



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Αποτίμηση, Ενίσχυση και Αποκατάσταση σε Διατηρητέο Κτίριο



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Στυλιανή Ραφαέλλα Χ. Πιλαφά

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Συνεπιβλέπων: Ανδρέας Σπηλιόπουλος

Αθήνα, Μάρτιος 2020

ΕΜΚ ΔΕ 2020/10

Πιλαφά Σ.Ρ. Χ. (2020).
Αποτίμηση, Ενίσχυση και Αποκατάσταση σε Διατηρητέο Κτίριο
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020/10
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Pilafa S.R. C. (2020).
Assessment, Reinforcement and Rehabilitation in a Listed Building
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020/10
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	4
Abstract	5
Ευχαριστίες	6
1 Εισαγωγή	7
1.1 Γενικά	7
1.2 Στόχος της παρούσας εργασίας	7
1.3 Διάρθρωση της εργασίας	8
2 Παρουσίαση των Κανονισμών	9
2.1 Εισαγωγή	9
2.2 Ισχύοντες κανονισμοί για την περίοδο επεμβάσεων της κατασκευής	9
2.3 Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	10
2.3.1 Γενικά για τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.	10
2.3.2 Στόχοι σεισμικής ικανότητας και Στάθμες Επιτελεστικότητας φέροντος και μη-φέροντος οργανισμού	11
2.3.3 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.)	11
2.3.4 Συνεκτίμηση των τοιχοποιιών	13
2.3.5 Μέθοδος Ανάλυσης	13
2.3.6 Επιμέρους συντελεστές ασφάλειας	14
2.4 Ο ΕΚ8 Μέρος 3	15
2.4.1 Γενικά για τον ΕΚ8	15
2.4.2 Στόχοι σεισμικής ικανότητας και Στάθμες Επιτελεστικότητας φέροντος και μη-φέροντος οργανισμού	16
2.4.3 Επίπεδα γνώσης	17
2.4.4 Μέθοδοι ανάλυσης	18
2.5 Συμπεράσματα	18
3 Παρουσίαση του υπό μελέτη κτιρίου	20
3.1 Ιστορική αναδρομή του κτιρίου	20
3.2 Μορφή υφιστάμενου κτιρίου	22
3.3 Υφιστάμενα υλικά	24
3.3.1 Γενικά	24
3.3.2 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ποιοτικού ελέγχου υλικών	24
3.3.3 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα αποτύπωσης οπλισμού	25
3.4 Σχέδια αποτύπωσης Φέροντα Οργανισμού του κτιρίου	28
4 Οπτικός έλεγχος και εργαστηριακά δεδομένα	32
4.1 Εισαγωγή	32
4.2 Οπτικός έλεγχος	32
4.3 Εργαστηριακά δεδομένα	35
4.3.1 Πυρηνοληψία	35
4.3.2 Μέθοδος κρουσιμέτρου	38
4.3.3 Μέθοδος μεταβολής ηλεκτρομαγνητικού πεδίου	43
5 Αποτίμηση	47
5.1 Προσομοίωση του κτιρίου	47
5.2 Υλικά προσομοιώματος	50
5.2.1 Σκυρόδεμα	51
5.2.2 Κατασκευαστικός Χάλυβας	52

5.2.3	Χάλυβας οπλισμού.....	52
5.2.4	Φέρουσα Τοιχοποιία.....	53
5.3	Διατομές στοιχείων φέροντος οργανισμού.....	53
5.3.1	Υποστυλώματα.....	53
5.3.2	Δοκοί.....	54
5.3.3	Μεταλλικές δοκοί.....	55
5.3.4	Πλάκες.....	56
5.3.5	Φέρουσα τοιχοποιία.....	57
5.3.6	Τοιχοποιίες πλήρωσης.....	58
5.3.7	Θεμελίωση.....	58
5.4	Το υπολογιστικό προσομοίωμα στο πρόγραμμα Sofistik.....	62
5.5	Φορτία.....	68
5.5.1	Μόνιμες δράσεις.....	68
5.5.2	Μεταβλητές δράσεις.....	70
5.6	Ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου.....	70
5.7	Απαιτούμενος οπλισμός έναντι βασικού συνδυασμού σχεδιασμού.....	71
5.8	Ελαστική δυναμική ανάλυση με χρήση του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q	74
5.9	Απαιτούμενος οπλισμός έναντι σεισμικού συνδυασμού.....	77
5.10	Συμπεράσματα.....	80
6	Μέθοδοι Ενίσχυσης και Αποκατάστασης.....	81
6.1	Εισαγωγή.....	81
6.2	Μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	82
6.2.1	Κατηγορίες δικτυωτών μεταλλικών συνδέσμων.....	82
6.2.2	Τρόποι και τεχνικές σύνδεσης.....	87
6.3	Μεταλλικά συστήματα δυσκαμψίας τύπου Fuseis.....	88
6.3.1	Μέθοδος ενίσχυσης με μείωση του ανοίγματος της δοκού.....	88
6.3.2	Συστήματα δυσκαμψίας Fuseis.....	88
6.3.3	Συμπεράσματα.....	89
6.4	Σύνθετα υλικά.....	89
6.4.1	Εισαγωγή.....	89
6.4.2	Εφαρμογή των σύνθετων υλικών.....	91
6.4.3	Ενίσχυση δοκών και πλακών έναντι κάμψης.....	91
6.4.4	Ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων έναντι διάτμησης.....	94
6.5	Ενίσχυση φέρουσας τοιχοποιίας.....	97
6.5.1	Εισαγωγή.....	97
6.5.2	Εφαρμογή της μεθόδου ενέσεων σε ρωγμές.....	98
7	Πρόταση ενίσχυσης της υφιστάμενης κατασκευής.....	99
7.1	Εισαγωγή.....	99
7.2	Ενίσχυση και Αποκατάσταση κατασκευής.....	99
7.2.1	Ενίσχυση φέρουσας τοιχοποιίας υφιστάμενου κτιρίου.....	99
7.2.2	Κατασκευή νέων τμημάτων φέρουσας τοιχοποιίας στον όροφο του υπογείου.....	99
7.2.3	Κατασκευή χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.....	100
7.2.4	Κατασκευή συστημάτων δυσκαμψίας τύπου Fuseis.....	101
7.2.5	Σκυροδέτηση πλάκας Ω.Σ. επί του εδάφους.....	101
7.2.6	Τοποθέτηση FRP σε δομικά στοιχεία ωπλισμένου σκυροδέματος.....	101
7.3	Προσομοίωμα ενισχυμένης κατασκευής.....	102
7.4	Απαλλαγή Ικανοτικού Σχεδιασμού.....	105
7.5	Αποτελέσματα αναλύσεων.....	105
8	Συμπεράσματα και Επίλογος.....	110
9	Βιβλιογραφία.....	111

Παράρτημα Α. Αναλυτικά αποτελέσματα απαιτούμενων οπλισμών στοιχείων	113
Παράρτημα Β. Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης.....	120
Παράρτημα Γ. Αναλυτικά αποτελέσματα απαιτούμενων οπλισμών στοιχείων ενισχυμένης κατασκευής	122

Αποτίμηση, Ενίσχυση και Αποκατάσταση σε Διατηρητέο Κτίριο

Στυλιανή Ραφαέλλα Χ. Πιλαφά
(Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος – Συνεπιβλέπων: Ανδρέας Σπηλιόπουλος)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία με τίτλο «Αποτίμηση, Ενίσχυση και Αποκατάσταση σε Διατηρητέο Κτίριο», εκπονήθηκε στα πλαίσια της ολοκλήρωσης του προπτυχιακού κύκλου σπουδών της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Κύριο αντικείμενο της εργασίας αποτελεί η διερεύνηση ενίσχυσης υφιστάμενου διατηρητέου κτιρίου, λόγω επιθυμίας αλλαγής χρήσης αυτού σε κέντρο εστίασης.

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στην ιστορική περιοχή της Πλάκας, Αθηνών. Πρόκειται για ένα διώροφο κτίριο με δώμα και τμήμα υπογείου, το οποίο κατασκευάστηκε κατά τη πρώτη δεκαετία του 20^{ου} αιώνα και ενισχύθηκε το 1974 σύμφωνα με τον Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Ο φέρων οργανισμός του αποτελείται από στοιχεία ωπλισμένου σκυροδέματος και τοιχοποιίας. Η επιθυμία αλλαγής χρήσης του δομήματος, οδήγησε στην ανάγκη για την διερεύνηση της συμπεριφοράς του και την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του, με σκοπό τη διαπίστωση της πιθανής απαίτησης για τη δομική του ενίσχυση.

Η εργασία, που πραγματοποιήθηκε, χωρίζεται σε τρία επιμέρους στάδια. Αρχικά, πραγματοποιήθηκαν έμμεσες (Μη Καταστρεπτικές) και άμεσοι μέθοδοι από αρμόδια τεχνική εταιρία, ώστε να διερευνηθεί ο φέρων οργανισμός της κατασκευής καθώς και οι οπλισμοί και οι αντοχές του σκυροδέματος. Στη συνέχεια, γίνεται ανάλυση της κατασκευής σε κατάλληλο προσομοίωμα με σκοπό την διερεύνηση του στατικού συστήματος και της επισήμανσης των σημείων που χρήζουν ενίσχυση. Τέλος, με βάση την αρχιτεκτονική και τη χρήση του κτιρίου προτείνεται ένας τρόπος ενίσχυσης της κατασκευής, όπου απαιτείται, με χρήση παραδοσιακών και νέων μεθόδων. Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται με τα κριτήρια που επιβάλλει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. και ο Ευρωκώδικας (EC8).

Το κτίριο αποτυπώθηκε στο πρόγραμμα Revit τεχνολογίας B.I.M. (Building Information Modeling). Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν σε κατάλληλα χωρικά προσομοιώματα του κτιρίου στο στατικό πρόγραμμα Sofistik.

Συγκεντρωτικά, τα αποτελέσματα καταλήγουν στο συμπέρασμα ότι η ενίσχυση του δομήματος κρίνεται αναγκαία. Η πρόταση ενίσχυσης περιλαμβάνει επεμβάσεις ενισχύσεων, όπως ορίζουν οι διατάξεις των Κανονισμών, οι οποίες πραγματοποιούνται με τέτοιο τρόπο ώστε οι εσωτερικοί χώροι και η όψη του κτιρίου να επηρεάζονται αναστρέψιμα, καθώς το κτίριο είναι χαρακτηρισμένο ως διατηρητέο στο σύνολο του.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2020/10

Assessment, Reinforcement and Rehabilitation in a Listed Building

Styliani Rafaella C. Pilafa
(supervised by Pavlos Thanopoulos, co-supervised by Andreas Spiliopoulos)

Abstract

The presented thesis, titled "Assessment, Reinforcement and Rehabilitation in a Listed Building », was produced as part of the completion of the undergraduate cycle of studies of Civil Engineering department of National Technical University of Athens. The main object of the study is the investigation of the retrofitting of an existing listed building, due to the desire to change its use to a dining establishment.

The building under study is located in the historic area of Plaka, Athens. It is a two storey building with a roof chamber and a basement section, which was constructed during the first decade of the 20th century and retrofitted in 1974 according to the Greek Regulation for Reinforced Concrete of 1954 and the Greek Seismic Regulation of 1959. Its bearing body consists of reinforced concrete elements and masonry. The desire to change the use of the structure led to the need of the investigation of its behavior and the assessment of its carrying capacity, in order to determine the possible requirement for its structural reinforcement.

The study which has been carried out, is divided into three separate stages. At first, indirect (Non-Destructive) and direct methods were performed by a competent technical company to investigate the bearing body of the structure as well as the reinforcement and strength of concrete. Then, an analysis of the structure is performed using a suitable simulation model in order to investigate the static system and identify possible areas in need of retrofitting. Finally, based on the architecture and use of the building, one way of strengthening the construction, wherever required, is proposed using traditional and new methods. The controls were carried out according to the criteria imposed by E.P.P.O and the Eurocode (EC8).

The building was imprinted in the Revit program of B.I.M. Technology (Building Information Modeling). The analyses were carried out in suitable spatial simulations of the building in the Sofistik static program.

Summing up, the results conclude that the reinforcement of the structure is considered necessary. The retrofitting proposal includes interventions, as defined by the provisions of the Regulations, which are performed in such a way that the interiors and appearance of the building are reversibly affected, as the building is listed.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π. και επιβλέποντα της εργασίας κ. Παύλο Θανόπουλο, καθώς και τον καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜ.Π. κ. Ανδρέα Σπηλιόπουλο για την καθοδήγηση και την πολύτιμη βοήθεια που μου προσέφεραν καθ'όλη τη διάρκεια εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου και τους φίλους μου για την αγάπη και την συμπαράσταση τους. Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω συγκεκριμένα τον αδελφό μου, Γιώργο, για την παρότρυνση του να εισαχθώ στη συγκεκριμένη σχολή, καθώς και τη μητέρα μου, Αννίτα, για τα εφόδια και την απόλυτη κατανόηση που έδειξε όλα αυτά τα χρόνια.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Έως και σήμερα, η Ελλάδα αποτελείται από κατασκευές με υψηλή αρχιτεκτονική αξία, όπως ιστορικά κτίρια, μνημεία, ορόσημα αλλά και δημόσια κτίρια ή κατοικίες κάποιας παλαιότητας. Η συντήρηση και αποκατάσταση αυτών των κτιρίων είναι απαραίτητη καθώς αποτελούν στοιχεία της πολιτιστικής κληρονομιάς της χώρας. Η φυσική φθορά και οι βλάβες που επέρχονται με την πάροδο του χρόνου μειώνουν την αντοχή τους. Παράλληλα η αρχική τους μελέτη βασίζεται σε παλαιότερους κανονισμούς, οι οποίοι δεν συμπεριλαμβάνουν τις βασικές αρχές του σύγχρονου αντισεισμικού σχεδιασμού. Εύλογα, λοιπόν έχει δημιουργηθεί η ανάγκη διερεύνησης της στατικής και σεισμικής συμπεριφοράς αυτών των κτιρίων, ώστε να μελετηθεί το ενδεχόμενο ενίσχυσης τους.

Τις τελευταίες δεκαετίες, λόγω της ραγδαίας ανάπτυξης της τεχνολογίας και της επιστήμης των υλικών καθώς και της χρήσης των ηλεκτρονικών υπολογιστών, οι μηχανικοί είχαν τη δυνατότητα να κατανοήσουν καλύτερα τη σύνθετη συμπεριφορά των κατασκευών. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα να συνταχθούν καινούργιοι κανονισμοί ως προς αντισεισμική συμπεριφορά των κατασκευών αλλά και ως προς τις μεθόδους επεμβάσεων σε υφιστάμενα κτίρια επιφέροντας τη δυνατότητα επιλογής, στον μελετητή μηχανικό, της καταλληλότερης και οικονομικότερης λύσης για το εκάστοτε πρόβλημα.

Για την εκτίμηση της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής, αρκεί να επιλεγεί ένα επίπεδο σεισμικής δράσης και ένα ανεκτό επίπεδο σεισμικών βλαβών (στάθμη επιτελεστικότητας) που θα επιφέρει η δράση αυτή. Ο συνδυασμός αυτών των δύο αποτελεί το στόχο, τον οποίο δεν πρέπει να υπερβεί η κατασκευή. Ο στόχος καθορίζεται από τον επιθυμητό βαθμό ασφαλείας, που είναι ανάλογος με τη σπουδαιότητα του κτιρίου. Αφού καθοριστεί ο στόχος της σεισμικής ικανότητας, μπορεί να γίνει η αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής και να επιλεγούν οι μέθοδοι επεμβάσεων που θα πραγματοποιηθούν.

Οι μέθοδοι ενισχύσεων που εφαρμόζονται σήμερα, έχουν στόχο τη βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής και στην αναβάθμιση της συνολικής δομικής επίδοσής της. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω της αύξησης της αντοχής των φερόντων στοιχείων, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας (απορρόφηση ενέργειας). Κατά αυτόν τον τρόπο, επιτυγχάνεται η βελτίωση της απόκρισης της κατασκευής. Τέλος, δίνεται η δυνατότητα στον μελετητή μηχανικό να επιλέξει την κατάλληλη μέθοδο ενίσχυσης σε κτίρια όπως είναι τα διατηρητέα και τα ιστορικά μνημεία, καθώς υπάρχει η απαίτηση οι επεμβάσεις που θα πραγματοποιηθούν να μην αλλοιώνουν την αρχιτεκτονική τους όψη και την αρχική τους μορφή.

1.2 Στόχος της παρούσας εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η αποτίμηση και στη συνέχεια η προσέγγιση της βέλτιστης μεθόδου ενίσχυσης και αποκατάστασης ενός υπάρχοντος διατηρητέου κτιρίου. Η ανάγκη για τη μελέτη αυτή προέκυψε ύστερα από επιθυμία των ιδιοκτητών να χρησιμοποιηθούν ο πρώτος όροφος και η ταράτσα του κτιρίου ως χώροι εστίασης.

Λόγω της χρονολογίας κατασκευής του κτιρίου, της γεωμετρίας του, των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν για την κτίση του καθώς και των σημαντικών διαφορών που υπάρχουν μεταξύ των σύγχρονων Κανονισμών και των Κανονισμών που αυτό κτίστηκε, υπήρχε αμφιβολία αν θα επαρκούσε για τη συγκεκριμένη χρήση. Επομένως, η αποτύπωση του φέροντα οργανισμού της κατασκευής, από αρμόδια τεχνική εταιρία, και η διερεύνηση της απόκρισης της είναι αναγκαίες.

1.3 Διάρθρωση της εργασίας

Στο παρόν 1^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ, γίνεται μια εισαγωγή στο θέμα της διπλωματικής εργασίας, εντοπίζονται οι στόχοι της και γίνεται συνοπτική αναφορά στο περιεχόμενο κάθε κεφαλαίου.

Στο 2^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ, γίνεται μια εισαγωγή για το υπό μελέτη κτίριο, παρουσιάζονται οι ισχύοντες κανονισμοί του 1977, ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) καθώς και ο Ευρωκώδικας 8, Μέρος 3 (ΕΚ8-3).

Στο 3^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ, αναφέρεται η ιστορική αναδρομή του κτιρίου. Επίσης, παρουσιάζεται η μορφή του κτιρίου, τα υφιστάμενα υλικά του και τα σχέδια αποτύπωσης του φέροντα οργανισμού του.

Στο 4^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ, αναλύονται ο οπτικός έλεγχος και τα εργαστηριακά δεδομένα των δοκιμών που λήφθηκαν από το κτίριο.

Στο 5^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ, περιγράφεται το αρχιτεκτονικό προσομοίωμα που σχεδιάστηκε στο πρόγραμμα Revit, τα αναλυτικά μοντέλα που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις και τα προσομοιώματα του προγράμματος Sofistik. Επιπρόσθετα, παρατίθενται τα αποτελέσματα των στατικών και δυναμικών αναλύσεων με βάση τα οποία εντοπίζονται τα σημεία που χρήζουν ενίσχυση.

Στο 6^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ, γίνεται ανάλυση των επιτρεπόμενων μεθόδων που θα ακολουθηθούν για τους τρόπους επεμβάσεων.

Στο 7^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ, παρουσιάζεται ο προτεινόμενος τρόπος ενίσχυσης της κατασκευής και παρατίθενται τα αποτελέσματα που εξάχθηκαν από τη μελέτη.

Στο 8^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ, εμπεριέχονται τα συμπεράσματα και ο επίλογος.

Το τελευταίο κομμάτι, αποτελείται από τις βιβλιογραφικές αναφορές και τα παραρτήματα.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

2 Παρουσίαση των Κανονισμών

2.1 Εισαγωγή

Το υπό μελέτη κτίριο είναι κατασκευασμένο στην ιστορική περιοχή της Πλάκας Αθηνών τη δεκαετία του 1910. Στο χώρο του στεγάζονταν καταστήματα και αποθήκες. Τη δεκαετία του 1970, πραγματοποιήθηκαν επεμβάσεις στην κατασκευή, με σκοπό την ενίσχυση του φέροντα οργανισμού της. Επομένως, η παρουσίαση των ισχυόντων Κανονισμών κατά τη περίοδο των επεμβάσεων, καθώς και των σύγχρονων Κανονισμών είναι αναγκαία για τη διερεύνηση της πιθανής ενίσχυσης της κατασκευής.

2.2 Ισχύοντες κανονισμοί για την περίοδο επεμβάσεων της κατασκευής

Την περίοδο διεξαγωγής της ενίσχυσης του κτιρίου, βρίσκονταν σε ισχύ οι διατάξεις του Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 και ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959. Το οριζόντιο σεισμικό φορτίο F_i κάθε στάθμης i είναι ίσο με: $F_i = \varepsilon * W_i$, όπου ε είναι ο συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης και W_i το συνολικό βάρος στη στάθμη i λόγω των κατακόρυφων φορτίων $G+Q$ των υπερκείμενων ορόφων. Η τιμή του συντελεστή επιβάρυνσης ε , είναι συνάρτηση της σεισμικότητας της περιοχής της κατασκευής και της σεισμικής επικινδυνότητας του εδάφους θεμελίωσης.

Οι περιοχές της χώρας κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες ως προς τη σεισμικότητά τους:

- I. Ασθενώς σεισμόπληκτες περιοχές
- II. Μετρίως σεισμόπληκτες περιοχές
- III. Ισχυρώς σεισμόπληκτες περιοχές

Ενώ τα εδάφη κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες:

- (α) Εδάφη μικρής σεισμικής επικινδυνότητας
- (β) Εδάφη μέτριας σεισμικής επικινδυνότητας
- (γ) Εδάφη μεγάλης σεισμικής επικινδυνότητας
- (δ) Εδάφη εξαιρετικής σεισμικής επικινδυνότητας

Ο χαρακτηρισμός των εδαφών από άποψη επικινδυνότητας λάμβανε υπόψη τη σύσταση, την κλίση, την ομοιογένεια, την έκταση, το πάχος των στρωμάτων κλπ. Η ενδεικτική περιγραφή των κατηγοριών εδάφους, άφηνε περιθώρια αυθαίρετης επιλογής ανά μείζονα γεωγραφική περιοχή.

Οι τιμές του συντελεστή ε δίδονταν με τον κάτωθι πίνακα:

Πίνακας 3.2.1: Τιμές συντελεστή επιβάρυνσης ϵ , Αντισεισμικός Σχεδιασμός (1959)

Π Ι Ν Α Ξ Ι Ι			
Σεισμικότητας περιοχών	Έπικινδυνότητα εδαφών		
	(α)	(β)	(γ)
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,03	0,12	0,16

Η πόλη της Αθήνας θεωρείται ασθενής σε σεισμό περιοχή, κατατάσσοντας την στην κατηγορία I. Το έδαφος στην περιοχή μελέτης, το οποίο είναι το κέντρο της Αθήνας, θεωρείται μέτριας σεισμικής επικινδυνότητας κατηγορίας β, χαρακτηριζόμενο από εδαφικό προφίλ ψαθυρών ή χαλαρών εδαφών σε οριζόντιες ή με κλίση στρώσεις. Επομένως, προκύπτει ότι τα σεισμικά φορτία είναι το 6% των κατακόρυφων ($\epsilon=0,06$).

2.3 Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

2.3.1 Γενικά για τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι ένας Εθνικός Κανονισμός του οποίου σκοπός είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους, καθώς και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις. Ως δομήματα νοούνται κυρίως κτίρια με φέροντα οργανισμό από ωπλισμένο σκυρόδεμα με ή χωρίς βλάβες. Ξεκίνησε να συντάσσεται το 2000, λόγω της υψηλής ανάγκης για ένα κανονιστικό κείμενο Μελέτης των δομητικών επεμβάσεων. Η τελευταία αναθεώρηση του έγινε το 2017 και βρίσκεται σε ισχύ έως και σήμερα υπό αυτή τη μορφή.

Στον Κανονισμό περιέχονται διατάξεις υποχρεωτικής εφαρμογής, οι οποίες καθορίζουν (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017, §1.1.3):

1. Τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου δομήματος και τη στρατηγική που ακολουθείται.
2. Τις ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας ανασχεδιασμένων δομημάτων ή μελών τους. Οι απαιτήσεις αυτές καθορίζονται σε συνάρτηση με το είδος της κατασκευής, τη χρήση του και το χρόνο ανέγερσης.
3. Τον καθορισμό των τρόπων και των μέσων με τους οποίους μπορεί να γίνει επέμβαση, δίνοντας τη δυνατότητα στο μελετητή μηχανικό να χρησιμοποιήσει λεπτομερέστερες μεθόδους αρκεί αυτές να ικανοποιούν τις απαιτούμενες προϋποθέσεις.
4. Τη συσχέτιση του Κανονισμού αυτού με άλλους ισχύοντες Κανονισμούς που αφορούν τα υλικά δόμησης, τα επιβαλλόμενα φορτία κλπ.

2.3.2 Στόχοι σεισμικής ικανότητας και Στάθμες Επιτελεστικότητας φέροντος και μη-φέροντος οργανισμού

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων, όσον αναφορά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό σε υφιστάμενες κατασκευές, επικεντρώνεται στον σχεδιασμό βάσει ενός επιδιωκόμενου στόχου. Επιδιώκουμε δηλαδή, το κτίριο να έχει συγκεκριμένη συμπεριφορά για σεισμό ορισμένης έντασης. Η επιλογή των στόχων αποτίμησης και ανασχεδιασμού γίνεται με κριτήριο τον συνδυασμό ασφάλειας και κόστους καθώς και της κοινωνικής σπουδαιότητας του έργου. Συνεπώς, θα οριστούν διαφορετικοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού όταν μελετάται μια συνήθης κατασκευή, όπως μια κατοικία, και διαφορετικοί στόχοι αν μελετάται ένας χώρος συνάθροισης κοινού ή μια εγκατάσταση υψηλού κινδύνου.

Ο Κανονισμός ορίζει την έννοια της *στάθμης επιτελεστικότητας*. Η στάθμη επιτελεστικότητας εκφράζει το συνδυασμό αναμενόμενης συμπεριφοράς της κατασκευής και σεισμού σχεδιασμού. Ορίζονται τρεις στάθμες επιτελεστικότητας και δύο επίπεδα σεισμικής έντασης όπως φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.2.2: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

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

Στο υπό μελέτη κτίριο, λόγω του σκοπού να λειτουργήσει ως χώρος εστίασης και καταστημάτων (κέντρο συνάθροισης κοινού, Κατηγορία σπουδαιότητας II), τόσο η αποτίμηση όσο και ο ανασχεδιασμός γίνονται για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες» και σεισμό σχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης 10% εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών (περίοδος επαναφοράς 475 χρόνια). Για τον συγκεκριμένο στόχο αποτίμησης και ανασχεδιασμού ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§ 2.2.2) αναφέρει ότι ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένονσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης.

2.3.3 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.)

Στις υφιστάμενες κατασκευές, οι αριθμητικές τιμές των δεδομένων που υπεισέρχονται στην αποτίμηση και στον ανασχεδιασμό υπόκεινται σε σφάλματα. Αυτά τα σφάλματα, περιλαμβάνουν ελλιπή στοιχεία για τα υλικά, τη χρονολογία ή τη διαδικασία ανέγερσης της κατασκευής, τους οπλισμούς και τις λεπτομέρειες που τους συνοδεύουν (π.χ. μήκη αγκύρωσης, ματίσματα, υπερκαλύψεις κλπ.). Οι στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων που αφορούν δράσεις ή αντιστάσεις, εκφράζουν την επάρκεια πληροφοριών περί του υφιστάμενου κτιρίου και λαμβάνονται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §3.6.1).

Από τον Κανονισμό, διακρίνονται τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων:

1. «Υψηλή»
2. «Ικανοποιητική»
3. «Ανεκτή»

Ανάλογα με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.), επιλέγονται κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_f για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{sd} καθώς και κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{Rd} . Επιπρόσθετα, καθορίζεται η μέθοδος που θα χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση (π.χ. ελαστική, ανελαστική στατική).

Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων δεν είναι αναγκαστικά ίδια για τα υλικά και τα γεωμετρικά δεδομένα του κτιρίου. Για τα υλικά γίνεται διερεύνηση για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών που υπεισέρχονται στους υπολογισμούς όπως η αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας. Η στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων επιλέγεται βάσει τον κάτωθι πίνακα:

Πίνακας 3.2.3: Στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων

ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ		ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	ΔΕΔΟΜΕΝΑ								
				ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ Ή ΑΝΩΔΟΜΗΣ			ΠΑΧΗ, ΒΑΡΗ κ.λπ. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ κ.λπ.			ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΗΣ		
ΥΠΑΡΧΟΥΝ	ΔΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ			Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή
✓		1	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδοδειγμένα εφαρμοστεί, χωρίς τροποποιήσεις	(1)			✓			✓		✓
✓		2	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	(2)			✓			✓		✓
✓		3	Δεδομένο που προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα σε σχέδιο της αρχικής μελέτης)	(3)	✓			✓			✓	
	✓	4	Δεδομένο που έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί αξιόπιστα	(4)		✓			✓			✓
	✓	5	Δεδομένο που έχει προσδιοριστεί με έμμεσον αλλά επαρκώς αξιόπιστον τρόπο	(5)	✓	✓		✓	✓		✓	✓
	✓	6	Δεδομένο που έχει ευλόγως θεωρηθεί κατά την κρίση Μηχανικού	(6)	✓	✓		✓	✓		✓	✓

Με σκοπό τον ποιοτικό έλεγχο του ωπλισμένου σκυροδέματος της κατασκευής, αρμόδια τεχνική εταιρία πραγματοποίησε επιτόπου και εργαστηριακούς ελέγχους. Μέσω των αποτελεσμάτων αυτών, προέκυψε με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ότι η στάθμη αξιοπιστίας των γεωμετρικών δεδομένων μπορεί να ληφθεί ως «Ικανοποιητική» για το είδος και τη γεωμετρία του φορέα, ενώ αντίστοιχα «Ικανοποιητική» για τη διάταξη και τις λεπτομέρειες όπλισης. Όσον αφορά τη στάθμη αξιοπιστίας των μηχανικών χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων της κατασκευής, αυτή μπορεί να ληφθεί ως

«Υψηλή» για το σκυρόδεμα, ενώ αντίστοιχα «Ικανοποιητική» για τα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα οπλισμού.

2.3.4 Συνεκτίμηση των τοιχοποιιών

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων, σε ότι αφορά τους τοίχους πλήρωσης και στις περιπτώσεις που αυτοί συνεκτιμώνται στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων, προβλέπει πως οι εργασίες αποτύπωσης πρέπει να περιλαμβάνουν αποκαλύψεις τοιχοποιίας διαστάσεων περίπου 0,70x0,70 m και σε δύο θέσεις σε κάθε όροφο τουλάχιστον. Οι πληροφορίες που λαμβάνονται κατά την αποτύπωση αφορούν (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017, §3.7.3):

1. Το σύστημα και την ποιότητα δόμησης
2. Το πάχος του τοίχου
3. Το είδος και την ποιότητα των υλικών δόμησης (τούβλα και κονίαμα)
4. Το πάχος των αρμών και τον βαθμό πλήρωσης με κονίαμα, τόσο για τους οριζόντιους όσο και για τους κατακόρυφους αρμούς
5. Τη σφίγνωση της τοιχοποιίας στην περίμετρο
6. Τα διαζώματα (κάθε είδους).

Η θλιπτική αντοχή, η διατμητική αντοχή και τα αντίστοιχα μέτρα ελαστικότητας, είναι τα κύρια στοιχεία για τον προσδιορισμό της συμπεριφοράς των τοιχοποιιών. Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, τα ως άνω χαρακτηριστικά μπορούν να προσδιοριστούν έμμεσα από ημιεμπειρικές σχέσεις, με βάση τα επιμέρους χαρακτηριστικά όπως την αντοχή των λιθοσωμάτων, την αντοχή του κονιάματος, το πάχος των αρμών, το πάχος και την αντοχή του επιχρίσματος κ.λ.π.. Στην περίπτωση αυτή, η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) για τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας, θεωρείται «Ικανοποιητική».

Η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρείται «Υψηλή», στις περιπτώσεις όπου τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας προκύπτουν από διερεύνηση και επιτόπου ή/και εργαστηριακές δοκιμές επαρκούς αριθμού δοκιμών.

Στο υπό μελέτη κτίριο, η διερεύνηση της συνεκτίμησης των τοιχοποιιών, θα πραγματοποιηθεί στο Κεφάλαιο της Αποτίμησης (5^ο Κεφάλαιο).

2.3.5 Μέθοδος Ανάλυσης

Ο Κανονισμός ορίζει πως οι μέθοδοι που μπορούν να χρησιμοποιούνται για την ανάλυση είναι η ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή τοπικό δείκτη (m), η ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή τοπικό δείκτη (m), η ανελαστική στατική ανάλυση και η ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας). Για στάθμη επιτελεστικότητας Β και Σ.Α.Δ. τουλάχιστον «Ικανοποιητική», ο Κανονισμός επιτρέπει την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης και της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης. Οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία είναι γραμμικές ελαστικές, ενώ οι έλεγχοι γίνονται συγκρίνοντας τους υπάρχοντες οπλισμούς με τους απαιτούμενους που ορίζουν οι σύγχρονοι Κανονισμοί. Στους υπολογισμούς προσμετρούνται οι αβεβαιότητες με κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας.

2.3.6 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας

2.3.6.1 Για τα προσομοιώματα

Χρησιμοποιούνται κατάλληλοι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τα προσομοιώματα ανάλυσης και συμπεριφοράς καθώς και για τους ελέγχους, ώστε να ληφθούν υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες που τα συνοδεύουν. Όταν το σύνολο σχεδόν των σεισμικών δράσεων πρόκειται να αναληφθεί από νέους και επαρκείς φορείς, λαμβάνεται επιμέρους συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{sd}=1,00$. Όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται και από το ήδη υπάρχον κτίσμα, η τιμή του συντελεστή ασφαλείας λαμβάνεται από τον κάτωθι πίνακα (ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 4.5.1):

Πίνακας 3.2.4: Τιμές του συντελεστή γ_{sd}

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή / και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
$\gamma_{sd}=1,20$	$\gamma_{sd}=1,10$	$\gamma_{sd}=1,00$

Για τις ελαστικές αναλύσεις επιτρέπεται η εφαρμογή τους όταν οι συντελεστές επαυξηθούν κατά 0,15 ($\gamma_{sd,el} = \gamma_{sd} + 0,15$). Για την παρούσα εργασία δεν υπάρχουν βλάβες και φθορές (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 7Δ). Επομένως λαμβάνεται τιμή του συντελεστή ίση με $\gamma_{sd} = 1,00$.

