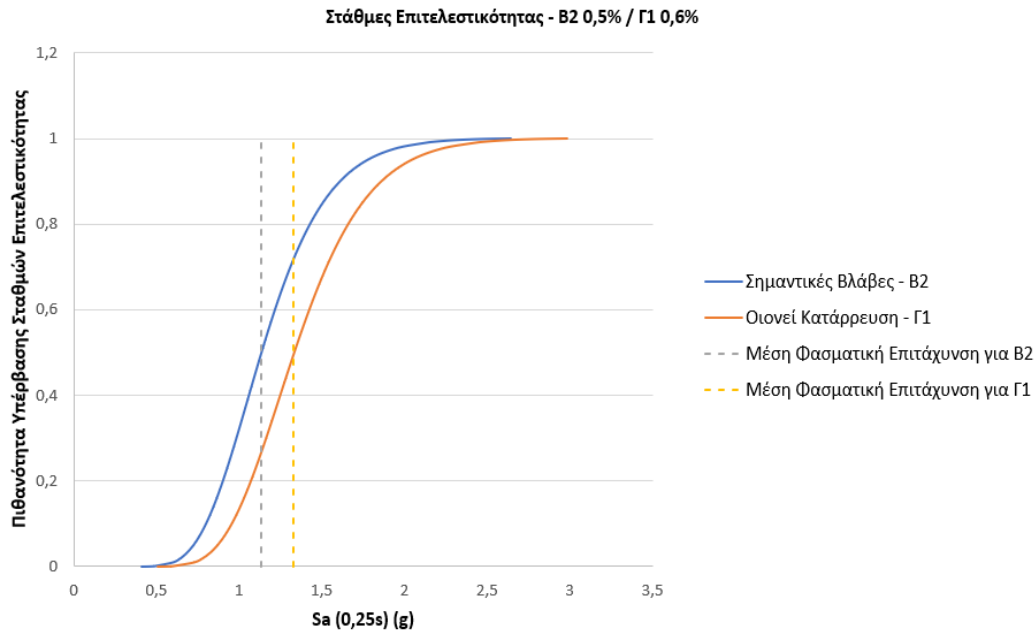
	Μέση Sa (T ₁)	Τυπική Απόκλιση
Πρώτη Αστοχία Υποστυλώματος σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.	0,856	0,286
Πρώτη Αστοχία σε επιλεγμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας	1,332	0,261



Σχήμα 4.1 Καμπύλες Τρωτότητας 1^{ης} περίπτωσης



Σχήμα 4.2 Καμπύλες Τρωτότητας 2^{ης} περίπτωσης



Σχήμα 4.3 Καμπύλες Τρωτότητας 3^{ης} περίπτωσης

4.1.2 Φορέας στην Τρίπολη – Αρκαδίας

Όπως προηγουμένως, με χρήση της «αδύναμης» Καμπύλης Ικανότητας που προέκυψε από την Ανελαστική Στατική Ανάλυση του φορέα (Σχήμα 3.7) σε συνδιασμό με την μέγιστη τιμή στροφής ορόφου που προέκυψε για τις Στάθμες Επιτελεστικότητας B2 και Γ1 έγινε εκτίμηση των Καμπυλών Τρωτότητας για τις τρεις πιθανές περιπτώσεις.

Σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων [5] ως 1^η Περίπτωση τίθεται πάλι ψαθυρή αστοχία σε δοκό διότι προηγείται του υποστρώματος. Ως 2^η Περίπτωση εντοπίζεται η πρώτη ψαθυρή αστοχία υποστρώματος. Τέλος, ως 3^η Περίπτωση, λαμβάνουμε υπόψιν την επίδραση των τοιχοπληρώσεων, οπότε η μέγιστη στροφή ορόφου λήφθηκε ίση με 0,6 % για τον ίδιο λόγο που περιγράφηκε στην φορέα της Κρήτης

Στον Πίνακα 4.4, δίνονται οι μέγιστες τιμές στροφής ορόφου και διασποράς που αντιστοιχούν στις Στάθμες Επιτελεστικότητας B2 και Γ1 για τις τρεις υπό διερεύνηση περιπτώσεις.

Πίνακας 4.4 Μέγιστη Στροφή Ορόφου Σταθμών για τις τρεις περιπτώσεις βλάβης.

Θ_{\max}	B2	Γ1	Διασπορά
Πρώτη Αστοχία Δοκού σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.	0,0346 %	0,0576 %	30%
Πρώτη Αστοχία Υποστρώματος σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.	0,0346 %	0,401 %	30%
Πρώτη Αστοχία σε επιλεγμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας	0,5 %	0,6 %	30%

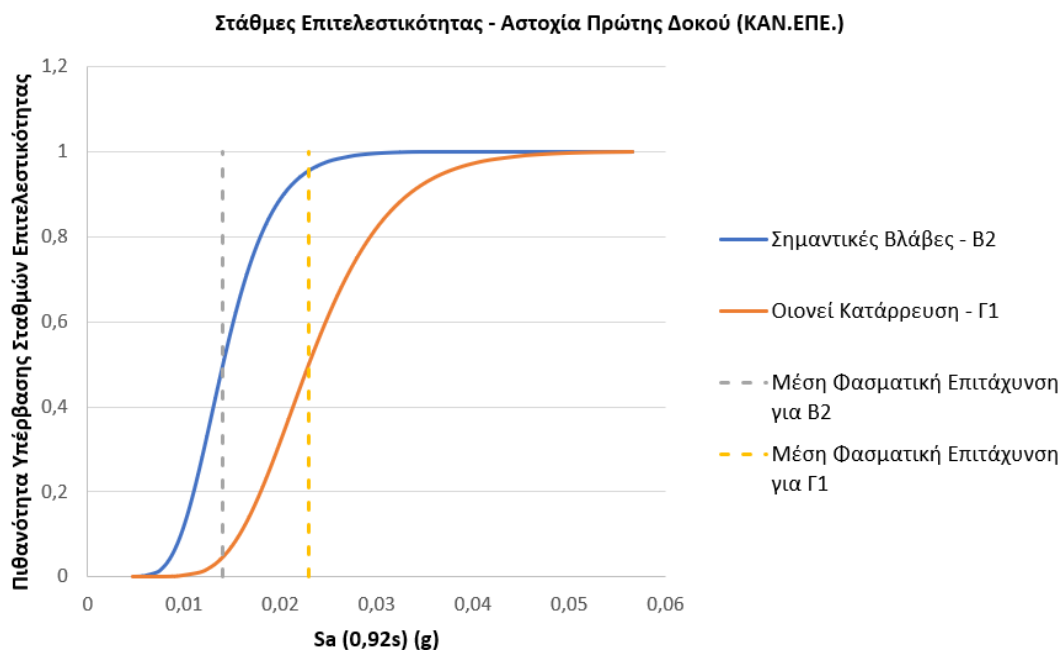
Μέσω του λογισμικού SPO2FRAG [10],[20], καταλήξαμε στις Καμπύλες Τρωτότητας που δίνονται στα Σχήματα 4.4-4.6. Στους Πίνακες 4.5 και 4.6 δίνονται η μέση φασματική επιτάχυνση και απόκλιση από τις καμπύλες και αντιστοιχούν στις Στάθμες Β2 και Γ1 για τις τρεις περιπτώσεις

Πίνακας 4.5 Μέση Φασματική Επιτάχυνση και Τυπική Απόκλιση για Στάθμη Β2.

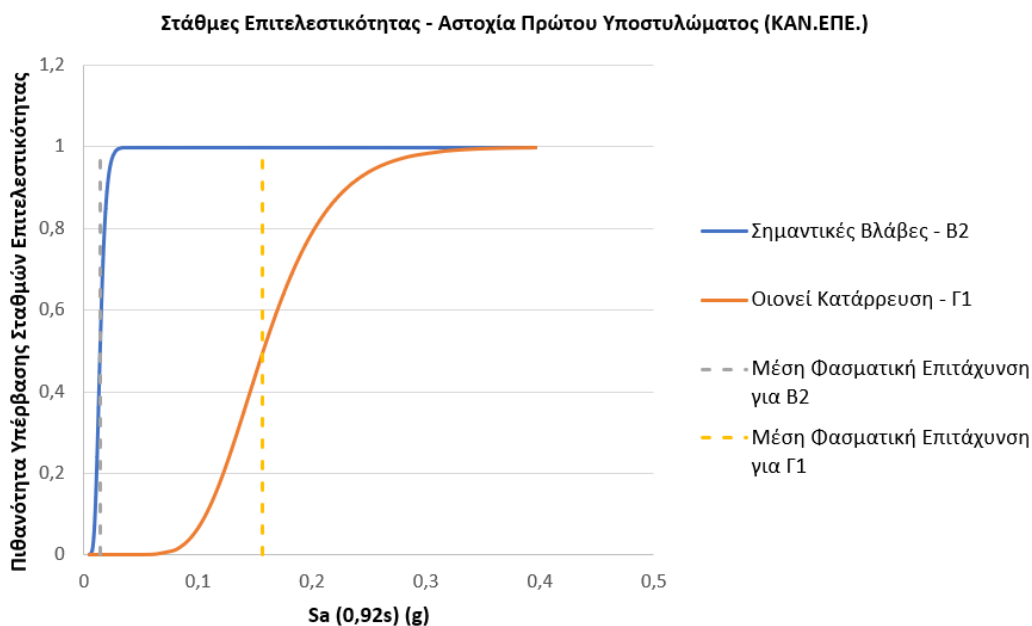
	Μέση Sa (T ₁)	Τυπική Απόκλιση
Πρώτη Αστοχία Δοκού σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.	0,014	0,291
Πρώτη Αστοχία Υποστυλώματος σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.	0,014	0,291
Πρώτη Αστοχία σε επιλεγμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας	0,195	0,308

Πίνακας 4.6 Μέση Φασματική Επιτάχυνση και Τυπική Απόκλιση για Στάθμη Γ1

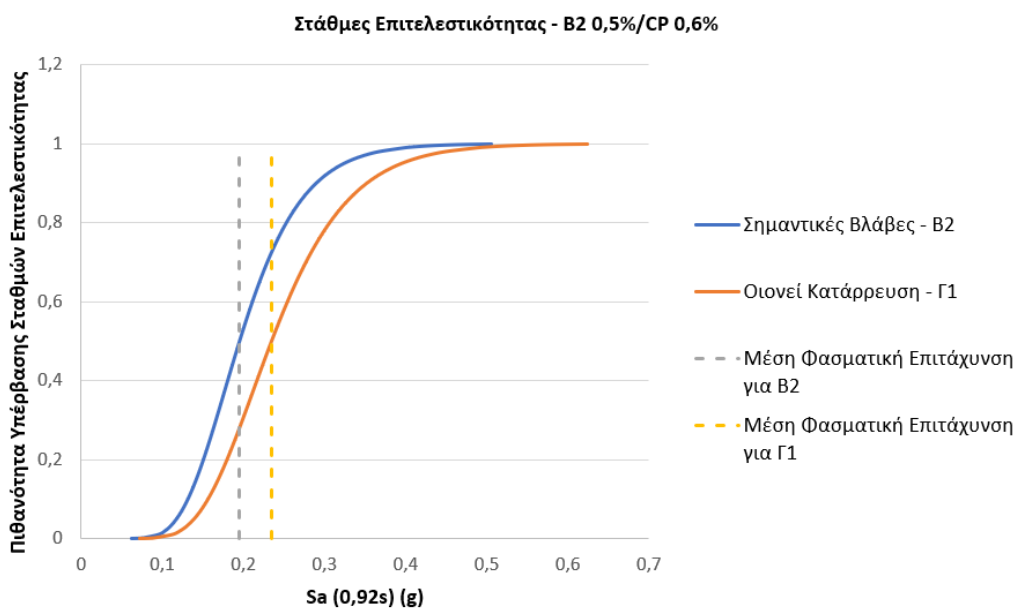
	Μέση Sa (T ₁)	Τυπική Απόκλιση
Πρώτη Αστοχία Δοκού σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.	0,023	0,291
Πρώτη Αστοχία Υποστυλώματος σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.	0,157	0,299
Πρώτη Αστοχία σε επιλεγμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας	0,235	0,316



Σχήμα 4.4 Καμπύλες Τρωτότητας 1^{ης} περίπτωσης



Σχήμα 4.5 Καμπύλες Τρωτότητας 2^{ης} περίπτωσης



Σχήμα 4.6 Καμπύλες Τρωτότητας 3^{ης} περίπτωσης

4.2 Εκτίμηση Απωλειών

Με τα «Δυναμικά» πλέον αποτελέσματα που προέκυψαν από την μετράτρωπή που κάναμε στο προηγούμενο Υποκεφάλαιο, μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε το λογισμικό Performance Assessment Calculation Tool (PACT) του FEMA P-58 [13],[14],[15]. Μέσω, αυτού του εργαλείου γίνεται αποτίμηση των οικονομικών απωλειών που πιθανόν να εμφανιστούν στις υπο μελέτη κατασκευές μας διότι περιέχει μια «βιβλιοθήκη» δεδομένων για τις βλάβες των δομικών και μη στοιχείων και το αντίστοιχο επισκευαστικό κόστος.

4.2.1 Φορέας στις Βασιλειές – Ηρακλείου

Στο λογισμικό εισάγονται ως δεδομένα γεωμετρικά και οικονομικά χαρακτηριστικά που σχετίζονται με τον φορέα. Συγκεκριμένα, δίνονται ο αριθμός, το ύψος και το εμβαδόν των ορόφων. Επιπρόσθετα, δίνεται το κόστος αντικατάστασης που προκύπτει με την εκτίμηση ότι το μέσο κατασκευαστικό κόστος για μια νέα κατασκευή στην Ελλάδα είναι ίσο περίπου με 1100 \$/m² και το επισκευαστικό κόστος είναι ίσο με το 40% του συνολικού κόστους αντικατάστασης. Περισσότερες λεπτομέρειες δίνονται στον Πίνακα 4.7 .

Επίσης, δίνονται για κάθε όροφο της κατασκευής τα δομικά και μη περιεχόμενα της κατασκευής καθώς και οι ποσότητες τους σύμφωνα με το Normative Quantity Estimation Tool του FEMA P-58 [13],[14],[15] τα οποία αναγράφονται συγκεντρωτικά στον Πίνακα 4.8 . Η πλειοψηφία των περιεχομένων περιλαμβάνονται ήδη εντός του «βιβλιοθήκης» του προγράμματος με εξαίρεση τις τοιχοπληρώσεις τόσο σε επίπεδο βλαβών όσο και σε κόστους. Για τις τοιχοπληρώσεις δημιουργήθηκε μια ομάδα με κόστος, 120€/m² (περιλαμβάνει επιχρίσματα και βάψιμο και φατούρα, δεν έγινε διαχωρισμός μπατικής και δρομικής, θεωρήθηκε μέσος όρος). Η μια μονάδα (unit) που θέτει το PACT για την τοιχοποιία είναι 100ft² = 9.29 m²., για το λόγω αυτό τέθηκε ως κόστος αντικατάστασης «μιας μονάδας» τοιχοποιίας 120€/m² x 9.29 m²/unit x 1,17\$/€ = 1.300 €/m². Για να οριστούν οι ποσότητες θεωρήθηκε πως για κάθε m² επιφάνειας της κατασκευής υπάρχουν 1,70 m² τοιχοπληρώσεως.

Ως στάθμες επιτελεστικότητας τέθηκαν η σχετική μετακίνηση ορόφου 0.16%, 0.25% και 0.50% για τη εμφάνιση των πρώτων ελαφρών ρωγμών, σημαντικών βλαβών και κατάρρευσης αντίστοιχα.

Πίνακας 4.7 Γεωμετρικά και Οικονομικά δεδομένα που εισάγονται στο PACT.

	Ύψος (m)	Εμβαδόν (m ²)	Κόστος Αντικατάστασης (\$)	Επισκευαστικό Κόστος (\$)
1 ^{ος} όροφος	3	201	221.110	88.440
2 ^{ος} όροφος	3	201	221.110	88.440
Συνολικό	6	402	442.220	176.880

Πίνακας 4.8 Δομικά και μη δομικά περιεχόμενα φορέα που εισάγονται στο PACT.

Κατηγορία	Περιγραφή	Ποσότητα κατά X		Ποσότητα κατά Y	
		1 ^{ος}	2 ^{ος}	1 ^{ος}	2 ^{ος}
B1041.041a	ACI 318 OMF- Beam one side	13	15	8	9
B1041.041b	ACI 318 OMF -Beam both sides	5	4	8	6

Πίνακας 4.8 (Συνέχεια) Δομικά και μη δομικά περιεχόμενα φορέα που εισάγονται στο PACT.

Κατηγορία	Περιγραφή	Ποσότητα κατά X		Ποσότητα κατά Y	
		1 ^{ος}	2 ^{ος}	1 ^{ος}	2 ^{ος}
B1051.001a	Masonry Infills	170,8	170,8	170,8	170,8
D2021.011a	Cold or Hot Potable	76	76	76	76
D5012.031a	Distribution Panel	0,5	0,5	0,5	0,5

Στην συνέχεια, η διαδικασία «διαιρέθηκε» στις τρεις περιπτώσεις αστοχίας που αναφέρθηκαν νωρίτερα διότι εισήχθησαν οι τιμές του Πίνακα 4.3, ως Τρωτότητα Κατάρρευσης (Collapse Fragility) και τυπική απόκλιση.

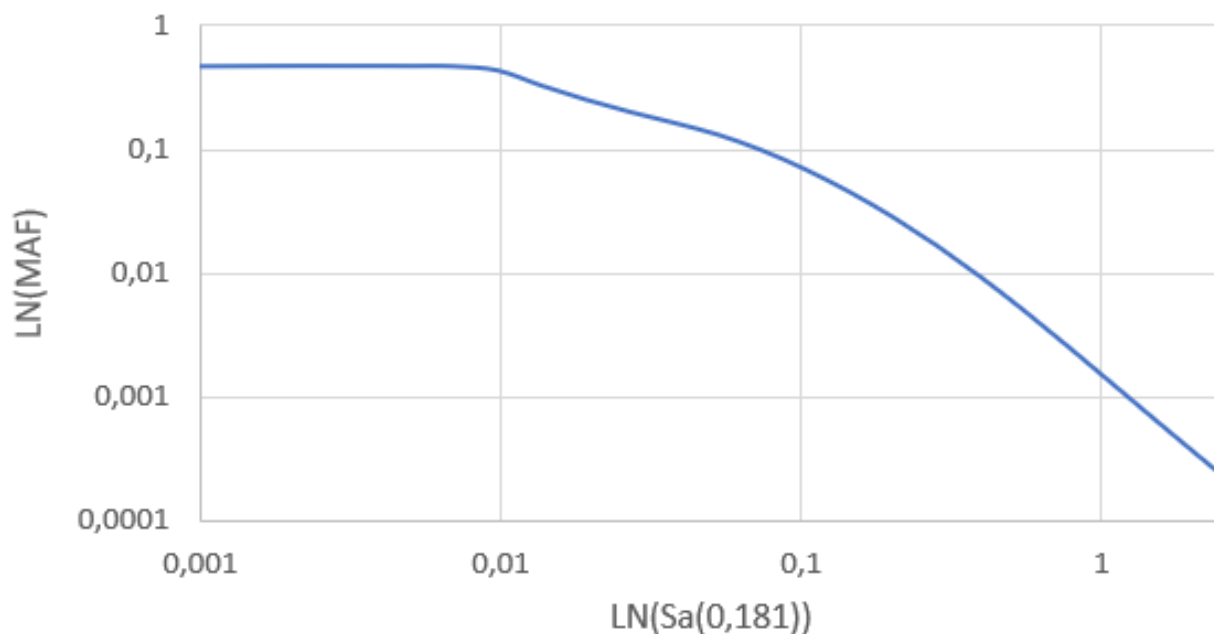
Επείτα, υπολογίστηκαν και συμπεριλήφθηκαν στο λογισμικό οι τιμές των στροφών κάθε ορόφου για έναν αριθμό επιπέδων σεισμικής έντασης. Συγκεκριμένα, για τις φασματικές επιτάχυνσεις που αντιστοιχούν σε πιθανότητες υπέρβασης 50% , 10 % και 2% στα 50 χρόνια. Προκειμένου να προσδιορισθούν οι τιμές αυτές χρησιμοποιήθηκαν Καμπύλες Σεισμικής Επικονδυνότητας για τις Βασιλείες – Ηρακλείου από τα δεδομένα της βάσης των European Facilities for Earthquake Hazard and Risk [11], προσαρμοσμένες στην Ιδιοπερίοδο του κτιρίου και την κατηγορία του εδάφους. Τα παραπάνω δίνονται αναλυτικά στον Πίνακα 4.9 και το Σχήμα 4.7. Σε ορισμένες όμως περιπτώσεις η κατάρρευση της κατασκευής εμφανίζεται σε μικρότερες φασματικές επιταχύνσεις από τα τρία σενάρια που αναφέρθηκαν προηγουμένως όποτε συνυπολογίστηκαν επιπλέον σενάρια, τα οποία προσαρμόστηκαν ανάλογα με την Τρωτότητα Κατάρρευσης.

