

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
**"Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών
και Αειφόρος Ανάπτυξη"**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**«Διερεύνηση της δυναμικής συμπεριφοράς πολυώροφου
κτιρίου κατά το σεισμό της Αθήνας, 07/09/1999»**

Της Μεταπτυχιακής Φοιτήτριας

Χριστίνα Περπινιά

Επιβλέπων

Χρήστος Γιαρλέλης, Διπλ. Πολιτικός Μηχανικός

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ:	«Διερεύνηση της δυναμικής συμπεριφοράς πολυώροφου κτιρίου κατά το σεισμό της Αθήνας, 07/09/1999»
ΦΟΙΤΗΤΡΙΑ:	Χριστίνα Περπινιά
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ:	Χρήστος Γιαρλέλης, Διπλ. Πολιτικός Μηχανικός
ΑΚΑΔΗΜΑΪΚΟ ΕΤΟΣ:	2019-2020

ΣΥΝΟΨΗ

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία αφορά τη διερεύνηση της δυναμικής συμπεριφοράς πολυώροφου κτιρίου κατά το σεισμό της Αθήνας το 1999. Στην εισαγωγή περιγράφεται η τεκτονική μορφολογία της Ελλάδας και δίνονται πληροφορίες για τον καταστροφικό σεισμό από την ενεργοποίηση του ρήγματος της Πάρνηθας. Ακολουθεί αναλυτική περιγραφή των τύπων βλαβών των δομικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα ύστερα από ένα σεισμικό γεγονός, καθώς και οι αδυναμίες του στατικού σχεδιασμού που κάνουν ευάλωτο ένα κτίριο σε σεισμό. Στη συνέχεια η εργασία επικεντρώνεται στο συγκεκριμένο κτίριο που βρίσκεται στη Δυτική Αττική. Το κτίριο κατασκευάστηκε η δεκαετία του '80 με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Μετά την περιγραφή του κτιρίου επισημαίνονται οι βλάβες που εμφανίστηκαν μετά τον μεγάλο σεισμό κυρίως στο ισόγειο. Ο στατικός φορέας προσομοιώνεται με τη χρήση των στατικών προγραμμάτων SeismoStruct και 3DR.STRAD. Οι αναλύσεις που πραγματοποιούνται είναι: η στατική ανελαστική ανάλυση, η δυναμική φασματική ανάλυση και η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Μετά τη θεωρητική παρουσίαση των μεθόδων ακολουθεί η διαδικασία των αναλύσεων, τα αποτελέσματά τους και συνάγονται συμπεράσματα. Για τις αναλύσεις χρονοϊστορίας χρησιμοποιούνται τα επιταχυνσιογραφήματα του Συντάγματος, των Σεπολίων και του Κ.Ε.Δ.Ε. και συγκρίνονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν με τις πραγματικές βλάβες του κτιρίου. Πραγματοποιούνται δύο ομάδες αναλύσεων λαμβάνοντας ή όχι υπόψη τους τοίχους πλήρωσης. Όταν λαμβάνονται υπόψη οι τοίχοι προκύπτει καλή σύγκλιση των πραγματικών βλαβών με τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Συμπεραίνεται ότι οι βλάβες του κτιρίου οφείλονται στο φαινόμενο του μαλακού ορόφου.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία αφορά την μελέτη της δυναμικής συμπεριφοράς ενός πολυώροφου κτιρίου που υπέστη βλάβες κατά τον σεισμό της Αθήνας 07-09-1999. Πρόκειται για ένα κτίριο κατασκευασμένο με παλαιούς κανονισμούς το οποίο παρουσίασε βλάβες μόνο στο ισόγειο, το οποίο είχε χρήση καταστήματος. Το κτίριο προσομοιώνεται στατικά και γίνονται αναλύσεις με την ανελαστική στατική μέθοδο, τη δυναμική φασματική και δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, με κατάλληλα φάσματα επιταχύνσεων του σεισμού της Αθήνας για την διερεύνηση της δυναμικής συμπεριφοράς του. Οι αναλύσεις πραγματοποιούνται σε δύο μοντέλα του ίδιου κτιρίου, το πρώτο χωρίς τους τοίχους πλήρωσης και το δεύτερο με τους τοίχους. Τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων από τα δύο μοντέλα χρησιμοποιούνται για σύγκριση με τη πραγματική κατάσταση του κτιρίου, από την οποία διεξάγεται το συμπέρασμα σχετικά με την ευπάθεια του κτιρίου εξαιτίας του «μαλακού» ορόφου στη στάθμη αυτή. Η εργασία είναι χωρισμένη σε έξι κεφάλαια και συνοδεύεται με παράρτημα.

Στο πρώτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η σεισμικότητα στην Ελλάδα. Στην αρχή περιγράφεται το Ελληνικό τόξο και στη συνέχεια μια σύντομη αναφορά στους κρίσιμους σεισμούς που έχουν γίνει τα τελευταία χρόνια. Επίσης, αναλύεται ο ισχυρός σεισμός από το ρήγμα της Πάρνηθας το 1999, με πίνακες και σχήματα σχετικά με τις βλάβες που δημιούργησε με βάση και τη κλίμακα Mercalli. Τέλος, παρουσιάζονται με αριθμούς και ποσοστά τα κόκκινα, κίτρινα και πράσινα κτίρια των περιοχών κοντά στο επίκεντρο του σεισμού.

Στο δεύτερο κεφάλαιο περιγράφονται οι βλάβες που δημιουργούν οι σεισμοί στα κτίρια. Γίνεται ένας διαχωρισμός των αστοχιών, σε αστοχίες λόγω ατελειών δομικών στοιχείων και σε αστοχίες λόγω ευπάθειας της κατασκευής. Ειδικότερα, στη πρώτη ενότητα του κεφαλαίου περιγράφονται αναλυτικά και με αντίστοιχα σχήματα οι βλάβες που δημιουργούνται στο φέροντα οργανισμό και στις τοιχοπληρώσεις, και τα πιθανά αίτια αυτών. Επιπλέον, παρουσιάζονται αναλυτικά και οι τυπικοί βαθμοί βλάβης των υποστυλωμάτων (Βαθμός Α – Βαθμός Ε). Στη συνέχεια, στη δεύτερη ενότητα περιγράφονται οι περιπτώσεις κάτω από τις οποίες τα κτίρια χαρακτηρίζονται ευάλωτα. Συγκεκριμένα, περιγράφεται η ασυμμετρία δυσκαμψίας σε κάτοψη, το φαινόμενο του «μαλακού» ορόφου, τα κοντά υποστυλώματα, η σύγκρουση κτιρίων και τέλος η σχέση δυσκαμψιών μεταξύ δοκού και υποστυλώματος.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται το κτίριο που μελετάται. Περιγράφεται το κτίριο ως προς την λειτουργία του και τη μορφή του και αναφέρονται στοιχεία του κανονιστικού πλαισίου με το οποίο είχε κατασκευασθεί. Παρουσιάζονται φωτογραφίες από τη σημερινή κατάσταση του κτιρίου και οι ξυλότυποι σύμφωνα με την οικοδομική άδεια. Στη συνέχεια, αναφέρονται οι βλάβες οι οποίες εμφανίστηκαν σε υποστυλώματα, τοιχεία και κόμβους.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα στοιχεία της προσομοίωσης και των αναλύσεων που πραγματοποιούνται. Στο πρώτο τμήμα του κεφαλαίου παρουσιάζονται σε θεωρητικό υπόβαθρο οι αναλύσεις που πραγματοποιούνται και στο δεύτερο τμήμα παρουσιάζονται τα στοιχεία και οι παραδοχές για την κάθε ανάλυση που πραγματοποιείται με τα προγράμματα SeismoStruct και 3DR.STRAD. Αρχικά, στο πρώτο τμήμα περιγράφεται η στατική ανελαστική ανάλυση ή pushover και οι σχετικές έννοιες του ΚΑΝ.ΕΠΕ., όπως οι στάθμες επιτελεστικότητας, η έννοια των πλαστικών αρθρώσεων, η καμπύλη αντίστασης μιας κατασκευής και η στοχευόμενη μετακίνηση. Στη συνέχεια, περιγράφεται η δυναμική φασματική

ανάλυση σύμφωνα με την οποία ελέγχεται το κτίριο με το σύγχρονο φάσμα του κανονισμού και με συντελεστή συμπεριφοράς ανάλογο της παλαιότητας της και των βλαβών που υπέστη. Η τελευταία ανάλυση που περιγράφεται είναι η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας, με τιμές επιταχυνσιογράφων από τα Σεπόλια, το Σύνταγμα και το Κ.Ε.Δ.Ε.. Σε αυτή την ενότητα παρουσιάζεται σύντομα η χρήση του προγράμματος SeismoSignal με τη βοήθεια του οποίου χρησιμοποιούνται τα αρχεία με τις επιταχύνσεις του σεισμού και παρουσιάζονται σε διαγράμματα τα φάσματα των τιμών αυτών καθώς και το φάσμα του Ευρωκώδικα 8. Στο δεύτερο τμήμα, στην αρχή παρουσιάζεται το στατικό μοντέλο και ακολουθούν πληροφορίες και στοιχεία για την κάθε ανάλυση που ακολουθεί. Οι στατικές ανελαστικές αναλύσεις πραγματοποιούνται για τα δύο μοντέλα ως προς τις διευθύνσεις του κτιρίου X και Y. Για τις δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, οι τιμές των επιταχυνσιογραφημάτων στρέφονται ώστε να ταυτιστούν με τον προσανατολισμό του κτιρίου, και παρουσιάζονται όλες οι χρονοϊστορίες σε διαγράμματα. Επίσης, οι αναλύσεις πραγματοποιούνται με την συνολική αντοχή του φέροντος οργανισμού και με συντελεστές ασφαλείας που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για το αντίστοιχο επίπεδο αξιοπιστίας δεδομένων, ώστε η προσομοίωση να πλησιάζει το πραγματικό αποτέλεσμα. Τέλος, να σημειωθεί πως η ανάλυση pushover και οι αναλύσεις χρονοϊστορίας πραγματοποιούνται με το στατικό πρόγραμμα SeismoStruct της εταιρίας SeismoSoft και η δυναμική φασματική ανάλυση πραγματοποιείται με το 3DR.STRAD της εταιρείας 3DR Engineer Software.

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Στην πρώτη ενότητα, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις αναλύσεις pushover με εικόνες από τα δύο μοντέλα στα κρίσιμα σημεία της ανάλυσης καθώς και τα διαγράμματα pushover στα οποία σημειώνεται η εκάστοτε στοχευόμενη μετακίνηση. Στην επόμενη ενότητα, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της δυναμικής φασματικής ανάλυσης σε πίνακες, με σημειωμένα τα δομικά στοιχεία που δεν επαρκούν. Στην τελευταία ενότητα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων χρονοϊστορίας για τα δύο μοντέλα. Η παρουσίαση πραγματοποιείται ανάλογα με την περιοχή των επιταχυνσιογράφων, παρουσιάζονται εικόνες με την κατάσταση των δοκών και υποστυλωμάτων ανά όροφο, με και χωρίς τους συντελεστές ασφαλείας. Μετά από τις εικόνες με την κατάσταση του φέροντος οργανισμού ακολουθούν πίνακες στους οποίους συγκεντρώνονται οι βλάβες των δομικών στοιχείων στον εξεταζόμενο όροφο του κτιρίου.

Στο έκτο κεφάλαιο αναφέρονται τα συμπεράσματα των αναλύσεων και της μελέτης. Συγκεκριμένα, συγκρίνονται τα αποτελέσματα της pushover ανάλυσης των δύο μοντέλων. Επίσης, συγκρίνονται τα δομικά στοιχεία που υπέστησαν βλάβες στην πραγματικότητα, με τα δομικά στοιχεία του μοντέλου που παρουσίασαν βλάβες.

Στο παράρτημα εμπεριέχονται επιπλέον πληροφορίες για το κτίριο και την προσομοίωση. Ειδικότερα, παρουσιάζονται πίνακες με τις ακριβείς διαστάσεις και οπλισμών των υποστυλωμάτων και των δοκών του κτιρίου, τα υλικά του κτιρίου και οι τιμές των αντοχών, τα φορτία των πλακών και των δοκών που χρησιμοποιούνται για τα στατικά μοντέλα, καθώς και τους συντελεστές ασφαλείας του ΚΑΝ.ΕΠΕ που χρησιμοποιεί το πρόγραμμα SeismoStruct για τη δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας.

POST-GRADUATE THESIS: «Investigation of the dynamic behavior of a multi-storey building under the 07-09-1999 Athens earthquake»

STUDENT: Christina Perpinia

SUPERVISOR: Christos Giarlelis, Civil Engineer

ACADEMIC YEAR: 2019-2020

ABSTRACT

The present postgraduate thesis deals with the investigation of the dynamic behavior of a multi-storey building, during the earthquake which took place in Athens, in 1999. The introduction describes the tectonic morphology of Greece and gives information about the catastrophic earthquake, triggered by the activation of the mount Parnitha crack. Following that, there is a detailed description of the types of damage to reinforced concrete structural elements after a seismic event, as well as the weaknesses of the static design which make a building vulnerable to an earthquake. Furthermore, the thesis focuses on a specific building located in the Western Attica area. This building was constructed during the 80's following the anti-seismic regulations issued in 1959. Following the description of the building, the damages caused by the strong earthquake, mainly on the ground floor, are pointed out. The structural model was created using the SeismoStruct and 3DR.STRAD software. The analyzes performed were static inelastic analysis, dynamic response spectrum analysis, and dynamic time-history analysis. After the theoretical description of the methods, the procedure of analysis follows, their results are presented, and conclusions are drawn. For the time-history analysis, the accelerograms from Syntagma, Sepolia and K.E.D.E. stations were used and the results were compared against the actual damages on the building. Two groups of analyzes were performed considering, or not, the infill walls. When the walls are taken into account, there is a good convergence of the actual failure with the analysis results. It is concluded that the damages to the building are due to the “soft storey” phenomenon.

SUMMARY

The present postgraduate thesis deals with the investigation of the dynamic behavior of a multi-storey building, which was damaged during the earthquake of 07-09-1999 in Athens.

The building was constructed following the old regulations and only the ground floor, which was used as a commercial store, suffered damages. The structure was modeled and analyzed using the pushover method, the dynamic response spectrum and dynamic time-history method, using the accelerograms of the Athens earthquake, in order to investigate its dynamic behavior. The analyzes were performed on two models of the same building, with and without the infill walls. The results of the dynamic analysis by the two models were compared to the actual condition of the building, leading to conclusions regarding the vulnerability of the building due to the “soft storey” effect. The dissertation comprises of six chapters and an appendix.

The first chapter presents the seismicity in Greece. Firstly, the Hellenic arc is described and then follows a brief reference to the critical earthquakes that have taken place in recent years. The strong earthquake by the Parnitha fault in 1999 is also analyzed, with tables and figures regarding the caused damages, based on the Mercalli scale as well. Finally, the number of buildings at the areas near the earthquake epicenter, characterized as “red”, “yellow” and “green” are presented in numbers and percentages.

The second chapter describes the damages caused by earthquakes in buildings. There is a distinction of failures, in failures due to structural elements defects and failures due to construction vulnerabilities. In particular, the first section of the chapter describes in detail using the relative sketches, the damage caused to the load-bearing structure and the wall fillings, and their probable causes. In addition, the damage levels on columns (Grade A - Grade E) are presented in detail. Section two describes the cases under which the buildings are characterized as vulnerable. In particular, the asymmetry of floor stiffness, the phenomenon of "soft" floor, short columns, the collision of buildings and finally the relationship of stiffness between beam and column, are described.

The third chapter presents the building under study. The building is described in terms of its operation and shape and data of the regulatory framework under which it was constructed, are reported. Photos of the current condition of the building and the formwork according to the building permit, are presented. Finally, there is a presentation of damages caused to columns, walls, and junctions.

The fourth chapter presents the information regarding the building that was used in the modeling and the analysis. In the first section of this chapter, the theoretical background of the analyses to be performed is presented, whilst the second part presents the data and assumptions for each analysis type that will be performed, using the software SeismoStruct and 3DR.STRAD. Initially, the first section describes static inelastic analysis (pushover) and the relevant concepts included in the Code for Structural Interventions (KAN.EPE), such as performance levels, the concept of plastic joints, the resistance curve of a structure and the target displacement. Furthermore, the dynamic response spectrum analysis is described according to which the building is checked and using a coefficient of behavior related to the age of the building and the suffered damages. The last analysis described, is the dynamic time-history analysis, using

accelerograms taken from the Sepolia, Syntagma and K.E.D.E. stations. In this section, there is a sort description of the use of the SeismoSignal software, which uses the files of the accelerograms and outputs the response spectra. In the second section, the static model is presented, followed by information and data for each analysis that is performed. Static inelastic analyzes will be performed for both models in relation to building directions X and Y. For dynamic time-history analyzes, the acceleration graph values will be rotated to match the building orientation, and diagrams showing time-history values, will be created. The analyzes will be carried out using the overall endurance of the bearing body and the safety factors set by KAN.EPE. for the corresponding level of data reliability, so that the simulation will be close to the actual result. Finally, it is noted that the pushover analysis and time-history analysis will be performed with the SeismoStruct static software made by the company SeismoSoft, and the dynamic spectral analysis uses 3DR.STRAD software by the 3DR Engineer Software company.

The fifth chapter presents the results of the analyzes. In the first section, the results from the pushover analysis are visually presented with images from the two models at the critical points of the analysis as well as the pushover diagrams in which the relevant target movement is shown. In the next section, the results of the dynamic response spectrum analysis are presented in tables, showing the structural elements that are not adequate. The last section presents the results of time-history analysis, for the two models. The presentation is carried out according to the location of the accelerometers, including pictures showing the condition of the beams and columns on each floor, with and without the use of safety factors. Following the pictures showing the condition of the load-bearing body, there are tables presenting the damage on the structural elements of the building floor under examination.

The sixth chapter lists the conclusions of the analyzes. In particular, the results of the pushover analysis for the two models are compared. Furthermore, the structural elements that were actually damaged are compared with the results of the analysis.

The appendix contains additional information about the building and the simulation conducted. In particular, there are tables comprising of the exact dimensions and reinforcement of the columns and beams of the building, the materials used and their properties, the loads on the slabs and the beams as well as the safety factors of the Code for Structural Interventions (KAN.EPE) that are being used by the SeismoStruct software during the dynamic time-history analysis.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1°	1
1.1 Η γεωτεκτονική κατάσταση	1
1.2 Οι τελευταίοι μεγάλοι σεισμοί	2
1.3 Ο σεισμός της Αθήνας 1999.....	3
1.3.1 Γενικά στοιχεία.....	3
1.3.2 Βλάβες σεισμού.....	4
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2°	8
2.1 Αστοχίες λόγω ατελειών δομικών στοιχείων	8
2.1.1 Αστοχίες σε υποστυλώματα, τοιχεία και κόμβους	8
2.1.2 Αστοχίες σε δοκούς.....	13
2.1.3 Αστοχίες σε τοιχοπληρώσεις.....	14
2.2 Αστοχίες λόγω ευπάθειας κτιρίου	15
2.2.1 Κτίριο μη κανονικό	15
2.2.2 Σύγκρουση κτιρίων	18
2.2.3 Σχέση υποστυλωμάτων – δοκών	20
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3°	21
3.1 Γενικά στοιχεία κτιρίου.....	21
3.2 Δομικό σύστημα.....	23
3.3 Βλάβες κτιρίου	25
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4°	27
4.1 Θεωρητικό υπόβαθρο	27
4.1.1 Στατική ανελαστική ανάλυση	27
4.1.2 Δυναμική φασματική ανάλυση.....	28
4.1.3 Δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας.....	29
4.2 Στατικό μοντέλο	36
4.2.1 Αναλύσεις με τη μέθοδο pushover	38
4.2.2 Δυναμικές φασματικές αναλύσεις.....	39
4.2.3 Δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας.....	39
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5°	43
5.1 Αποτελέσματα Pushover	43
5.1.1 Pushover στη διεύθυνση X.....	43
5.1.2 Pushover στη διεύθυνση Y.....	45
5.2 Αποτελέσματα δυναμικής φασματικής ανάλυσης.....	47
5.2.1 Λόγοι ανεπάρκειας για μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες	47

5.2.2 Λόγοι ανεπάρκειας για μοντέλο με τοιχοποιίες	55
5.2.3 Κρίσιμοι λόγοι ανεπάρκειας.....	62
5.3 Αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας	64
5.3.1 Χρονοϊστορία από Κ.Ε.Δ.Ε.....	64
5.3.2 Χρονοϊστορία από Σεπόλια	70
5.3.3 Χρονοϊστορία από Σύνταγμα	75
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6°	80
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	82
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ	84

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1. 1 Χάρτης του Ελληνικού τόξου	1
Σχήμα 1. 2 Σχηματική τομή του Ελληνικού τόξου	2
Σχήμα 1. 3 Επίκεντρα σεισμού και μετασεισμών [4].....	3
Σχήμα 1. 4 Χάρτης της Αττικής με καμπύλες της εδαφικής επιτάχυνσης του σεισμού.....	4
Σχήμα 1. 5 Χάρτης με τα επίπεδα της κλίμακας Mercalli για το σεισμό της Αθήνας [7].....	5
Σχήμα 1. 6 Χάρτης της Αττικής με καμπύλες των επιπέδων της κλίμακας Mercalli.....	7
Σχήμα 1. 7 Χάρτης της Αττικής με χρωματική απεικόνιση της αισθητότητας του σεισμού	7
Σχήμα 2. 1 Βαθμός βλάβης Α [13].....	9
Σχήμα 2. 2 Βαθμός βλάβης Β [13].....	9
Σχήμα 2. 3 Βαθμός βλάβης Γ [13]	10
Σχήμα 2. 4 Βαθμός βλάβης Γ σε κόμβους [13].....	10
Σχήμα 2. 5 Βαθμός βλάβης Δ [13]	11
Σχήμα 2. 6 Βαθμός βλάβης Δ σε κόμβους [13].....	11
Σχήμα 2. 7 Καμπτικές ρωγμές τοιχείου [9].....	12
Σχήμα 2. 8 Διατμητικές ρωγμές τοιχείου [9]	12
Σχήμα 2. 9 Ρωγμές τοιχείου στον αρμό διακοπής εργασίας	12
Σχήμα 2. 10 Διατμητική αστοχία δοκού [9].....	13
Σχήμα 2. 11 Διατμητική αστοχία λόγω συγκεντρωμένης φόρτισης [9].....	13
Σχήμα 2. 12 Χιαστί διατμητικές ρωγμές	13
Σχήμα 2. 13 Καμπτικές ρωγμές σε εφελκόμενο πέγμα δοκού [9]	14
Σχήμα 2. 14 Καμπτικές ρωγμές στα πέγματα των στηρίξεων [9].....	14
Σχήμα 2. 15 Τύποι αστοχιών σε τοιχοπληρώσεις.....	15
Σχήμα 2. 16 Ασυμμετρία σε κάτοψη [16].....	15
Σχήμα 2. 17 Μαλακός όροφος - Μηχανισμός κατάρρευσης [16]	16
Σχήμα 2. 18 Κοντά υποστυλώματα [19]	17
Σχήμα 2. 19 «Φύσει» κοντό υποστύλωμα.....	17
Σχήμα 2. 20 «Θέσει» κοντό υποστύλωμα	18
Σχήμα 2. 21 Σύγκρουση όμορων κτιρίων [19].....	18
Σχήμα 2. 22 Κάτοψη κτιρίου σε σχήμα «L» [16].....	19

Σχήμα 2. 23 Κτίριο κάτοψης «L» με αντισεισμικό αρμό [21]	19
Σχήμα 2. 24 Κτίριο με αντισεισμικό αρμό λόγω διαφορετικών υψών των τμημάτων του	20
Σχήμα 2. 25 (α) ισχυρές δοκοί – ασθενή υποστυλώματα, (β) ασθενείς δοκοί – ισχυρά υποστυλώματα [23]	20
Σχήμα 3. 1 Ξυλότυπος ισογείου	23
Σχήμα 3. 2 Ξυλότυπος παταριού	24
Σχήμα 3. 3 Ξυλότυπος Α' και Β' ορόφων	24
Σχήμα 3. 4 Ξυλότυπος Γ' ορόφου	25
Σχήμα 3. 5 Βλάβες στα υποστυλώματα ισογείου - παταριού.....	26
Σχήμα 3. 6 Σχηματική αναπαράσταση ρωγμών υποστυλωμάτων – δοκών	26
Σχήμα 4. 1 Καμπύλη αντίστασης [25].....	28
Σχήμα 4. 2 Αττική 1999 (Google Earth)	30
Σχήμα 4. 3 Τυπικό αρχείο επιταχυνσιογραφήματος.....	31
Σχήμα 4. 4 Εισαγωγή αρχείου επιταχυνσιογράφου στο SeismoSignal	32
Σχήμα 4. 5 Ελαστικό φάσμα στο SeismoSignal.....	32
Σχήμα 4. 6 Φάσμα επιταχύνσεων	33
Σχήμα 4. 7 Φάσμα επιταχύνσεων (με περιστροφή).....	33
Σχήμα 4. 8 Φάσμα επιταχύνσεων Σεπόλια.....	34
Σχήμα 4. 9 Φάσμα επιταχύνσεων Σεπόλια (με περιστροφή)	34
Σχήμα 4. 10 Φάσμα επιταχύνσεων Σύνταγμα	35
Σχήμα 4. 11 Φάσμα επιταχύνσεων Σύνταγμα (με περιστροφή).....	35
Σχήμα 4. 12 Φάσμα επιταχύνσεων Κ.Ε.Δ.Ε.....	36
Σχήμα 4. 13 Στατικά μοντέλα (SeismoStruct).....	36
Σχήμα 4. 14 Στατικά μοντέλα (3DR.STRAD)	37
Σχήμα 4. 15 Επιταχυνσιογράφημα Σεπόλια	40
Σχήμα 4. 16 Επιταχυνσιογράφημα Σεπόλια (με περιστροφή).....	40
Σχήμα 4. 17 Επιταχυνσιογράφημα Σύνταγμα	41
Σχήμα 4. 18 Επιταχυνσιογράφημα Σύνταγμα (με περιστροφή).....	41
Σχήμα 4. 19 Επιταχυνσιογράφημα Κ.Ε.Δ.Ε. (βρίσκεται ήδη στους άξονες του κτιρίου).....	42
Σχήμα 5. 1 Pushover κατά Χ χωρίς τοιχοποιίες	43
Σχήμα 5. 2 Pushover κατά Χ με τοιχοποιίες	43
Σχήμα 5. 3 Καμπύλη pushover στη Χ διεύθυνση χωρίς τοιχοποιίες.....	44
Σχήμα 5. 4 Καμπύλη pushover στη Χ διεύθυνση με τοιχοποιίες.....	44
Σχήμα 5. 5 Pushover κατά Υ χωρίς τοιχοποιίες	45
Σχήμα 5. 6 Pushover κατά Υ με τοιχοποιίες	45
Σχήμα 5. 7 Καμπύλη pushover στην Υ διεύθυνση χωρίς τοιχοποιίες.....	46
Σχήμα 5. 8 Καμπύλη pushover στην Υ διεύθυνση με τοιχοποιίες	46
Σχήμα 5. 9 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 1, χωρίς τοιχοποιίες	48
Σχήμα 5. 10 Λόγοι ανεπάρκειας δοκών στη Στάθμη 1, χωρίς τοιχοποιίες.....	48
Σχήμα 5. 11 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 2, χωρίς τοιχοποιίες	49
Σχήμα 5. 12 Λόγοι ανεπάρκειας δοκών στη Στάθμη 2, χωρίς τοιχοποιίες.....	50
Σχήμα 5. 13 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 3, χωρίς τοιχοποιίες	51
Σχήμα 5. 14 Λόγοι ανεπάρκειας δοκών στη Στάθμη 3, χωρίς τοιχοποιίες.....	51
Σχήμα 5. 15 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 4, χωρίς τοιχοποιίες	52

Σχήμα 5. 16 Λόγοι ανεπάρκειας δοκών στη Στάθμη 4, χωρίς τοιχοποιίες.....	53
Σχήμα 5. 17 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 5, χωρίς τοιχοποιίες	54
Σχήμα 5. 18 Λόγοι ανεπάρκειας δοκών στη Στάθμη 5, χωρίς τοιχοποιίες.....	54
Σχήμα 5. 19 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 1, με τοιχοποιίες.....	55
Σχήμα 5. 20 Λόγοι ανεπάρκειας δοκών στη Στάθμη 1, με τοιχοποιίες.....	56
Σχήμα 5. 21 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 2, με τοιχοποιίες.....	57
Σχήμα 5. 22 Λόγοι ανεπάρκειας δοκών στη Στάθμη 2, με τοιχοποιίες.....	57
Σχήμα 5. 23 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 3, με τοιχοποιίες.....	58
Σχήμα 5. 24 Λόγοι ανεπάρκειας δοκών στη Στάθμη 3, με τοιχοποιίες.....	59
Σχήμα 5. 25 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 4, με τοιχοποιίες.....	60
Σχήμα 5. 26 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 4, με τοιχοποιίες.....	60
Σχήμα 5. 27 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 5, με τοιχοποιίες.....	61
Σχήμα 5. 28 Λόγοι ανεπάρκειας δοκών στη Στάθμη 5, με τοιχοποιίες.....	62
Σχήμα 5. 29 Κρίσιμος δείκτης ανεπάρκειας ανά στάθμη στο μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες.....	62
Σχήμα 5. 30 Κρίσιμος δείκτης ανεπάρκειας ανά στάθμη στο μοντέλο με τοιχοποιίες	63
Σχήμα 5. 31 Σύγκριση κρίσιμων λόγων ανεπάρκειας	63
Σχήμα 5. 32 Μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Κ.Ε.Δ.Ε. (α)	64
Σχήμα 5. 33 Μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Κ.Ε.Δ.Ε. (β)	65
Σχήμα 5. 34 Μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Κ.Ε.Δ.Ε. (γ)	66
Σχήμα 5. 35 Μοντέλο με τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Κ.Ε.Δ.Ε. (α)	66
Σχήμα 5. 36 Μοντέλο με τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Κ.Ε.Δ.Ε. (β)	67
Σχήμα 5. 37 Μοντέλο με τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Κ.Ε.Δ.Ε. (γ).....	68
Σχήμα 5. 38 Μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στα Σεπόλια (α)	70
Σχήμα 5. 39 Μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στα Σεπόλια (β)	71
Σχήμα 5. 40 Μοντέλο με τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στα Σεπόλια (α)	72
Σχήμα 5. 41 Μοντέλο με τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στα Σεπόλια (β).....	73
Σχήμα 5. 42 Μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Σύνταγμα (α).....	75
Σχήμα 5. 43 Μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Σύνταγμα (β).....	76
Σχήμα 5. 44 Μοντέλο με τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Σύνταγμα (α).....	77
Σχήμα 5. 45 Μοντέλο με τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Σύνταγμα (β).....	78
Σχήμα 1 Συντελεστές ασφαλείας ΚΑΝ.ΕΠΕ. (SeismoStruct)	88

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1. 1 Ένταση βλαβών κατά την τροποποιημένη κλίμακα Mercalli στις περιοχές καταρρεύσεων με θύματα [6]	4
Πίνακας 4. 1 Στάθμες επιτελεστικότητας [24].....	27
Πίνακας 4. 2 Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q' για την στάθμη επιτελεστικότητας Β «Σημαντικές βλάβες» [24].....	29
Πίνακας 4. 3 Καταγραφές ισχυρού σεισμικού κραδασμού (07/09/1999) [6]	29
Πίνακας 4. 4 Ιδιομορφές μοντέλου με τοιχοποιία.....	37
Πίνακας 4. 5 Ιδιομορφές μοντέλου χωρίς τοιχοποιία.....	38
Πίνακας 4. 6 Μέγιστες τιμές εδαφικών επιταχύνσεων.....	39

Πίνακας 5. 1 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 1, χωρίς τοιχοποιίες.....	47
Πίνακας 5. 2 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 2, χωρίς τοιχοποιίες.....	49
Πίνακας 5. 3 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 3, χωρίς τοιχοποιίες.....	50
Πίνακας 5. 4 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 4, χωρίς τοιχοποιίες.....	52
Πίνακας 5. 5 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 5, χωρίς τοιχοποιίες.....	53
Πίνακας 5. 6 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 1, με τοιχοποιίες.....	55
Πίνακας 5. 7 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 2, με τοιχοποιίες.....	56
Πίνακας 5. 8 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 3, με τοιχοποιίες.....	58
Πίνακας 5. 9 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 4, με τοιχοποιίες.....	59
Πίνακας 5. 10 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 5, με τοιχοποιίες.....	61
Πίνακας 5. 11 Βλάβες μοντέλου με επιταχυνσιογράφο στο Κ.Ε.Δ.Ε.....	69
Πίνακας 5. 12 Βλάβες μοντέλου με επιταχυνσιογράφο στα Σεπόλια.....	74
Πίνακας 5. 13 Βλάβες μοντέλου με επιταχυνσιογράφο στο Σύνταγμα.....	79
Πίνακας 1 Αντοχές υλικών μοντέλου.....	84
Πίνακας 2 Διατομές και οπλισμοί υποστυλωμάτων ανά όροφο.....	84
Πίνακας 3 Διατομές και οπλισμοί δοκών ανά όροφο.....	85
Πίνακας 4 Φορτία δοκών (kN/m) & πλακών (kN/m ²) (α).....	86
Πίνακας 5 Φορτία δοκών (kN/m) & πλακών (kN/m ²) (β).....	87

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΩΝ

Φωτογραφία 1 Πρόσοψη κτιρίου σήμερα (τμήματα Ι και ΙΙ).....	21
Φωτογραφία 2 Πρόσοψη κτιρίου σήμερα προς μελέτη (τμήμα Ι).....	22
Φωτογραφία 3 Πρόσοψη καταστήματος σήμερα (τμήμα Ι).....	22

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο

Η ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ

1.1 Η γεωτεκτονική κατάσταση

Η Ελλάδα είναι μια αρκετά σεισμογενής χώρα και αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι βρίσκεται στα όρια επαφής και σύγκλισης της Ευρασιατικής πλάκας με την Αφρικάνικη. Επιπλέον, από άποψη σεισμικότητας, σύμφωνα με στατιστικές μελέτες, κατέχει την 6^η θέση παγκοσμίως μετά την Ιαπωνία, Νέες Εβρίδες, Περού, νησιά Σολομώντα και Χιλή, και την 1^η θέση στην Ευρώπη και στη Μεσόγειο.



Σχήμα 1. 1 Χάρτης του Ελληνικού τόξου

Κύριο τεκτονικό γνώρισμα του Ελληνικού χώρου είναι το Ελληνικό τόξο ή τόξο του Αιγαίου, το οποίο αποτελεί το όριο επαφής της Αφρικανικής πλάκας, δηλαδή το τμήμα της Ανατολικής Μεσογείου και της Ευρασιατικής πλάκας, δηλαδή το τμήμα του Αιγαίου. Συγκεκριμένα, η ωκεάνια πλάκα της Ανατολικής Μεσογείου καταβυθίζεται κάτω από την ηπειρωτική πλάκα του Αιγαίου, λόγω μεγαλύτερης πυκνότητας. Ως αποτέλεσμα της παραπάνω κίνησης είναι η δημιουργία του τόξου που αποτελείται από:

- την τάφρο, η οποία δημιουργείται κατά μήκος της επαφής των δύο πλακών. Εκτείνεται από την Κεφαλονιά έως την Ρόδο και περιλαμβάνει ένα σύστημα τάφρων, δηλαδή μια σειρά από βαθιές θαλάσσιες λεκάνες.
- το νησιωτικό τόξο, το οποίο βρίσκεται σε μικρή απόσταση και παράλληλα ως προς την τάφρο. Αποτελείται από την Πελοπόννησο και μια σειρά διαδοχικών νησιών, όπως τα Κύθηρα, η Κρήτη και η Ρόδος.

- την οπισθόταφρο, η οποία βρίσκεται πάνω στην Ευρασιατική πλάκα και μπροστά από το νησιωτικό τόξο. Πρόκειται για μια θαλάσσια λεκάνη, μικρότερου βάθους από την τάφρο.
- το ηφαιστειακό τόξο, το οποίο τοποθετείται μπροστά από την οπισθόταφρο και περιλαμβάνει διαδοχικά ηφαίστεια, όπως Νίσυρος, Σαντορίνη, Μήλος, Μέθανα και Σουσάκι. [1]



Σχήμα 1. 2 Σχηματική τομή του Ελληνικού τόξου

1.2 Οι τελευταίοι μεγάλοι σεισμοί

Ο μεγαλύτερος σεισμός που έχει συμβεί στην Ελλάδα ήταν στις 26 Ιουνίου 1926 στην Ρόδο. Συγκεκριμένα, πρόκειται για τον μόνο σεισμό μέχρι σήμερα που έφτασε τους 8 βαθμούς της κλίμακας Ρίχτερ και έγινε αισθητός μέχρι την ανατολική Ιταλία. Ακολουθεί μια σύντομη αναφορά στους 10 μεγαλύτερους σεισμούς των τελευταίων 50 ετών: [2]

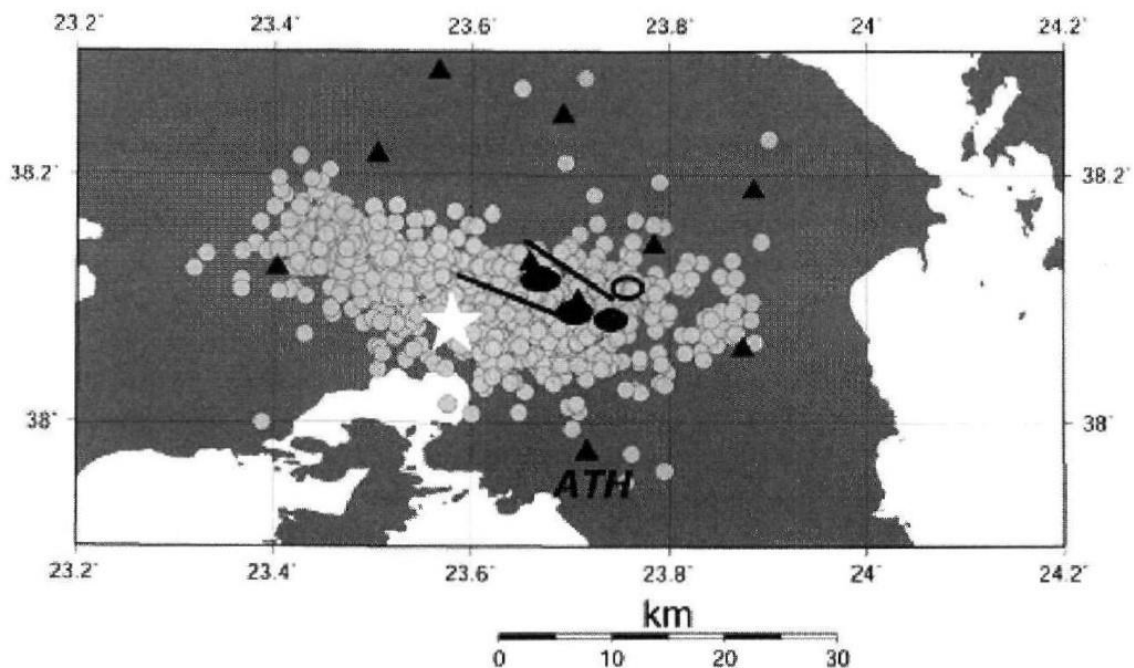
- 20 Ιουνίου 1978: 6,5 R στη Θεσσαλονίκη
- 24 Φεβρουαρίου 1981: 6,6 R στις Αλκυονίδες
- 13 Σεπτεμβρίου 1986: 6,2 R στην Καλαμάτα
- 15 Ιουνίου 1995: 6,2 R στο Αίγιο
- 7 Σεπτέμβρη 1999: 5,9 R στην Αθήνα
- 9 Ιουνίου 2008: 6,5 R στην Ανδραβίδα
- 26 Ιανουαρίου 2014: 6,1 R στην Κεφαλονιά
- 17 Νοεμβρίου 2015: 6 R στη Λευκάδα
- 12 Ιουνίου 2017: 6,1 R στη Λέσβο
- 21 Ιουλίου 2017: 6,7 R στην Κω

1.3 Ο σεισμός της Αθήνας 1999

1.3.1 Γενικά στοιχεία

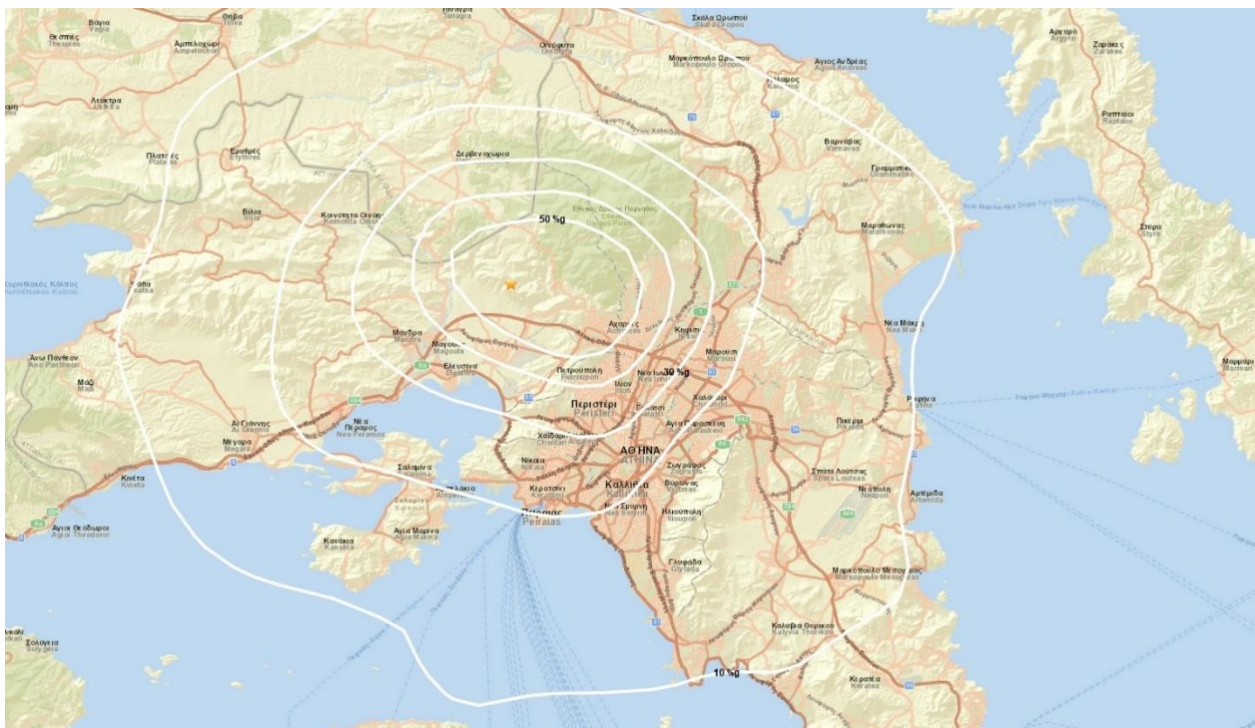
Στις 7 Σεπτεμβρίου 1999 ώρα 14:56 έλαβε χώρα ο ιστορικός σεισμός 5,9 βαθμών της κλίμακας Ρίχτερ, ένας από τους καταστροφικότερους που έχουν συμβεί στην Ελλάδα. Το ιδιαίτερο χαρακτηριστικό του σεισμού ήταν οι υψηλές εδαφικές επιταχύνσεις με μικρό όμως εστιακό βάθος. Ειδικότερα, ο σεισμός προήλθε από το ρήγμα της Φυλής, το επίκεντρο βρισκόταν 18 χιλιόμετρα από το κέντρο της πόλης, στους νοτιοδυτικούς πρόποδες της Πάρνηθας και το εστιακό βάθος κυμαινόταν στα 9-14 χιλιόμετρα. [3]

Ο μηχανισμός γένεσης του κύριου σεισμού, καθώς και των μετασεισμών του, περιγράφει μια κανονική διάρρηξη με διεύθυνση ΔΒΔ – ΑΝΑ και κλίση ΒΑ ή ΝΔ και με κατερχόμενο το βορειοανατολικό ή το νοτιοδυτικό τέμαχος αντίστοιχα. Επιπλέον, το επικρατέστερο σενάριο του σεισμού της Αθήνας περιγράφει την διάρρηξη να ξεκινά, σε βάθος περίπου 10 χιλιόμετρα, από το δυτικό άκρο του ρήγματος και να κατευθύνεται προς το ανατολικό άκρο και την επιφάνεια. Αυτή η κατευθυντικότητα έχει ως αποτέλεσμα υψηλές οριζόντιες επιταχύνσεις και σχετικά υψηλές κατακόρυφες επιταχύνσεις. Αντίθετα, το γεγονός ότι η διάρρηξη δεν έφτασε μέχρι την επιφάνεια, η ταχύτητα της και οι διαστάσεις του ρήγματος είχαν ως αποτέλεσμα τη σχετικά μικρή διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης. [4], [5]



Σχήμα 1. 3 Επίκεντρα σεισμού και μετασεισμών¹ [4]

¹ Αστέρι: επίκεντρο κύριου σεισμού, κύκλοι: επίκεντρα μετασεισμών πρώτου τριμήνου, μαύρες ελλείψεις: περιοχές μέγιστων βλαβών, λευκή έλλειψη: περιοχή σημαντικών βλαβών, τρίγωνα: σταθμοί αναλογικού δικτύου Γεωδυναμικού Ινστιτούτου. Η βόρεια και η νότια γραμμή παρουσιάζουν απλοποιημένα τα ρήγματα της Φυλής και του Θριάσιου Πεδίου αντίστοιχα.