2.3.6.2 Για τις δράσεις (Οριακές καταστάσεις αστοχίας)

Για Ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, για τις μόνιμες δράσεις, λαμβάνεται $\gamma_G = 1,35$ για τους βασικούς συνδυασμούς και $\gamma_G = 1,10$ για τους υπόλοιπους συνδυασμούς συμπεριλαμβανομένου και του σεισμικού. Για τις μεταβλητές δράσεις, λαμβάνεται ο συντελεστής με την καθιερωμένη τιμή του, από τους Κανονισμούς, $\gamma_Q = 1,5$ για τους βασικούς συνδυασμούς και $\gamma_Q = \psi_2$ για τον σεισμικό. (ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 4.5.2)

2.3.6.3 Για τις ιδιότητες των υλικών (Οριακές καταστάσεις αστοχίας)

Για τα υφιστάμενα υλικά και για Ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, οι τιμές γ_m θα λαμβάνονται όπως προβλέπουν οι Κανονισμοί, δηλαδή $\gamma_c = 1,30$ και $\gamma_s = 1,15$. Για τα προστιθέμενα υλικά χρησιμοποιούνται επιμέρους συντελεστές γ'_m , γενικώς μεγαλύτεροι των καθιερωμένων, προκειμένου να καλυφθούν τυχόν πρόσθετες αβεβαιότητες. Οι προκείμενες αβεβαιότητες, σχετίζονται με την ποικιλία των τεχνικών επεμβάσεως και τη μικρή ενδεχομένως διατομή των προστιθέμενων νέων υλικών, με τη δυσκολία προσπελασιμότητας (και ελέγχου) και τις παρεπόμενες αποκλίσεις ομοιομορφίας και ποιότητας. Δίνεται παρακάτω πίνακας με τις τιμές του λόγου γ'_m / γ_m για τα προστιθέμενα υλικά.

Πίνακας 3.2.5: Τιμές του λόγου γ'_m / γ_m για προστιθέμενα «συμβατικά» υλικά (σκυρόδεμα ή χάλυβας, κατά Κ.Τ.Σ. και Κ.Τ.Χ.)

Διατομή προστιθέμενων υλικών ή / και προσπελασιμότητα της θέσης όπου γίνεται η επέμβαση	
Κανονικές (συνήθεις)	Μειωμένες
1,05	1,20

2.4 Ο ΕΚ8 Μέρος 3

2.4.1 Γενικά για τον ΕΚ8

Το 1975, η Επιτροπή της Ευρωπαϊκής Κοινότητας αποφάσισε να υλοποιήσει ένα πρόγραμμα δράσης στον τομέα των κατασκευών του οποίου σκοπός ήταν η άρση των τεχνικών εμποδίων στο εμπόριο και η εναρμόνιση των τεχνικών προδιαγραφών. Στα πλαίσια αυτού του προγράμματος δράσης, η Επιτροπή ανέλαβε την πρωτοβουλία να θεσπίσει μια σειρά εναρμονισμένων τεχνικών κανόνων για το σχεδιασμό κατασκευών, οι οποίοι σε πρώτο στάδιο θα χρησίμευαν ως εναλλακτικοί στους ισχύοντες στα Κράτη Μέλη εθνικούς κανόνες και τους οποίους τελικά θα αντικαθιστούσαν.

Οι Ευρωπαϊκοί Κανονισμοί παρέχουν ενιαίους κανόνες δομοστατικού σχεδιασμού για τρέχουσα χρήση κατά το σχεδιασμό ολοκληρωμένων φορέων και δομικών στοιχείων τόσο παραδοσιακής όσο και καινοτόμου φύσης. Ασυνήθιστες μορφές δόμησης ή συνθήκες σχεδιασμού δεν καλύπτονται και σε τέτοιες περιπτώσεις απαιτείται εξειδικευμένη συμπληρωματική μελέτη από τον σχεδιαστή.

Σήμερα, υπάρχουν στο σύνολο εννέα Ευρωκώδικες οι οποίοι απαρτίζονται από έναν αριθμό επιμέρους μερών. Ο Ευρωκώδικας 8 αφορά τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό Φορέων και το τρίτο Μέρος του αφορά την Αποτίμηση της Φέρουσας Ικανότητας και τις ενισχύσεις κτιρίων.

Το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 αναπτύχθηκε ειδικά λόγω του ότι σε πολλούς παλαιότερους φορείς, η αντοχή σε σεισμό δεν είχε ληφθεί υπόψη κατά την αρχική κατασκευή, ενώ υπήρχε φροντίδα για τις μη-σεισμικές δράσεις, ότι οι αξιολογήσεις των σεισμικών κινδύνων σύμφωνα με την υπάρχουσα σήμερα γνώση μπορούν να υποδείξουν την ανάγκη για εκστρατείες ενίσχυσης και ότι οι ζημιές οι οποίες οφείλονται σε σεισμούς μπορεί να δημιουργήσουν την ανάγκη για σημαντικές επισκευές. Το πεδίο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 3 είναι το ακόλουθο (ΕΚ8-3 § 1.1):

1. Να προσφέρει κριτήρια για την αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων μεμονωμένων κτιρίων
2. Να περιγράψει την προσέγγιση για την επιλογή των απαραίτητων μέτρων διόρθωσης
3. Να θέσει κριτήρια για τον σχεδιασμό των μέτρων ενίσχυσης, δηλαδή σύλληψη, ανάλυση που να συμπεριλαμβάνει και τα μέτρα επέμβασης, τελική διαστασιολόγηση των φερόντων στοιχείων και των συνδέσεών τους με τα υπάρχοντα δομικά στοιχεία

Για τους σκοπούς του συγκεκριμένου Κανονισμού, η ενίσχυση καλύπτει τόσο την ενίσχυση φορέων που δεν έχουν υποστεί βλάβες όσο και τις επισκευές φορέων που έχουν υποστεί βλάβες από σεισμό.

2.4.2 Στόχοι σεισμικής ικανότητας και Στάθμες Επιτελεστικότητας φέροντος και μη-φέροντος οργανισμού

Όπως και ο Κανονισμός Επεμβάσεων έτσι και ο ΕΚ8-3 επικεντρώνεται στον σχεδιασμό βάσει ενός επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Μέσω της *στάθμης επιτελεστικότητας*, η οποία αποτελεί ένα αποδεκτό επίπεδο ζημιών ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής έντασης σχεδιασμού, εξετάζεται η πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής σε διάφορα επίπεδα ισχύος σεισμικής δόνησης σχεδιασμού καθώς και το αναμενόμενο επίπεδο ζημιών.

Ορίζονται τρεις στάθμες επιτελεστικότητας και τρία επίπεδα σεισμικής έντασης όπως φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.2.6: Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά ΕΚ8-3

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια	20% (Περίοδος επανάληψης 225 χρόνια)	A ₁	B ₁	Γ ₁
	10% (Περίοδος επανάληψης 475 χρόνια)	A ₂	B ₂	Γ ₂
	2% (Περίοδος επανάληψης 2475 χρόνια)	A ₃	B ₃	Γ ₃

Η φιλοσοφία του σχεδιασμού φαίνεται στο κάτωθι σχήμα Σχ.2.3, όπου κάθε τετράγωνο αντιπροσωπεύει ένα στόχο σχεδιασμού. Οι διαγώνιες γραμμές αντιστοιχούν σε συγκεκριμένα κριτήρια σχεδιασμού. Η γραμμή 1-3 καθορίζει το βασικό σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η γραμμή 2-3 αφορά ένα σχεδιασμό με μικρότερο σεισμικό κίνδυνο και θα μπορούσε να εφαρμοστεί σε κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας (όπως είναι η κατηγορία σπουδαιότητας III κατά ΕΚ8) και η γραμμή 3-3 σε ένα πολύ ασφαλή αλλά και αντικοινομικό σχεδιασμό και θα μπορούσε να εφαρμοστεί σε μια κατασκευή πολύ μεγάλης σπουδαιότητας (όπως είναι η κατηγορία σπουδαιότητας IV κατά ΕΚ8). Οι στόχοι που βρίσκονται στα τετράγωνα δεξιά της γραμμής 1-3 δεν είναι αποδεκτοί.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Άμεση χρήση	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάρρευση
Συχνότητα εμφάνισης σεισμικής δράσης	Μεγάλη (συχνοί σεισμοί)	1		Μη-αποδεκτοί στόχοι
	Μικρή (σπάνιοι σεισμοί)	2		
	Πολύ μικρή (πολύ σπάνιοι σεισμοί)	3	3	3

Σχήμα 3.2.1: Καθορισμός στόχων σχεδιασμού

2.4.3 Επίπεδα γνώσης

Για τις αβεβαιότητες που υπεισέρχονται στα δεδομένα της μελέτης μια υφιστάμενης κατασκευής, ο ΕΚ8-3 με σκοπό την επιλογή του επιτρεπόμενου τύπου ανάλυσης και των κατάλληλων τιμών εμπιστοσύνης, ορίζει τα ακόλουθα τρία επίπεδα γνώσης (ΕΚ8-3 §3.3.1):

1. «Περιορισμένη γνώση»
2. «Κανονική γνώση»
3. «Πλήρης γνώση»

Οι παράγοντες οι οποίοι προσδιορίζουν το κατάλληλο επίπεδο γνώσης είναι οι γεωμετρικές ιδιότητες του δομικού συστήματος και εκείνες των μη φερόντων στοιχείων (π.χ. τοιχοπληρώσεις) οι οποίες μπορεί να επηρεάσουν την απόκριση του φορέα, οι λεπτομέρειες που περιλαμβάνουν την ποσότητα και τη διαμόρφωση των λεπτομερειών (π.χ. του οπλισμού του οπλισμένου σκυροδέματος, τις συνδέσεις μεταξύ των χαλύβδινων μελών, κλπ.) και οι μηχανικές ιδιότητες των συστατικών υλικών.

Το επίπεδο γνώσης προσδιορίζει την επιτρεπόμενη μέθοδο ανάλυσης καθώς και τις τιμές που θα υιοθετηθούν για τους συντελεστές εμπιστοσύνης. Δίνεται από τον Κανονισμό ο κάτωθι Πιν.2.7 ο οποίος απεικονίζει τη σχέση μεταξύ των επιπέδων γνώσης και των εφαρμοσμένων μεθόδων ανάλυσης και συντελεστών εμπιστοσύνης.

Πίνακας 3.2.7: Επίπεδα γνώσης και αντίστοιχες μέθοδοι ανάλυσης

Knowledge level	Geometry	Details	Materials	Analysis	CF
KL1	From original outline construction drawings with sample visual survey <i>or</i> from full survey	Simulated design in accordance with relevant practice <i>and</i> from limited in-situ inspection	Default values in accordance with standards of the time of construction <i>and</i> from limited in-situ testing	LF- MRS	CF _{KL1}
KL2		From incomplete original detailed construction drawings with limited in-situ inspection <i>or</i> from extended in-situ inspection	From original design specifications with limited in-situ testing <i>or</i> from extended in-situ testing	All	CF _{KL2}
KL3		From original detailed construction drawings with limited in-situ inspection <i>or</i> from comprehensive in-situ inspection	From original test reports with limited in-situ testing <i>or</i> from comprehensive in-situ testing	All	CF _{KL3}

Όπου KL1, KL2, KL3 είναι τα επίπεδα γνώσης περιορισμένη γνώση, κανονική γνώση και πλήρης γνώση αντίστοιχα, LF είναι η πλευρική φόρτιση, MRS η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης και CF οι συντελεστές εμπιστοσύνης.

2.4.4 Μέθοδοι ανάλυσης

Ο Κανονισμός ορίζει πως τα εντατικά μεγέθη των σεισμικών δράσεων, τα οποία πρόκειται να συνδυαστούν με τα εντατικά μεγέθη άλλων μόνιμων και μεταβλητών φορτίων σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης, μπορεί να προσδιορίζονται χρησιμοποιώντας είτε τη μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης (πλευρική), είτε την μέθοδο ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης (γραμμική), είτε τη μέθοδο μη-γραμμική στατική (pushover) ανάλυση, είτε τη μέθοδο προσέγγισης συντελεστή q .

2.5 Συμπεράσματα

Με βάση τα παραπάνω, παρατηρούμε πως ο ισχύον Κανονισμός του 1977, ο οποίος χρησιμοποιήθηκε για την ενίσχυση της κατασκευής, έχει σημαντικές διαφορές με τους σύγχρονους Κανονισμούς ΚΑΝ.ΕΠΕ. και ΕΚ8. Επομένως, λόγω της επιθυμίας χρήσης του

κτιρίου ως κέντρο εστίασης και των πιο αυστηρών διατάξεων των Κανονισμών, συμπεραίνουμε πως απαιτείται ενίσχυση της κατασκευής.

3 Παρουσίαση του υπό μελέτη κτιρίου

3.1 Ιστορική αναδρομή του κτιρίου

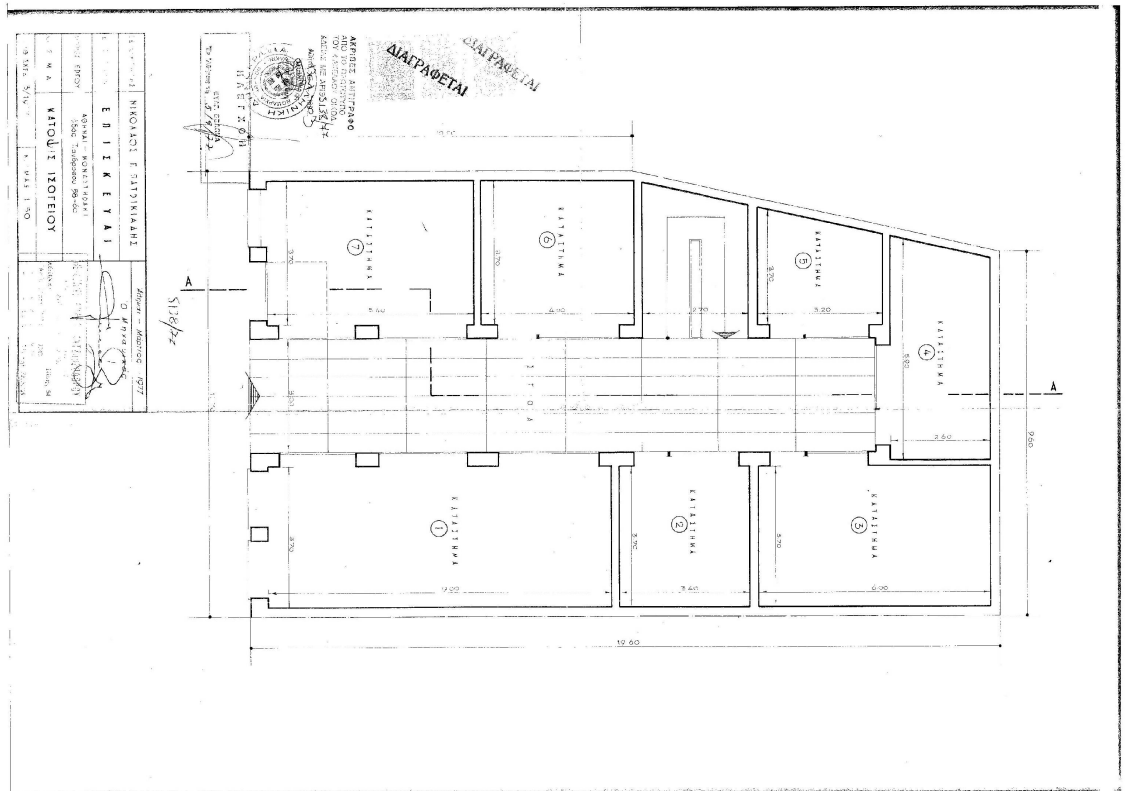
Η κατασκευή του κτιρίου τοποθετείται τη δεκαετία του 1910. Πρόκειται για διώροφο κτίριο με δώμα και τμήμα υπογείου, κατασκευασμένο στην Ιστορική περιοχή της Πλάκας Αθηνών. Δυστυχώς, δεν σώζονται τα αρχικά σχέδια αλλά εικάζεται ότι η αρχική κατασκευή αποτελούνταν αμιγώς από φέρουσα τοιχοποιία.

Τη δεκαετία του 1930, λειτουργούσε ως εμπορικό τουριστικό κέντρο με πολλά μικρά καταστήματα και παραδοσιακό καφενείο στο ισόγειο. Στον πρώτο όροφο υπήρχαν μικρές αποθήκες αλλά και εργαστήρια κοσμημάτων και δερμάτινων ειδών. Στο κέντρο του κτιρίου υπήρχε αίθριος χώρος ο οποίος στεγαζόταν με σκέπαστρο τοποθετημένο στην οροφή του δώματος του κτιρίου. Εικάζεται ότι κατά τη δεκαετία του 1950, έγιναν μετατροπές στην κατασκευή ως προς τον φέροντα οργανισμό της. Ο ιδιοκτήτης ενδέχεται να ενίσχυσε την κατασκευή με ωπλισμένο σκυρόδεμα, μετατρέποντάς τη σε ένα συνδυασμό ωπλισμένου σκυροδέματος και φέρουσας τοιχοποιίας. Οι μέθοδοι που είχαν ακολουθηθεί παραμένουν άγνωστες, καθώς δεν υπάρχουν διαθέσιμα στοιχεία.

Το 1977, ο νέος ιδιοκτήτης ενίσχυσε τις κολώνες της κατασκευής και μετέτρεψε το ισόγειο σε μια στοά με κατάστημα στο βάθος, και δύο μεγάλα καταστήματα. Στον πρώτο όροφο του κτιρίου καθαίρεσε τους διαχωριστικούς τοίχους, μετατρέποντας τον σε ένα ενιαίο χώρο. Επιπρόσθετα, στις οροφές του ισογείου και του πρώτου ορόφου, στο χώρο που βρισκόταν το αίθριο, τοποθέτησε μεταλλικά δοκάρια και υαλότουβλα με σκοπό να χρησιμοποιούνται όλα τα τετραγωνικά μέτρα του οικοδομήματος.

Μέχρι και σήμερα δεν έχουν πραγματοποιηθεί περαιτέρω τροποποιήσεις στην κατασκευή. Η χρήση της αφορά τουριστικά καταστήματα στο ισόγειο (στοά και δυο πλαϊνά) και αποθηκευτικούς χώρους στον πρώτο όροφο. Τα νεότερα σχέδια που είναι διαθέσιμα είναι αποτυπώσεις του φέροντα οργανισμού της κατασκευής καθώς πραγματοποιήθηκε μελέτη από αρμόδια τεχνική εταιρία, ώστε να διερευνηθεί η πιθανή ενίσχυση της κατασκευής με στόχο την αλλαγή χρήση αυτής.

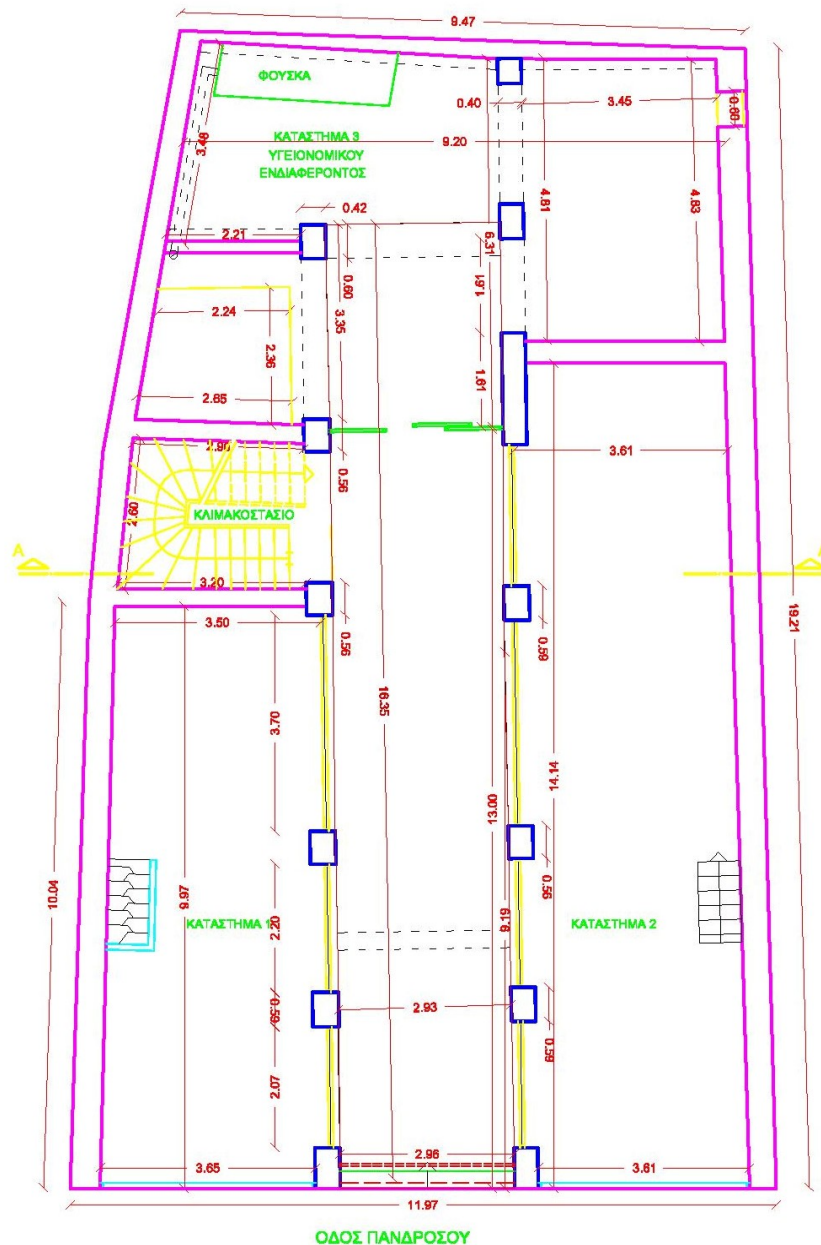
Παρακάτω, στο Σχ.2.1 παρουσιάζεται η κάτοψη του ισογείου του κτιρίου όπως είχε κατατεθεί το 1977 ενώ στο Σχ.2.2 παρουσιάζεται μία σημερινή εικόνα της πρόσοψης του κτιρίου.



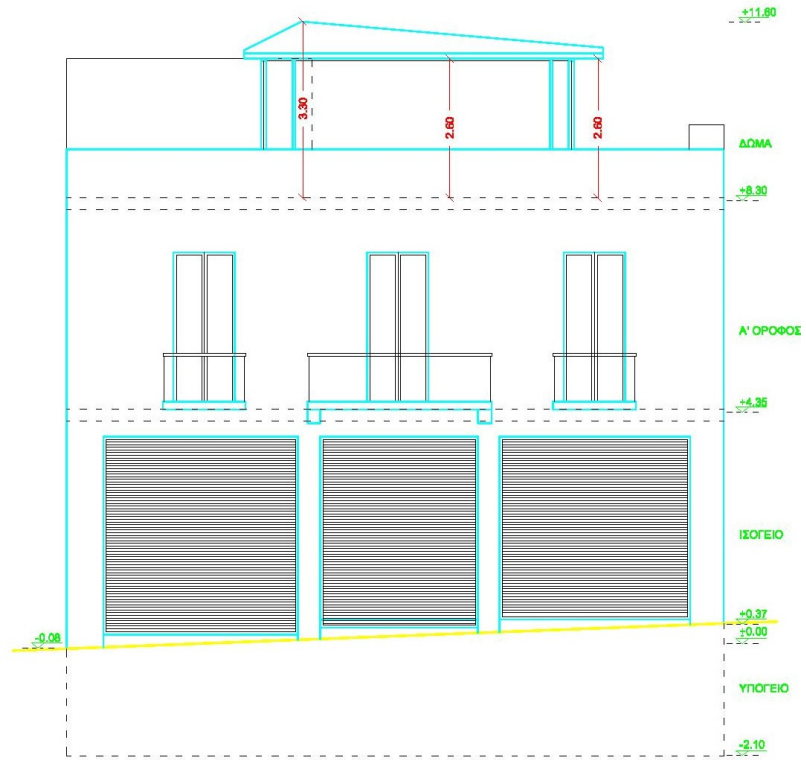
Σχήμα 3.2: Φωτογραφία πρόσοψης του κτιρίου, 2019

3.2 Μορφή υφιστάμενου κτιρίου

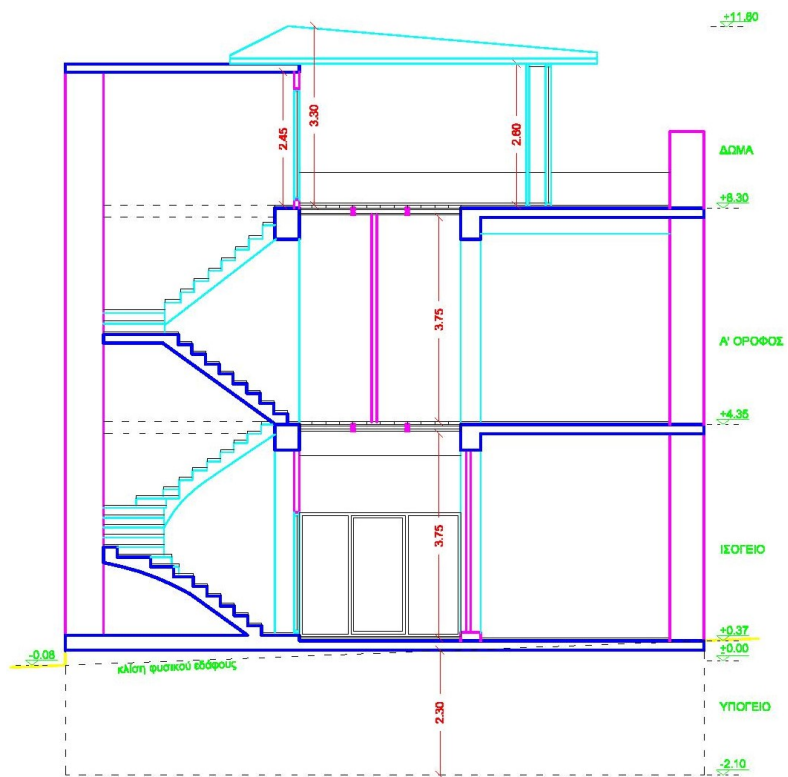
Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από στοιχεία ωπλισμένου σκυροδέματος και τοιχοποιίας. Η κατασκευή σχήματος τραπέζιου, έχει συνολικό εμβαδόν 710,89 m². Επιμέρους το ισόγειο, ο πρώτος όροφος και η ταράτσα είναι 212,63 m², ενώ το υπόγειο είναι περίπου 73 m². Το ύψος κάθε ορόφου είναι περίπου 4 m ενώ το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι 11,60 m. Κάτωθι, παρουσιάζεται η σημερινή τυπική κάτοψη του ισογείου, η πρόσοψη του κτιρίου καθώς και μία τυπική τομή του.



Σχήμα 3.3: Τυπική κάτοψη ισογείου (αποτύπωση 2019)



Σχήμα 3.4: Πρόσοψη κτιρίου (αποτύπωση 2019)



Σχήμα 3.5: Τομή Α-Α κτιρίου (αποτύπωση 2019)

3.3 Υφιστάμενα υλικά

3.3.1 Γενικά

Με σκοπό το κτίριο να χρησιμοποιηθεί ως κέντρο συνάθροισης, πραγματοποιήθηκαν έμμεσες (Μη Καταστρεπτικές) και άμεσες μέθοδοι από αρμόδια τεχνική εταιρία, ώστε να διερευνηθεί ο φέρων οργανισμός της κατασκευής καθώς και οι σπλισμοί και οι αντοχές του σκυροδέματος. Η ανάλυση των μεθόδων που ακολουθήθηκαν θα αναπτυχθούν αναλυτικά στο επόμενο κεφάλαιο, που αφορά τον οπτικό έλεγχο και τα εργαστηριακά δεδομένα (4^ο Κεφάλαιο).

3.3.2 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ποιοτικού ελέγχου υλικών

3.3.2.1 Για το σκυρόδεμα:

Με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), η μέση θλιπτική και χαρακτηριστική αντοχή πρότυπου κύβου (15x15x15 cm) καθώς και οι αντίστοιχες του πρότυπου κυλίνδρου (d=15 cm, h=30 cm) $\div 1.25$, εκτιμήθηκαν σε:

Πίνακας 3.1: Αποτελέσματα ποιοτικού ελέγχου για το σκυρόδεμα της κατασκευής

	Πρότυπου κύβου (15x15x15 cm)	Πρότυπου κυλίνδρου (d=15 cm, h=30 cm)
Μέση θλιπτική αντοχή (MPa)	$f_{cm,cube} = 15.2$	$f_{cm,cyl} = 12.2$
Τυπική απόκλιση (MPa)	s= 2.0	s=1.6
Χαρακτηριστική αντοχή (MPa)	$f_{ck,cube} = 13.2$ ($f_{cm,cube} - s$)	$f_{ck,cyl} = 10.6$ ($f_{cm,cyl} - s$)
Με ΕΚΟΣ, η ποιότητα αντιστοιχεί σε C8/10 .		
$\{f_{ck,cube} = f_{cm,cube} - 1.6 * s \text{ (MPa)} \rightarrow f_{ck,cube} \approx 12.0 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa (C12/15)}\}$		
Με παλιό κανονισμό (βδ), η ποιότητα αντιστοιχεί σε B160		

Από την αποκοπή τριών πυρήνων σκυροδέματος (Π1-Π3), από διάφορα στοιχεία, προέκυψαν οι παρακάτω ενδεικτικές τιμές:

Πίνακας 3.2: Ενδεικτικά αποτελέσματα ποιοτικού ελέγχου για το σκυρόδεμα των πυρήνων που λήφθηκαν

Κωδικός Δοκιμίων	Βάθος Ενανθράκωσης (cm)	RH (μετρήθηκε σε βάθος της επικάλυψης του οπλισμού)	Φορτίο Θραύσης με αναγωγή σε $f_{c,cube\ 15x15x15}$ (Mpa)	Φαινόμενο βάρους (Kg/m ³)
Π1 (Πλάκα Π7 Ισόγειο)	2.0 - 2.5	5.5	15.2	2230
Π2 (Πλάκα Π8 Ισόγειο)	3.0 - 3.5	5.0	15.1	2215
Π3 (Πλάκα Π2 Ισόγειο)	4.0 - 4.5	6.0	16.1	2290

3.3.2.2 Για τον οπλισμό:

Για τα στοιχεία της κατασκευής έχει χρησιμοποιηθεί λείος χάλυβας *StI* (κατά DIN) ή *S220* (κατά ΕΛΟΤ) τόσο για τον διαμήκη όσο και για τον εγκάρσιο (συνδετήρες) οπλισμό.

3.3.3 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα αποτύπωσης οπλισμού

Παρακάτω παρατίθενται οι πίνακες των οπλισμών των δομικών στοιχείων που ελέγχθησαν.