Τέλος, στον Πίνακα 4.10 δίνονται για όλα τα σενάρια η φασματική επιτάχυνση της Στάθμη Επιτελεστικότητας Γ1 και η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης.

Πίνακας 4.9 Φασματική επιτάχυνση για πιθανότητα υπέρβασης 50%,10% και 2%.

	Sa (0.181s) – Κατηγορία Εδάφους A	Sa (0.181s) – Κατηγορία Εδάφους B
50%	0,3215 g	0,386 g
10%	0,8752 g	1,051 g
2%	1,6376 g	1,9651 g

Καμπύλη Επικινδυνότητας - Βασιλειές Ηρακλείου



Σχήμα 4.7 Καμπύλη Επικινδυνότητας του φορέα [11].

Πίνακας 4.10 Φασματική Επιτάχυνση και Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης σεναρίων για τις τρεις περιπτώσεις.

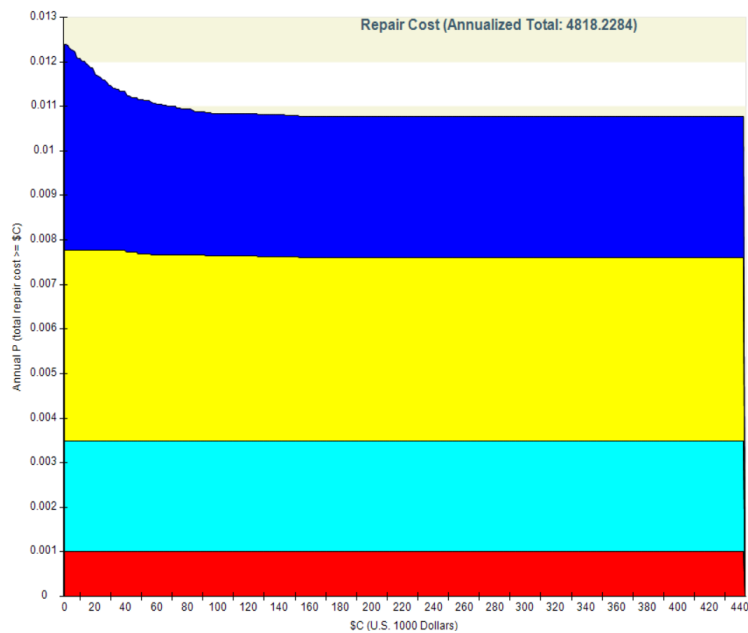
Αστοχία Πρώτης Δοκού σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.		
Σενάρια	Φασματική Επιτάχυνση	Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης
1	0,386 g	0,00999
2	0,5395 g	0,00536
3	1,051 g	0,00142
4	1,965 g	0,00041
Αστοχία Πρώτου Υποστυλώματος σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.		
Σενάρια	Φασματική Επιτάχυνση	Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης
1	0,386 g	0,00999
2	1,051 g	0,00142

Πίνακας 4.10 (Συνέχεια) Φασματική Επιτάχυνση και Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης σεναρίων για τις τρεις περιπτώσεις.

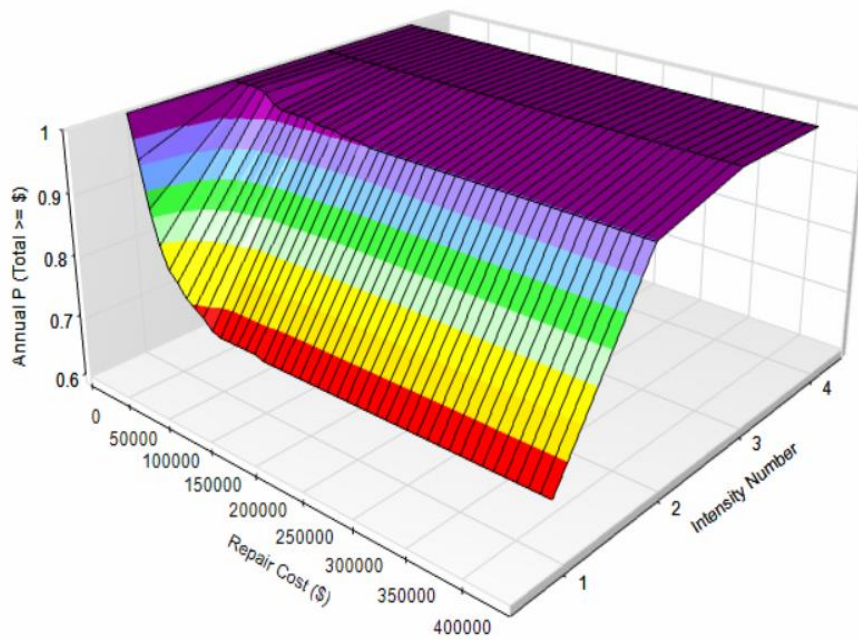
3	1,420 g	0,000784
4	1,965 g	0,00041
Αστοχία σε $\Theta_{max} = 0,6\%$		
Σενάρια	Φασματική Επιτάχυνση	Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης
1	0,386 g	0,00999
2	1,051 g	0,00142
3	1,965 g	0,00041
4	2,138 g	0,00032

Στην συνέχεια, δίνονται για τις τρεις υπό μελέτη περιπτώσεις, τα αποτελέσματα της οικονομοτεχνικής ανάλυσης όπως προέκυψαν από το λογισμικό PACT.

- 1^η Περίπτωση : Από το Σχήμα 4.8 , το ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών είναι ίσο με 4818,22 € και αντιστοιχεί στο 1,09 % του συνολικού κόστους αντικατάστασης. Αυτό σημαίνει ότι το κτίριο αντικαθιστάται κατά μέσο όρο μια φορά στα 92 χρόνια λόγω σεισμικών διεγέρσεων.

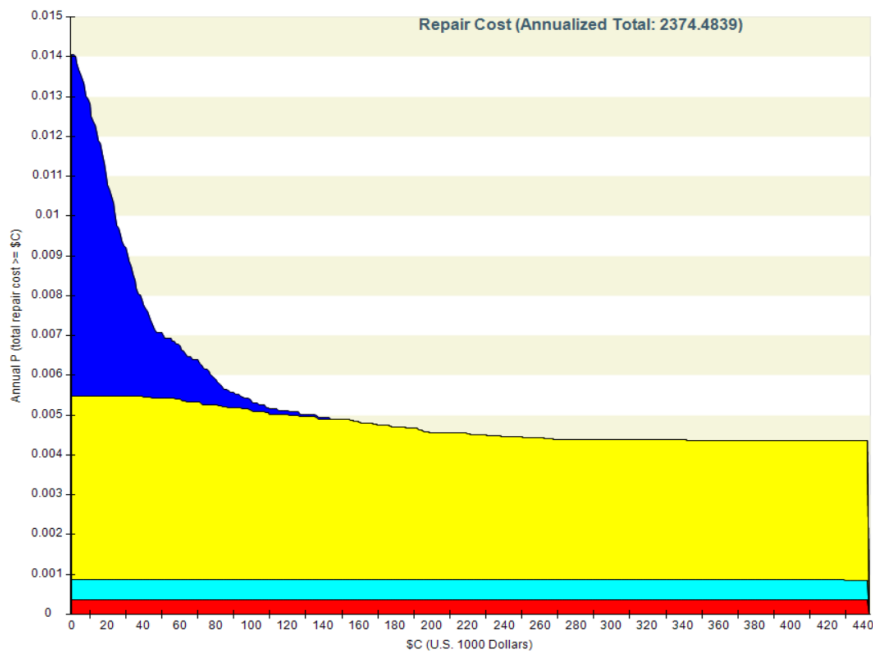


Σχήμα 4.8 Ετήσια πιθανότητα συνολικού κόστους επισκευών 1^{ης} Περίπτωσης.

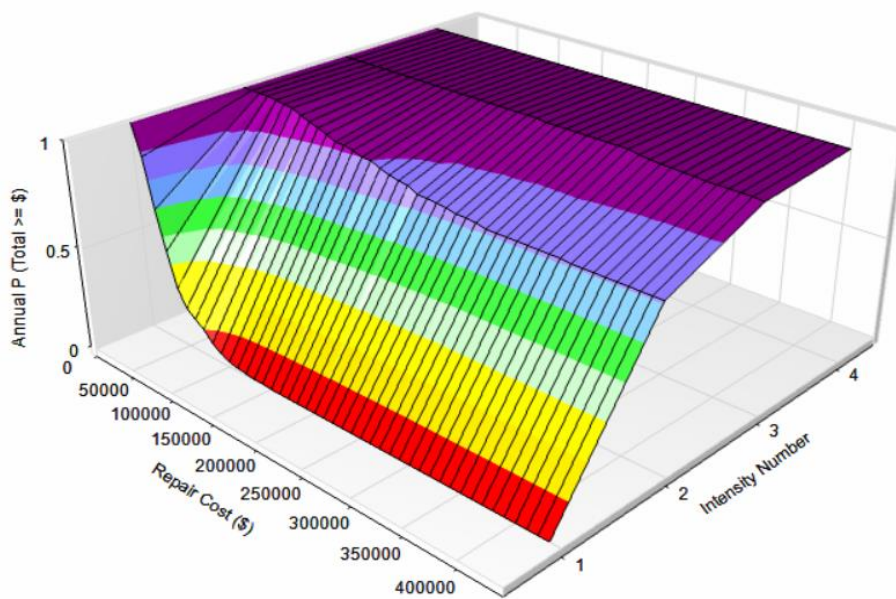


Σχήμα 4.9 Καμπύλη Κόστους Επισκευών 1^{ης} Περίπτωσης.

- 2^η Περίπτωση: Από το Σχήμα 4.10 , το ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών είναι ίσο με 2374,48 € και αντιστοιχεί σε 0,503% του συνολικού κόστους αντικατάστασης. Αυτό σημαίνει ότι το κτίριο αντικαθίσταται κατά μέσο όρο μια φορά στα 199 χρόνια.

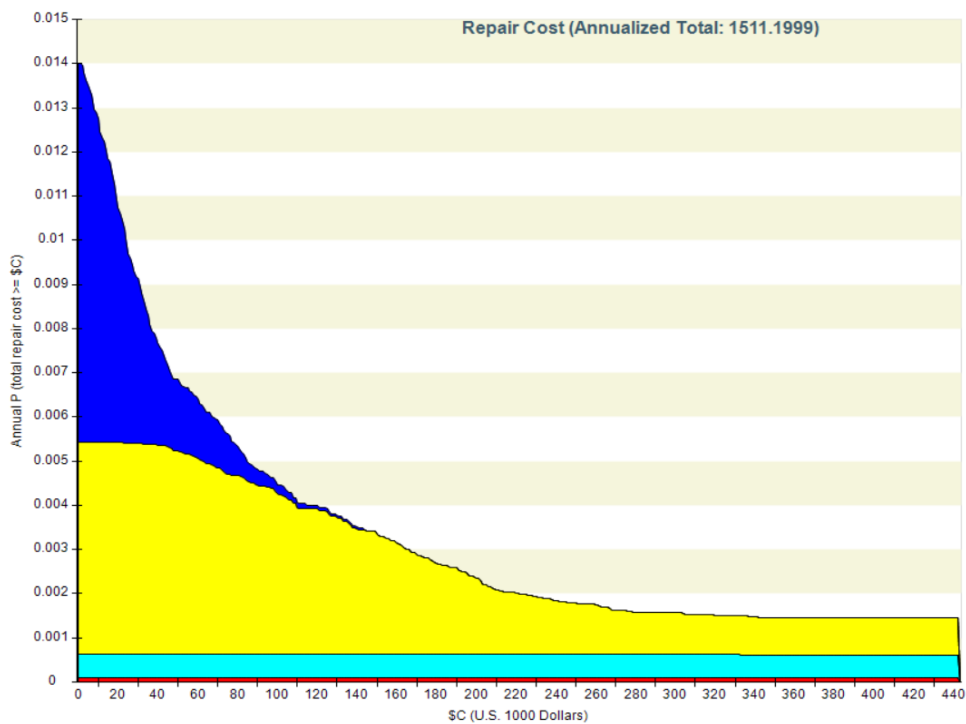


Σχήμα 4.10 Ετήσια πιθανότητα συνολικού κόστους επισκευών 2^{ης} Περίπτωσης.

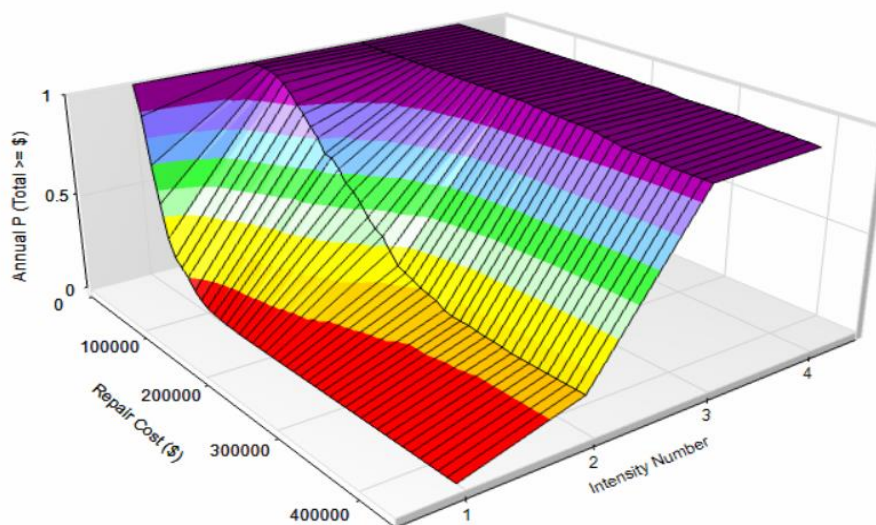


Σχήμα 4.11 Καμπύλη Κόστους Επισκευών 2^{ης} Περίπτωσης.

- 3^η Περίπτωση: Από το Σχήμα 4.12 , η ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών είναι ίσο με 1511,2 € και αντιστοιχεί σε 0,342% του συνολικού κόστους αντικατάστασης. Αυτό σημαίνει ότι το κτίριο αντικαθιστάται κατά μέσο όρο μια φορά στα 292 χρόνια.



Σχήμα 4.12 Ετήσια πιθανότητα συνολικού κόστους επισκευών 3^{ης} Περίπτωσης.



Σχήμα 4.13 Καμπύλη Κόστους Επισκευών 3^{ης} Περίπτωσης

4.2.2 Φορέας στην Τρίπολη – Αρκαδίας

Όπως και για τον προηγούμενο φορέα εισάγονται ως δεδομένα τα γεωμετρικά και οικονομικά χαρακτηριστικά του φορέα τα οποία δίνονται συγκεντρωτικά στον Πίνακα 4.11.

Στον Πίνακα 4.12, δίνονται τα περιεχόμενα του φορέα, τα οποία είναι ίδια με αυτά του φορέα που βρίσκεται στις Βασιλειές – Ηρακλείου. Η μόνη διαφοροποίηση είναι η ύπαρξη ανελκυστήρα και η «κατώτερης ποιότητας» Αντισεισμικός Κανονισμός του κτιρίου.

Πίνακας 4.11 Γεωμετρικά και Οικονομικά δεδομένα που εισάγονται στο PACT.

	Ύψος (m)	Εμβαδόν (m ²)	Κόστος Αντικατάστασης (€)	Επισκευαστικό Κόστος (€)
1 ^{ος} όροφος	2,5	77,80	85.580	34.232
2 ^{ος} όροφος	3	77,80	85.580	34.232
3 ^{ος} όροφος	3	77,80	85.580	34.232
4 ^{ος} όροφος	3	77,80	85.580	34.232
5 ^{ος} όροφος	3	77,80	85.580	34.232
6 ^{ος} όροφος	3	40,90	44.990	17.996
Συνολικό	17,5	429,90	472.890	189.156

Πίνακας 4.12 Δομικά και μη δομικά περιεχόμενα φορέα που εισάγονται στο PACT.

Κατηγορία	Περιγραφή	Ποσότητα κατά X		Ποσότητα κατά Y	
		1 ^{ος} – 5 ^{ος}	6 ^{ος}	1 ^{ος} – 5 ^{ος}	6 ^{ος}
B1041.091a	Non Conforming MF- Beam one side	6	5	8	5
B1041.091b	Non Conforming MF- Beam both sides	3	2	3	2
B1051.001a	Masonry Infills	66,13	34,73	66,13	34,74
D1014.011	Traction Elevator	0,3	0,3	0,3	0,3
D2021.011a	Cold or Hot Potable	70	70	70	70
D5012.031a	Distribution Panel	0,5	0,5	0,5	0,5

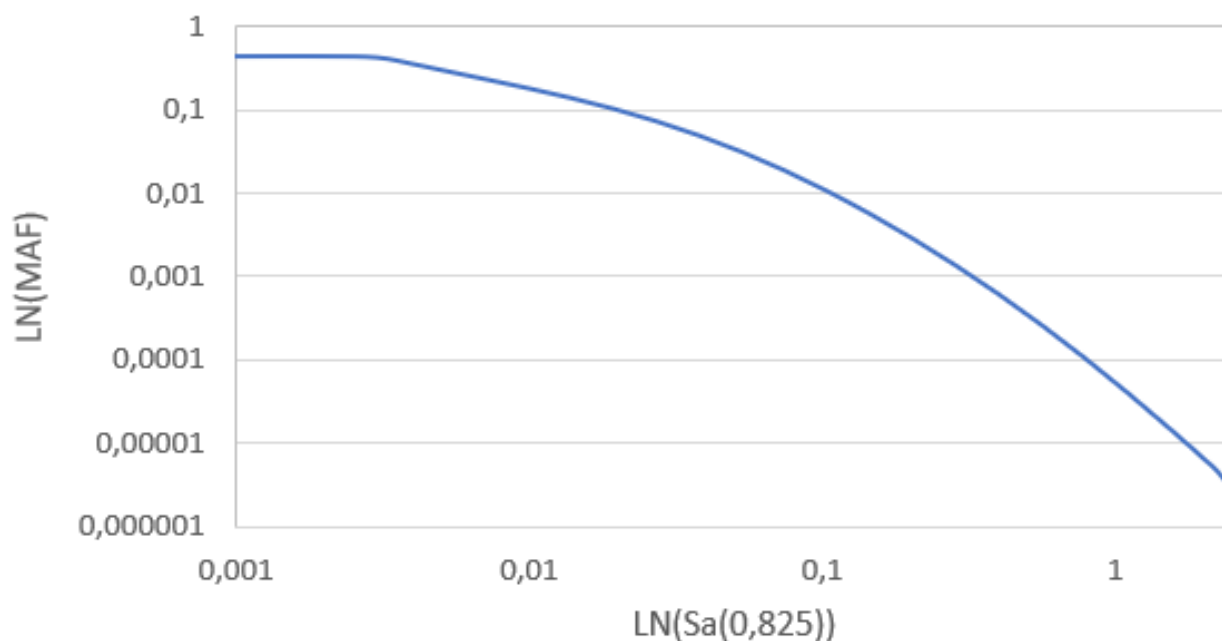
Επείτα, για τις τρεις περιπτώσεις εισήχθησαν οι φασματικές επιταχύνσεις κατάρρευσης και και της τυπικής απόκλιση από τον Πίνακα 4.6. Επίσης, εισήχθησαν οι στροφές ορόφων για τις φασματικές επιτάχυνσεις που αντιστοιχούν σε πιθανότητες υπέρβασης 50%, 10% και 2% στα 50 χρόνια και προέκυψαν τις Καμπύλες Σεισμικής Επικυδινότητας [11] για την Τρίπολη–Αρκαδίας (Σχήμα 4.14) προσαρμοσμένες στην Ιδιοπερίοδο του κτιρίου και την κατηγορία του εδάφους δίνονται στον Πίνακα 4.13.