Σχήμα 1. 4 Χάρτης της Αττικής με καμπύλες της εδαφικής επιτάχυνσης του σεισμού

1.3.2 Βλάβες σεισμού

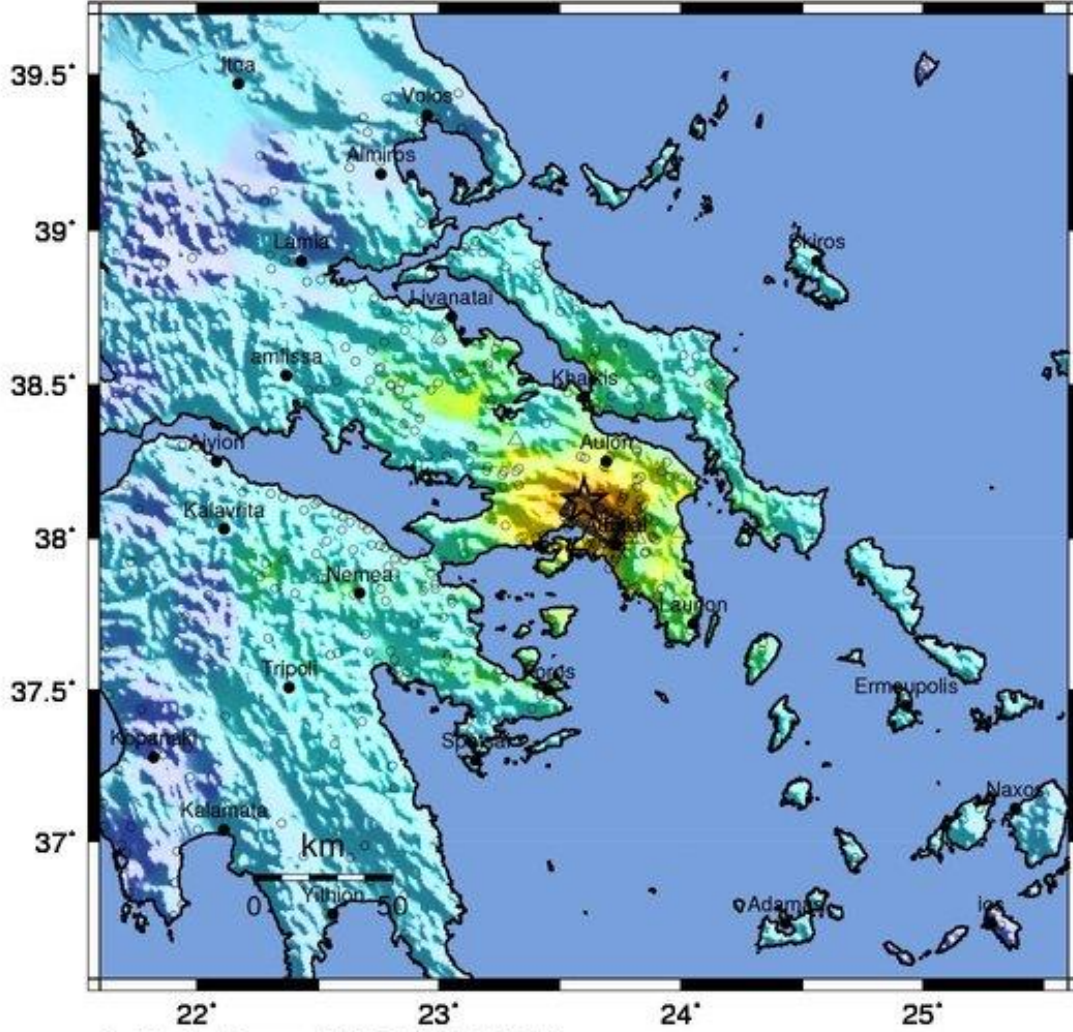
Οι μεγαλύτερες καταστροφές σημειώθηκαν σε ακτίνα 10 χιλιομέτρων από το επίκεντρο του σεισμού, με εκατοντάδες τραυματίες και 143 θύματα, μέτριες ή μεγάλες βλάβες σε περίπου 65.000 κτίρια σε 55 δήμους και άμεση οικονομική βλάβη που υπολογίστηκε ότι υπερέβη το 1,2 τρις δραχμές (περίπου 3,5 δις ευρώ). [4]

Περιοχή	Παρατηρηθείσα MMI		Απόσταση από το ρήγμα (km)
	Μέγιστη	Ελάχιστη	
ΆνωΛιόσια	IX ⁻	VII	0 - 3
Αχαρνές	IX ⁻	VII	2 - 5
Χελιδονού	IX ⁻	VII	5 - 7
Μεταμόρφωση	VIII	VII ⁻	6 - 7
Αδάμες	IX ⁻	VII ⁺	8 - 9
Καματερό	VII	VI ⁺	4 - 5
Πετρούπολη	VII ⁺	VI ⁺	6 - 7
Νέα Λιόσια	VIII	VII	7 - 8
Περιστέρι	VII ⁺	VII	8 - 9

Πίνακας 1. 1 Ένταση βλαβών κατά την τροποποιημένη κλίμακα Mercalli στις περιοχές καταρρέψεων με θύματα [6]

USGS ShakeMap : Athens, Greece

Sep 7, 1999 11:56:49 UTC M 6.0 N38.12 E23.60 Depth: 10.0km ID:19990907115649



Map Version 1 Processed 2017-01-27 00:31:58 UTC

PERCEIVED SHAKING	Not felt	Weak	Light	Moderate	Strong	Very strong	Severe	Violent	Extreme
POTENTIAL DAMAGE	none	none	none	Very light	Light	Moderate	Mod./Heavy	Heavy	Very Heavy
PEAK ACC.(%g)	<0.05	0.3	2.8	6.2	12	22	40	75	>139
PEAK VEL.(cm/s)	<0.02	0.1	1.4	4.7	9.6	20	41	86	>178
INSTRUMENTAL INTENSITY	I	II-III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X+

Scale based upon Worden et al. (2012)

Σχήμα 1. 5 Χάρτης με τα επίπεδα της κλίμακας Mercalli για το σεισμό της Αθήνας [7]

Οι περισσότερες βλάβες αλλά και καταρρεύσεις εντοπίστηκαν σε κτίρια που ήταν κατασκευασμένα με το Κανονισμό του 1959, δηλαδή το μεγαλύτερο ποσοστό των κτιρίων της Αθήνα. Ειδικότερα, στα κτίρια αυτά προβλήματα εντοπίστηκαν κυρίως σε: [8]

- Τοιχώματα, τα οποία κρίθηκαν ανεπαρκή για τον περιορισμό φαινομένων στρέψης και μετατόπισης.
- Υποστυλώματα, στα οποία δεν υπήρχαν επαρκείς συνδετήρες και γενικά δεν υπήρχε πύκνωση των συνδετήρων στις κρίσιμες περιοχές, με αποτέλεσμα τη δημιουργία αστοχιών και σε κόμβους.
- Φέροντα οργανισμό γενικότερα, λόγω χαμηλής ποιότητας υλικών.

Επιπροσθέτως, άλλα αίτια καταπόνησης τα οποία μπορεί να οδήγησαν κτίρια σε μερική ή και ολική κατάρρευση οφείλονταν σε: [8]

- ύπαρξης πυλωτής («μαλακός» όροφος)
- ανεπαρκείς θεμελίωση
- ασυμμετρία καθ' ύψος και κάτοψης
- ύπαρξη μεγάλων φορτίων σε υψηλότερους ορόφους
- σύγκρουση κτιρίων

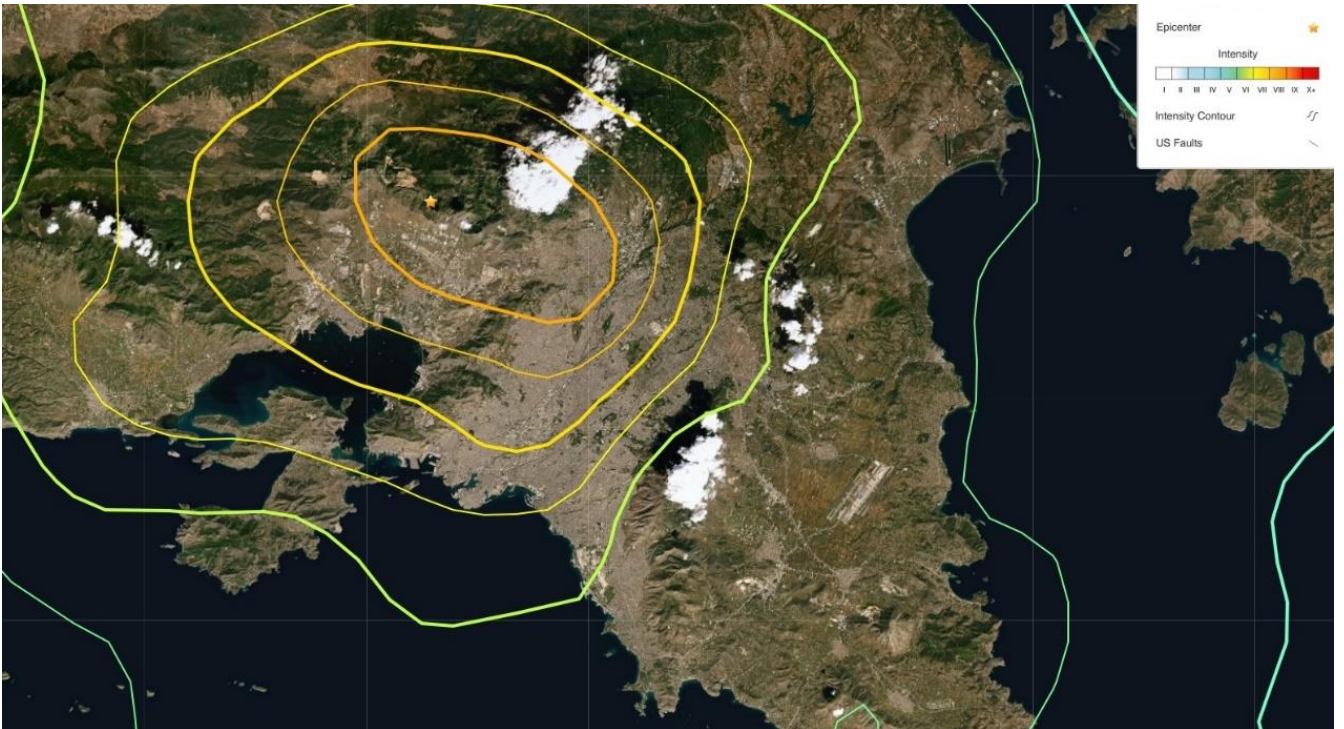
Συγκεκριμένα, στα Άνω Λιόσια, που βρίσκονται στην ανατολική άκρη του σεισμογόνου ρήγματος, τα κτίρια μετά από ελέγχους χαρακτηρίστηκαν ως: [6]

- ο πράσινα μόνο 620 κτίρια, δηλαδή το 13% του συνόλου
- ο κίτρινα 3150 κτίρια, δηλαδή το 65% του συνόλου
- ο κόκκινα 1050 κτίρια, δηλαδή το 22% του συνόλου (περιλαμβάνονται περίπου 15 καταρρεύσεις). Τα περισσότερα από αυτά ήταν τριώροφες και διώροφες κατοικίες με σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα.

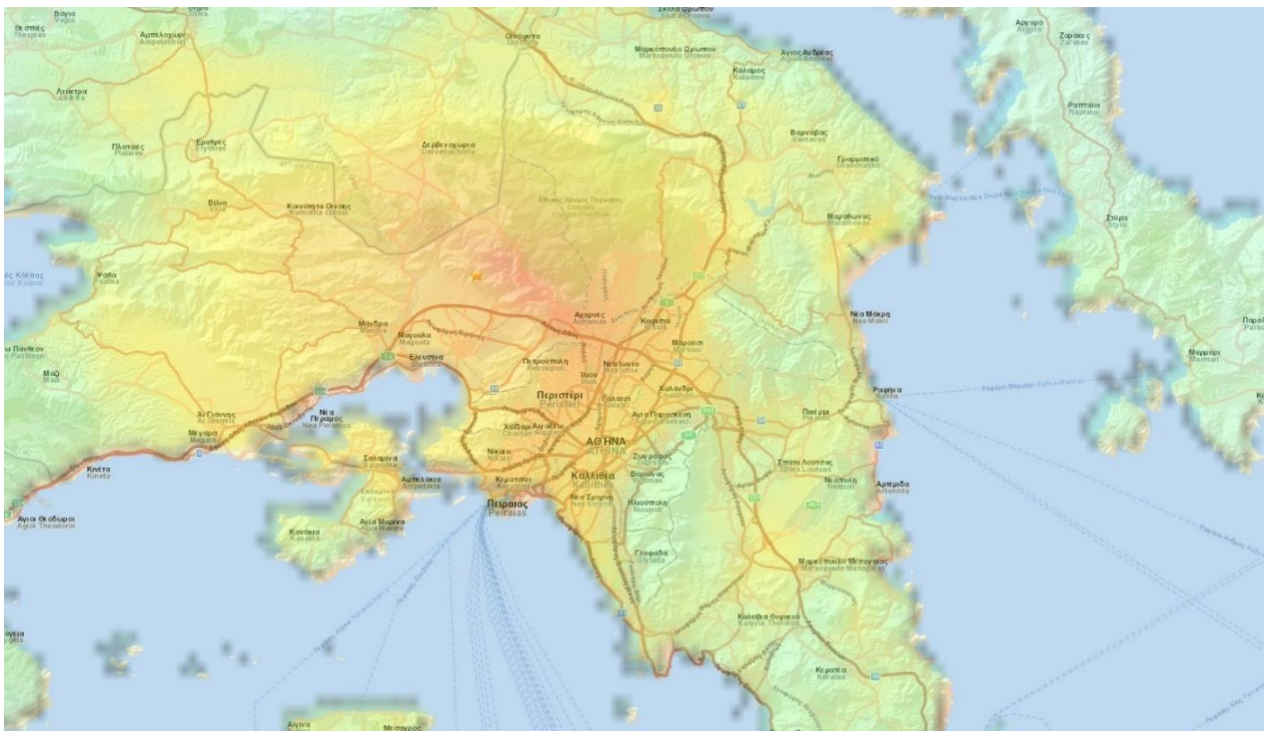
Στις Αχαρνές, που βρίσκονται ανατολικά των Άνω Λιοσίων, τα κτίρια μετά από ελέγχους χαρακτηρίστηκαν ως: [6]

- ο πράσινα 4600 κτίρια, δηλαδή το 34% του συνόλου
- ο κίτρινα 6300 κτίρια, δηλαδή το 48% του συνόλου
- ο κόκκινα 2350 κτίρια, δηλαδή το 18% του συνόλου

Στις Αδάμες, που βρίσκονται δίπλα στο σημείο όπου το φαράγγι του Κηφισού παρουσιάζει απότομη κλίση και μέγιστο βάθος, τα περισσότερα κτίρια ήταν κατασκευασμένα στη δεκαετία του 1970 και στις αρχές της δεκαετίας του 1980. Στην περιοχή αυτή υπήρξαν θύματα από την κατάρρευση τριών βιομηχανικών κτιρίων και δύο κατοικιών. Πολλά κτίρια κατέρρευσαν και πολλά παρουσίασαν σοβαρές βλάβες στο ισόγειό τους και κρίθηκαν κατεδαφιστέα, συνήθως κτίρια με πυλωτή. [6]



Σχήμα 1. 6 Χάρτης της Αττικής με καμπύλες των επιπέδων της κλίμακας Mercalli



Σχήμα 1. 7 Χάρτης της Αττικής με χρωματική απεικόνιση της αισθητότητας του σεισμού

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΑΣΤΟΧΙΩΝ ΣΕΙΣΜΟΥ

2.1 Αστοχίες λόγω ατελειών δομικών στοιχείων

2.1.1 Αστοχίες σε υποστυλώματα, τοιχεία και κόμβους

Οι βλάβες στα υποστυλώματα λόγω σεισμού είναι ένα σύνηθες και παράλληλα επικίνδυνο φαινόμενο, αφού σχετίζονται άμεσα με την τμηματική ή και ολική κατάρρευση του κτιρίου. Ένα υποστύλωμα είναι ευάλωτο σε διάτμηση λόγω του μικρού ύψους («κοντό υποστύλωμα») και των μεγάλων διαστάσεων, ενώ στην αντίθετη περίπτωση είναι ευάλωτο σε κάμψη. [9], [10], [11]

- Η διατμητική αστοχία είναι σοβαρή, εξαιτίας της ψαθυρής μορφής της και δημιουργεί λοξές ή και χιαστί ρωγμές σε υποστύλωμα με μικρό λόγο διάτμησης² και αυτό δεν συμβαίνει απαραίτητα στα άκρα του (Σχήμα 2.3).
- Η καμπτική αστοχία δεν είναι εξίσου σοβαρή, καθώς περιορίζεται σε περιοχή εκτός του πυρήνα και εμφανίζεται συνήθως στα άκρα του υποστυλώματος εξαιτίας της συγκέντρωσης μεγάλων καμπτικών ροπών. Για μικρά αξονικά φορτία δημιουργείται μια οριζόντια καμπτική ρωγμή (Σχήματα 2.1 και 2.2), λόγω ανεπάρκειας των διαμήκων ράβδων οπλισμού.
- Ο συνδυασμός των παραπάνω αστοχιών είναι αρκετά επικίνδυνος λόγω του ψαθυρού χαρακτήρα του και λόγω της σημαντικής μείωσης της ακαμψίας του υποστυλώματος, το υποστύλωμα δεν μπορεί πλέον να μεταφέρει τα κατακόρυφα φορτία με αποτέλεσμα την κατάρρευση της κατασκευής. Αυτή η αστοχία δημιουργεί εγκάρσια διόγκωση του σκυροδέματος, λυγισμό των διαμήκων ράβδων και διαρροή ή θραύση των συνδετήρων της περιοχής (Σχήμα 2.5). Τέλος, η βλάβη αυτή προκύπτει από την επίδραση μεγάλων αξονικών θλιπτικών φορτίων με ταυτόχρονη δράση διάτμησης και κάμψης σε ένα υποστύλωμα με έλλειψη περίσφιξης, χαμηλής ποιότητας σκυροδέματος, ανεπάρκεια διαστάσεων διατομής ή συνδυασμός αυτών.

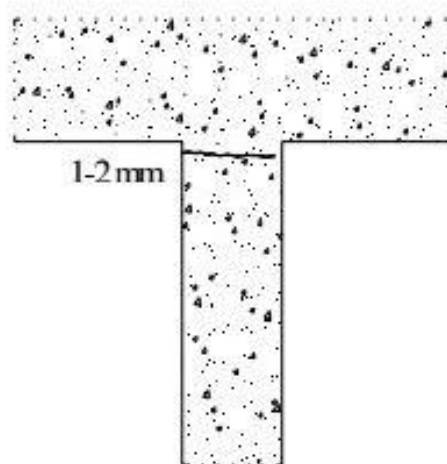
Οι τυπικοί βαθμοί βλάβης περιγράφουν βλάβες σε τοπικό επίπεδο, δηλαδή αναφέρονται σε μεμονωμένα δομικά στοιχεία και συνδέονται άμεσα με τις εναπομένουσες αντοχές και τα διαθέσιμα περιθώρια ασφαλείας των στοιχείων αυτών. Μετά από ένα σεισμό παρατηρούνται συχνά βλάβες σε υποστυλώματα και αυτές κατηγοριοποιούνται σε βαθμούς όπως: [12], [13]

² Ο λόγος διάτμησης σε ένα υποστύλωμα υπολογίζεται ως $a_s = M_{sd}/V_{sd} \cdot h$ όπου M_{sd} και V_{sd} τα εντατικά μεγέθη του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού και h είναι η διάσταση της διατομής στη διεύθυνση της V_{sd} . [21]

❖ Βαθμού Α – ελαφρές βλάβες

Πρόκειται για μεμονωμένες οριζόντιες ρωγμές, με πλάτος μικρότερο από 1-2 χιλιοστά κυρίως λόγω κάμψης ή δευτερευόντων λόγων πχ ελαφρές κρούσεις, ανεπαρκείς αγκυρώσεις, αρμοί διακοπής εργασίας, επίδραση της εν επαφή τοιχοπλήρωσης κλπ.

Ο χαρακτηρισμός αυτός δεν ισχύει όταν υφίσταται ανεπάρκεια διατομής, σκυροδέματος ή χάλυβα.

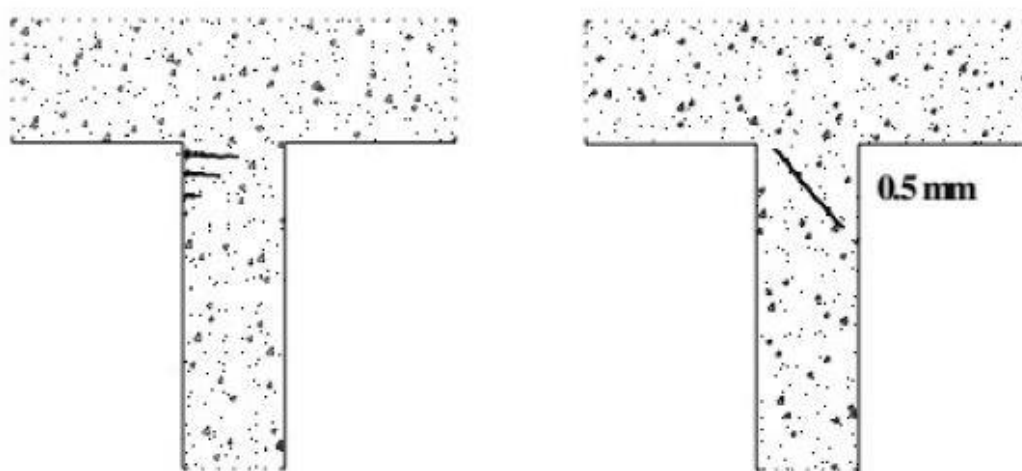


Σχήμα 2. 1 Βαθμός βλάβης Α [13]

❖ Βαθμού Β – ελαφρές βλάβες

Πρόκειται για πολλές πλατιές ρωγμές λόγω κάμψης ή μεμονωμένες λοξές ρωγμές λόγω διάτμησης, με πλάτος μικρότερο από 0,5 χιλιοστά.

Ο χαρακτηρισμός αυτός δεν ισχύει όταν παρατηρούνται μετακινήσεις του σκελετού.



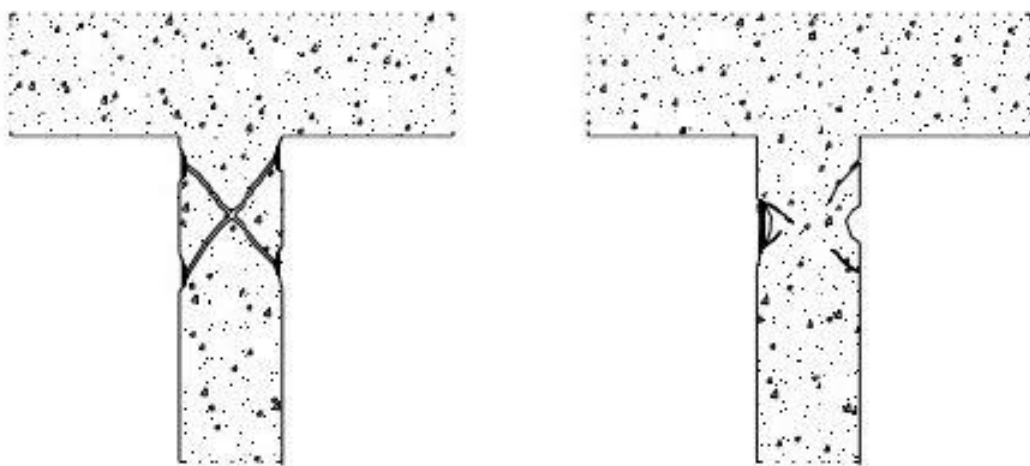
Σχήμα 2. 2 Βαθμός βλάβης Β [13]

❖ Βαθμού Γ – σοβαρές βλάβες

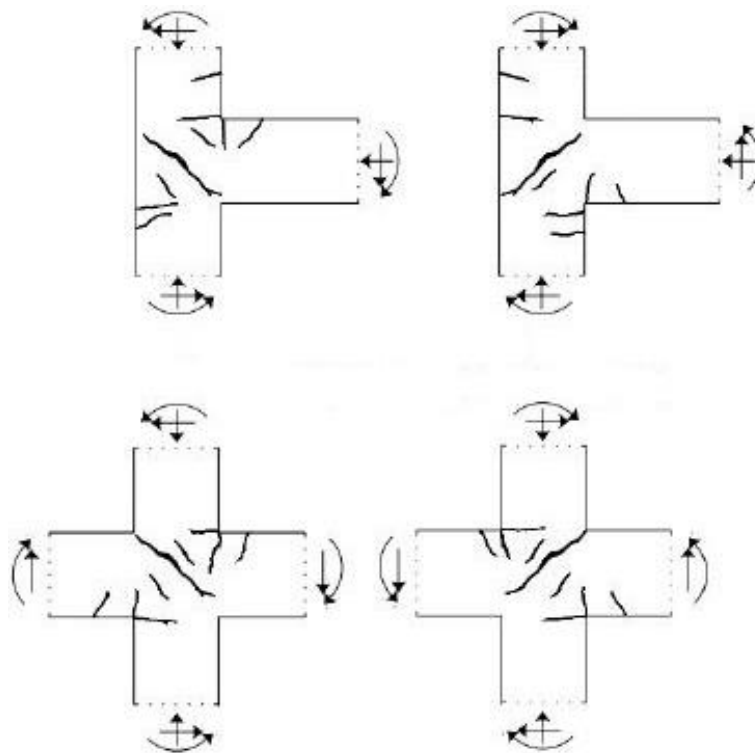
Πρόκειται για έντονες χιαστί λοξές ρωγμές με μεγάλο πλάτος και έντονη τοπική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος λόγω διάτμησης ή θλίψης.

Ο χαρακτηρισμός αυτός ισχύει όταν οι παραμένουσες παραμορφώσεις είναι πολύ μικρές.

Ρηγματώσεις στους κόμβους χαρακτηρίζονται ως βαθμός βλάβης Γ.



Σχήμα 2. 3 Βαθμός βλάβης Γ [13]



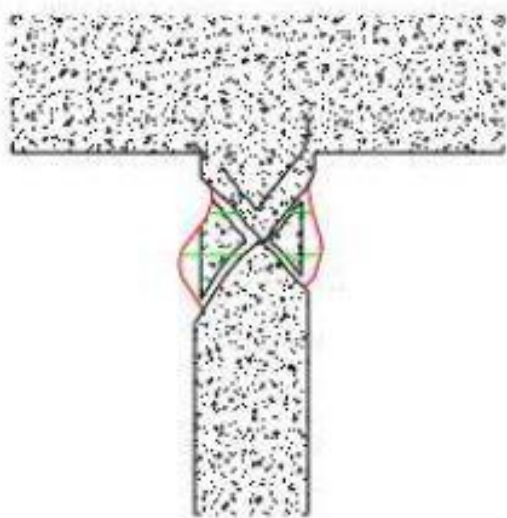
Σχήμα 2. 4 Βαθμός βλάβης Γ σε κόμβους [13]

❖ Βαθμού Δ – βαριές βλάβες

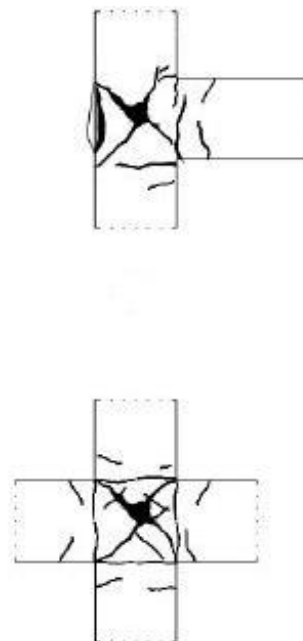
Πρόκειται για θραύση του σκυροδέματος, λυγισμός των κύριων οπλισμών, θραύση ή διαρροή των συνδετήρων του τμήματος και διακοπή της συνέχειας του στοιχείου αλλά χωρίς κατάρρευση.

Ο χαρακτηρισμός αυτός ισχύει όταν οι παραμένουσες μετακινήσεις και συγκεκριμένα οι κατακόρυφες είναι μικρές.

Σοβαρή αποδιοργάνωση στους κόμβους χαρακτηρίζεται ως βαθμός βλάβης Δ.



Σχήμα 2. 5 Βαθμός βλάβης Δ [13]



Σχήμα 2. 6 Βαθμός βλάβης Δ σε κόμβους [13]

❖ Βαθμός Ε – δύσκολα επισκευάσιμες βλάβες

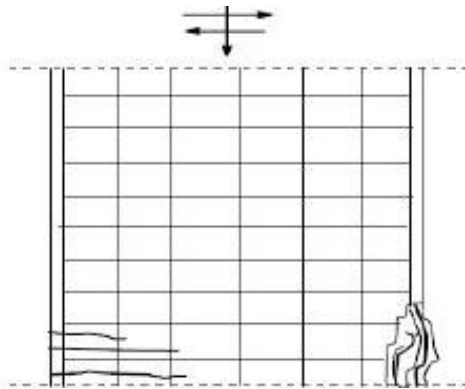
Πρόκειται για μέτριες έως μεγάλες μετακινήσεις του σκελετού και αποκολλήσεις ή μερικές καταρρεύσεις.

Στην περίπτωση που η γενική εικόνα βλάβης συμφωνεί με μία από τις εικόνες βλάβης των παραπάνω σχημάτων και περιγραφών, αλλά δεν τηρούνται οι προβλεπόμενες συνθήκες για τις παραμένουσες παραμορφώσεις, τότε ως βαθμός βλάβης δηλώνεται ένα επίπεδο πάνω από το σχήμα που ταιριάζει. Παράδειγμα μια βλάβη με εικόνα τύπου Γ, που όμως υπάρχουν σημαντικές παραμορφώσεις, τότε θεωρείται βαθμός βλάβης Δ.

Οι βλάβες στους κόμβους (Σχήματα 2.4 και 2.6) θεωρούνται υψίστης σημασίας και επικινδυνότητας, αφού οφείλονται σε αξονική φόρτιση στο υποστύλωμα, το οποίο μειώνει τη δυσκαμψία του φέροντος οργανισμού και μπορεί να οδηγήσει σε μη ελεγχόμενες ανακατανομές εντάσεων. [14]

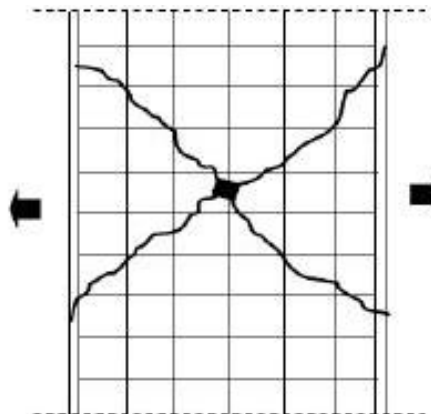
Τα τοιχεία λόγω των μεγάλων διαστάσεων τους δέχονται το μεγαλύτερο ποσοστό της σεισμικής έντασης και οι βλάβες που δημιουργούνται οφείλονται κυρίως σε κατασκευαστικά λάθη. Παρακάτω παρουσιάζονται οι μορφές αστοχίας τοιχείων μιας κατασκευής: [10], [15]

- Αστοχία καμπτικής μορφής, παρουσιάζεται στη βάση του τοιχείου κοντά στη θεμελίωση και είναι λιγότερο συχνή.



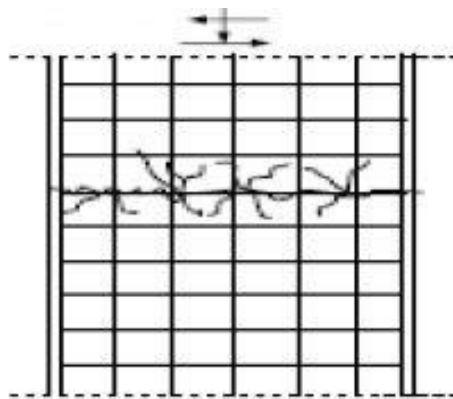
Σχήμα 2. 7 Καμπτικές ρωγμές τοιχείου [9]

- Αστοχία διατμητικής μορφής, εμφανίζεται ως χιαστί ρωγμή και είναι πιο συνηθισμένη.



Σχήμα 2. 8 Διατμητικές ρωγμές τοιχείου [9]

- Ολίσθηση του αρμού διακοπής εργασίας, λόγω κακής σύνδεσης του νέου με το παλιό σκυρόδεμα, χωρίς επεξεργασία στον αρμό.

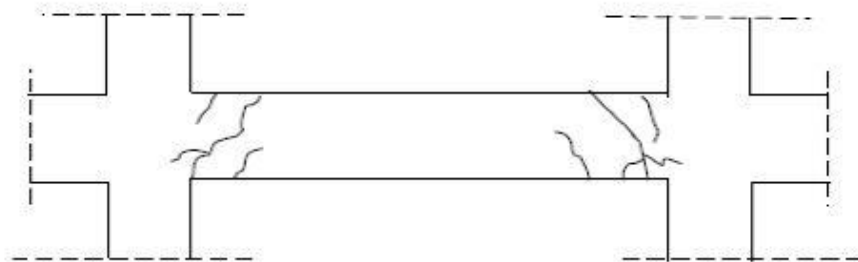


Σχήμα 2. 9 Ρωγμές τοιχείου στον αρμό διακοπής εργασίας

2.1.2 Αστοχίες σε δοκούς

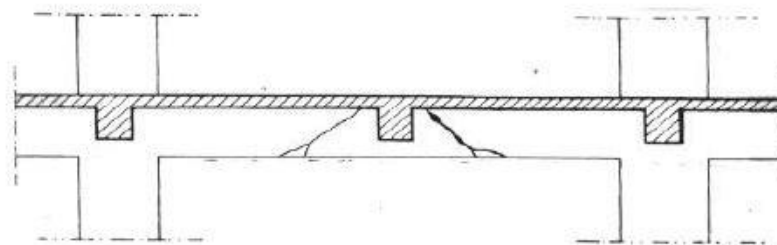
Οι βλάβες σε δοκάρια μετά από ένα σεισμό εμφανίζονται πιο συχνά από τις βλάβες στα υποστυλώματα και είναι λιγότερο επικίνδυνες για την κατασκευή. Τέτοιες βλάβες συνήθως οφείλονται σε ανεπάρκεια διατομής και σε κατασκευαστικές ατέλειες. Παρακάτω θα παρουσιαστούν διάφοροι τύποι βλαβών που παρατηρούνται σε δοκούς: [10], [15]

- Διατμητική αστοχία δοκού, δηλαδή η εμφάνιση ρωγμών κοντά στις στηρίξεις των δοκών υπό γωνία 45° . Πρόκειται για τη σοβαρότερη βλάβη εξαιτίας της ψαθυρής μορφής αστοχίας της και είναι πολύ συνηθισμένη μετά από ένα σεισμό.



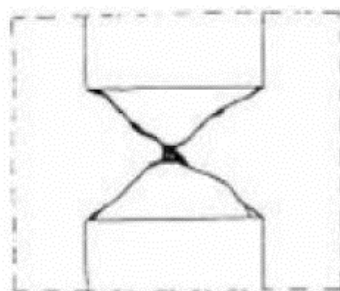
Σχήμα 2. 10 Διατμητική αστοχία δοκού [9]

- Διατμητική αστοχία λόγω συγκεντρωμένης φόρτισης, δηλαδή η εμφάνιση ρωγμών κοντά δευτερεύουσες δοκούς ή φυτευτά υποστυλώματα κλπ, υπό γωνία 45° . Πρόκειται για βλάβη λόγω ανεπάρκειας σε σπλισμό ανάρτησης και διάτμησης.



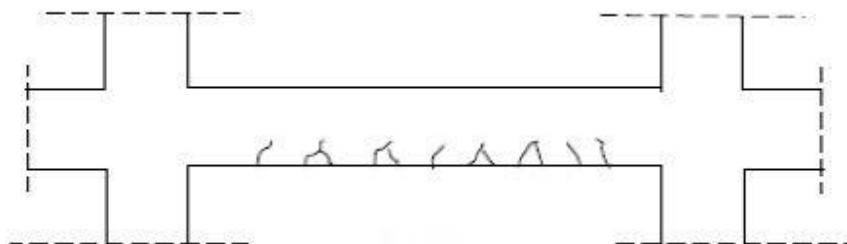
Σχήμα 2. 11 Διατμητική αστοχία λόγω συγκεντρωμένης φόρτισης [9]

- Χιαστί διατμητικές ρωγμές, κυρίως σε κοντές δοκούς που συνδέουν τοιχεία.



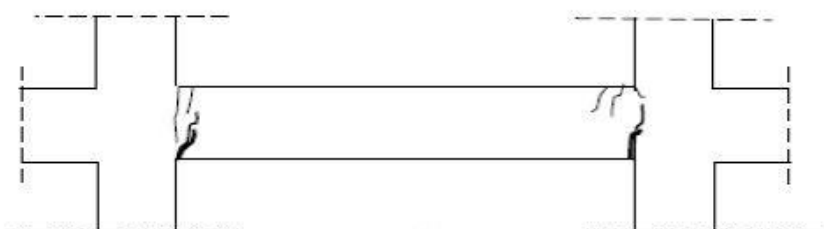
Σχήμα 2. 12 Χιαστί διατμητικές ρωγμές

- Καμπτικές ρωγμές σε εφελκόμενο πέλμα δοκού. Πρόκειται για εγκάρσια ρήγματα τα οποία οφείλονται σε μακροχρόνιες ή σεισμικές δράσεις.



Σχήμα 2. 13 Καμπτικές ρωγμές σε εφελκόμενο πέλμα δοκού [9]

- Καμπτικές ρωγμές στο άνω ή κάτω πέλμα των στηρίξεων. Οφείλεται κυρίως σε κακή αγκύρωση του διαμήκους οπλισμού στη στήριξη.

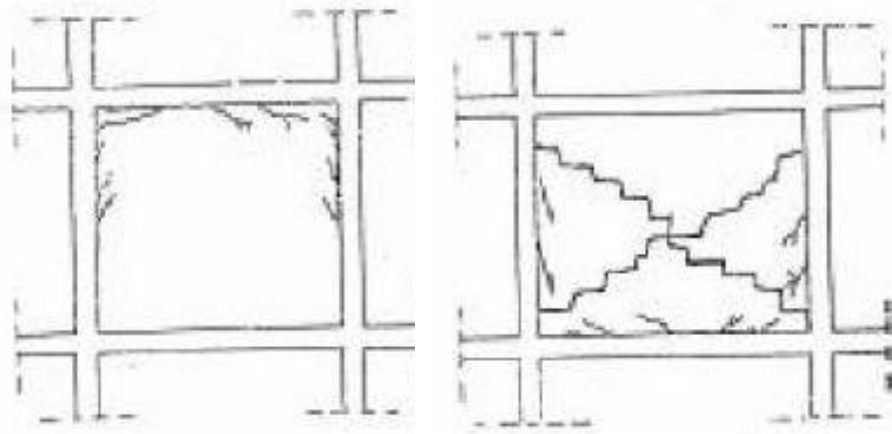


Σχήμα 2. 14 Καμπτικές ρωγμές στα πέλματα των στηρίξεων [9]

2.1.3 Αστοχίες σε τοιχοπληρώσεις

Οι βλάβες σε τοιχοπληρώσεις είναι σχετικά ακίνδυνες, αφού δεν επηρεάζουν τόσο πολύ τη συμπεριφορά της κατασκευής σε πιθανή μελλοντική σεισμική φόρτιση. Χωρίζονται σε τρεις κατηγορίες: [9], [12], [15]

- Ελαφρές βλάβες. Πρόκειται για απλές ρωγμές με πλάτος μικρότερο από 1 χιλιοστό, οι οποίες εμφανίζονται κυρίως στις γωνίες των κουφωμάτων και στα σημεία σύνδεσης του οργανισμού πλήρωσης με τον φέροντα οργανισμό (πχ αποκολλήσεις – αποσυνδέσεις)
- Σοβαρές βλάβες. Πρόκειται για έντονες ρωγμές, χιαστί ή διαγώνιες, με πλάτος μέχρι 5 χιλιοστά, αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας, βλάβες στα διαζώματα, σοβαρές βλάβες στις εγκαταστάσεις (πχ ηλεκτρικές, υδραυλικές) και στα διακοσμητικά στοιχεία (πχ στηθαία, επενδύσεις)
- Βαριές βλάβες. Πρόκειται για μεγάλες ρωγμές, χιαστί ή διαγώνιες, με πλάτος περίπου 10 χιλιοστά, θραύση των διαζωμάτων, σπάσιμο τούβλων, βαριές βλάβες στις εγκαταστάσεις και στα διακοσμητικά στοιχεία.



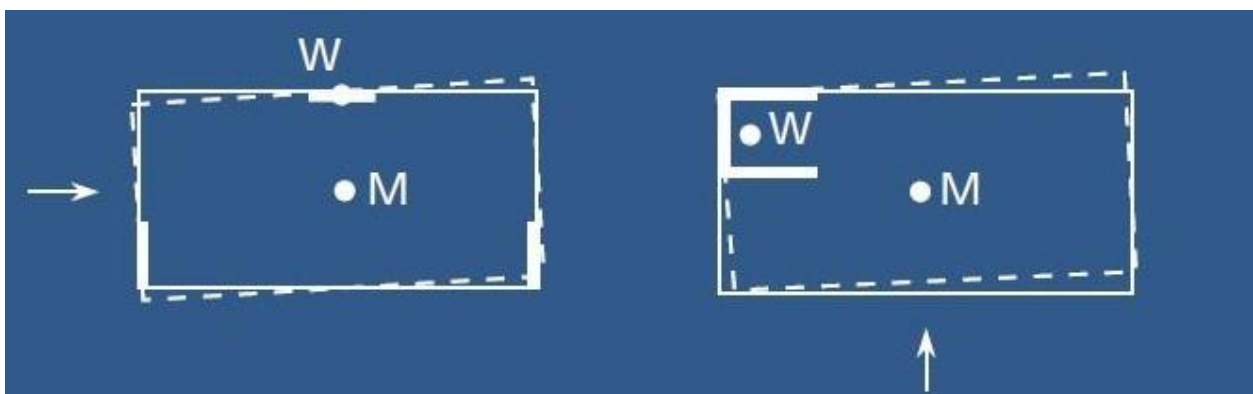
Σχήμα 2. 15 Τύποι αστοχιών σε τοιχοπληρώσεις

2.2 Αστοχίες λόγω ευπάθειας κτιρίου

2.2.1 Κτίριο μη κανονικό

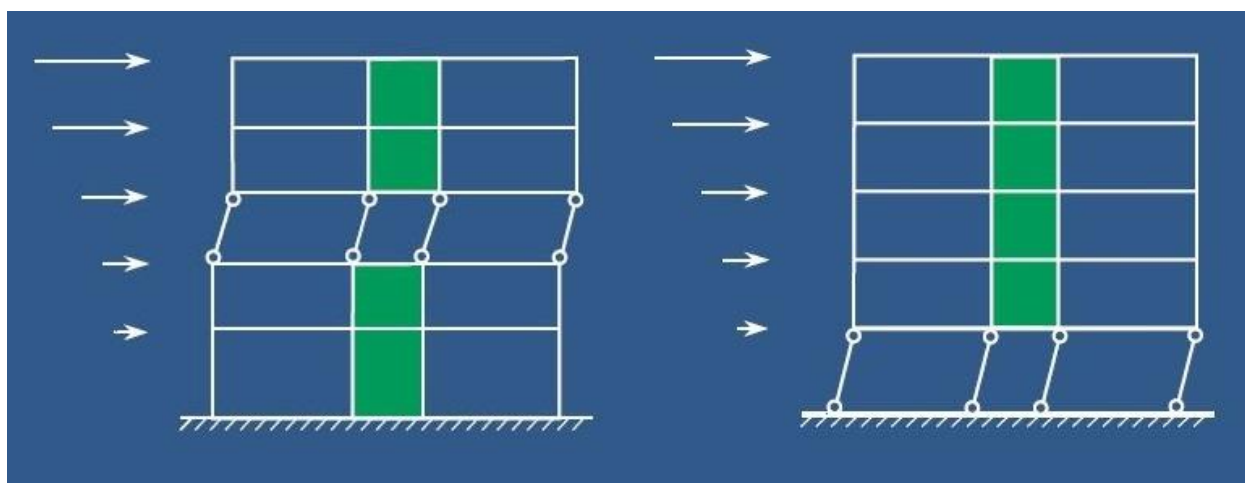
Ένα σημαντικό αίτιο βλάβης κτιρίου ή ακόμα και κατάρρευσής του αποτελεί η ασυμμετρία της δυσκαμψίας του σε κάτοψη και καθ' ύψος.