Πίνακας 3.3: Οπλισμός δομικών στοιχείων που ελέγχθησαν στον όροφο του υπογείου

Υπόγειο				
Υποστυλώματα / Τοιχία				
Στοιχείο	x παρειά: Αριθμός Φmm	y παρειά: Αριθμός Φmm	Συνολικός Διαμήκης οπλισμός: Αριθμός Φmm	Εγάρσιος οπλισμός - Συνδετήρες: Αριθμός Φmm/cm
K22	2 Φ12	3 Φ12	6 Φ12	Φ5/40
Δοκοί / Ε.Ζ.				
Στοιχείο	Διαμήκης κ. οπλισμός: Αριθμός Φmm		Εγάρσιος οπλισμός - Συνδετήρες: Αριθμός Φmm/cm	
Δ5	3 Φ14		Φ5/25	
Δ6	5 Φ12		Φ5/30	
Δ7	4 Φ18 (StI)		Φ5/30 (StI)	
Δ8	4 Φ12		-	
Δ9	5 Φ14		-	

Πλάκες		
Στοιχείο	Οπλισμός κατά x - x': Αριθμός Φ mm/cm	Οπλισμός κατά y - y': Αριθμός Φ mm/cm
Π2	Φ 8/12	Φ 8/10
Π3	Φ 6/25 (StI)	Φ 8/16 (StI)
Π4	Φ 8/10 (StI)	Φ 6/17
Π6	Φ 6/35	Φ 8/12

Πίνακας 3.4: Οπλισμός δομικών στοιχείων που ελέγχθησαν στον όροφο του ισόγειου

Ισόγειο				
Υποστυλώματα / Τοιχία				
Στοιχείο	x παρειά: Αριθμός Φ mm	y παρειά: Αριθμός Φ mm	Συνολικός Διαμήκης οπλισμός: Αριθμός Φ mm	Εγάρσιος οπλισμός - Συνδετήρες: Αριθμός Φ mm/cm
K5	-	3 Φ 12	6 Φ 12	Φ 5/20
K9	-	3 Φ 12	6 Φ 12	Φ 5/20
K13	2 Φ 12	-	6 Φ 12	Φ 5/40
K14	-	-	Φ 12 (StI)	Φ 5 (StI)
K16	-	3 Φ 12	6 Φ 12	Φ 5/35
K17	2 Φ 12	3 Φ 12	6 Φ 12	Φ 5/50
K18	2 Φ 12	3 Φ 12	6 Φ 12	Φ 5/30
Δοκοί / Ε.Ζ.				
Στοιχείο	Διαμήκης κ. οπλισμός: Αριθμός Φ mm		Εγάρσιος οπλισμός - Συνδετήρες: Αριθμός Φ mm/cm	
Δ7	Φ 12		Φ 5/30	
Δ9	4 Φ 12 (StI)		Φ 5 (StI)	
Δ23	4 Φ 16 (StI)		Φ 5 (StI)	
Δ24	4 Φ 16		Φ 5/25	
Πλάκες				
Στοιχείο	Οπλισμός κατά x - x': Αριθμός Φ mm/cm	Οπλισμός κατά y - y': Αριθμός Φ mm/cm		
Π8	-	Φ 8 (StI)		
Π9	Φ 8/10	Φ 8/12		

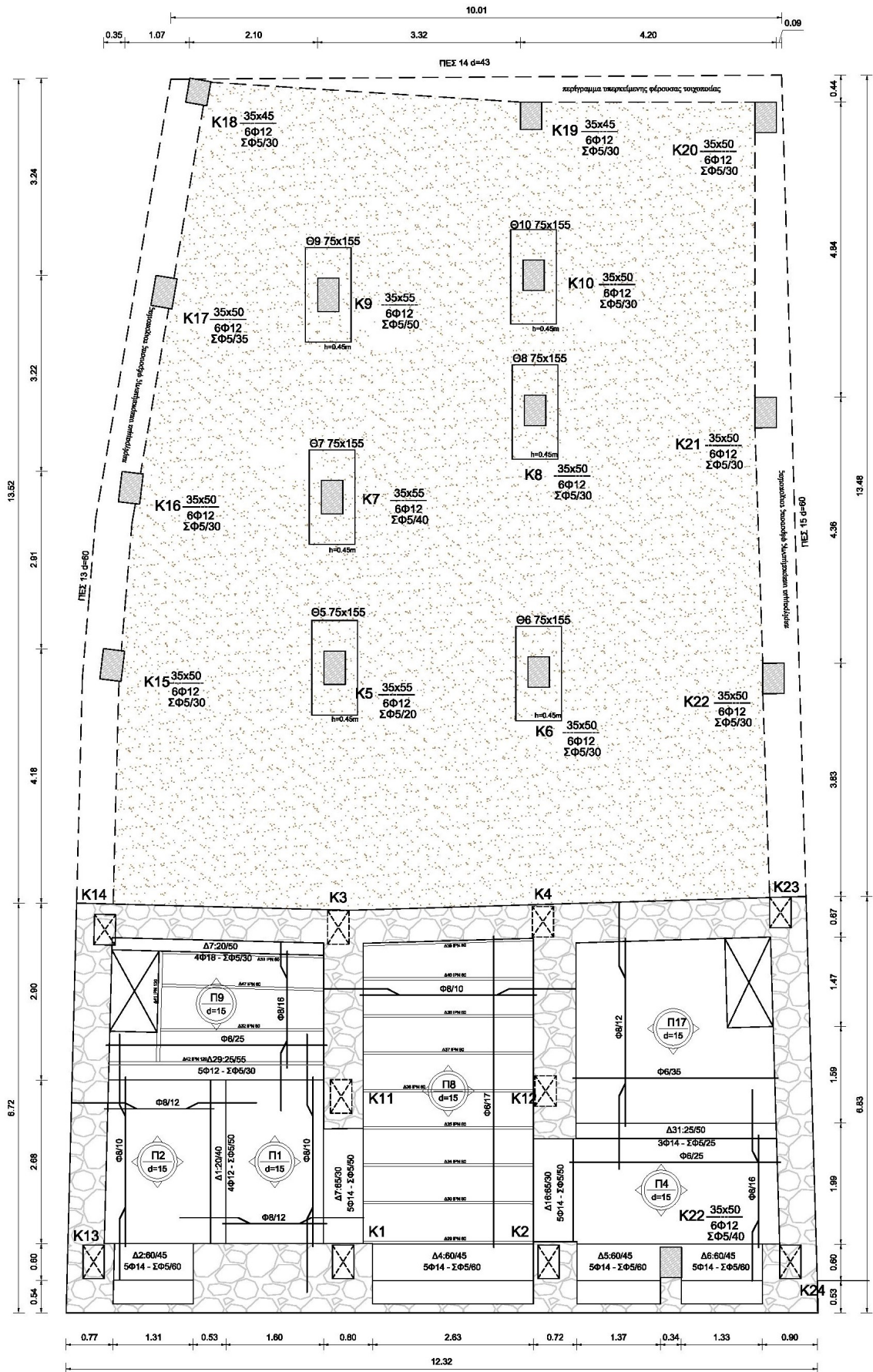
Πίνακας 3.5: Οπλισμός δομικών στοιχείων που ελέχθησαν στον όροφο

Όροφος				
Υποστυλώματα / Τοιχία				
<i>Στοιχείο</i>	<i>x παρειά: Αριθμός Φmm</i>	<i>y παρειά: Αριθμός Φmm</i>	<i>Συνολικός Διαμήκης οπλισμός: Αριθμός Φmm</i>	<i>Εγάρσιος οπλισμός - Συνδετήρες: Αριθμός Φmm/cm</i>
K2	2 Φ12	-	6 Φ12	Φ5/50
K5	2 Φ12	3 Φ12	6 Φ12 (StI)	Φ5/40 (StI)
K6	-	3 Φ12	6 Φ12	Φ5/25
K7	-	3 Φ12	6 Φ12	Φ5/30
K11	-	3 Φ12	6 Φ12	Φ5/25
K14	-	3 Φ12	6 Φ12	Φ5/60
K15	-	3 Φ12	6 Φ12	Φ5/60
K17	2 Φ12	3 Φ12	6 Φ12	Φ5/30
K18	-	3 Φ12	6 Φ12	Φ5/30
K19	-	3 Φ12	6 Φ12	-
K21	-	3 Φ12	6 Φ12	Φ5/30
Θέση έδρασης δοκού Δ3 στην τοιχοποιία	Δεν ανιχνεύεται οπλισμός			
Δοκοί / E.Z.				
<i>Στοιχείο</i>	<i>Διαμήκης κ. οπλισμός: Αριθμός Φmm</i>		<i>Εγάρσιος οπλισμός - Συνδετήρες: Αριθμός Φmm/cm</i>	
Δ1	Φ16		Φ5/25	
Δ2	8 Φ12 (StI)		Φ5 (StI)	
Δ8	4 Φ12		Φ5/25	
Δ13	Φ12		Φ5/25	
Δ16	6 Φ1 (StI)		Φ5 (StI)	
Δ26	Φ12		Φ5/30	
Ο έλεγχος έγινε για την εξακρίβωση ύπαρξης δοκού ή όχι στο κάτω αριστερά άκρο του κτιρίου και σε άξονα παράλληλο με την περασιά της Δ14 και Δ15	Δεν ανιχνεύεται οπλισμός			

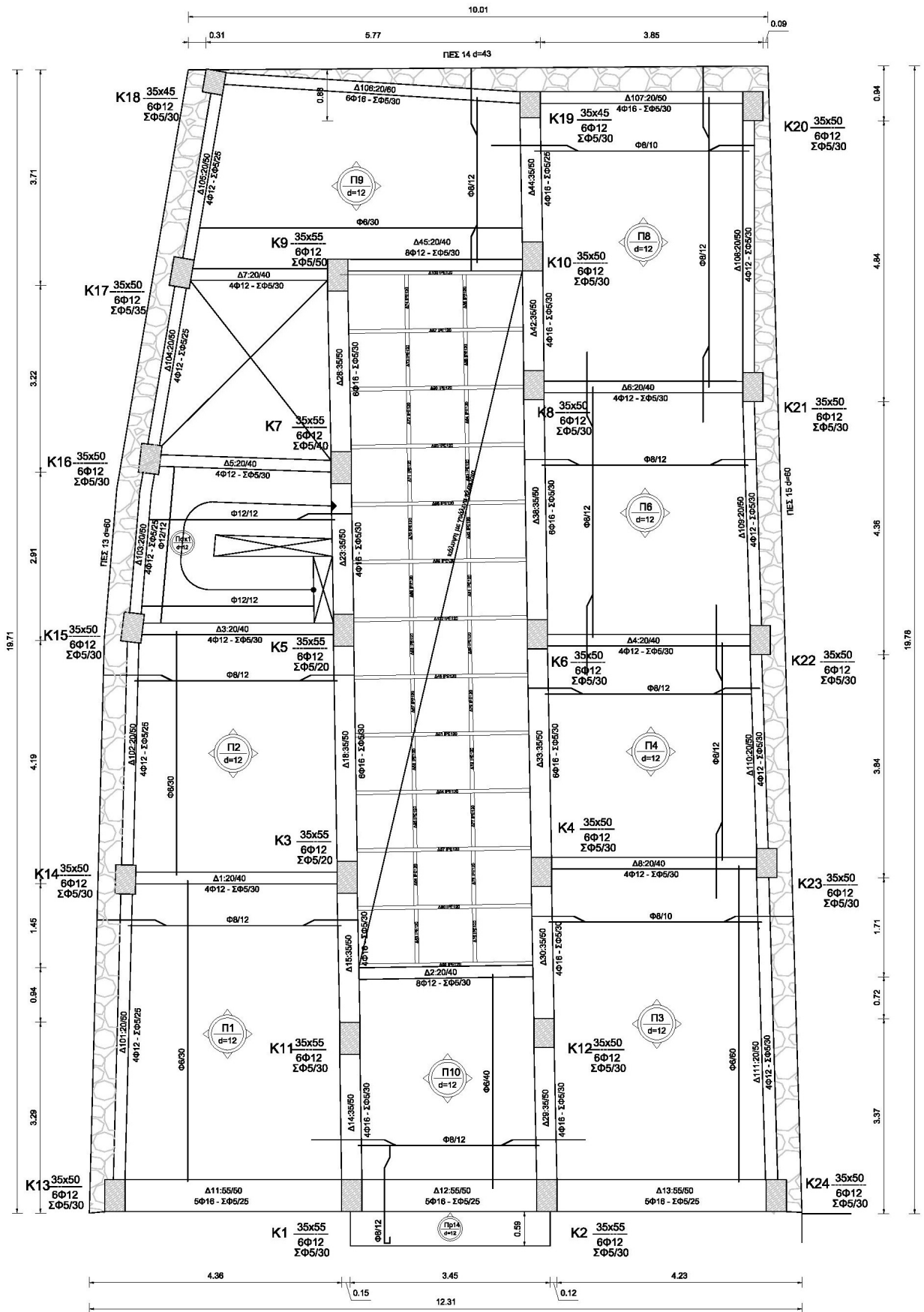
Ο έλεγχος έγινε για την εξακρίβωση ύπαρξης δοκού ή όχι δεξιά της δοκού Δ1	Δεν ανιχνεύεται οπλισμός δοκού	
Πλάκες		
<i>Στοιχείο</i>	<i>Οπλισμός κατά x - x' : Αριθμός Φmm/cm</i>	<i>Οπλισμός κατά y - y' : Αριθμός Φmm/cm</i>
Π1	Φ8/12	Φ6/30
Π2	Φ8/12	Φ6/40
Π3	Φ8/10	Φ6/60
Π6	Φ8/12	Φ8/12

3.4 Σχέδια αποτύπωσης Φέροντα Οργανισμού του κτιρίου

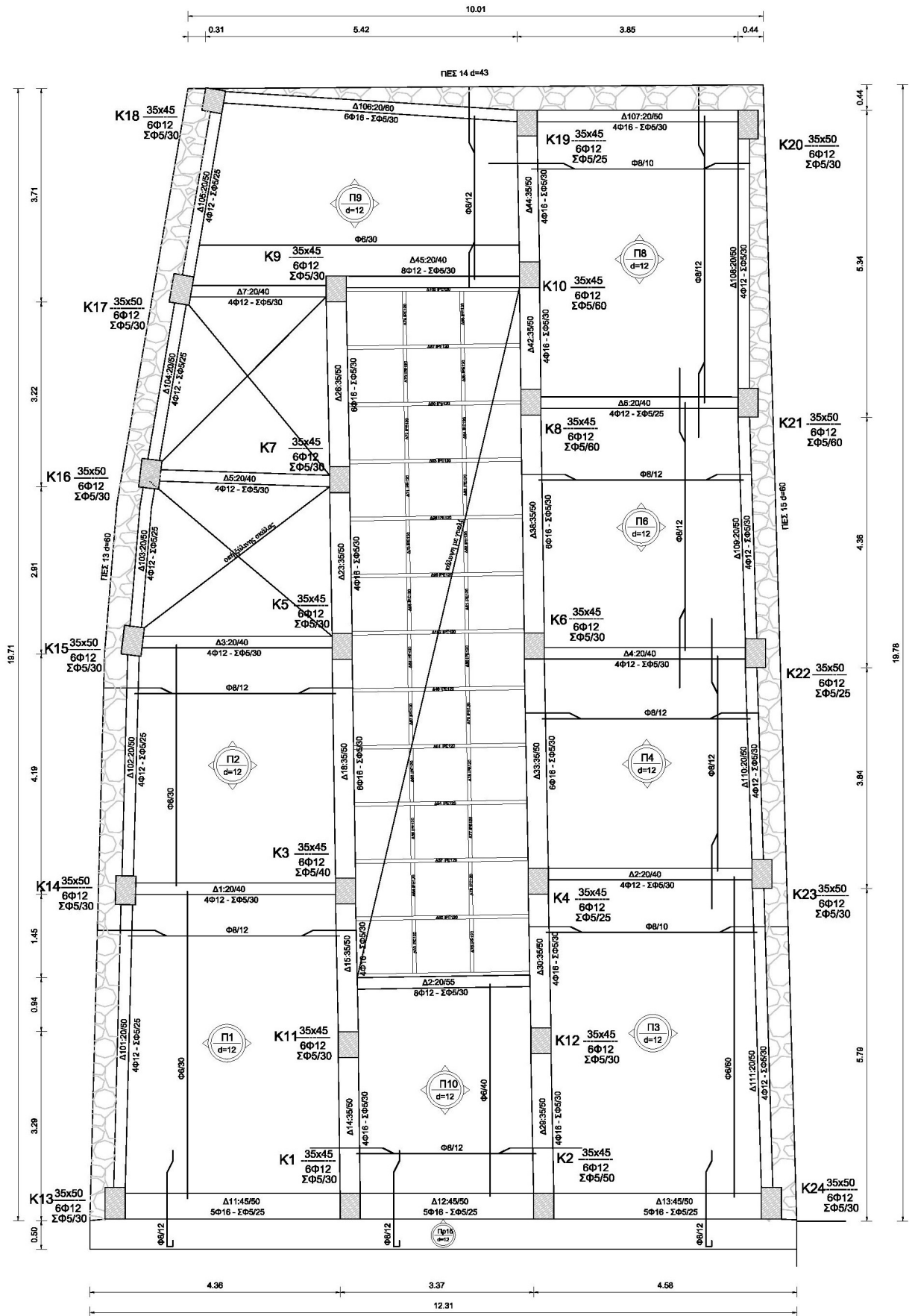
Με γνωστά, πλέον, υλικά και οπλισμούς σκυροδέματος αποτυπώθηκε ο φέρων οργανισμός του κάθε ορόφου του κτιρίου, όπως είναι σήμερα. Παρακάτω, παρουσιάζονται τα σχέδια αποτύπωσης για το υπόγειο, το ισόγειο και τον όροφο του κτιρίου αντίστοιχα.



Σχήμα 3.6: Αποτύπωση φέροντα οργανισμό υλογείου (αποτύπωση 2019)



Σχήμα 3.7: Αποτύπωση φέροντα οργανισμού ισογείου (αποτύπωση 2019)



Σχήμα 3.8: Αποτύπωση φέροντα οργανισμού ορόφου (αποτύπωση 2019)

4 Οπτικός έλεγχος και εργαστηριακά δεδομένα

4.1 Εισαγωγή

Πολλά υφιστάμενα κτίρια έχουν πρόβλημα με τη στατική και την αντισεισμική επάρκεια τους. Αυτό συμβαίνει, κυρίως λόγω της ανέγερσης τους σε εποχές που δεν εφαρμόζονταν αντισεισμικοί κανονισμοί. Επιπρόσθετα, με την πάροδο του χρόνου δημιουργούνται στα κτίρια βλάβες φθοράς λόγω χρήσης, καιρού και σεισμών. Επομένως, ο προέλεγχος και μετέπειτα ο έλεγχος είναι απαραίτητο μέτρο πρόληψης για την ασφάλεια του κοινού. Για το σκοπό αυτό, πραγματοποιήθηκαν έμμεσες (Μη Καταστρεπτικές) και άμεσοι μέθοδοι από αρμόδια τεχνική εταιρία, ώστε να διερευνηθεί ο φέρων οργανισμός της κατασκευής καθώς και οι ωπλισμοί και οι αντοχές του σκυροδέματος.

Σε πρώτο στάδιο, χρησιμοποιήθηκαν ήταν η μέθοδος οπτικού ελέγχου (άμεση), η μέθοδος πυρηνοληψίας (άμεση), η μέθοδος κρουσιμέτρου (έμμεση) και η μέθοδος μεταβολής ηλεκτρομαγνητικού πεδίου (έμμεση) με σκοπό τον έλεγχο και την εκτίμηση της αντοχής του ωπλισμένου σκυροδέματος.

Στη συνέχεια, προσδιορίστηκε ότι ο φέρων οργανισμός της κατασκευής αποτελείται από ωπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία. Με γνωστούς, πλέον, ωπλισμούς και αντοχές σκυροδέματος επισημάνθηκε στους ιδιοκτήτες ότι το κτίριο δεν επαρκεί με βάση τους σύγχρονους κανονισμούς για τη χρήση του ως κέντρο εστίασης και ότι η κατασκευή χρειάζεται ενίσχυση.

4.2 Οπτικός έλεγχος

Ο οπτικός έλεγχος είναι μια άμεση, μη καταστρεπτική μέθοδος με την οποία επιτυγχάνεται η καταγραφή κρίσιμων δεδομένων και δομικών χαρακτηριστικών του κτιρίου οι οποίες επιδρούν στην αντισεισμική του ικανότητα. Υπάρχουν ειδικά έντυπα συλλογής στοιχείων στα οποία καταγράφονται:

1. Η σεισμικότητα της περιοχής
2. Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου (ωπλισμένο σκυρόδεμα, φέρουσα τοιχοποιία κλπ.)
3. Το έτος κατασκευής του
4. Το πλήθος των ορόφων του
5. Η επιφάνεια κάλυψης και δόμησης του
6. Τυχόν υπάρχουσες βλάβες ή φθορές στο εξωτερικό καθώς και στο εσωτερικό του
7. Η κατηγορία εδάφους στην περιοχή μελέτης
8. Ειδικότερα δεδομένα που χαρακτηρίζουν μια ομάδα κτιρίων σε μία χώρα ή περιοχή (π.χ. για την Ελλάδα η πιθανή ύπαρξη πυλωτής ή της πιθανής επαφής με γειτονικά κτίρια)
9. Ιδιαίτερα χαρακτηριστικά ανά τύπο κτιρίου

Συγκεκριμένα, τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά για τα κτίρια από ωπλισμένο σκυρόδεμα, είναι:

1. Η ύπαρξη πυλωτής

2. Η ύπαρξη κοντών υποστυλωμάτων
3. Η ύπαρξη τοιχωμάτων
4. Η διάταξη των τοιχοπληρώσεων
5. Η κανονικότητα του κτιρίου
6. Το ενδεχόμενο κρούσης με γειτονικά κτίρια

Ενώ τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά για τα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία είναι:

1. Τα υλικά και ο τρόπος δόμησης των τοίχων
2. Το πάχος των τοίχων
3. Το ποσοστό οριζόντιας επιφάνειας τοίχων σε σχέση με τη συνολική δόμηση
4. Το ποσοστό των ανοιγμάτων των τοίχων
5. Η ύπαρξη σεναζιών, διαζωμάτων
6. Οι συνδέσεις πατωμάτων και οροφής με τους περιμετρικούς τοίχους

Στο υπό μελέτη κτίριο, κατά την επιθεώρηση που πραγματοποιήθηκε στον χώρο του κτιρίου, καταγράφηκαν όλες οι απαραίτητες άνωθι πληροφορίες καθώς λήφθηκαν και φωτογραφίες του εσωτερικού και εξωτερικού του χώρου. Επίσης, διαπιστώθηκε ότι η αρχική μελέτη έχει εφαρμοστεί χωρίς τροποποιήσεις σε ότι έχει να κάνει με τη γεωμετρία του φορέα, τις διαστάσεις και τη διάταξη των μελών καθώς και τις χρήσεις των χώρων όπως έχουν αναφερθεί στη παράγραφο 3.1. Η έκταση των βλαβών που έχει υποστεί μπορεί να θεωρηθεί μικρή. Περιλαμβάνει ελαφρές ή περισσότερο σοβαρές ρηγματώσεις ενώ σε κανένα στοιχείο δεν έχει παρατηρηθεί λυγισμός ή θραύση ραβδών οπλισμού και συνδετήρων καθώς και αισθητές μόνιμες μετακινήσεις των άκρων. Η μικρή έκταση των βλαβών αποτελεί μια ικανοποιητική πρώτη εικόνα για τον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, καθώς έχει υποβληθεί σε τρεις αρκετά ισχυρούς σεισμούς που έπληξαν την πόλη της Αθήνας (ρήγμα των Αλκυονίδων 1981, ρήγμα της Πάρνηθας το 1999 και 2019). Στα παρακάτω σχήματα, παρουσιάζονται οι σημαντικότερες βλάβες που παρατηρήθηκαν:



i)

ii)



iii)

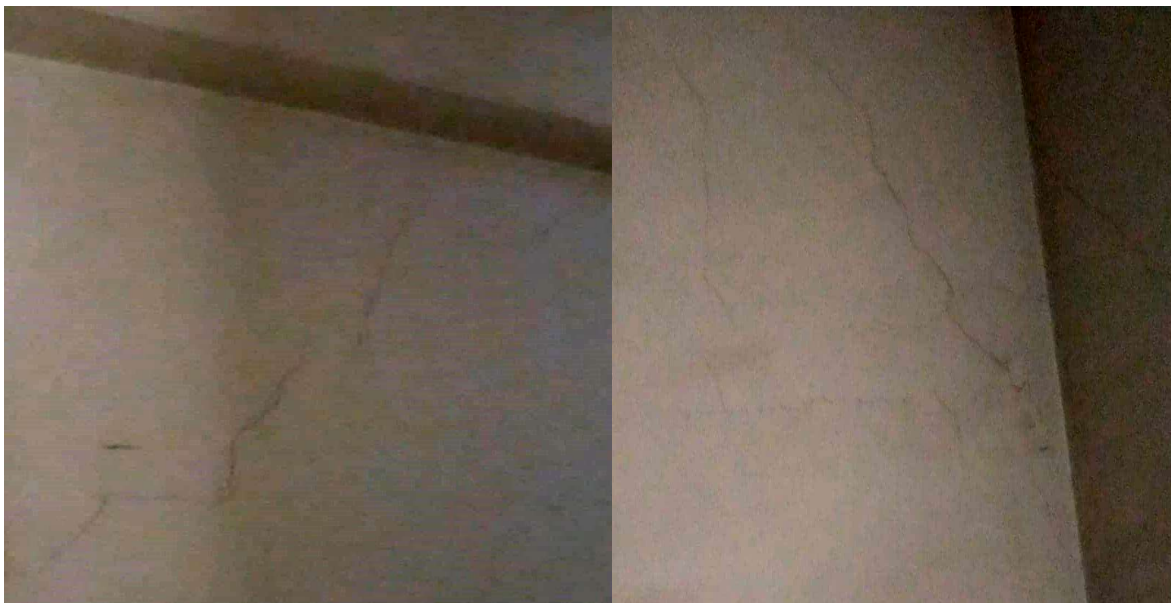
iv)



v)

vi)

Σχήμα 4.1: Αστοχία i) στον αριστερό πρόβολο της προσόψεως, ii) στην ένωση κιγκλιδώματος και τοιχοποιίας, στον αριστερό πρόβολο της προσόψεως, iii) στο αριστερό άκρο, λόγω επαφής με γειτονικό κτίριο, iv) στο αριστερό άκρο του μεσαίου προβόλου της προσόψεως, v) στη μέση του μεσαίου προβόλου της προσόψεως, vi) στο δεξί άκρο του μεσαίου προβόλου της προσόψεως



i)

ii)



iii)

Σχήμα 4.2: Αστοχία της τοιχοποιίας i) στον όροφο του ισογείου (στο βάθος της στοάς), ii) και iii) στον πρώτο όροφο του κτιρίου

4.3 Εργαστηριακά δεδομένα

4.3.1 Πυρηνοληψία

4.3.1.1 Γενικά

Με τη μέθοδο της πυρηνοληψίας, υπάρχει δυνατότητα να εξεταστούν με μεγάλη ακρίβεια η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, καθώς όμως και γενικότερα η ποιότητά του, το βάθος ενανθράκωση, το PH κτλ. Το βασικό πλεονέκτημα των πυρηνοληψιών είναι η αμεσότητα του προσδιορισμού της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, καθώς οι πυρήνες υποβλήθηκαν σε δοκιμή μονοαξονικής θραύσης στο εργαστήριο.

4.3.1.2 Προγραμματισμός της πυρηνοληψίας

Αποφασίστηκε η διάμετρος και το μήκος των πυρήνων, τα δομικά στοιχεία από όπου θα γίνει η πυρηνοληψία και οι θέσεις των πυρήνων πάνω στα δομικά στοιχεία καθώς και ο αριθμός των πυρήνων. Ακολουθήθηκαν οι συστάσεις της διεθνούς βιβλιογραφίας, δηλαδή η διάμετρος των αποκοπτόμενων πυρήνων για τον έλεγχο της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, να είναι 10 (έως 15) cm (ISO DIS7034, Petersons 1971, Plowman et al 1974, Campbel-Tobin 1967, BS 6089). Η αντοχή των πυρήνων διαμέτρου 10cm παρουσιάζεται 20% περίπου αυξημένη σε σχέση με την αντοχή πυρήνων διαμέτρου 5 cm.

Επειδή για το επιδιωκόμενο μήκος του πυρήνα, ή αλλιώς για την τιμή του λόγου ύψος/διάμετρο L/D , δεν υπάρχει μια μονοσήμαντη συνιστώμενη τιμή, αλλά όπως φαίνεται από τις διάφορες δημοσιεύσεις, η τιμή του λόγου L/D μπορεί να κυμανθεί από 0.95 έως 2.0, πάρθηκαν αντίστοιχοι λόγοι. Η απόσταση των αποκοπτόμενων πυρήνων από τις ακμές των εξεταζόμενων στοιχείων, φροντίστηκε να είναι τουλάχιστον 8cm (Malhotra – Carrette 1980).

Παρ ότι οι πυρήνες μετά την κοπή συνηθίζεται να καλύπτονται (καπέλωμα) με διάφορα υλικά (high alumina cement mortar, sulphur-sand mixture), για την διόρθωση των

ατελειών τους, στην περίπτωση μας έγινε εγκάρσια αδιατάρακτη κοπή. Εξάλλου όπως συνιστάται (Petersons 1971), να αποφεύγεται το καπέλωμα και η απαραίτητη επιπέδωση των επιφανειών να γίνεται με ειδικά μηχανήματα λειάνσεως.

4.3.1.3 Διαδικασία και αποτελέσματα της μεθόδου πυρηνοληψίας

Κατά τη διαδικασία της πυρηνοληψίας, έγινε αποκοπή τριών πυρήνων σκυροδέματος (Π1-Π3) από διάφορα στοιχεία, όπως παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.1: Αντιστοίχιση πυρήνων πυρηνοληψίας και στοιχείων

<i>A/a</i>	<i>Στοιχείο</i>
Π1	Πλάκα Π7 Ισόγειο
Π2	Πλάκα Π8 Ισόγειο
Π3	Πλάκα Π2 Ισόγειο

Τα δοκίμια μόλις λήφθηκαν καθαρίστηκαν και στη συνέχεια ψεκάστηκαν με διάλυμα φαινολοφθαλεΐνης (2% κ.ο.) για να βρεθεί το βάθος ενανθράκωσης. Η επιφάνεια που απέκτησε βυσσινή χρώμα, είναι η υγιής, ενώ αυτή που δεν άλλαξε χρώμα είναι η ενανθρακωμένη. Ακολούθως μετρήθηκε το βάθος ενανθράκωσης και παρουσιάζεται στον παρακάτω Πίνακα 4.3.

Έπειτα αφαιρέθηκε μικρό τμήμα από τις παράλληλες επιφάνειες των δοκιμίων με αδιατάρακτη εγκάρσια κοπή με σκοπό να αποκτήσουν λείες επιφάνειες για το πείραμα της θλίψης, να απομακρυνθούν τμήματα ενανθρακωμένης επιφάνειας, καθώς και να αποκτήσουν τις επιθυμητές διαστάσεις.

Εν συνεχεία, έγινε η μεταφορά τους στο εργαστήριο Αντοχής των Υλικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου (ΕΜΠ), όπου και συντηρήθηκαν σε ιδανικές συνθήκες μέχρι την ώρα των δοκιμών τους, για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής τους. Η αντοχή του πυρήνα σε μονοαξονική θλίψη υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma = \frac{P}{\left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right)}, \quad (4.1)$$

όπου:

P: το μέγιστο θλιπτικό φορτίο

d: η διάμετρος του δοκιμίου

σ: η τάση θραύσεως

Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τα πειράματα, φαίνονται στους παρακάτω πίνακες.

Πίνακας 4.2: Χαρακτηριστικά δοκιμίων πυρηνοληψίας

Κωδικός δοκιμίων	Χαρακτηριστικά Δοκιμίων		
	Ύψος (cm)	Βάρος (gr)	Διάμετρος (cm)
Π1	8.6	1506	10.0
Π2	8.2	1425	10.0
Π3	9.3	1670	10.0

Πίνακας 4.3: Αποτελέσματα πειραμάτων των δοκιμίων της πυρηνοληψίας

Κωδικός Δοκιμίων	PH (στον σπλισμό)	Βάθος ενανθράκωσης (cm)	Φορτίο Θραύσης $f_{c,core}$ (KNt)	Φορτίο Θραύσης $f_{c,core}$ (MPa)
Π1	5.5	2.0 - 2.5	103.1	13.1
Π2	5.0	3.0 - 3.5	102.5	13.0
Π3	6.0	4.0 - 4.5	106.8	13.6

Έπειτα, έγινε αναγωγή της αντοχής των δοκιμίων του σκυροδέματος στην αντίστοιχη του πρότυπου κυβικού δοκιμίου (15x15x15 cm). Με βάση το τυπολόγιο του πρότυπου ΕΛΟΤ 344 υπολογίστηκαν οι μέσες τιμές των αποτελεσμάτων των θλιπτικών αντοχών, οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν για τη βαθμονόμηση των έμμεσων μεθόδων και δίνονται στον κάτωθι πίνακα.

Πίνακας 4.4: Υπολογισμός θλιπτικής αντοχής δοκιμίου (πυρήνα)

Κωδικός Δοκιμίων	Φορτίο Θραύσης $f_{c,core}$ (MPa)	Φορτίο Θραύσης με αναγωγή $f_{c,cube 15x15x15}$ (MPa)
Π1	13.1	15.2
Π2	13.0	15.1
Π3	13.6	16.1

Ο τύπος που χρησιμοποιήθηκε σύμφωνα με το σχέδιο προτύπου ΕΛΟΤ 344, για την αναγωγή της αντοχής πυρήνα σε συμβατική αντοχή είναι ο εξής:

$$f_{c,cube} = \frac{\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3}{K_\phi \cdot K_c \cdot K_d} f_{c,core}, \quad (4.2)$$

όπου:

- K_ϕ συντελεστής εξαρτώμενος απ' την διάμετρο του πυρήνα
 0.85 για πυρήνες διαμέτρου 100 mm
 0.95 για πυρήνες διαμέτρου 150 mm
- K_c συντελεστής εξαρτώμενος απ' τη συντήρηση του έργου
 1.00 για υγρές συνθήκες συντήρησης
 0.90 για καλές συνθήκες συντήρησης

- 0.80 για κακές συνθήκες συντήρησης
- K_d συντελεστής εξαρτώμενος απ' το πάχος του στοιχείου απ' όπου ελήφθει ο πυρήνας
 1.00 για πάχη μεγαλύτερα των 25 cm
 0.95 για πάχη μικρότερα των 15 cm
- λ_1 συντελεστής γεωμετρίας του πυρήνα, συναρτήσει του λόγου h/d (ύψους h προς διάμετρο d). Οι τιμές του δίνονται στον παρακάτω Πίνακα 4.5 (υπό την προϋπόθεση ότι πρόκειται περί σκυροδέματος κατηγορίας ίσης ή ανωτέρας του B160).
- λ_2 συντελεστής διαμέτρου. Οι τιμές του δίνονται στον παρακάτω Πίνακα 4.6
- λ_3 συντελεστής κατηγορίας σκυροδέματος. Οι τιμές του δίνονται στον παρακάτω Πίνακα 4.7

Πίνακας 4.5: Τιμές του συντελεστή λ_1 , Εξίσωση (4.1)

h/d	1.75	1.50	1.25	1.00	0.90
λ_1	0.98	0.95	0.91	0.85	0.82

Πίνακας 4.6: Τιμές του συντελεστή λ_2 , Εξίσωση (4.1)

d (cm)	10.0	12.5	15.0
λ_2	0.96	0.98	1.00

Πίνακας 4.7: Τιμές του συντελεστή λ_3 , Εξίσωση (4.1)

f_c (kg/cm ²)	120	160	225	300	450
λ_3	1.30	1.25	1.22	1.18	1.14

Με βάση τα παραπάνω, για τα δοκίμια (Π1-Π3) έχουμε ότι:

- Π1: $\lambda_1=0.80$, $\lambda_2=0.96$, $\lambda_3=1.29$, $K_\phi=0.85$, $K_c=1.0$, $K_d=1.0$
 Π2: $\lambda_1=0.80$, $\lambda_2=0.96$, $\lambda_3=1.29$, $K_\phi=0.85$, $K_c=1.0$, $K_d=1.0$
 Π3: $\lambda_1=0.82$, $\lambda_2=0.96$, $\lambda_3=1.28$, $K_\phi=0.85$, $K_c=1.0$, $K_d=1.0$

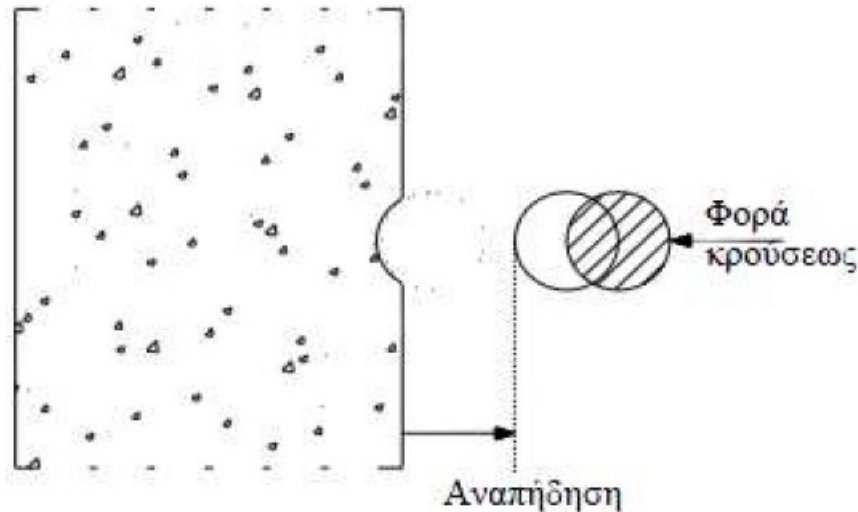
Επομένως, με χρήση των παραπάνω τιμών των συντελεστών για το εκάστοτε δοκίμιο και με χρήση της Εξίσωσης (4.1), προκύπτουν τα αποτελέσματα του φορτίου θραύσης με αναγωγή, $f_{c,cube 15x15x15}$, που έχουν δοθεί στον Πίνακα 4.4.