Τέλος, στον Πίνακα 4.14 δίνονται για όλα τα σενάρια η φασματική επιτάχυνση της Στάθμη Επιτελεστικότητας Γ1 και η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης.

Πίνακας 4.13 Φασματική επιτάχυνση για πιθανότητα υπέρβασης 50%,10% και 2%.

	Sa (0.825s) – Κατηγορία Εδάφους A	Sa (0.825s) – Κατηγορία Εδάφους B
50%	0,0902 g	0,108 g
10%	0,2391 g	0,287 g
2%	0,4804 g	0,576 g

Καμπύλη Επικινδυνότητας - Τρίπολη Αρκαδίας



Σχήμα 4.14 Καμπύλη Επικινδυνότητας του φορέα.

Πίνακας 4.14 Φασματική Επιτάχυνση και Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης των σεναρίων για τις τρεις περιπτώσεις.

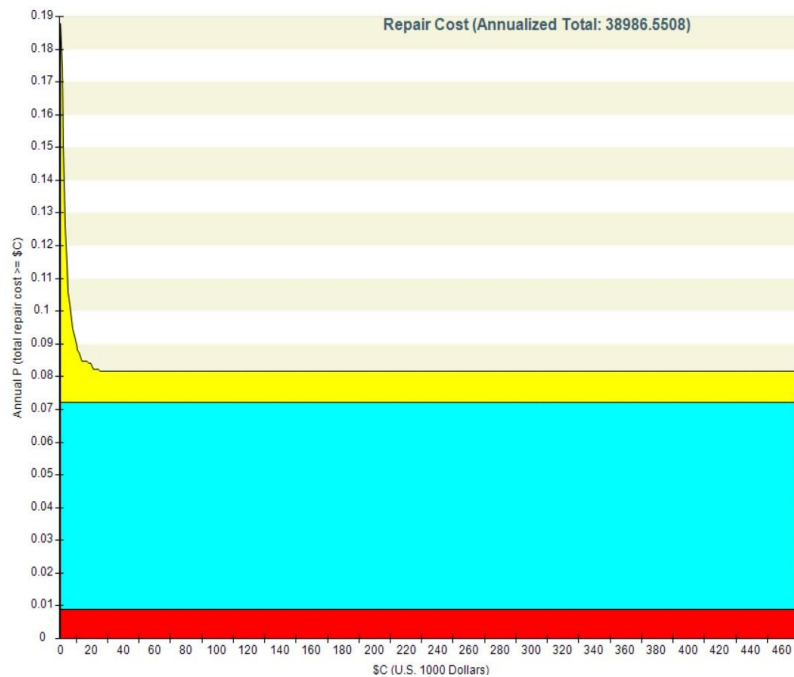
Αστοχία Πρώτης Δοκού σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.		
Σενάρια	Φασματική Επιτάχυνση	Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης
1	0,0159 g	0,12817
2	0,108 g	0,0102
3	0,287 g	0,00134
Αστοχία Πρώτου Υποστυλώματος σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.		
Σενάρια	Φασματική Επιτάχυνση	Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης
1	0,0881 g	0,015022
2	0,108 g	0,0102
3	0,289 g	0,00134

Πίνακας 4.14 (Συνέχεια) Φασματική Επιτάχυνση και Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης για τις τρεις περιπτώσεις.

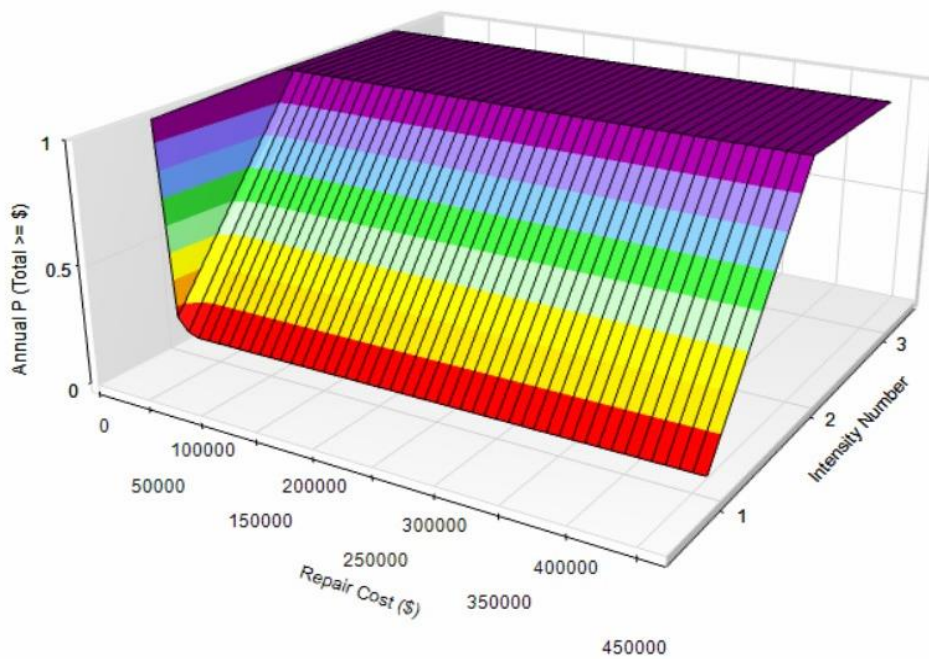
Αστοχία σε $\Theta_{\max} = 0,6\%$		
Σενάρια	Φασματική Επιτάχυνση	Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης
1	0,108 g	0,0102
2	0,1759 g	0,004171
3	0,289 g	0,00134

Στην συνέχεια, δίνονται για τις τρεις υπό μελέτη περιπτώσεις, τα αποτελέσματα της οικονομοτεχνικής ανάλυσης.

- 1^η Περίπτωση : Από το Σχήμα 4.15 , το ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών είναι ίσο με 38986,55 € και αντιστοιχεί σε 8,24% του συνολικού κόστους αντικατάστασης. Αυτό σημαίνει ότι το κτίριο αντικαθίσταται κατά μέσο όρο μια φορά στα 12 χρόνια.

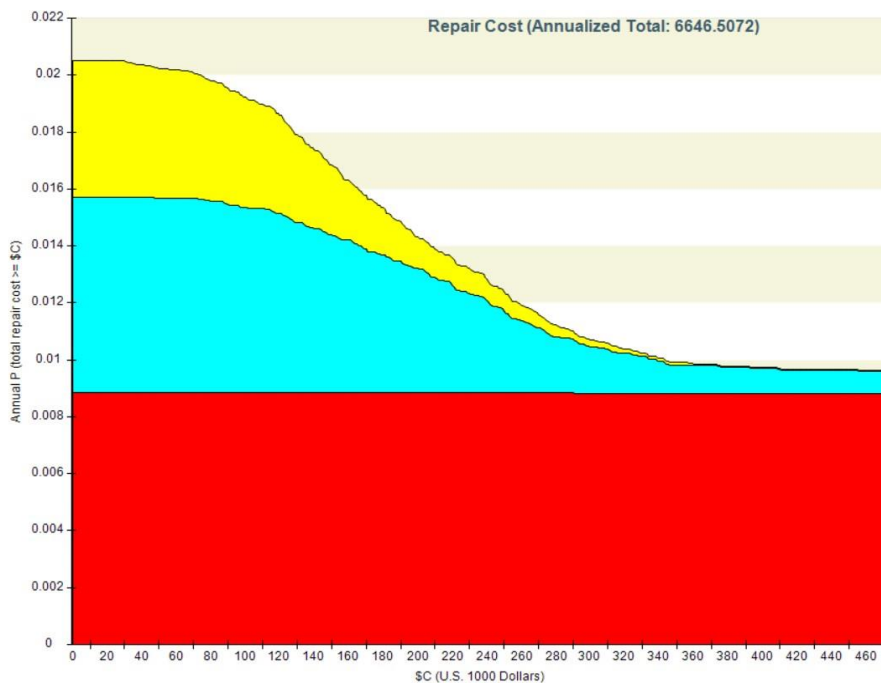


Σχήμα 4.15 Ετήσια πιθανότητα συνολικού κόστους επισκευών 1^{ης} Περίπτωσης.

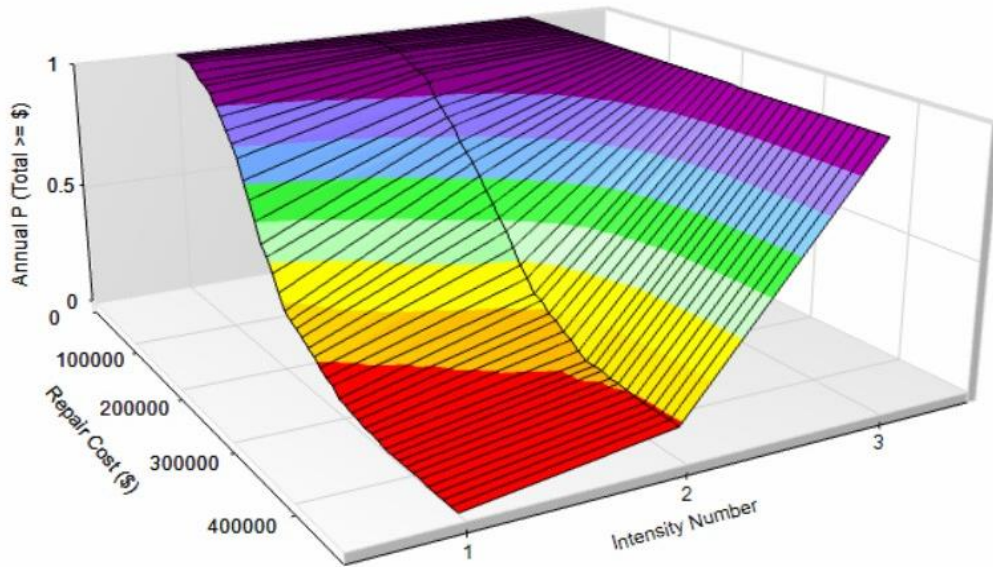


Σχήμα 4.16 Καμπύλη Κόστους Επισκευών 1^{ης} Περίπτωσης.

- 2^η Περίπτωση: Από το Σχήμα 4.17 , το ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών είναι ίσο με 6646,51 € και αντιστοιχεί σε 1,4 % του συνολικού κόστους αντικατάστασης. Αυτό σημαίνει ότι το κτίριο αντικαθιστάται κατά μέσο όρο μια φορά στα 71 χρόνια.

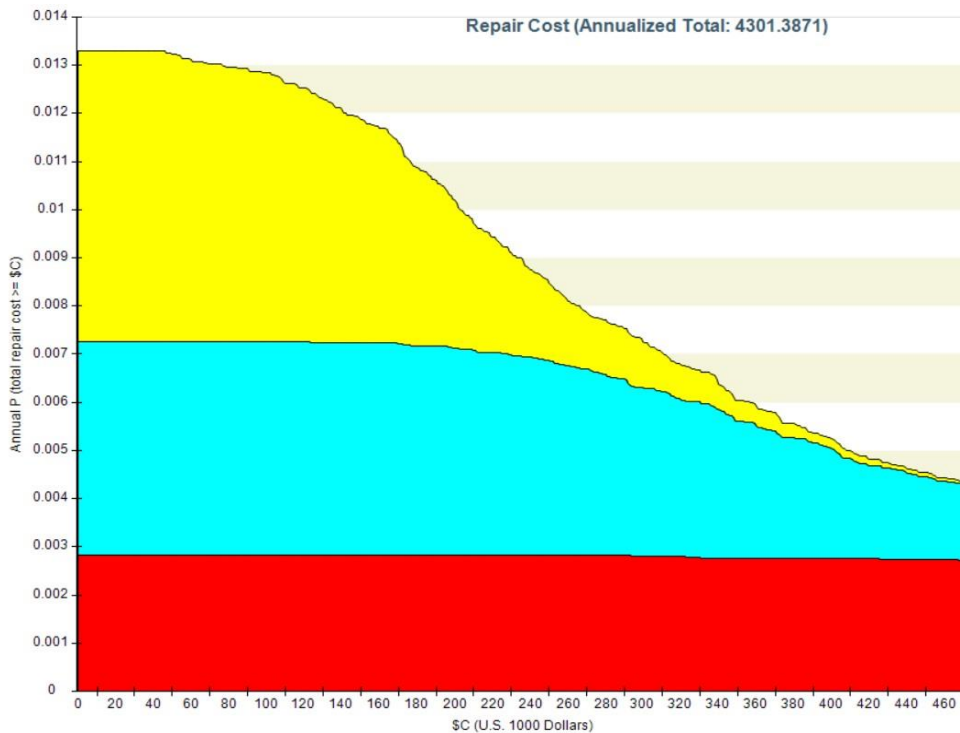


Σχήμα 4.17 Ετήσια πιθανότητα συνολικού κόστους επισκευών 2^{ης} Περίπτωσης.

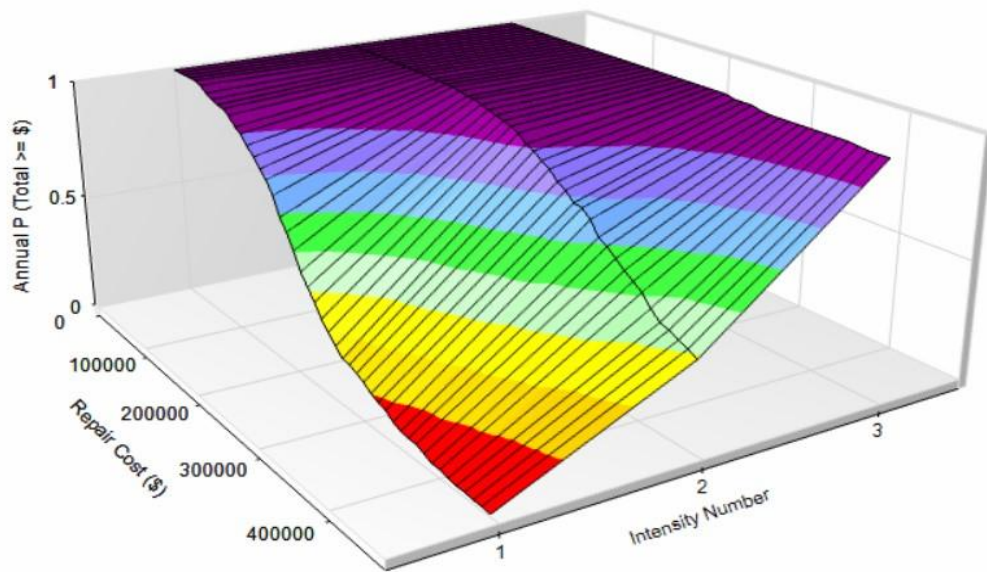


Σχήμα 4.18 Καμπύλη Κόστους Επισκευών 2^{ης} Περίπτωσης.

- 3^η Περίπτωση: Από το Σχήμα 4.19 , το ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών είναι ίσο με 4301,39 € και αντιστοιχεί σε 0,91% του συνολικού κόστους αντικατάστασης. Αυτό σημαίνει ότι το κτίριο αντικαθίσταται κατά μέσο όρο μια φορά στα 110 χρόνια.



Σχήμα 4.19 Σχήμα 4.17 Ετήσια πιθανότητα συνολικού κόστους επισκευών 3^{ης} Περίπτωσης.



Σχήμα 4.20 Καμπύλη Κόστους Επισκευών 3^{ης} Περίπτωσης.

5 Συμπεράσματα

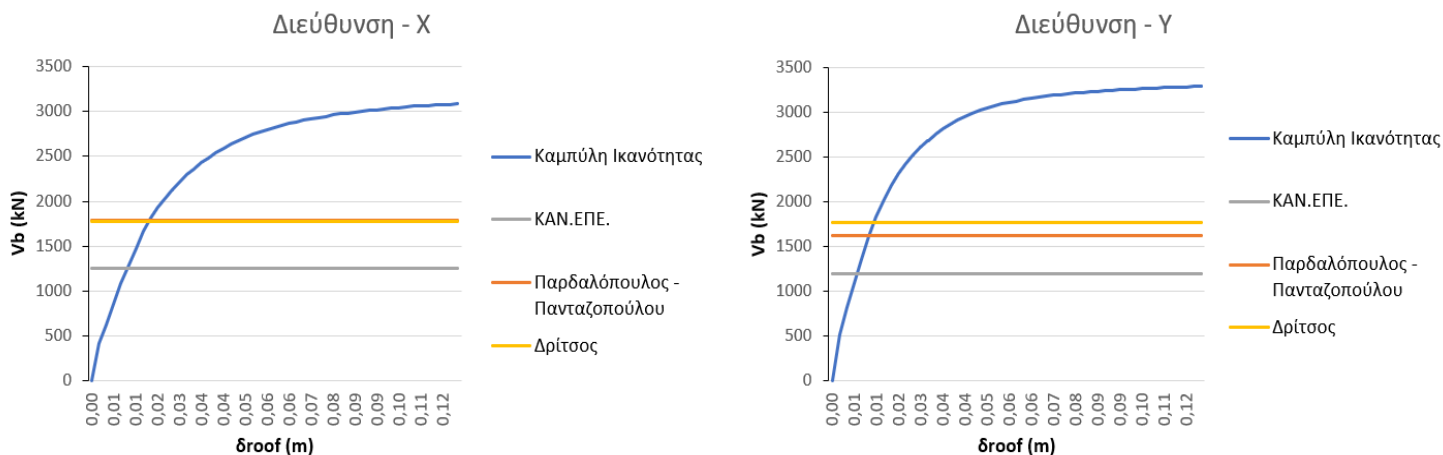
Στην παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάστηκε η εφαρμογή του Πρωτοβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου, δύο προτεινόμενων Δευτεροβάθμιων Προσεισμικών Ελέγχων και του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) με σκοπό την σεισμική και οικονομοτεχνική αποτίμηση ενός διώροφου και ενός εξαώροφου υφιστάμενου κτιρίου Ο.Σ..