Η ασυμμετρία δυσκαμψίας σε κάτοψη περιγράφεται ως το κέντρο βάρους του κτιρίου να βρίσκεται σε μεγάλη απόσταση από το κέντρο δυσκαμψίας του και άρα να δημιουργείται στροφή του κτιρίου υπό σεισμικό φορτίο. Μια τέτοια ασυμμετρία παράδειγμα μπορεί να προκύψει από την τοποθέτηση του κλιμακοστασίου στη μια άκρη ενός ορθογώνιου κτιρίου ή την λανθασμένη τοποθέτηση τοιχείων με αποτέλεσμα να υπάρχει συγκεντρωμένη δυσκαμψία σε κάτοψη σε ένα σημείο της κατασκευής. [16]



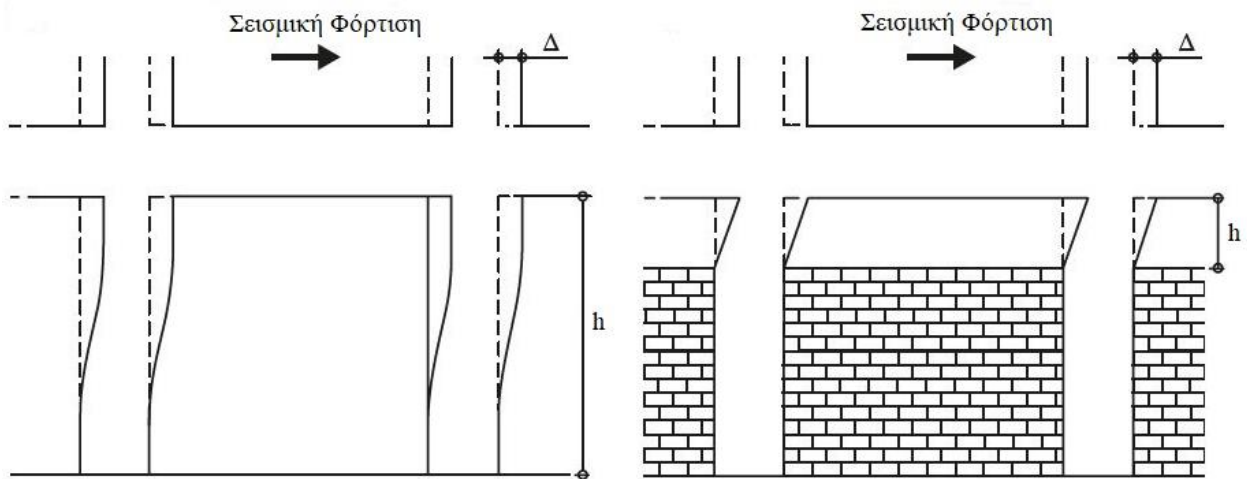
Σχήμα 2. 16 Ασυμμετρία σε κάτοψη [16]

Η ασυμμετρία της δυσκαμψίας καθ' ύψος ενός κτιρίου αποτελεί ένα από τα βασικά αίτια κατάρρευσης κτιρίων λόγω σεισμού. Η έλλειψη τοίχων πλήρωσης σε έναν όροφο μιας κατασκευής δημιουργεί το φαινόμενο του μαλακού ορόφου, με συνέπεια τα υποστυλώματα του ορόφου να εισέρχονται στην πλαστική περιοχή τους. Ένας μαλακός όροφος μπορεί να βρίσκεται στο ισόγειο και να χρησιμοποιείται κυρίως ως pilotis ή και σε ενδιάμεσο όροφο της κατασκευής. Συγκεκριμένα, στην περίπτωση της pilotis κατά τη διάρκεια της σεισμικής κίνησης, τα υποστυλώματα καταπονούνται λόγω των κυκλικών μετατοπίσεων μεταξύ του εδάφους και της κορυφής του κτιρίου, στη συνέχεια δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των υποστυλωμάτων του ισόγειου ή και διατμητικές βλάβες και συνήθως η κατάρρευση είναι αναπόφευκτη. [16], [17]



Σχήμα 2. 17 Μαλακός όροφος - Μηχανισμός κατάρρευσης [16]

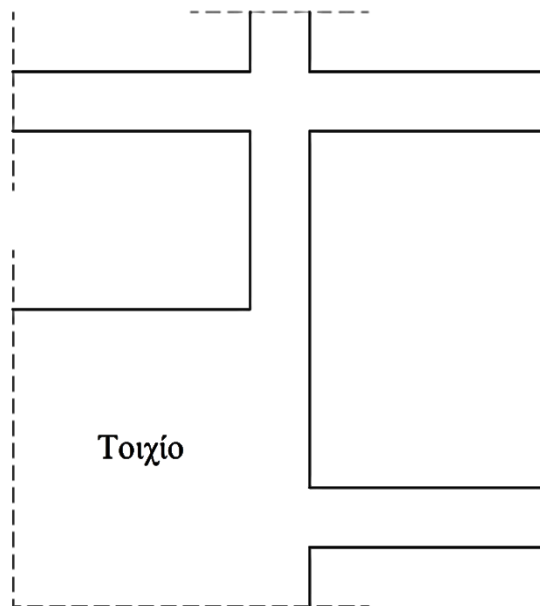
Μια ακόμα ευπάθεια των κτιρίων που μπορεί να θεωρηθεί ότι επηρεάζει την κανονικότητα του κτιρίου, είναι η ύπαρξη κοντών υποστυλωμάτων, δηλαδή υποστυλώματα με μικρό ελεύθερο ύψος σε σχέση με τις διαστάσεις τους. Αυτά τα υποστυλώματα εξαιτίας αυτής τις ιδιαιτερότητας τους συχνά αστοχούν διατμητικά πριν φτάσουν στην πλαστική κατάστασή τους. Συνήθως κοντά υποστυλώματα διαμορφώνονται σε κλιμακοστάσια, σε επιφάνειες τοίχων με ανοίγματα παραθύρων, σε ημιυπόγειους χώρους και πατάκια. Σύμφωνα, με τον κανονισμό το κρίσιμο ύψος αυτών ισούται με το συνολικό ύψος του υποστυλώματος, οπότε και οπλίζονται με πυκνούς συνδετήρες. Ανεξάρτητα όμως από το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού τα κοντά υποστυλώματα συνεχίζουν και αστοχούν διατμητικά, όπως δείχνουν πειράματα. Τα κοντά υποστυλώματα επηρεάζουν την κανονικότητα του κτιρίου και καθ' ύψος, λόγω του μειωμένου τους ύψους και ειδικά στην περίπτωση που αστοχήσει ένας ολόκληρος όροφος λόγω αυτών αλλά και την κανονικότητα ως προς την κάτοψη, αν αυτά βρίσκονται και αστοχήσουν σε μία μόνο πλευρά του κτιρίου. [16], [18], [19]



Σχήμα 2. 18 Κοντά υποστυλώματα³ [19]

Τα κοντά υποστυλώματα χωρίζονται σε: [20]

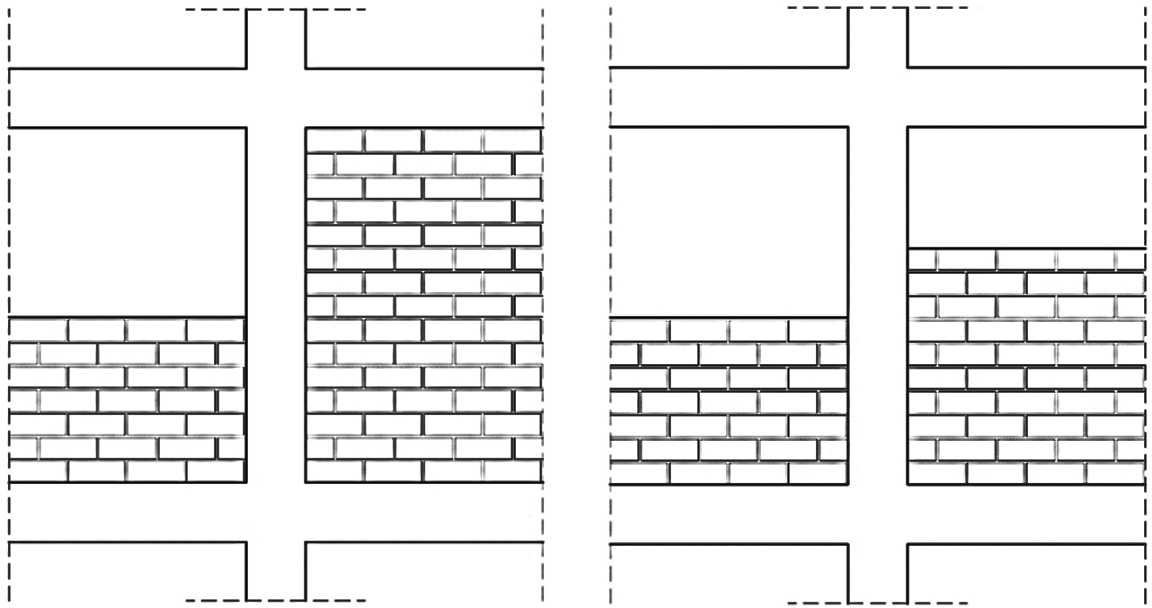
- «φύσει» κοντά υποστυλώματα, τα οποία προβλέπονται από τον σχεδιασμό να είναι κοντά και έχουν λόγο διάτμησης $\alpha_s \leq 2,5$ [21]



Σχήμα 2. 19 «Φύσει» κοντό υποστυλώμα

- «θέσει» κοντά υποστυλώματα, τα οποία προκύπτουν από την κατασκευή τοιχοπληρώσεων των οποίων το ύψος δεν φτάνει ως την κάτω παρειά της υπερκείμενης δοκού

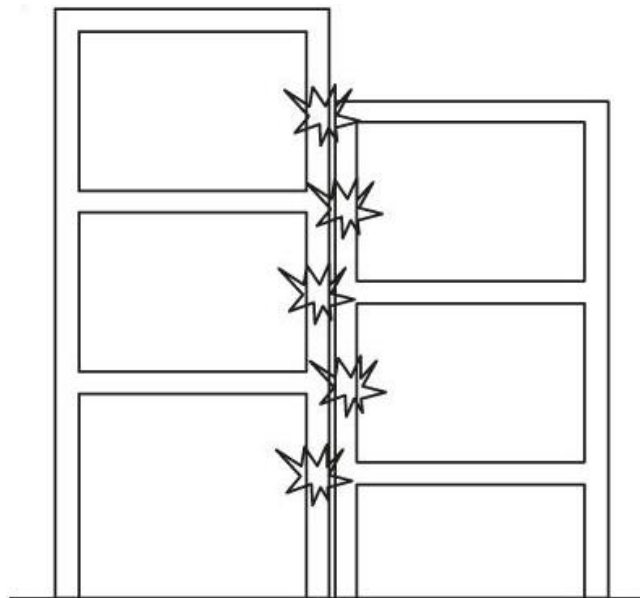
³ Με Δ συμβολίζεται η μετακίνηση της κατασκευής κατά τη διάρκεια του σεισμού και με h το ελεύθερο ύψος του υποστυλώματος στην κάθε περίπτωση.



Σχήμα 2. 20 «Θέσει» κοντό υποστύλωμα

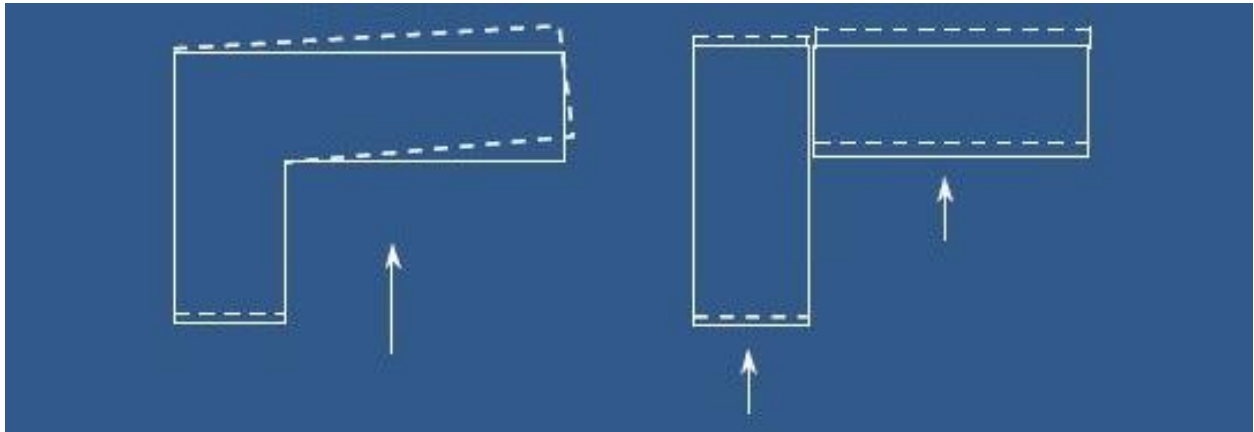
2.2.2 Σύγκρουση κτιρίων

Η σύγκρουση των όμορων κτιρίων μπορεί να δημιουργήσει σοβαρές βλάβες, με την περίπτωση της ολικής κατάρρευσης να είναι πιο πιθανή όταν τα δύο κτίρια δεν έχουν ίδιο ύψος ορόφων. Ειδικότερα, όταν οι πλάκες των ορόφων του ενός κτιρίου δεν βρίσκονται στο ίδιο ύψος με τις πλάκες του άλλου, σε μια σεισμική φόρτιση οι πλάκες του ενός θα εμβολίσουν τα υποστυλώματα του άλλου κτιρίου (Σχήμα 2.20). Αυτό το φαινόμενο αποφεύγεται όταν πραγματοποιείται ορθή αντισεισμική μελέτη και υπάρχει αρμός μεταξύ των δύο κτιρίων, με αρκετό πλάτος ώστε να ταλαντωθούν με ασφάλεια σε έναν σεισμό. [16]

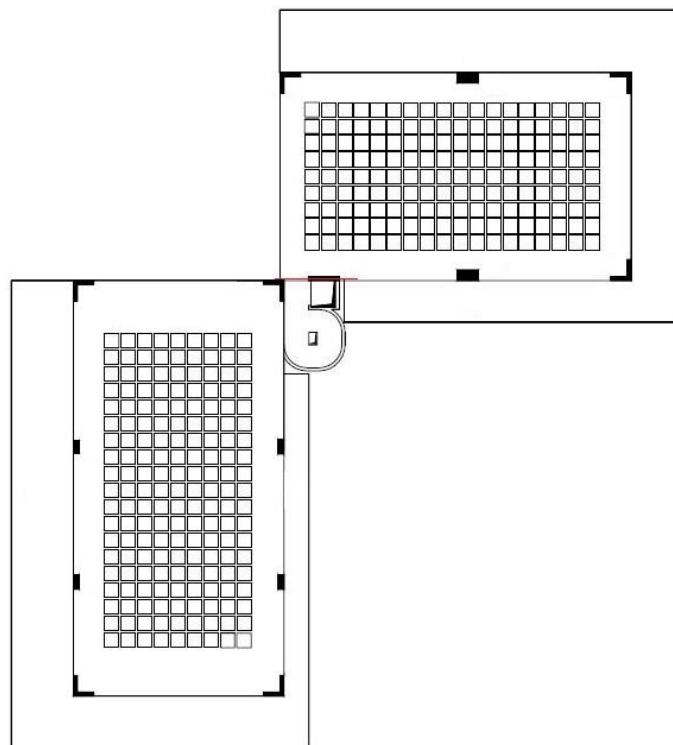


Σχήμα 2. 21 Σύγκρουση όμορων κτιρίων [19]

Ο αντισεισμικός αρμός, εφαρμόζεται όχι μόνο μεταξύ δύο γειτονικών κτιρίων αλλά και στο ίδιο κτίριο αν κριθεί αναγκαίο από τη μελέτη. Παραδείγματα περιπτώσεων που χρήζουν τον διαχωρισμό ενός κτιρίου σε δύο ανεξάρτητα με ύπαρξη αντισεισμικού αρμού αποτελούν η μελέτη ενός κτιρίου με κάτοψη σχήματος «L» που σε περίπτωση σεισμού η δυσκαμψία που θα παρουσιάσει το κτίριο ανά διεύθυνση είναι διαφορετική (Σχήμα 2.21 και 2.22) ή το κτίριο σε κάτοψη έχει μεγάλο μήκος σε σχέση με πλάτος ή ακόμα το κτίριο αποτελείται από τμήματα διαφορετικών υψών, άρα και διαφορετικών δυσκαμψιών καθ' ύψος (Σχήμα 2.23). [16]

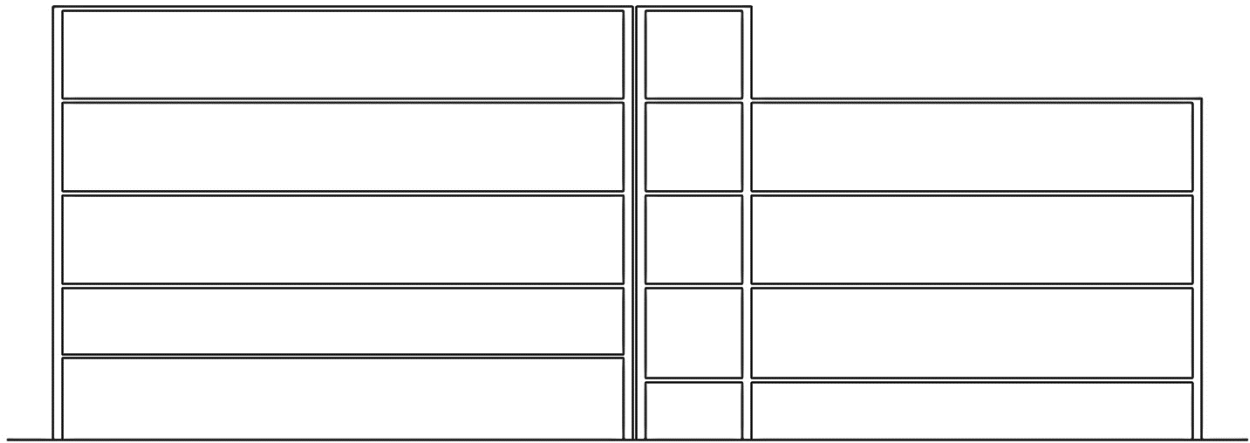


Σχήμα 2. 22 Κάτοψη κτιρίου σε σχήμα «L» [16]



Σχήμα 2. 23 Κτίριο κάτοψης «L» με αντισεισμικό αρμό⁴ [22]

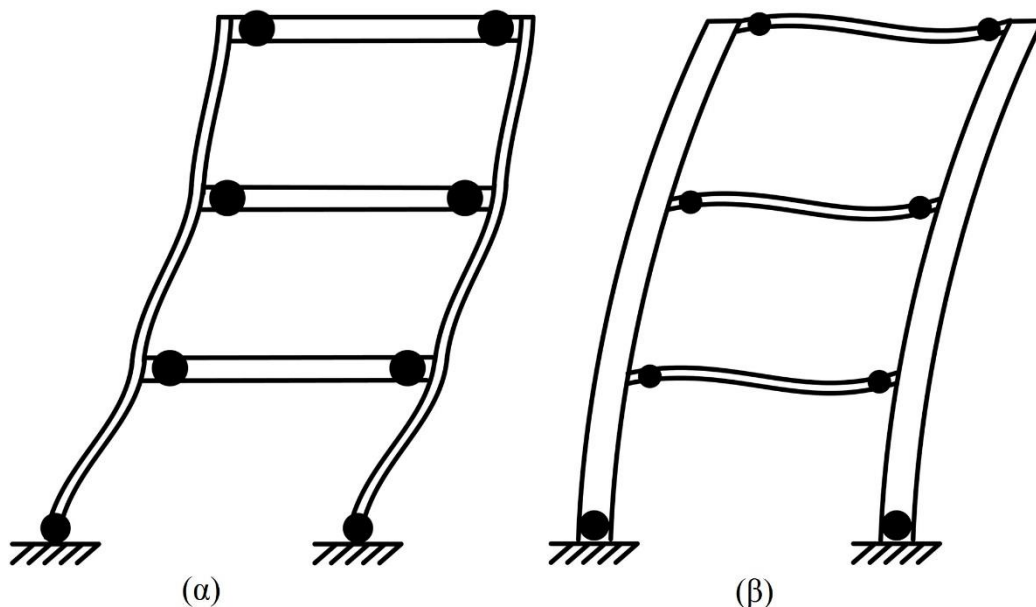
⁴ Στο σεισμό της Αθήνας κατέρρευσε μόνο το πάνω κτίριο, κυρίως λόγω ανεπαρκούς αντοχής δυσκαμψίας στη διεύθυνση του σεισμού.



Σχήμα 2. 24 Κτίριο με αντισεισμικό αρμό λόγω διαφορετικών υψών των τμημάτων του⁵

2.2.3 Σχέση υποστυλωμάτων – δοκών

Μια τελευταία ευπάθεια των κτιρίων αποτελεί ο σχεδιασμός ισχυρών δοκών που συνδέονται σε ασθενή υποστυλώματα. Αποτελεί σύνηθες φαινόμενο σε παλιές κατασκευές να αστοχούν υποστυλώματα κατά τη διάρκεια ενός σεισμού καθώς παρουσιάζουν δυσκαμψία μικρότερη από τις υπερκείμενες δοκούς. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τα υποστυλώματα να αστοχούν λόγω θλίψης ή διάτμησης και να δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στο άνω άκρο τους, ενώ οι δοκοί να συμπεριφέρονται ελαστικά και να παραμένουν άθικτες. [19], [23]



Σχήμα 2. 25 (α) ισχυρές δοκοί – ασθενή υποστυλώματα, (β) ασθενείς δοκοί – ισχυρά υποστυλώματα [24]

⁵ Κτίριο παρούσας μελέτης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΤΙΡΙΟΥ

3.1 Γενικά στοιχεία κτιρίου

Το κτίριο είναι τετραώροφο, βρίσκεται στα Νέα Λιόσια και κατασκευάστηκε το 1980. Το έτος κατασκευής του το κάνει ευάλωτο για δύο λόγους:

- έχει κατασκευαστεί σύμφωνα με τους:
 - Κανονισμό Φορτίσεων 1946
 - Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος 1954
 - Αντισεισμικό Κανονισμό 1959
- όταν συνέβη ο σεισμός της Αθήνας είχε ήδη καταπονηθεί λόγω του ισχυρού σεισμού των Αλκυονίδων (1981)

Το κτίριο σύμφωνα με την αρχική του μελέτη έχει κατασκευαστεί για σεισμική ζώνη (I) και για κατηγορία εδάφους (α), επομένως με σεισμικό συντελεστή $\varepsilon = 0,04$. Επίσης, τα δομικά υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι σκυρόδεμα κατηγορίας B225 με οπλισμούς κατηγορίας StIII.

Ειδικότερα το κτίριο αποτελείται από δύο τμήματα, το τμήμα I και το τμήμα II. Το τμήμα I είναι τετραώροφο, το τμήμα II τριώροφο και στην συμβολή τους υπάρχει κοινό κλιμακοστάσιο και ανελκυστήρας. Τα δύο τμήματα χωρίζονται με αρμό στη θέση του κλιμακοστασίου -το οποίο ανήκει στο τμήμα II- και άρα είναι στατικά ανεξάρτητα και εφεξής θα αναφέρεται ως τμήμα I. Η μελέτη αφορά το τμήμα I το οποίο υπέστη βλάβες στο ισόγειο.



Φωτογραφία 1 Πρόσοψη κτιρίου σήμερα (τμήματα I και II)



Φωτογραφία 2 Πρόσοψη κτιρίου σήμερα προς μελέτη (τμήμα Ι)



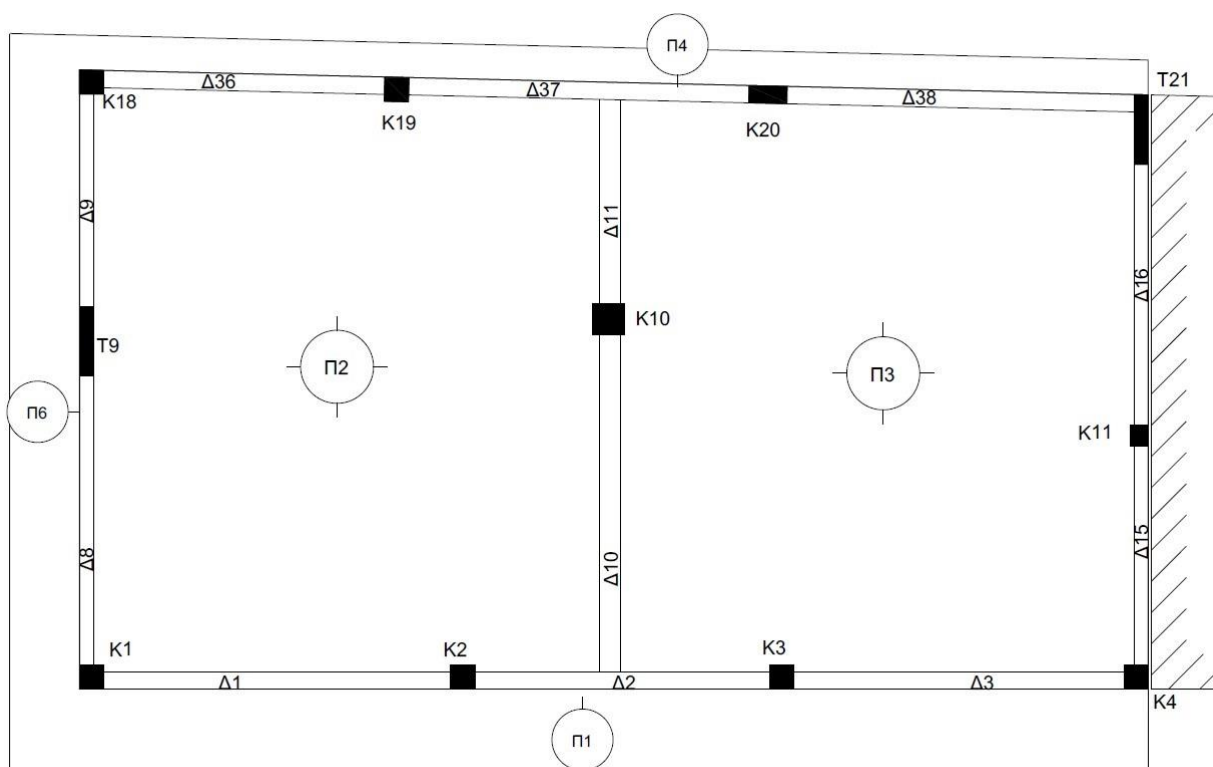
Φωτογραφία 3 Πρόσοψη καταστήματος σήμερα (τμήμα Ι)

3.2 Δομικό σύστημα

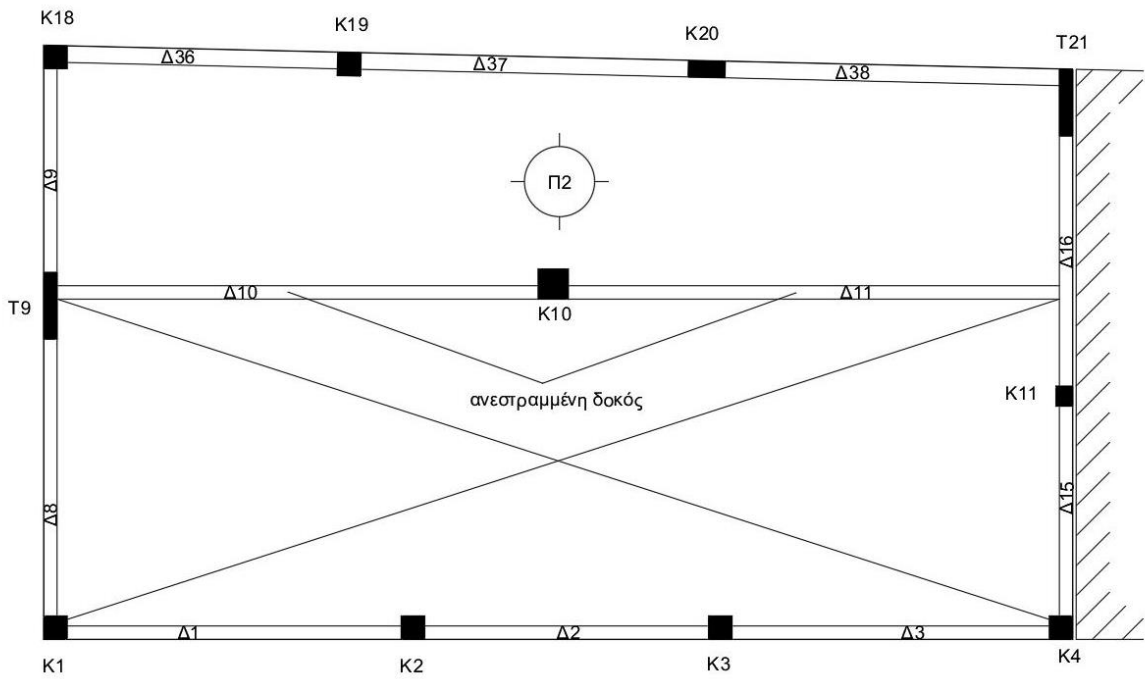
Το τμήμα I έχει κάτοψη συνολικών διαστάσεων 8,90x19,10 και αποτελείται από ισόγειο με πατάρι και τρεις ορόφους. Το δομικό σύστημα του κτιρίου μορφώνεται κατακόρυφα με 11 στοιχεία των οποίων οι διαστάσεις μεταβάλλονται καθ' ύψος (Παράρτημα Πίνακας 2). Υπάρχουν πρόβολοι στις τρεις πλευρές του κτιρίου

Πρόκειται για ένα κτίριο με ισόγειο κατάστημα και τρεις ορόφους με κατοικίες. Το ισόγειο αποτελείται από μεγάλα ανοίγματα (τζαμαρίες) και υπάρχουν μόνο δύο ενιαίοι τοίχοι (μεταξύ των K4 – K11 και K11 – T21), όπου υπάρχει ο αντισεισμικός αρμός που χωρίζει τα δύο κτίρια. Επίσης, στο ισόγειο υπάρχει ένα πατάρι που καλύπτει σχεδόν τη μισή κάτοψη.

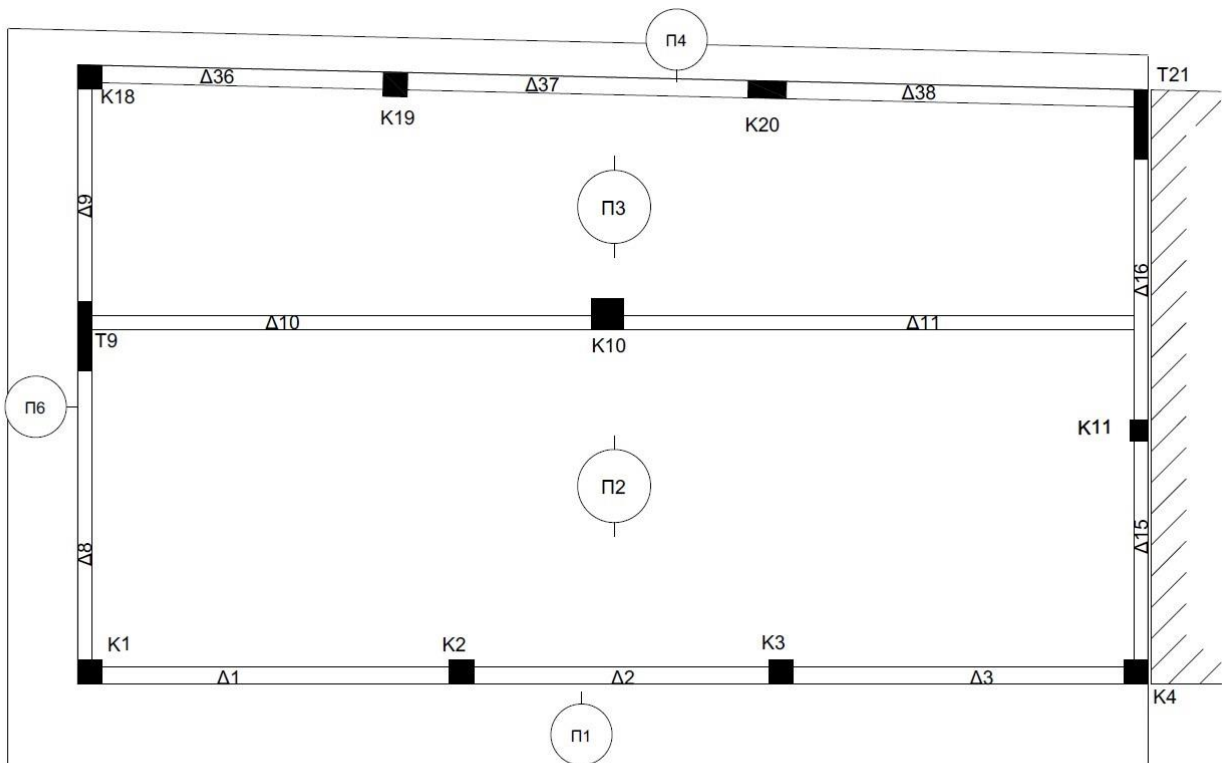
Παρακάτω παρουσιάζονται οι ξυλότυποι του κτιρίου (Σχήματα 3.1 - 3.4), ενώ οι διατομές και οι οπλισμοί φαίνονται αναλυτικά στο Παράρτημα (Πίνακες 2 - 3).



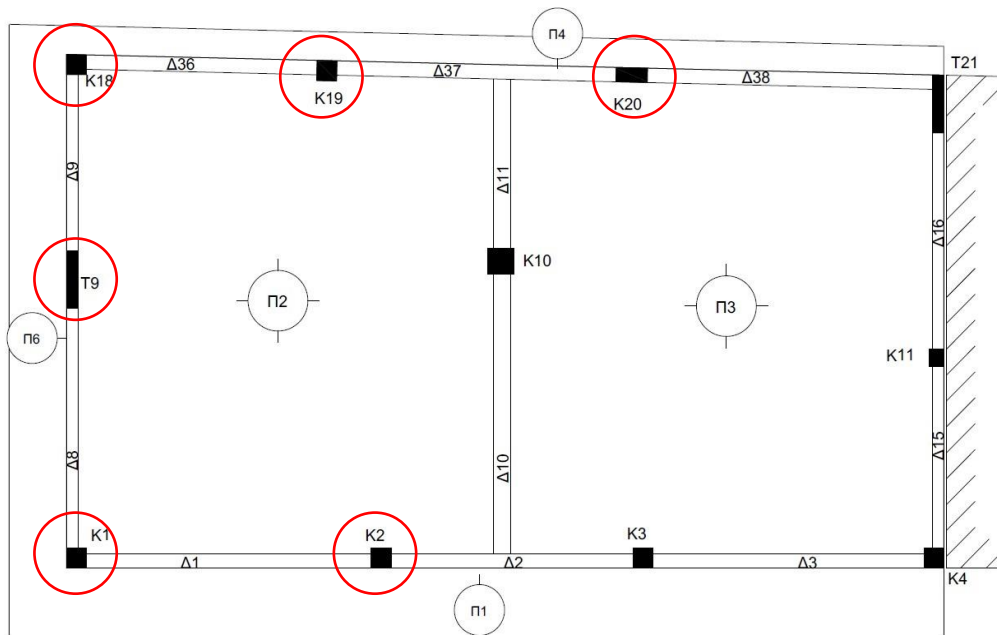
Σχήμα 3. 1 Ξυλότυπος ισογείου



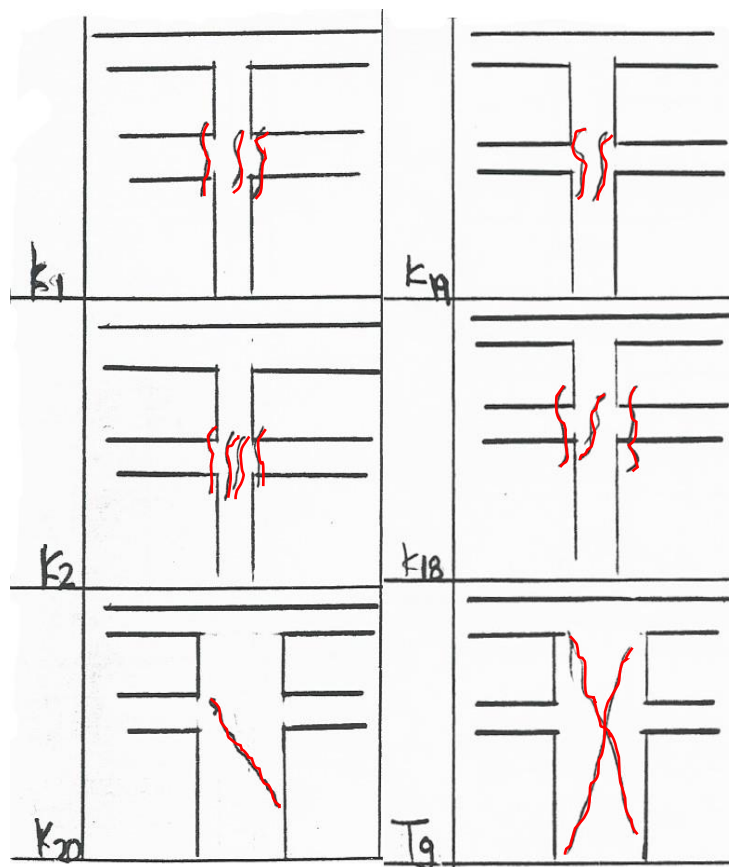
Σχήμα 3. 2 Ευλότυπος παταριού



Σχήμα 3. 3 Ευλότυπος Α' και Β' ορόφων



Σχήμα 3. 5 Βλάβες στα υποστυλώματα ισογείου - παταριού



Σχήμα 3. 6 Σχηματική αναπαράσταση ρωγμών υποστυλωμάτων – δοκών

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

4.1 Θεωρητικό υπόβαθρο

4.1.1 Στατική ανελαστική ανάλυση

Η πρώτη ανάλυση είναι στατική ανελαστική ή pushover. Η pushover αποτελεί μια ορθολογιστική μέθοδο στην οποία το μοντέλο υπόκειται σε μετακινήσεις στην κορυφή του, λαμβάνεται υπόψη η πραγματική αντίσταση του κτιρίου και σύμφωνα με αυτή δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στους κόμβους των μελών του. Η πλαστική άρθρωση δημιουργείται σε κόμβους που συμπεριφέρονται άκαμπτα μέχρι να φτάσουν τη ροπή διαρροής τους, από αυτό το σημείο και μετά υπολογίζεται η στροφή τους μέχρι την τελική κατάρρευση του μέλους [17]. Επιπλέον, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. έχει εισάγει την έννοια «στάθμη επιτελεστικότητας» η οποία συνδέεται με την επιθυμητή κατάσταση του κτιρίου για συγκεκριμένη σεισμική δράση (Πίνακας 4.1) :

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες Βλάβες»	«Σημαντικές Βλάβες»	«Οιονεί Κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

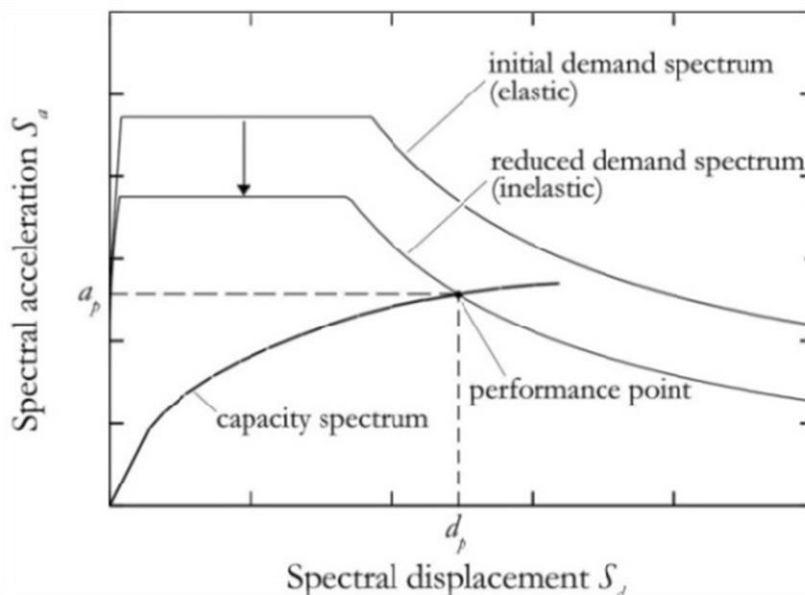
Πίνακας 4. 1 Στάθμες επιτελεστικότητας [25]

A. «Περιορισμένες Βλάβες» : 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 την δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.

B. «Σημαντικές Βλάβες» : Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές βλάβες και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες, 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 μετασεισμικούς μέτριας έντασης.

Γ. «Οιονεί Κατάρρευση» : Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη-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 τη διάρκεια του σεισμού και για ένα διάστημα μετά), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης.

Το σημείο επιτελεστικότητας εμφανίζεται στο διάγραμμα επιτάχυνσης – μετακίνησης, στην τομή της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου με το φάσμα της απαίτησης (Σχήμα 4.1). Η μετακίνηση που αντιστοιχεί σε αυτό το σημείο ονομάζεται «στοχευόμενη μετακίνηση», δηλαδή η εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης απόκρισης της κατασκευής κατά τη διάρκεια του σεισμού.



Σχήμα 4. 1 Καμπύλη αντίστασης [26]

4.1.2 Δυναμική φασματική ανάλυση

Στη συνέχεια πραγματοποιείται μια ανάλυση που αφορά τον έλεγχο επάρκειας της κατασκευής. Πρόκειται για μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτιρίου, ώστε να υπολογιστούν οι λόγοι ανεπάρκειας για κάθε στοιχείο του. Χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα του EC8 προσαυξημένο με τον συντελεστή συμπεριφοράς q' (Πίνακας 4.2), ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας, για την αποτίμηση του φέροντος οργανισμού του κτιρίου λαμβάνοντας υπόψιν την επιρροή των τοιχοπληρώσεων, τις βλάβες της κατασκευής και την χρονολογία κατασκευής της. Τα αποτελέσματα αυτής της ανάλυσης παρουσιάζουν τα τμήματα της κατασκευής, δομικά στοιχεία, τα οποία δεν επαρκούν για τα σημερινά δεδομένα (σύγχρονες ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας).

Ως «δείκτης ανεπάρκειας» ορίζεται ο λόγος του εντατικού μεγέθους, λόγω των σεισμικών συνδυασμών δράσεων, ως προς την αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του δομικού στοιχείου, η οποία έχει υπολογιστεί με τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών. Δηλαδή: $\lambda = S/R_m$. Αν για παράδειγμα $\lambda > 4$ για στοιχεία περισσότερα του 1/3 του ορόφου, δεν χρειάζεται περαιτέρω αποτίμηση του συγκεκριμένου κτιρίου καθώς είναι σαφής η ανεπάρκειά του. Υπολογίζεται μόνο με βάση την αντοχή σε κάμψη. Στην περίπτωση που καταπονούνται κατακόρυφα στοιχεία από διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη, τότε μόνο ο λόγος λ ισούται με τον απαιτούμενο διαμήκη οπλισμό, σύμφωνα με τις ροπές και τις αξονικές δυνάμεις του σεισμικού συνδυασμού, προς τον αντίστοιχο υπάρχοντα.

Ο κρίσιμος λόγος λ για έναν όροφο, θεωρείται ο μεγαλύτερος λόγος λ για ένα επιμέρους δομικό στοιχείο του ορόφου. Για τον προσδιορισμό αυτού δεν κρίνεται απαραίτητο να λαμβάνονται υπόψη οι δοκοί, εκτός της περίπτωσης δοκών κυρίων πλαισίων σε αμιγώς πλαισιακά συστήματα.