4.3.2 Μέθοδος κρουσιμέτρου

4.3.2.1 Γενικά

Η μέθοδος του κρουσιμέτρου είναι μια μη καταστρεπτική μέθοδος εκτιμήσεως της αντοχής του σκυροδέματος, η οποία βασίζεται στην μέτρηση της επιφανειακής σκληρότητας των δομικών στοιχείων που εξετάζονται. Με τη μέθοδο αυτή εξετάζεται η

ποιότητα του σκυροδέματος της εξωτερικής επιφάνειας των κατασκευών και σε βάθος έως 30mm περίπου. Η μέθοδος του κρουσιμέτρου μπορεί να δώσει αξιόπιστα αποτελέσματα για την αντοχή ενός δομικού στοιχείου, κυρίως όταν συνδυαστεί και με άλλες μεθόδους. Η αρχή της μεθόδου φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 4.3. Μια μεταλλική μάζα προσκρούει στην επιφάνεια του εξεταζόμενου υλικού. Το ύψος αναπήδησής αυτής της μάζας εξαρτάται από την ελαστικότητα του και υλικού και επομένως, από την αντοχή του.



Σχήμα 4.3: Αρχή της Μη Καταστρεπτικής Μεθόδου του κρουσιμέτρου

Η θλιπτική αντοχή συμβολίζεται με f .

4.3.2.2 Εφαρμογή, βαθμονόμηση και παράγοντες που επηρεάζουν την εκτίμηση αντοχής του σκυροδέματος με τη μέθοδο αυτή

Η μέθοδος του κρουσιμέτρου χρησιμοποιήθηκε για την διαπίστωση της ομοιογένειας του σκυροδέματος των εξεταζόμενων δομικών στοιχείων. Το κρουσίμετρο που χρησιμοποιήθηκε ήταν το Schmidt, τύπου N. Η μέτρηση του δείκτη επιφανειακής σκληρότητας έγινε για ηλικία σκυροδέματος μεγαλύτερη από 3 μήνες. Για τέτοιες ηλικίες το σφάλμα των μετρήσεων μπορεί να φτάσει το 25%, καθώς δεν υπάρχουν αρκετά στοιχεία για την σύνθεση και τη συντήρηση του. Η ισοδύναμη αντοχή κύβου 15x15x15 cm μπορεί να υπολογιστεί με την εμπειρική σχέση του Λογοθέτη (1979):

$$f_c = 0.023 \cdot R^2 + 0.53 \cdot R - 9.59 (MPa), \quad (4.3)$$

Τα αποτελέσματα της πυρηνοληψίας, τα οποία έχουν δοθεί στο υποκεφάλαιο §4.3.1, χρησιμοποιήθηκαν για τη βαθμονόμηση που έγινε, επί τόπου του έργου, για τις έμμεσες-Μη Καταστρεφτικές Μεθόδους που χρησιμοποιήθηκαν. Οι πυρήνες Π1, Π2, Π3 έδωσαν μέση τιμή για τον δείκτη αναπήδησης του κρουσιμέτρου $R_m(Rebound) = 41.4, 41.3$ και 42.0 αντίστοιχα. Δηλαδή, προκύπτει $R_m = 41.6$. Αυτές, αντιστοιχούν σε αντίστοιχες τιμές της θλιπτικής αντοχής του πρότυπου κύβου (ακμής 15 cm): 15.2 MPa, 15.1 MPa και 16.1 MPa. Δηλαδή, προκύπτει $f_{cm} = 29.2$ MPa.

Οπότε, η σχέση που διέπει τη νέα καμπύλη συσχέτισης, η οποία χαράσσεται τοπικώς παράλληλη με αυτή του Λογοθέτη για την υπόψη περιοχή τιμών αντοχής, προκύπτει λύνοντας της εξίσωση (4.3):

$$f_c = 0.023 \cdot R^2 + 0.53 \cdot R - 46.5 (MPa), \quad (4.4)$$

Οι παράγοντες που επηρεάζουν την εκτίμηση αντοχής του σκυροδέματος με τη μέθοδο του κρουσιμέτρου είναι:

1. Ο τύπος του τσιμέντου. Πρέπει να γίνεται βαθμονόμηση του οργάνου για τον κάθε τύπο τσιμέντου που πρόκειται να χρησιμοποιηθεί. Η επίδραση της περιεκτικότητας του σκυροδέματος σε τσιμέντο δεν ξεπερνά το 10%. Αντίθετα χρειάζονται ξεχωριστές βαθμονομήσεις για σκληρά και για μαλακά αδρανή, καθώς τα αποτελέσματα που δίνουν παρουσιάζονται σημαντικά διαφοροποιημένα.
2. Ο τύπος και η γεωμετρία των εξεταζόμενων δοκιμίων. Οι επιφάνειες που εφαρμόστηκε η μέθοδος του κρουσιμέτρου, αρχικά λειάνθηκαν. Έχει παρατηρηθεί ότι οι ενδείξεις του κρουσιμέτρου στις λείες επιφάνειες είναι αυξημένες σε σχέση με τις ενδείξεις στις ανώμαλες επιφάνειες.
3. Η υγρασία. Η αυξημένη υγρασία προκαλεί μείωση του δείκτη επιφανειακής σκληρότητας μέχρι 20%.
4. Η θερμοκρασία. Κατά τη διάρκεια των μετρήσεων, η θερμοκρασία περιβάλλοντος ήταν 20 °C. Ήταν μέσα στο όριο των 10 °C έως 30°C. Οι μετρήσεις που γίνονται σε χαμηλές θερμοκρασίες (κοντά στους 0 °C) δίνουν αυξημένες ενδείξεις κρουσιμέτρου.
5. Η ενανθράκωση. Το φαινόμενο της ενανθράκωσης αναπτύσσεται στα δομικά στοιχεία με την πάροδο του χρόνου και λόγω της έκθεσης τους σε περιβάλλον πλούσιο σε CO₂. Το φαινόμενο αυτό, προκαλεί σημαντική αύξηση των ενδείξεων του κρουσιμέτρου. Από την σχέση Τρέζος et al 1994, έχει προκύψει η παρακάτω μεταβολή της αντοχής του σκυροδέματος συναρτήσει του βάθους ενανθρακώσεως:

$$f_c(R) / f_c(act) = 1.0 + 0.04 \cdot x, \quad (4.5)$$

όπου:

x : το βάθος ενανθρακώσεως σε mm

$f_c(R)$: η αντοχή του σκυροδέματος προσδιορισμένη με το κρουσίμετρο αγνοώντας την ενανθράκωση

$f_c(act)$: η πραγματική αντοχή

6. Η διεύθυνση κρουσιμετρήσεως. Επηρεάζει τον μετρούμενο δείκτη επιφανειακής σκληρότητας (R). Πρέπει να σημειωθεί ότι ανάλογα με την διεύθυνση κρουσιμετρήσεως (οριζόντια ή κατακόρυφη) θα πρέπει να γίνονται οι σχετικές διορθώσεις των μετρήσεων σύμφωνα με τις οδηγίες που δίνονται στο εγχειρίδιο του οργάνου.

Πίνακας 4.8: Επίδραση της διεύθυνσης κρουσιμετρήσεως

R	Διορθώσεις για γωνίες κλίσεως: (+ προς τα πάνω, - προς τα κάτω)			
	+90°	+45°	-45°	-90°
10			+2.4	+3.2
20	-5.4	-3.5	+2.5	+3.4
30	-4.7	-3.1	+2.3	+3.1
40	-3.9	-2.6	+2.0	+2.7
50	-3.1	-2.1	+1.6	+2.2
60	-2.3	-1.6	+1.3	+1.7

4.3.2.3 Αριθμός και θέσεις δοκιμών

Στο εγχειρίδιο του κρουσιμέτρου Schmidt, τύπου N, τονίζεται ότι ο αριθμός των κρουσιμετρήσεων θα πρέπει να είναι από 5 έως 10 ανά θέση. Η διάμετρος της περιοχής στην οποία γίνεται ένα σύνολο μετρήσεων (θέση), είναι μεταξύ 150 και 300 mm. Ως τελική τιμή της μετρήσεως στην υπόψη θέση, λαμβάνεται ο μέσος όρος των κρουσιμετρήσεων της θέσεως αυτής. Αν μια κρουσιμέτρηση διαφέρει περισσότερο από 5 μονάδες από τη μέση τιμή της θέσεως θεωρείται απορριπτέα. Το ASTM: C 805-85 (1985) αναφέρει ότι δεν λαμβάνεται σαν σωστό το σύνολο των κρουσιμετρήσεων μιας θέσεως όταν δυο μετρήσεις διαφέρουν από το μέσο όρο κατά 7 μονάδες, Πάνω στο ίδιο θέμα αναφέρεται από το ISO/DIS 8045 (1982) ότι ο αριθμός των κρουσιμετρήσεων ανά θέση θα πρέπει να είναι 9. Αν το 20% των μετρήσεων μιας θέσεως διαφέρει από τον μέσο όρο περισσότερο από 6 μονάδες, η μέτρηση της θέσεως θεωρείται αναξιόπιστη και επαναλαμβάνεται.

4.3.2.4 Σημεία που αποφεύχθηκαν

Τα σημεία κρουσιμετρήσεως ήταν τουλάχιστον 30 mm μακριά από τις ακμές ή τις απότομες συνέχειες του στοιχείου. Λεπτοί τοίχοι και πλάκες (με πάχος μικρότερο των 12 cm) δίνουν μειωμένες ενδείξεις, λόγω της ταλαντώσεως που δημιουργείται από την κρουσιμέτρηση. Οι κανονισμοί δίνουν ότι το ελάχιστο πάχος των δοκιμαζόμενων με τη μέθοδο του κρουσιμέτρου (R), μελών μιας κατασκευής πρέπει να είναι 100 mm. Στην βιβλιογραφία αναφέρεται ότι για κρουσιμετρήσεις σε πλάκες με λόγο l/h πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ο διορθωτικός συντελεστής:

$$\Delta R = +4 \cdot (0.05 \cdot l/h - 1), \text{για } l/h > 20 \quad (4.6)$$

όπου:

l: το άνοιγμα της πλάκας

h: το πάχος της πλάκας

Στον παρακάτω πίνακα δίνονται στοιχεία από την διεθνή βιβλιογραφία (A. Neville 1975 & Taywood Eng. Ltd 1986) για ποιοτική κατάταξη του σκυροδέματος αναλόγως των ενδείξεων του κρουσιμέτρου.

Πίνακας 4.9: Ποιοτική κατάταξη σκυροδέματος αναλόγως των ενδείξεων του κρουσιμέτρου

A/A	Δείκτης Κρουσιμετρήσεως R	Ποιότητα
1	>45	Εξαιρετική
2	35÷45	Καλή
3	25÷35	Μέτρια
4	20÷25	Κακή
5	<20	Απομίξεις, ρωγμές

4.3.2.5 Αποτελέσματα μετρήσεων με τη μέθοδο του κρουσιμέτρου

Το κρουσίμετρο έδωσε τις κάτωθι τιμές αναπήδησεως R , που αντιστοιχούν σε συγκεκριμένη τιμή της θλιπτικής αντοχής στον πρότυπο κύβο, ακμής 15 cm, και κατόπιν της βαθμονόμησης, η οποία αναπτύχθηκε παραπάνω στο υποκεφάλαιο §4.3.2.2.

Πίνακας 4.10: Αποτελέσματα μετρήσεων με τη μέθοδο του κρουσιμέτρου για τη στάθμη του υπογείου

Στάθμη Υπογείου												
A/a	Δείκτης αναπήδησης R (Rebound)										Rm	fc (MPa)
Δομικού στοιχείου												
Υποστώλωμα K22	40	38	44	43	42	40	42	40	46	40	41.5	15.3
Δοκός Δ6	40	41	40	47	42	41	40	40	44	46	42.1	16.8
Δοκός Δ8	44	40	37	39	42	43	45	46	40	38	41.4	15.1
Δοκός Δ9	40	38	38	42	40	38	40	44	40	41	40.1	11.9
Πλάκα Πλ.2	46	45	42	40	43	44	41	40	43	44	42.8	18.5

Πίνακας 4.11: Αποτελέσματα μετρήσεων με τη μέθοδο του κρουσιμέτρου για τη στάθμη του ισογείου

Στάθμη Ισογείου												
A/a	Δείκτης αναπήδησης R (Rebound)										Rm	fc (MPa)
Δομικού στοιχείου												
Υποστώλωμα K5	40	41	42	39	40	46	40	40	44	44	41.6	15.6
Υποστώλωμα K16	39	42	45	41	40	44	43	40	47	40	42.1	16.8
Υποστώλωμα K17	43	44	48	42	46	38	42	38	42	41	42.4	17.5
Δοκός Δ7	45	40	44	43	44	42	41	40	40	38	41.7	15.8
Δοκός Δ24	39	41	40	42	42	41	40	38	40	43	40.6	13.1
Πλάκα Πλ.9	42	41	40	43	40	38	40	41	42	37	40.4	12.7

Πίνακας 4.12: Αποτελέσματα μετρήσεων με τη μέθοδο του κρουσιμέτρου για τη στάθμη του ορόφου

Στάθμη Ορόφου												
Α/α Δομικού στοιχείου	Δείκτης αναπήδησης R (Rebound)										Rm	fc (MPa)
Υποστύλωμα Κ6	41	42	41	46	44	40	40	41	41	40	41.6	15.6
Υποστύλωμα Κ17	40	42	44	38	42	41	42	42	46	44	42.1	16.8
Υποστύλωμα Κ18	43	40	42	40	42	43	41	43	38	44	41.6	15.6
Δοκός Δ1	37	42	40	40	41	40	42	40	44	38	40.4	12.7
Δοκός Δ13	40	42	43	40	44	39	40	40	41	38	40.7	13.4
Πλάκα Πλ.1	39	39	40	41	42	40	43	39	42	40	40.5	12.9
Πλάκα Πλ.2	43	44	40	40	46	42	41	40	45	44	42.5	17.8

4.3.3 Μέθοδος μεταβολής ηλεκτρομαγνητικού πεδίου

Ο έλεγχος της θέσης των οπλισμών έγινε με όργανο τύπου ferroskan της εταιρίας HILTI TO PS 200s. Κάτωθι, δίνεται ο πίνακας του βάθους ανίχνευσης και της ακρίβειας του οργάνου.

Πίνακας 4.13: Βάθος ανίχνευσης και ακρίβεια οργάνου μέτρησης οπλισμού

Βάθος ανίχνευσης και ακρίβεια

Imagescan (γραφική απεικόνιση)

Διάμετρος Ράβδου Οπλισμού (mm)	Βάθος (mm)									
	20	40	60	80	100	120	140	160	180	
6	± 2	± 3	± 3	± 4	± 5	0	X	X	X	
8	± 2	± 2	± 3	± 4	± 5	0	0	X	X	
10	± 2	± 2	± 3	± 4	± 5	0	0	X	X	
12	± 2	± 2	± 3	± 4	± 5	± 10	0	X	X	
14	± 2	± 2	± 3	± 4	± 5	± 10	0	0	X	
16	± 2	± 2	± 3	± 4	± 5	± 10	0	0	X	
20	± 2	± 2	± 3	± 4	± 5	± 10	± 11.5	0	X	
25	± 2	± 2	± 3	± 4	± 5	± 10	± 11.5	0	X	
28	± 2	± 2	± 3	± 4	± 5	± 10	± 11.5	0	X	
30	± 2	± 2	± 3	± 4	± 5	± 10	± 11.5	0	X	
36	± 2	± 2	± 3	± 4	± 5	± 10	± 11.5	± 13	0	

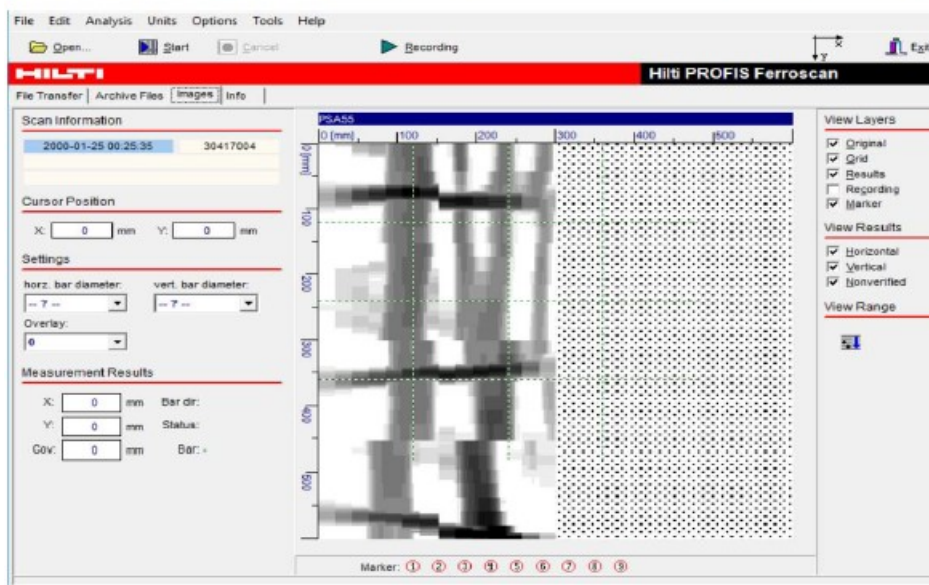
Για δεδομένη διάμετρο ράβδου οπλισμού δίνονται οι τιμές της ακρίβειας στον υπολογισμό του βάθους επικάλυψης σε mm
 0 - Η ράβδος οπλισμού μπορεί να ανιχνευθεί αλλά δεν υπολογίζεται βάθος
 X - Η ράβδος οπλισμού δεν μπορεί να ανιχνευθεί
 Ισχύει για ράβδους οπλισμού κατά DIN 488

Quickscan (γρήγορη σάρωση)

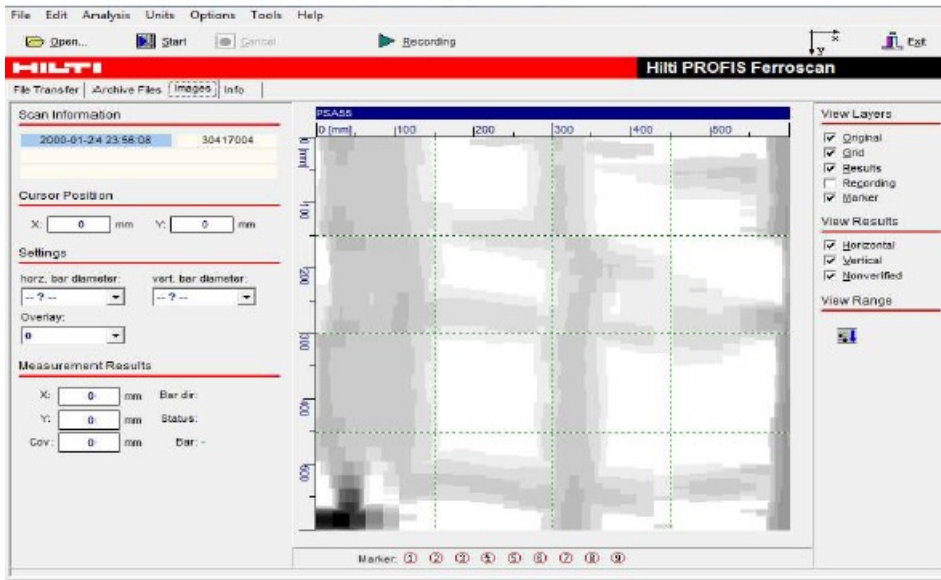
Διάμετρος Ράβδου Οπλισμού (mm)	Βάθος (mm)				
	20	40	60	80	100
6	± 1	± 1	± 2	± 4	± 5
8	± 1	± 1	± 2	± 4	± 5
10	± 1	± 1	± 2	± 4	± 5
12	± 1	± 1	± 2	± 4	± 5
14	± 1	± 1	± 2	± 4	± 5
16	± 1	± 1	± 2	± 4	± 5
20	± 1	± 1	± 2	± 4	± 5
25	± 1	± 1	± 2	± 4	± 5
28	± 1	± 1	± 2	± 4	± 5
30	± 1	± 1	± 2	± 4	± 5
36	± 1	± 1	± 2	± 4	± 5

Για δεδομένη διάμετρο ράβδου οπλισμού δίνονται οι τιμές της ακρίβειας στον υπολογισμό του βάθους επικάλυψης σε mm
 Ισχύει για ράβδους οπλισμού κατά DIN 488

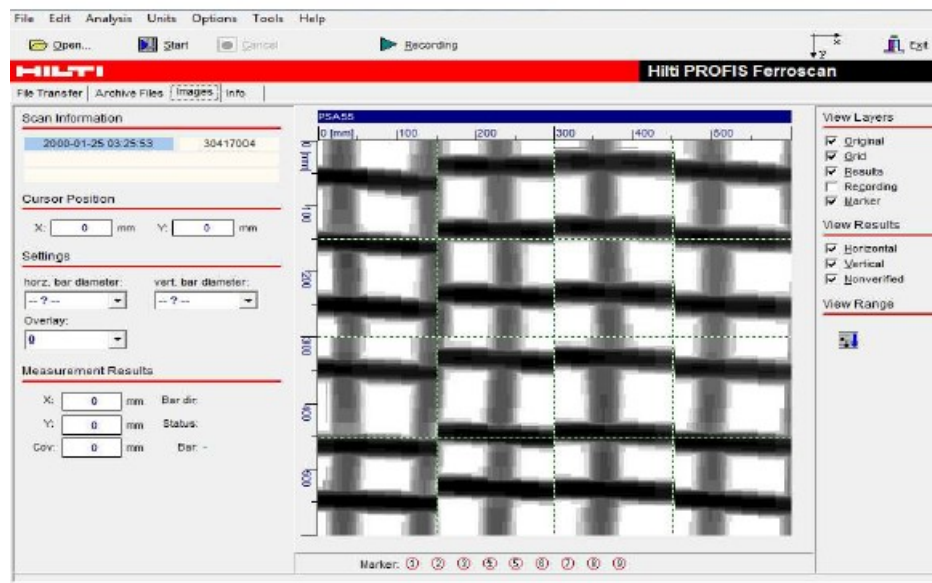
Η συσκευή στηρίζεται στο ηλεκτρομαγνητικό πεδίο του χάλυβα των οπλισμών. Περιλαμβάνει πομποδέκτη ηλεκτρομαγνητικών κυμάτων ο οποίος κινείται επί επίπεδης επιφάνειας σε παράλληλες λωρίδες πλάτους 15cm οριζοντίως και καθέτως. Η συσκευή φέρει ενσωματωμένο Η/Υ, όπου υπολογίζει τον οπλισμό στο σκυρόδεμα, το πάχος της επικάλυψης του οπλισμού και τη διάμετρο του οπλισμού. Η μέγιστη επιφάνεια κάθε εικόνας είναι 60cm x 60cm. Οι περιοχές ελέγχου οριοθετούνται από το σημείο 0,0 (image origin) που είναι το άνω αριστερό σημείο. Παρακάτω δίνονται κάποια ενδεικτικά σχήματα μέτρησης του οπλισμού σε διάφορα στοιχεία του κτιρίου.



Σχήμα 4.4: Αποτύπωση οπλισμού της δοκού Δ6 στη στάση του υπογείου, κάτω πέλμα



Σχήμα 4.5: Αποτύπωση οπλισμού της κολώνας K9 στη στάθμη του ισογείου, γ παρειά



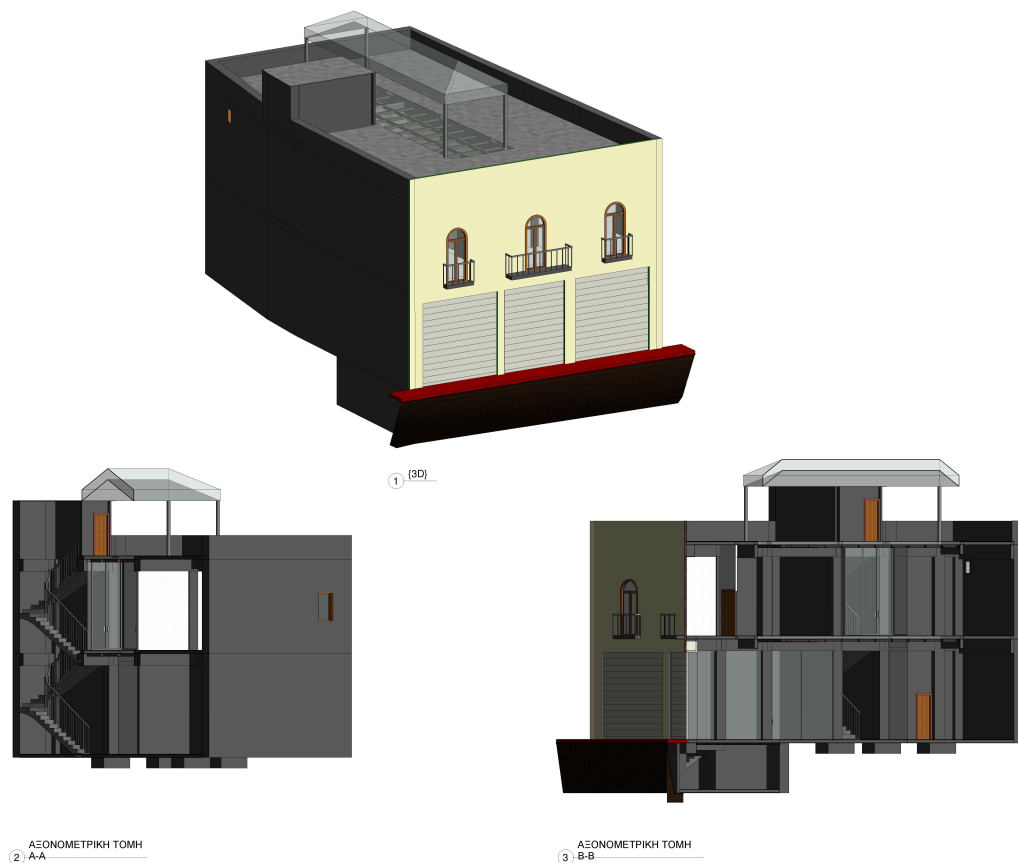
Σχήμα 4.6: Αποτύπωση οπλισμού της πλάκας Π9 στη στάθμη του ισογείου, άνοιγμα

Τα αποτελέσματα της αποτύπωσης του οπλισμού, έχουν δοθεί στους Πίνακες 3.3, 3.4 και 3.5 του υποκεφαλαίου §3.3.3. Τα σχέδια αποτύπωσης έχουν δοθεί στα Σχήματα 3.6, 3.7 και 3.8 του υποκεφαλαίου §3.4.

5 Αποτίμηση

5.1 Προσομοίωση του κτιρίου

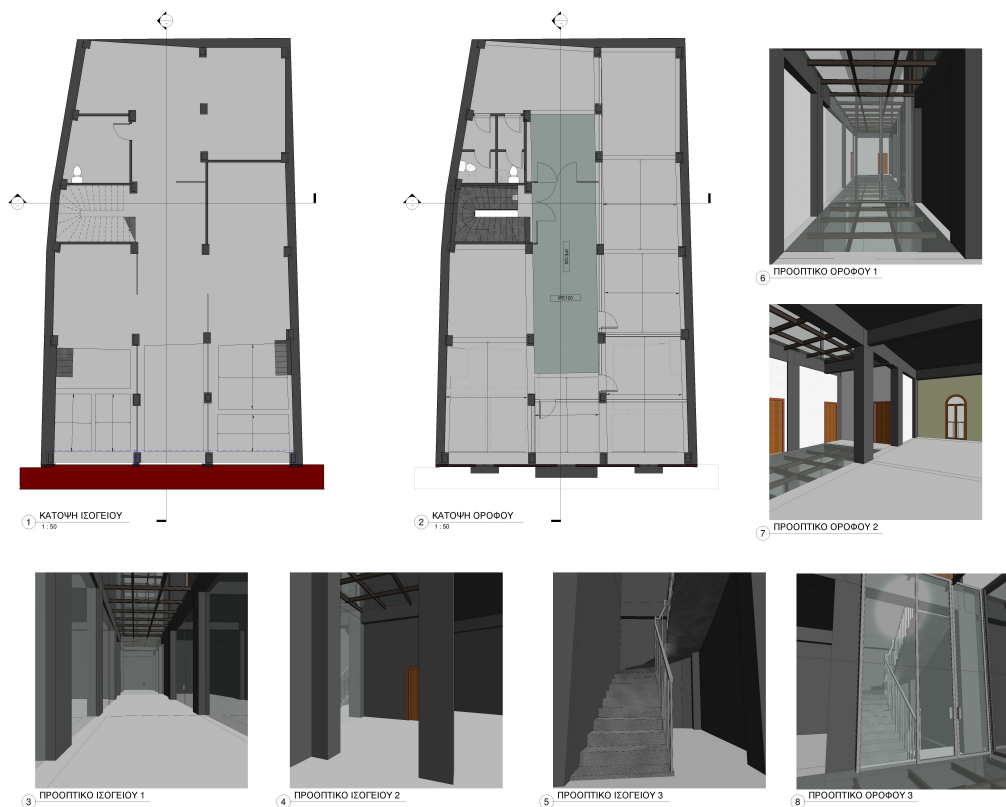
Η προσομοίωση της κατασκευής έγινε αρχικά στο πρόγραμμα Revit. Πρόκειται για ένα πρόγραμμα βασισμένο στην τεχνολογία Building Information Modeling (B.I.M.), με παραμετρικές λειτουργίες και έξυπνα αντικείμενα. Δίνει τη δυνατότητα να δημιουργούνται ταυτόχρονα δισδιάστατα και τρισδιάστατα σχέδια από τα οποία προκύπτουν τομές, όψεις, προοπτικά, ρεαλιστικές αναπαραστάσεις και απεικόνιση των αλλαγών σε πραγματικό χρόνο, ενώ ταυτόχρονα δημιουργείται το αναλυτικό προσομοίωμα της κατασκευής. Είναι δυνατή η άντληση πληροφοριών για τα αντικείμενα, καθώς επίσης δημιουργούνται πίνακες υλικών και επιμετρήσεων. Όσον αφορά το αναλυτικό μοντέλο, λήφθηκαν δύο περιπτώσεις έδρασης του κτιρίου στο έδαφος. Η μια προσομοιάζει το έδαφος με ελατήρια, ενώ η άλλη εδράζει το κτίριο στο έδαφος με στηρίξεις. Στα παρακάτω σχήματα, παρουσιάζεται η αρχιτεκτονική και οι αναλυτικές προσομοιώσεις του κτιρίου.



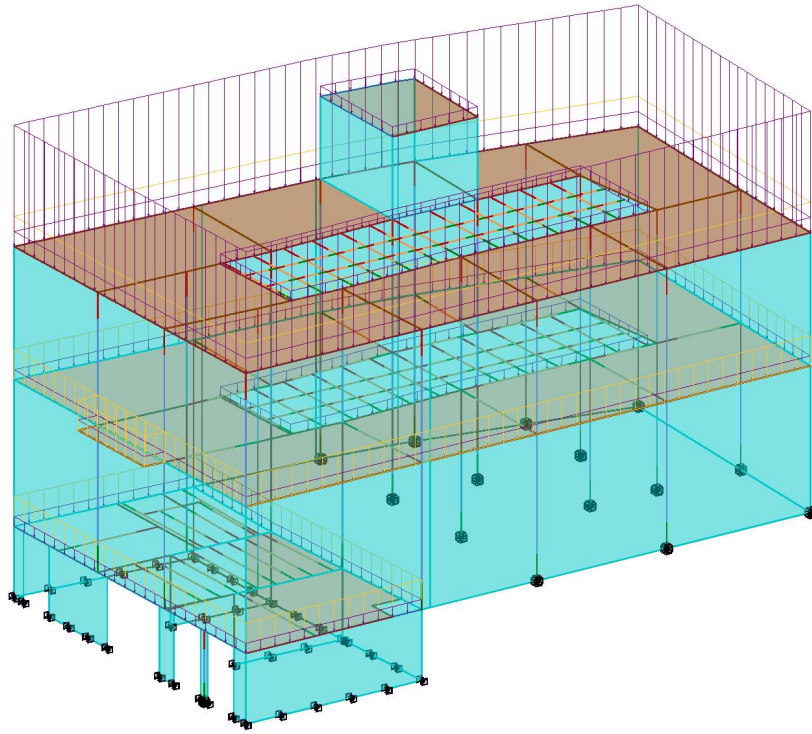
Σχήμα 5.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου και αξονομετρικές τομές



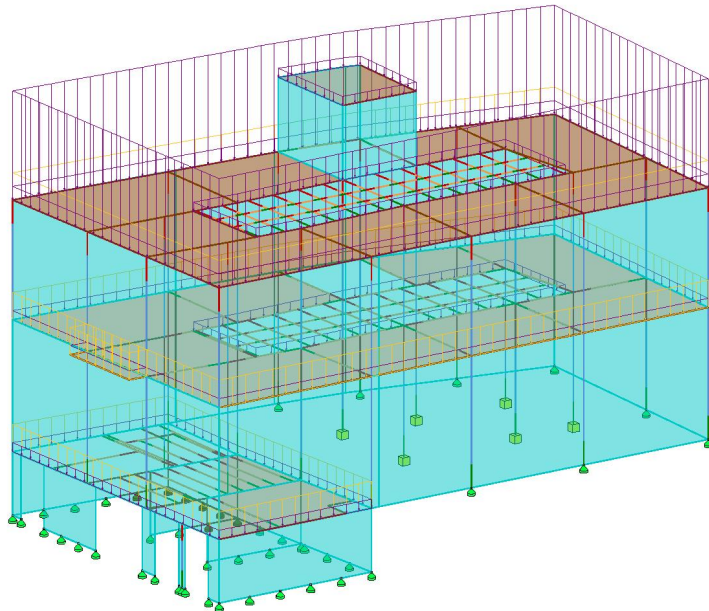
Σχήμα 5.2: Κάτοψη και προοπτικά σχέδια του υπογείου



Σχήμα 5.3: Κατόψεις και προοπτικά σχέδια του ισόγειου και του ορόφου



Σχήμα 5.4: Αναλυτικό μοντέλο κατασκευής, προσομοίωση εδάφους με ελατήρια



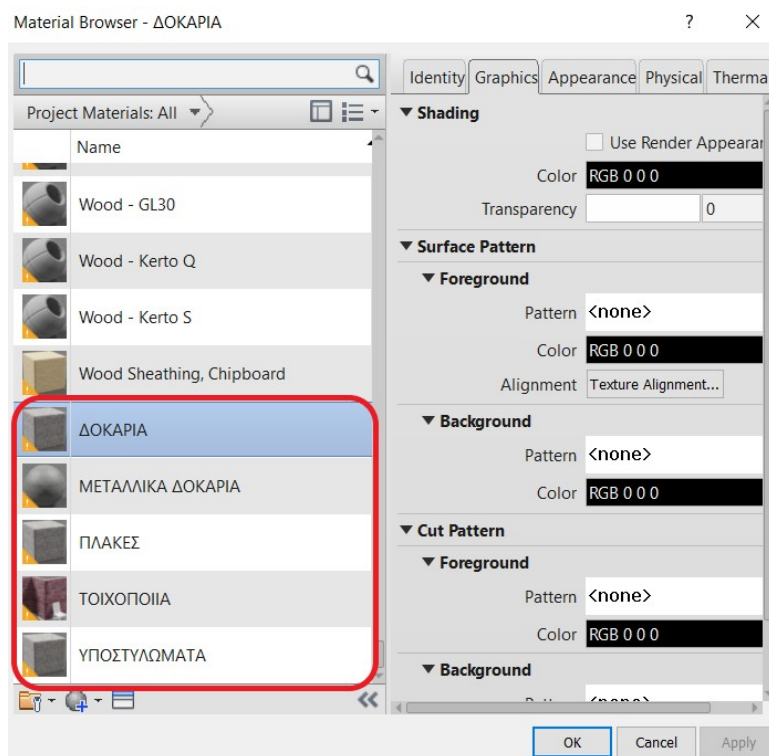
Σχήμα 5.5: Αναλυτικό μοντέλο κατασκευής, έδραση με στηρίξεις

Με σκοπό την ανάλυση της κατασκευής, στο περιβάλλον του προγράμματος Revit ενσωματώθηκε, ως εφαρμογή, το Sofistik Analysis. Το Sofistik είναι ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων που δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να κατασκευάσει ή να εισάγει χωρικά και επίπεδα μοντέλα τα οποία μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εκτέλεση στατικών και δυναμικών αναλύσεων. Επίσης, παρέχει τη δυνατότητα οι αναλύσεις να εκτελεστούν σύμφωνα με τις διατάξεις διάφορων κανονισμών όπως είναι ο Ευρωκώδικας (EC).