Από τα αποτελέσματα των παραπάνω αναλύσεων προέκυψαν κάποια συμπεράσματα τα οποία παρουσιάζονται συνοπτικά παρακάτω:

- Ο Πρωτοβαθμιος Προσεισμικός Έλεγχος κάνει μια αρκετά καλή προσέγγιση όσον αφορά την ανάγκη προτεραιότητας ελέγχου που παρουσιάζουν οι δύο φορείς.
- Ο Κανονισμός Επεμβάσεων εντοπίζει και στις δύο κατασκευές μόνο βλάβες ψαθυρής μορφής κυρίως σε δοκούς και δευτερευόντος σε υποστύλωματα. Ο διώροφος φορέας παρουσιάζει καλύτερη σύμπεριφορά σε σχέση με τον εξαώροφο, γεγονός το οποίο οφείλεται σε έναν βαθμό στον «βελτιωμένο» Αντισεισμικό Κανονισμό του 1984 και κυρίως στο μικρό του ύψος.
- Από την εφαρμογή των δύο προτεινόμενων Δευτεροβάθμιων Προσεισμικών Ελέγχων προέκυψε ότι εκτιμούν «υψηλότερη» Σεισμική Ικανότητα σε σχέση με τον Κανονισμό Επεμβάσεων. Επίσης, παρατηρήθηκε ότι η απόκλιση μεταξύ τους αυξάνεται με την αύξηση των ορόφων του κτιρίου. Στον Πίνακα 6.1-6.2 και τα Σχηματα 6.1-6.2 παρουσιάζονται αναλυτικά οι συγκρίσεις Τριτοβάθμιου και Δευτοβάθμιων Ελέγχων.
- Οι δύο εξεταζόμενες κατασκευές ως προς την οικονομοτεχνική αποτίμηση τους παρουσίασαν τις μεγαλύτερες πιθανότητες σημαντικών βλαβών και συνεπώς του μεγαλύτερου επισκευαστικού κόστους στην περίπτωση όπου η πρώτη αστοχία εμφανίζεται σε δοκό σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Αντίθετα, το μικρότερο κόστος παρουσιάστηκε στην περίπτωση όπου λήφθηκε υπόψιν η παρουσία των τοιχοπληρώσεων. Να σημειωθεί ότι οι οικονομικές απώλειες που προέκυψαν ήταν πολύ πιο έντονες στον εξαώροφο φορέα.

Πίνακας 6.1 Σεισμικής Ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης για τον φορέα στις Βασιλειές – Ηρακλείου.

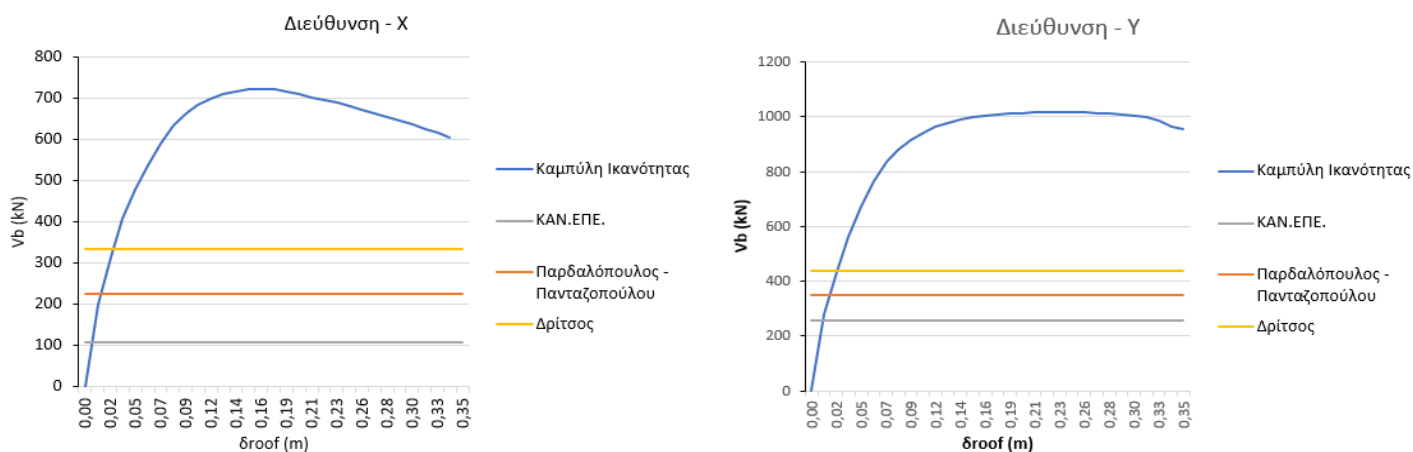
Βασιλειές-Ηρακλείου	Κανονισμός Επεμβάσεων	Παρδαλόπουλος Σ. – Πανταζοπούλου Σ.	Δρίτσος Σ.
Διεύθυνση Χ	1249,06 kN	1786,75 kN (+30,09%)	1773,94 kN (+29,59%)
Διεύθυνση Υ	1196,30 kN	1621,05 kN (+26,20%)	1768,34 kN (+32,35%)



Σχήμα 6.1 Απεικόνιση Σεισμικής Ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης για τον φορέα στις Βασιλείες – Ηρακλείου.

Πίνακας 6.2 Σεισμικής Ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης για τον φορέα στην Τρίπολη - Αρκαδίας.

Τρίπολη-Αρκαδίας	Κανονισμός Επεμβάσεων	Παρδαλόπουλος Σ. – Πανταζοπούλου Σ.	Δρίτσος Σ.
Διεύθυνση Χ	108,18 kN	225,66 kN (+52,06%)	334,32 kN (+67,64%)
Διεύθυνση Υ	258,54 kN	350,83 kN (+26,31%)	438 kN (+40,97%)



Σχήμα 6.2 Απεικόνιση Σεισμικής Ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης για τον φορέα στην Τρίπολη Αρκαδίας.

6 Βιβλιογραφία

1. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1959), «Αντισεισμικός Κανονισμός», ΦΕΚ 36/Α/26-02-1959.
2. Δρίτσος Σ. (2018), «Πρόταση–Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα.
3. EN 1992-1-1 (2004), Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός κατασκευών από Σκυρόδεμα».
4. EN 1998-1 (2004), Ευρωκώδικας 8 «Αντισεισμικός Σχεδιασμός των κατασκευών».
5. Ο.Α.Σ.Π. (2017), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ)», ΦΕΚ 2984/Β’/30-08-2017, 2^η Αναθεώρηση.
6. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1954), «Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος», ΦΕΚ 160/Α/26-07-1954.
7. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1946), «Κανονισμός Φορτίσεων», ΦΕΚ 171/Α/16-05-1946.
8. Ο.Α.Σ.Π. (2014), «Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος», ΦΕΚ 405/Β’/05-09-2013
9. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1984), «Τροποποίηση Αντισεισμικού Κανονισμού», ΦΕΚ 239/Β/16-04-1984.
10. Baltzopoulos G., Baraschino R., Iervolino I., Vamvatsikos D. (2017) “SPO2FRAG: software for seismic fragility assessment based on static pushover” Bulletin of Earthquake Engineering 15, 4399-4425.
11. EFEHR, Hazard Curves: <http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/hazard-curves> [Accessed 2020]
12. FEMA, (2018a), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-1, Volume 1– methodology, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
13. FEMA, (2018b), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-2, Volume 2–Implementation Guide, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
14. FEMA (2018c): Seismic performance assessment of buildings. Volume 3– Supporting Electronic Materials, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
15. FEMA P-58. Pact [online].: <https://femap58.atcouncil.org/pact>. [Accessed 2020]
16. Pardalopoulos S.J., Pantazopoulou S.J., Lekidisa V.A. (2018) “Simplified method for rapid seismic assessment of older R.C. buildings” Engineering Structures, 154, 10-22.
17. Pardalopoulos S., Pantazopoulou S. (2018), “Rapid Seismic Assessment of two four-storey R.C. test buildings”, Bulletin of Earthquake Engineering, 17, 1379–1406.
18. Pardalopoulos S., Thermou G., Pantazopoulou S.J. (2012) “Screening criteria to identify brittle R.C. structural” Bulletin of Earthquake Engineering 11, 607-636.
19. Seisbuild User manual (2020) [online]: <https://seissoft.com/support/seisbuild-support/> [Accessed 2020]
20. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). “The Incremental Dynamic Analysis and its application to Performance-Based earthquake engineering”, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 479.

Παράρτημα Α. Πρόσθετα στοιχεία για Πρωτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο, Δευτεροβάθμιους Προσεισμικούς Ελέγχους και Κανονισμό Επεμβάσεων

Δελτίο Πρωτοβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου

ΕΝΟΤΗΤΑ Α: ΤΑΥΤΟΤΗΤΑ ΚΤΙΡΙΟΥ

1.	ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΗ ΕΝΟΤΗΤΑ:				
2.	ΔΗΜΟΤΙΚΗ ΕΝΟΤΗΤΑ:				
3.	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ:	Τ.Κ.			
4.	ΟΝΟΜΑ ΚΤΙΡΙΟΥ:				
5.	ΧΡΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ:				
6.	ΑΛΛΑΓΗ ΧΡΗΣΗΣ:	ΝΑΙ		ΟΧΙ	
7.	ΥΠΑΓΩΓΗ ΣΤΙΣ ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΤΟΥ ΝΟΜΟΥ:	1	2	3	4 5
8.	ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΙΔΙΟΚΤΗΤΗ(ΩΝ):				
9.	ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΑΡΙΘΜΟΣ ΠΡΟΣΩΠΩΝ ΠΟΥ ΣΥΝΑΘΡΟΙΖΟΝΤΑΙ ΣΤΟ ΚΤΙΡΙΟ:	≤9	10 – 99		≥ 100

ΕΝΟΤΗΤΑ Β : ΓΕΝΙΚΑ ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΚΑ ΚΑΙ ΕΔΑΦΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

10.	ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ Ε.Α.Κ.				
	I	II		III	
11.	ΚΑΤΑΤΑΞΗ/ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΤΑ Ε.Α.Κ.				
	A	B	Γ	Δ	X

ΕΝΟΤΗΤΑ Γ : ΔΟΜΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ

12.	ΔΟΜΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ (σύμφωνα με το συνημμένο Πίνακα δομικών τύπων, Δ.Τ.)			
	ΟΣα	ΟΣβ	ΟΣγ	
	ΠΟΣ1	ΠΟΣ2		
	ΤΑ	ΤΔ	ΤΟ	ΤΕ
	ΧΛ1α	ΧΛ1β	ΧΛ2α	ΧΛ2β
	Παρατηρήσεις: (από τον Συντάκτη του ΔΕ.ΔΟ.Τ.Α.)			

ΕΝΟΤΗΤΑ Δ: ΓΕΝΙΚΑ ΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΤΙΡΙΟΥ

13.	ΑΡΙΘΜΟΣ ΟΡΟΦΩΝ:	ΥΠΟΓΕΙΩΝ:			
14.	ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΚΑΤΟΨΗΣ:				
15.	ΟΛΙΚΗ ΔΟΜΗΜΕΝΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ:				
16.	ΕΤΟΣ ΑΡΧΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ:				
17.	ΕΤΟΣ ΚΑΙ ΕΙΔΟΣ ΤΕΛΕΥΤΑΙΑΣ ΠΡΟΣΘΗΚΗΣ:				
18.	ΔΙΑΘΕΣΙΜΟΤΗΤΑ ΜΕΛΕΤΗΣ:	ΝΑΙ	ΟΧΙ		
19.	ΧΡΗΣΗ ΜΕΛΕΤΗΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΑΥΤΟΨΙΑ/ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟΝ:	ΝΑΙ	ΟΧΙ		
20.	ΕΧΕΙ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΕΙ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΟ:	ΝΑΙ	ΟΧΙ		
21.	ΕΧΕΙ ΕΠΙΣΚΕΥΑΣΤΕΙ / ΕΝΙΣΧΥΘΕΙ:	ΝΑΙ	ΟΧΙ		
22.	ΑΝ ΝΑΙ, ΓΙΑ ΠΟΙΑ ΑΙΤΙΑ ΚΑΙ ΠΟΤΕ:				
23.	ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΤΑ Ε.Α.Κ.:	Σ1	Σ2	Σ3	Σ4
24.	ΠΡΟΣΘΕΤΕΣ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ/ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ:				

ΕΝΟΤΗΤΑ Ε: ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΝΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΟΥ
(σημειώστε με Χ μόνον τις θετικές απαντήσεις στα παρακάτω ερωτήματα)

25.	ΧΩΡΙΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ	
26.	ΠΡΟΗΓΟΥΜΕΝΕΣ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΕΙΣ, ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ	
27.	ΚΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΟΓΩ ΚΑΚΟΤΕΧΝΙΩΝ Η/ΚΑΙ ΕΛΛΙΠΟΥΣ ΣΥΝΤΗΡΗΣΗΣ	
28.	ΚΙΝΔΥΝΟΣ ΚΡΟΥΣΗΣ ΜΕ ΓΕΙΤΟΝΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ (ΑΛΛΗΛΟΔΡΑΣΗ)	
29.	«ΑΝΟΙΚΤΟΣ» ΟΡΟΦΟΣ	
30.	ΜΗ ΚΑΝΟΝΙΚΗ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΗΣ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ	
31.	ΜΕΓΑΛΟ ΥΨΟΣ	
32.	ΜΗ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ - ΣΕ ΤΟΜΗ	
33.	ΜΗ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ	
34.	ΕΝΔΕΧΟΜΕΝΟ ΕΝΤΟΝΗΣ ΣΤΡΕΨΗΣ	
35.	ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	

ΕΝΟΤΗΤΑ ΣΤ: ΣΤΟΙΧΕΙΑ «ΠΡΟΣΘΕΤΗΣ» ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ

36.	<p>Το πλήθος των περιπτώσεων αυθαίρετων προσθηκών-κατασκευών (ή/και χρήσεων), «εξαρτημένων» από στατική και αντισεισμική άποψη και με σημαντική επιρροή στην όλη τελική τρωτότητα (+ ή -), δεν μπορεί να «τακτοποιηθεί», ταξινομηθεί, βαθμονομηθεί καταλλήλως, με επάρκεια και αξιοπιστία, όσο αφορά την «πρόσθετη» - «διαφορική» τρωτότητα (έναντι σεισμού).</p> <p>Σχετικώς, βλ. το πλήθος των απαραίτητων δεδομένων και περιπτώσεων κατά τα προηγούμενα Πεδία 5-7, 12, 16-22 και 25-35, αλλά και το πρόσθετο πλήθος που θα παρουσιασθεί κατά την εφαρμογή του Νόμου.</p> <p>Έτσι, προτείνεται τελική συνοπτική συν-αξιολόγηση και αυτού του προβλήματος κατά την τελική Βαθμολόγηση (Δομική) και Κατάταξη του Κτιρίου (βλ. Ενότητα Η), κατά την κρίση του Συντάκτη του Δ.Ε.ΔΟ.Τ.Α..</p>
-----	---

ΕΝΟΤΗΤΑ Ζ: ΕΝΔΕΧΟΜΕΝΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΕΝΑΝΤΙ ΑΛΛΩΝ ΑΙΤΙΩΝ

37.	<p>Για τους ίδιους λόγους, όπως και στην περίπτωση της «πρόσθετης» τρωτότητας (έναντι σεισμού), βλ. Πεδίο 36, και τα άλλα δυνητικώς βλαπτικά αίτια <u>δεν</u> μπορούν να περιληφθούν λεπτομερώς στο παρόν Δ.Ε.ΔΟ.Τ.Α., για τον σκοπό του Νόμου.</p> <p>Σχετικώς, <u>άλλα αίτια</u> μπορεί να είναι η αλλαγή χρήσης (π.χ. επιβάρυνση λόγω φορτίων βαρύτητας ή δονήσεων/ταλαντώσεων ή λόγω πυροθερμικού φορτίου ή λόγω της χρήσης καθεαυτής – λόγω βλαπτικών παραγόντων κ.λπ.), το ακατάλληλο έδαφος (επικλινές, ή λόγω καθιζήσεων, ολισθήσεων κ.λπ.), η πυρκαγιά (εσωτερική ή εξωτερική/δασική), η πλημμύρα κ.λπ., ενώ δεν μπορεί να αποκλεισθεί η συνεργία αιτίων.</p> <p>Έτσι, προτείνεται τελική συνοπτική συναξιολόγηση και αυτού του ενδεχομένου κατά την τελική βαθμολόγηση (Δομική) και Κατάταξη του Κτιρίου (βλ. Ενότητα Η), κατά την κρίση του Συντάκτη του Δ.Ε.ΔΟ.Τ.Α..</p>
-----	--

ΕΝΟΤΗΤΑ Η: ΤΕΛΙΚΗ ΒΑΘΜΟΛΟΓΗΣΗ (ΔΟΜΙΚΗ) ΚΑΙ ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

38.	<p>ΑΡΧΙΚΗ/ΓΕΝΙΚΗ ΔΟΜΙΚΗ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ (ΑΔΒ):</p> <p>Εκτιμάται, με ένα μόνο δεκαδικό ψηφίο, με βάση τις Ενότητες Α-Ε του Δ.Ε.ΔΟ.Τ.Α. και το συνημμένο Πίνακα ΑΔΒ, αναλόγως Δομικού Τύπου (ΔΤ).</p> <p>Δύο (2) σχετικά Παραδείγματα υπάρχουν στις Οδηγίες Συμπλήρωσης του Δ.Ε.ΔΟ.Τ.Α.</p>	αβ.
39.	<p>ΤΕΛΙΚΗ ΔΟΜΙΚΗ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ (ΤΔΒ):</p> <p>Εκτιμάται, με ένα μόνον δεκαδικό ψηφίο, με βάση την ΑΔΒ (έναντι σεισμού, αβ./βλ. προηγούμενο Πεδίο 38), συνεκτιμώντας την «πρόσθετη» τρωτότητα (έναντι σεισμού, Πεδίο 36) και την ενδεχομένως πρόσθετη τρωτότητα έναντι άλλων αιτίων (Πεδίο 37), έτσι ώστε τελικώς $\tau\beta \leq \alpha\beta$.</p>	τβ.
40.	<p>ΤΕΛΙΚΗ ΔΟΜΙΚΗ ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ (ΤΔΚ):</p> <ul style="list-style-type: none">• Για $\tau\beta \leq 4,0$, Κατηγορία Υ• Για $4,0 < \tau\beta < 5,5$, Κατηγορία Μ• Για $\tau\beta \geq 5,5$, Κατηγορία Χ	Χ ή Μ ή Υ

ΠΑΙΝΑΚΑΣ ΑΡΧΙΚΗΣ, ΓΕΝΙΚΗΣ ΔΟΜΙΚΗΣ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑΣ (ΑΔΒ)														
ΠΕΔΙΟ ΔΕΔΟΤΑ	ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ	ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΣΚΥΡΟΔΕΜΑ			ΠΡΟΚΑΤΑΣΚΕΥΗ		ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ				ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ			
		ΟΣα	ΟΣβ	ΟΣγ	ΠΟΣ1	ΠΟΣ2	ΤΑ	ΤΔ	ΤΟ	ΤΕ	ΧΛ1α	ΧΛ1β	ΧΛ2α	ΧΛ2β
12	Βασική Βαθμολογία, αναλόγως ΔΤ	6,0	7,0	8,0	5,0	6,5	5,5	6,5	7,0	6,5	10,0	10,0	7,0	9,0
10	Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ι	-0,5	-1,0	-0,5	-0,5	-1,0	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-	-0,5	-0,5
10	Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙ ή ΙΙΙ	-1,5	-1,5	-1,0	-1,0	-1,5	-1,5	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	-	-1,0	-1,0
11	Έδαφος κατηγορίας Β (για αποδεδειγμένως Α:-0,1)	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3
11	Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6
11,13	Έδαφος Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8
11	Έδαφος κατηγορίας Χ	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8
25	Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	-0,5	-	-	-	-	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-	-0,5	-
26	Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα	-1,0	-0,5	-0,5	-1,0	-1,0	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5
27	Κακή κατάσταση	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5
28	Κρούση με γειτονικά κτίρια	-0,5	-0,5	-	-0,5	-0,5	-	-	-	-	-	-	-	-
29-35	PILOTIS ή/και κοντά υποστυλώματα	-1,5	-1,5	-0,5	-0,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
30	Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	0,5	0,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
31	Μεγάλο ύψος	-1,0	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-1,0	-1,0	-	-1,0	-	-1,0
32	Μη κανονικότητα σε τομή	-1,0	-0,5	-0,5	-1,0	-1,0	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5
33	Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-1,0	-0,5	-0,5	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5
34	Στρέψη (ένταση)	-0,5	-0,5	-0,5	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5
5,9	Ένταση λειτουργίας (0 έως 1,2)													
9	Αριθμός χρηστών ≤ 9	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2
9	Αριθμός χρηστών 10-99	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4
9	Αριθμός χρηστών ≥100	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6
ΑΡΧΙΚΗ ΔΟΜΙΚΗ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ (αβ.)														

Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης – Μέθοδος Δρίτσου Σ.

ΚΡΙΤΗΡΙΟ 1: ΒΛΑΒΕΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ

Εξετάζονται οι βλάβες στα δομικά στοιχεία: υποστυλώματα, τοιχώματα και κόμβους. Εντοπίζονται οι ρηγματώσεις σε υποστυλώματα, τοιχώματα και κόμβους και βαθμονομούνται σύμφωνα με το ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: Απώλεια Φέρουσας Ικανότητας Κτιρίων.

Οι ρηγματώσεις στα υπόλοιπα δομικά στοιχεία (δοκούς, πλάκες, τοιχοπληρώσεις) και οποιοδήποτε άλλο στοιχείο προσδιορίζει την παθολογία του δομήματος π.χ. παραμορφώσεις, ρωγμές στο έδαφος, ρωγμές στο φ.ο. λόγω καθιζήσεων καταγράφονται και αναφέρονται στην ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ.

Συνοπτική περιγραφή μεθοδολογίας:

- Οι βλάβες των στοιχείων κατατάσσονται σε 3 τυπικούς βαθμούς, ανάλογα με το πλήθος, το εύρος, τη μορφή και τη θέση των ρηγματώσεων, ανάλογα με τη μετακίνηση των άκρων στην περιοχή της ρηγμάτωσης, την ολίσθηση στη βάση τοιχώματος.
- Σε κάθε τυπικό βαθμό βλάβης αντιστοιχεί μία τιμή του συντελεστή μείωσης φέρουσας ικανότητας στοιχείου R_i
- Ο βαθμός βλάβης μιας στάθμης καθορίζεται από το συνολικό βαθμό βλάβης των κατακορύφων στοιχείων αυτής. Η στάθμη με το μεγαλύτερο βαθμό βλάβης καθορίζει και το ποσοστό απώλειας της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου α_φ .
-

(βλ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: Απώλεια Φέρουσας Ικανότητας Κτιρίων).

Βαθμονόμηση Κριτηρίου:

Δείκτης για τη βαθμονόμηση του κριτηρίου, καθώς και για τον χαρακτηρισμό του ως υπερκρίσιμο αποτελεί η τιμή της απώλειας φέρουσας ικανότητας κτιρίου α_φ .

Υπερκρίσιμο:	$\alpha_\varphi > 0.10$
Βαθμός 1:	$0.075 < \alpha_\varphi \leq 0.10$
Βαθμός 2:	$0.05 < \alpha_\varphi \leq 0.075$
Βαθμός 3:	$0.025 < \alpha_\varphi \leq 0.05$
Βαθμός 4:	$\alpha_\varphi \leq 0.025$
Βαθμός 5:	$\alpha_\varphi = 0$

ΚΡΙΤΗΡΙΟ 2: ΟΞΕΙΔΩΣΗ ΟΠΛΙΣΜΩΝ

Εξετάζεται ο βαθμός οξειδωσης των διαμήκων οπλισμών των κατακορύφων στοιχείων.

Ο διαβρωμένος χάλυβας οπλισμού μπορεί να μειώσει σημαντικά την αντοχή των στοιχείων Ο/Σ. Η οξειδωση μειώνει σοβαρά τη συνάφεια του οπλισμού με το σκυρόδεμα και περιορίζει την ενεργό επιφάνεια του διαθέσιμου οπλισμού.

Ενδείξεις που υποδηλώνουν διάβρωση του οπλισμού είναι: η αποτίναξη της επικάλυψης, τα “φουσκώματα”, οι κηλίδες σκουριάς στην επιφάνεια του σκυροδέματος, υγρασίες. Εφόσον υπάρχουν ενδείξεις και για την εξακρίβωση του βαθμού οξειδωσης των οπλισμών των κατακορύφων στοιχείων ΑΠΑΙΤΕΙΤΑΙ αποκάλυψη των οπλισμών με “χαντρώματα”. Η έκταση των αποκαλύψεων αποφασίζεται κατά την κρίση του Μηχανικού.

Βαθμονόμηση Κριτηρίου:

Δείκτης για τη βαθμονόμηση του κριτηρίου αποτελεί ο βαθμός οξειδωσης των διαμήκων οπλισμών.

Υπερκρίσιμο: Πλήρης απώλεια οπλισμού: απομείωση $\Phi_d > 50\%$, σε τουλάχιστον μία ράβδο, σε τουλάχιστον 2 γειτονικά κατακόρυφα στοιχεία ή στο 15% του συνολικού αριθμού των υποστυλωμάτων μίας στάθμης.

Βαθμός 1: Σημαντική απώλεια οπλισμού: απομείωση $\Phi_d = 50\%$, σε τουλάχιστον μία ράβδο, σε τουλάχιστον 2 γειτονικά κατακόρυφα στοιχεία ή στο 15% του συνολικού αριθμού των υποστυλωμάτων μίας στάθμης

Βαθμός 2: Προχωρημένη διάβρωση και απώλεια συνδετήρα. (π.χ. αποκαλυμμένος διαβρωμένος οπλισμός και σπασμένοι συνδετήρες)

Βαθμός 3: Έντονη διάβρωση και απομείωση συνδετήρα (π.χ. έντονες ρηγματώσεις, παράλληλες με τον κύριο οπλισμό)

Βαθμός 4: Περιορισμένη διάβρωση (π.χ. περιορισμένες ρηγματώσεις, παράλληλες με τον κύριο οπλισμό)

Βαθμός 5: Καμία διάβρωση

ΚΡΙΤΗΡΙΟ 3: ΜΕΓΕΘΟΣ ΑΝΗΓΜΕΝΟΥ ΑΞΟΝΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ

Υποστυλώματα τα οποία υπόκεινται σε ισχυρή θλίψη από τα κατακόρυφα φορτία ενδέχεται να έχουν περιορισμένη ικανότητα να αναλάβουν τις σεισμικές δυνάμεις, ενώ ταυτόχρονα έχουν μειωμένη πλαστιμότητα. Στο κριτήριο αυτό ελέγχεται η ικανότητα των υποστυλωμάτων του ισογείου να αναλάβουν ισχυρά θλιπτικά φορτία και τα περιθώρια ανάλιψης επιπλέον αξονικών φορτίων λόγω σεισμού. Για το λόγο αυτό γίνεται έλεγχος του ανηγμένου αξονικού φορτίου στα υποστυλώματα του ισογείου, λαμβάνοντας υπόψη και φαινόμενα 2^{ος} τάξεως με τη βοήθεια του δείκτη σχετικής μεταθετότητας θ .

Συνοπτική περιγραφή μεθοδολογίας:

Το ανηγμένο αξονικό φορτίο υποστυλώματος i ισογείου υπολογίζεται ως

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

όπου

- N_{sd} : η αξονική δύναμη υποστυλώματος ισογείου, από μόνιμα G και κινητά Q φορτία, για τον συνδυασμό φόρτισης $S_d = G + \psi_2 Q$.
- f_{ck} : η χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος.
- A_c : το εμβαδόν διατομής υποστυλώματος ισογείου.
- θ : ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας, ο οποίος προσεγγιστικά υπολογίζεται ως:

$$\theta \approx \begin{cases} 0, & \text{όταν } h < 3.0m \\ (h - 2)/20, & \text{όταν } h \geq 3.0m \end{cases}$$

όπου h το καθαρό ύψος (σε m) του εξεταζόμενου υποστυλώματος i .

Βαθμονόμηση Κριτηρίου:

Υπερκρίσιμο: Εάν σε υποστυλώμα i του ισογείου το $v_d^i > 0.75$.

Η βαθμονόμηση γίνεται με βάση το μέσο ανηγμένο αξονικό φορτίο των υποστυλωμάτων του ισογείου v_d που ορίζεται ως

$$v_d = \frac{1}{N} \sum_i^N v_d^i, \text{ όπου } N \text{ το πλήθος των υποστυλωμάτων του ισογείου}$$

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 $v_d < 0.30$

ΚΡΙΤΗΡΙΟ 4: ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΑΤΟΨΗΣ

Είναι γενικά αποδεκτό ότι η απλότητα του σχήματος της κάτοψης επιτρέπει την ομοιόμορφη κατανομή των σεισμικών δράσεων στα (κατακόρυφα) στοιχεία του φέροντος οργανισμού, βελτιώνοντας με τον τρόπο αυτό την αντισεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου. Ως εκ τούτου, κτίρια με πολύπλοκο και έντονα ασύμμετρο σχήμα κάτοψης είναι πιθανό να εμφανίσουν δυσμενέστερη συμπεριφορά έναντι σεισμού σε σχέση με τα (πρακτικώς) συμμετρικά. Ενδεικτικά, στην κατηγορία των ασύμμετρων σε κάτοψη κτιρίων που αξιολογούνται στο παρόν κριτήριο εντάσσονται τα σχήματος «Γ», «Τ» ή «Η» καθώς και τα επιμήκη ορθογώνια. Επιπλέον, δυσμενή επίδραση στη συμπεριφορά ενός κτιρίου ενδέχεται να έχει η ύπαρξη μεγάλων κενών (π.χ. αιθρίων, μεγάλων κλιμακοστασίων) στις πλάκες των ορόφων. Το ενδεχόμενο αυτό συναξιολογείται με το γενικό σχήμα της κάτοψης στο παρόν κριτήριο.

Συνοπτική περιγραφή μεθοδολογίας:

- Σε κτίρια με επιμήκη (ορθογωνική) κάτοψη μετρώνται τα μήκη των πλευρών, L_{max} και L_{min} για τη μεγαλύτερη και μικρότερη πλευρά αντιστοιχώς, και προσδιορίζεται ο λόγος $\lambda = L_{max}/L_{min}$.
- Σε κτίρια με πολύπλοκο σχήμα κάτοψης προσδιορίζονται:
 1. το αθροιστικό εμβαδόν ΣA_E των εσοχών
 2. το εμβαδόν της μεγαλύτερης εσοχής, $A_{E,max}$, και το εμβαδόν της κάτοψης, A_{tot} . Το εμβαδόν κάθε εσοχής ορίζεται από την περίμετρο της εσοχής και τη χορδή που συνδέει τις εξώτατες κορυφές της.
- Εάν υπάρχουν κενά στις πλάκες προσδιορίζεται επιπλέον το αθροιστικό εμβαδόν ΣA_K των κενών.

Βαθμονόμηση κριτηρίου:

- Κτίρια με επιμήκη (ορθογωνική) κάτοψη:
Βαθμός 1: $\lambda \geq 8.0$ (μη κανονικό σε κάτοψη)
Βαθμός 5: $\lambda < 4.0$ (κανονικό σε κάτοψη)
- Κτίρια με πολύπλοκο σχήμα κάτοψης ή κενά στις πλάκες:
Βαθμός 1: ΣA_E ή $\Sigma A_K \geq 0.40A_{tot}$, είτε $A_{E,max} \geq 0.25A_{tot}$ (μη κανονικό σε κάτοψη)
Βαθμός 5: ΣA_E ή $\Sigma A_K < 0.25A_{tot}$, είτε $A_{E,max} < 0.15A_{tot}$ (κανονικό σε κάτοψη).
- Κτίρια με πολύπλοκο σχήμα κάτοψης και κενά στις πλάκες:
Βαθμός 1: $\Sigma A_E + \Sigma A_K \geq 0.50A_{tot}$, είτε $A_{E,max} \geq 0.25A_{tot}$ (μη κανονικό σε κάτοψη)
Βαθμός 5: $\Sigma A_E + \Sigma A_K < 0.30A_{tot}$, είτε $A_{E,max} < 0.15A_{tot}$ (κανονικό σε κάτοψη).

Οι ενδιάμεσοι βαθμοί επιλέγονται κατά την κρίση του ελέγχοντος μηχανικού, λαμβάνοντας υπ' όψιν τις προαναφερθείσες περιγραφές για βαθμολόγηση με βαθμούς 1 και 5.

ΚΡΙΤΗΡΙΟ 5: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ – ΣΤΡΕΨΗ

Η ασύμμετρη κατανομή των στοιχείων που συνεισφέρουν στην πλευρική δυσκαμψία του φορέα και στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων συνήθως οδηγεί στην ανομοιόμορφη κατανομή της σεισμικής έντασης με άμεσο αποτέλεσμα την εμφάνιση σημαντικών βλαβών στα δομικά στοιχεία που επιβαρύνονται περισσότερο από αυτήν. Το πρόβλημα αυτό εντοπίζεται κυρίως σε κτίρια με μη-συμμετρική τοποθέτηση τοιχωμάτων στην περίμετρό τους ή με έκκεντρα τοποθετημένους ισχυρούς πυρήνες κλιμακοστασίου/ανελκυστήρα. Η σεισμική απόκριση των κτιρίων αυτών είναι συχνά στρεπτική (συνήθως συνδυασμός μεταφορικών και στρεπτικών ταλαντώσεων). Η στρέψη θεωρείται γενικά ανεπιθύμητος μηχανισμός ταλάντωσης, καθώς οδηγεί σε ιδιαίτερη αυξημένη «επιβάρυνση» των δομικών στοιχείων (υποστυλωμάτων) στην περίμετρο του κτιρίου, η οποία ενδέχεται να μην έχει προβλεφθεί κατά το σχεδιασμό. Λόγω της στρέψης το διαφραγμάτων, τα στοιχεία αυτά αναπτύσσουν μεγάλες μετατοπίσεις και είναι πιθανό να αστοχήσουν λόγω της αυξημένης (σε σχέση με την προβλεπόμενη κατά το σχεδιασμό) σεισμικής έντασης σε αυτά ή λόγω φαινομένων δευτέρας τάξεως.

Ως μέτρο της ανισοκατανομής της δυσκαμψίας σε κάτοψη και του ενδεχόμενου στρεπτικής απόκρισης του κτιρίου επιλέγεται στο παρόν κριτήριο η ανηγμένη φυσική εκκεντρότητα, ϵ . Έχει αποδειχθεί ότι η αύξηση της φυσικής εκκεντρότητας, ϵ , συνδέεται άμεσα με την «ενίσχυση» των στρεπτικών ταλαντώσεων και των συνεπειών τους.

Συνοπτική περιγραφή μεθοδολογίας:

- Προσδιορίζεται (προσεγγιστικά) η θέση του κέντρου μάζας, συγκεκριμένα οι συντεταγμένες x_{CM} και y_{CM} αυτού ως προς ένα σύστημα συντεταγμένων με αρχή σε κάποια γωνία του κτιρίου. Το κέντρο μάζας προσδιορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τα κατακόρυφα φορτία, όπως προσδιορίστηκαν στο κριτήριο Κ3.

$$x_M = \frac{\sum N_{sd,i} x_{c,i}}{\sum N_{sd,i}} \quad (1\alpha)$$

$$y_M = \frac{\sum N_{sd,i} y_{c,i}}{\sum N_{sd,i}} \quad (1\beta)$$

- Υπολογίζονται οι δυσκαμψίες των κατακόρυφων στοιχείων, $K_{Cx,i}$, $K_{Cy,i}$ (ανά διεύθυνση), του φέροντος οργανισμού στο ισόγειο (για τη μείωση του υπολογιστικού φόρτου και τη διευκόλυνση της διαδικασίας), χρησιμοποιώντας τις προσεγγιστικές σχέσεις της §7.1.2.2(δ) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ή με ακριβέστερη μέθοδο/διαδικασία εάν είναι διαθέσιμα περαιτέρω στοιχεία, π.χ. οι διαμήκεις οπλισμοί των στοιχείων).
- Υπολογίζονται οι οριζόντιες δυσκαμψίες, K_{inf} , των τοιχοπληρώσεων του υπό εξέταση ορόφου (ισογείου) που θεωρούνται ότι συνεισφέρουν στην ανάληψη σεισμικών δράσεων σε κάθε διεύθυνση. Η οριζόντια δυσκαμψία κάθε τοιχοπλήρωσης μπορεί να προσεγγιστεί σύμφωνα με την ισοδύναμη, αμφιαρθρωτή, θλιβόμενη διαγώνια ράβδο ως:

$$K_{inf} = \frac{E_{inf} A_{inf}}{L_d} \cos^2 a \quad (2)$$

όπου:

E_{inf} το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοπλήρωσης

A_{inf} η διατομή της ισοδύναμης ράβδου

L_d το μήκος της ράβδου

α η γωνία κλίσης της ράβδου ως προς την οριζόντιο
όπως ορίζονται στην §7.4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- Υπολογίζονται οι συντεταγμένες του «κέντρου δυσκαμψίας», x_{CR} και y_{CR} , του ορόφου που αποτελεί μια προσεγγιστική εκτίμηση της θέσης του θεωρητικού άξονα αδράνειας του κτιρίου, ως ακολούθως:

$$x_{CR} = \frac{\sum K_{C_{x,i}} x_{c,i} + \sum K_{inf_{x,i}} x_{inf,i}}{\sum K_{C_{x,i}} + \sum K_{inf_{x,i}}} \quad (3\alpha)$$

$$y_{CR} = \frac{\sum K_{C_{y,i}} y_{c,i} + \sum K_{inf_{y,i}} y_{inf,i}}{\sum K_{C_{y,i}} + \sum K_{inf_{y,i}}} \quad (3\beta)$$

όπου για τον προσδιορισμό των θέσεων, $x_{inf,i}$ και $y_{inf,i}$ των τοιχοπλήρωσεων θεωρείται το μέσον του φανώματος.

- Υπολογίζονται οι εκκεντρότητες ανά διεύθυνση, e_x και e_y , και οι ζητούμενες ανηγμένες τιμές τους, ε_x και ε_y , ως ακολούθως:

$$e_x = |x_{CR} - x_{CM}| \text{ και } \varepsilon_x = e_x / L_x \quad (4\alpha)$$

$$e_y = |y_{CR} - y_{CM}| \text{ και } \varepsilon_y = e_y / L_y \quad (4\alpha)$$

όπου L_x και L_y η μέγιστη διάσταση του κτιρίου κατά τη θεωρούμενη ως x και y διεύθυνση αντιστοίχως.