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	όχι	ναι	όχι	ναι
1995 < ...	3,0	2,3	2,3	1,7
1985 < ... < 1995	2,3	1,7	1,7	1,3
... < 1985	1,7	1,3	1,3	1,1

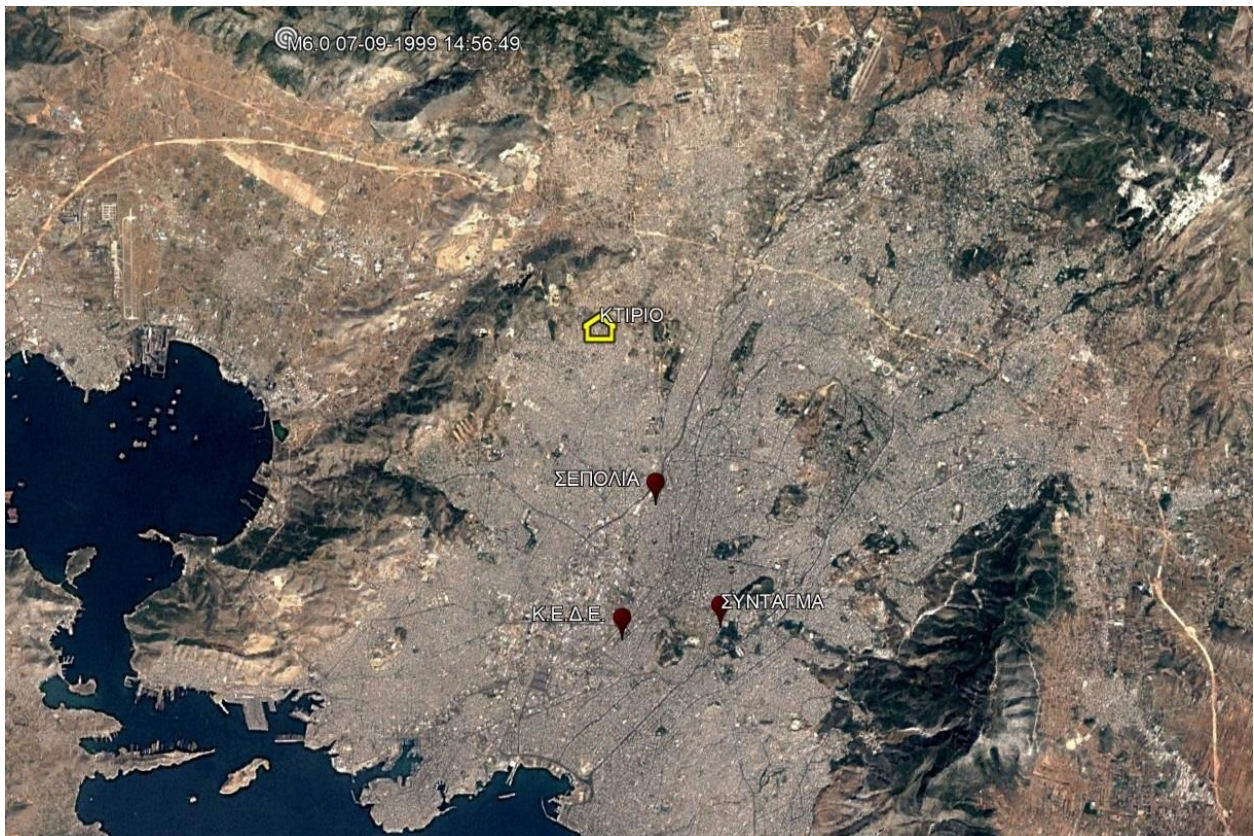
Πίνακας 4. 2 Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q' για την στάθμη επιτελεστικότητας B «Σημαντικές βλάβες» [25]

4.1.3 Δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Σε αυτήν την ανάλυση χρησιμοποιούνται καταγραφές από τρεις επιταχυνσιογράφους που βρίσκονται στα Σεπόλια, στο Σύνταγμα και στο Κ.Ε.Δ.Ε. (Σχήμα 4.2). Οι τρεις περιοχές που βρίσκονται οι επιταχυνσιογράφοι παρόλο που δεν βρίσκονται στην πλειόσειστη ζώνη και απέχουν περίπου 10 χιλιόμετρα από το πλησιέστερο άκρο του εξεταζόμενου ρήγματος, κατέγραψαν σχετικά υψηλές εδαφικές επιταχύνσεις. Για τις αναλύσεις χρησιμοποιούνται οι μετρήσεις των επιταχυνσιογράφων μόνο οι οριζόντιες συνιστώσες (longitudinal, transverse) και όχι η κατακόρυφη (vertical). Παρακάτω παρουσιάζονται σύντομα σε πίνακα τα βασικά στοιχεία των επιταχυνσιογράφων, καθώς και οι μέγιστες επιταχύνσεις που κατέγραψαν (Πίνακας 4.3).

	Περιοχή		
	Σεπόλια	Κ.Ε.Δ.Ε.	Σύνταγμα
Κωδικός Σταθμού	SPLB	ATH-03	SGMA
Χώρος Εγκατάστασης	επιφάνεια εδάφους	ισόγειο 1-ορόφου	μετρό στάθμη -1
Βάθος Οργάνου	0	0	7
Τοπικές Εδαφικές Συνθήκες	10-15m έδαφος επί σχιστόλιθου	μάργα	αθηναϊκός σχιστόλιθος
Απόσταση από προβολή ρήγματος (km)	9	11	11
Επιτάχυνση LONG (g)	0,36	0,26	0,15
Επιτάχυνση TRANS (g)	0,31	0,31	0,24
Επιτάχυνση VERT (g)	0,19	0,16	0,05

Πίνακας 4. 3 Καταγραφές ισχυρού σεισμικού κραδασμού (07/09/1999) [6]



Σχήμα 4. 2 Αττική 1999 (Google Earth)

Το κτίριο και οι επιταχυνσιογράφοι βρίσκονται σε διαφορετικές περιοχές και σε διαφορετικό προσανατολισμό, αυτό καθιστά αναγκαία την περιστροφή των καταγραφών ως προς τη διεύθυνση του κτιρίου. Παρακάτω παρουσιάζονται τα φάσματα των επιταχύνσεων του κάθε επιταχυνσιογράφου χωρίς και με περιστροφή καθώς και το ελαστικό φάσμα απόκρισης του Ευρωκώδικα 8 (Σχήματα 4.6 - 4.12).

Για την δημιουργία των φασμάτων από τις μετρήσεις των επιταχυνσιογράφων χρησιμοποιείται το πρόγραμμα SeismoSignal. Οι αρχικές μετρήσεις των επιταχυνσιογράφων εμπεριέχονται σε αρχεία .txt και .cor στα οποία υπάρχουν όλες οι πληροφορίες του μηχανήματος, όπως ο προσανατολισμός του, οι μονάδες στις οποίες αντιστοιχούν οι τιμές κλπ (Σχήμα 4.3). Τα φάσματα θα περιστραφούν σύμφωνα με τον προσανατολισμό τους και του κτιρίου.


```

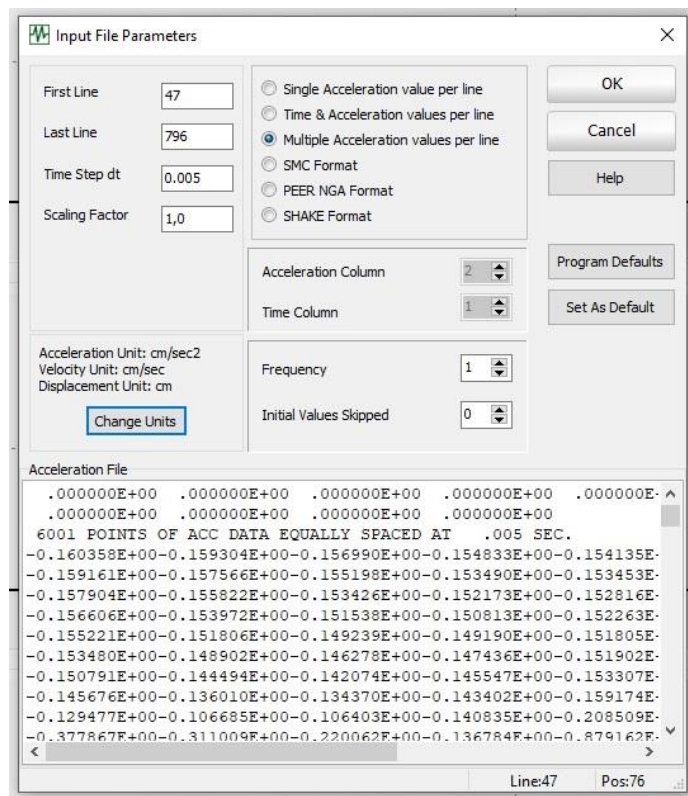
1 STATION NO. 081                COMP LONGSGMA
2 * DIGITAL FILE: SGMA9901.FLM (PROCESSED: JUN11, 2002)
3
4 SEP 07,1999 11:56:51.40
5
6 -L- STN 0001    37.980N   23.740E  A-800    S/N 81
7 -L-
8 COMP 1
9 SGMA9901 07 SEP 1999 11:56 , 38.036N 23.552E , M = 5.9
10 HYPOCENTER: 38.059N, 23.571E, H= 14.5KM. M = 5.9
11 INSTR PERIOD = .0008SEC  DAMPING = .050
12 NO. OF POINTS = 6000    DURATION = 30.00
13 UNITS ARE SECONDS AND cm/sec2
14
15                                     .125- .200    25.00-27.00
16 6001
17                                     .005
18                                     .14591E+03    8.500
19                                     -.12632E+02    8.460
20                                     .25564E+01    8.305
21                                     -.2918E+00    .1295E+00
22 SGMA9901 07 SEP 1999 11:56 , 38.036N 23.552E , M = 5.9
23
24 II                COMP  LONG
25
26 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
27 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
28 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
29 0 0 6000 6000 6001 1 4 135 1 0 24 32 4 8 2 3001
30 5 1200 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
31 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
32 0 0 0 0
33 .800000E-03 .500000E-01 .300000E+02 .000000E+00 .100000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00
34 .200000E+03 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00
35 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00
36 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00
37 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00
38 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00
39 .000000E+00 .000000E+00 .100000E+01 .980665E+02 .500000E-02 .300000E+02 .785398E+04 .100000E+01
40 .100000E+01 .270000E+02 .200000E+01 .300000E+02 .500000E-02 .200000E+00 .750000E-01 .000000E+00
41 .850000E+01 .145911E+03 .846000E+01 -.126323E+02 .830500E+01 .255639E+01 -.291849E+00 .200000E+00
42 .250000E+02 .200000E-01 .400000E-01 .129521E+00 .846000E+01 -.126323E+02 .830000E+01 .255486E+01
43 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00
44 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00
45 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00 .000000E+00
46 6001 POINTS OF ACC DATA EQUALLY SPACED AT .005 SEC.
47 -.0.160358E+00-.0.159304E+00-.0.156990E+00-.0.154833E+00-.0.154135E+00-.0.155245E+00-.0.157357E+00-.0.159046E+00

```

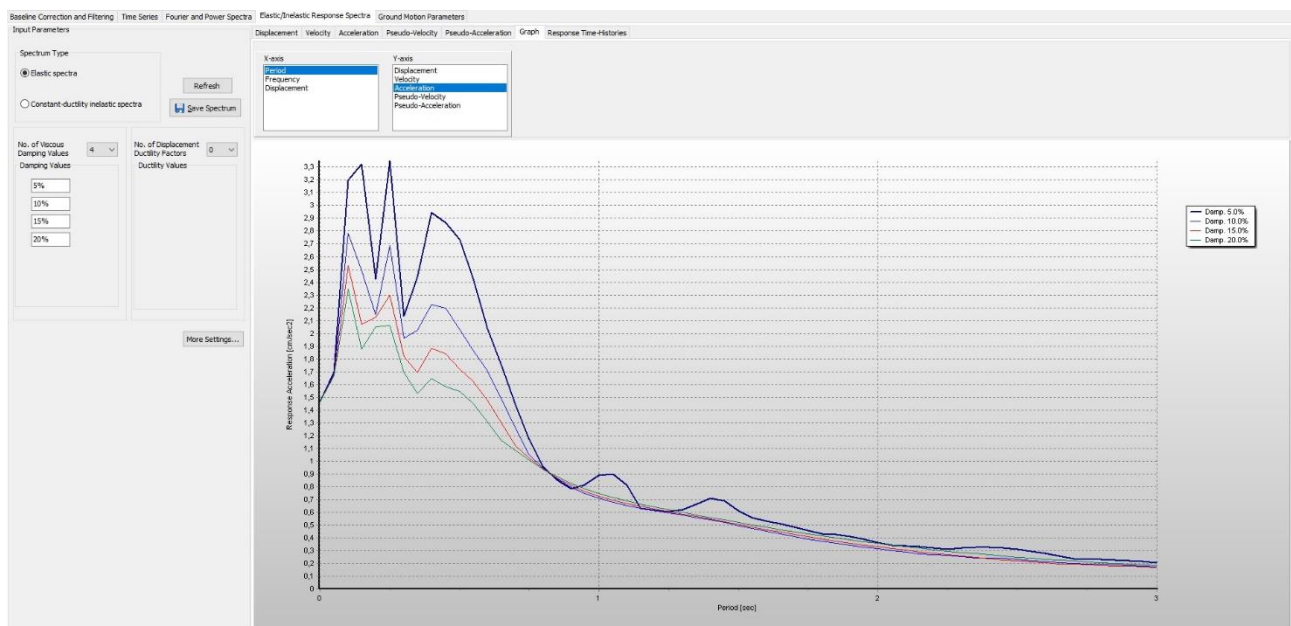
Σχήμα 4. 3 Τυπικό αρχείο επιταχυνσιογραφήματος

Από αυτά τα αρχεία επιλέγονται οι τιμές των επιταχύνσεων σε long και trans και εισάγονται στο SeismoSignal με το αντίστοιχο χρονικό βήμα dt, μονάδες τιμών, η πρώτη γραμμή τιμών και η τελευταία και η επιλογή πολλαπλών τιμών επιταχύνσεων ανά γραμμή (Σχήμα 4.4).

Στη συνέχεια επιλέγεται στο SeismoSignal να παρουσιάζονται οι τιμές αυτές με τη μορφή ελαστικού φάσματος και σε πίνακες, για το αντίστοιχο ποσοστό απόσβεσης που επιλέγεται (Σχήμα 4.5). Αυτή η διαδικασία πραγματοποιείται συνολικά έξι φορές.



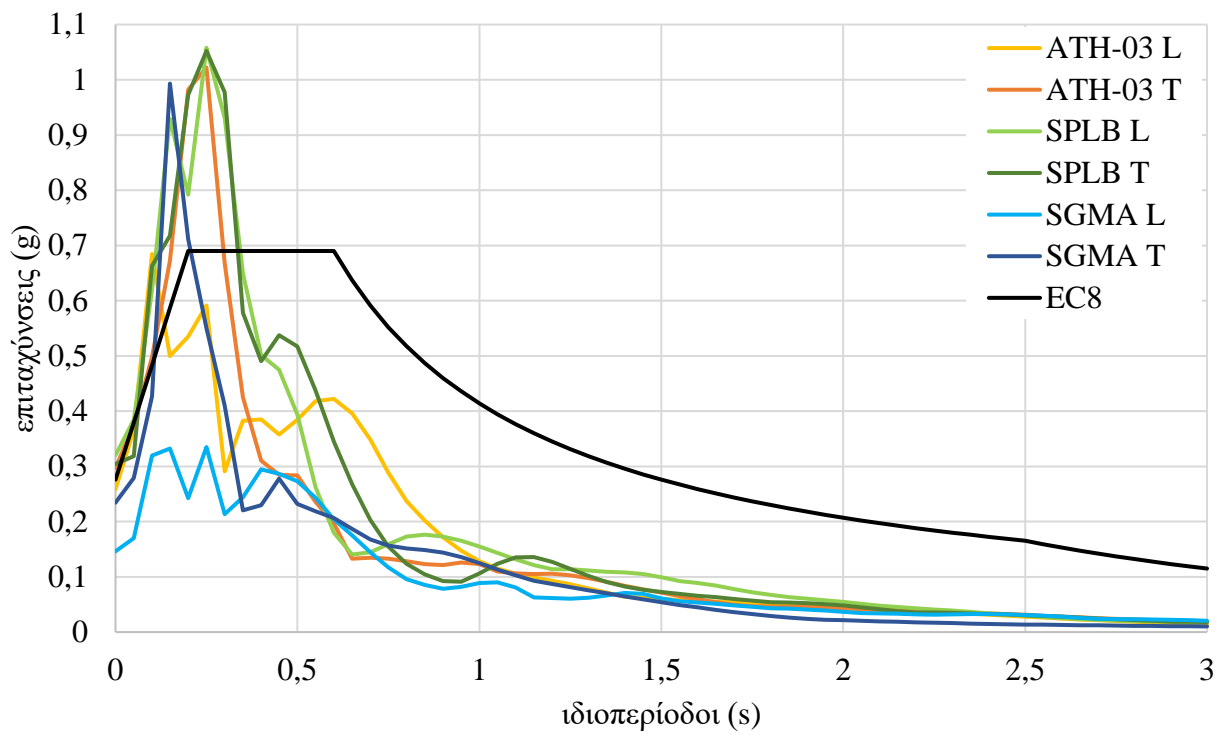
Σχήμα 4. 4 Εισαγωγή αρχείου επιταχυνσιογράφου στο SeismoSignal



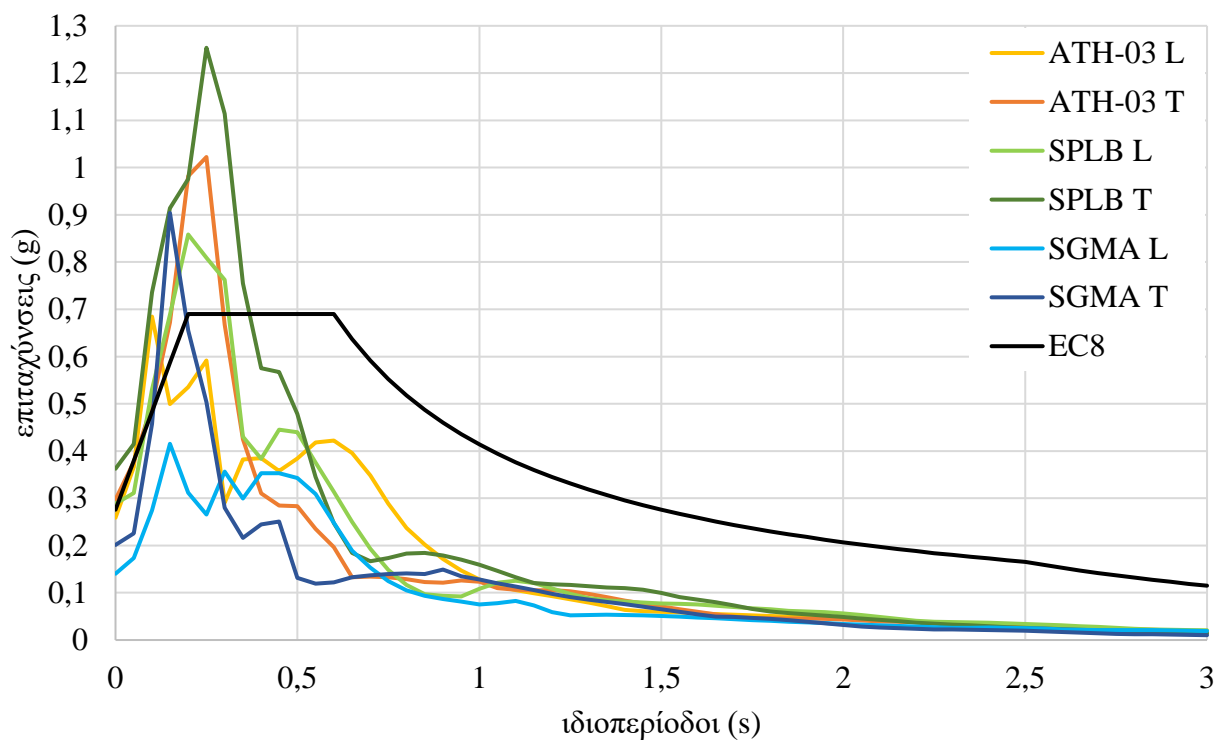
Σχήμα 4. 5 Ελαστικό φάσμα στο SeismoSignal

Το οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 σχεδιάζεται για:

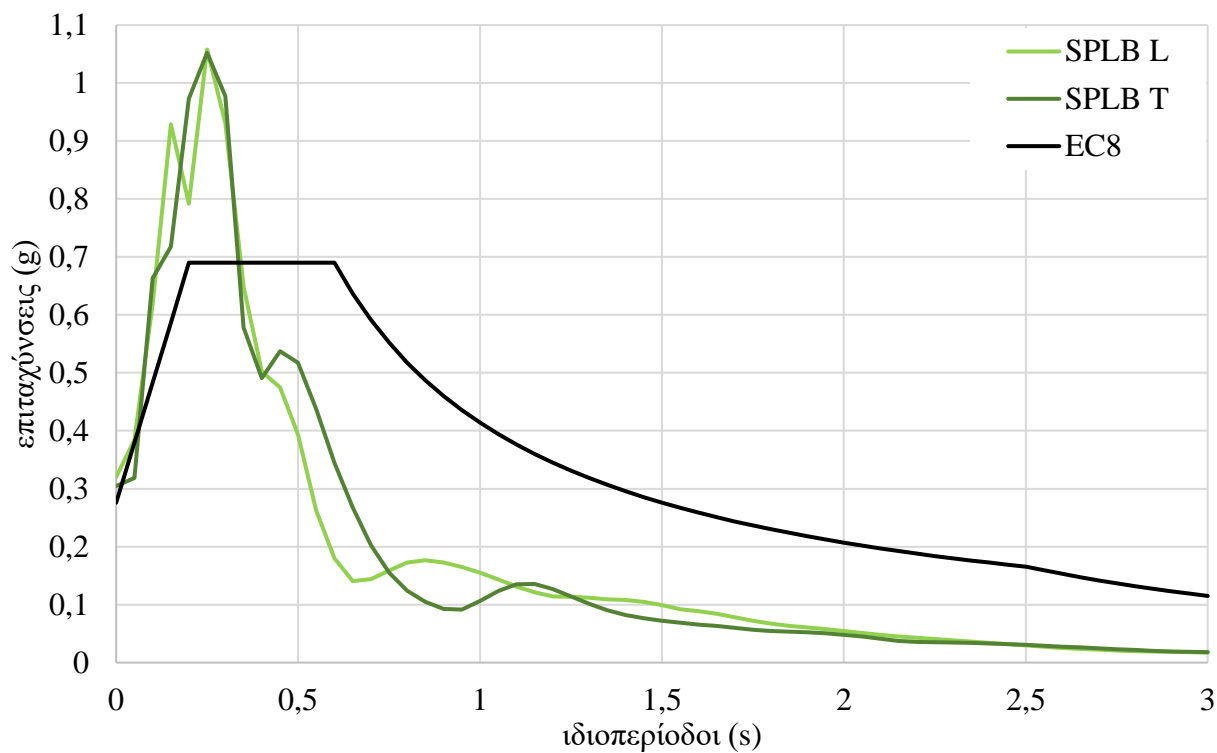
- Έδαφος κατηγορίας C
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2
- Κατηγορία σπουδαιότητας II
- Απόσβεση 5%



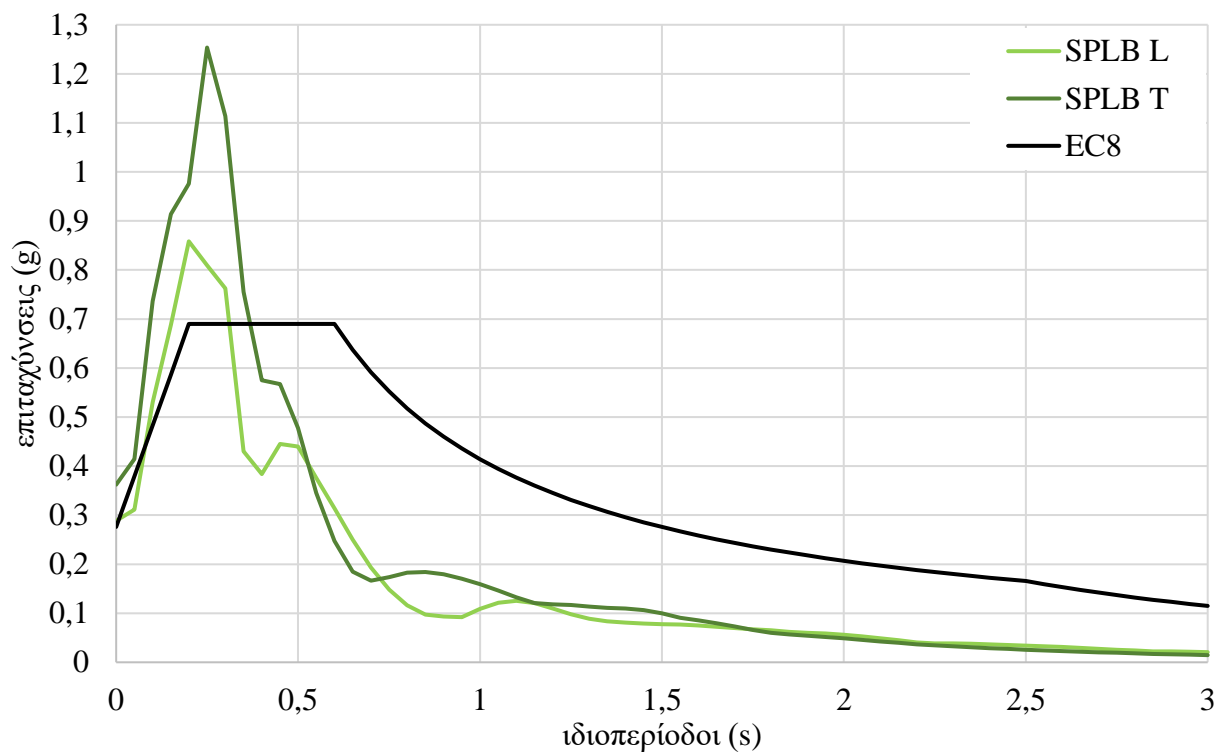
Σχήμα 4. 6 Φάσμα επιταχύνσεων



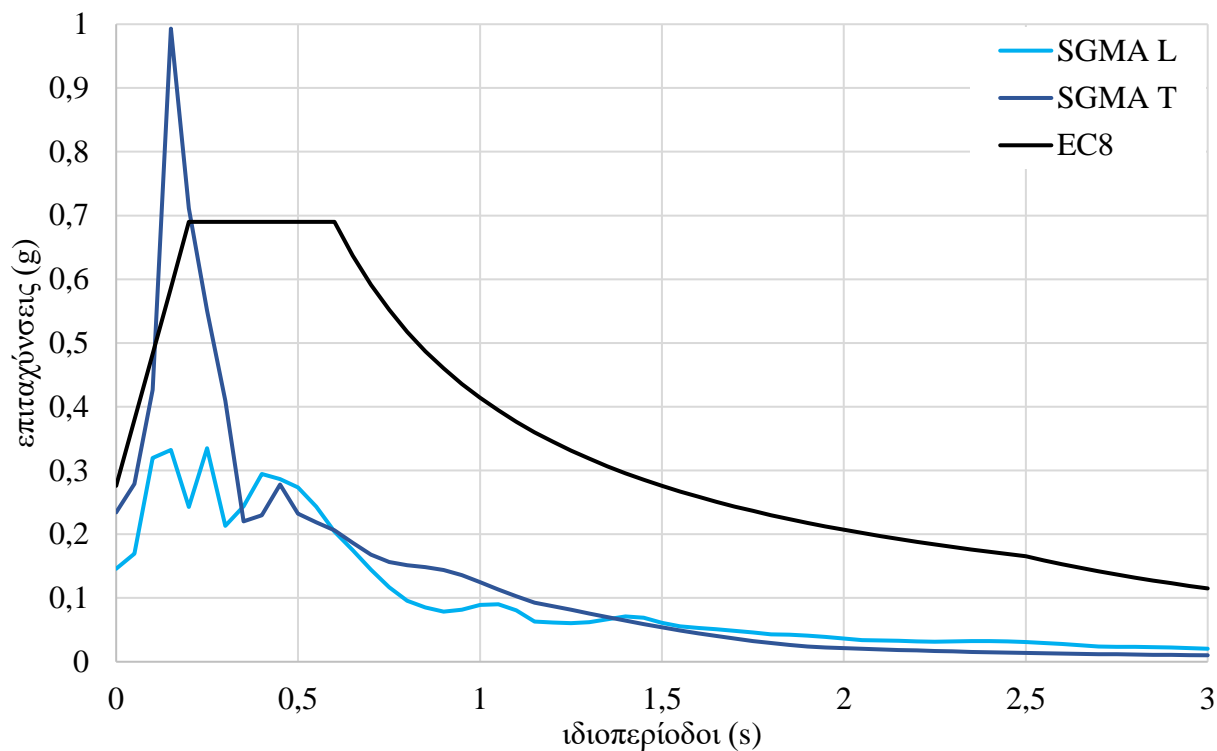
Σχήμα 4. 7 Φάσμα επιταχύνσεων (με περιστροφή)



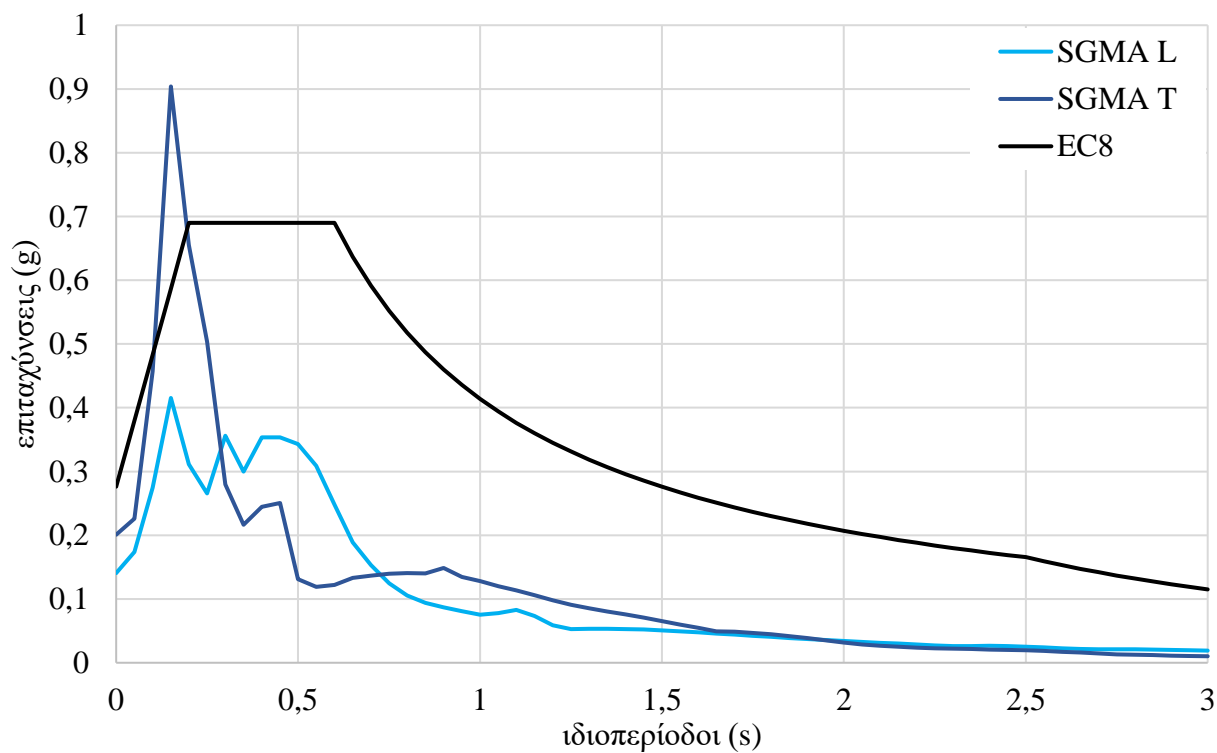
Σχήμα 4. 8 Φάσμα επιταχύνσεων Σεπόλια



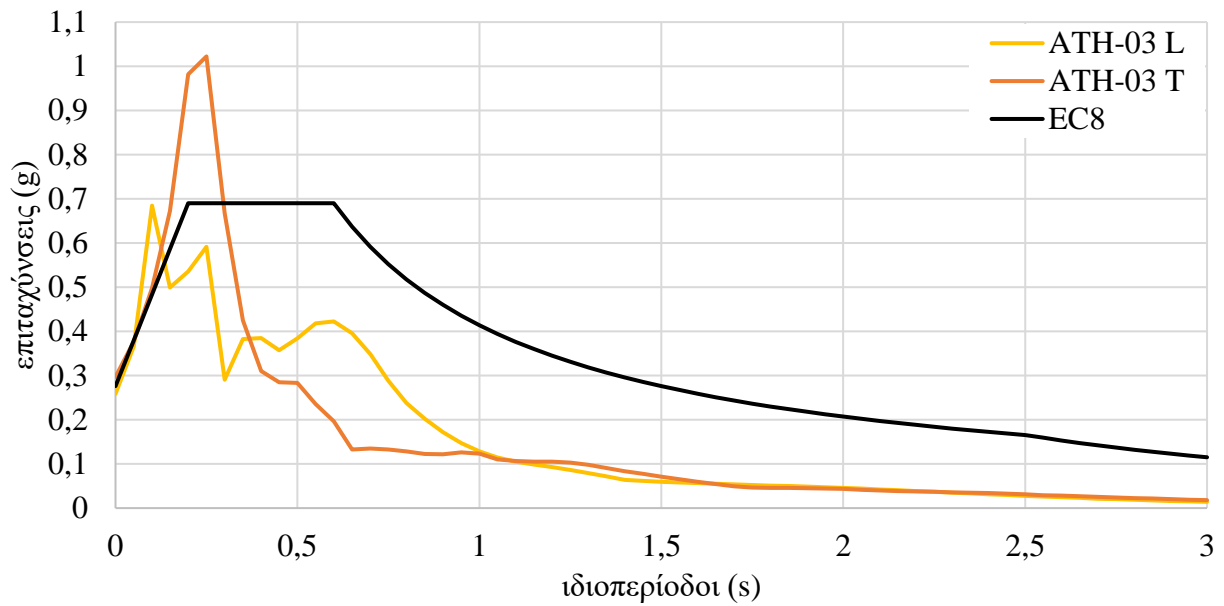
Σχήμα 4. 9 Φάσμα επιταχύνσεων Σεπόλια (με περιστροφή)



Σχήμα 4. 10 Φάσμα επιταχύνσεων Σύνταγμα



Σχήμα 4. 11 Φάσμα επιταχύνσεων Σύνταγμα (με περιστροφή)

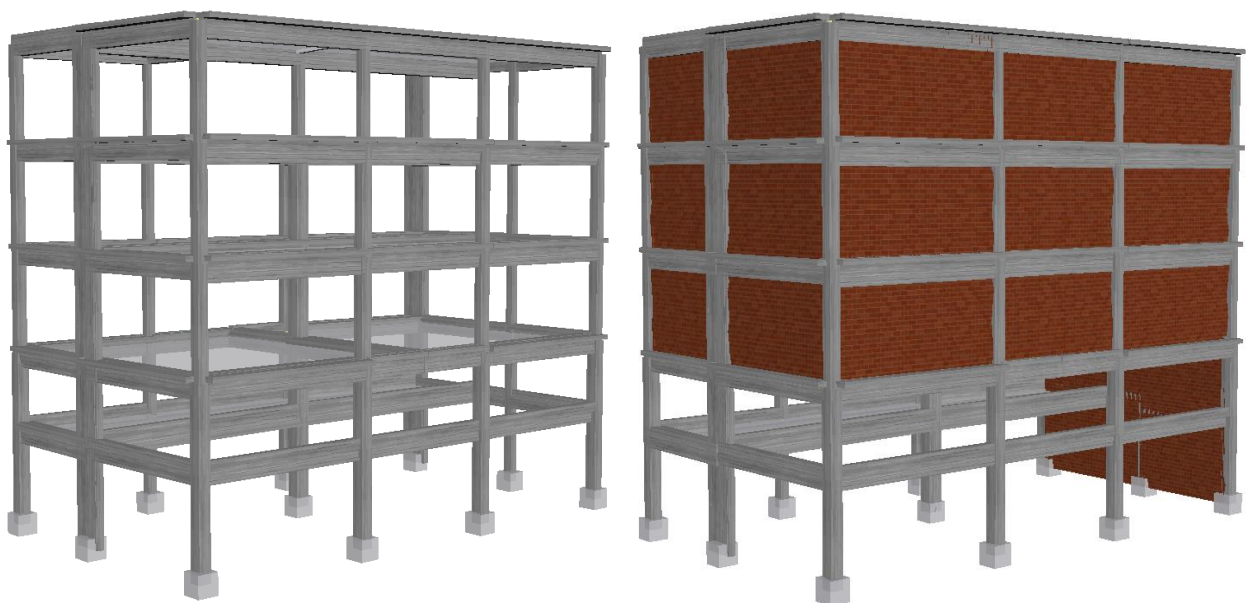


Σχήμα 4. 12 Φάσμα επιταχύνσεων Κ.Ε.Δ.Ε.

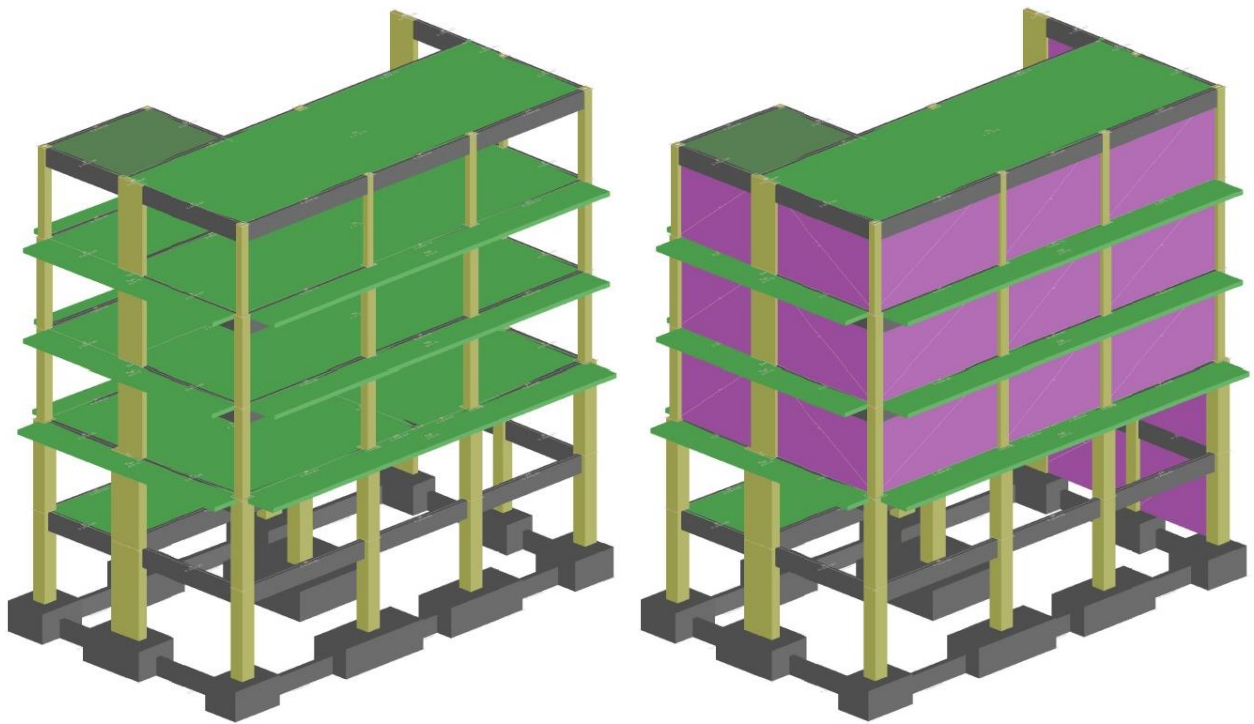
Για τη μέτρηση από το Κ.Ε.Δ.Ε. δεν έγινε περιστροφή, καθώς δεν υπάρχουν πληροφορίες για τον προσανατολισμό του μηχανήματος.

4.2 Στατικό μοντέλο

Το κτίριο μοντελοποιείται με και χωρίς τις τοιχοποιίες του (Σχήματα 4.13 – 4.14) και επιλύεται ως χωρικό πλαίσιο υπό κατακόρυφα και σεισμικά φορτία. Ο φέρων οργανισμός μοντελοποιείται με γραμμικά στοιχεία και οι πλάκες θεωρούνται απαραμόρφωτες στο επίπεδό τους.



Σχήμα 4. 13 Στατικά μοντέλα (SeismoStruct)



Σχήμα 4. 14 Στατικά μοντέλα (3DR.STRAD)

Παραδοχές μοντέλου – αναλύσεων:

- ✓ Δεν έχει ληφθεί υπόψιν το έδαφος και το μοντέλο θεωρείται πακτωμένο.
- ✓ Δεν έχουν τοποθετηθεί οι εσωτερικές τοιχοποιίες, αλλά έχουν κατανεμηθεί τα φορτία τους στις δοκούς και στα δύο μοντέλα.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι ιδιοπερίοδοι και σε ποσοστά η επηρεαζόμενη μάζα και στις δύο διευθύνσεις, για τις πρώτες δέκα ιδιομορφές (Πίνακες 4.4 – 4.5):

Ιδιομορφές	Ιδιοπερίοδοι (s)	U _x	U _y
1	0,713	87,43%	2,36%
2	0,685	2,89%	82,78%
3	0,533	1,43%	0,86%
4	0,230	4,95%	0,00%
5	0,214	0,00%	9,24%
6	0,170	0,01%	0,05%
7	0,153	1,79%	0,00%
8	0,132	0,01%	0,00%
9	0,120	0,00%	2,51%
10	0,113	0,57%	0,00%
ΣΥΝΟΛΟ		99,07%	97,81%

Πίνακας 4. 4 Ιδιομορφές μοντέλου με τοιχοποιία

Ιδιομορφές	Ιδιοπερίοδοι (s)	U _x	U _y
1	0,760	14,33%	58,37%
2	0,724	69,21%	15,40%
3	0,551	2,04%	7,38%
4	0,270	7,67%	0,00%
5	0,241	0,01%	11,78%
6	0,182	0,04%	1,32%
7	0,177	4,59%	0,03%
8	0,124	0,90%	0,20%
9	0,123	0,10%	2,88%
10	0,109	0,00%	0,00%
ΣΥΝΟΛΟ		98,89%	97,36%

Πίνακας 4. 5 Ιδιομορφές μοντέλου χωρίς τοιχοποιία

4.2.1 Αναλύσεις με τη μέθοδο pushover

Η pushover ανάλυση πραγματοποιείται με τριγωνική φόρτιση (μέγιστη τιμή στην κορυφή του κτιρίου), στις 2 διευθύνσεις του κτιρίου και στα δύο μοντέλα (με και χωρίς τοιχοποιίες), άρα συνολικά τέσσερις αναλύσεις. Τα κρίσιμα σημεία της ανάλυσης είναι η κατάσταση του κτιρίου όταν φτάσει στην στοχευόμενη μετακίνηση στην στάθμη επιτελεστικότητας B1 «Σημαντικές Βλάβες» και στη μέγιστη μετακίνηση της ανάλυσης που ισούται με το 2% του ύψους του κτιρίου (περίπου 30 εκατοστά).

Το SeismoStruct παρέχει την επιλογή ελέγχου των δομικών στοιχείων σύμφωνα με όλους τους συντελεστές ασφαλείας που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. σε συνδυασμό με τη Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων και την επιλογή ελέγχου των δομικών στοιχείων χωρίς κανένα συντελεστή ασφαλείας. Πρόκειται για ανελαστική ανάλυση που αφορά τη μελέτη της πιθανής κατάστασης του κτιρίου για συγκεκριμένο σεισμό, οπότε σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. δεν χρησιμοποιούνται συντελεστές ασφαλείας.

Το πρόγραμμα μετά την ανάλυση εμφανίζει την καμπύλη pushover με σημειωμένη την στοχευόμενη μετακίνηση, δηλαδή ένα διάγραμμα τέμνουσα βάσης-μετακίνησης.

Η ανάλυση pushover πραγματοποιείται για:

- Έδαφος κατηγορίας Γ
- Κατηγορία σπουδαιότητας Σ2
- Εδαφική επιτάχυνση 0,24g
- Απόσβεση 5%
- Τύπος φάσματος 1
- Τύπος κατασκευής 1 (για κτίρια μέχρι 1985) [27]
- Στάθμες κτιρίου 5

Παραδοχές ανάλυσης:

- ✓ Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων: ανεκτή

4.2.2 Δυναμικές φασματικές αναλύσεις

Η ανάλυση αυτή πραγματοποιείται με το 3DR.STRAD της εταιρείας 3DR Engineering Software. Το πρόγραμμα υπολογίζει, για το κάθε δομικό στοιχείο, τους λόγους ανεπάρκειας σε κάμψη και σε διάτμηση.