Οι διεργασίες μπορούν να διαχειριστούν και να απεικονιστούν στο Revit ή να εξαχθούν και να επεξεργαστούν περαιτέρω στο εργασιακό περιβάλλον του προγράμματος Sofistik. Τα υλικά, οι διατομές και τα φορτία ορίστηκαν στο Revit και παρουσιάζονται αναλυτικά στα παρακάτω υποκεφάλαια.

5.2 Υλικά προσομοιώματος

Μέσω του Revit, είναι δυνατός ο ορισμός των υλικών των δομικών στοιχείων. Το πρόγραμμα διαθέτει βιβλιοθήκη υλικών σε κατηγορίες, και δίνει την δυνατότητα στο χρήστη να επιλέξει ή να δημιουργήσει νέα υλικά για τα δομικά του στοιχεία. Για τη συγκεκριμένη εργασία, ορίστηκαν νέα υλικά όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 5.6: Ορισμός υλικών στο πρόγραμμα Revit

Η εφαρμογή του Sofistik Analysis, αναγνωρίζει τα υπάρχοντα υλικά που έχουν οριστεί στο Revit και απαιτείται μια αντιστοίχιση αυτών των υλικών με αυτών που διαθέτει το πρόγραμμα Sofistik. Η βιβλιοθήκη του, διαθέτει υλικά που χρησιμοποιούνται συνήθως στις κατασκευές, όπως είναι το σκυρόδεμα, ο χάλυβας οπλισμού και κατασκευαστικός κλπ., με καταγεγραμμένες τις ιδιότητες τους. Με βάση τα αποτελέσματα των μετρήσεων, τα οποία αναπτύχθηκαν στο Κεφάλαιο 4, ορίζονται τα υλικά που υπάρχουν στο κτίριο.

5.2.1 Σκυρόδεμα

Για τα υποστυλώματα της κατασκευής, με βάση τα αποτελέσματα της κρουσιμέτρησης, ορίζεται το υλικό *Standard Concrete C16/20 (EN 1992)*, το οποίο υπάρχει ήδη καταγεγραμμένο στο πρόγραμμα και έχει τις παρακάτω ιδιότητες.

The screenshot shows the 'SOFISTIK: Design Code Material' dialog box. The title bar reads 'EuroNorm EN 1992-1-1:2004 Concrete Structures'. The 'Number' field is set to 3 and the 'Title' field is 'C 16/20 (EN 1992)'. The 'Type' is '(EN 1992) Standard Concrete', 'Classification' is 16, and 'Kind of Cement' is empty. The 'Properties' tab is active, with sub-tabs for 'Strength' and 'Bedding'. Under 'General properties', there is a list of material properties with checkboxes and input fields:

Property	Symbol	Value
<input type="checkbox"/> Self weight:	γ	25.0 kN/m ³
<input type="checkbox"/> Density:	ρ	2400.0 kg/m ³
<input type="checkbox"/> Temperature coeff.:	α	1.000e-5 1/K
<input type="checkbox"/> Elastic modulus:	E	28608 MPa
<input type="checkbox"/> Poisson ratio:	μ	0.200 -
<input type="checkbox"/> Shear modulus:	G	11920 MPa
<input type="checkbox"/> Compression modulus:	K	15893 MPa

Buttons at the bottom include 'Stress-Strain Curves ...', 'Property Sets ...', 'Thermal Properties ...', 'OK', 'Cancel', and 'Help'.

Σχήμα 5.7: Ιδιότητες σκυροδέματος κλάσης C16/20

Αντίστοιχα, για τα δοκάρια και τις πλάκες της κατασκευής ορίζεται το υλικό *Standard Concrete C12/15 (EN 1992)* το οποίο έχει τις παρακάτω ιδιότητες. Για τα δοκάρια λήφθηκαν υπόψη τα αποτελέσματα της κρουσιμέτρησης ενώ για τις πλάκες τα αποτελέσματα της μεθόδου πυρηνοληψίας.

The screenshot shows the 'SOFISTIK: Design Code Material' dialog box. The title bar reads 'EuroNorm EN 1992-1-1:2004 Concrete Structures'. The 'Number' field is set to 1 and the 'Title' field is 'C 12/15 (EN 1992)'. The 'Type' is '(EN 1992) Standard Concrete', 'Classification' is 12, and 'Kind of Cement' is empty. The 'Properties' tab is active, with sub-tabs for 'Strength' and 'Bedding'. Under 'General properties', there is a list of material properties with checkboxes and input fields:

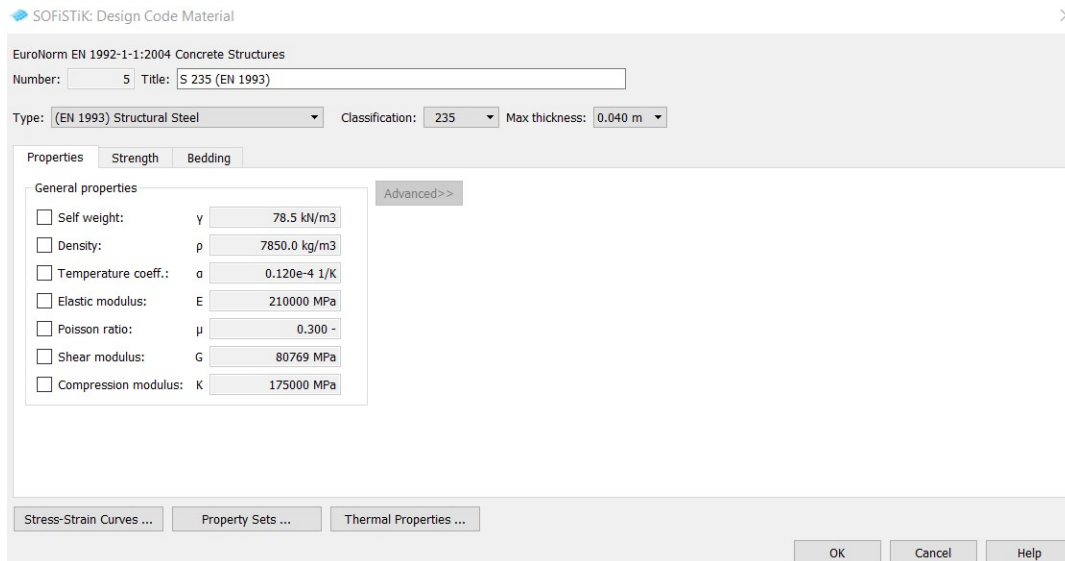
Property	Symbol	Value
<input type="checkbox"/> Self weight:	γ	25.0 kN/m ³
<input type="checkbox"/> Density:	ρ	2400.0 kg/m ³
<input type="checkbox"/> Temperature coeff.:	α	1.000e-5 1/K
<input type="checkbox"/> Elastic modulus:	E	27085 MPa
<input type="checkbox"/> Poisson ratio:	μ	0.200 -
<input type="checkbox"/> Shear modulus:	G	11285 MPa
<input type="checkbox"/> Compression modulus:	K	15047 MPa

Buttons at the bottom include 'Stress-Strain Curves ...', 'Property Sets ...', 'Thermal Properties ...', 'OK', 'Cancel', and 'Help'.

Σχήμα 5.8: Ιδιότητες σκυροδέματος κλάσης C12/15

5.2.2 Κατασκευαστικός Χάλυβας

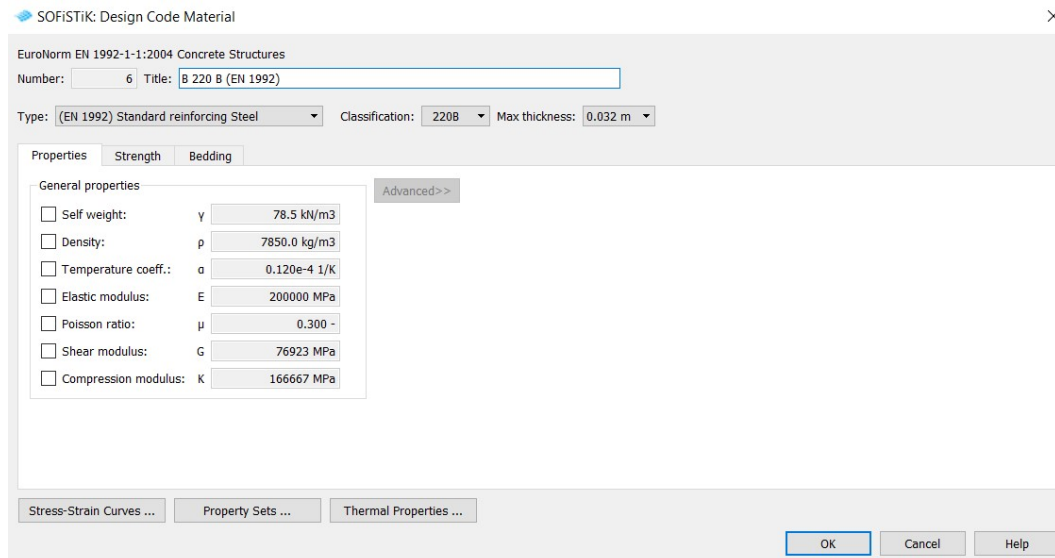
Για τα μεταλλικά δοκάρια της κατασκευής, ορίζεται υλικό *Structural Steel S 235 (EN 1993)*, το οποίο έχει τις παρακάτω ιδιότητες.



Σχήμα 5.9: Ιδιότητες κατασκευαστικού χάλυβα κατηγορίας S235

5.2.3 Χάλυβας οπλισμού

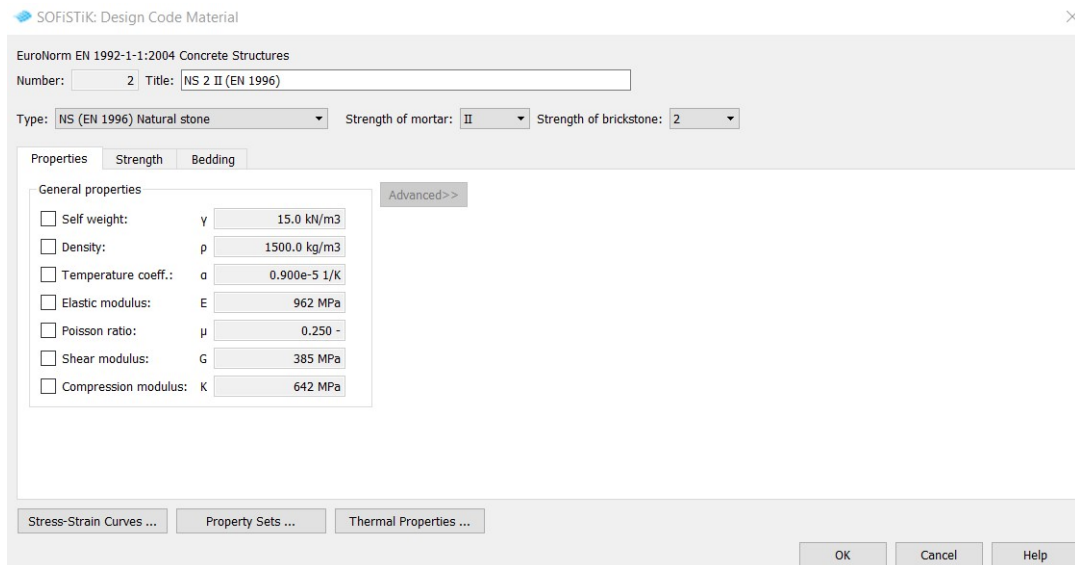
Ορίζεται το υλικό *Standard reinforcing Steel B 220 B (EN 1992)*, το οποίο υπάρχει ήδη στη βιβλιοθήκη του προγράμματος και έχει τις παρακάτω ιδιότητες.



Σχήμα 5.10: Ιδιότητες χάλυβα κατηγορίας B220

5.2.4 Φέρουσα Τοιχοποιία

Για τη φέρουσα τοιχοποιία η οποία αποτελείται από φυσική πέτρα, ορίζεται το υλικό *Natural Stone NS 2 II (EN 1996)*, το οποίο έχει τις παρακάτω ιδιότητες.

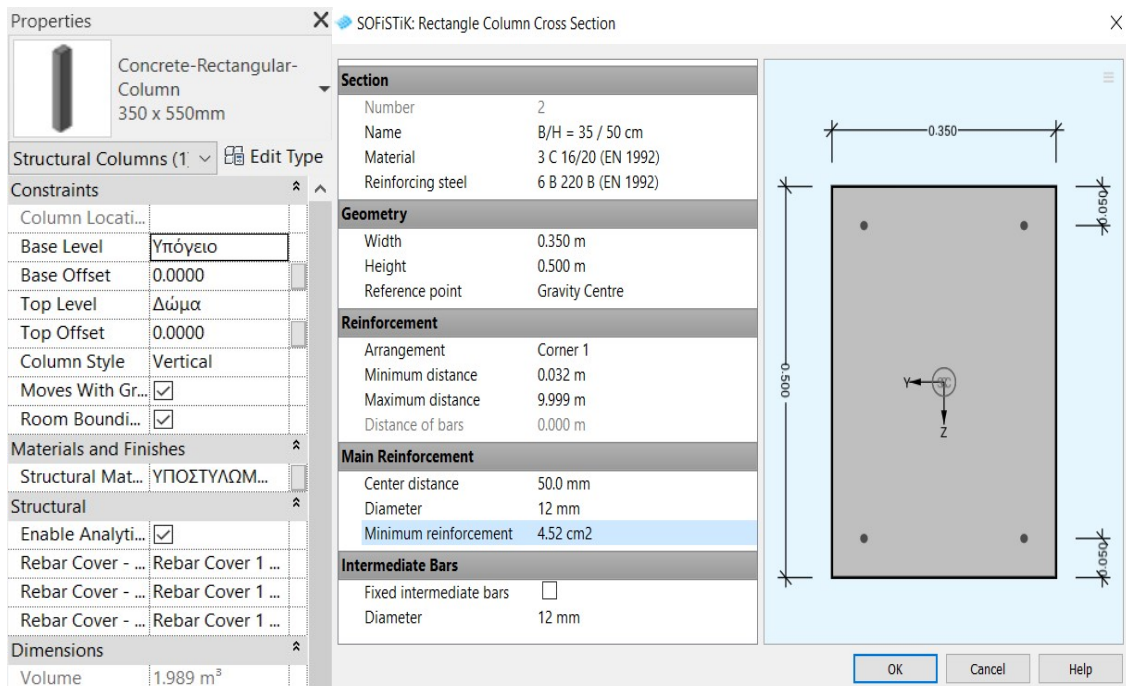


Σχήμα 5.11: Ιδιότητες φέρουσας τοιχοποιίας, NS2

5.3 Διατομές στοιχείων φέροντος οργανισμού

5.3.1 Υποστυλώματα

Τα υπάρχοντα υποστυλώματα στη κατασκευή ακολουθούν τρεις χαρακτηριστικές διατομές. Η πρώτη είναι 0,35 x 0.45 cm, η δεύτερη είναι 0,35 x 0,50 cm και η τρίτη είναι 0,35 x 0.55 cm. Κατά τη σχεδίαση τους στο Revit ορίζεται η γεωμετρία τους, το υλικό της διατομής και η επικάλυψη. Στο αναλυτικό μοντέλο, προσομοιώθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία με άξονα αναφοράς τον άξονα που διέρχεται από το κέντρο βάρους της διατομής. Στην εφαρμογή του Sofistik Analysis, αναγνωρίζονται αυτόματα τα παραπάνω χαρακτηριστικά και επιπλέον ορίζεται το υλικό και η διάμετρος των ράβδων οπλισμού, η ελάχιστη και η μέγιστη απόσταση μεταξύ τους, ο ελάχιστος διαμήκης οπλισμός καθώς και η διάμετρος του ενδιάμεσου διαμήκη οπλισμού.



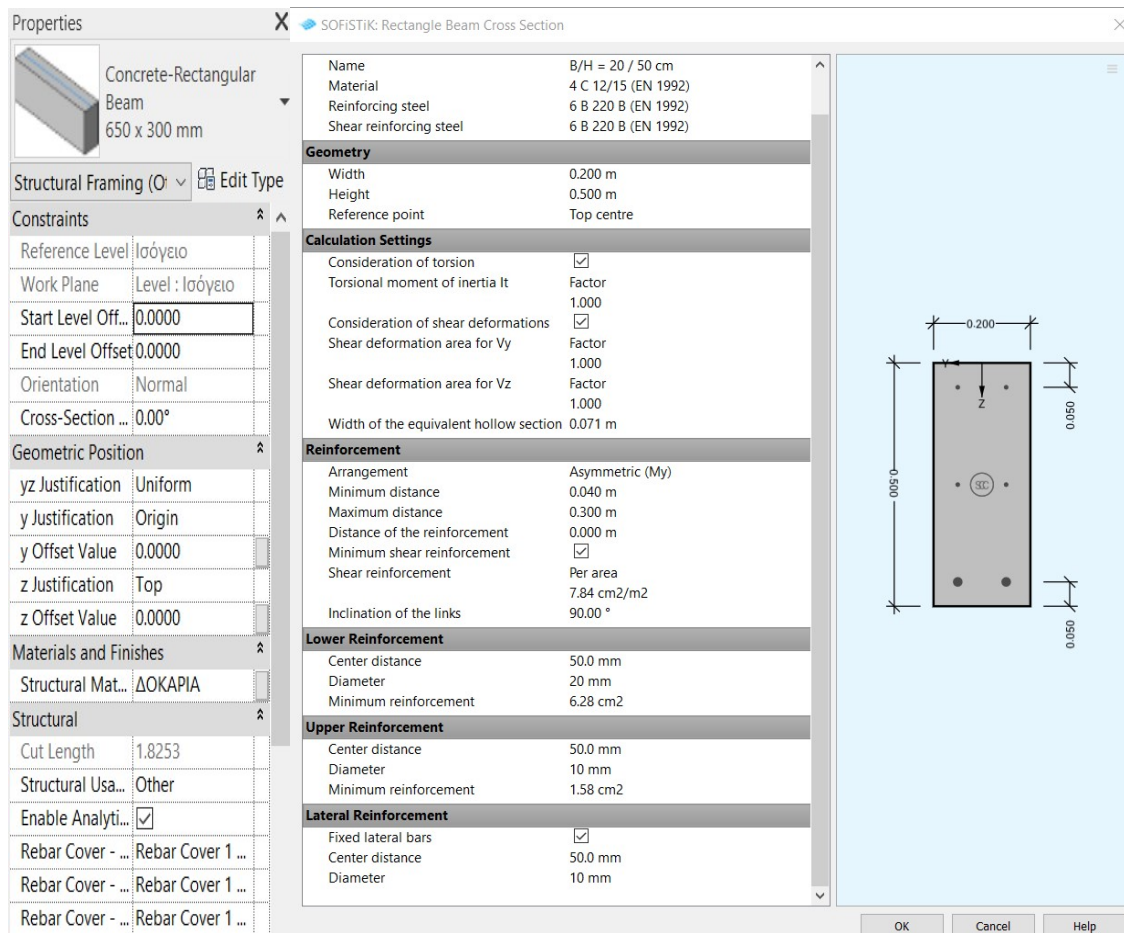
Σχήμα 5.12: Παράδειγμα ορισμού υποστυλώματος, στο Revit και στο Sofistik Analysis αντίστοιχα

5.3.2 Δοκοί

Τα δοκάρια της κατασκευής, ακολουθούν εννέα χαρακτηριστικές διατομές οι οποίες είναι:

1. 0,20 x 0,40 cm
2. 0,20 x 0,50 cm
3. 0,20 x 0,55 cm
4. 0,25 x 0,55 cm
5. 0,20 x 0,60 cm
6. 0,35 x 0,50 cm
7. 0,55 x 0,50 cm
8. 0,65 x 0,30 cm
9. 0,60 x 0,45 cm

Όπως με τα υποστυλώματα, έτσι και με τα δοκάρια στο Revit ορίζεται η γεωμετρία τους, το υλικό της διατομής και η επικάλυψη. Στο αναλυτικό μοντέλο, προσομοιώνονται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία με άξονα αναφοράς τον άξονα που διέρχεται από το κέντρο βάρους της διατομής. Στην εφαρμογή του Sofistik Analysis, ομοίως με τα υποστυλώματα, αναγνωρίζονται αυτόματα τα παραπάνω χαρακτηριστικά και ορίζονται επιπρόσθετα και άλλες κατασκευαστικές λεπτομέρειες.

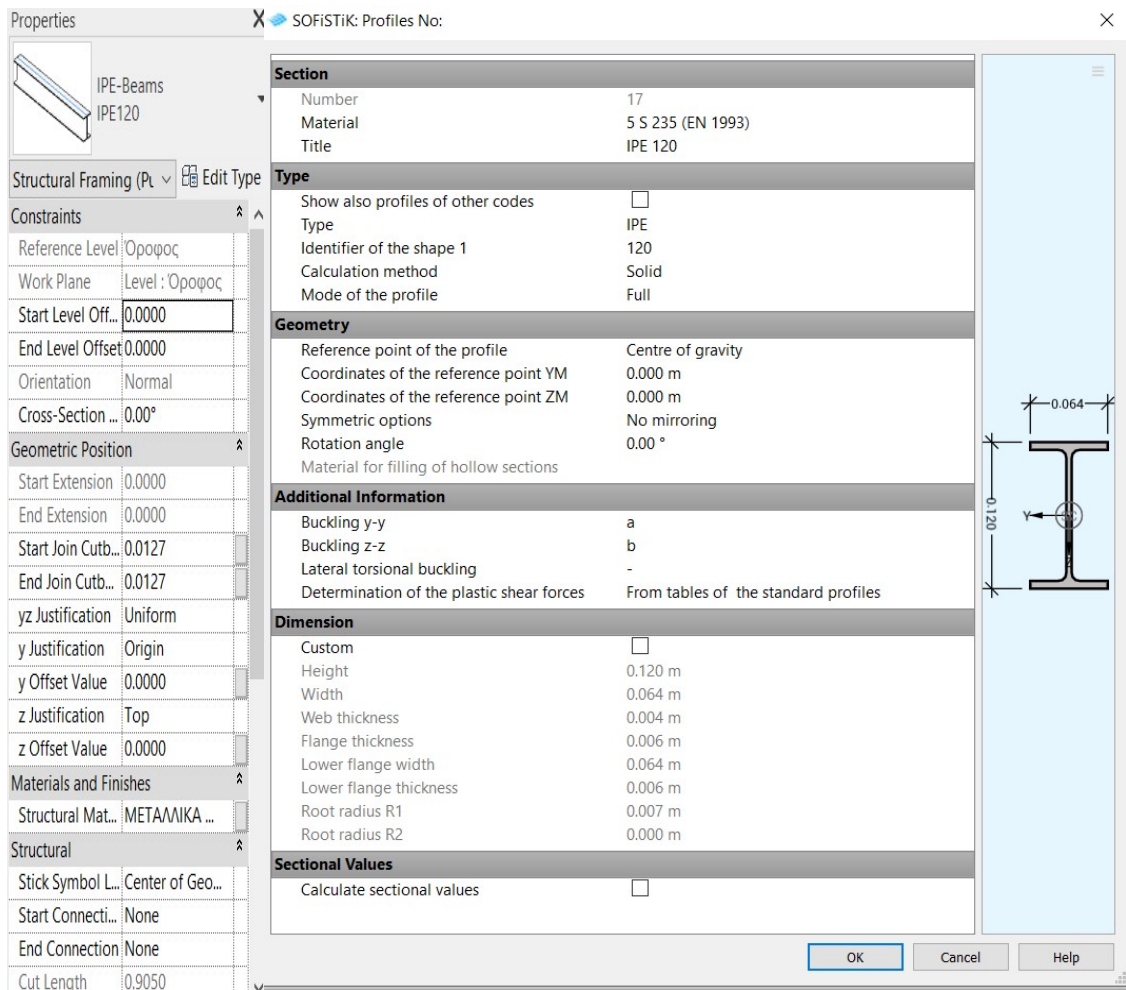


Σχήμα 5.13: Παράδειγμα ορισμού δοκού, στο Revit και στο Sofistik Analysis αντίστοιχα

5.3.3 Μεταλλικές δοκοί

Οι μεταλλικές δοκοί που υπάρχουν στο κτίριο είναι δύο ειδών, IPN80 και IPE120.

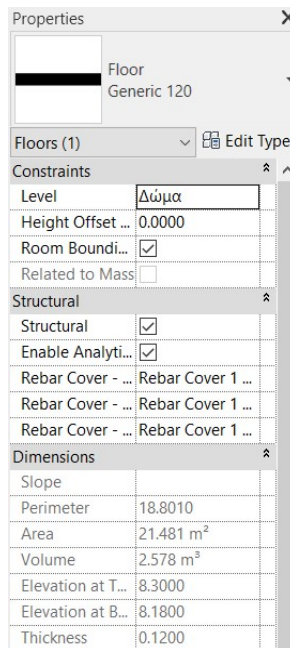
Στο Revit και στο Sofistik Analysis ορίζεται η γεωμετρία τους, το υλικό της διατομής καθώς και άλλες κατασκευαστικές λεπτομέρειες.



Σχήμα 5.14: Παράδειγμα ορισμού μεταλλικής δοκού IPE120, στο Revit και στο Sofistik Analysis αντίστοιχα

5.3.4 Πλάκες

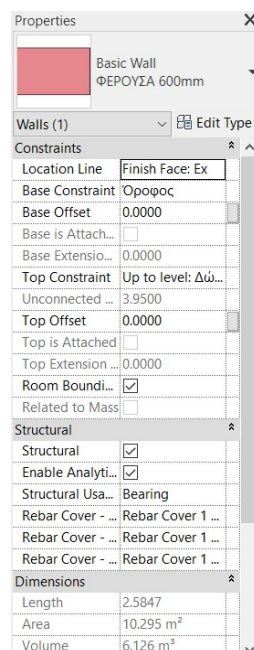
Η οροφή του υπογείου αποτελείται από έξι πλάκες πάχους $h=0.15$ m, οι οποίες εδράζονται στην φέρουσα τοιχοποιία και στις δοκούς. Η οροφή του ισόγειου και του ορόφου αποτελούνται από εννέα πλάκες πάχους $h=0.12$ m, οι οποίες εδράζονται επί των δοκών. Κατά τη σχεδίαση τους στο Revit, ορίζεται η γεωμετρία τους το υλικό τους, το οποίο έχει διευκρινιστεί σε παραπάνω υποκεφάλαιο, καθώς και άλλα δομικά χαρακτηριστικά. Στο Sofistik, αναγνωρίζονται τα παραπάνω χαρακτηριστικά που έχουν οριστεί και η προσομοίωση των πλακών πραγματοποιείται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία.



5.15: Παράδειγμα ορισμού πλάκας, στο Revit

5.3.5 Φέρουσα τοιχοποιία

Η περιμετρική φέρουσα τοιχοποιία, έχει πάχος $d=0.6$ m, ενώ στον όροφο του υπογείου υπάρχουν και μικρότερης διατομής φέρουσες τοιχοποιίες, που αποτελούν διαχωριστικά χώρων. Ομοίως με τα παραπάνω, κατά τη σχεδίαση της στο Revit ορίζεται η γεωμετρία τους, το υλικό τους καθώς και άλλα δομικά χαρακτηριστικά. Στο Sofistik προσομοιώνονται ως επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία με τις ιδιότητες που έχουν οριστεί παραπάνω.



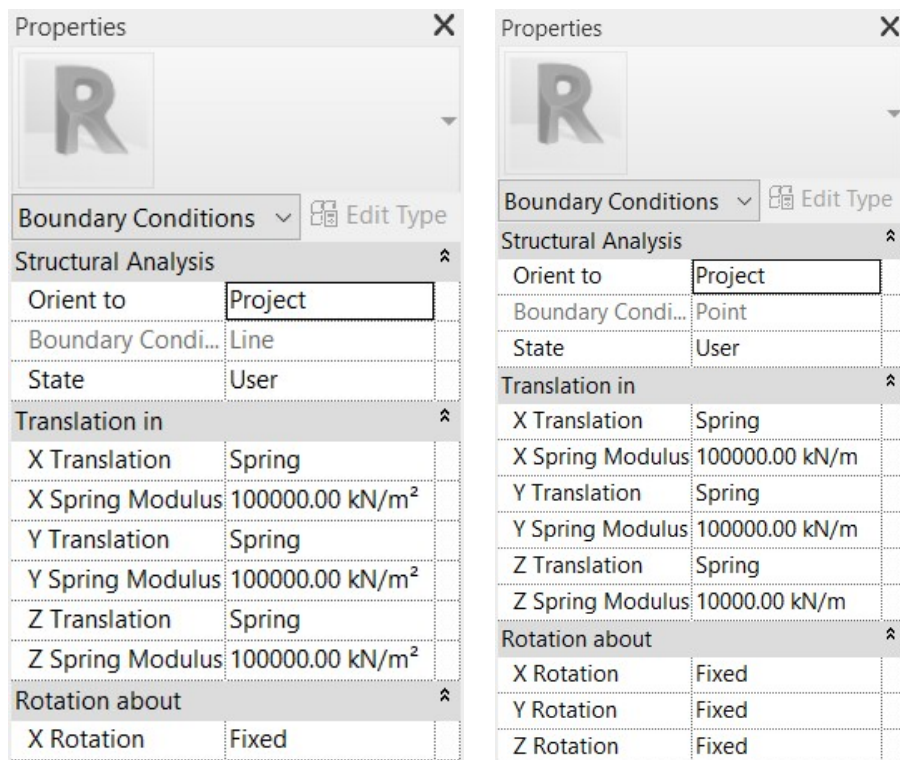
5.16: Παράδειγμα ορισμού φέρουσας τοιχοποιίας, στο Revit

5.3.6 Τοιχοποιίες πλήρωσης

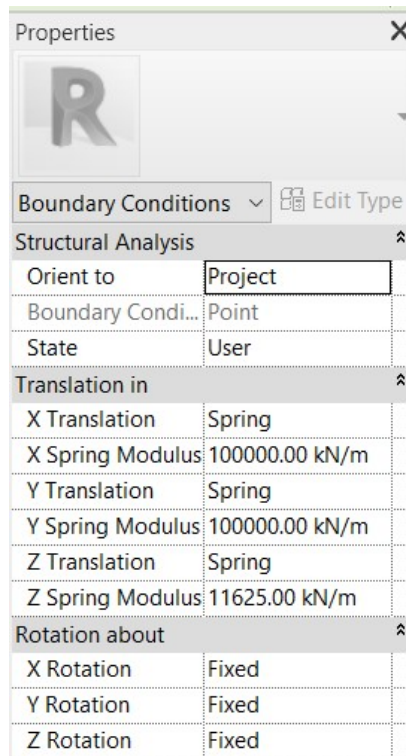
Οι τοιχοποιίες πλήρωσης στο υπό μελέτη κτίριο αποτελούνται από γυψοσανίδες και υάλινες βιτρίνες. Επομένως, δεν συνεκτιμήθηκαν στην ανάληψη κατακόρυφων και σεισμικών δράσεων καθώς η αντοχή τους είναι αμελητέα. Η συγκεκριμένη μη συνεκτίμηση, δεν έχει δυσμενείς επιπτώσεις για το φέροντα οργανισμό της κατασκευής σε γενικό και τοπικό επίπεδο.

5.3.7 Θεμελίωση

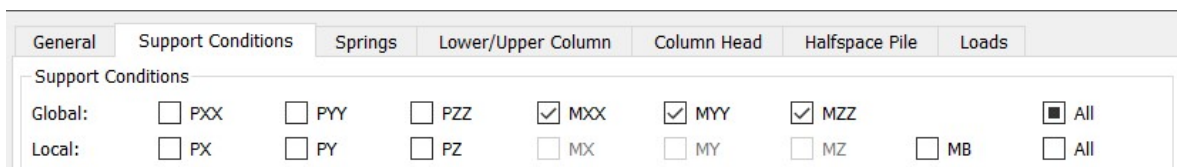
Στην πρώτη περίπτωση, το έδαφος στο οποίο εδράζεται το κτίριο προσομοιώνεται με ελατήρια. Για την περιμετρική τοιχοποιία και τα περιμετρικά υποστυλώματα, κατά τη διεύθυνση x και y τα ελατήρια έχουν δυσκαμψία 100 000 kN/m, ενώ κατά τη διεύθυνση z έχουν δυσκαμψία 10 000 kN/m. Για τα υποστυλώματα που έχουν πέδιλα θεμελίωσης, η δυσκαμψία τους κατά τη διεύθυνση z προκύπτει από το γινόμενο της παραπάνω δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση z και του εμβαδού της επιφάνειας του πέδιλου. Εφόσον, το πλάτος και το μήκος των πέδινων είναι 0.75m και 1.55 m αντίστοιχα, προκύπτει ότι η δυσκαμψία τους κατά τη διεύθυνση z είναι 11 625 kN/m. Παρατίθενται ο ορισμός των συνθηκών στήριξης τους στο Revit και στο Sofistik.