- Εάν υπάρχει πατάρι με μικρό εμβαδόν κάτοψης, σε σχέση με το εμβαδόν των εκατέρωθεν ορόφων (εμβαδόν πλήρους ορόφου), τότε ο συντελεστής ανηγμένης εκκεντρότητας επιβαρύνεται κατά 30%.

Βαθμονόμηση κριτηρίου:

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

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

Οι ενδιάμεσοι βαθμοί επιλέγονται κατά την κρίση του ελέγχοντος μηχανικού, λαμβάνοντας υπ' όψιν τις προαναφερθείσες περιγραφές για βαθμολόγηση με βαθμούς 1 και 5.

ΚΡΙΤΗΡΙΟ 6: ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΤΟΜΗ/ΟΨΗ

Η αλλαγή των διαστάσεων του φέροντος οργανισμού από όροφο σε όροφο είναι μία περίπτωση γεωμετρικής μη κανονικότητας που συναντάται συχνά, ιδιαίτερα σε κτίρια με χρήση κατοικίας υπό μορφή εσοχών στους ανώτερους ορόφους (περίπτωση ρετιρέ). Τέτοιου είδους μεταβολές τη γεωμετρία του φορέα ενδέχεται να έχουν αρνητικές επιπτώσεις στην αντισεισμική συμπεριφορά του κτιρίου (συγκεντρώσεις σεισμικής έντασης, επιρροή ανώτερων ιδιομορφών). Ως εκ τούτου απαιτείται ο έλεγχος και η αξιολόγησή τους.

Συνοπτική περιγραφή μεθοδολογίας:

Υπολογίζονται τα εμβαδά, A_{tot} , των κατόψεων των ορόφων και οι ποσοστιαίες διαφορές τους μεταξύ γειτονικών ορόφων.

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).

Οι ενδιάμεσοι βαθμοί επιλέγονται κατά την κρίση του ελέγχοντος μηχανικού, λαμβάνοντας υπ' όψιν τις προαναφερθείσες περιγραφές για βαθμολόγηση με βαθμούς 1 και 5.

ΚΡΙΤΗΡΙΟ 7: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ – ΜΑΛΑΚΟΣ ΟΡΟΦΟΣ

Ως γνωστόν, η δυσκαμψία των στοιχείων που συμμετέχουν στην ανάληψη σεισμικών δράσεων θα πρέπει να παραμένει πρακτικά αμετάβλητη από όροφο σε όροφο, ώστε να εξασφαλίζεται η βέλτιστη δυνατή καθ' ύψος κατανομή των εντάσεων και των σεισμικών μετατοπίσεων. Η απαίτηση αυτή, προφανώς, δεν παραβιάζεται από τη σταδιακή, μικρή κατά κανόνα, μείωση των διατομών των υποστυλωμάτων ή/και τοιχωμάτων που παρατηρείται σε κάποιες περιπτώσεις στις ανώτερες στάθμες πολυώροφων κτιρίων (συνήθως για λόγους οικονομίας). Το πρόβλημα εντοπίζεται όταν η δυσκαμψία ενός ορόφου είναι σημαντικά μικρότερη από αυτή των γειτονικών του (υποκείμενου και υπερκείμενου). Τέτοιου είδους «ραγδαίες» μειώσεις της δυσκαμψίας προκύπτουν συνήθως ως αποτέλεσμα ειδικών απαιτήσεων χρήσης του εν λόγω ορόφου (π.χ. ισόγειο με χρήση χώρου στάθμευσης σε κτίριο κατοικιών) και στην Ελλάδα συναντώνται με την ιδιαίτερα διαδεδομένη διαμόρφωση το ισογείου τύπου «pilotis». Εάν η μείωση της δυσκαμψίας είναι σημαντική, παρατηρείται συγκέντρωση των σεισμικών μετατοπίσεων στον καλούμενο ως μαλακό όροφο, η οποία μπορεί να οδηγήσει σε εκτεταμένες βλάβες στα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία.

Για την αξιολόγηση και βαθμονόμηση του κριτηρίου λαμβάνεται υπόψιν η διαφορά δυσκαμψίας μεταξύ των γειτονικών ορόφων.

Συνοπτική περιγραφή μεθοδολογίας:

- Υπολογίζονται προσεγγιστικά οι δυσκαμψίες των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων (υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων), $K_{cx,i}$ και $K_{cy,i}$ των ορόφων όπως προκύπτουν βάσει της §7.1.2.2(δ) του ΚΑΝ.ΕΠΕ., σύμφωνα και με όσα αναφέρονται στο Κριτήριο 5.
- Υπολογίζονται προσεγγιστικά οι οριζόντιες δυσκαμψίες, K_{inf} , των τοιχοπληρώσεων του ορόφου που θεωρούνται ότι συνεισφέρουν στην ανάληψη σεισμικών δράσεων σε κάθε διεύθυνση, βάσει της ανωτέρω Εξίσωσης (1) του Κριτηρίου 5.
- Η δυσκαμψία κάθε ορόφου, K_{tot} , ανά διεύθυνση προκύπτει από τις παραπάνω επιμέρους δυσκαμψίες των φερόντων στοιχείων και των τοιχοπληρώσεων ως ακολούθως:

$$K_{tot,x,i} = \sum K_{cx,i} + \sum K_{inf x,i}$$

$$K_{tot,y,i} = \sum K_{cy,i} + \sum K_{inf y,i}$$

Βαθμονόμηση κριτηρίου:

Υπολογίζεται η ποσοστιαία διαφορά δυσκαμψίας, ΔK_{tot} , μεταξύ γειτονικών ορόφων ανά διεύθυνση. Από τον υπολογισμό εξαιρείται ο τελευταίος (ανώτερος) όροφος του κτιρίου.

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

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

Οι ενδιάμεσοι βαθμοί επιλέγονται κατά την κρίση του ελέγχοντος μηχανικού, λαμβάνοντας υπ' όψιν τις προαναφερθείσες περιγραφές για βαθμολόγηση με βαθμούς 1 και 5.

ΚΡΙΤΗΡΙΟ 8: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΑΖΑΣ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ

Ο συμβατικός αντισεισμικός σχεδιασμός βασίζεται στη θεώρηση πρακτικώς ομοιόμορφης καθ' ύψος κατανομής της μάζας. Ως εκ τούτου, η έντονα ανομοιόμορφη κατανομή της μάζας, π.χ. η (σπανίως συναντώμενη) σημαντική διαφορά της μάζας γειτονικών ορόφων έπειτα από αλλαγή στη χρήση τμήματος του κτιρίου χωρίς να γίνει ο απαιτούμενος έλεγχος στατικής επάρκειας, επηρεάζει δυσμενώς τη σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων (συγκεντρώσεις των λόγω σεισμού εντάσεων, επιρροή ανώτερων ιδιομορφών).

Συνεπώς η μεταβολή της μάζας καθ' ύψος, ελεγχόμενη βάσει της διαφοράς στη μάζα των γειτονικών ορόφων, απαιτείται να αξιολογείται στο πλαίσιο της διαδικασίας δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου.

Συνοπτική περιγραφή μεθοδολογίας:

Υπολογίζεται η μάζα, M_{tot} , κάθε ορόφου, προσεγγιστικά με βάση τα εκτιμώμενα ίδια βάρη των πλακών και των επιστρώσεων (εκτιμώνται με βάση τις διαστάσεις της κάτοψης), των στοιχείων του φέροντος οργανισμού (για την πλειονότητα των οποίων γίνονται ούτως ή άλλως μετρήσεις ή εκτίμηση των διαστάσεων), των τοιχοπληρώσεων καθώς και τα κινητά φορτία (σύμφωνα με τη χρήση του κτιρίου).

Βαθμονόμηση κριτηρίου:

Υπολογίζεται η ποσοστιαία διαφορά μάζας, ΔM_{tot} , μεταξύ γειτονικών ορόφων.

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

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

Οι ενδιάμεσοι βαθμοί επιλέγονται κατά την κρίση του ελέγχοντος μηχανικού, λαμβάνοντας υπ' όψιν τις προαναφερθείσες περιγραφές για βαθμολόγηση με βαθμούς 1 και 5.

ΚΡΙΤΗΡΙΟ 9: ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

Εξετάζεται ο κίνδυνος εμφάνισης ψαθυρής μορφής αστοχίας, που προκαλείται από “φύσει” ή “θέσει” κοντούς στύλους. Σε κάθε στάθμη και ανά κύρια διεύθυνση υπολογίζεται ο βαθμός επιρροής κοντών υποστυλωμάτων. Ο βαθμός επιρροής κοντών υποστυλωμάτων προκύπτει ως ο κεντροβαρικός μέσος όρος των βαθμών που αποδίδονται σε κάθε υποστύλωμα, σύμφωνα με το λόγο του καθαρού ελεύθερου ύψους του υποστυλώματος (l) προς τη διάσταση της διατομής, της παράλληλης στη διεύθυνση του σεισμού (h).

Κατά την εφαρμογή του κριτηρίου δεν θα λαμβάνονται υπόψη οι μαλακοί τοίχοι από ελαφρά χωρίσματα ξηράς δόμησης ανεξαρτήτως πάχους, οι πλινθόκτιστοι τοίχοι πάχους έως 10cm καθώς και οι τοίχοι με πάχος μικρότερο από το ένα τέταρτο της μέσης διάστασης του γειτονικού στύλου.

Βαθμονόμηση κριτηρίου

Για κάθε υποστύλωμα αποδίδεται ένας βαθμός β_i ανάλογα με το ανηγμένο του μήκος. Η συμβολή στην συνολική επιβάρυνση της κατασκευής λαμβάνεται υπ' όψιν μέσω αντίστοιχων συντελεστών βαρύτητας $\sigma.β.$ ως εξής:

Για $l/h \leq 2$	$\beta_i=1$	και	$\sigma.β.=5$
Για $2 < l/h \leq 3$	$\beta_i=2$	και	$\sigma.β.=4$
Για $3 < l/h \leq 4$	$\beta_i=3$	και	$\sigma.β.=3$
Για $4 < l/h \leq 5$	$\beta_i=4$	και	$\sigma.β.=2$
Για $l/h > 5$	$\beta_i=5$	και	$\sigma.β.=1$

Αν n το πλήθος των υποστυλωμάτων στην εξεταζόμενη στάθμη και

n_1 με βαθμό $\beta_i=1$

n_2 με βαθμό $\beta_i=2$

n_3 με βαθμό $\beta_i=3$

n_4 με βαθμό $\beta_i=4$

n_5 με βαθμό $\beta_i=5$

Σε φορείς χωρίς τοιχώματα η βαθμονόμηση του κριτηρίου ανά στάθμη, προσδιορίζεται ως εξής:

$$\bar{\beta} = \frac{n_1 \times 1 \times 5 + n_2 \times 2 \times 4 + n_3 \times 3 \times 3 + n_4 \times 4 \times 2 + n_5 \times 5 \times 1}{n = 5n_1 + 4n_2 + 3n_3 + 2n_4 + n_5}$$

Σε φορείς με τοιχώματα ο τελικός βαθμός προκύπτει σε συνάρτηση με τον βαθμό τοιχωματοποίησης α_T .

Αν ο βαθμός τοιχωματοποίησης α_T είναι $\alpha_T < 0.10$ τότε $\beta_{\text{τελ}} = \bar{\beta}$

Αν ο βαθμός τοιχωματοποίησης α_T είναι $\alpha_T \geq 0.50$ τότε $\beta_{\text{τελ}} = 5$

Για $0.10 \leq \alpha_T < 0.50$ η τιμή του $\beta_{\text{τελ}}$ προκύπτει με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των παραπάνω ορίων

Εναλλακτικά

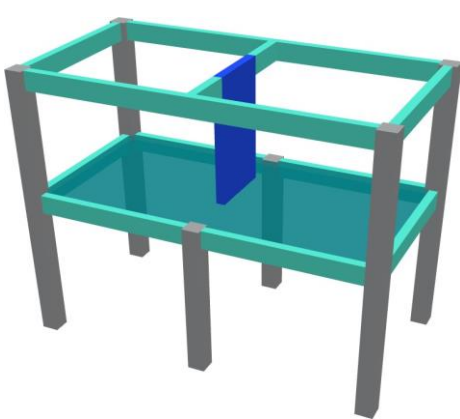
$$\beta_{\text{τελ}} = \bar{\beta} + \frac{\alpha_T(5 - \bar{\beta})}{0.6} \leq 5$$

Το κριτήριο λαμβάνει ως τελικό βαθμό την μικρότερη τιμή στάθμης.

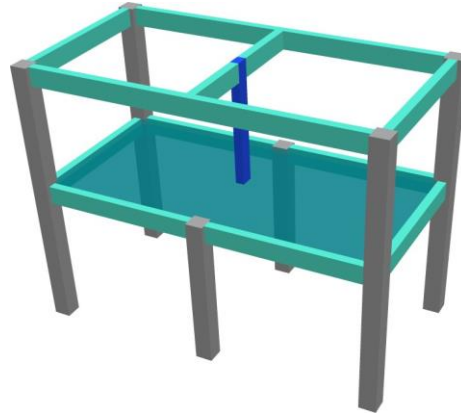
ΚΡΙΤΗΡΙΟ 10: ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ

Ελέγχεται η ύπαρξη έντονων κατακόρυφων ασυνεχειών σε υποστυλώματα και τοιχώματα, όπως:

- ΚΑ₁: Ελέγχεται η ύπαρξη φυτευτών τοιχωμάτων ή υποστυλωμάτων σε πλάκες.

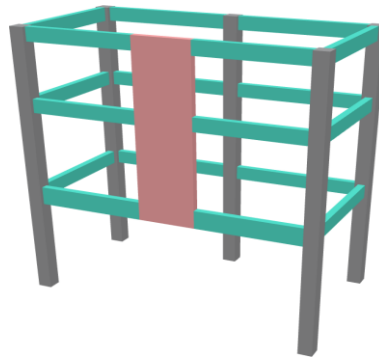


Φυτευτό τοίχωμα σε πλάκα (ΚΑ₁)



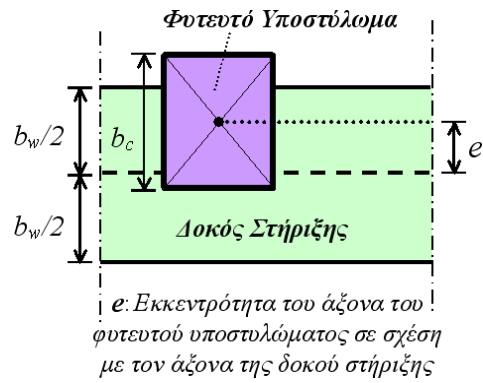
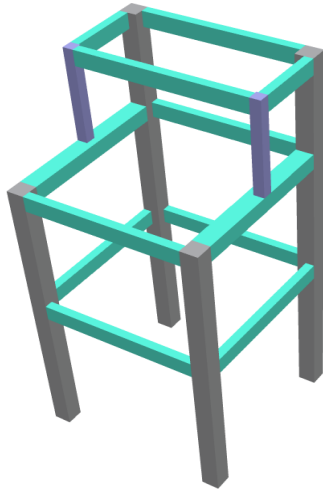
Φυτευτό υποστύλωμα σε πλάκα (ΚΑ₁)

- ΚΑ₂: Ελέγχεται η ύπαρξη φυτευτών τοιχωμάτων δοκού, ανεξάρτητα εάν υπάρχει εκκεντρότητα του άξονα του φυτευτού τοιχώματος σε σχέση με τον άξονα της δοκού που το στηρίζει.



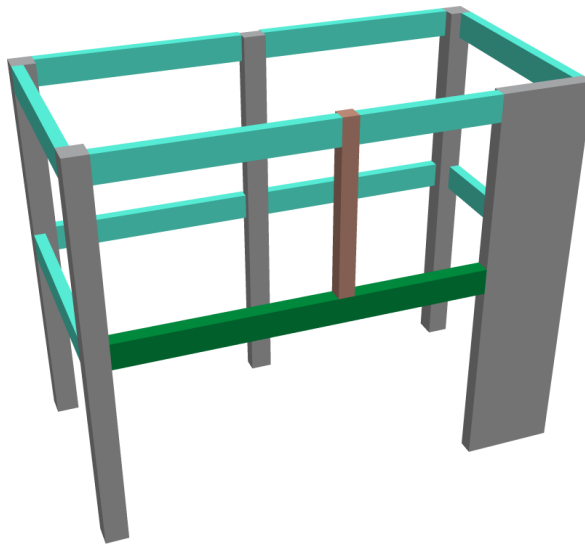
Φυτευτό τοίχωμα σε δοκό (ΚΑ₂)

- ΚΑ₃: Ελέγχεται η ύπαρξη φυτευτών υποστυλωμάτων σε δοκούς, λαμβάνοντας υπόψη την εκκεντρότητα (e) του άξονα του φυτευτού υποστυλώματος σε σχέση με τον άξονα της δοκού στήριξης.

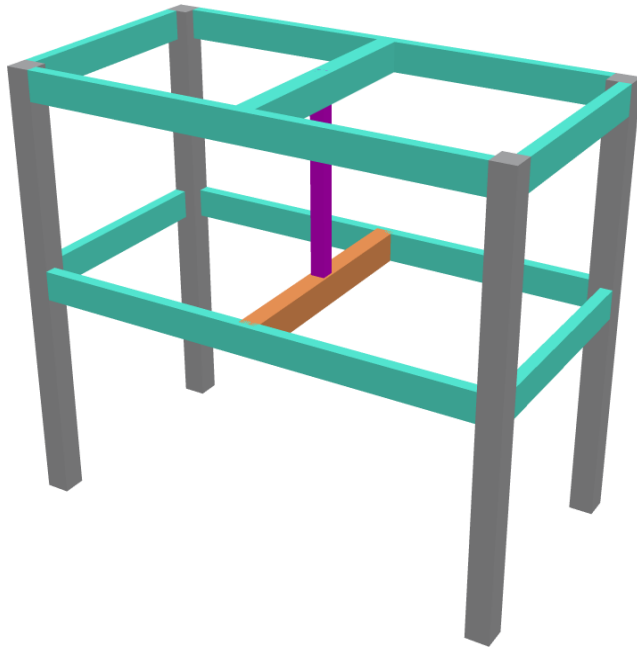


Φυτευτό υποστύλωμα έκκεντρα στηριζόμενο σε δοκό (KA₃)

- KA₄: Ελέγχεται η ύπαρξη φυτευτών υποστύλωματων σε δοκούς με άμεση ή έμμεση στήριξη. Δοκός με άμεση στήριξη θεωρείται αυτή που εδράζεται σε δύο τουλάχιστον άμεσες στηρίξεις, τοιχώματα ή υποστύλωματα. Οι υπόλοιπες περιπτώσεις θεωρούνται έμμεσες στηρίξεις.