Τα στοιχεία με τα οποία γίνεται είναι τα εξής:

- Έδαφος κατηγορίας Γ
- Κατηγορία σπουδαιότητας Σ2
- Εδαφική επιτάχυνση 0,24g
- Δείκτης συμπεριφοράς $q = 1,1$ (Πίνακας 4.2)
- Στάθμη επιτελεστικότητας B1 «Σημαντικές Βλάβες»

Παραδοχές ανάλυσης:

- ✓ Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων: ανεκτή

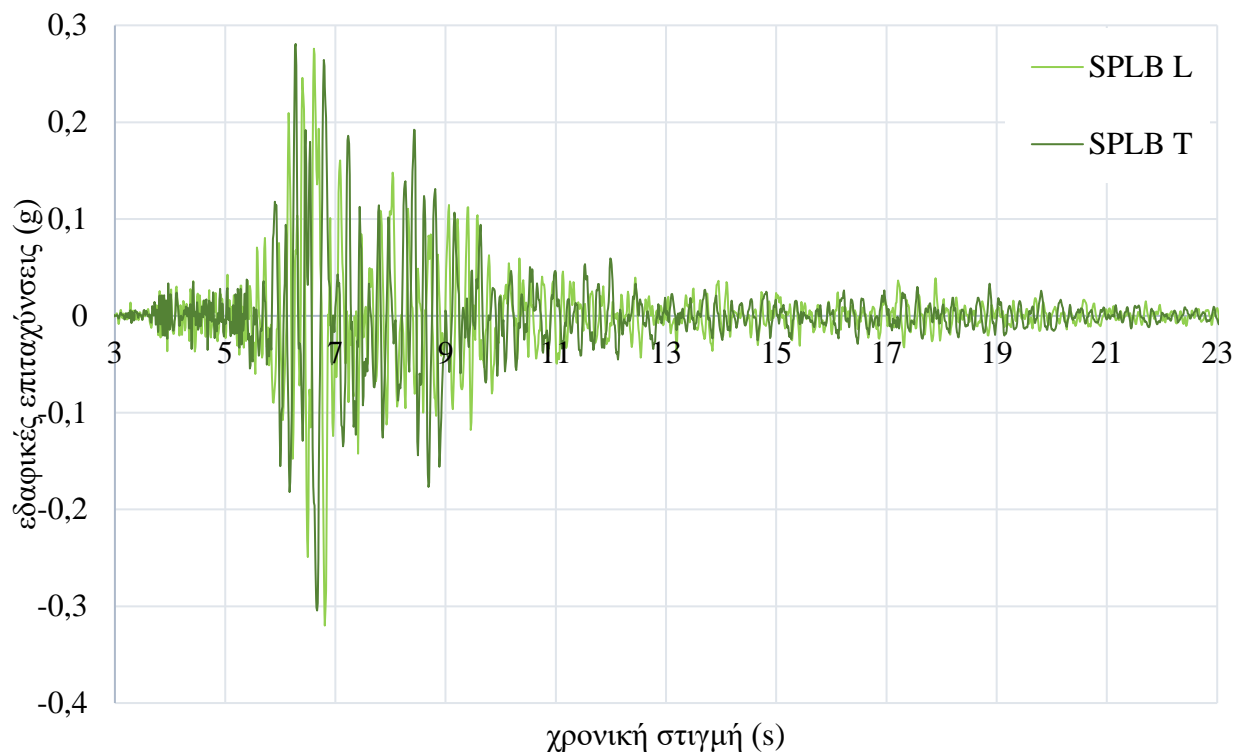
4.2.3 Δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας

Ο προσανατολισμός του κτιρίου είναι, κατά την μεγάλη του πλευρά, 38° δεξιά του Βορρά. Παρακάτω παρουσιάζονται οι αρχικές μετρήσεις του σεισμού διάρκειας 20 δευτερολέπτων από τους τρεις επιταχυνσιογράφους, καθώς και αυτές που έχουν υποστεί περιστροφή (Σχήματα 4.15 – 4.19). Επιπλέον, ακολουθεί πίνακας με τις μέγιστες απόλυτες τιμές των εδαφικών επιταχύνσεων των τριών επιταχυνσιογράφων, των δύο συνιστωσών L και T (Πίνακας 4.6), οι οποίες σημειώθηκαν από την εισαγωγή όλων των μετρήσεων στο SeismoSignal. Η συμπεριφορά του κτιρίου μελετάται με τα επιταχυνσιογραφήματα που έχουν περιστραφεί, τρία ζεύγη επιταχύνσεων σε δύο μοντέλα (με και χωρίς τοιχοποιία) άρα συνολικά έξι δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας.

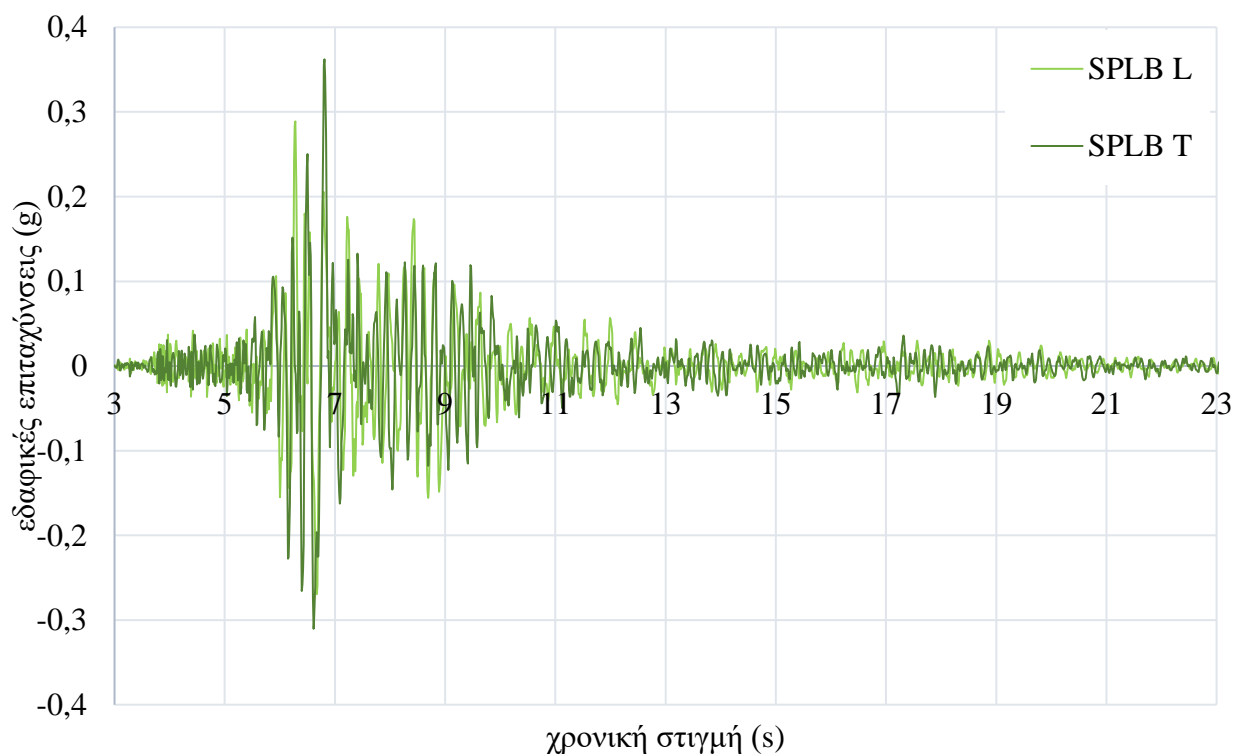
Η ανάλυση πραγματοποιείται για να γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων του προσομοιώματος με τις πραγματικές βλάβες που δημιουργήθηκαν, οπότε τα αποτελέσματα των αναλύσεων μελετώνται με και χωρίς τους συντελεστές ασφαλείας που περιλαμβάνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Παράρτημα Σχήμα 1), ώστε να επιτευχθεί καλύτερη σύγκριση με τη πραγματικότητα.

Επιταχυνσιογράφος	Μέγιστη Επιτάχυνση (g)			
	Αρχική Μέτρηση		Τελική Μέτρηση	
	T	L	T	L
Κ.Ε.Δ.Ε. (ATH-03)	0,30	0,26	0,30	0,26
Σύνταγμα (SGMA)	0,23	0,15	0,20	0,14
Σεπόλια (SPLB)	0,30	0,32	0,36	0,29

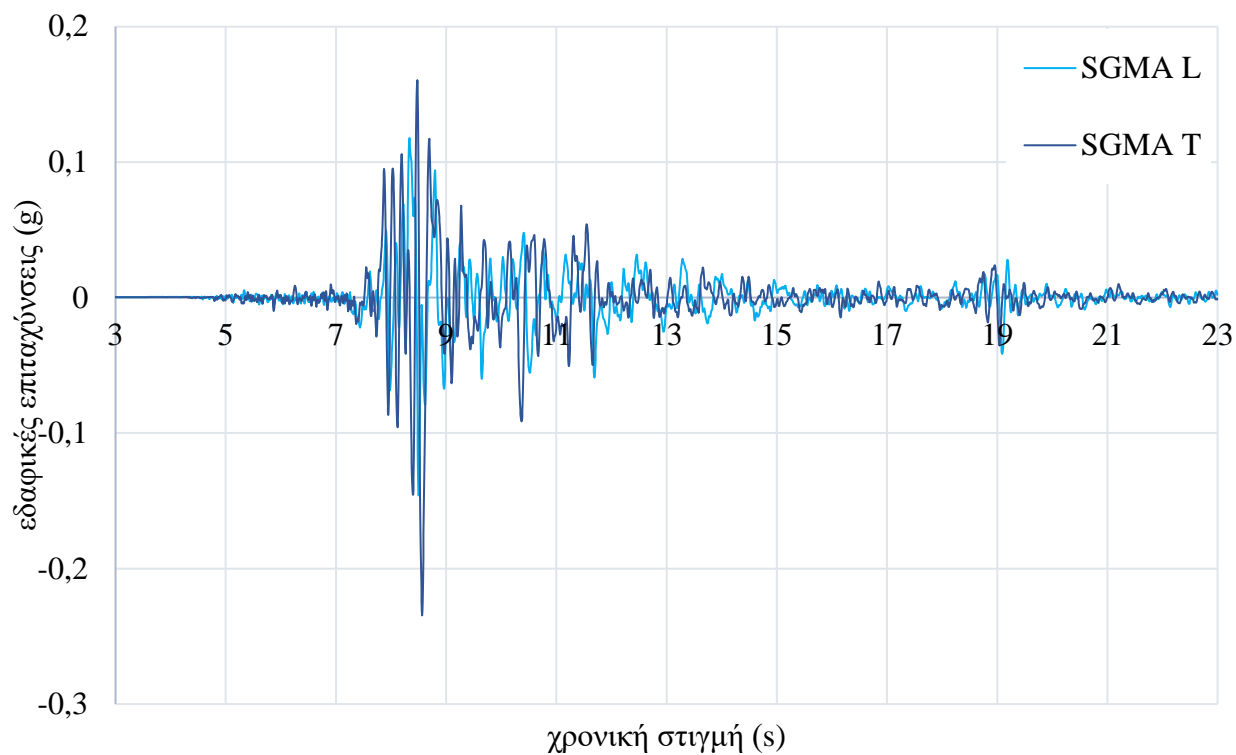
Πίνακας 4. 6 Μέγιστες τιμές εδαφικών επιταχύνσεων



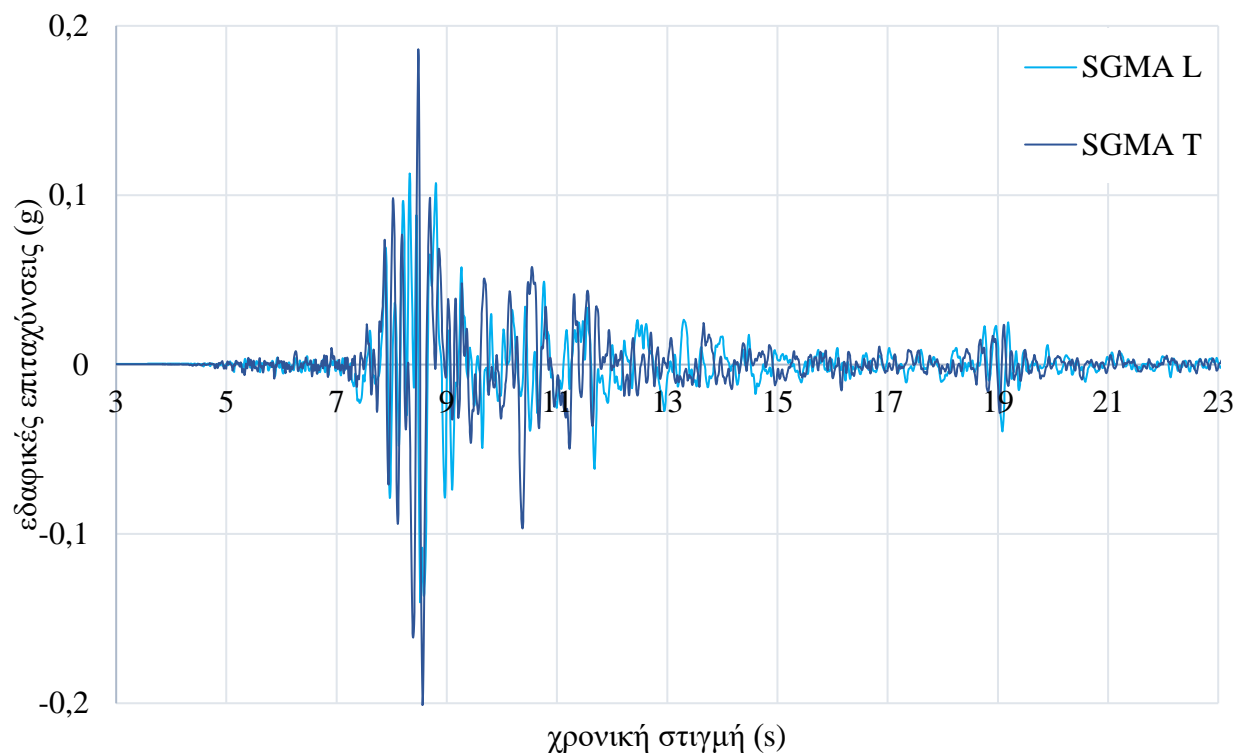
Σχήμα 4. 15 Επιταχυνσιογράφημα Σεπόλια



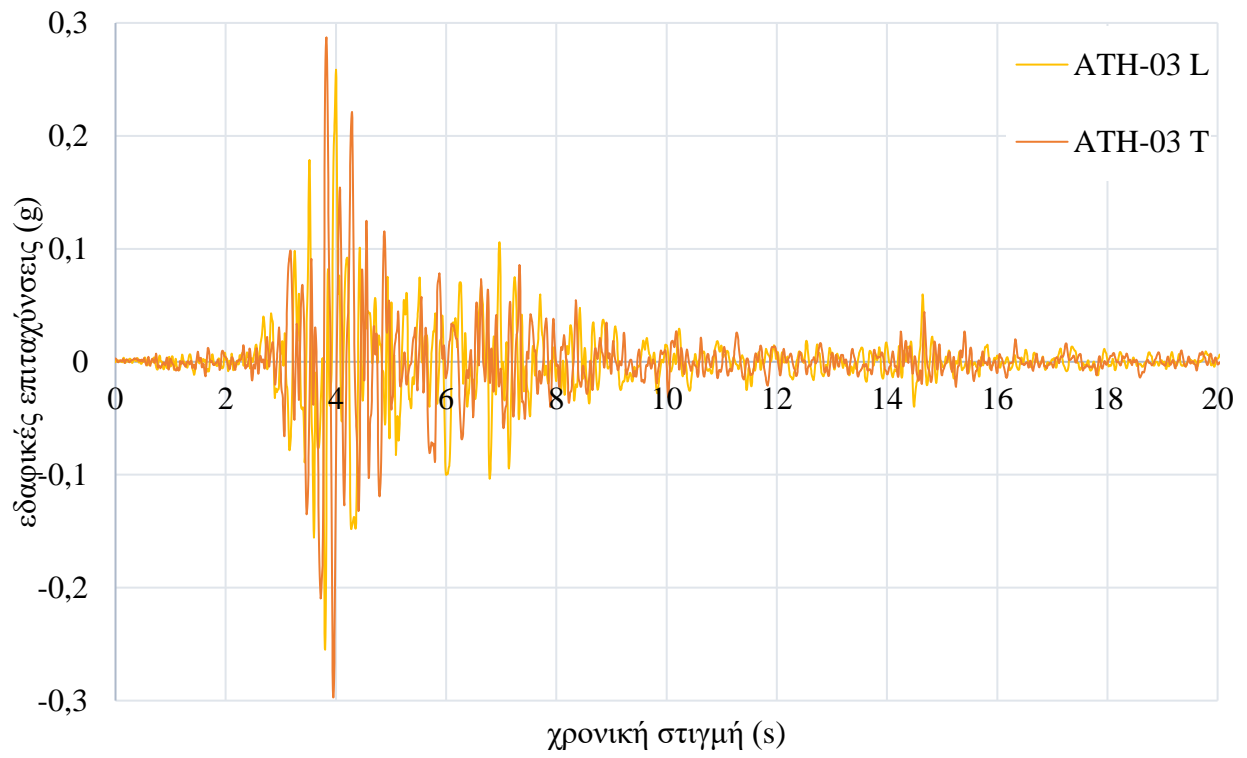
Σχήμα 4. 16 Επιταχυνσιογράφημα Σεπόλια (με περιστροφή)



Σχήμα 4. 17 Επιταχυνσιογράφημα Σύνταγμα



Σχήμα 4. 18 Επιταχυνσιογράφημα Σύνταγμα (με περιστροφή)



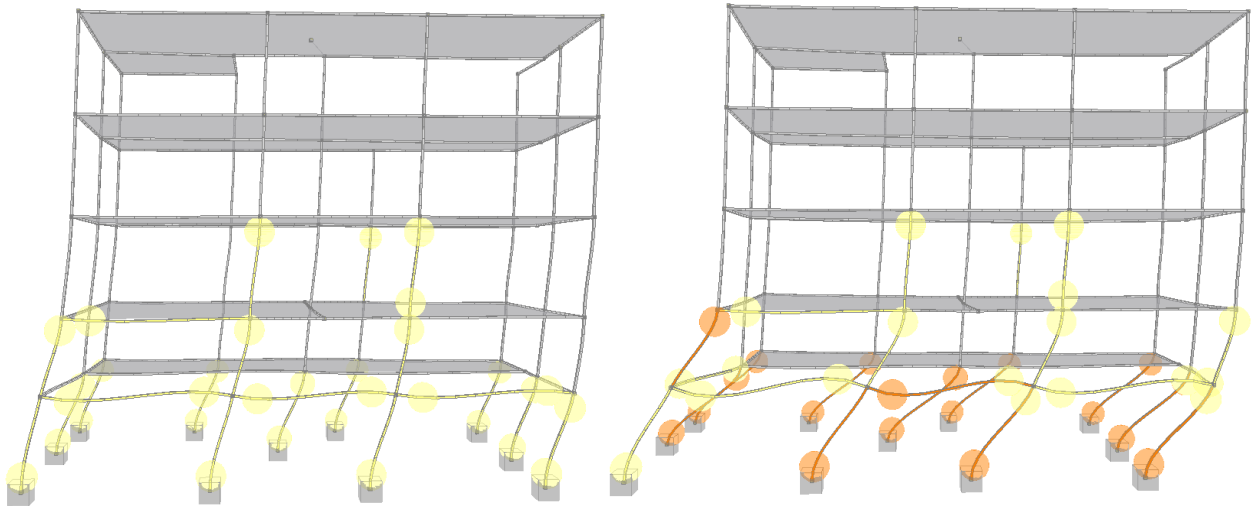
Σχήμα 4. 19 Επιταχυνσιογράφημα Κ.Ε.Δ.Ε. (βρίσκεται ήδη στους άξονες του κτιρίου)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

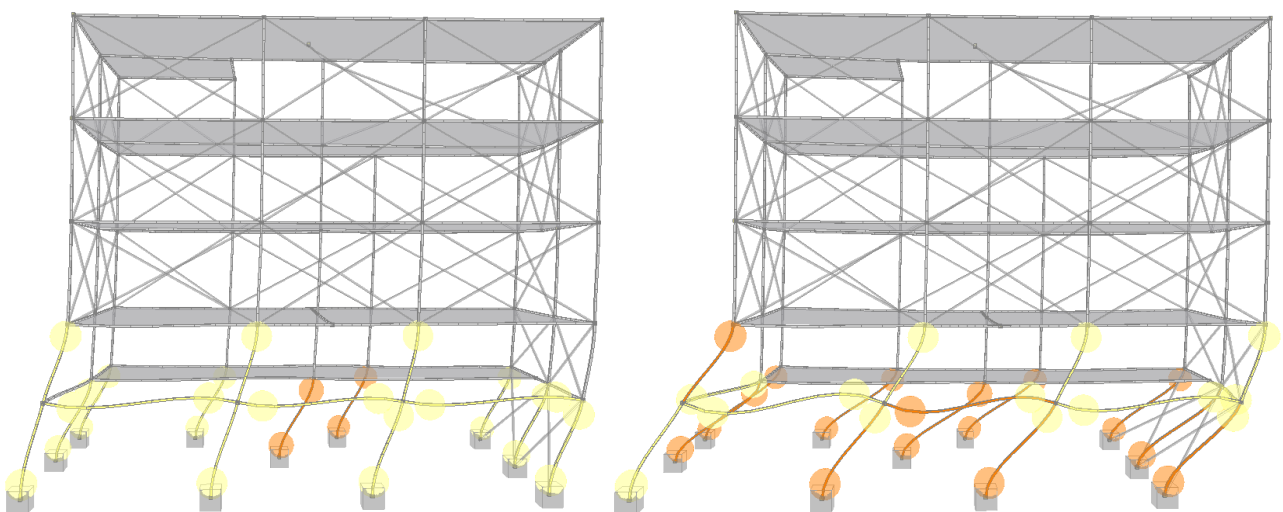
5.1 Αποτελέσματα Pushover

Στις επόμενες υποενότητες παρουσιάζονται εικόνες (Σχήματα 5.1 - 5.2 και 5.5 - 5.6) από το πρόγραμμα, η κατάσταση του κτιρίου στη στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» και στο τέλος της ανάλυσης. Η απεικόνιση της κατάστασης των δομικών στοιχείων είναι χρωματική, με κίτρινο περιγράφεται η διαρροή στροφής χορδής και με πορτοκαλί η αστοχία λόγω στροφής χορδής. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι καμπύλες pushover (Σχήματα 5.3 – 5.4 και 5.7 – 5.8) στις οποίες σημειώνεται η στοχευόμενη μετακίνηση του κάθε μοντέλου αντίστοιχα.

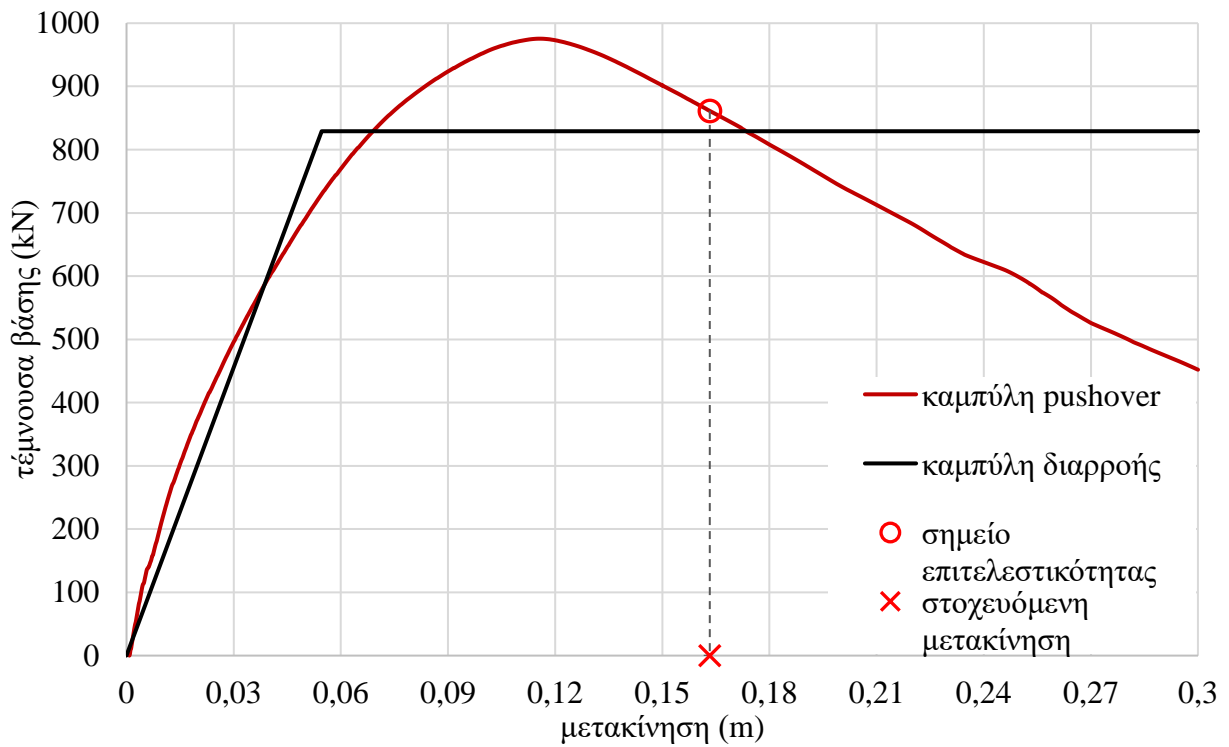
5.1.1 Pushover στη διεύθυνση X



Σχήμα 5. 1 Pushover κατά X χωρίς τοιχοποιίες

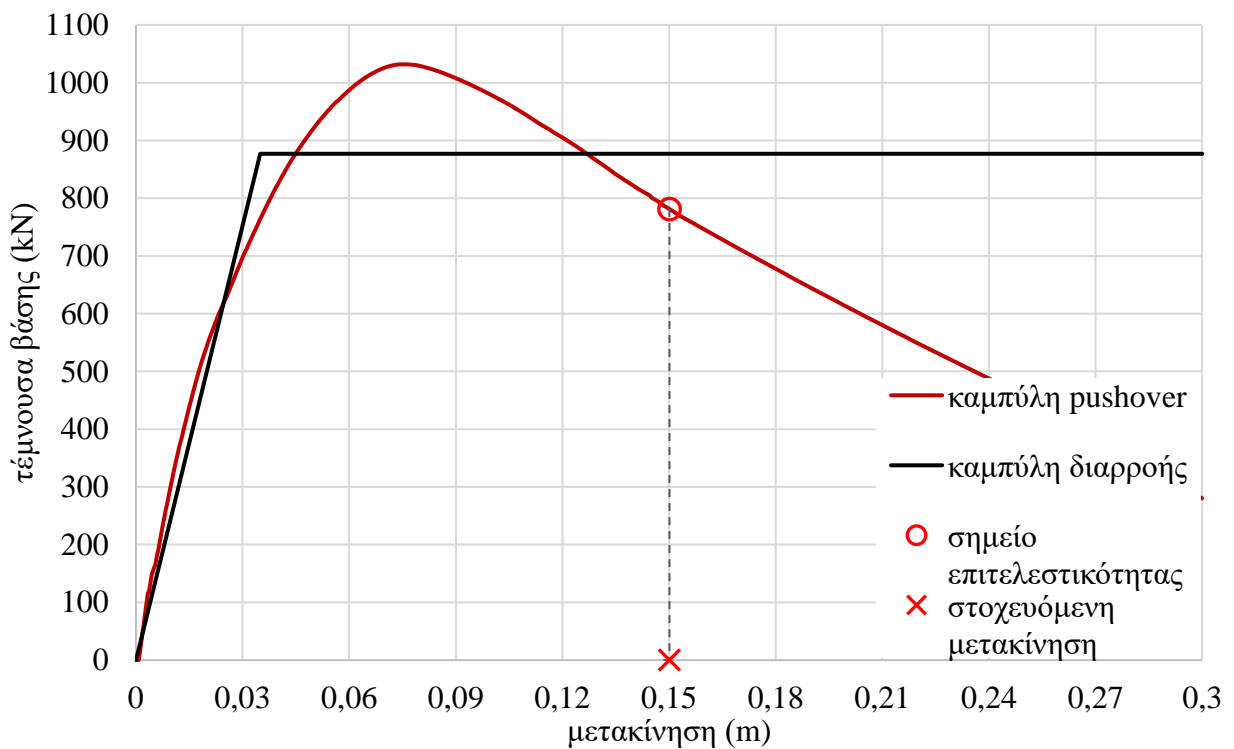


Σχήμα 5. 2 Pushover κατά X με τοιχοποιίες



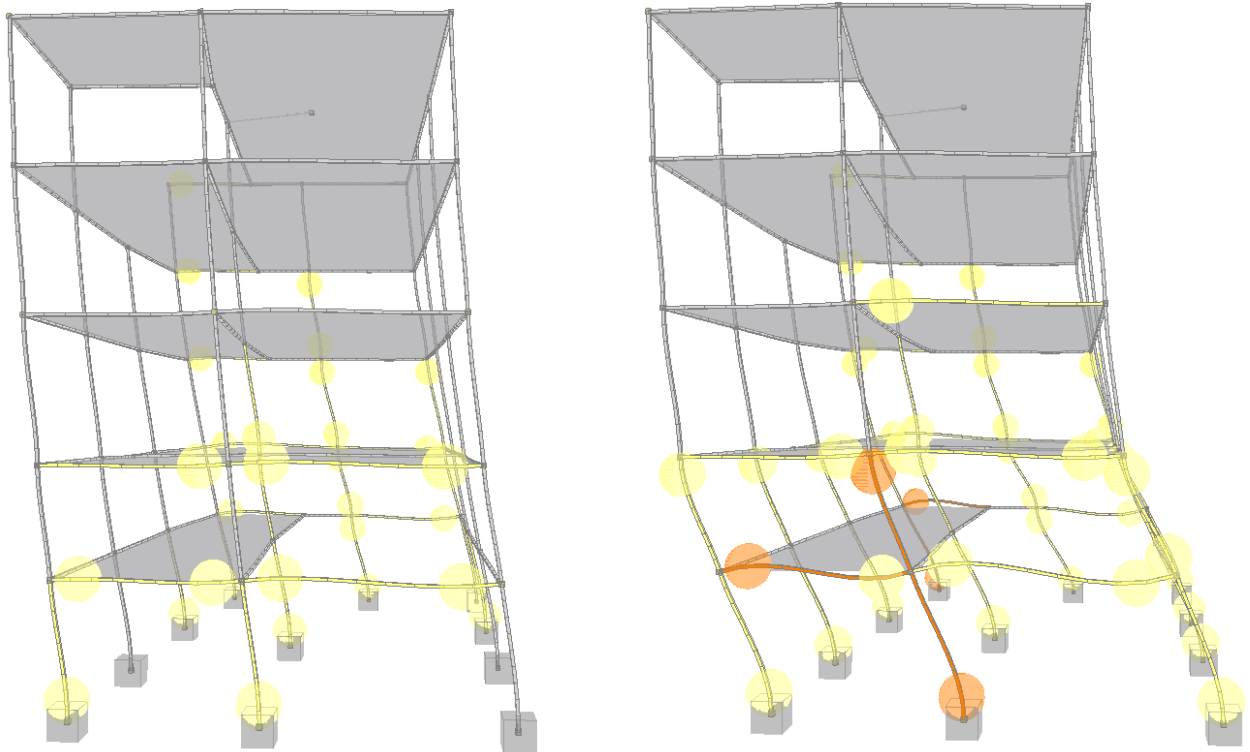
Σχήμα 5. 3 Καμπύλη pushover στη X διεύθυνση χωρίς τοιχοποιίες

Η στοχευόμενη μετακίνηση στη διεύθυνση X χωρίς τοιχοποιίες ισούται με $\delta_{x'} = 16,3\text{cm}$ και με τοιχοποιίες ισούται με $\delta_x = 15\text{cm}$.

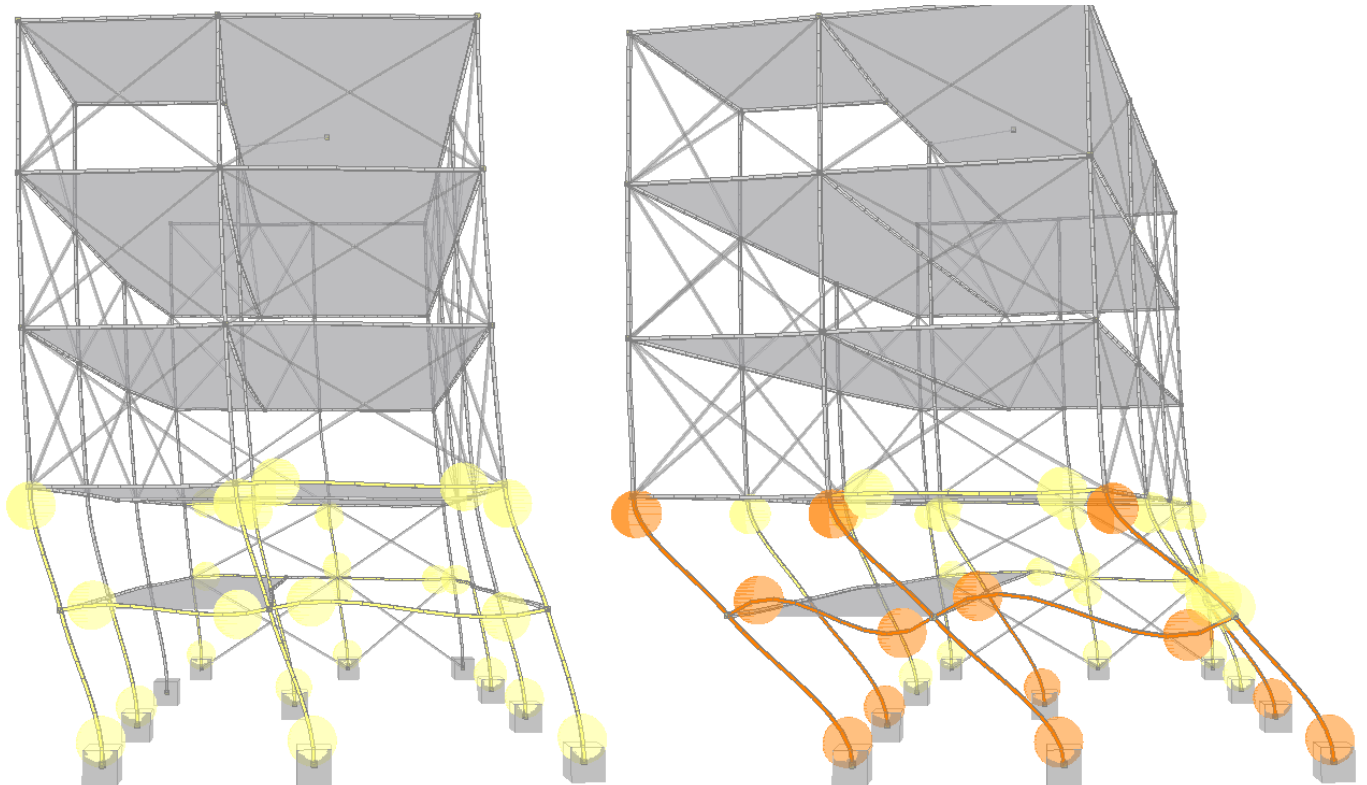


Σχήμα 5. 4 Καμπύλη pushover στη X διεύθυνση με τοιχοποιίες

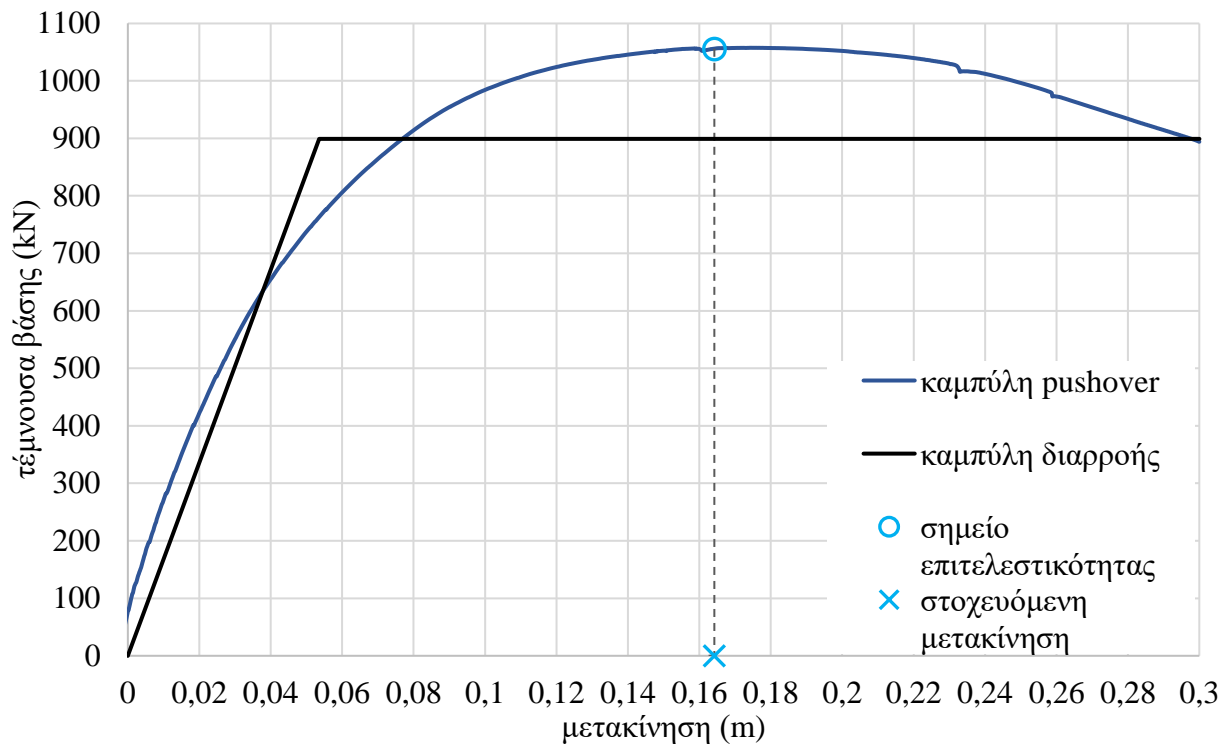
5.1.2 Pushover στη διεύθυνση Y



Σχήμα 5. 5 Pushover κατά Y χωρίς τοιχοποιίες

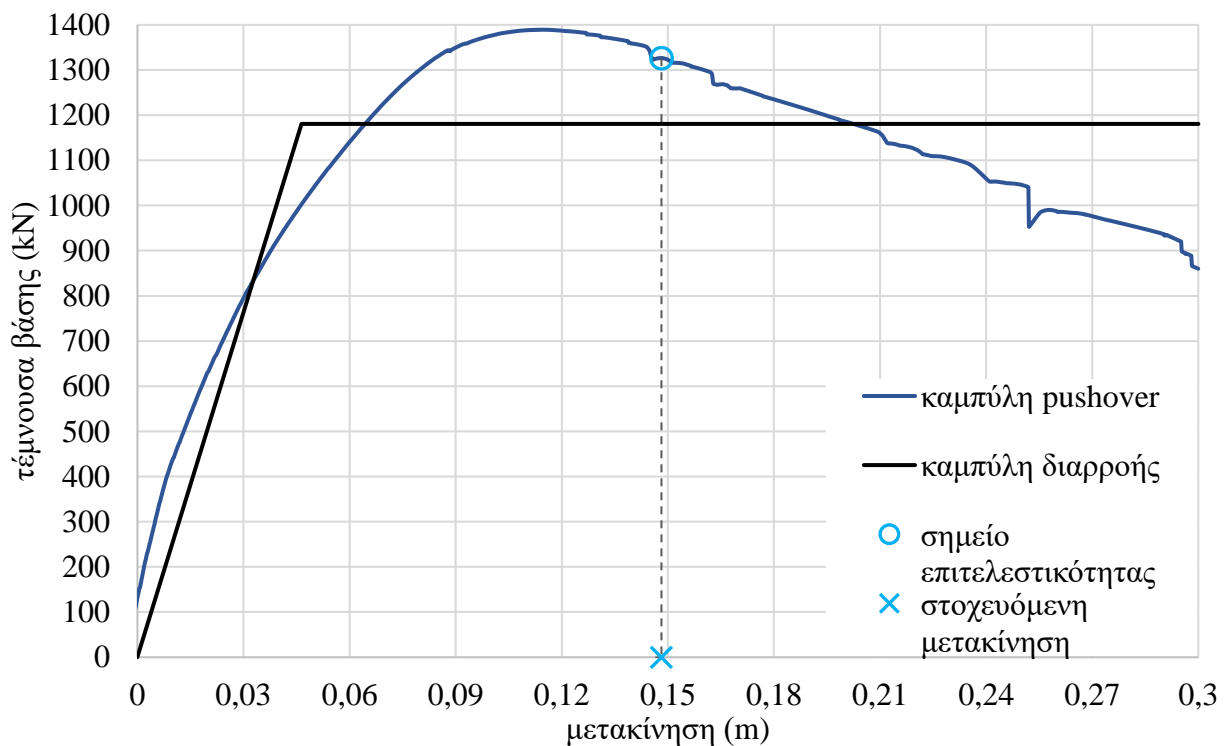


Σχήμα 5. 6 Pushover κατά Y με τοιχοποιίες



Σχήμα 5. 7 Καμπύλη pushover στην Y διεύθυνση χωρίς τοιχοποιίες

Η στοχευόμενη μετακίνηση στη διεύθυνση Y χωρίς τοιχοποιίες είναι ίση με $\delta_Y' = 16,4\text{cm}$ και με τοιχοποιίες ίση με $\delta_Y = 14,8\text{cm}$.



Σχήμα 5. 8 Καμπύλη pushover στην Y διεύθυνση με τοιχοποιίες

5.2 Αποτελέσματα δυναμικής φασματικής ανάλυσης

Σε αυτήν την ενότητα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της δυναμικής φασματικής ανάλυσης, για το μοντέλο χωρίς και με τοιχοποιίες. Συγκεκριμένα, ακολουθούν οι πίνακες (Πίνακες 5.1 – 5.10) με τους λόγους ανεπάρκειας, σε κάμψη και σε διάτμηση, για κάθε δομικό στοιχείο όλων των ορόφων («Στάθμες 1 – 5»). Τα αποτελέσματα της κάθε στάθμης περιλαμβάνουν τον πίνακα με τους λόγους ανεπάρκειας, όπως τυπώθηκαν στο τεύχος υπολογισμών του προγράμματος, και διαγράμματα – ιστογράμματα (Σχήματα 5.9 – 5.28) με αυτούς τους δείκτες λ για όλα τα υποστυλώματα και τις δοκούς της αντίστοιχης στάθμης. Τέλος, παρουσιάζονται διαγράμματα – ιστογράμματα με τους κρίσιμους λόγους ανεπάρκειας, σε κάμψη και σε διάτμηση ανά στάθμη και για τα δύο μοντέλα (Σχήματα 5.29 – 5.31).