5.17: Ορισμός δυσκαμψίας ελατηρίου κατά x,y,z στη φέρουσα τοιχοποιία και σε περιμετρικό υποστύλωμα με απλή έδραση στο έδαφος αντίστοιχα (Revit)



5.18: Ορισμός δυσκαμψίας ελατηρίου κατά x,y,z σε υποστύλωμα με έδραση σε πέδιλο θεμελίωσης (Revit)



5.19: Συνθήκες στήριξης της περιμετρικής φέρουσας τοιχοποιίας και των υποστυλωμάτων (Sofistik)

Type	Number	Group	Direction	Reference Area	Axial Stiffness	Transverse Stiffness	Torsional Sti
Axial / Transverse	0	0	Global X	1.000 m2	100000.00 kN/m3	0.00 kN/m3	
Axial / Transverse	0	0	Global Y	1.000 m2	100000.00 kN/m3	0.00 kN/m3	
Axial / Transverse	0	0	Global Z	1.000 m2	10000.00 kN/m3	0.00 kN/m3	

5.20: : Ορισμός δυσκαμψίας ελατηρίου κατά x,y,z σε περιμετρικό υποστύλωμα με απλή έδραση στο έδαφος (Sofistik)

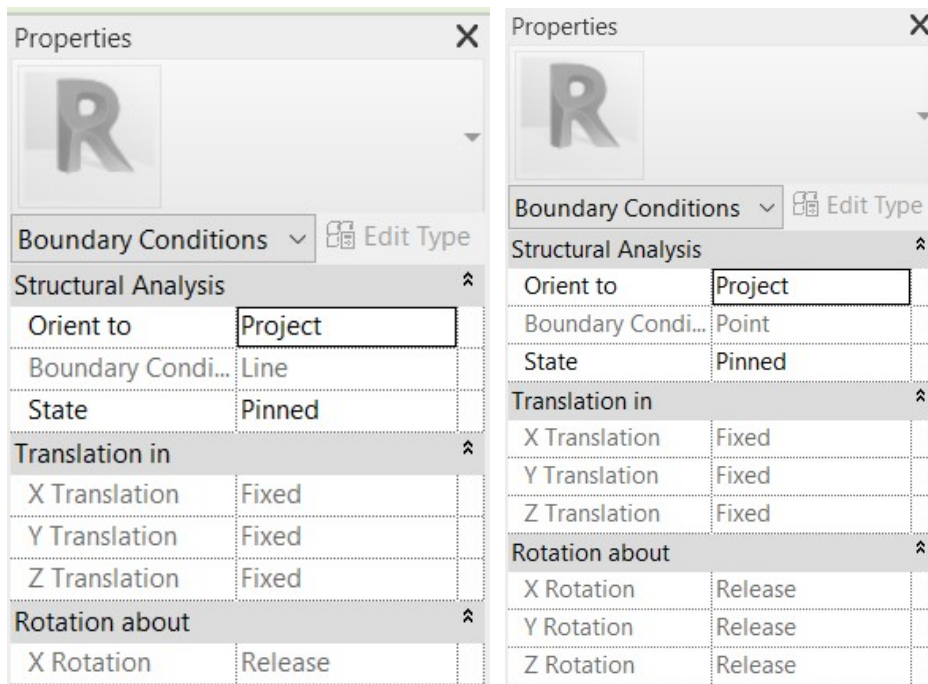
General							
Beam/Cable		Beam Hinges		Support Conditions		Bedding	
Type	Group	Direction	Width Of Support	Factor For Bedding At Start	Factor For Bedding At End	Axial Bedding	
Axial / Tra...	0	Global X	0.000 m	0.000	0.000	100000.00 kN/m3	
Axial / Tra...	0	Global Y	0.000 m	0.000	0.000	100000.00 kN/m3	
Axial / Tra...	0	Global Z	0.000 m	0.000	0.000	10000.00 kN/m3	

5.21: Ορισμός δυσκαμψίας ελατηρίου κατά x,y,z στη περιμετρική φέρουσα τοιχοποιία με απλή έδραση στο έδαφος (Sofistik)

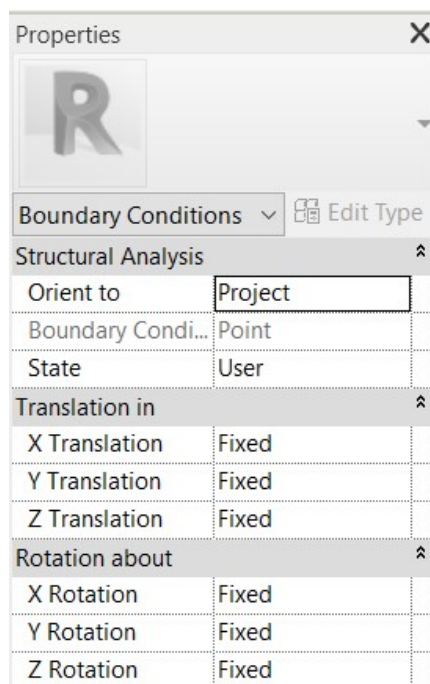
General							
Support Conditions		Springs		Lower/Upper Column		Column Head	
Type	Number	Group	Direction	Reference Area	Axial Stiffness	Transverse Stiffness	Torsional Sti
Axial / Transverse	0	0	Global X	1.000 m2	100000.00 kN/m3	0.00 kN/m3	
Axial / Transverse	0	0	Global Y	1.000 m2	100000.00 kN/m3	0.00 kN/m3	
Axial / Transverse	0	0	Global Z	1.000 m2	11625.00 kN/m3	0.00 kN/m3	

5.22: Ορισμός δυσκαμψίας ελατηρίου κατά x,y,z σε υποστυλώμα με έδραση σε πέδιλο θεμελίωσης (Sofistik)

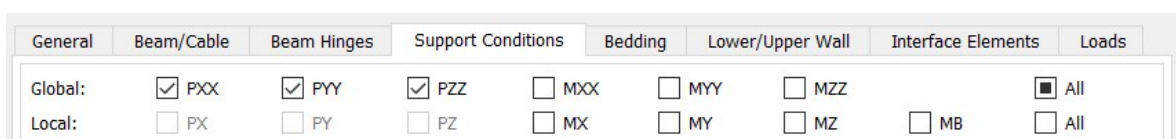
Στη δεύτερη περίπτωση, η φέρουσα τοιχοποιία και τα περιμετρικά υποστυλώματα θεωρούνται αρθρωμένα έδαφος. Επομένως, οι μετακινήσεις τους κατά τους άξονες x, y και z είναι δεσμευμένες. Τα υποστυλώματα με πέδιλο θεμελίωσης στη βάση τους, θεωρούνται πλήρως πακτωμένα με δέσμευση όλων των βαθμών ελευθερίας σε κάθε διεύθυνση. Παρακάτω, παρουσιάζεται ο ορισμός των συνθηκών στήριξης στο Revit και στο Sofistik.



5.23: Συνθήκες στήριξης της φέρουσας τοιχοποιίας και των περιμετρικών υποστυλωμάτων (Revit)



5.24: Συνθήκες στήριξης των υποστυλωμάτων με πέδιλο θεμελίωσης στη βάση τους (Revit)



5.25: Συνθήκες στήριξης της φέρουσας τοιχοποιίας και των περιμετρικών υποστυλωμάτων (Sofistik)

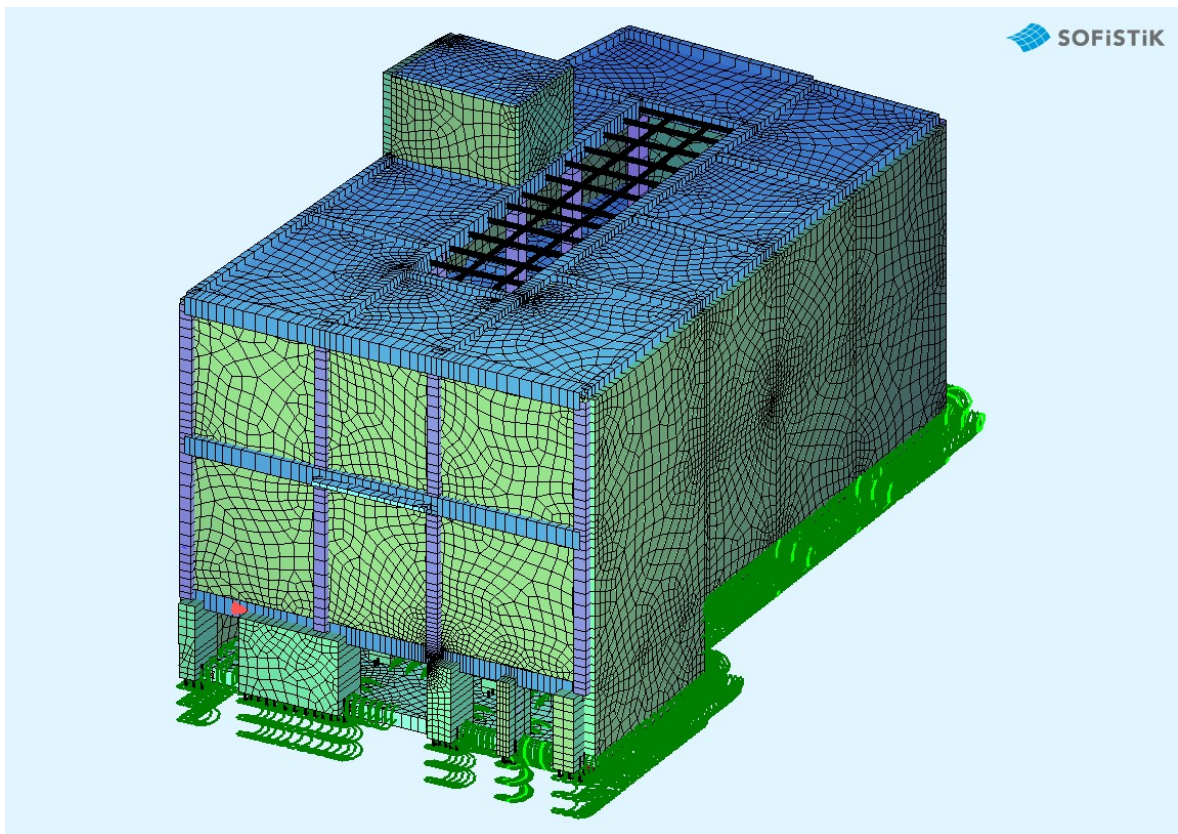
General	Support Conditions	Springs	Lower/Upper Column	Column Head	Halfspace Pile	Loads
Support Conditions						
Global:	<input checked="" type="checkbox"/> PXX	<input checked="" type="checkbox"/> PYY	<input checked="" type="checkbox"/> PZZ	<input checked="" type="checkbox"/> MXX	<input checked="" type="checkbox"/> MYY	<input checked="" type="checkbox"/> MZZ
Local:	<input type="checkbox"/> PX	<input type="checkbox"/> PY	<input type="checkbox"/> PZ	<input type="checkbox"/> MX	<input type="checkbox"/> MY	<input type="checkbox"/> MZ
					<input type="checkbox"/> MB	<input checked="" type="checkbox"/> All

5.26: Συνθήκες στήριξης των υποστυλωμάτων με πέδιλο θεμελίωσης στη βάση τους (Sofistik)

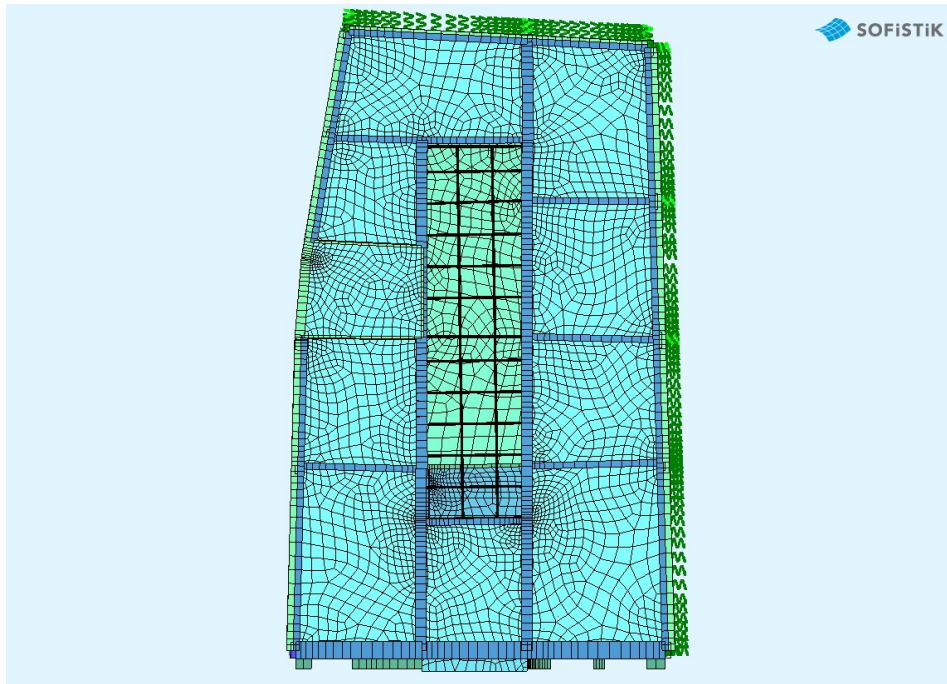
5.4 Το υπολογιστικό προσομοίωμα στο πρόγραμμα Sofistik

Κάτωθι, παρουσιάζεται το υπολογιστικό προσομοίωμα του προγράμματος Sofistik και για τις δύο περιπτώσεις θεμελίωσης, οι οποίες αναπτύχθηκαν στο παραπάνω υποκεφάλαιο §5.3.7.

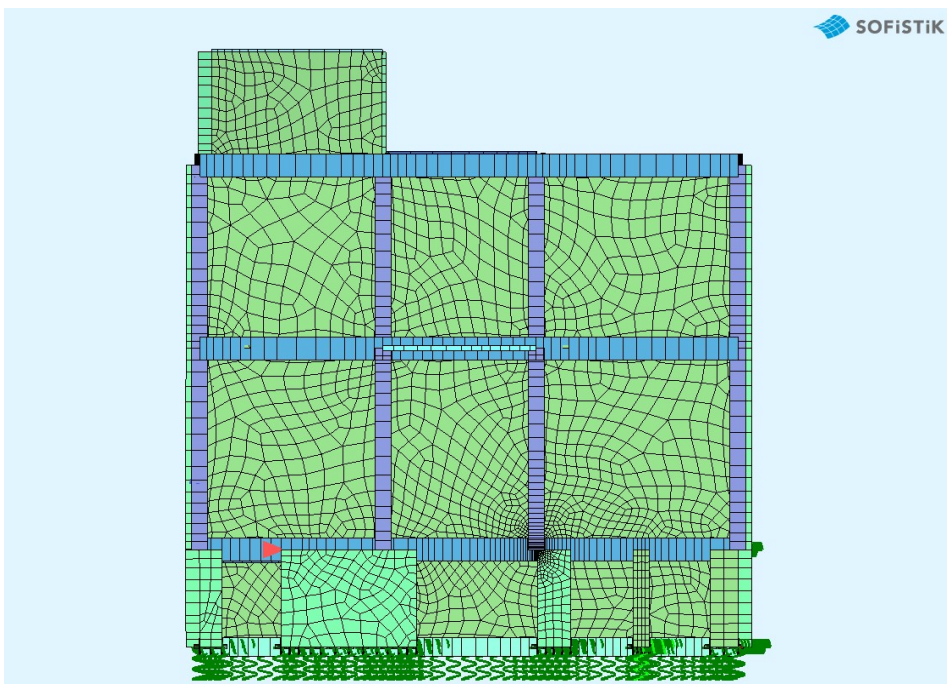
Για την περίπτωση προσομοίωσης του εδάφους με ελατήρια:



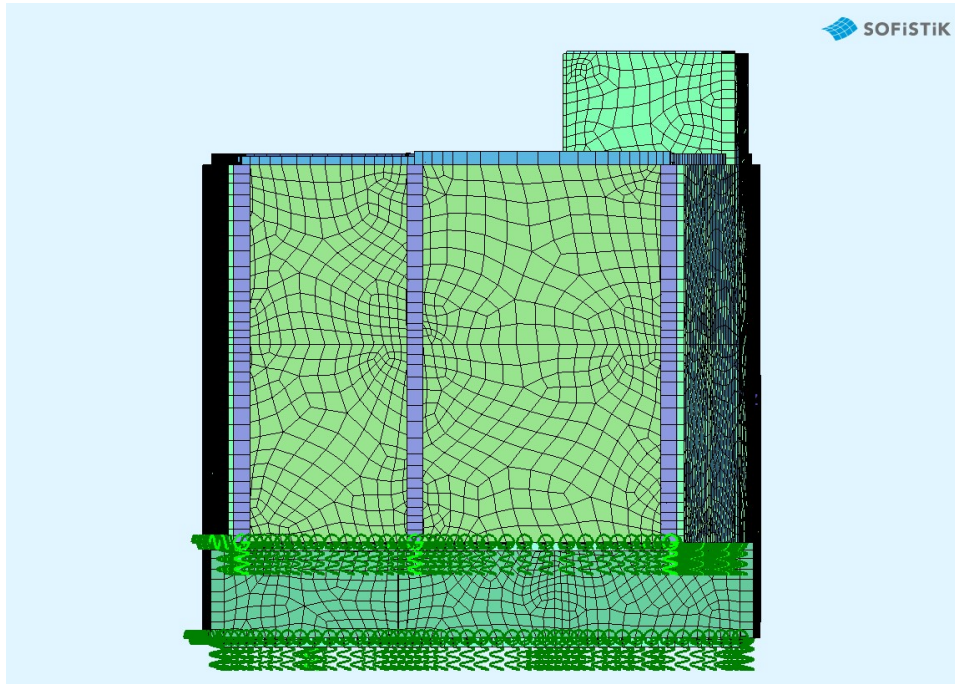
5.27: Τρισδιάστατη απεικόνιση υπολογιστικού προσομοιώματος με ελατήρια (Sofistik)



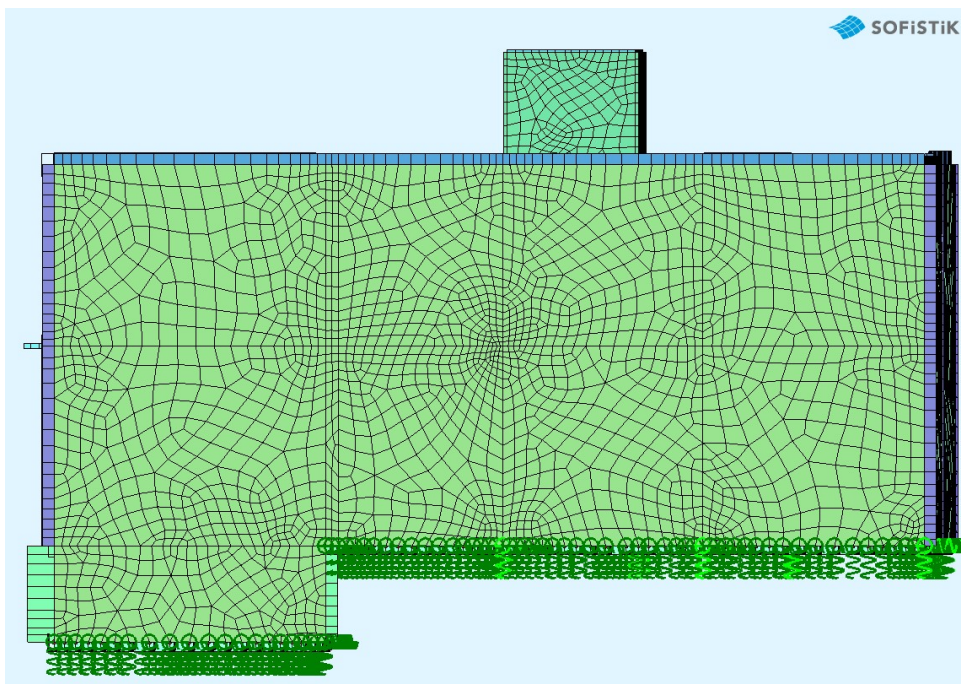
5.28: Κάτοψη υπολογιστικού προσομοιώματος με ελατήρια (Sofistik)



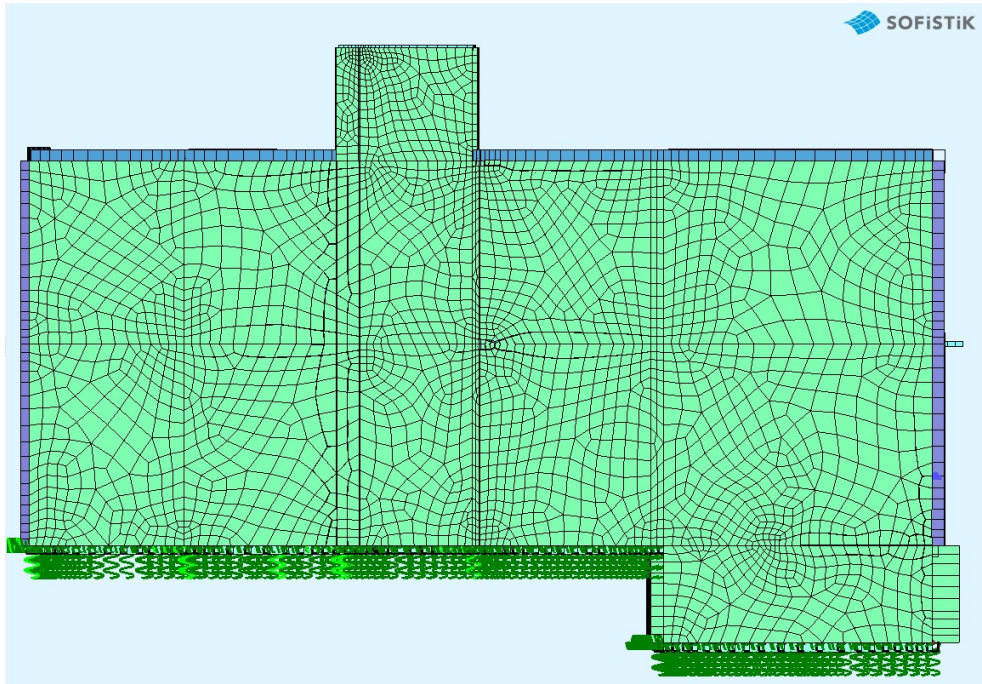
5.29: Πρόσψη υπολογιστικού προσομοιώματος με ελατήρια (Sofistik)



5.30: Πίσω όψη υπολογιστικού προσομοιώματος με ελατήρια (Sofistik)

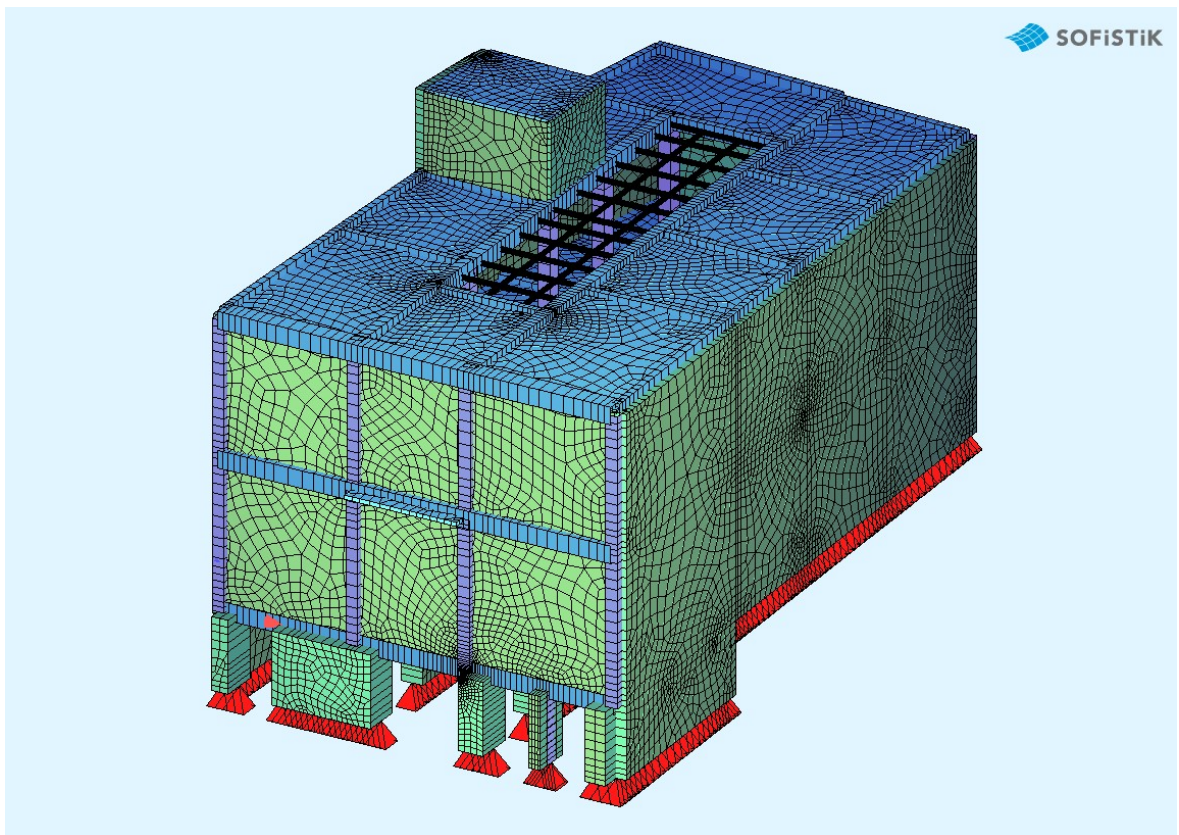


5.31: Δεξιά όψη υπολογιστικού προσομοιώματος με ελατήρια (Sofistik)

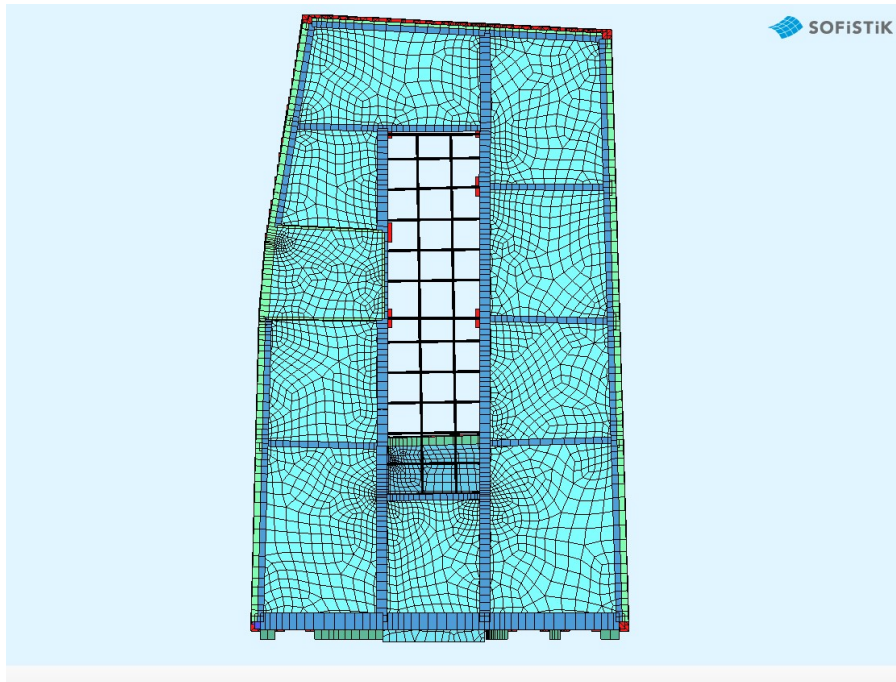


5.32: Αριστερή Όψη υπολογιστικού προσομοιώματος με ελατήρια (Sofistik)

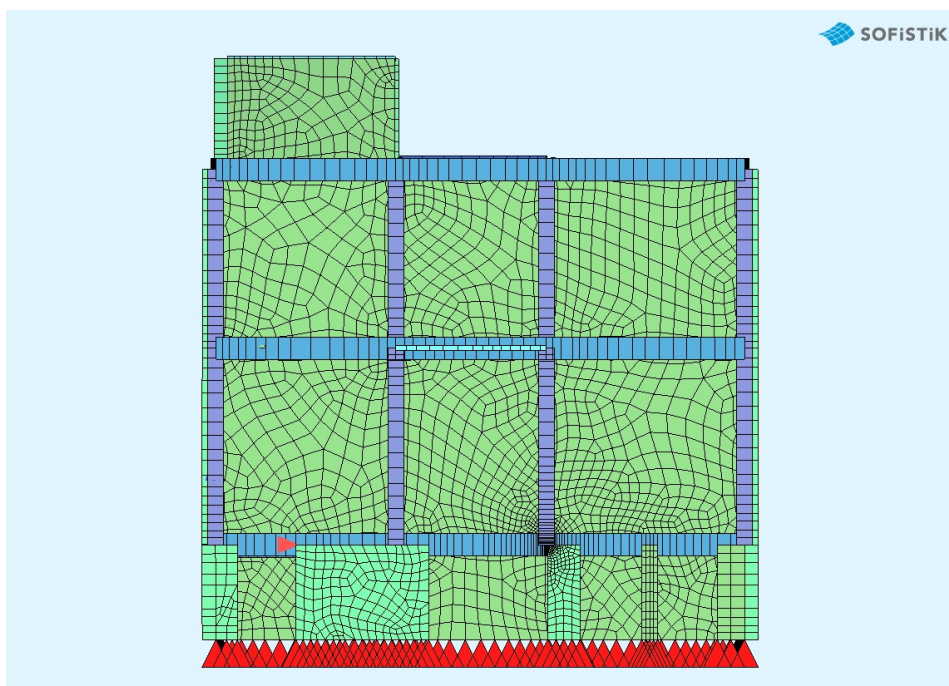
Για την περίπτωση έδρασης του κτιρίου στο έδαφος με στηρίξεις:



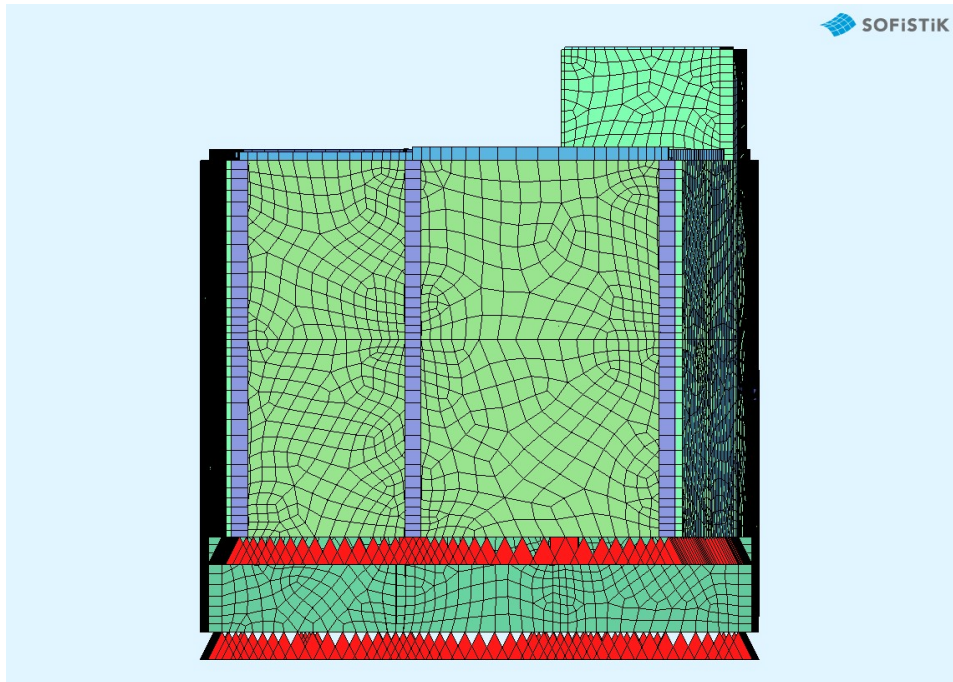
5.33: Τρισδιάστατη απεικόνιση υπολογιστικού προσομοιώματος με στηρίξεις (Sofistik)



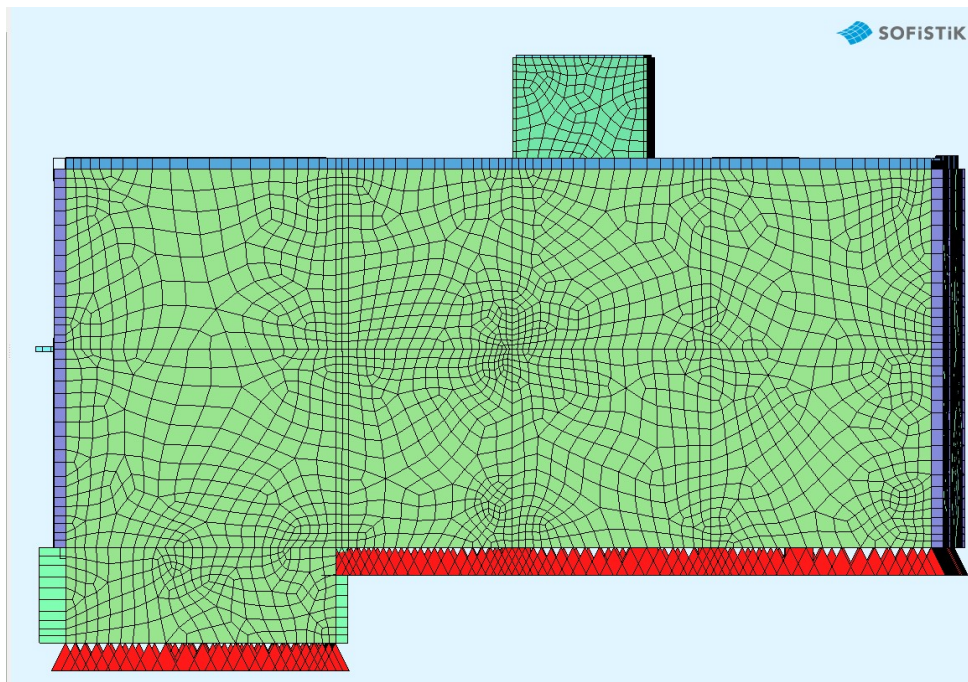
5.34: Κάτοψη υπολογιστικού προσομοιώματος με στηρίξεις (Sofistik)



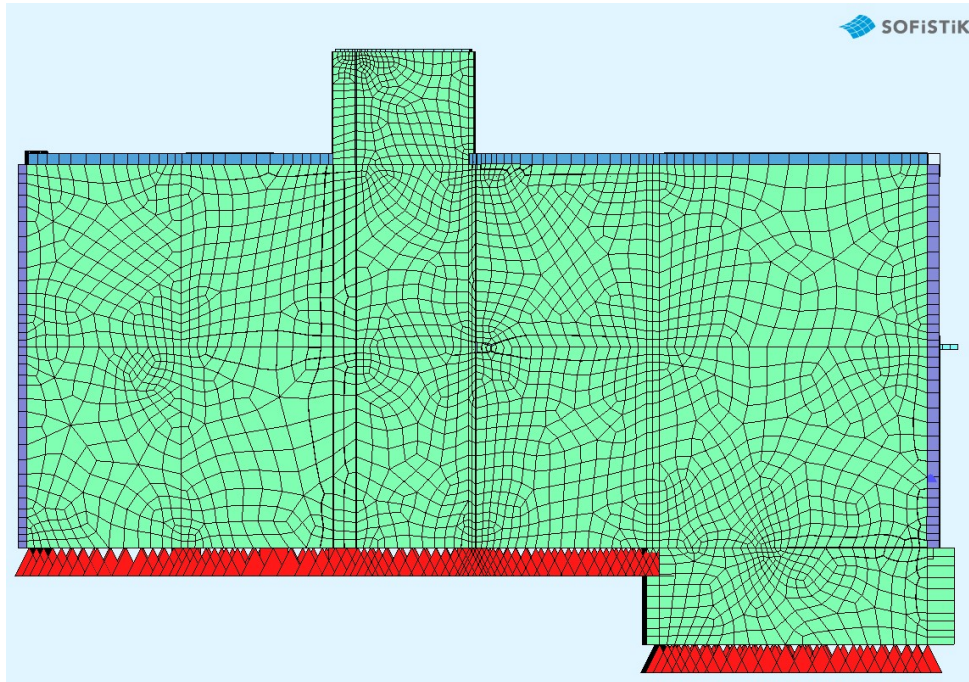
5.35: Πρόσωση υπολογιστικού προσομοιώματος με στηρίξεις (Sofistik)



5.36: Πίσω όψη υπολογιστικού προσομοιώματος με στηρίξεις (Sofistik)



5.37: Δεξιά όψη υπολογιστικού προσομοιώματος με στηρίξεις (Sofistik)



5.38: Αριστερή όψη υπολογιστικού προσομοιώματος με στηρίξεις (Sofistik)

5.5 Φορτία

Με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα, την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου, καθώς και την πυκνότητα και το ίδιο βάρος των υλικών που αποτελούν την κατασκευή, υπολογίζονται τα φορτία που επιβάλλονται σε αυτή.