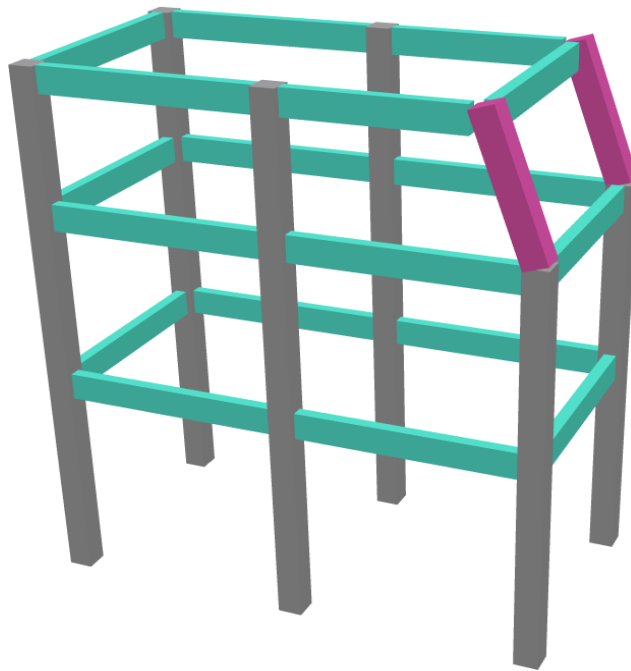


Φυτευτό υποστύλωμα στηριζόμενο σε δοκό με άμεση στήριξη (KA₄)



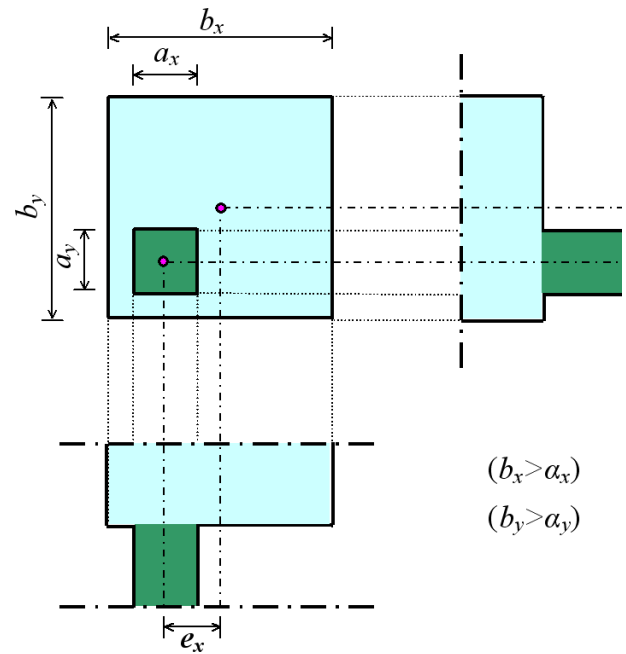
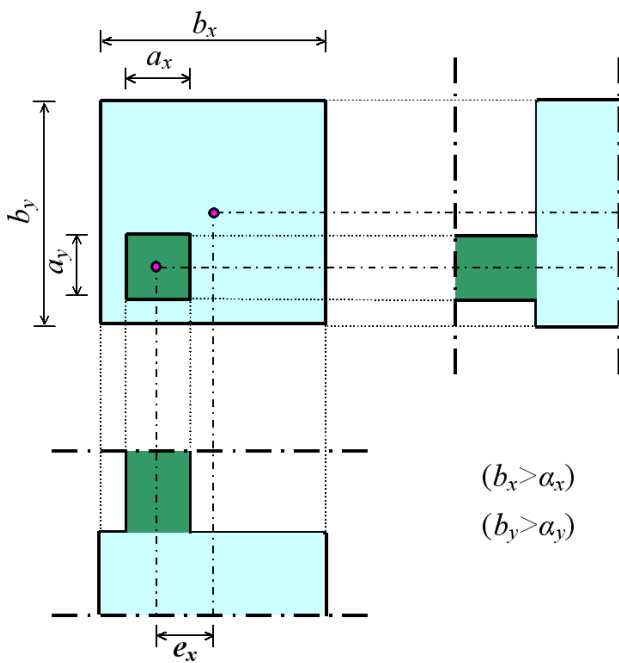
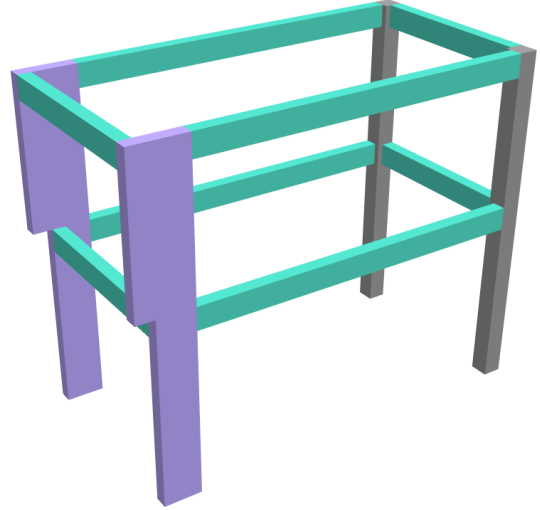
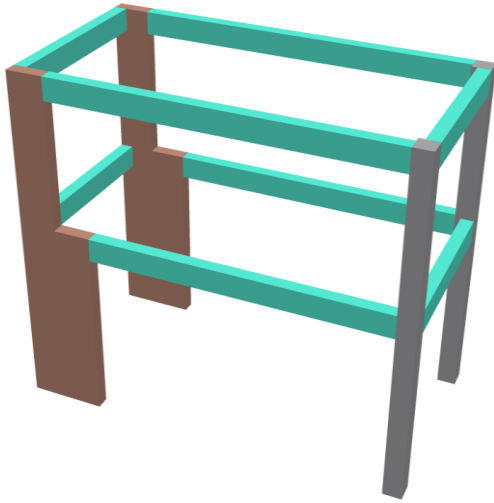
Φυτευτό υποστύλωμα στηριζόμενο σε δοκό με έμμεση στήριξη (KA4)

- KA5:Ελέγχεται η ύπαρξη κεκλιμένων (λοξών) υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων.



Κεκλιμένα (λοξά) υποστυλώματα (KA5)

- ΚΑ₆: Ελέγχεται η ύπαρξη εκκεντρότητας (e_x , e_y) καθ' ύψος του άξονα των κατακόρυφων στοιχείων (υποστυλώματα, τοιχώματα).



Εκκεντρότητες (e_x , e_y) καθ' ύψος κατακόρυφων στοιχείων (ΚΑ₆)

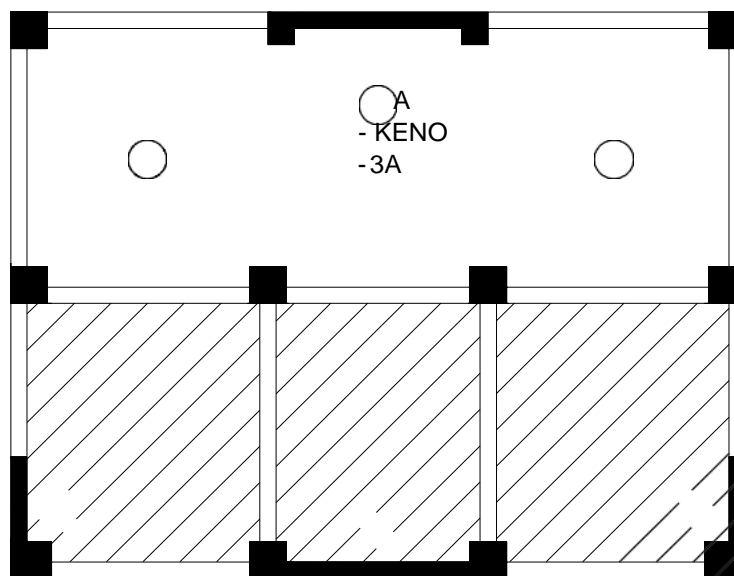
Βαθμολόγηση κριτηρίου

Βαθμός Κριτηρίου	Κατακόρυφες Ασυνέχειες					
	KA ₁	KA ₂	KA ₃	KA ₄	KA ₅	KA ₆
Βαθμός: 1	ΝΑΙ	ΝΑΙ	$e > 0.20b_c$	Έμμεση στήριξη	ΝΑΙ	$e_{x,y} > 0.35 b_{x,y}$
Βαθμός: 2	–	–	$e \leq 0.20b_c$	Άμεση στήριξη	–	$0.25 b_{x,y} < e_{x,y} \leq 0.35 b_{x,y}$
Βαθμός: 3	–	–	–	–	–	$0.15 b_{x,y} < e_{x,y} \leq 0.25 b_{x,y}$
Βαθμός: 4	–	–	–	–	–	$0.05 b_{x,y} < e_{x,y} \leq 0.15 b_{x,y}$
Βαθμός: 5	ΟΧΙ	ΟΧΙ	–	–	ΟΧΙ	$e_{x,y} \leq 0.05 b_{x,y}$

Από όλες τις περιπτώσεις επιλέγεται ο μικρότερος βαθμός.

ΚΡΙΤΗΡΙΟ 11: ΔΙΑΔΡΟΜΗ ΚΑΙ ΜΕΤΑΦΟΡΑ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

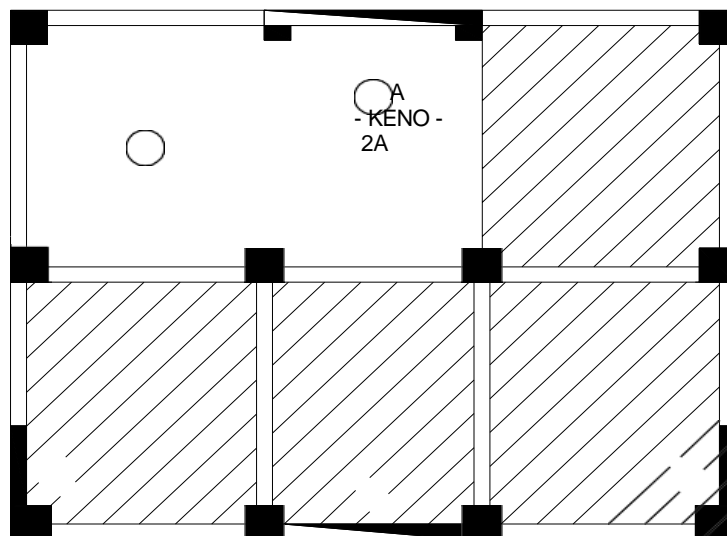
ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΜΕ ΤΟ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ. Α) ΠΑΡΟΥΣΙΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ:



Παράδειγμα με Βαθμό 1 (Μισό Διάφραγμα)

A1. ΑΠΟΥΣΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ: ΒΑΘΜΟΣ 1 Όταν το τοίχωμα βρίσκεται στην περίμετρο σε κενό διαφράγματος ή σε γωνία ή περίμετρο σε απόσταση από το διάφραγμα, (κλιμακοστάσιο-αίθριο-πατάρι), τότε η σύνδεση είναι πολύ μικρού- μηδενικού βαθμού και μπορεί να ενταχθεί στο **Βαθμό 1**. Στην περίπτωση αυτή δεν υπάρχει σύνδεση με δοκούς των γειτονικών φατνωμάτων. Ομοίως όταν το διάφραγμα καλύπτει την μισή κάτοψη (πατάρι). Για να θεωρηθεί ότι υπάρχει σύνδεση, πρέπει να ισχύουν οι **6 βαθμοί ελευθερίας**, δηλαδή τρεις στροφές και τρεις μετακινήσεις. Σε κάθε περίπτωση το διάφραγμα μεταφέρει μέσω των δοκών τις μετακινήσεις, αλλά δεν μεταφέρει πάντα τις τρεις στροφές. Το κενό εδώ είναι **3A** όπου **A** η βασική επιφάνεια της κάτοψης.

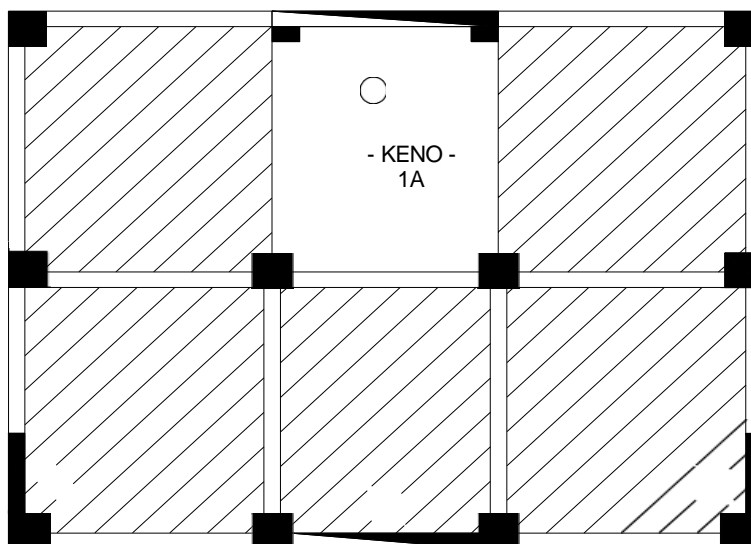
A2. Πλήρως ικανοποιητική σύνδεση - Πλήρες Διάφραγμα. Όταν το τοίχωμα βρίσκεται στο κέντρο του διαφράγματος και συνδέεται πανταχόθεν μέσω κάθετων δοκών με το διάφραγμα τότε η σύνδεση είναι επαρκούς βαθμού (έξι βαθμοί ελευθερίας) και μπορεί να ενταχθεί στο **Βαθμό 5**. Πλήρης πλάκα- Ισχυρές δοκοί με τοιχώματα στο κέντρο ή περίμετρο θεωρούνται καλή σύνδεση, βαθμός 5. Όταν το τοίχωμα συνδέεται από τη μια πλευρά με το διάφραγμα (περίμετρος κτιρίου) τότε υπάρχει μονόπλευρη σύνδεση, η οποία περιλαμβάνει τις δοκούς και το τοίχωμα, και μπορεί να ενταχθεί στο **βαθμό 5**.



Παράδειγμα με Βαθμό 2

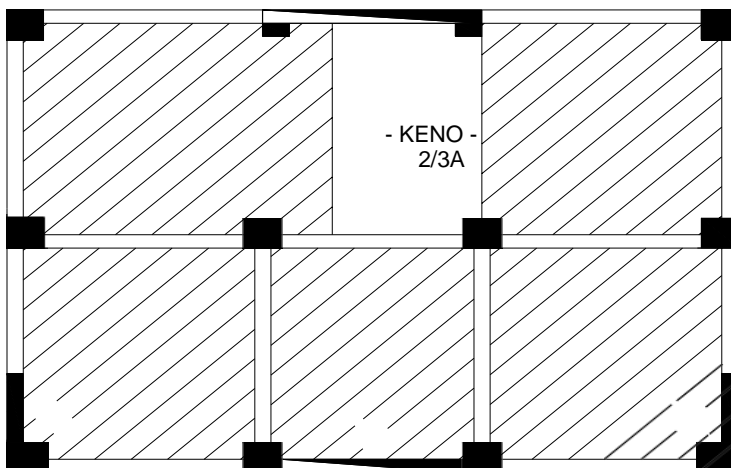
A3. Όταν το τοίχωμα εκτείνεται σε φωταγωγό-μεγάλο πατάρι και βρίσκεται σε περίμετρο του κτιρίου με μερική σύνδεση με το διάφραγμα και μάλιστα από την μια πλευρά του τοιχώματος, με σύνδεση του διαφράγματος μόνο στο γειτονικό φάτνωμα- μονόπλευρη προς το διάφραγμα τότε μπορεί να ενταχθεί στο **βαθμό 2. Κενό 2Α.**

A4. Όταν το τοίχωμα εκτείνεται σε φωταγωγό βρίσκεται στην περίμετρο και το διάφραγμα συνδέεται μόνο μέχρι τις γειτονικές δοκούς αλλά όχι στο τοίχωμα τότε θα ενταχθεί στο **βαθμό 3. Το κενό 1Α.**



Παράδειγμα με Βαθμό 3

A5. Τέλος όταν το τοίχωμα εκτείνεται σε φωταγωγό αλλά υπάρχει μερική σύνδεση του διαφράγματος στο τοίχωμα του κτιρίου (εν μέρει μέσα στο φωταγωγό) και στα γειτονικά δοκάρια τότε μπορεί να ενταχθεί στο **βαθμό 4. Το κενό 2/3 του Α.**



Παράδειγμα με Βαθμό 4

Εάν μια κάτοψη τοιχωματικού κτιρίου εμφανίζει μια ποικιλία περιπτώσεων των παραπάνω περιγραφών με διάφορους βαθμούς επικινδυνότητας τότε φαρμόζεται ο κεντροβαρικός μέσος όρος για κάθε τοιχωματική κάτοψη.

Αν n το πλήθος των “τοιχωμάτων” και
 n_1 με βαθμό 1
 n_2 με βαθμό 2
 n_3 με βαθμό 3
 n_4 με βαθμό 4
 n_5 με βαθμό 5

Τότε το κριτήριο λαμβάνει βαθμό

$$B = \frac{n_1 \times 1 + n_2 \times 2 + n_3 \times 3 + n_4 \times 4 + n_5 \times 5}{n = n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5}$$

B) ΠΛΑΙΣΙΑΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ

Σημαντικό ρόλο παίζει η ύπαρξη σαφών επιπέδων πλαίσιακής λειτουργίας σε δυο κάθετα επίπεδα, παράλληλα με τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Το σχήμα ιδανικής πλαίσιακής δομικής διαμόρφωσης, θα μπορούσε να χαρακτηριστεί βαθμού 5. Κάθε απόκλιση μικρή ή μεγαλύτερη ορισμένων στύλων από το ιδανικό σχήμα επίπεδης πλαίσιακής λειτουργίας θα μπορεί να σημειωθεί με βαθμούς από 2 έως 4. Αυτό μπορεί να ενταχθεί στη στατική εποπτεία του Μηχανικού. Όταν π.χ. αντί επίπεδης πλαίσιακής λειτουργίας εμφανίζεται κτίριο με στύλους ατάκτως τοποθετημένους στο βάθος της κάτοψης του κτιρίου, χωρίς να συνδέονται με δοκούς μεταξύ των τότε θα μπορούσε να θεωρηθεί βαθμό 1. Ενδιάμεσα εάν π.χ. 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 πλαίσιακής λειτουργίας από τα οποία τα 3 είναι ατάκτως τοποθετημένα και τα δυο σωστά τοποθετημένα μπορούμε να το εντάξουμε στο βαθμό 2.

Γ) ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΠΛΑΙΣΙΑΚΗΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ

Σε κτίριο που ο δείκτης τοιχωματοποίησης είναι μεγάλος ($\alpha_T \geq 0.80$) τότε το κυρίαρχο κριτήριο στη διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων είναι ο βαθμός σύνδεσης τοιχώματος με το διάφραγμα και ο τελικός βαθμός είναι $\beta = \beta_\alpha$

Ενώ σε κτίριο που ο δείκτης τοιχωματοποίησης είναι πολύ μικρός ($\alpha_T < 0.20$) τότε το κυρίαρχο κριτήριο στη διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων είναι η ύπαρξη σαφών επιπέδων πλαίσιακής λειτουργίας και ο τελικός βαθμός είναι $\beta = B\beta$

Για ενδιάμεσους βαθμούς τοιχωματοποίησης λαμβάνεται

$$\text{αν } \alpha_T = 0.60 \quad \beta = 2/3\beta_\alpha + 1/3\beta_\beta$$

$$\text{αν } \alpha_T = 0.40 \quad \beta = 1/3\beta_\alpha + 2/3\beta_\beta$$

για διαφορετικές τιμές του α_T γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ των παραπάνω ορίων.