5.2.1 Λόγοι ανεπάρκειας για μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες

ΣΤΑΘΜΗ 1									
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3	ΔΟΚΟΙ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3
	K1	3,23	0,69	7,74		Δ1	3,33	0,84	3,26
	K2	5,26	1,19	13,34		Δ2	3,33	1,20	4,70
	K3	5,26	1,23	13,81		Δ3	3,33	0,94	3,69
	K4	5,26	0,90	10,14		Δ8	3,33	1,22	4,80
	T9	3,33	1,14	8,98		Δ9	3,33	2,47	9,71
	K10	2,94	0,78	9,69		Δ10	3,33	0,70	2,69
	K11	12,50	1,74	15,65		Δ11	3,33	0,33	1,21
	K18	2,94	0,80	9,04		Δ15	3,33	1,89	7,45
	K19	4,35	1,13	11,47		Δ16	3,33	1,98	7,80
	K20	2,86	0,94	8,44		Δ36	3,33	1,42	5,53
	T21	8,33	1,36	10,17		Δ37	3,33	1,17	4,56
						Δ38	3,33	0,91	3,53

Πίνακας 5. 1 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 1, χωρίς τοιχοποιίες

Όπου:

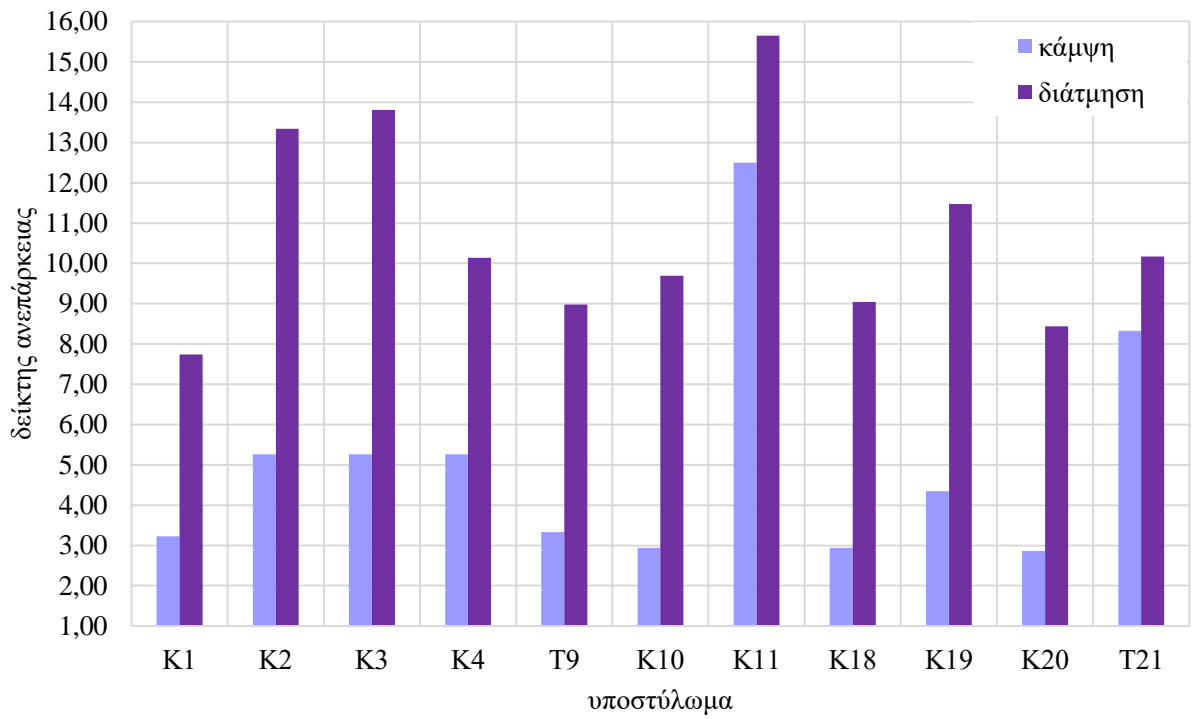
MEd (kNm) ροπή σχεδιασμού

MRd (kNm) ροπή αντοχής

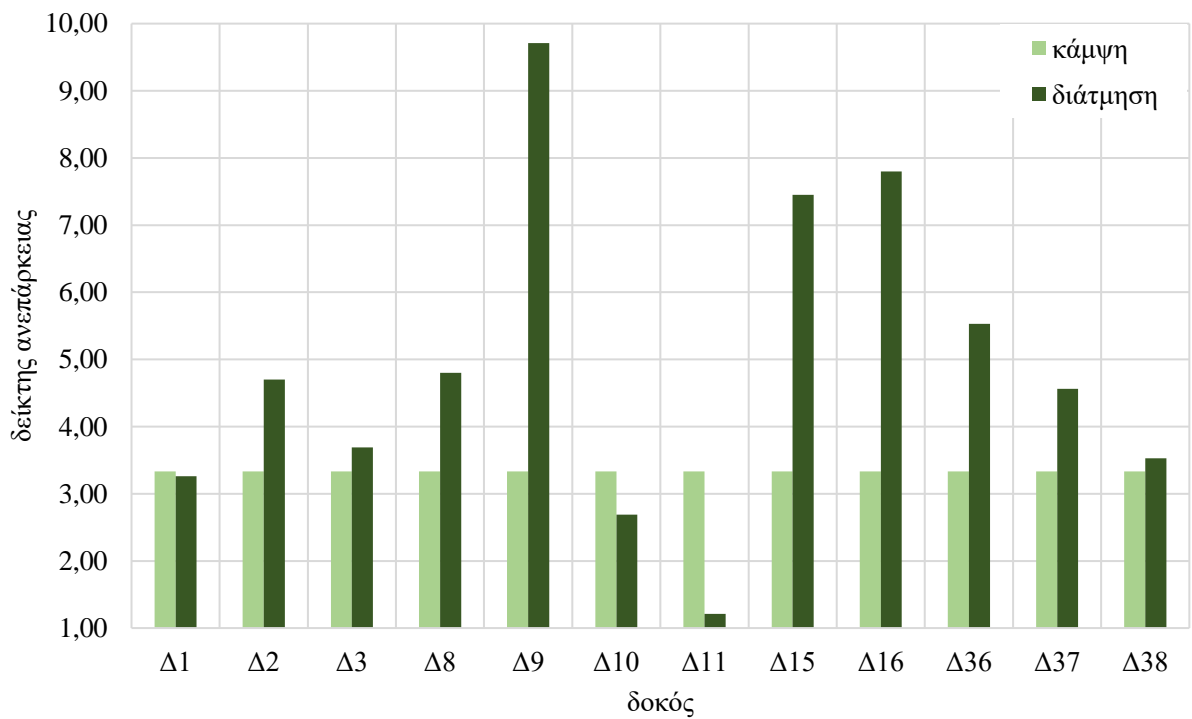
VEd (kN) τέμνουσα σχεδιασμού

VEd2 (kN) αντίσταση τέμνουσας σχεδιασμού λόγω λοξής θλίψης

VEd3 (kN) αντίσταση τέμνουσας σχεδιασμού λόγω λοξού εφελκυσμού



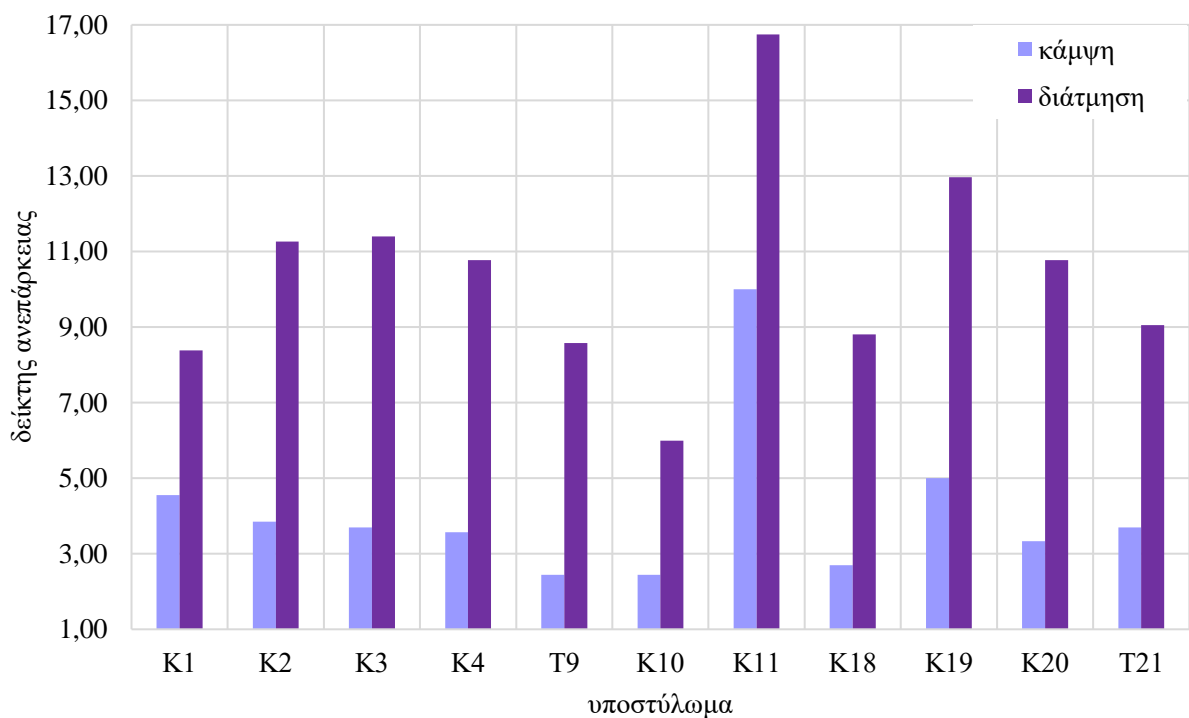
Σχήμα 5. 9 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 1, χωρίς τοιχοποιίες



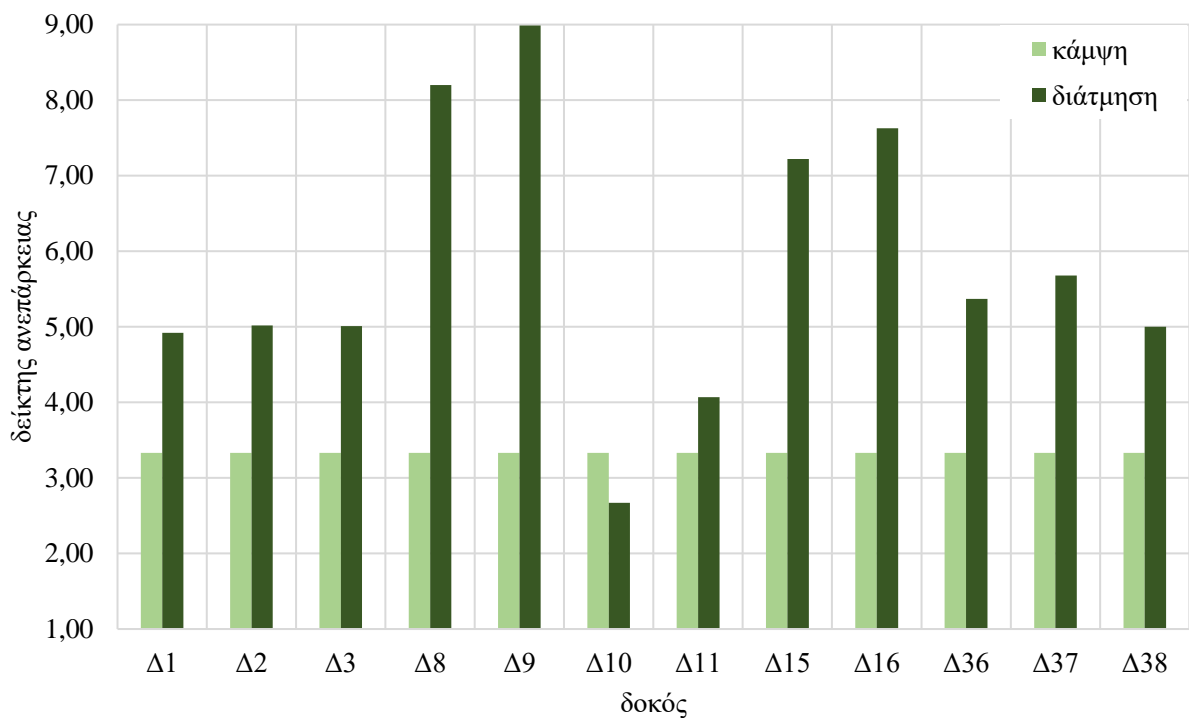
Σχήμα 5. 10 Λόγοι ανεπάρκειας δοκών στη Στάθμη 1, χωρίς τοιχοποιίες

ΣΤΑΘΜΗ 2									
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3	ΔΟΚΟΙ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3
	K1	4,55	0,74	8,38		Δ1	3,33	1,02	4,92
	K2	3,85	1,00	11,26		Δ2	3,33	1,05	5,02
	K3	3,70	1,01	11,40		Δ3	3,33	1,04	5,01
	K4	3,57	0,96	10,77		Δ8	3,33	1,69	8,20
	T9	2,44	1,09	8,58		Δ9	3,33	1,84	8,99
	K10	2,44	0,48	5,99		Δ10	3,33	0,48	2,67
	K11	10,00	1,86	16,75		Δ11	3,33	0,72	4,07
	K18	2,70	0,78	8,81		Δ15	3,33	1,47	7,22
	K19	5,00	1,28	12,97		Δ16	3,33	1,56	7,63
	K20	3,33	1,20	10,77		Δ36	3,33	1,13	5,37
	T21	3,70	1,04	9,05		Δ37	3,33	1,20	5,68
						Δ38	3,33	1,07	5,00

Πίνακας 5. 2 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 2, χωρίς τοιχοποιίες



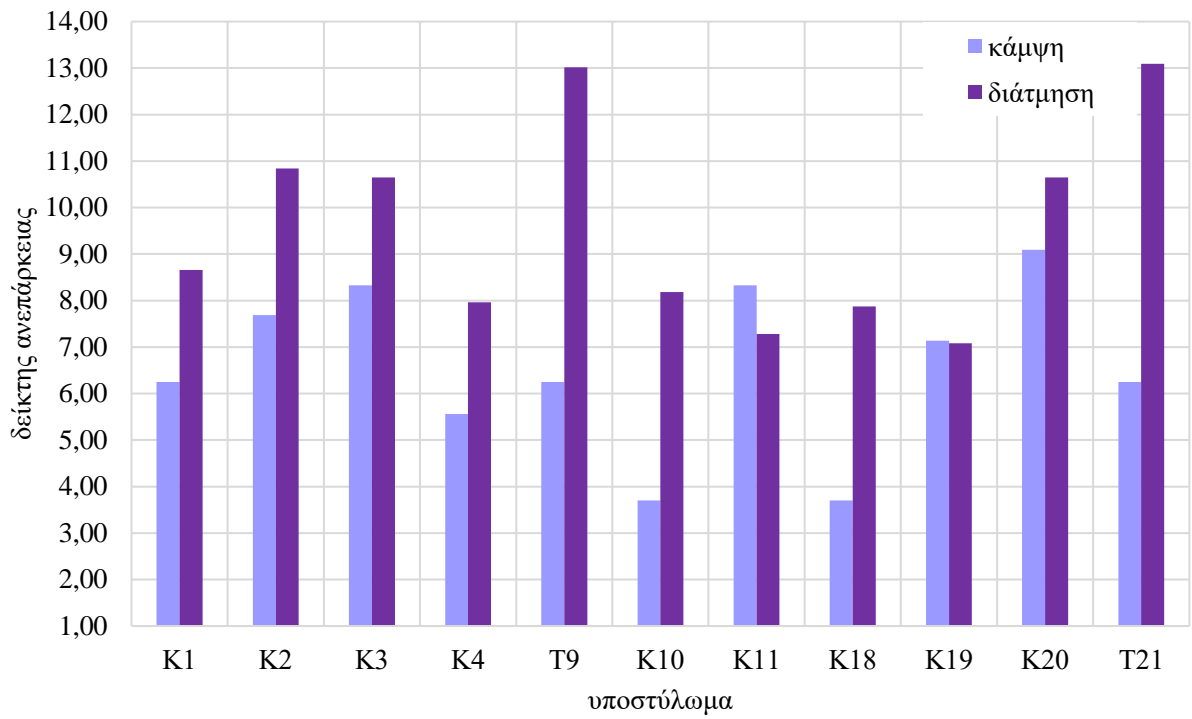
Σχήμα 5. 11 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 2, χωρίς τοιχοποιίες



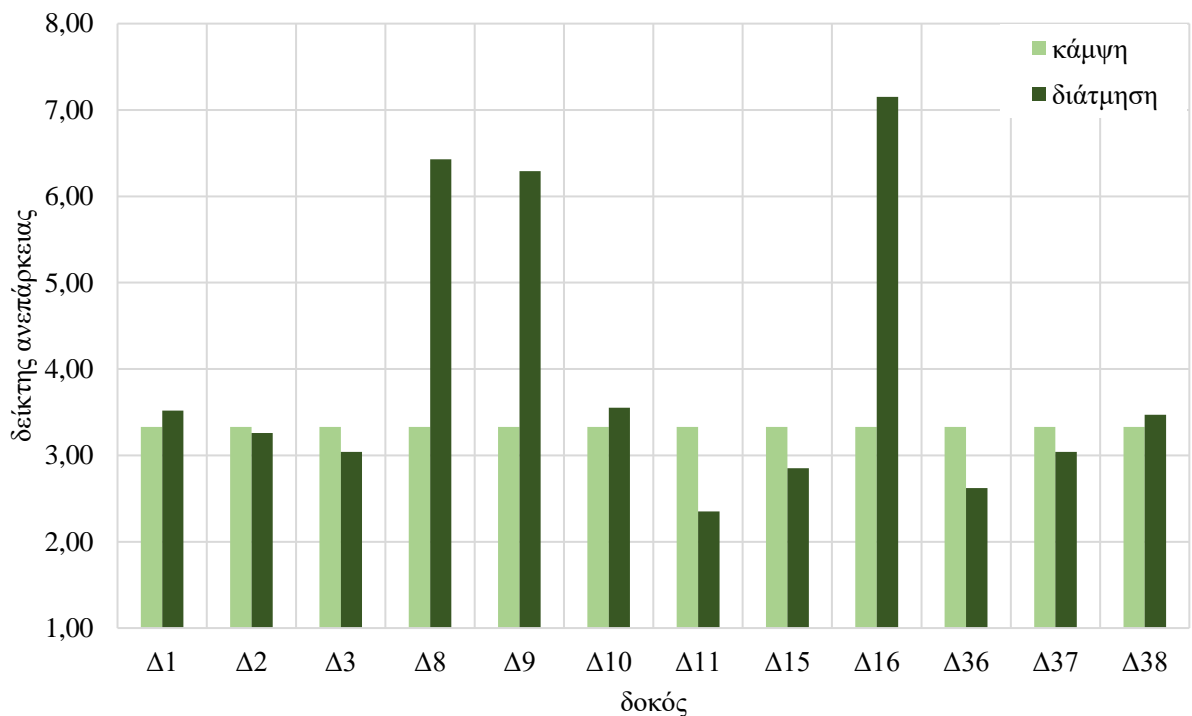
Σχήμα 5. 12 Λόγοι ανεπάρκειας δοκών στη Στάθμη 2, χωρίς τοιχοποιίες

ΣΤΑΘΜΗ 3									
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3	ΔΟΚΟΙ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3
	K1	6,25	1,10	8,66		Δ1	3,33	0,93	3,52
	K2	7,69	1,60	10,84		Δ2	3,33	0,86	3,26
	K3	8,33	1,58	10,65		Δ3	3,33	0,81	3,04
	K4	5,56	1,18	7,96		Δ8	3,33	1,64	6,43
	T9	6,25	2,87	13,02		Δ9	3,33	1,61	6,29
	K10	3,70	0,91	8,18		Δ10	3,33	0,54	3,55
	K11	8,33	1,29	7,28		Δ11	3,33	0,37	2,35
	K18	3,70	1,00	7,87		Δ15	3,33	0,73	2,85
	K19	7,14	1,26	7,08		Δ16	3,33	1,82	7,15
	K20	9,09	2,37	10,65		Δ36	3,33	0,68	2,62
	T21	6,25	2,63	13,09		Δ37	3,33	0,79	3,04
						Δ38	3,33	0,90	3,47

Πίνακας 5. 3 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 3, χωρίς τοιχοποιίες



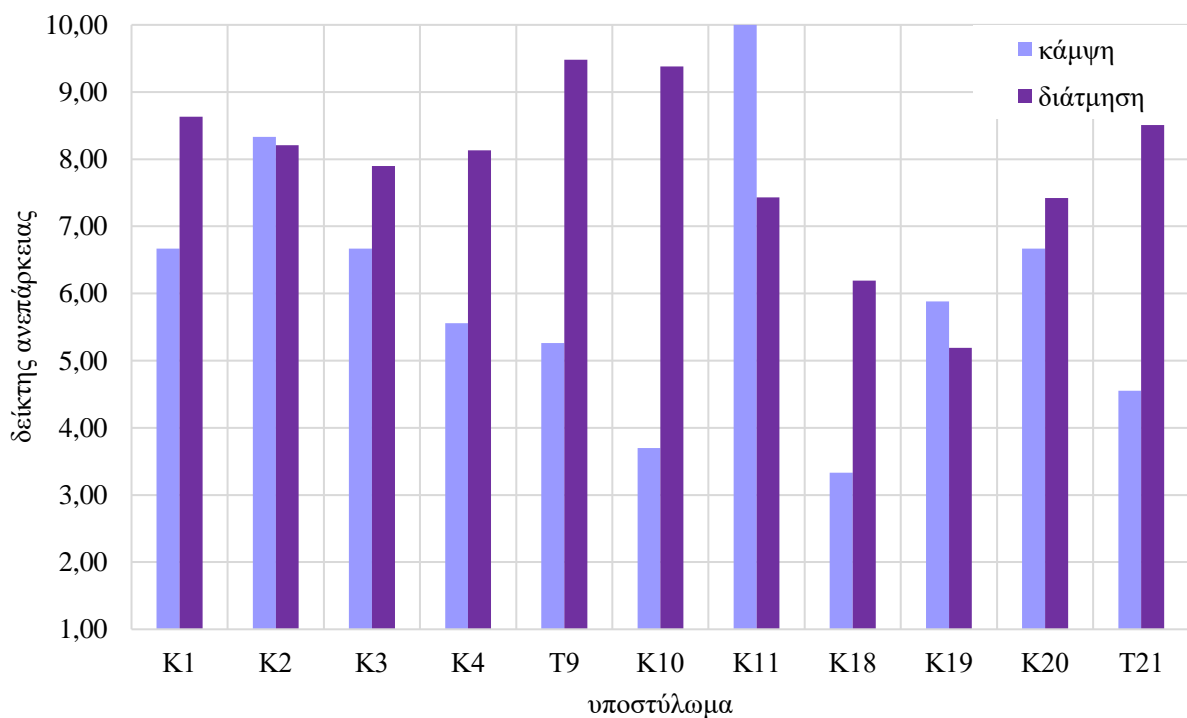
Σχήμα 5. 13 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 3, χωρίς τοιχοποιίες



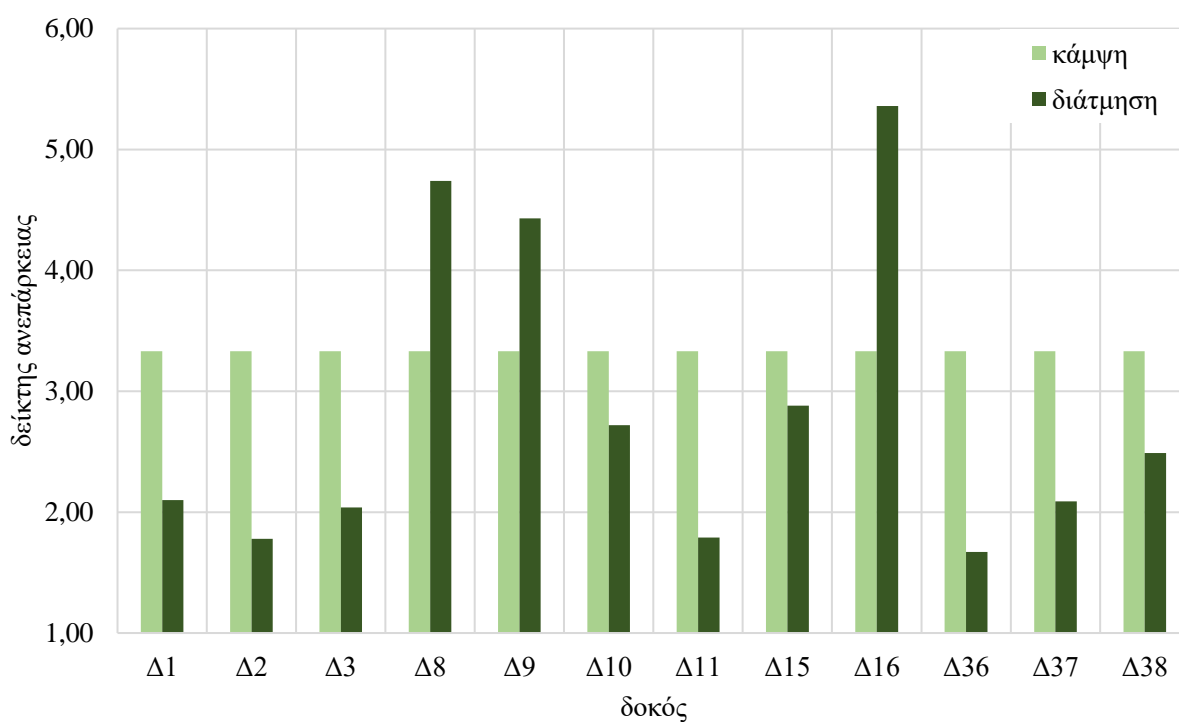
Σχήμα 5. 14 Λόγοι ανεπάρκειας δοκών στη Στάθμη 3, χωρίς τοιχοποιίες

ΣΤΑΘΜΗ 4									
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3	ΔΟΚΟΙ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3
	K1	6,67	1,10	8,63		Δ1	3,33	0,57	2,10
	K2	8,33	1,22	8,21		Δ2	3,33	0,49	1,78
	K3	6,67	1,17	7,90		Δ3	3,33	0,56	2,04
	K4	5,56	1,20	8,13		Δ8	3,33	1,22	4,74
	T9	5,26	2,09	9,48		Δ9	3,33	1,14	4,43
	K10	3,70	1,04	9,38		Δ10	3,33	0,42	2,72
	K11	10,00	1,32	7,43		Δ11	3,33	0,31	1,79
	K18	3,33	0,79	6,19		Δ15	3,33	0,74	2,88
	K19	5,88	0,92	5,19		Δ16	3,33	1,37	5,36
	K20	6,67	1,65	7,42		Δ36	3,33	0,44	1,67
	T21	4,55	1,88	8,51		Δ37	3,33	0,55	2,09
						Δ38	3,33	0,65	2,49

Πίνακας 5. 4 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 4, χωρίς τοιχοποιίες



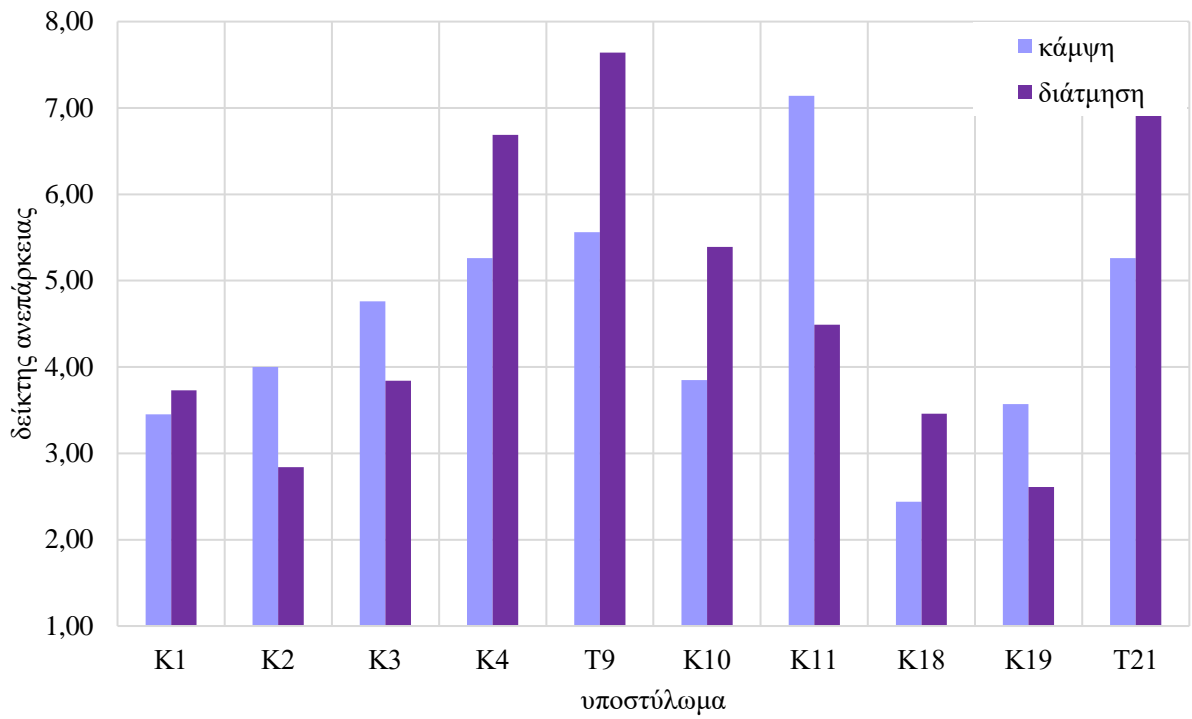
Σχήμα 5. 15 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 4, χωρίς τοιχοποιίες



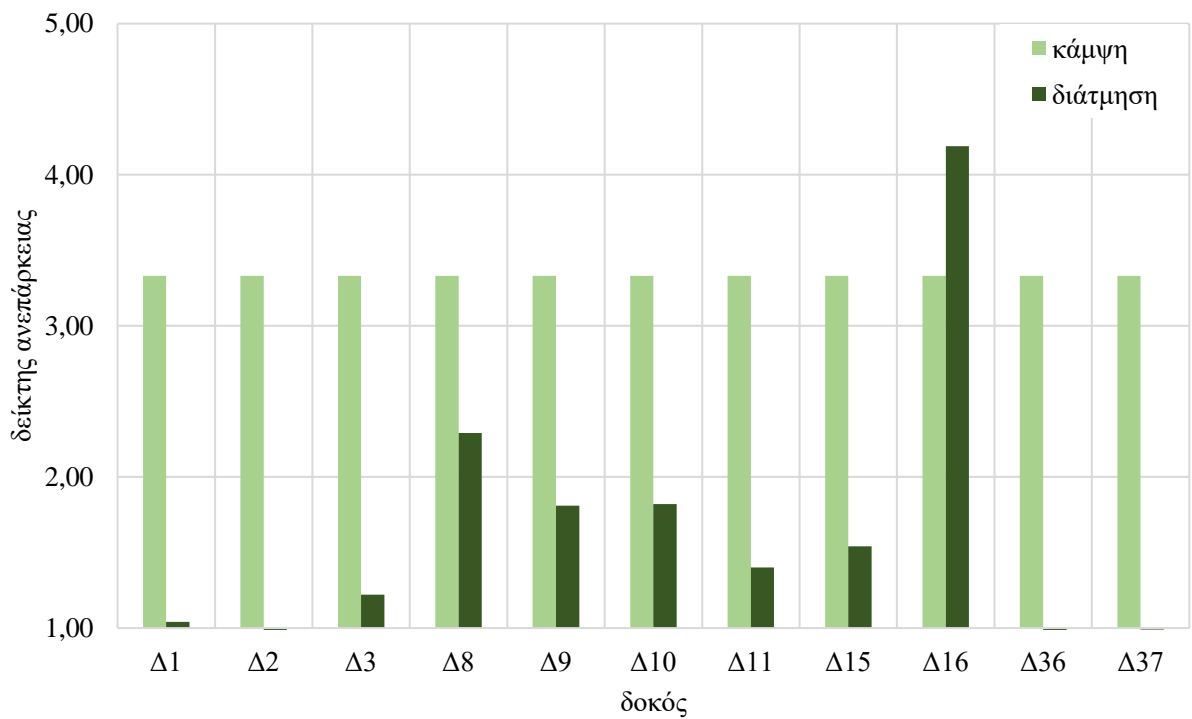
Σχήμα 5. 16 Λόγοι ανεπάρκειας δοκών στη Στάθμη 4, χωρίς τοιχοποιίες

ΣΤΑΘΜΗ 5									
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3	ΔΟΚΟΙ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3
	K1	3,45	0,66	3,73		Δ1	3,33	0,29	1,04
	K2	4,00	0,63	2,84		Δ2	3,33	0,23	0,92
	K3	4,76	0,85	3,84		Δ3	3,33	0,34	1,22
	K4	5,26	0,99	6,69		Δ8	3,33	0,60	2,29
	T9	5,56	1,33	7,64		Δ9	3,33	0,48	1,81
	K10	3,85	0,80	5,39		Δ10	3,33	0,55	1,82
	K11	7,14	1,00	4,49		Δ11	3,33	0,55	1,40
	K18	2,44	0,51	3,46		Δ15	3,33	0,41	1,54
	K19	3,57	0,58	2,61		Δ16	3,33	1,47	4,19
	T21	5,26	0,86	7,26		Δ36	3,33	0,22	0,88
						Δ37	3,33	0,25	0,99

Πίνακας 5. 5 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 5, χωρίς τοιχοποιίες



Σχήμα 5. 17 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 5, χωρίς τοιχοποιίες

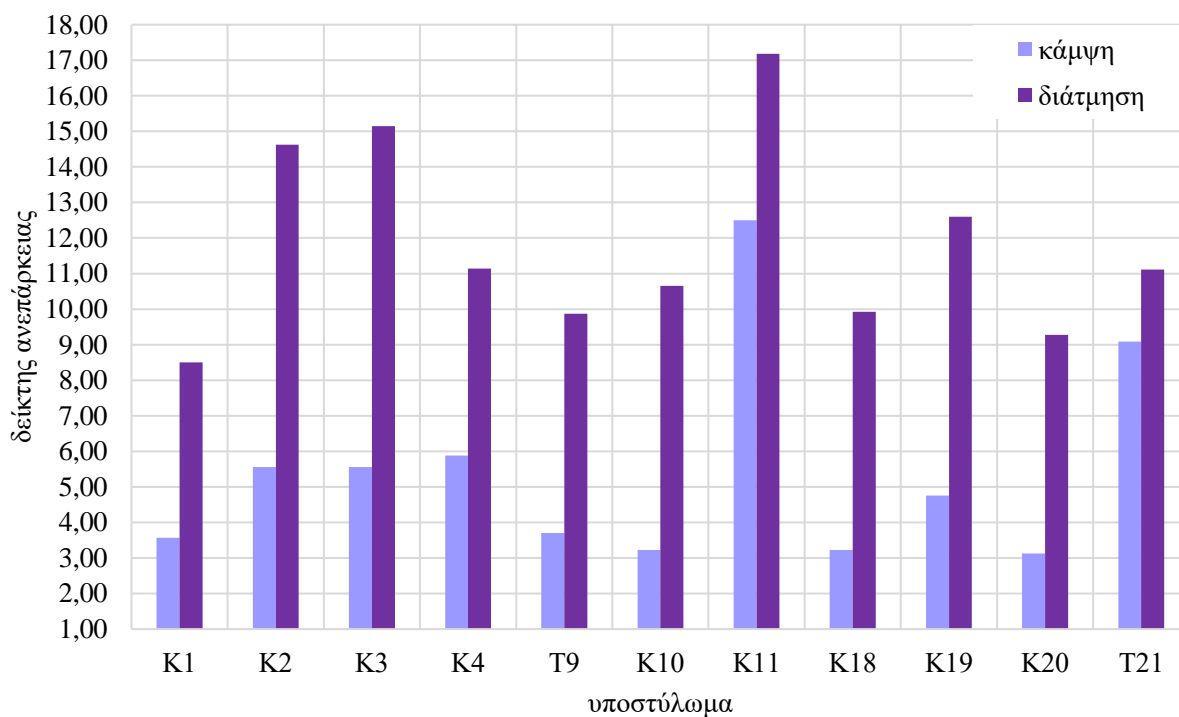


Σχήμα 5. 18 Λόγοι ανεπάρκειας δοκών στη Στάθμη 5, χωρίς τοιχοποιίες

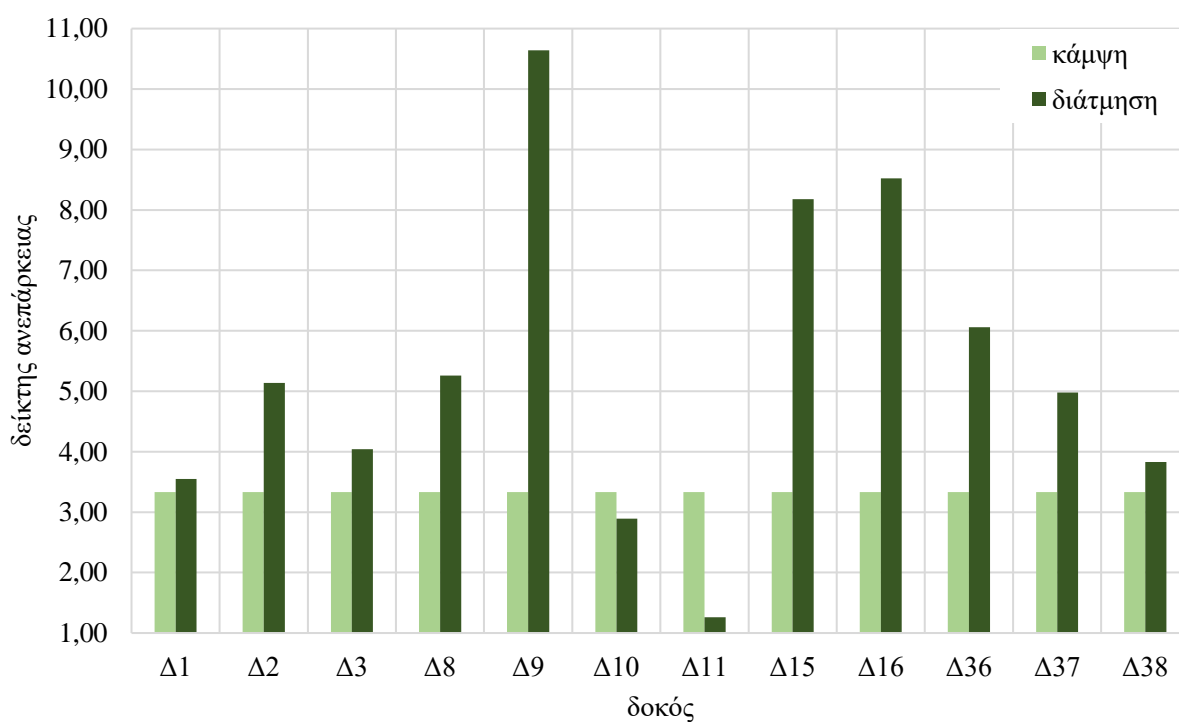
5.2.2 Λόγοι ανεπάρκειας για μοντέλο με τοιχοποιίες

ΣΤΑΘΜΗ 1									
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3	ΔΟΚΟΙ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3
	K1	3,57	0,76	8,50		Δ1	3,33	0,91	3,55
	K2	5,56	1,30	14,62		Δ2	3,33	1,31	5,14
	K3	5,56	1,35	15,15		Δ3	3,33	1,03	4,04
	K4	5,88	0,99	11,14		Δ8	3,33	1,34	5,26
	T9	3,70	1,25	9,87		Δ9	3,33	2,70	10,64
	K10	3,23	0,86	10,65		Δ10	3,33	0,76	2,89
	K11	12,50	1,91	17,18		Δ11	3,33	0,35	1,26
	K18	3,23	0,88	9,92		Δ15	3,33	2,07	8,18
	K19	4,76	1,24	12,60		Δ16	3,33	2,16	8,52
	K20	3,13	1,03	9,28		Δ36	3,33	1,55	6,06
	T21	9,09	1,49	11,11		Δ37	3,33	1,28	4,98
						Δ38	3,33	0,99	3,83

Πίνακας 5. 6 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 1, με τοιχοποιίες



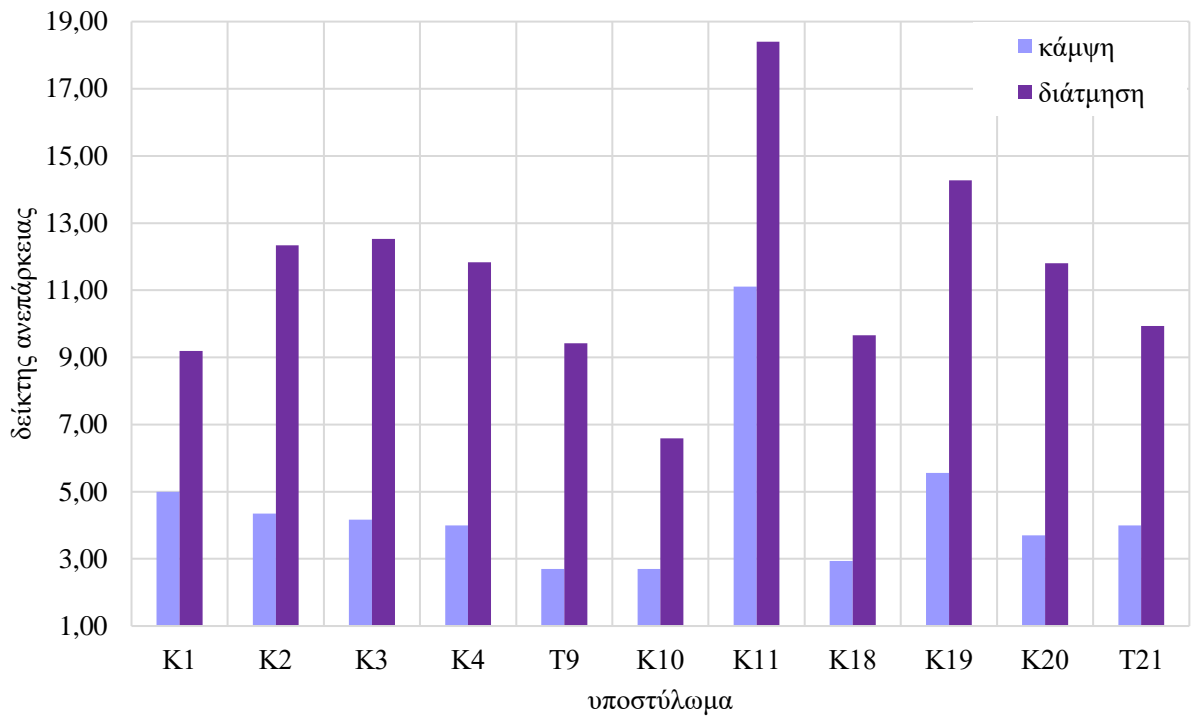
Σχήμα 5. 19 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 1, με τοιχοποιίες



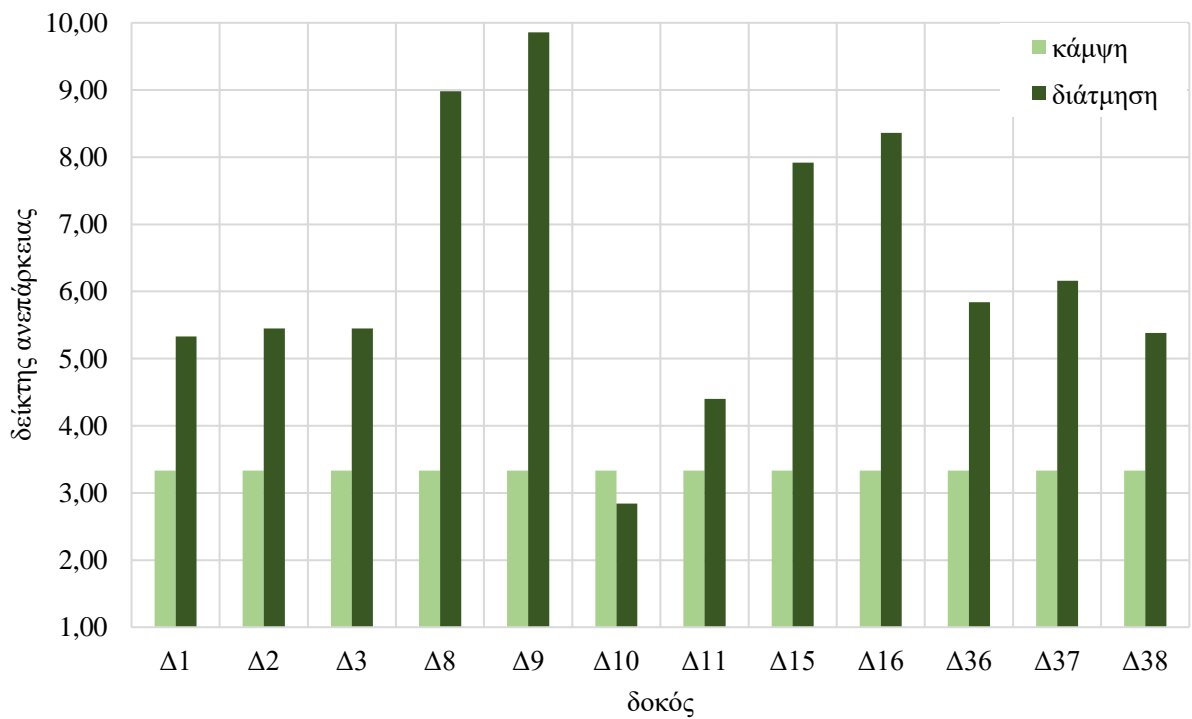
Σχήμα 5. 20 Λόγοι ανεπάρκειας δοκών στη Στάθμη 1, με τοιχοποιίες