Οι μόνιμες δράσεις, αποτελούνται από το ίδιο βάρος των πλακών, των δοκών, των υποστυλωμάτων, της φέρουσας τοιχοποιίας και των υαλότουβλων, τα φορτία επικαλύψεων των πλακών και τα φορτία από το στηθαίο της ταράτσας. Οι μεταβλητές δράσεις, αποτελούνται από τα κινητά φορτία, όπως αυτά ορίζονται από τον Ευρωκώδικα.

Σημειώνεται, πως το Sofistik έχει τη δυνατότητα σύμφωνα με τις ιδιότητες των υλικών, να υπολογίζει αυτόματα το ίδιο βάρος των στοιχείων του φέροντος οργανισμού (πλάκες, δοκούς, υποστυλώματα, φέρουσα τοιχοποιία) και πως τα μόνιμα φορτία των επικαλύψεων, των υαλότουβλων καθώς και τα κινητά φορτία εισάγονται στο προσομοίωμα ως επιφανειακά φορτία. Το φορτίο του ίδιου βάρους του στηθαίου εισάγεται ως γραμμικό φορτίο.

5.5.1 Μόνιμες δράσεις

I. Ίδιο βάρος πλακών.

Το ίδιο βάρος των πλακών είναι διαφορετικό για την οροφή του υπογείου και διαφορετικό για την οροφή του ισόγειου και του ορόφου. Υπολογίζονται με βάση τον παρακάτω τύπο:

$$g_{\text{πλάκας}} = h_{\text{πλάκας}} * \gamma_c, \quad (5.1)$$

όπου:

$h_{\text{πλάκας}}$ είναι το ύψος της πλάκας και

γ_c είναι το ίδιο βάρος του σκυροδέματος.

Υπολογίζονται:

$g_{\text{πλάκας}} = 0,15 \text{ (m)} * 25 \text{ (kN/m}^3\text{)} = 3,75 \text{ kN/m}^2$ για την οροφή του υπογείου

$g_{\text{πλάκας}} = 0,12 \text{ (m)} * 25 \text{ (kN/m}^3\text{)} = 3 \text{ kN/m}^2$ για την οροφή ισογείου και ορόφου

II. Ίδιο βάρος δοκών.

Το ίδιο βάρος των δοκών είναι διαφορετικό για τον κάθε τύπο δοκού και υπολογίζεται με βάση τον κάτωθι τύπο:

$$g_{\text{δοκού}} = b * h * \gamma_c, \quad (5.2)$$

όπου:

b και h είναι το πλάτος και το ύψος της διατομής της δοκού αντίστοιχα και γ_c είναι το ίδιο βάρος του σκυροδέματος.

III. Ίδιο βάρος υποστυλωμάτων.

Με βάση το υποκεφάλαιο §5.3.1, οι τύποι των διατομών των υποστυλωμάτων είναι τρεις. Για τον υπολογισμό του ύψους του υποστυλώματος, θα έπρεπε από το μεικτό ύψος του εκάστοτε ορόφου να αφαιρεθεί το μισό του πάχους της πλάκας και ενδεχομένως ένα τμήμα από την δοκό στην περιοχή του κόμβου, το οποίο έχει υπολογιστεί στο ίδιο βάρος της δοκού. Επομένως, το ίδιο βάρος του κάθε υποστυλώματος υπολογίζεται με βάση τον τύπο:

$$G_{\text{υπ/τος}} = b * h * H_{\text{cl,υπ/τος}} * \gamma_c, \quad (5.3)$$

όπου:

b και h είναι το πλάτος και το ύψος της διατομής του υποστυλώματος αντίστοιχα,

$H_{\text{cl,υπ/τος}}$ είναι το καθαρό μήκος του υποστυλώματος και γ_c είναι το ίδιο βάρος του σκυροδέματος.

IV. Ίδιο βάρος φέρουσας τοιχοποιίας.

Για τον υπολογισμό του ίδιου βάρους της φέρουσας τοιχοποιίας, χρησιμοποιείται ο παρακάτω τύπος:

$$g_{\text{τοιχ.}} = b * H_{\text{cl,τοιχ.}} * \gamma_{\text{τοιχ.}}, \quad (5.4)$$

όπου:

b είναι το πλάτος της διατομής της τοιχοποιίας,

$H_{\text{cl,τοιχ.}}$ είναι το καθαρό ύψος της τοιχοποιίας και

$\gamma_{\text{τοιχ.}}$ για φυσική πέτρα κατηγορίας NS2, $\gamma_{\text{τοιχ.}} = 15 \text{ kN/m}^3$.

V. Ίδιο βάρος υαλότουβλων.

Για τα υαλότουβλα τα οποία καλύπτουν τη επιφάνεια του αίθριου στην οροφή του ισογείου και του ορόφου, λήφθηκε φορτίο $g_{\text{υαλ.}} = 1 \text{ kN/m}^2$.

VI. Επικαλύψεις.

Για τις επικαλύψεις λαμβάνεται φορτίο $g_{επ.} = 1 \text{ kN/m}^2$ για την οροφή του υπογείου και του ισογείου. Για την οροφή του ορόφου λαμβάνεται $g'_{επ.} = 1,5 \text{ kN/m}^2$, λόγω μόνωσης.

VII. Ίδιο βάρος στηθαίου ταράτσας.

Με βάση τον παρακάτω τύπο υπολογίζεται το ίδιο βάρος του στηθαίου της ταράτσας.

$$g_{στηθ.} = b * H_{στηθ.} * \gamma_{στηθ.}, \quad (5.5)$$

όπου:

b είναι το πλάτος της διατομής του στηθαίου,
 $H_{στηθ.}$ Είναι το καθαρό ύψος του στηθαίου και
 $\gamma_{στηθ.}$ είναι το ειδικό βάρος της πέτρας.

Το πλάτος της διατομής του στηθαίου και το ύψος του είναι 0,6 m και 1,2 m αντίστοιχα, ενώ $\gamma_{στηθ.} = 15 \text{ kN/m}^3$ για φυσική πέτρα κατηγορίας NS2.

Υπολογίζεται:

$$g_{στηθ.} = 0,6 \text{ (m)} * 1,2 \text{ (m)} * 20 \text{ (kN/m}^3) = 10,8 \text{ kN/m}$$

5.5.2 Μεταβλητές δράσεις

Το κτίριο πρόκειται να λειτουργήσει ως κέντρο συνάθροισης κοινού και ανήκει στη δεύτερη κατηγορία σπουδαιότητας (II). Ο Ευρωκώδικας 1, ορίζει την κατηγορία χρήσης του κτιρίου σε C1 με κινητό φορτίο ίσο με 3 kN/m^2 . Επομένως, επιβάλλεται ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο επί των πλακών:

$$Q = 3 \text{ kN/m}^2$$

5.6 Ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου

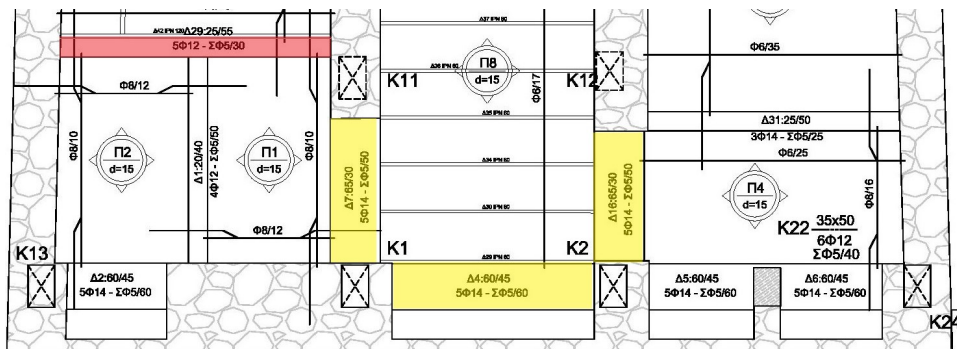
Στόχος της ανάλυσης του υφιστάμενου κτιρίου, είναι ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς της κατασκευής ως στατικό σύστημα και ο έλεγχος επάρκειας του οπλισμού της. Για το λόγο αυτό, χρησιμοποιώντας το *προσομοίωμα του κτιρίου με έδραση στο έδαφος με στηρίξεις*, έγινε προσδιορισμός των απαιτούμενων οπλισμών δοκών, υποστυλωμάτων και πλακών μέσω ενός υποπρογράμματος, που είναι ενσωματωμένο στο Sofistik. Η διαδικασία που ακολουθείται, επιβάλλει την εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης για τον επιλεγθέντα συνδυασμό και εν συνεχεία την εκτέλεση του task *Design ULS - Beams* και *Design ULS - area elements*. Ο συνδυασμός που επιλέχθηκε ήταν ο βασικός συνδυασμός σχεδιασμού, $1,35G + 1,5Q$.

Στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση του φορέα για τον προσδιορισμό των ιδιομορφών του κτιρίου. Μέσω της εκτέλεσης του task *Design ACCI - Beams* και για τον βασικό σεισμικό συνδυασμό $1,1G + \psi_2 Q \pm E$, προσδιορίστηκαν οι απαιτούμενοι οπλισμοί των φερόντων στοιχείων.

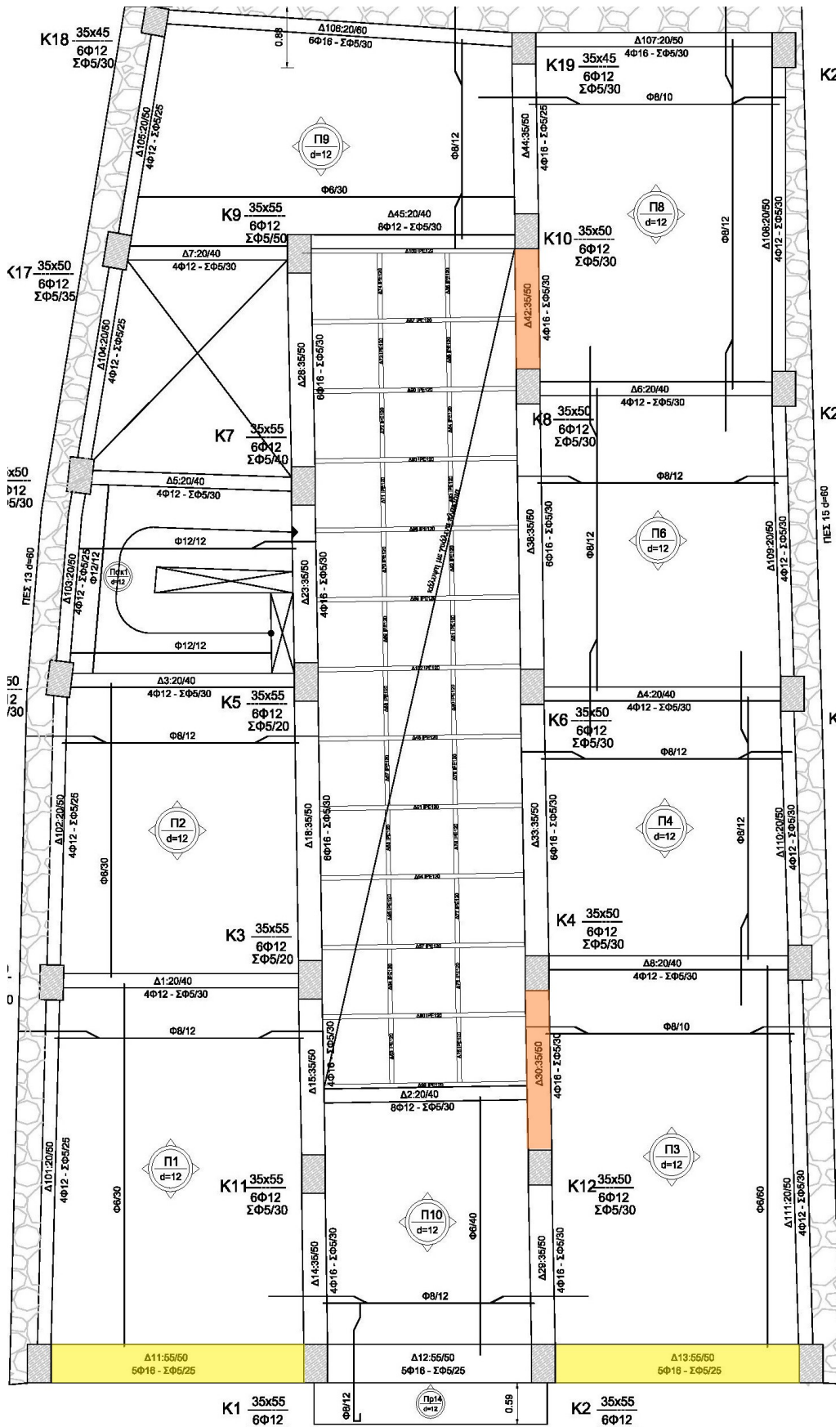
Με βάση τα αποτελέσματα των παραπάνω διαστασιολογήσεων και των υπάρχοντων οπλισμών, έγινε ο προσδιορισμός των σημείων του φορέα που χρήζουν ενίσχυση.

5.7 Απαιτούμενος οπλισμός έναντι βασικού συνδυασμού σχεδιασμού

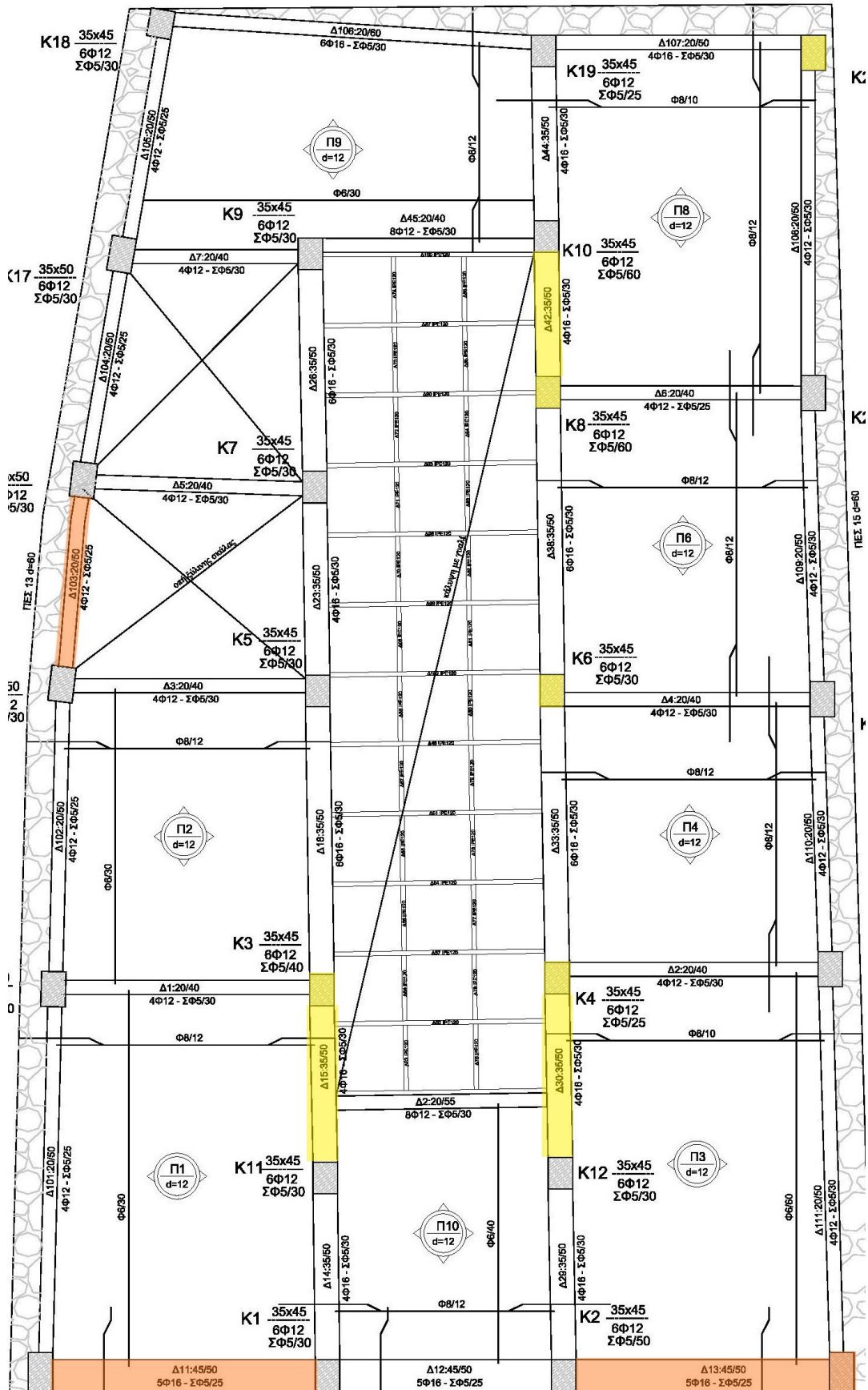
Για τα μόνιμα και κινητά φορτία, που αναπτύχθηκαν στα προηγούμενα υποκεφάλαια, πραγματοποιείται ελαστική στατική ανάλυση του φορέα καθώς και ανάλυση για τον συνδυασμό αυτών με βάση τον Κανονισμό για τον βασικό συνδυασμό σχεδιασμού σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.). Τα μόνιμα φορτία πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή $\gamma_G=1,35$ και τα κινητά με τον συντελεστή $\gamma_Q=1,5$. Με χρήση των προαναφερθέντων υποπρογραμμάτων του Sofistik, έγινε η διαστασιολόγηση του φορέα για τον συνδυασμό $1,35 G + 1,5 Q$. Γνωρίζοντας, πλέον, τους απαιτούμενους οπλισμούς, είναι δυνατή η σύγκριση τους με τους υπάρχοντες, ώστε να εντοπιστούν τα στοιχεία που δεν επαρκούν έναντι του βασικού συνδυασμού σχεδιασμού. Στα παρακάτω σχήματα, παρατίθενται οι κατόψεις των ορόφων με σημειωμένα τα στοιχεία τα οποία δεν επαρκούν, ενώ στο Παράρτημα Α δίνονται οι αναλυτικοί πίνακες των δύο οπλισμών και της διαφοράς τους.



Σχήμα 5.39: Στοιχεία που δεν επαρκούν στην οροφή του υπογείου, έναντι βασικού συνδυασμού σχεδιασμού (1,35G+1.5Q)



Σχήμα 5.40: Στοιχεία που δεν επαρκούν στην οροφή του ισόγειου, έναντι βασικού συνδυασμού σχεδιασμού (1,35G+1.5Q)



Σχήμα 5.41: Στοιχεία που δεν επαρκούν στην οροφή του ορόφου, έναντι βασικού συνδυασμού σχεδιασμού (1,35G+1.5Q)

όπου:

- Κίτρινο χρώμα: τα στοιχεία τα οποία δεν επαρκούν για 0,1 έως 2 cm² οπλισμού
- Πορτοκαλί χρώμα: τα στοιχεία τα οποία δεν επαρκούν για 2,1 έως 6 cm² οπλισμού
- Κόκκινο χρώμα: τα στοιχεία τα οποία δεν επαρκούν για 2,1 έως 6 cm² οπλισμού

Επομένως, για τον βασικό συνδυασμό σχεδιασμού στον όροφο του υπογείου δεν επαρκούν τα δοκάρια Δ29, Δ4, Δ7 και Δ16, ενώ στον όροφο του ισογείου δεν επαρκούν τα δοκάρια Δ42, Δ30, Δ11 και Δ13. Στον όροφο, δεν επαρκούν τα δοκάρια Δ103, Δ11, Δ13 και τα υποστυλώματα Κ20, Κ24.

Για τις πλάκες τις οροφής του υπογείου, δεν επαρκεί ο κύριος κάτω οπλισμός των Π17 και Π1 και ο κάτω δευτερεύων οπλισμός των Π9, Π8, Π17 και Π4. Στην οροφή του ισογείου και του ορόφου δεν επαρκούν οι κάτω δευτερεύοντες οπλισμοί των Π9, Π2, Π1, Π10 και Π3.

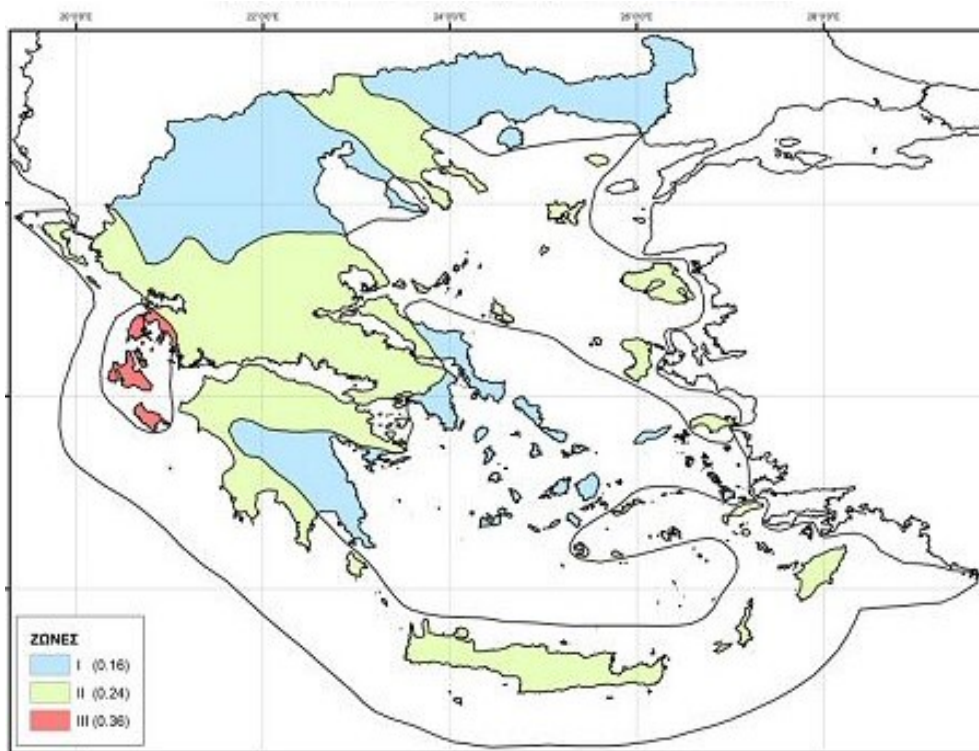
5.8 Ελαστική δυναμική ανάλυση με χρήση του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q

Πραγματοποιήθηκε ελαστική δυναμική ανάλυση με χρήση ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q . Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§4.6) και λόγω της παλαιότητας καθώς και της στάθμης επιτελεστικότητας του κτιρίου, η τιμή του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς επιλέγεται να είναι $q=1,5$. Η ανάλυση λαμβάνει υπόψη την απομείωση της δυσκαμψίας των στοιχείων του φέροντος οργανισμού λόγω της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος και χρησιμοποιεί το ελαστικό φάσμα απόκρισης όπως ορίζεται από τον Ευρωκώδικα 8 (EC8). Η μέθοδος επαλληλίας ιδιομορφικών αποκρίσεων CQC (Complete Quadratic Combination), χρησιμοποιείται για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων.

Το υπό μελέτη κτίριο τοποθετείται στην περιοχή της Αθήνας, η οποία βρίσκεται στην 1^η ζώνη σεισμικότητας σύμφωνα με το χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας. Η επιτάχυνση αναφοράς υπολογίζεται με τον τύπο:

$$a_{gR} = 0.16 * g , \quad (5.6)$$

όπου g η επιτάχυνση της βαρύτητας της γης.



Σχήμα 5.42: Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας

Ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου, λαμβάνεται ίσος με $\gamma_I=1,00$ για κέντρα συνάθροισης κοινού όπως τα εστιατόρια.

Πίνακας 5.1: Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας για κτίρια

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ_I
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1.30

Το έδαφος θεωρείται *Κατηγορίας Β*, δηλαδή αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος. Ο

συντελεστής εδάφους ισούται με $S = 1,2$, ενώ οι χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι έχουν τις παρακάτω τιμές.

Πίνακας 5.2: Τιμές των παραμέτρων του φάσματος ελαστικής απόκρισης

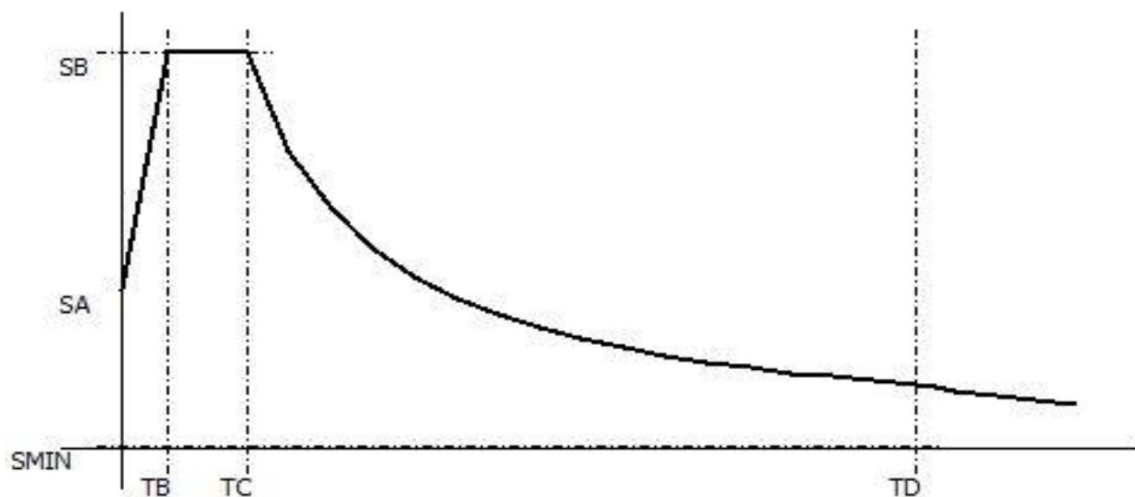
Εδαφικός τύπος	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.40	0.15	0.5	2.0

Ο διορθωτικός συντελεστής της απόσβεσης, υπολογίζεται με βάση τον τύπο:

$$n = \sqrt{\frac{10}{\zeta + 5}} \geq 0,55, \quad (5.7)$$

όπου το ζ τίθεται επί τοις εκατό.

Εφόσον, η *ιζώδης απόσβεση* λαμβάνεται ίση με 5%, ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης λαμβάνεται ίσος με $n=1$. Στο παρακάτω σχήμα, παρουσιάζεται το ελαστικό φάσμα απόκρισης του Ευρωκώδικα 8 (EC8).



Σχήμα 5.43: Ελαστικό φάσμα απόκρισης, κατά τον EC8

Οι ιδιομορφές υπολογίζονται με βάση την εξίσωση:

$$[K] - [M] * \omega^2 = 0, \quad (5.8)$$

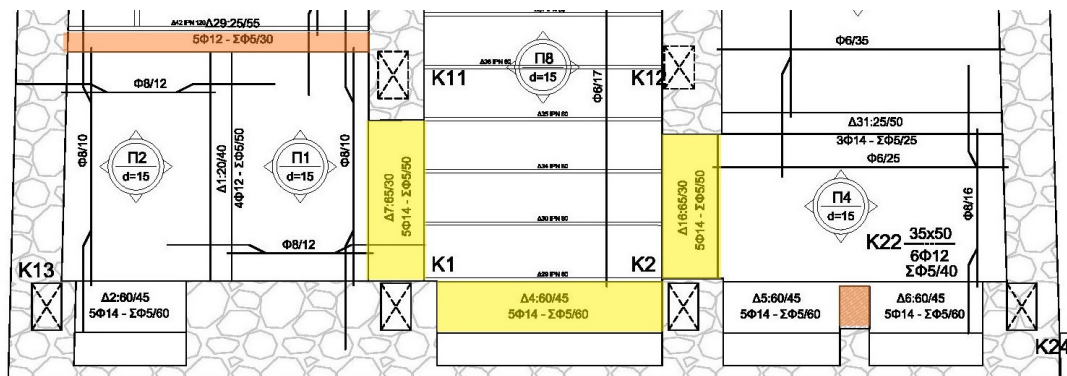
όπου:

[K] το μητρώο στιβαρότητας του φορέα,
 [M] είναι το μητρώο μάζας του φορέα και
 ω η ιδιοσυχνότητα του φορέα.

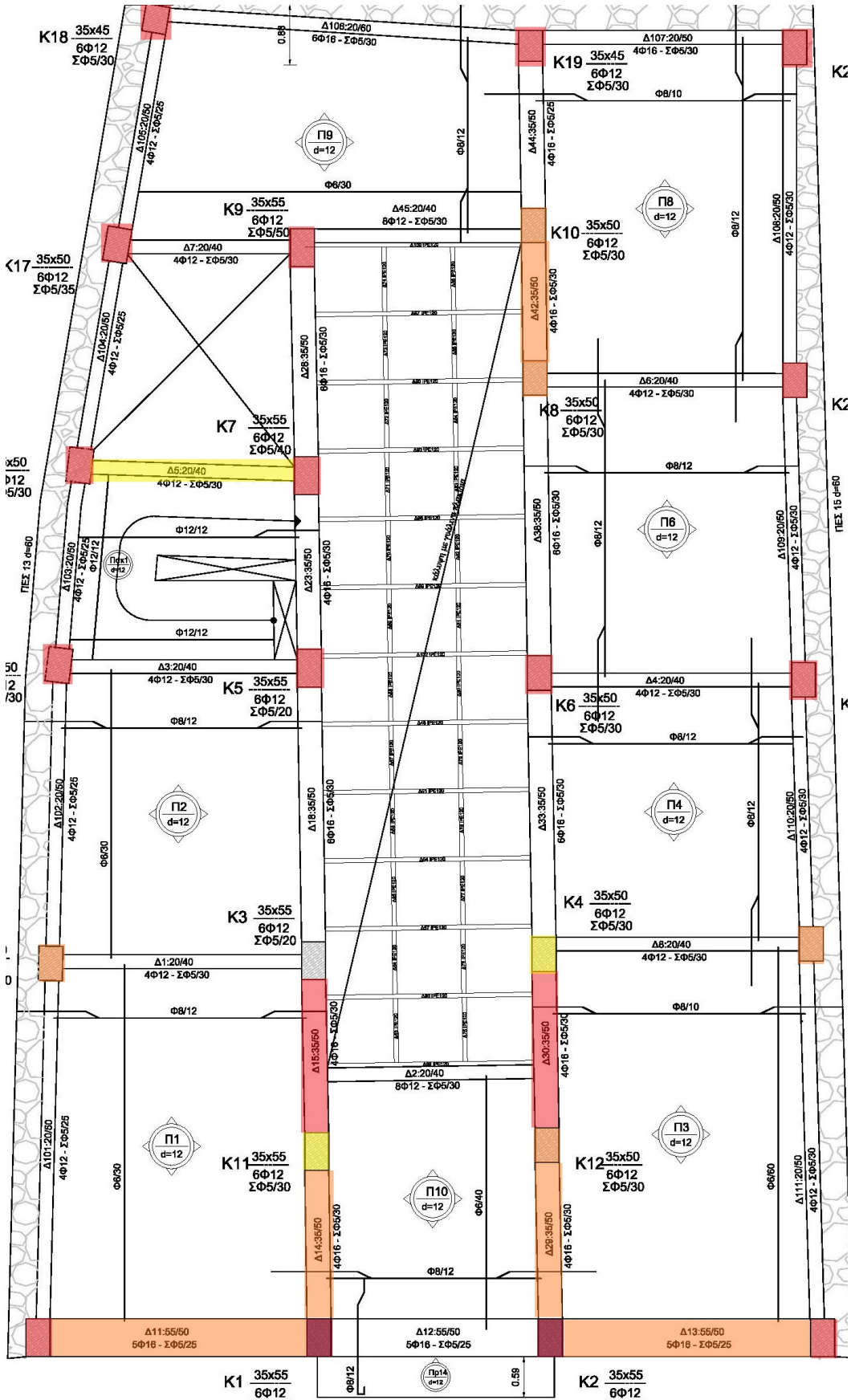
Η μάζα του κτιρίου υπολογίστηκε από το πρόγραμμα σε $m = 935,88$ tn, ενώ για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκαν οι 100 πρώτες ιδιομορφές με τις οποίες επιτυγχάνεται ενεργοποίηση του 93,6% της μάζας του κτιρίου κατά τον άξονα $x-x'$ και 91,83% κατά τον άξονα $y-y'$. Τα αποτελέσματα από τη δυναμική ανάλυση παρατίθενται αναλυτικότερα στο Παράρτημα Β.