ΚΡΙΤΗΡΙΟ 12: ΓΕΙΤΟΝΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ

Στο κριτήριο εξετάζεται η δυσμενής αλληλεπίδραση γειτονικών κτιρίων κατά τη διάρκεια του σεισμού, κυρίως με βάση το ενδεχόμενο μιας δυσμενούς για το δεδομένο κτίριο σύγκρουσης με γειτονικά κτίρια, λόγω εκτός φάσεως μετακινήσεώς τους.

Δεν υπάρχει παρακείμενο κτίριο σε απόσταση από το υπό αποτίμηση κτίριο μικρότερη από τα κατά Ε.Α.Κ. προβλεπόμενο εύρος αντισεισμικού αρμού. Σε περίπτωση ανισοσταθμίας πλακών με κίνδυνο εμβολισμού το παραπάνω εύρος αρμών προσαυξάνεται κατά 50%. Τα κτίρια γενικώς εκτείνονται μέχρι τις γραμμές ιδιοκτησίας για την πλήρη αξιοποίηση των οικοπέδων και επιπλέον τα ιστορικά αλλά και γενικά τα παλιότερα (πριν την εισαγωγή του ΝΕΑΚ) κτίρια έχουν σχεδιαστεί, χωρίς να λαμβάνονται υπόψη τα γειτονικά κτίρια. Ως αποτέλεσμα, δυο γειτονικά κτίρια μπορεί να συγκρουστούν μεταξύ τους. Οι κρούσεις μεταξύ δυο κτιρίων μπορεί να αλλάξουν τη δυναμική συμπεριφορά τους και μπορεί να εισαγάγουν επιπλέον αδρανειακές δυνάμεις στα δύο κτίρια.

Γενικά, ισοϋψή ή περίπου ισοϋψή κτίρια συγκρίσιμων συνολικών μαζών, δεν έχουν παρουσιάσει αξιόλογες βλάβες λόγω σεισμικών αλληλοσυγκρούσεων. Προβληματικές έως επικίνδυνες είναι οι περιπτώσεις ανισοϋψών κτιρίων, όπου η τελευταία πλάκα ενός αρκετά ογκώδους χαμηλότερου κτιρίου συγκρουόμενη με το γειτονικό της κτίριο μπορεί να εμβολίσει υποστυλώματα του τελευταίου και να προκαλέσει έως και κατάρρευση.

Στο κριτήριο ελέγχεται η επάρκεια του αρμού μεταξύ γειτονικών κτιρίων, η πιθανότητα εμβολισμού των υποστυλωμάτων, σε περιπτώσεις ανισοσταθμίας γειτονικών πλακών, η μεγάλη διαφορά ύψους μεταξύ των γειτονικών κτιρίων και η θέση του κτιρίου, όταν αποτελεί μέρος ενός συνεχούς συστήματος εν επαφή κτιρίων (δυσμενή θεωρούνται τα κτίρια που βρίσκονται σε εξωτερική θέση)

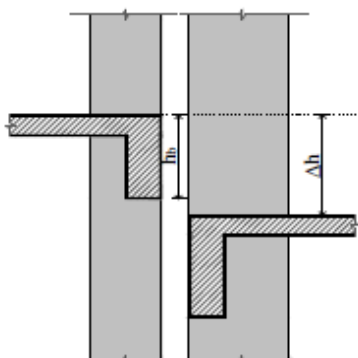
Επαρκής αρμός:

Αρμός με εύρος μεγαλύτερο ή ίσο από τον αντισεισμικό αρμό, όπως ορίζεται στον Ε.Α.Κ. 2000. Υπενθυμίζεται ότι από τον Ε.Α.Κ. 2000 προβλέπεται ότι για γειτονικά κτίρια και όταν δεν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού των υποστυλωμάτων κανενός κτιρίου, το εύρος του αντισεισμικού αρμού, (εφόσον δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός), μπορεί να καθορίζεται με βάση τον συνολικό αριθμό των υπέρ το έδαφος εν επαφή ορόφων, ως εξής :

- 4 cm για επαφή μέχρι και 3 ορόφους υπέρ το έδαφος
- 8 cm για επαφή από 4 έως και 8 ορόφους υπέρ το έδαφος
- 10 cm για επαφή σε περισσότερους από 8 ορόφους υπέρ το έδαφος.

Ανισοσταθμία πλακών γειτονικών κτιρίων:

Ανισοσταθμίες θεωρούνται οι πλάκες όταν η ανισοσταθμία στην περιοχή της επαφής είναι μεγαλύτερη από το ύψος της δοκού. h_b



Μεγάλη διαφορά ύψους γειτονικών κτιρίων:

Μεγάλη διαφορά ύψους θεωρείται όταν υπάρχει διαφορά αριθμού ορόφων ίση ή μεγαλύτερη των 2 ή διαφορά συνολικού ύψους κτιρίου ίση ή μεγαλύτερη του 50%.

Μεγάλη διαφορά ύψους γειτονικών κτιρίων:

Γωνιακό κτίριο: ακραίο ή γωνιακό κτίριο που αποτελεί μέρος συνεχούς κτιριακού συστήματος

Βαθμονόμηση κριτηρίου:

Βαθμός κριτηρίου	Επαρκής αρμός	Ανισοσταθμία γειτονικών πλακών	Μεγάλη διαφορά ύψους γειτονικών κτιρίων	Γωνιακό κτίριο
Βαθμός 1:	OXI	NAI	NAI	NAI
Βαθμός 2:	OXI	NAI σε ένα από τα δύο		NAI
Βαθμός 3:	OXI	OXI	OXI	NAI
		NAI σε ένα από τα δύο		OXI
Βαθμός 4:	OXI	OXI	OXI	OXI
Βαθμός 5:	NAI	OXI	-	-
	NAI*	NAI	-	-

* το απαιτούμενο εύρος επάρκειας αρμών (κατά τα ως άνω προβλεπόμενα) προσαυξημένο κατά 50%.

ΚΡΙΤΗΡΙΟ 13: ΚΑΚΟΤΕΧΝΙΕΣ, ΤΡΑΥΜΑΤΙΣΜΟΙ

Εξετάζονται η τήρηση των κανόνων της τέχνης και της επιστήμης, ο βαθμός τήρησης και εφαρμογής της μελέτης (εάν είναι διαθέσιμη), η κατάσταση του κτιρίου.

Βαθμονόμηση κριτηρίου:

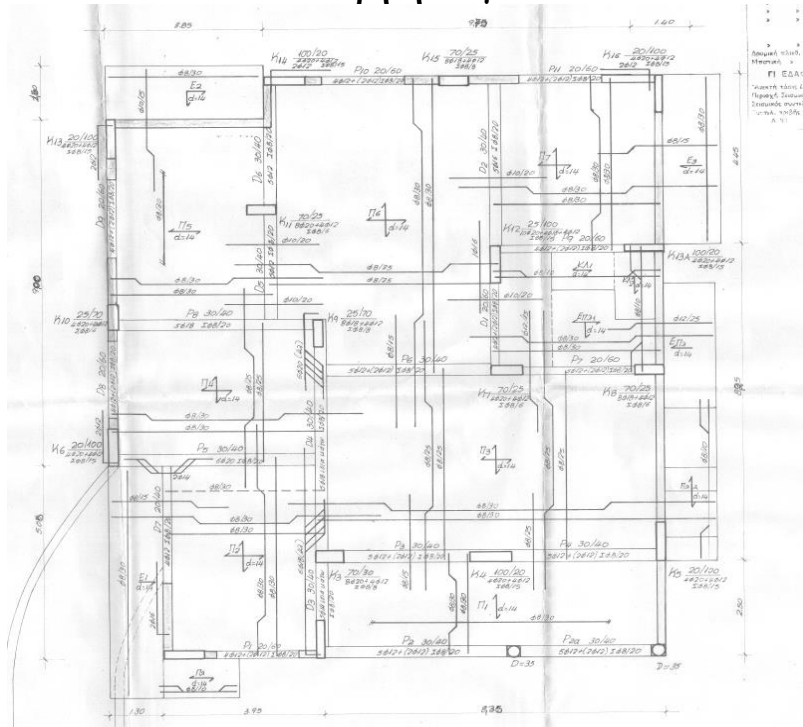
Βαθμός 1: Το κτίριο βρίσκεται σε κακή κατάσταση (μη συντηρημένο/ με τραυματισμούς/ με υγρασίες, παρατηρείται προσβολή στο σκυρόδεμα από φυσικές ή χημικές δράσεις), δεν έχουν τηρηθεί οι κανόνες της τέχνης και της επιστήμης στην κατασκευή του κτιρίου, δεν έχει εφαρμοσθεί η μελέτη όσον αφορά τη γεωμετρία και τα υλικά.

Βαθμός 5: Το κτίριο βρίσκεται σε καλή κατάσταση (συντηρημένο/ χωρίς τραυματισμούς/ χωρίς υγρασίες, δεν παρατηρείται προσβολή στο σκυρόδεμα από φυσικές ή χημικές δράσεις), έχουν τηρηθεί οι κανόνες της τέχνης και της επιστήμης στην κατασκευή του κτιρίου, έχει εφαρμοσθεί η μελέτη όσον αφορά τη γεωμετρία και τα υλικά.

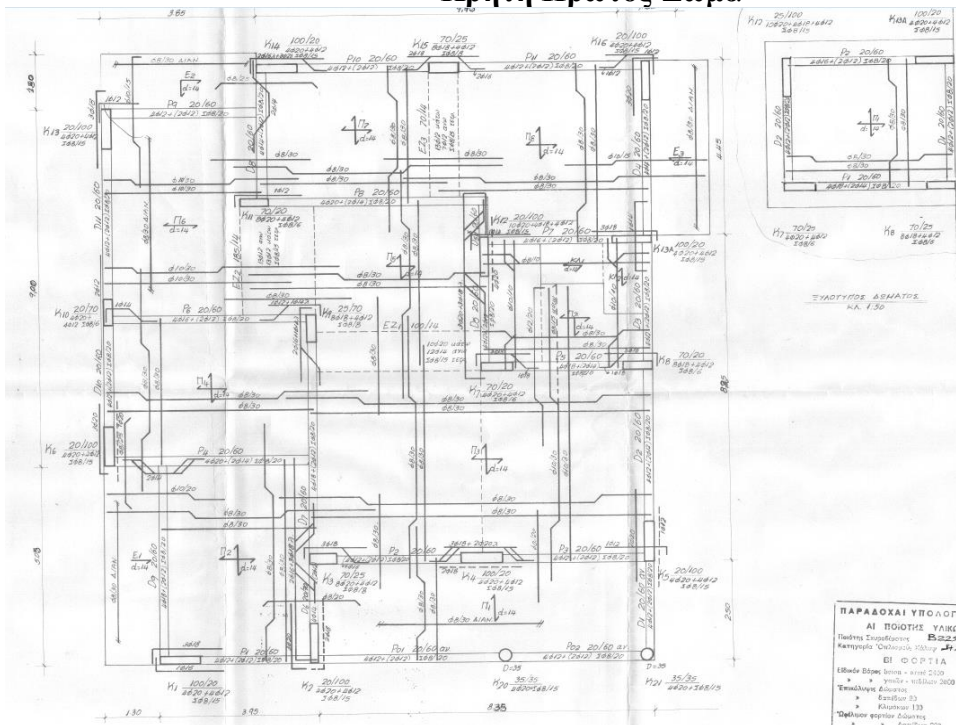
Οι ενδιάμεσοι βαθμοί επιλέγονται κατά την κρίση του Ελέγχοντος Μηχανικού, σύμφωνα με τα στοιχεία που συλλέγονται κατά την αυτογία.

Παράρτημα Β. Στατικά σχέδια κτιρίων

Κρήτη-Ισόγειο



Κρήτη Πρώτος-Δώμα

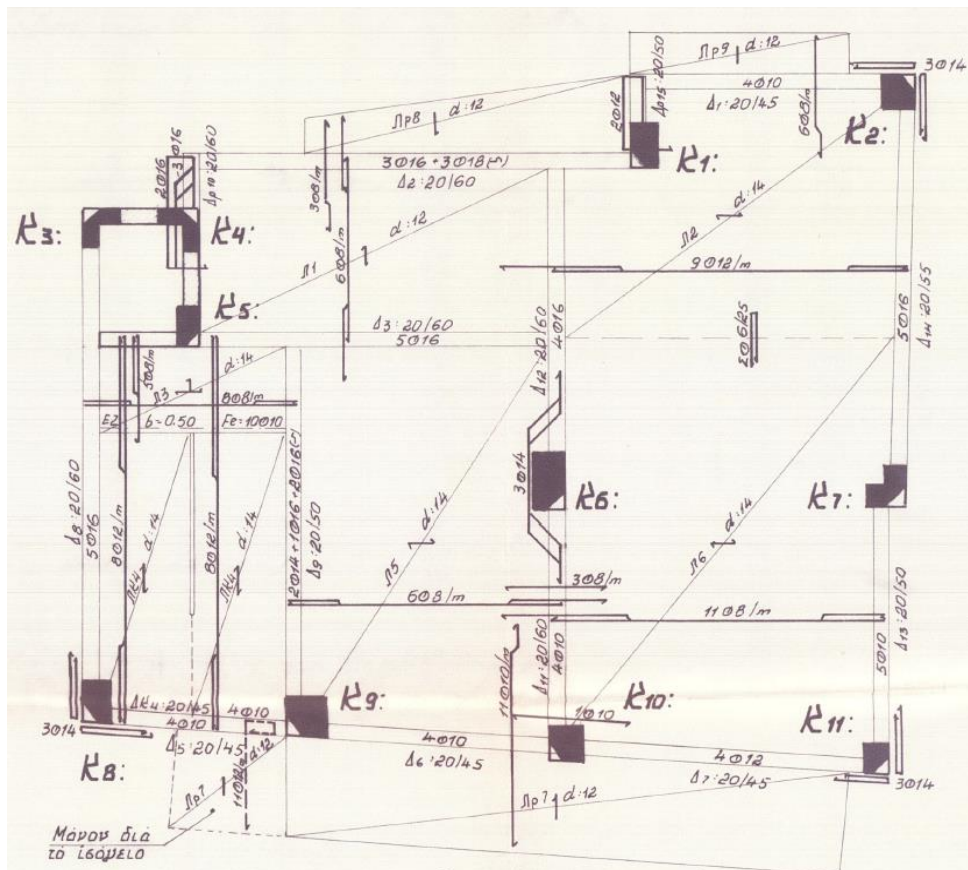


Κρήτη-Όπλιση υποστρωμάτων

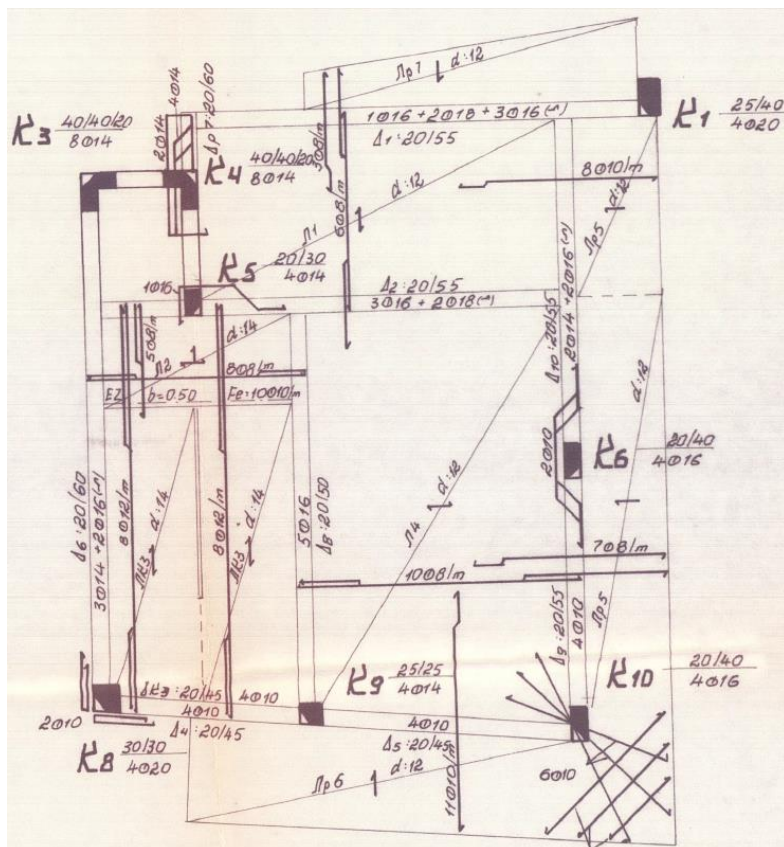
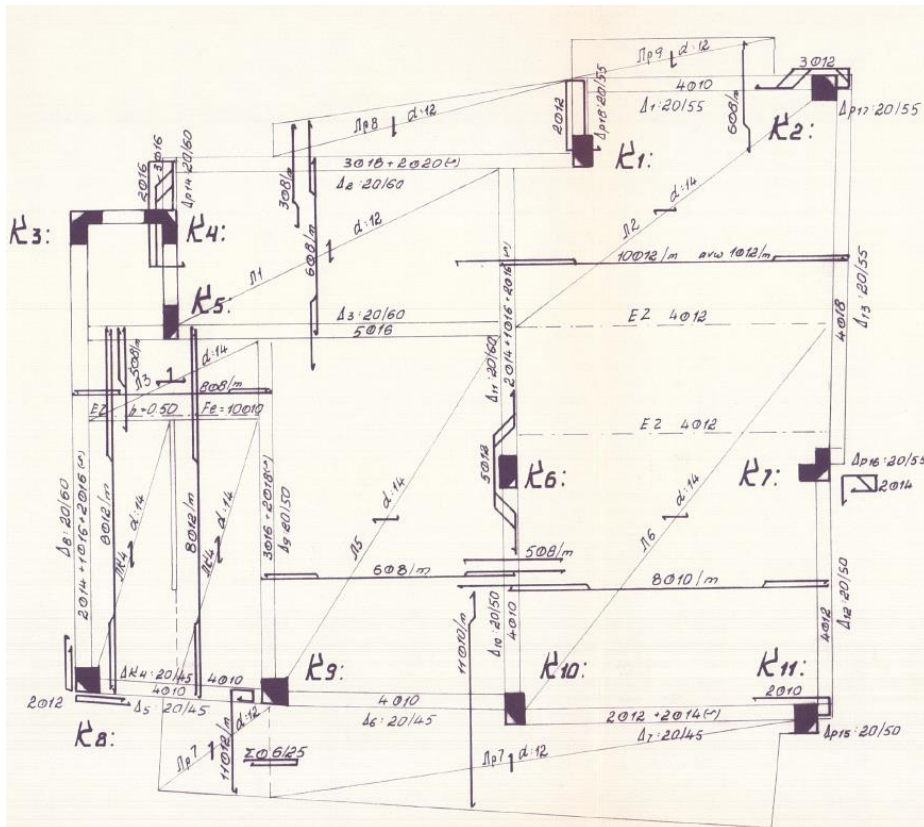
	K ₁	K ₂	K ₃	K ₄	K ₅	K ₆	K ₇	K ₈	K ₉
ΙΣΟΓΕΙΟ									
ΥΠΟΓΕΙΟ									

	K ₁₀	K ₁₁	K ₁₂	K _{13A}	K ₁₃	K ₁₄	K ₁₅	K ₁₆	K ₂₀	K ₂₁
ΙΣΟΓΕΙΟ										
ΥΠΟΓΕΙΟ										

Τρίπολη-Υπόγειο-Ισόγειο



Τρίπολη-Πρώτος-Δεύτερος-Τρίτος



Τρίπολη-Δώμα