ΣΤΑΘΜΗ 2									
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3	ΔΟΚΟΙ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3
	K1	5,00	0,82	9,19		Δ1	3,33	1,11	5,33
	K2	4,35	1,10	12,34		Δ2	3,33	1,13	5,45
	K3	4,17	1,11	12,53		Δ3	3,33	1,13	5,45
	K4	4,00	1,05	11,83		Δ8	3,33	1,84	8,98
	T9	2,70	1,20	9,42		Δ9	3,33	2,02	9,86
	K10	2,70	0,53	6,59		Δ10	3,33	0,51	2,84
	K11	11,11	2,04	18,40		Δ11	3,33	0,77	4,40
	K18	2,94	0,86	9,66		Δ15	3,33	1,61	7,92
	K19	5,56	1,41	14,27		Δ16	3,33	1,70	8,36
	K20	3,70	1,31	11,80		Δ36	3,33	1,22	5,84
	T21	4,00	1,14	9,94		Δ37	3,33	1,30	6,16
						Δ38	3,33	1,14	5,38

Πίνακας 5. 7 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 2, με τοιχοποιίες



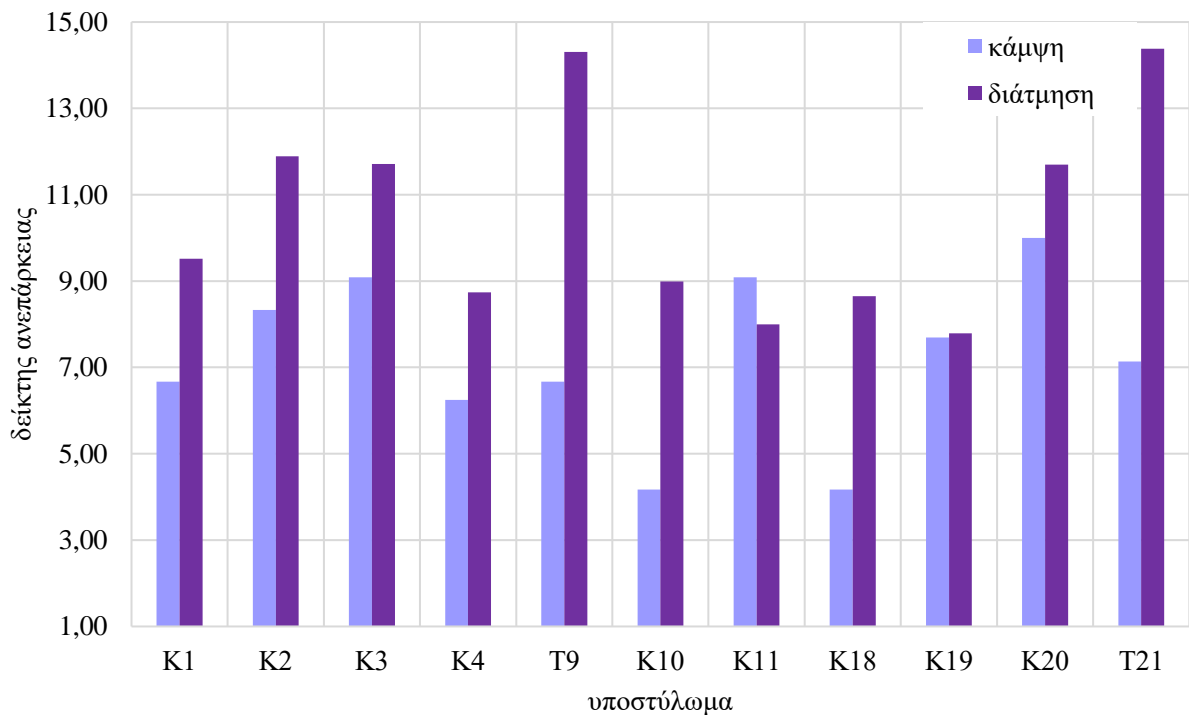
Σχήμα 5. 21 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 2, με τοιχοποιίες



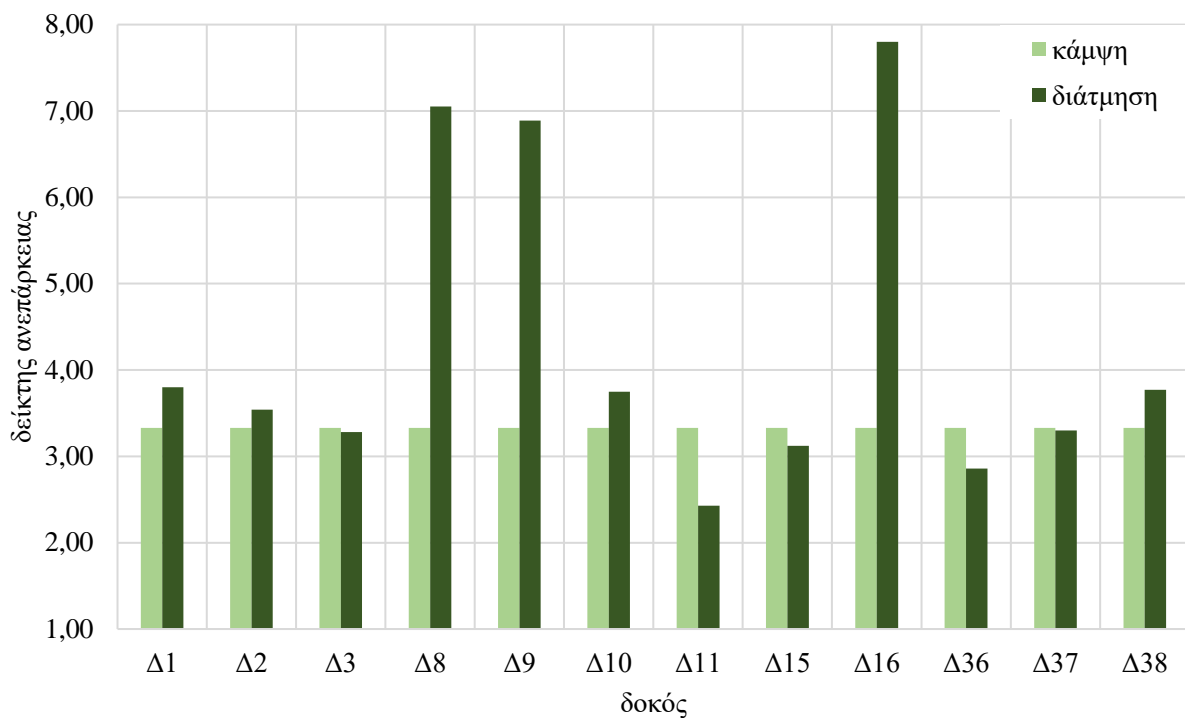
Σχήμα 5. 22 Λόγοι ανεπάρκειας δοκών στη Στάθμη 2, με τοιχοποιίες

ΣΤΑΘΜΗ 3									
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3	ΔΟΚΟΙ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3
	K1	6,67	1,21	9,52		Δ1	3,33	1,00	3,80
	K2	8,33	1,76	11,89		Δ2	3,33	0,93	3,54
	K3	9,09	1,73	11,71		Δ3	3,33	0,87	3,28
	K4	6,25	1,29	8,74		Δ8	3,33	1,80	7,05
	T9	6,67	3,15	14,31		Δ9	3,33	1,76	6,89
	K10	4,17	1,00	8,99		Δ10	3,33	0,57	3,75
	K11	9,09	1,42	8,00		Δ11	3,33	0,38	2,43
	K18	4,17	1,10	8,65		Δ15	3,33	0,80	3,12
	K19	7,69	1,38	7,79		Δ16	3,33	1,98	7,80
	K20	10,00	2,60	11,70		Δ36	3,33	0,74	2,86
	T21	7,14	2,89	14,38		Δ37	3,33	0,86	3,30
						Δ38	3,33	0,97	3,77

Πίνακας 5. 8 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 3, με τοιχοποιίες



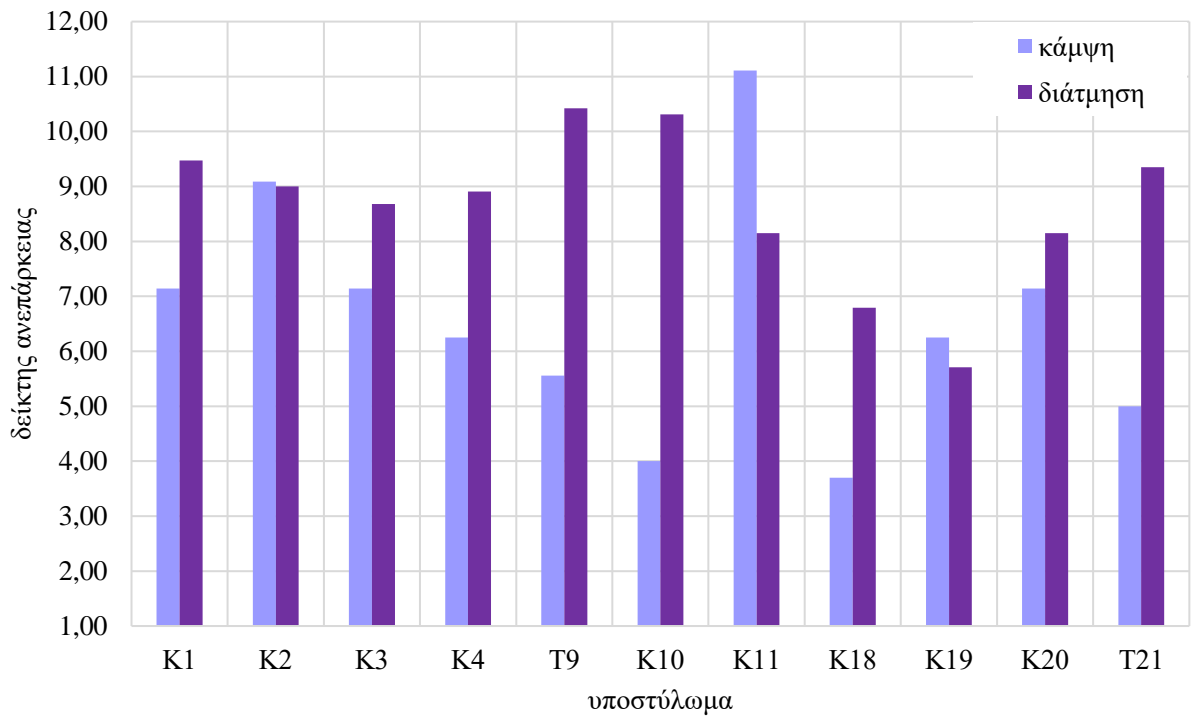
Σχήμα 5. 23 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 3, με τοιχοποιίες



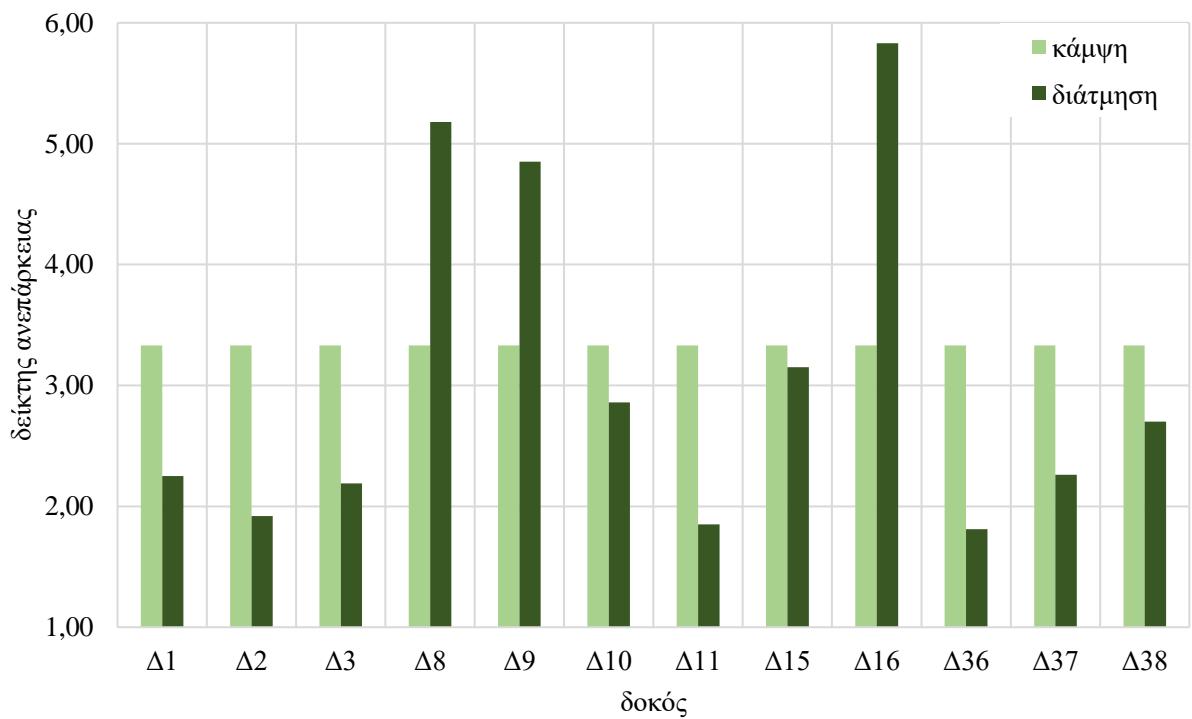
Σχήμα 5. 24 Λόγοι ανεπάρκειας δοκών στη Στάθμη 3, με τοιχοποιίες

ΣΤΑΘΜΗ 4									
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3	ΔΟΚΟΙ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3
	K1	7,14	1,20	9,47		Δ1	3,33	0,61	2,25
	K2	9,09	1,33	9,00		Δ2	3,33	0,53	1,92
	K3	7,14	1,29	8,68		Δ3	3,33	0,60	2,19
	K4	6,25	1,32	8,91		Δ8	3,33	1,33	5,18
	T9	5,56	2,30	10,42		Δ9	3,33	1,25	4,85
	K10	4,00	1,15	10,31		Δ10	3,33	0,44	2,86
	K11	11,11	1,45	8,15		Δ11	3,33	0,31	1,85
	K18	3,70	0,86	6,79		Δ15	3,33	0,81	3,15
	K19	6,25	1,01	5,71		Δ16	3,33	1,48	5,83
	K20	7,14	1,81	8,15		Δ36	3,33	0,47	1,81
	T21	5,00	2,06	9,35		Δ37	3,33	0,60	2,26
						Δ38	3,33	0,70	2,70

Πίνακας 5. 9 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 4, με τοιχοποιίες



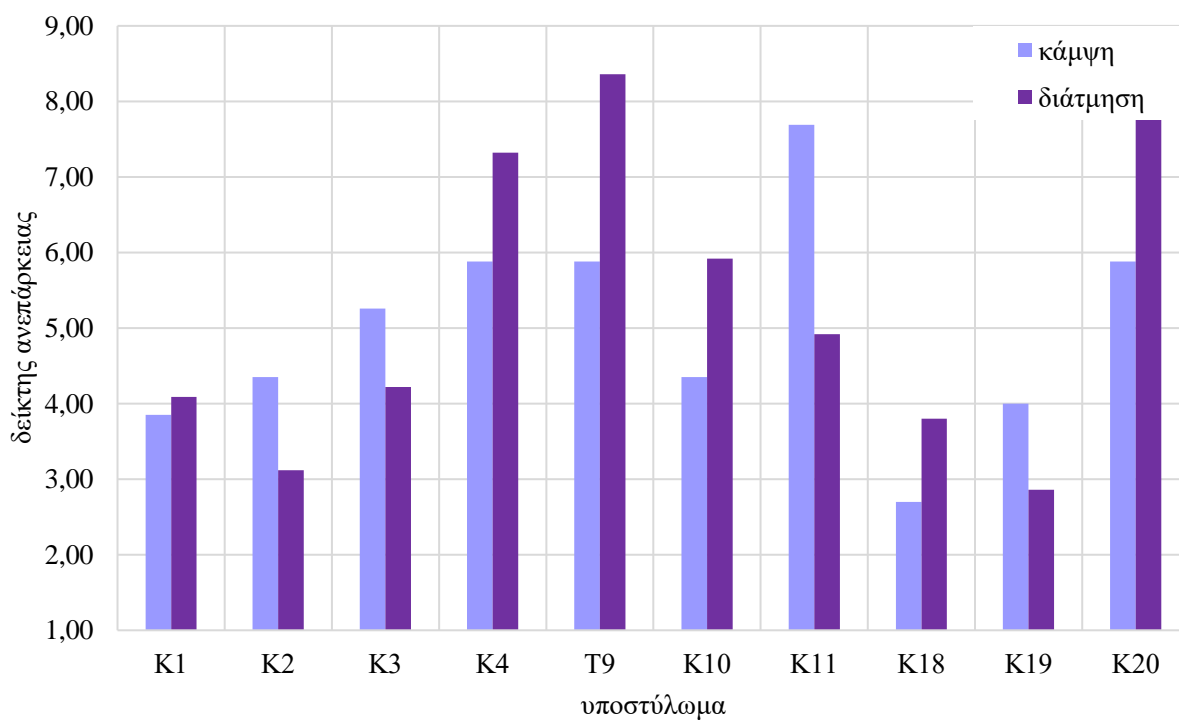
Σχήμα 5. 25 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 4, με τοιχοποιίες



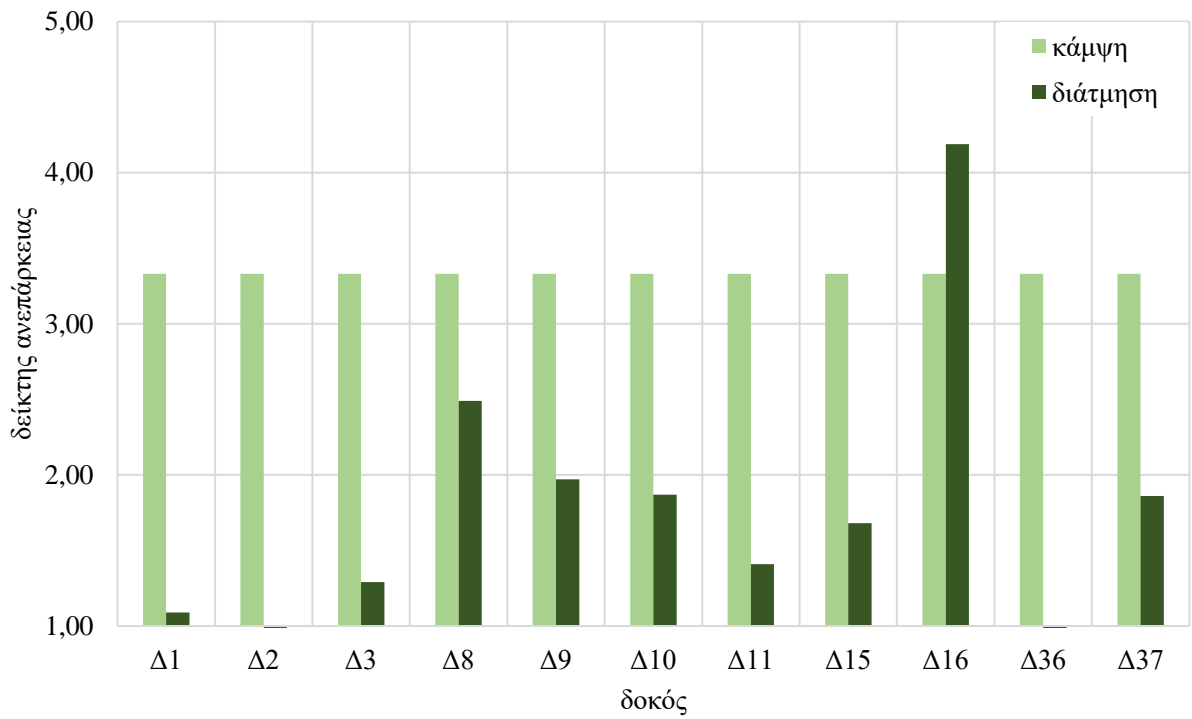
Σχήμα 5. 26 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 4, με τοιχοποιίες

ΣΤΑΘΜΗ 5									
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3	ΔΟΚΟΙ	A/A	MEd/MRd	VEd/Vrd2	VEd/Vrd3
	K1	3,85	0,72	4,09		Δ1	3,33	0,30	1,09
	K2	4,35	0,69	3,12		Δ2	3,33	0,23	0,92
	K3	5,26	0,94	4,22		Δ3	3,33	0,36	1,29
	K4	5,88	1,08	7,32		Δ8	3,33	0,65	2,49
	T9	5,88	1,47	8,36		Δ9	3,33	0,52	1,97
	K10	4,35	0,88	5,92		Δ10	3,33	0,55	1,87
	K11	7,69	1,09	4,92		Δ11	3,33	0,55	1,41
	K18	2,70	0,56	3,80		Δ15	3,33	0,44	1,68
	K19	4,00	0,64	2,86		Δ16	3,33	1,47	4,19
	T21	5,88	0,94	7,97		Δ36	3,33	0,24	0,93
						Δ37	3,33	0,34	1,86

Πίνακας 5. 10 Λόγοι ανεπάρκειας στη Στάθμη 5, με τοιχοποιίες

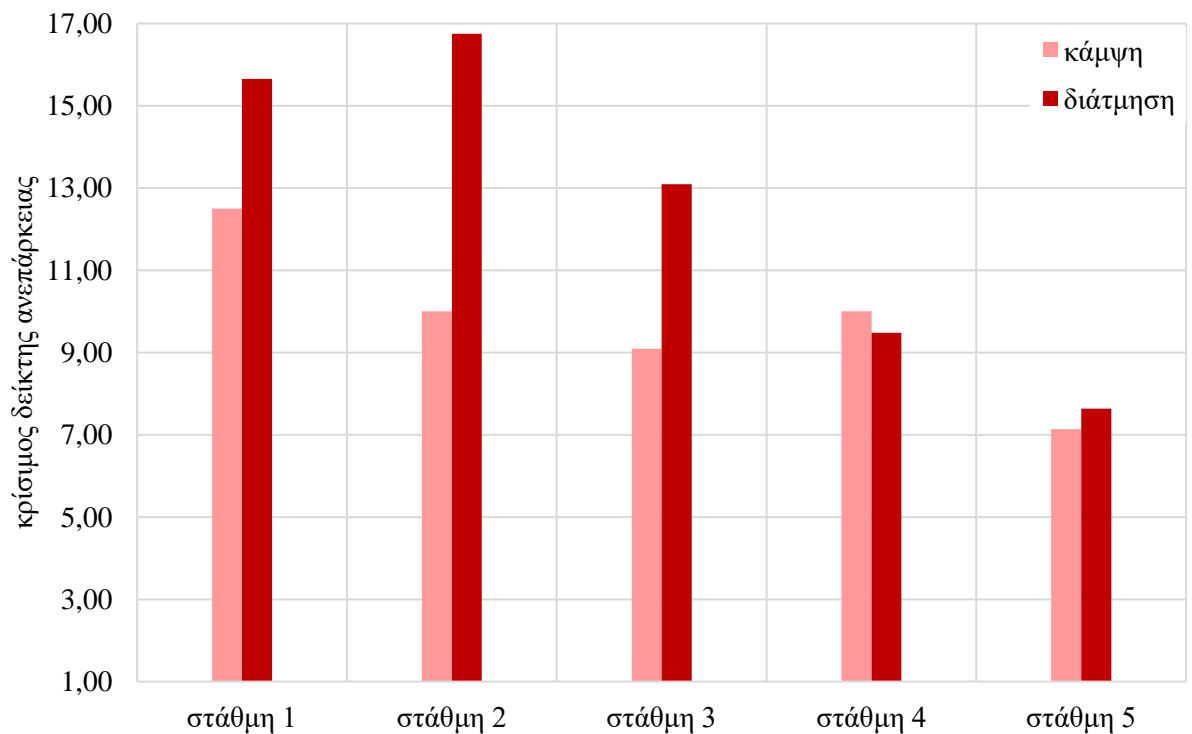


Σχήμα 5. 27 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στη Στάθμη 5, με τοιχοποιίες

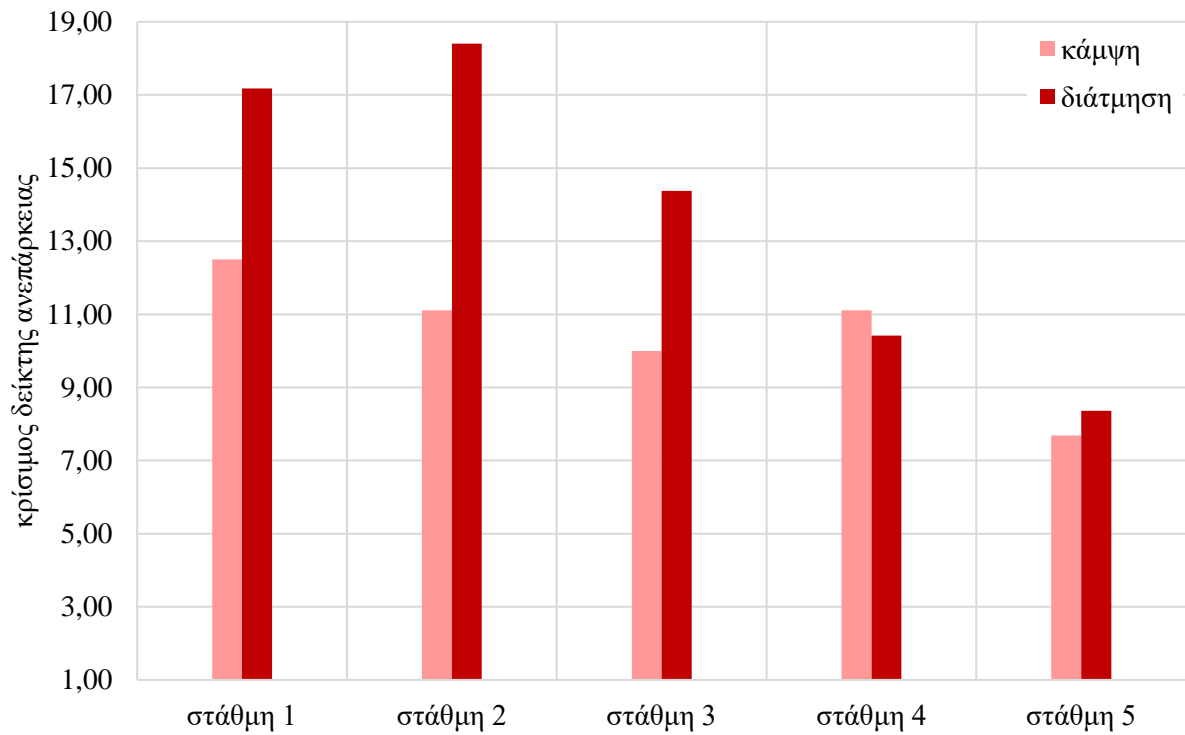


Σχήμα 5. 28 Λόγοι ανεπάρκειας δοκών στη Στάθμη 5, με τοιχοποιίες

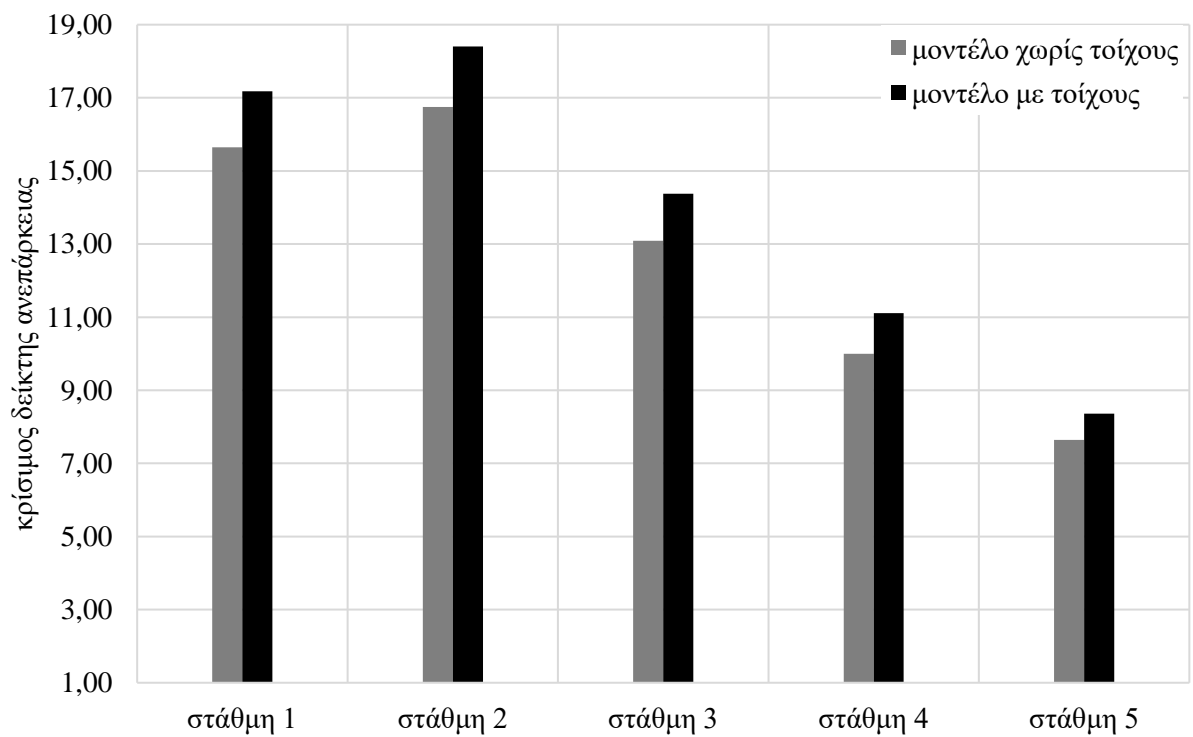
5.2.3 Κρίσιμοι λόγοι ανεπάρκειας



Σχήμα 5. 29 Κρίσιμος δείκτης ανεπάρκειας ανά στάθμη στο μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες



Σχήμα 5. 30 Κρίσιμος δείκτης ανεπάρκειας ανά στάθμη στο μοντέλο με τοιχοποιίες

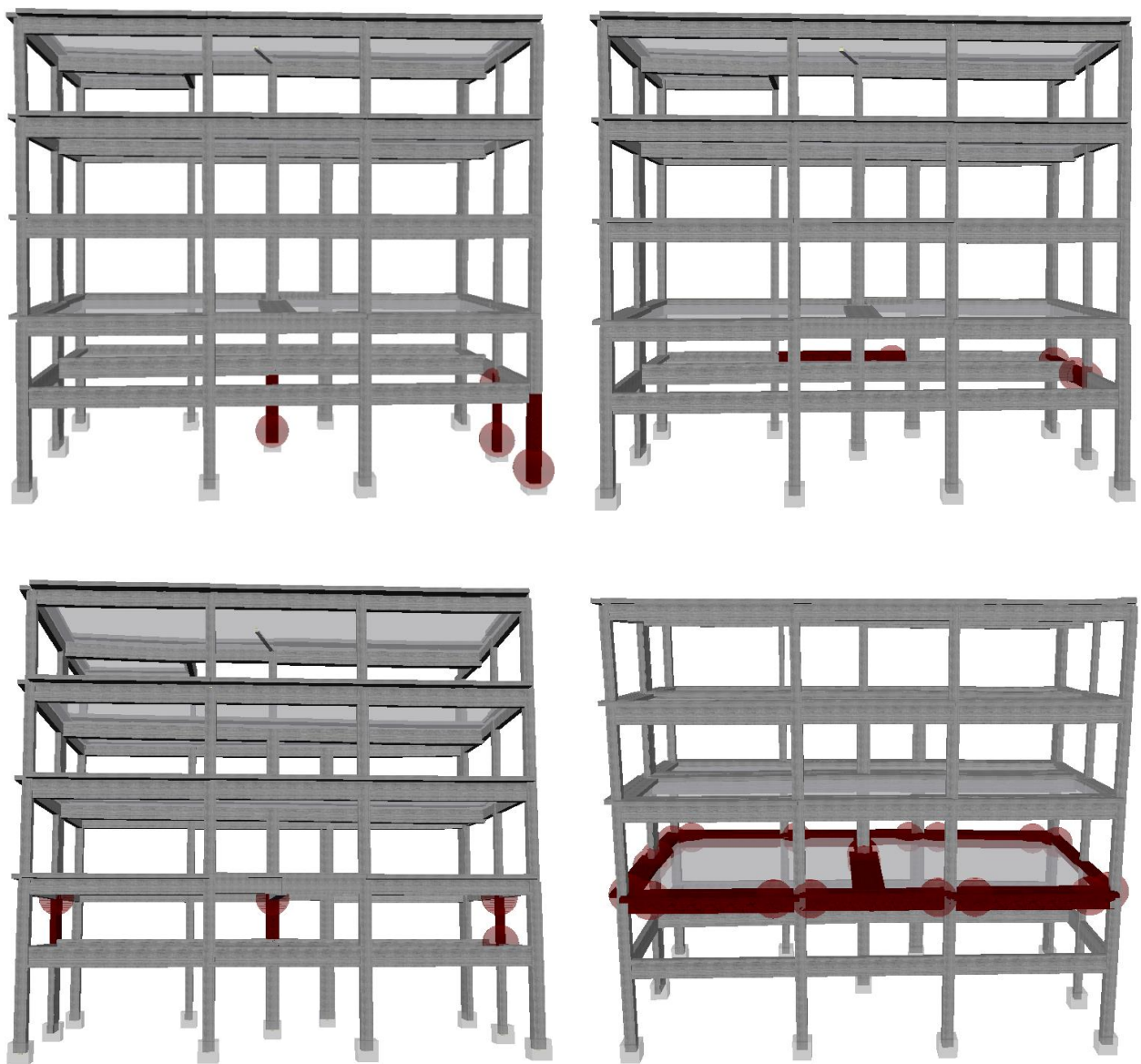


Σχήμα 5. 31 Σύγκριση κρίσιμων λόγων ανεπάρκειας

5.3 Αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας

Στις επόμενες υποενότητες παρουσιάζονται εικόνες (Σχήματα 5.32 – 5.45) από το πρόγραμμα, με τα αποτελέσματα των αναλύσεων, δηλαδή με τις βλάβες των δομικών στοιχείων που υποδεικνύονται. Η απεικόνιση των βλαβών είναι χρωματική, όσο αφορά τους ελέγχους με τους συντελεστές ασφαλείας με σκούρο κόκκινο περιγράφεται η διατμητική αστοχία και στους ελέγχους χωρίς συντελεστές ασφαλείας με κίτρινο περιγράφεται η διαρροή στροφής χορδής, με πορτοκαλί η αστοχία λόγω στροφής χορδής και με κόκκινο η διατμητική αστοχία. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται σε πίνακες (Πίνακες 5.11 – 5.13) οι πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργήθηκαν στα δομικά στοιχεία του ισογείου και παταριού («Στάθμη 1» και «Στάθμη 2»), με και χωρίς τοιχοποιίες και για τις δύο κατηγορίες ελέγχων.

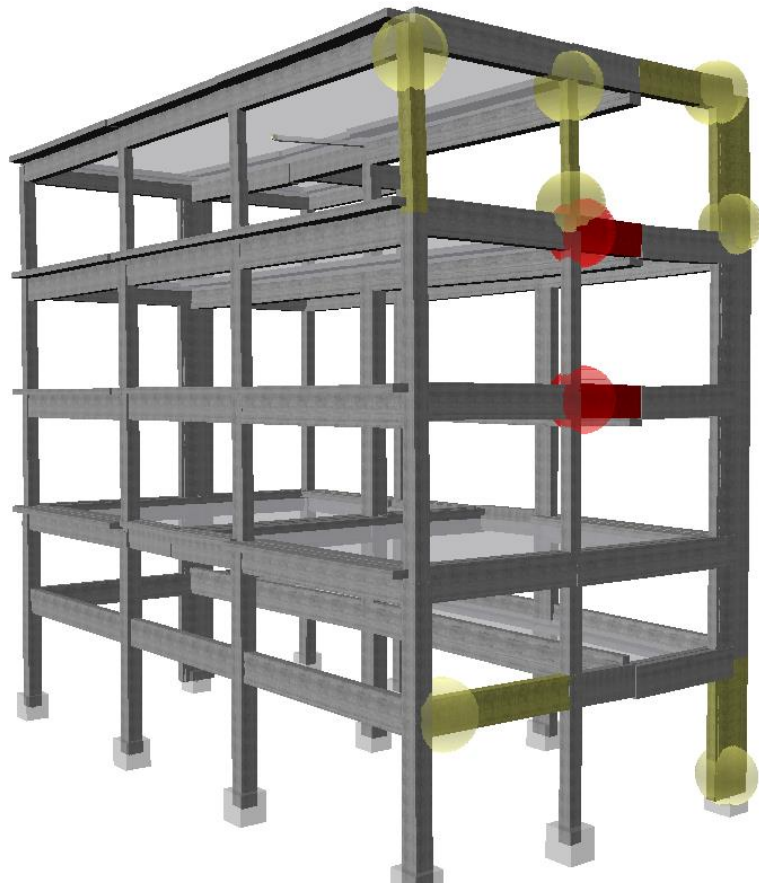
5.3.1 Χρονοϊστορία από Κ.Ε.Δ.Ε.



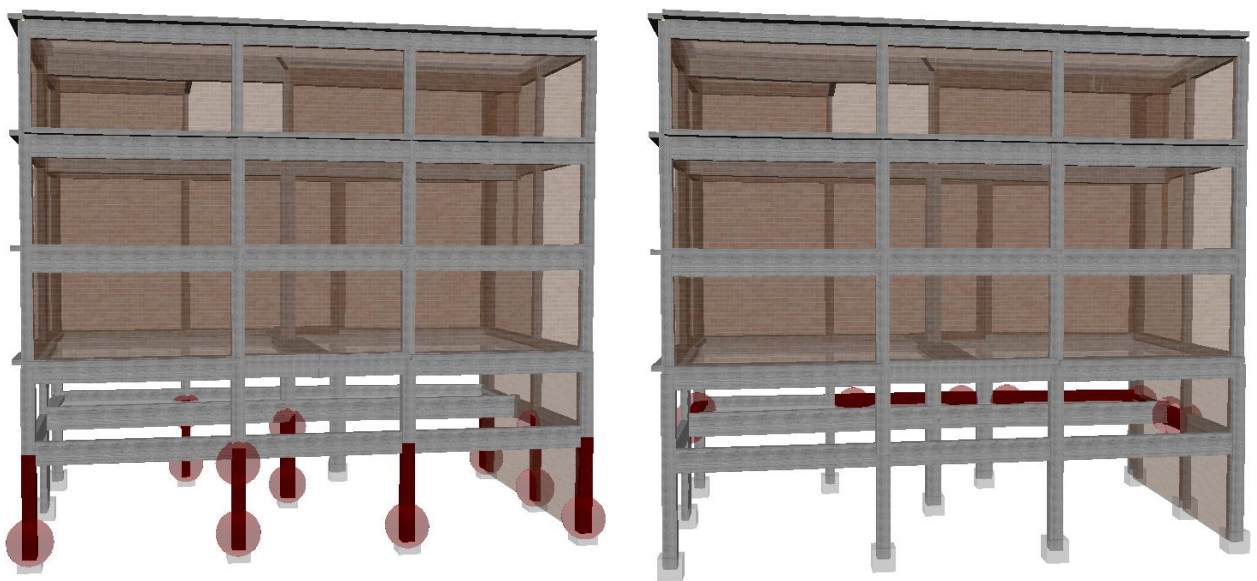
Σχήμα 5. 32 Μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Κ.Ε.Δ.Ε. (α)



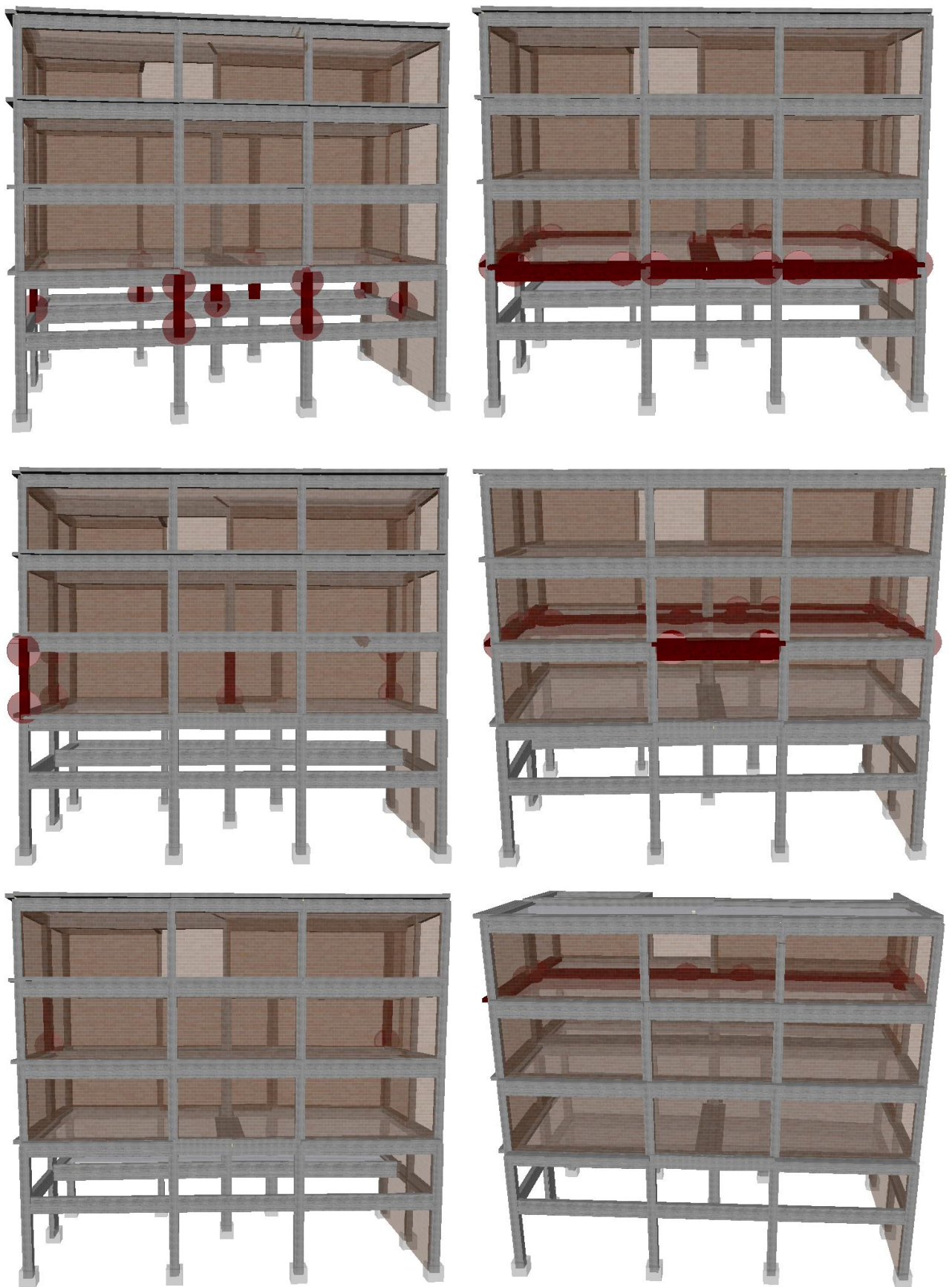
Σχήμα 5. 33 Μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Κ.Ε.Δ.Ε. (β)



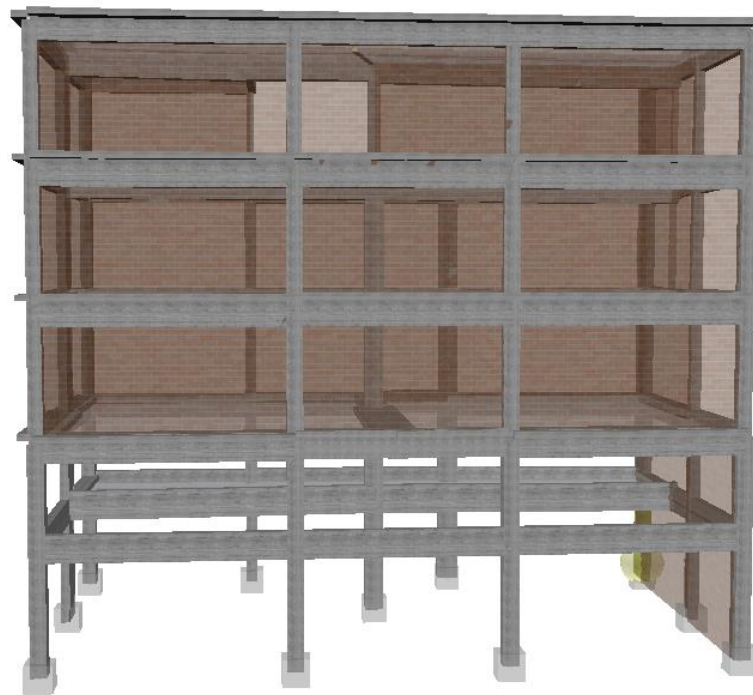
Σχήμα 5. 34 Μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Κ.Ε.Δ.Ε. (γ)



Σχήμα 5. 35 Μοντέλο με τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Κ.Ε.Δ.Ε. (α)



Σχήμα 5. 36 Μοντέλο με τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Κ.Ε.Δ.Ε. (β)



Σχήμα 5. 37 Μοντέλο με τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Κ.Ε.Δ.Ε. (γ)

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ					
ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΟΙΗΣ	ΝΑΙ			ΌΧΙ	
	Δομικό Στοιχείο	Διατηρητική Αντοχή	Πλαστικές Αρθρώσεις	Διαρροή Στροφής Χορδής	Πλαστικές Αρθρώσεις
ΣΤΑΘΜΗ 1	K1	✓	1		
	K2	✓	2		
	K3	✓	1		
	K4	✓	1		
	K10	✓	2		
	K11	✓	2		
	K19	✓	2		
	T21	✓	2	✓	1
	Δ9	✓	2		
	Δ16	✓	3		
	Δ37	✓	2		
Δ38	✓	2			
ΣΤΑΘΜΗ 2	K2	✓	2		
	K3	✓	2		
	T9	✓	2		
	K10	✓	2		
	K11	✓	2		
	K19	✓	2		
	T21	✓	1		
ΣΥΝΟΛΟ		35	ΣΥΝΟΛΟ	1	

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ					
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΗΣ	ΝΑΙ			ΌΧΙ	
	Δομικό Στοιχείο	Διατηρητική Αντοχή	Πλαστικές Αρθρώσεις	Διαρροή Στροφής Χορδής	Πλαστικές Αρθρώσεις
ΣΤΑΘΜΗ 1	K1				
	K2				
	K3				
	K4	✓	1		
	K10	✓	1		
	K11	✓	2		
	K19				
	T21			✓	1
	Δ9				
	Δ16	✓	3		
	Δ37	✓	1		
Δ38					
ΣΤΑΘΜΗ 2	K2				
	K3				
	T9	✓	1		
	K10	✓	1		
	K11	✓	2		
	K19				
	T21				
ΣΥΝΟΛΟ		12	ΣΥΝΟΛΟ	1	

Πίνακας 5. 11 Βλάβες μοντέλου με επιταχυνσιογράφο στο Κ.Ε.Δ.Ε.

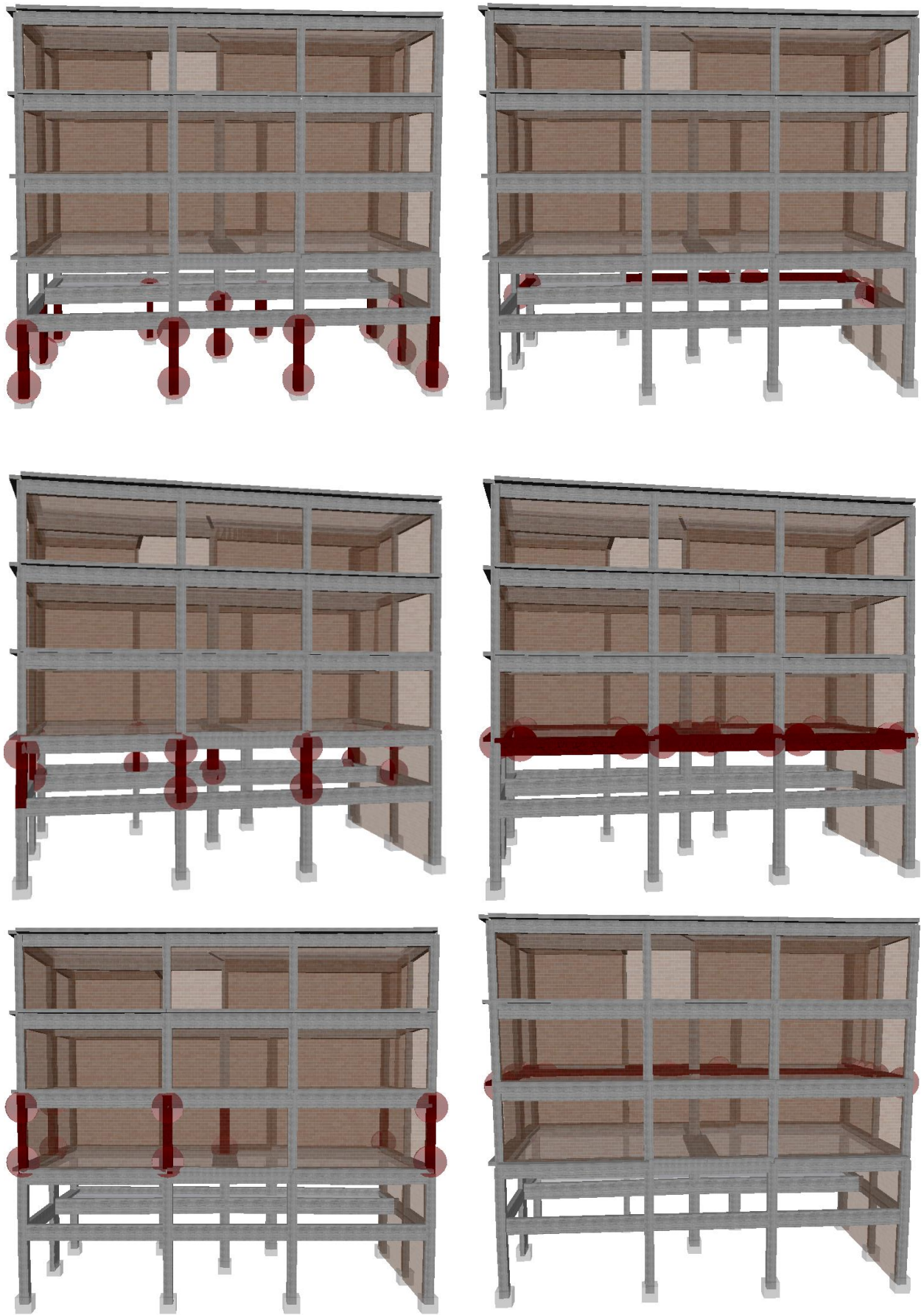
5.3.2 Χρονοϊστορία από Σεπόλια



Σχήμα 5. 38 Μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στα Σεπόλια (α)



Σχήμα 5. 39 Μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στα Σεπόλια (β)



Σχήμα 5. 40 Μοντέλο με τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στα Σεπόλια (α)



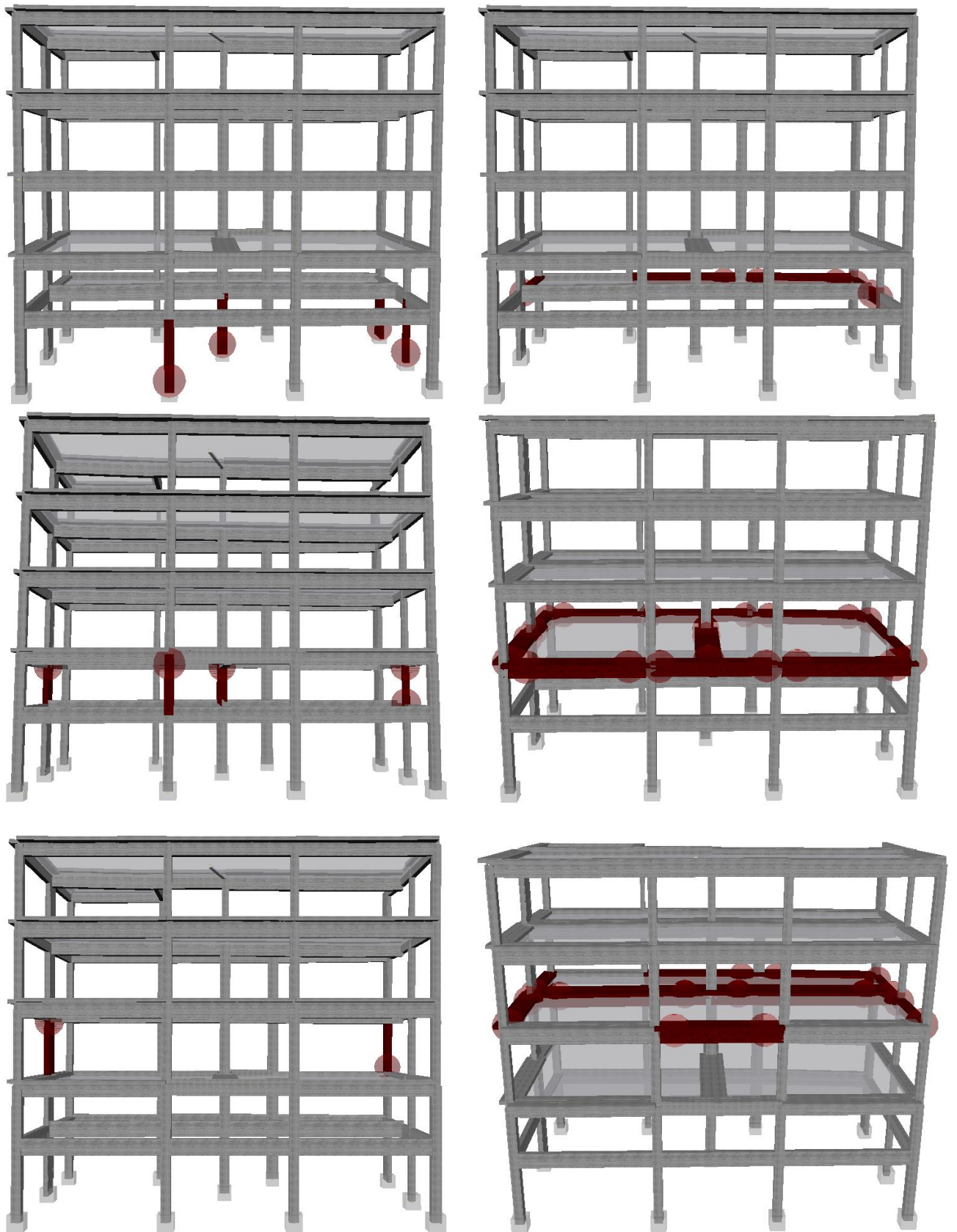
Σχήμα 5. 41 Μοντέλο με τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στα Σεπόλια (β)

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ					
ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΟΙΗΣ	ΝΑΙ			ΌΧΙ	
	Δομικό Στοιχείο	Διατηρητική Αντοχή	Πλαστικές Αρθρώσεις	Διαρροή Στροφής Χορδής	Πλαστικές Αρθρώσεις
ΣΤΑΘΜΗ 1	K1	✓	2		
	K2	✓	2		
	K3	✓	2		
	K4	✓	1		
	T9	✓	1	✓	1
	K10	✓	2		
	K11	✓	2		
	K18	✓	1		
	K19	✓	2		
	K20	✓	1		
	T21	✓	1	✓	1
	Δ1			✓	1
	Δ2			✓	1
	Δ3			✓	1
	Δ8			✓	1
	Δ9	✓	2		
	Δ15			✓	1
	Δ16	✓	4		
	Δ37	✓	1		
Δ38	✓	1			
ΣΤΑΘΜΗ 2	K1	✓	1		
	K2	✓	2		
	K3	✓	2		
	K4				
	T9	✓	2		
	K10	✓	2		
	K11	✓	2		
	K18				
	K19	✓	2		
	T21	✓	2		
ΣΥΝΟΛΟ		40	ΣΥΝΟΛΟ	7	

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ					
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΗΣ	ΝΑΙ			ΌΧΙ	
	Δομικό Στοιχείο	Διατηρητική Αντοχή	Πλαστικές Αρθρώσεις	Διαρροή Στροφής Χορδής	Πλαστικές Αρθρώσεις
ΣΤΑΘΜΗ 1	K1	✓	1		
	K2	✓	1		
	K3	✓	1		
	K4	✓	1		
	T9	✓	1	✓	1
	K10	✓	2		
	K11	✓	2		
	K18				
	K19				
	K20				
	T21	✓	2	✓	
	Δ1				
	Δ2				
	Δ3				
	Δ8				
	Δ9	✓	2		
	Δ15			✓	1
	Δ16	✓	3		
	Δ37	✓	1		
Δ38					
ΣΤΑΘΜΗ 2	K1				
	K2				
	K3	✓	1		
	K4	✓	1		
	T9	✓	2		
	K10				
	K11	✓	2		
	K18	✓	1		
	K19				
	T21	✓	2		
ΣΥΝΟΛΟ		26	ΣΥΝΟΛΟ	2	

Πίνακας 5. 12 Βλάβες μοντέλου με επιταχυνσιογράφο στα Σεπόλια

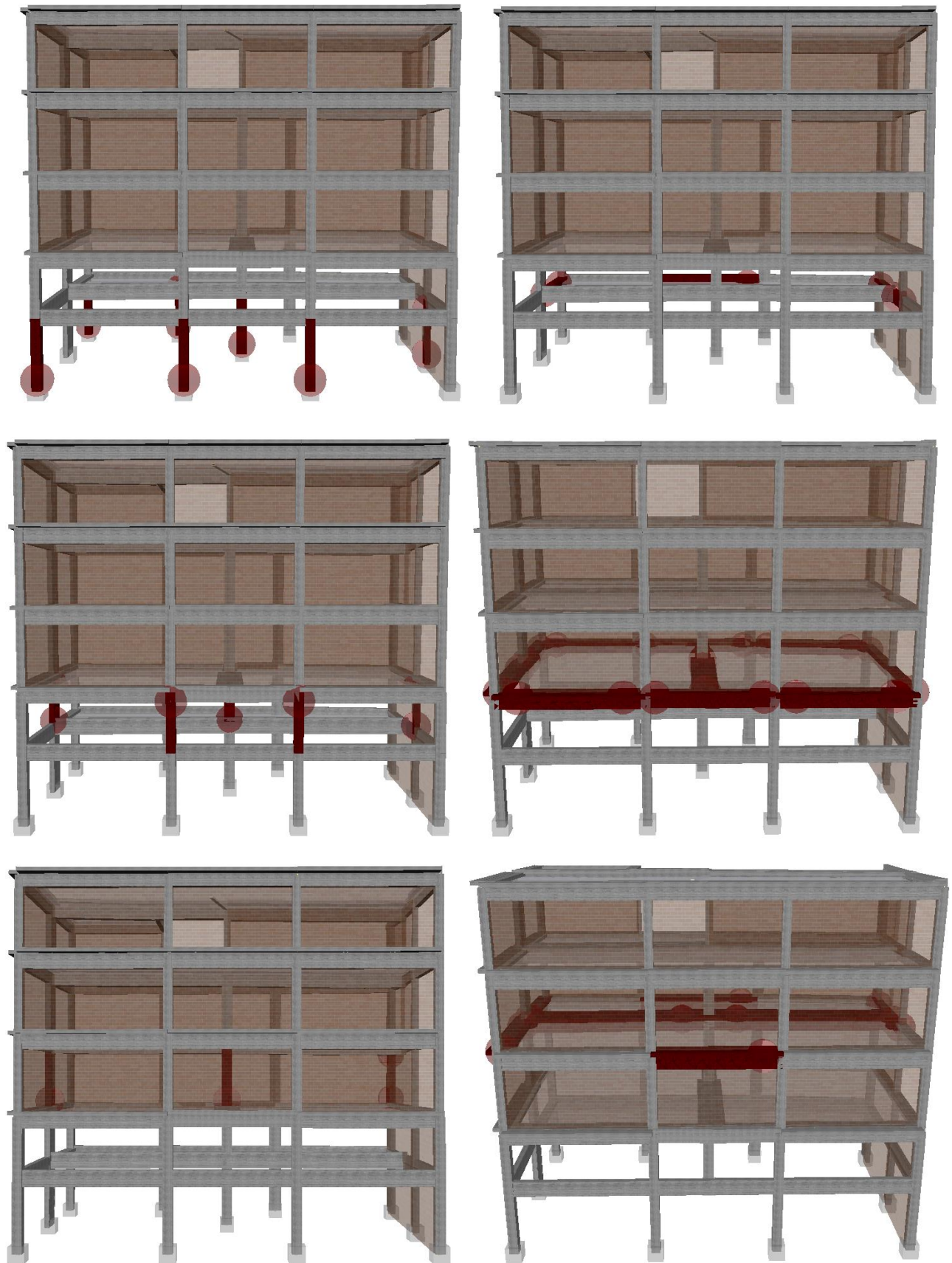
5.3.3 Χρονοϊστορία από Σύνταγμα



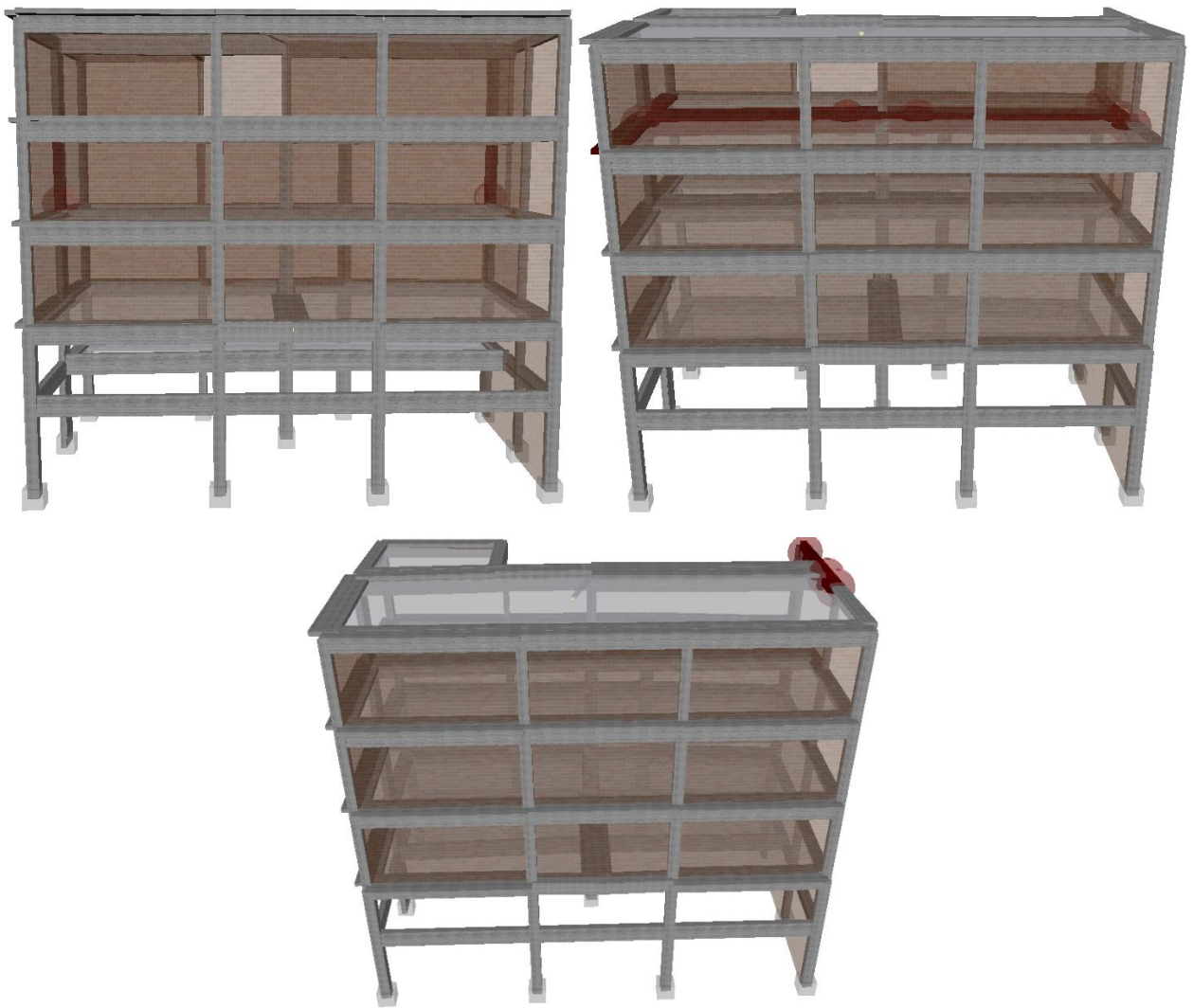
Σχήμα 5. 42 Μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Σύνταγμα (α)



Σχήμα 5. 43 Μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Σύνταγμα (β)



Σχήμα 5. 44 Μοντέλο με τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Σύνταγμα (α)



Σχήμα 5. 45 Μοντέλο με τοιχοποιίες, με επιταχυνσιογράφο στο Σύνταγμα (β)

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ					
ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΟΙΗΣ	ΝΑΙ			ΟΧΙ	
	Δομικό Στοιχείο	Διατηρητική Αντοχή	Πλαστικές Αρθρώσεις	Διαρροή Στροφής Χορδής	Πλαστικές Αρθρώσεις
ΣΤΑΘΜΗ 1	K1	✓	1		
	K2	✓	1		
	K3	✓	1		
	K10	✓	1		
	K11	✓	2		
	K18	✓	1		
	K19	✓	2		
	T21				
	Δ9	✓	2		
	Δ16	✓	3		
	Δ37	✓	1		
	Δ38				
ΣΤΑΘΜΗ 2	K2	✓	1		
	K3	✓	1		
	T9				
	K10	✓	2		
	K11	✓	2		
	T21	✓	2		
ΣΥΝΟΛΟ			23	ΣΥΝΟΛΟ	0

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ					
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΗΣ	ΝΑΙ			ΟΧΙ	
	Δομικό Στοιχείο	Διατηρητική Αντοχή	Πλαστικές Αρθρώσεις	Διαρροή Στροφής Χορδής	Πλαστικές Αρθρώσεις
ΣΤΑΘΜΗ 1	K1				
	K2	✓	1		
	K3				
	K10	✓	1		
	K11	✓	1		
	K18				
	K19				
	T21	✓	1	✓	1
	Δ9	✓	1		
	Δ16	✓	3		
	Δ37	✓	1		
	Δ38	✓	2		
ΣΤΑΘΜΗ 2	K2	✓	1		
	K3				
	T9	✓	1		
	K10	✓	1		
	K11	✓	2		
	T21				
ΣΥΝΟΛΟ			16	ΣΥΝΟΛΟ	1

Πίνακας 5. 13 Βλάβες μοντέλου με επιταχυνσιογράφο στο Σύνταγμα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΜΕΛΕΤΗΣ

Στατική ανελαστική ανάλυση

✚ Η ύπαρξη της τοιχοποιίας κάνει το κτίριο δύσκαμπτο, έτσι:

1. περιορίζονται οι πλαστικές αρθρώσεις στο ισόγειο – πατάρι. Συγκεκριμένα, στη διεύθυνση X στη στάθμη «Σημαντικές Βλάβες» στο μοντέλο με τις τοιχοποιίες διαρρέουν τα περισσότερα στοιχεία του ισογείου – παταριού και αστοχούν μόνο δύο υποστυλώματα στο ισόγειο, ενώ στο μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες διαρρέουν δύο υποστυλώματα του Α' ορόφου. Στην διεύθυνση Y στη στάθμη «Σημαντικές Βλάβες» στο μοντέλο με τις τοιχοποιίες διαρρέουν πάλι τα περισσότερα στοιχεία του ισογείου – παταριού, ενώ στο μοντέλο χωρίς τοιχοποιίες διαρρέουν ορισμένα υποστυλώματα στους επόμενους ορόφους.
2. δημιουργούνται μικρότερες μετακινήσεις.

"Σημαντικές Βλάβες" κατά X		
	Στοχευόμενη Μετακίνηση (cm)	Τέμνουσα Βάσης (kN)
Χωρίς Τοιχοποιίες	16,3	861
Με Τοιχοποιίες	15,0	781
"Σημαντικές Βλάβες" κατά Y		
	Στοχευόμενη Μετακίνηση (cm)	Τέμνουσα Βάσης (kN)
Χωρίς Τοιχοποιίες	16,4	1056
Με Τοιχοποιίες	14,8	1326

Υπάρχει μια διαφοροποίηση στην κατανομή των τοίχων στο ισόγειο – πατάρι. Στην διεύθυνση X δεν υπάρχουν καθόλου τοίχοι πλήρωσης, ενώ στην διεύθυνση Y υπάρχουν στο σημείο που χωρίζει το κτίριο της μελέτης από το κλιμακοστάσιο. Επομένως, λόγω δυσκαμψίας στη μία πλευρά του κτιρίου αλλάζει έντονα η καμπύλη pushover στη διεύθυνση Y στο μοντέλο με τοιχοποιίες, δηλαδή επιτυγχάνεται μικρότερη στοχευόμενη μετακίνηση αλλά με μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης από το μοντέλο χωρίς τοίχους πλήρωσης.

Δυναμική φασματική ανάλυση

✚ Η απουσία τοιχοποιίας στο ισόγειο – πατάρι και η ύπαρξή της στο υπόλοιπο μοντέλο δημιουργεί ανεπάρκεια λόγω διάτμησης στο ισόγειο και στο πατάρι.

Δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

- ✚ Στις δυναμικές αναλύσεις και στα δύο μοντέλα οι βλάβες εμφανίστηκαν σε όλο το κτίριο, με την κύρια διαφορά ότι στο μοντέλο με τις τοιχοποιίες συγκεντρώθηκαν περισσότερες στο ισόγειο – πατάρι. Συγκεκριμένα στο μοντέλο με τις τοιχοποιίες δημιουργήθηκαν πλαστικές αρθρώσεις και στα δύο άκρα των υποστυλωμάτων, ενώ στα μοντέλα χωρίς τοιχοποιίες εμφανίστηκαν πλαστικές αρθρώσεις μόνο στη βάση των υποστυλωμάτων, το οποίο οφείλεται στο γεγονός ότι αγνοήθηκαν οι συνθήκες του εδάφους (άπειρη δυσκαμψία εδάφους και εύκαμπτο κτίριο) και το κτίριο θεωρήθηκε πακτωμένο.

Συμπεράσματα

- ✚ Η ύπαρξη/απουσία τοιχοποιίας επηρεάζει την έκταση των βλαβών καθώς και τα σημεία των δομικών στοιχείων που θα δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις, ανάλογα πάντα με την δυσκαμψία μεταξύ των ορόφων.
- ✚ Το κτίριο υποφέρει από διάτμηση, η οποία επικεντρώνεται στο ισόγειο και στο πατάρι.
- ✚ Τα αποτελέσματα της ανάλυσης με την περιστραμμένη μέτρηση των Σεπολίων περιγράφουν καλύτερα τις πραγματικές βλάβες της οικοδομής. Η πραγματική αντοχή του φέροντος οργανισμού βρίσκεται μεταξύ της χρήσης συντελεστών ασφαλείας και μη.
- ✚ Εν τέλει οι πραγματικές βλάβες του κτιρίου ήταν οι αναμενόμενες εξαιτίας του φαινομένου του «μαλακού ορόφου».

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] «Όργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας Ο.Α.Σ.Π.» [Ηλεκτρονικό]. Available: <https://www.oasp.gr/node/207>.
- [2] "Earthquakes," [Online]. Available: Earthquakes.gr.
- [3] Θ. Γραμμένου, Β. Καραλά, Δ. Μπισκίνης, Γ. Ρουπακιάς και Κ. Σακκάς, «Γενικά στοιχεία για το σεισμό της Πάρνηθας (Σεπτέμβριος 1999) και γενικά χαρακτηριστικά της έρευνας στη μεταμόρφωση,» σε *6ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών*, 2000.
- [4] Γ. Α. Παπαδόπουλος, Α. Γκανάς και Σ. Παυλίδης, «Ενόργανες και υπαίθριες παρατηρήσεις για το καθορισμό της σεισμογόνου δομής του σεισμού της 7ης Σεπτεμβρίου 1999 στην Αθήνα,» σε *9ο Διεθνές Συνέδριο της Ελληνικής Γεωλογικής Εταιρίας*, Αθήνα, 2001.
- [5] Συνοπτική Τελική Έκθεση Ερευνητικού Προγράμματος: Εκτίμηση των χαρακτηριστικών της ισχυρής σεισμικής κίνησης στην πλειόσειστη περιοχή του σεισμού της 7-9-1999 στη ΒΔ Αττική και η συμβολή τους στον αντισεισμικό σχεδιασμό της ευρύτερης περιοχής, Αθήνα: Κ. Μακρόπουλος (συντονιστής), 2004.
- [6] Γ. Γκαζέτας, Γ. Μπουκοβάλας, Ι. Πρωτονοτάριος, Α. Παπαδημητρίου, Π. Ψαρρόπουλος, Ν. Γερόλυμος, Α. Αντωνίου, Γ. Κουρετζής και Π. Κάλλου, Μελέτη του Σεισμού της Αθήνας της 7-9-99: Υπολογιστική εκτίμηση των επιταχύνσεων στις πλειόσειστες περιοχές, Αθήνα: ΤΕΕ, 2002.
- [7] "UCGS National Earthquake Information Center," [Online]. Available: <https://earthquake.usgs.gov/>.
- [8] Ε. Γκζίκη, Οι σεισμοί της Αθήνας του 1981 και του 1999: Συγκριτική ανάλυση και συμπεράσματα από τη συμπεριφορά των κατασκευών στα δύο σεισμικά γεγονότα, ΤΕΙ Πειραιά: Πτυχιακή Εργασία, 2013.
- [9] Π. Κυριάκου, Ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, ΤΕΙ Κύπρου: Πτυχιακή Διατριβή, 2016.
- [10] Σ. Δρίτσος, Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Πάτρα, 2005.
- [11] Σ. Καΐρης και Α. Χατζηβασιλειάδης, «Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος,» σε *14ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών*, Πάτρα, 2008.
- [12] Ε. Χασάπης και Α. Χριστάκη, «Βλάβες από σεισμό και τρόποι επέμβασης σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα,» σε *6ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών*, 2000.
- [13] Γ. Παναγόπουλος, Επισκευές - Ενισχύσεις Υφιστάμενων Κτιρίων (Παρουσίαση Μαθήματος), ΤΕΙ Σερρών.
- [14] Δ. Δ. Χιώτης, Ενίσχυση δομικών μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα και φέρουσα τοιχοποιία με ινοπλισμένα πολυμερή, ΕΜΠ: Μεταπτυχιακή Εργασία, 2012.
- [15] Δ. Νικολόπουλος, Τεχνολογία επεμβάσεων ενίσχυσης κτιρίων ωπλισμένου σκυροδέματος για σεισμικά φορτία, ΤΕΙ Πειραιά: Πτυχιακή Εργασία, 2013.
- [16] H. Bachmann, Seismic Conceptual Design of Buildings - Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities, Zurich, 2002.
- [17] Κ. Αναγνωστόπουλος, «Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς σε κτίριο με pilotis και ενίσχυση αυτής με περιμετρικά τοιχώματα,» σε *15ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών*, Πάτρα, 2009.
- [18] Κ. Σπανός, «Αστοχία Κοντών Υποστυλωμάτων - Μέθοδοι Ενίσχυσης,» σε *14ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών*, Πάτρα, 2008.
- [19] S. E. Dritsos (Ed.), J. Moseley, A. Lampropoulos, E. Apostolidi and C. Giarlelis, Characteristic Seismic Failures of Buildings, International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), 2019.

- [20] ΡΑΦ Στατικές Μελέτες Κτιρίων: Εγχειρίδιο Τεκμηρίωσης ΟΣΚ, Αθήνα: Τεχνικός Οίκος Λογισμικού ΤΟΛ, 2009.
- [21] Σ. Γ. Τσουκαντάς, Γ. Ε. Σκούρας, Α. Χ. Νικολάου και Χ. Δ. Παλόγου, «Διερεύνηση που αφορά στα κοντά υποστυλώματα κατά τον σχεδιασμό των κατασκευών, σύμφωνα με τις νέες διατάξεις του ΕΚΩΣ 2000(§18.4.9),» σε *15ο Συνέδριο Σκυροδέματος*, Αλεξανδρούπολη, 2006.
- [22] C. Giarlelis, C. Kostikas and A. Plakas, The seismic behavior of a multi-storey R/C building, Athens: fib 2003 symposium: "Concrete Structures In Seismic Regions".
- [23] B. Yön, E. Sayin and O. Onat, Earthquakes - Tectonics, Hazard and Risk Mitigation, vol. Earthquakes and structural damages, INTECH, 2017.
- [24] N. Wongpakdee and S. Leelataviwat, Journal of structural engineering, Vols. Influence of Column Strength and Stiffness on the Inelastic Behavior of Strong-Column-Weak-Beam Frames, Bangkok: ASCE, 2017.
- [25] Κανονισμός Επεμβάσεων, 2η Αναθεώρηση, Αθήνα: Ο.Α.Σ.Π., 2017.
- [26] M. A. C. Debasish Sen, An Investigation to the Influence of Cracked Moment of Inertia on Building's Seismic Performance in the Light of Pushover Analysis, vol. 3, Dhaka, 2016, pp. 1594-1604.
- [27] Seismostruct 2018, User Manual, Pavia, Italy: Seismosoft.
- [28] Π. Μανικας, Βλάβες σε δομικά και μη δομικά στοιχεία από σεισμό. Τύποι και παράγοντες που επηρεάζουν τα κτίρια, 2018.
- [29] Αντισεισμικός Κανονισμός (Β.Δ. 1959), Αθήνα: ΦΕΚ 36Α/26-02-1959.
- [30] Κανονισμός Φορτίσεων Δομικών Έργων (Β.Δ. 1945), Αθήνα: ΦΕΚ 171Α/16-05-1946.
- [31] Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (Β.Δ. 1954), Αθήνα: ΦΕΚ 160Α/26-07-1954.
- [32] G. Gazetas, P. V. Kallou and P. N. Psarropoulos, Topography and Soil Effects in the MS 5.9 Parnitha (Athens) Earthquake: The Case of Adámes, Kluwer Academic Publishers, 2002.
- [33] Α. Κ. Ελευθεριάδου και Α. Ι. Καραμπίνης, «Αποτίμηση της Σεισμικής Τρωτότητας με Μητρώα Πιθανότητας Βλάβης,» σε *3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας*, Αθήνα, 2008.
- [34] K. D. Tsavdaridis and T. Papadopoulos, A FE parametric study of rws beam-to-column bolted connections with cellular beams, UK: Research Gate, 2015.
- [35] 3DR.STRAD. User Manual, Chalandri, Greece: 3DR Engineering Software.
- [36] Χ. Γ. Καρβέλας, «Ενίσχυση κοντών υποστυλωμάτων με σύνθετα υλικά,» σε *17ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών*, Πάτρα, 2011.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

	Αρχική μελέτη	Μοντέλο	
		fck (Μpa)	E (Gpa)
Σκυρόδεμα	B225	14,64	26,88

	Αρχική μελέτη	Μοντέλο	
		fyk (Μpa)	E (Gpa)
Χάλυβας	StIII	460	200

	Αρχική μελέτη	Μοντέλο	
		fm (Μpa)	Em (Gpa)
Τοιχοποιία	-	1	1,6

Πίνακας 1 Αντοχές υλικών μοντέλου

ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΙΣΟΓΕΙΟ - ΠΑΤΑΡΙ	Α - Β ΟΡΟΦΟΙ	Γ ΟΡΟΦΟΣ
K1	4Ø20	4Ø20	4Ø20
	35X35	30X30	30X30
K2	4Ø14	4Ø14	4Ø14
	20X100	20X100	20X100
K3	4Ø20	4Ø20	4Ø20
	35X35	30X30	30X30
K4	4Ø16	4Ø14	4Ø14
	30X30	30X25	20X20
K5	6Ø16	6Ø14	-
	55X25	50X20	
K6	4Ø20	4Ø20	4Ø14
	20X100	20X100	20X100
K7	4Ø14	4Ø14	4Ø12
	25X30	25X25	20X25
K8	4Ø20	4Ø20	4Ø20
	35X35	30X30	30X30
K9	4Ø18	6Ø14	4Ø14
	35X35	35X25	30X20
K10	4Ø18	4Ø18	4Ø14
	35X35	35X35	30X20
K11	8Ø16	4Ø18	4Ø16
	45X40	35X30	30X30

Πίνακας 2 Διατομές και οπλισμοί υποστυλομάτων ανά όροφο

ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΙΣΟΓΕΙΟ	ΠΑΤΑΡΙ	Α - Β ΟΡΟΦΟΙ	Γ ΟΡΟΦΟΣ
Δ1	5Ø12 25/60	4Ø10 20/60	5Ø14 20/70	5Ø14 20/60
[K2]	1Ø10 + 1Ø12	-	1Ø10 + 2Ø12	1Ø14
Δ2	5Ø14 25/60	4Ø10 20/60	4Ø10 20/70	4Ø10 20/60
[K3]	1Ø12 + 2Ø10	-	1Ø14 + 1Ø10	1Ø12
Δ3	5Ø12 25/60	4Ø10 20/60	5Ø14 20/70	5Ø12 20/60
[K4]	-	-	-	1Ø14
Δ8	4Ø10 20/60	4Ø10 20/60	5Ø10 20/60	5Ø10 20/60
[T9]	1Ø12 + 2Ø10	1Ø10	3Ø10	1Ø12
Δ9	4Ø10 20/60	4Ø10 20/60	4Ø10 20/60	4Ø10 20/60
Δ10	5Ø16 30/60	5Ø12 20/70	5Ø18 35/70	5Ø16 30/75
[K10]	1Ø18	1Ø16	2Ø16	2Ø16
Δ11	4Ø10 30/60	5Ø12 20/70	5Ø18 35/70	5Ø16 30/75
Δ15	4Ø10 20/60	4Ø10 20/60	5Ø10 20/60	4Ø10 20/60
[K11]	1Ø10 + 1Ø12	-	1Ø10	-
Δ16	4Ø10 20/60	5Ø10 20/60	4Ø14 20/60	5Ø14 20/70
[T21]	-	1Ø14	1Ø18	-
Δ17	- -	- -	- -	4Ø12 20/60
Δ18	- -	- -	- -	5Ø14 20/60
Δ36	4Ø10 25/60	4Ø10 20/60	4Ø10 20/60	4Ø10 20/60
[K19]	1Ø10 + 1Ø12	1Ø10 + 2Ø12	1Ø10 + 1Ø12	-
Δ37	5Ø12 25/60	4Ø10 20/60	4Ø10 20/60	4Ø10 20/60
[K20]	1Ø14 + 1Ø10	1Ø12 + 2Ø10	1Ø14 + 2Ø10	-
Δ38	5Ø10 25/60	5Ø10 20/60	5Ø10 20/60	- -

Πίνακας 3 Διατομές και οπλισμοί δοκών ανά όροφο

ΣΤΟΙΧΕΙΑ	ΠΑΤΑΡΙ				ΙΣΟΓΕΙΟ			
	ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	ΤΟΙΧΟΙ	ΜΟΝΙΜΑ	ΚΙΝΗΤΑ	ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	ΤΟΙΧΟΙ	ΜΟΝΙΜΑ	ΚΙΝΗΤΑ
Δ1	-	-	-	-	-	8,60	-	-
Δ2	-	-	-	-	-	8,60	-	-
Δ3	-	-	-	-	-	8,60	-	-
Δ8	-	-	-	-	-	8,60	-	-
Δ9	-	-	-	-	-	8,60	-	-
Δ10	-	-	-	-	-	8,60	-	-
Δ11	-	-	-	-	-	-	-	-
Δ12	-	-	-	-	-	8,60	-	-
Δ15	-	6,40	-	-	-	8,60	-	-
Δ16	-	6,40	-	-	-	8,60	-	-
Δ36	-	6,40	-	-	-	8,60	-	-
Δ37	-	6,40	-	-	-	8,60	-	-
Δ38	-	6,40	-	-	-	8,60	-	-
Π1	-	-	-	-	0,80	-	0,80	5,00
Π2	0,80	-	0,80	2,00	0,80	0,10	0,90	2,00
Π3	-	-	-	-	0,80	0,30	1,10	2,00
Π4	-	-	-	-	0,80	-	0,80	5,00
Π6	-	-	-	-	0,80	-	0,80	5,00
Π9	-	-	-	-	-	-	-	-

Πίνακας 4 Φορτία δοκών (kN/m) & πλακών (kN/m²) (α)

ΣΤΟΙΧΕΙΑ	Α ΟΡΟΦΟΣ				Β ΟΡΟΦΟΣ				Γ ΟΡΟΦΟΣ			
	ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	ΤΟΙΧΟΙ	ΜΟΝΙΜΑ	ΚΙΝΗΤΑ	ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	ΤΟΙΧΟΙ	ΜΟΝΙΜΑ	ΚΙΝΗΤΑ	ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	ΤΟΙΧΟΙ	ΜΟΝΙΜΑ	ΚΙΝΗΤΑ
Δ1	-	8,60	-	-	-	8,50	-	-	-	3,60	-	-
Δ2	-	8,60	-	-	-	8,50	-	-	-	3,60	-	-
Δ3	-	8,60	-	-	-	8,50	-	-	-	3,60	-	-
Δ8	-	8,60	-	-	-	8,50	-	-	-	3,60	-	-
Δ9	-	8,60	-	-	-	8,50	-	-	-	3,60	-	-
Δ10	-	5,00	-	-	-	8,60	-	-	-	3,60	-	-
Δ11	-	8,60	-	-	-	8,60	-	-	-	3,60	-	-
Δ12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,60	-	-
Δ15	-	8,60	-	-	-	8,50	-	-	-	3,60	-	-
Δ16	-	8,60	-	-	-	8,50	-	-	-	3,60	-	-
Δ36	-	8,60	-	-	-	8,50	-	-	-	3,60	-	-
Δ37	-	8,60	-	-	-	8,50	-	-	-	3,60	-	-
Δ38	-	8,60	-	-	-	8,50	-	-	-	3,60	-	-
Π1	0,80	-	0,80	5,00	0,80	-	0,80	5,00	1,50	-	1,50	5,00
Π2	0,80	0,20	1,00	2,00	0,80	0,20	1,00	2,00	1,50	-	1,50	1,50
Π3	0,80	0,10	0,90	2,00	0,80	0,10	0,90	2,00	1,50	-	1,50	5,00
Π4	0,80	-	0,80	5,00	0,80	-	0,80	5,00	-	-	-	-
Π6	0,80	-	0,80	5,00	0,80	-	0,80	5,00	1,50	-	1,50	5,00
Π9	-	-	-	-	-	-	-	-	1,50	-	1,50	1,50

Πίνακας 5 Φορτία δοκών (kN/m) & πλακών (kN/m²) (β)

Eurocode 8, Part-3		ASCE 41-17	NTC-08	NTC-18	Greek Code	TBDY
Brittle Mechanisms, Existing Materials (Section 4.5.2 and Appendix 4.1)						
Partial Factor γ_c for concrete, Brittle mechanisms, Existing materials, High DRL						1,150
Partial Factor γ_s for steel, Brittle mechanisms, Existing materials, High DRL						1,050
Partial Factor γ_c for concrete, Brittle mechanisms, Existing materials, Satisfactory DRL						1,300
Partial Factor γ_s for steel, Brittle mechanisms, Existing materials, Satisfactory DRL						1,150
Partial Factor γ_c for concrete, Brittle mechanisms, Existing materials, Tolerable DRL						1,450
Partial Factor γ_s for steel, Brittle mechanisms, Existing materials, Tolerable DRL						1,250
Brittle Mechanisms, New Materials (Section 4.5.3.2, Table 4.3 and Appendix 4.1)						
Coefficient γ'_m/γ_m for Normal (standard) accessibility, Brittle mechanisms						1,050
Coefficient γ'_m/γ_m for Reduced accessibility, Brittle mechanisms						1,200
Ductile Mechanisms, Existing Materials (Section 4.5.3.3 and Appendix 4.1)						
Partial Factor γ'_m , Ductile mechanisms, New materials, High DRL						1,000
Partial Factor γ'_m , Ductile mechanisms, New materials, Satisfactory DRL						1,100
Partial Factor γ'_m , Ductile mechanisms, New materials, Tolerable DRL						1,200
Ductile Mechanisms, New Materials (Section 4.5.3.3 and Appendix 4.1)						
Coefficient γ'_m/γ_m for Normal (standard) accessibility, Ductile mechanisms						1,150
Coefficient γ'_m/γ_m for Reduced accessibility, Ductile mechanisms						1,250
Other Safety Factors						
Factor γ_{Rd} (Section 9.3.1 and Appendix 9A)						1,500
Factor γ_{Sd} , Intense and extensive damage and/or interventions (Section 4.5.1 and Table S4.2)						1,200
Factor γ_{Sd} , Light and local damage and/or interventions (Section 4.5.1 and Table S4.2)						1,100
Factor γ_{Sd} , Without damage and without interventions (Section 4.5.1 and Table S4.2)						1,000
Factor γ_{RD} for beam-column joints (Section 7.2.5)						1,200
Partial Factor γ_{fd} for fiber reinforced polymers, FRP (Section 8.2.2.2)						1,200
Calculation of Chord Rotation Capacity						
<input checked="" type="radio"/> From equation (Σ.8.α)		<input type="radio"/> From equation (Σ.8.β)				
Calculation of Sliding Shear Capacity for Walls						
<input checked="" type="radio"/> From equation (Γ.5)-(Γ.13)		<input type="radio"/> From equation (Γ.14)				

Σχήμα 1 Συντελεστές ασφαλείας KAN.EΠΕ. (SeismoStruct)