5.9 Απαιτούμενος οπλισμός έναντι σεισμικού συνδυασμού

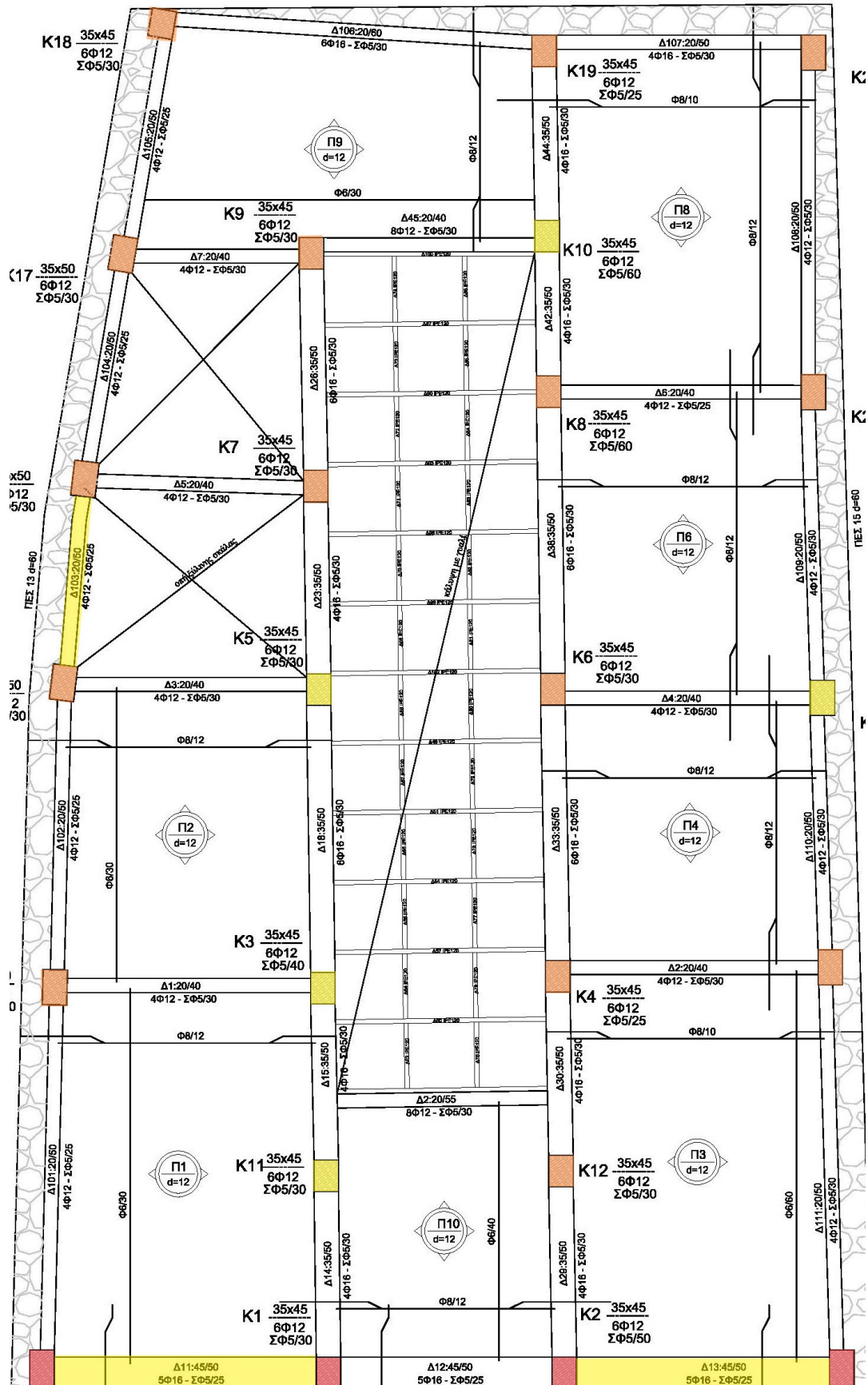
Από την ελαστική δυναμική ανάλυση της κατασκευής με χρήση του ενιαίου συντελεστή συμπεριφοράς q και υποπρογράμματος του Sofistik, υπολογίστηκαν οι απαιτούμενοι οπλισμοί των φερόντων στοιχείων έναντι σεισμού. Στα παρακάτω σχήματα, παρατίθενται οι κατόψεις των ορόφων με σημειωμένα τα στοιχεία τα οποία δεν επαρκούν, ενώ στο Παράρτημα Α δίνονται οι αναλυτικοί πίνακες των δύο οπλισμών και της διαφοράς τους.



Σχήμα 5.44: Στοιχεία που δεν επαρκούν στην οροφή του υπογείου, έναντι σεισμικού συνδυασμού σχεδιασμού ($G + \psi_2 Q \pm E$)



Σχήμα 5.45: Στοιχεία που δεν επαρκούν στην οροφή του ισόγειου, έναντι σεισμικού συνδυασμού σχεδιασμού ($G + \psi_2 Q \pm E$)



Σχήμα 5.46: Στοιχεία που δεν επαρκούν στην οροφή του ορόφου, έναντι σεισμικού συνδυασμού σχεδιασμού ($G + \psi_2 Q \pm E$)

όπου:

- Κίτρινο χρώμα: τα στοιχεία τα οποία δεν επαρκούν για 0,1 έως 2 cm² οπλισμού
- Πορτοκαλί χρώμα: τα στοιχεία τα οποία δεν επαρκούν για 2,1 έως 6 cm² οπλισμού
- Κόκκινο χρώμα: τα στοιχεία τα οποία δεν επαρκούν για 2,1 έως 6 cm² οπλισμού
- Μπορντώ χρώμα: τα στοιχεία τα οποία δεν επαρκούν για οπλισμό μεγαλύτερο της τάξης των 20 cm²

Επομένως, για τον σεισμικό συνδυασμό σχεδιασμού στον όροφο του υπογείου δεν επαρκούν τα δοκάρια Δ29, Δ4, Δ7, Δ16 και το υποστύλωμα Κ25, ενώ στον όροφο του ισογείου δεν επαρκούν τα δοκάρια Δ15, Δ30, Δ11, Δ13, Δ103, Δ14, Δ29, Δ5 και όλα τα υποστυλώματα εκτός του Κ3. Στον όροφο, δεν επαρκούν τα δοκάρια Δ103, Δ11, Δ13 και όλα τα υποστυλώματα.

5.10 Συμπεράσματα

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα, ο φέρων οργανισμός της κατασκευής πρέπει να ενισχυθεί, ώστε να επαρκεί σύμφωνα με τους Σύγχρονους Κανονισμούς για τη χρήση του ως χώρο εστίασης κοινού. Γνωρίζοντας πλέον την παθολογία του φορέα, στο επόμενο κεφάλαιο αναπτύσσονται οι προτεινόμενοι τρόποι ενίσχυσης της κατασκευής, σύμφωνα με τον περιορισμό ότι είναι χαρακτηρισμένο ως διατηρητέο στο σύνολο του.

6 Μέθοδοι Ενίσχυσης και Αποκατάστασης

6.1 Εισαγωγή

Στην πόλη της Αθήνας, έπειτα από τη ραγδαία κατεδάφιση των διατηρητέων κτιρίων και ανέγερση πολυκατοικιών, τη δεκαετία του 1970, δεν έχουν μείνει πολλά μνημεία και κτήρια που να δηλώνουν την ιστορικότητα και τη διαδρομή της πόλης μέσα στο χρόνο. Στις κατασκευές αυτές λόγω της φθοράς που έχουν υποστεί με το πέρασμα του χρόνου είναι αναγκαία, στις περισσότερες από αυτές, η άμεση επισκευή και ενίσχυση τους για την εύρυθμη συνέχιση της λειτουργίας τους. Λόγω των ισχυρών σεισμών που συμβαίνουν στη χώρα μας, η ανάγκη αυτή γίνεται ολοένα και εντονότερη καθώς οι καταπονήσεις που προκαλούν προστίθενται στο ιστορικό της κάθε κατασκευής.

Σε μια κατασκευή με βλάβες, η διαδικασία επέμβασης η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης χαρακτηριστικά των στοιχείων και επαναφέρει την κατασκευή στην αρχική της κατάσταση, ορίζεται ως *επισκευή*. Σε μία κατασκευή με ή χωρίς βλάβες, η διαδικασία επέμβασης η οποία επαυξάνει τη φέρουσα ικανότητα του φορέα σε υψηλότερο επίπεδο από αυτό του αρχικού σχεδιασμού, ορίζεται ως *ενίσχυση*.

Η διαδικασία εύρεσης του τρόπου ενίσχυσης μιας κατασκευής είναι μια χρονοβόρα και επίπονη διαδικασία καθώς περιλαμβάνει την εξέταση εναλλακτικών τρόπων επέμβασης, με στόχο την βέλτιστη και αποδεκτή σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής ως σύνολο. Υπάρχουν δύο τρόποι εύρεσης της πρότασης επέμβασης. Ο πρώτος είναι η αναζήτηση του τρόπου ενίσχυσης της κατασκευής ως σύνολο, με σκοπό να μειωθεί η ένταση στα αδύναμα στοιχεία της κατασκευής σε επίπεδα χαμηλότερα από τα ανεκτά όρια ικανότητας τους. Ο δεύτερος τρόπος, είναι η αναζήτηση του τρόπου με τον οποίο προσδίδεται πρόσθετη ικανότητα αντοχής και πλαστιμότητας ή άλλα ελλείποντα χαρακτηριστικά σε αδύναμα στοιχεία της κατασκευής. Όταν σε μια κατασκευή υπάρχουν πολλά αδύναμα στοιχεία, συνήθως εφαρμόζεται ο πρώτος τρόπος, ως μια συνολική αντιμετώπιση του προβλήματος. Όταν είναι αναγκαία η εξάλειψη μόνο κάποιων τοπικών αδυναμιών της κατασκευής, εφαρμόζεται ο δεύτερος τρόπος.

Στο σχεδιασμό της προτάσεως ενισχύσεως, περιλαμβάνεται η διαστασιολόγηση των επισκευασμένων ή/και ενισχυμένων μελών της κατασκευής. Στα σχέδια λεπτομερειών της οριστικής μελέτης επέμβασης εμπεριέχεται η αναδιαστασιολόγηση του φορέα, καθώς και η κοστολόγηση των εργασιών. Η επιλογή του τρόπου επεμβάσεως πρέπει να γίνει με βάση το οικονομικό κριτήριο, καθώς ως μηχανικοί καλούμαστε να φτιάξουμε κάτι λειτουργικό, ασφαλές και οικονομικό.

Η εύρεση του κατάλληλου τρόπου επέμβασης σε μια κατασκευή, αποτελεί ένα από τα σημαντικότερα κομμάτια στη μελέτη αποκατάστασης, καθώς είναι ο παράγοντας που καθορίζει τη μορφή, τη λειτουργία και τη παρεχόμενη ασφάλεια του κτιρίου. Σε ένα διατηρητέο κτίριο, ο σχεδιασμός των επεμβάσεων αποτελεί ένα δύσκολο κομμάτι της μελέτης καθώς οι μέθοδοι και τα μέσα εφαρμογής είναι περιορισμένα. Η αποκατάσταση και η αντισεισμικότητα σε αυτού του τύπου κτίρια, οφείλουν να παρέχουν:

1. Αντοχή και ασφάλεια της κατασκευής για τους επισκέπτες και τους κατοίκους
2. Λειτουργικότητα του κτιρίου
3. Διαφύλαξη της ιστορικότητας και των μνημειακών αξιών για τις μελλοντικές γενιές

4. Αναστρεψιμότητα των επεμβάσεων ώστε να μπορεί να χρησιμοποιηθεί η μελλοντική γνώση και τεχνολογία
5. Οικονομικότητα στην εφαρμογή των επεμβάσεων και στη συντήρηση του κτιρίου

Με σκοπό την κάλυψη των παραπάνω αναγκών, πριν την λήψη των αποφάσεων για επέμβαση σε ένα κτίριο είναι αναγκαία η βελτιστοποίηση τους. Παρακάτω αναπτύσσονται αναλυτικά οι μέθοδοι που έχουν τη δυνατότητα να εφαρμοστούν στο υπό μελέτη διατηρητέο κτίριο, οι οποίες εντάσσονται στα πλαίσια της «ήπιας» και «δραστηκής» επέμβασης. Μέσω αυτών, επιτυγχάνεται η καλύτερη διατήρηση της φυσιογνωμίας και της ιστορικότητας του κτιρίου ενώ ταυτόχρονα βελτιώνεται η επάρκεια του έναντι σεισμού, καθιστώντας το ασφαλές για τους χρήστες.

6.2 Μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Η τοποθέτηση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας είναι μια από τις πιο συνηθισμένες μεθόδους ενίσχυσης των κατασκευών, καθώς φέρει ικανοποιητικά αποτελέσματα ως προς την αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής σε πλευρικά φορτία. Ταυτόχρονα, κύριο πλεονέκτημα της συγκεκριμένης μεθόδου είναι η δυνατότητα υλοποίησης της σε μικρό χρονικό διάστημα.

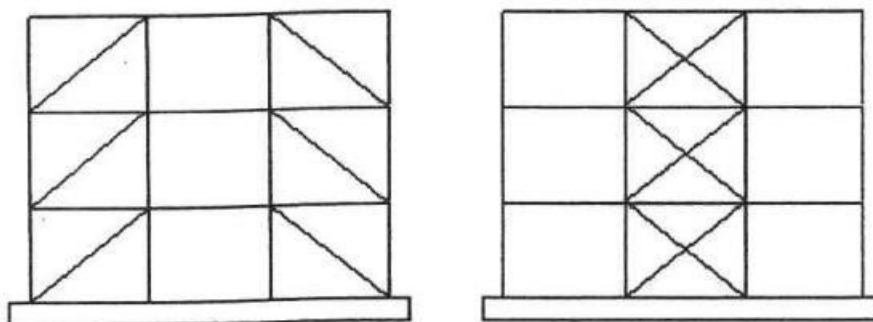
Η τοποθέτηση των μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας έχει ως αποτέλεσμα οι σεισμικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο πλαίσιο να αναλαμβάνονται κυρίως από τις αξονικές δυνάμεις των συνδέσμων. Η επιθυμία για μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις και απορρόφησης μεγάλης σεισμικής ενέργειας, καθιστά τον χάλυβα, λόγω των όλκιμων χαρακτηριστικών του, το ιδανικό υλικό για την κατασκευή τους. Κατά αυτόν τον τρόπο, αποτρέπεται η εμφάνιση ψαθυρής αστοχίας, μέσω της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων. Ανάλογα με το είδος των συνδέσμων που θα επιλεγούν, μπορεί να διαπιστωθεί και σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας. Η βέλτιστη απόκριση της ενισχυμένης κατασκευής καθορίζεται από τη διάταξη και τον αριθμό των δικτυωτών συνδέσμων που θα χρησιμοποιηθούν, την ύπαρξη συνδέσμων καθ' ύψος της κατασκευής καθώς και την ύπαρξη συνδέσμων και στις δύο διευθύνσεις.

6.2.1 Κατηγορίες δικτυωτών μεταλλικών συνδέσμων

Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης των διαγώνιων μελών με το ζύγωμα του φατνώματος, διακρίνονται σε δυο μεγάλες κατηγορίες:

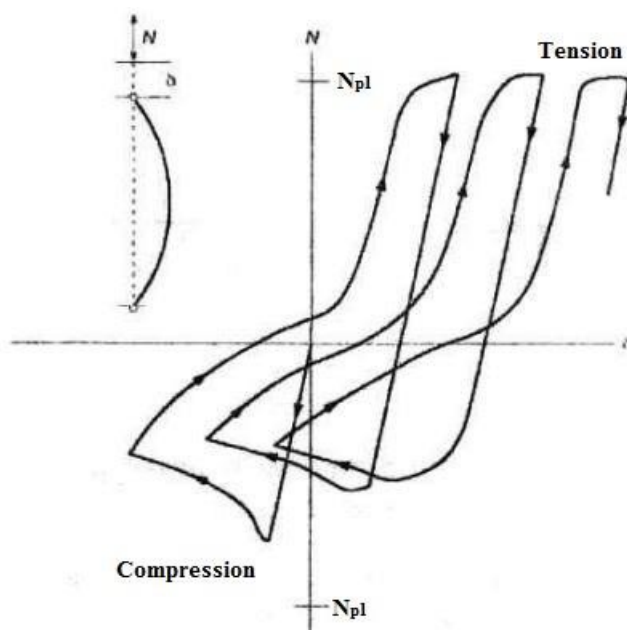
1. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα
2. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα

Χωρίς εκκεντρότητα είναι οι απλοί και χιαστί διαγώνιοι. Οι σύνδεσμοι αυτοί έχουν στοιχεία κατά τη διεύθυνση της μιας ή και των δύο διαγώνιων του φατνώματος. Με σκοπό τη διαστασιολόγηση αυτού του τύπου συνδέσμων, θεωρούμε ότι οι εναλλασσόμενης φοράς οριζόντιες δυνάμεις αναλαμβάνονται από τις εκάστοτε εφελκόμενες διαγώνιους. Η συνεισφορά των αντίστοιχων θλιβόμενων διαγώνιων μπορεί να αγνοηθεί. Στους χιαστί συνδέσμους τα θλιβόμενα και εφελκόμενα μέλη βρίσκονται στο ίδιο φάτνωμα, σε αντίθεση με τους απλούς συνδέσμους που βρίσκονται σε διαφορετικά φατνώματα.



Σχήμα 6.1: Απλοί και χιαστί διαγώνιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι αντίστοιχα

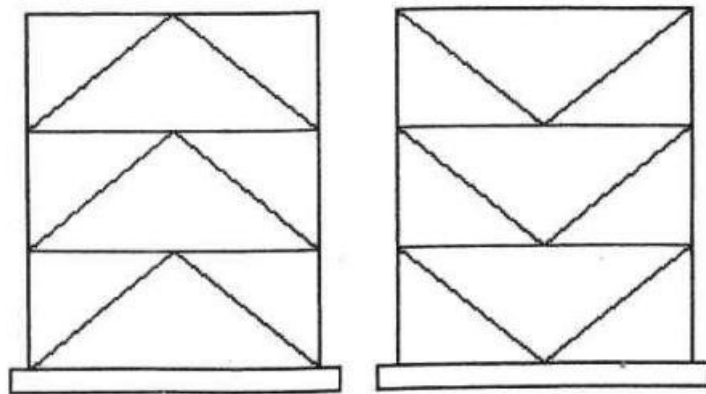
Από πειράματα τα οποία μελετούν την απόκριση πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος ενισχυμένων με απλούς και χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας και μη ενισχυμένων σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, επιβεβαιώνεται η θεώρηση ότι το πλευρικό φορτίο αναλαμβάνεται αποκλειστικά από τις εφελκόμενες διαγώνιους. Κατά την εφαρμογή θλιπτικού φορτίου τα μέλη παραμορφώνονται πλευρικά και σχηματίζουν πλευρική άρθρωση στο μέσον του μήκους τους. Αυτό συνεπάγεται με μείωση της αντοχής του στοιχείου σε θλίψη. Έπειτα, με τη δράση εφελκυστικής δύναμης, το εφελκόμενο μέλος αναλαμβάνει το φορτίο και διαρρέει ενώ ακολουθεί ο λυγισμός του θλιβόμενου μέλους.



Σχήμα 6.2: Ελλειψοειδής βρόγχος υστέρησης του συνδέσμου δυσκαμψίας

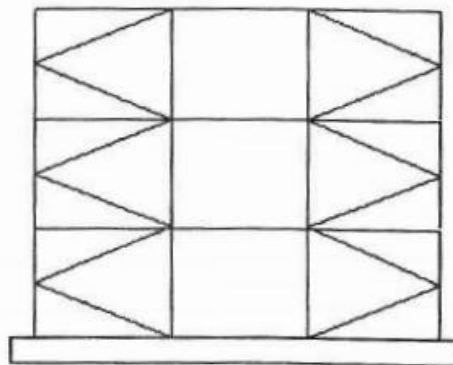
Λόγω της ενίσχυσης ενός πλαισίου οπλισμένου σκυροδέματος, με ένα διαγώνιο μέλος και χιαστί συνδέσμους, αυξάνεται η διατμητική αντοχή του κατά 2,5 έως 4 φορές αντίστοιχα. Για πλάστιμο σχεδιασμό, το σύστημα αυτό είναι δυσμενές καθώς παρουσιάζονται προβλήματα λυγισμού στα θλιβόμενα μέλη και η μετελαστική του συμπεριφορά δεν είναι ικανοποιητική. Παρόλα αυτά, η επίδραση τους είναι σημαντική στην αύξηση δυσκαμψίας και αντοχής της κατασκευής έναντι των σεισμικών δράσεων.

Μια άλλη συνήθης διάταξη των δικτυωτών συνδέσμων είναι οι σύνδεσμοι της μορφής Λ ή V , όπου γίνεται χρήση δύο στοιχείων ανά φάτνωμα, τα οποία συντρέχουν σε ένα κοινό ενδιάμεσο σημείο των οριζόντιων μελών του πλαισίου. Αν το σημείο αυτό βρίσκεται στο πάνω μέρος του φαντώματος, ο σύνδεσμος ονομάζεται τύπου Λ , ενώ αν βρίσκεται στο κάτω μέρος, ονομάζεται τύπου V . Το σημείο αυτό δεν θεωρείται στήριξη καθώς δεν παραβιάζει τη στατική συνέχεια του ζυγώματος. Το κύριο χαρακτηριστικό αυτού του τύπου συνδέσμων είναι ότι σε αντίθεση με τις απλές ή χιαστί διαγώνιους, οι σεισμικές δυνάμεις αναλαμβάνονται τόσο από τις εφελκόμενες όσο και από τις θλιβόμενες ράβδους. Επιπροσθέτως, οι σύνδεσμοι τύπου Λ ή V σε αντιδιαστολή με τους απλούς ή χιαστί συνδέσμους αναλαμβάνουν, εκτός από ένα μέρος των οριζόντιων φορτίων, και ένα ποσοστό των κατακόρυφων φορτίων της κατασκευής.



Σχήμα 6.3: Δικτυωτοί σύνδεσμοι τύπου Λ και V αντίστοιχα

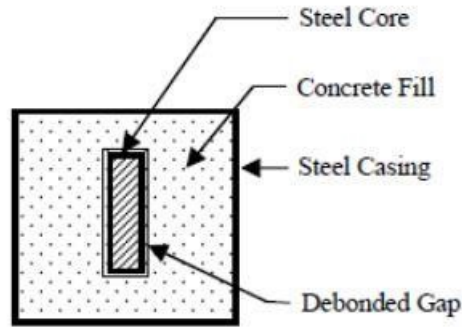
Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι τύπου K , λόγω της σύνδεσής τους με το μέσον του υποστυλώματος δημιουργούν κοντά υποστυλώματα, εισάγουν δυσμενή φαινόμενα δευτέρας τάξης και απαιτούν τη συμμετοχή του υποστυλώματος στην ανάπτυξη του μηχανισμού διαρροής, περιορίζοντας τη δυνατότητα πλαστικής συμπεριφοράς του συστήματος. Επομένως, για τους παραπάνω λόγους, συνίσταται να αποφεύγεται η μόρφωσή τους.



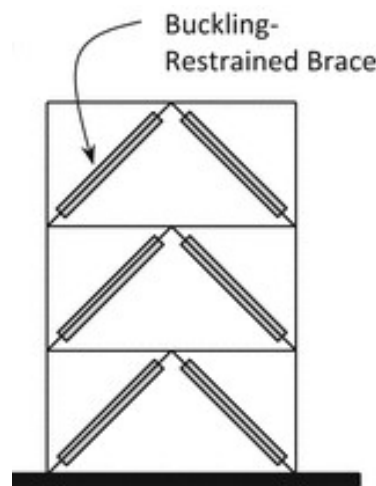
Σχήμα 6.4: Δικτυωτός σύνδεσμος τύπου K

Η μέθοδος χρήσης διαγώνιων σύμμικτων στοιχείων που είναι ανθεκτικά σε λυγισμό (Buckling Restrained Brace Frame-BRBF system), πρόκειται για ένα σύστημα από

συνδέσμους δυσκαμψίας που παρουσιάζουν ανθεκτικότητα σε λυγισμό και προτείνεται για την αντιμετώπιση του βασικού προβλήματος του λυγισμού των θλιβόμενων μελών του συνδέσμου δυσκαμψίας. Το BRBF χρησιμοποιείται σε στοιχείο που αντιστέκεται σε πλευρικές δυνάμεις και μειώνει την αστοχία σε λυγισμό των εύκαμπτων στοιχείων της κατασκευής. Παρουσιάζει κοινή συμπεριφορά σε εφελκυστική και θλιπτική διαρροή και ξεχωρίζει για την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης η οποία υπερβαίνει τις αντίστοιχες απαιτήσεις των Κανονισμών.

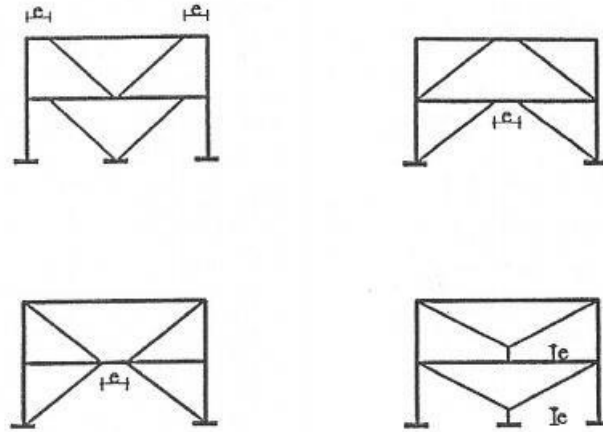


Σχήμα 6.5: Διατομή διαγώνιου μέλους BRBF συστήματος



Σχήμα 6.6: Όψη BRBF συστήματος

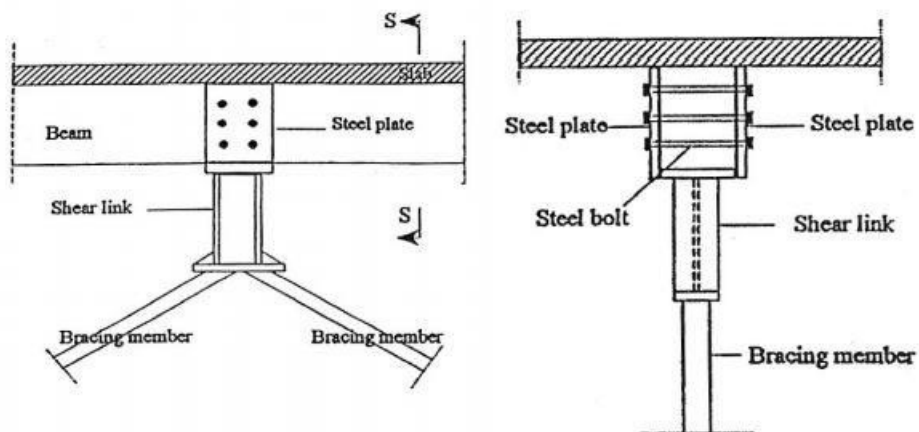
Η βασική διαφορά μεταξύ των δικτυωτών συνδέσμων με εκκεντρότητα και αυτών χωρίς εκκεντρότητα, είναι ότι τουλάχιστον ένα από τα δύο άκρα της διαγωνίου συνδέεται με το ζύγωμα έκκεντρα ως προς τον αντίστοιχο κόμβο του υποστυλώματος.



Σχήμα 6.7: Τύποι έκκεντρων δικτυωτών συνδέσεων

Κύριο μειονέκτημα αυτής της κατηγορίας συνδέσεων είναι ότι το τμήμα του ζυγώματος μεταξύ των δύο έκκεντρα συνδεδεμένων κόμβων καταπονείται έντονα τόσο σε κάμψη όσο και σε διάτμηση από οριζόντια φορτία. Επομένως έχει αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Παρόλα αυτά, κύριο πλεονέκτημα της είναι ότι έχουν υψηλή δυσκαμψία σε κανονικά επίπεδα πλευρικής φόρτισης και πολύ καλή πλαστιμότητα στη σπάνια περίπτωση μεγάλου σεισμικού φορτίου.

Η μορφή Υ, ή ανεστραμμένου Υ, των έκκεντρων συνδέσεων δυσκαμψίας, ονομάζεται σεισμικός σύνδεσμος καθώς το κατακόρυφο του μέλος συνδέεται στο μέσο της δοκού του φατνώματος και αναλαμβάνει αποκλειστικά τις σεισμικές δυνάμεις. Καθότι, η δοκός οπλισμένου σκυροδέματος δεν έχει τη δυνατότητα να δρα ως πλάστιμος συνδετήριος σύνδεσμος, πρέπει να γίνει ορθή σύνδεση της δοκού του πλαισίου με τον σεισμικό σύνδεσμο, ώστε να εξασφαλιστεί η αποτελεσματική μεταφορά του σεισμικού φορτίου. Επιπρόσθετα, πρέπει να σημειωθεί πως είναι σημαντικό το κατακόρυφο μέλος να σχεδιαστεί με υψηλές απαιτήσεις πλαστιμότητας, ώστε να φτάσει πρώτο στη διαρροή όταν ενεργούν σεισμικές δυνάμεις. Κατά αυτόν τον τρόπο, επιτυγχάνεται η ελαστική συμπεριφορά των δικτυωτών μελών επομένως και η αποφυγή της πιθανής ψαθυρής αστοχίας τους λόγω λυγισμού.

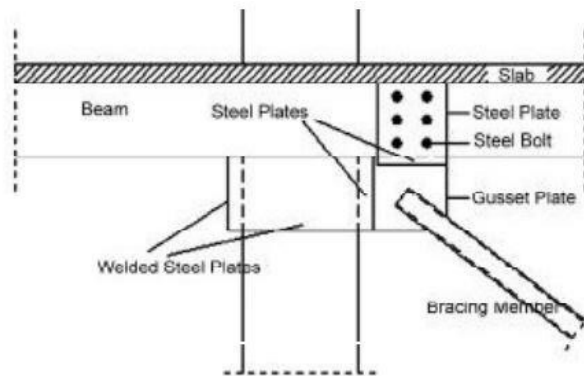


Σχήμα 6.8: Λεπτομέρεια σύνδεσης κατακόρυφου στη δοκό και τομή S-S

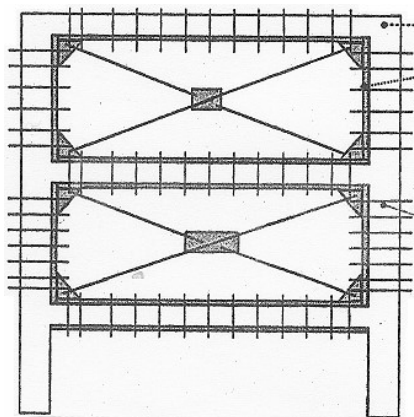
6.2.2 Τρόποι και τεχνικές σύνδεσης

Απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στις θέσεις σύνδεσης των προστιθέμενων, νέων, υλικών με των υφιστάμενων ώστε να εξασφαλιστεί η ασφαλής μεταφορά των δυνάμεων μεταξύ τους. Για τη σύνδεση του μεταλλικού δικτύωματος με τον πλαισιακό φέροντα οργανισμό, υπάρχουν δύο βασικοί τρόποι. Ο πρώτος είναι η εσωτερική σύνδεση ενώ ο δεύτερος είναι η εξωτερική. Για το υπό μελέτη κτίριο δεν είναι δυνατή η εξωτερική σύνδεση για το λόγο αυτό δεν θα αναπτυχθεί στα πλαίσια της συγκεκριμένης διπλωματικής εργασίας.

Με την *εσωτερική σύνδεση* στο πλαισιακό φέροντα οργανισμό, εισάγεται το μεταλλικό δικτύωμα μέσα στο πλαίσιο. Με τη βοήθεια μεταλλικών γωνιακών ελασμάτων, τα οποία ενισχύουν και την αντοχή του κόμβου, μπορεί να πραγματοποιηθεί *άμεση σύνδεση* στο σκυρόδεμα. Με την τοποθέτηση, περιμετρικά του φανώματος, μεταλλικών στοιχείων που σχηματίζουν ένα μεταλλικό πλαίσιο στο οποίο τα διαγώνια μέλη των συνδέσμων συνδέονται με τα στοιχεία του, επιτυγχάνεται ένας *έμμεσος τρόπος σύνδεσης*. Στον δεύτερο τρόπο σύνδεσης, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι τα στοιχεία του πρόσθετου μεταλλικού πλαισίου αναπτύσσουν, επιπρόσθετα από την αξονική, καμπτική και διατμητική ένταση



Σχήμα 6.9: Τεχνική άμεσης στήριξης με κομβοέλασμα



Σχήμα 6.10: Τεχνική έμμεσης στήριξης με μεταλλικά στοιχεία

6.3 Μεταλλικά συστήματα δυσκαμψίας τύπου Fuseis

6.3.1 Μέθοδος ενίσχυσης με μείωση του ανοίγματος της δοκού

Ένας από του τρόπους ενίσχυσης δοκού η οποία δεν επαρκεί έναντι κάμψης, είναι η ενίσχυση της με χρήση του απλού τρόπου μείωσης του ανοίγματος της, μέσω τοποθέτησης νέων υποστυλωμάτων. Ενδείκνυται η χρήση μεταλλικών στοιχείων, τα οποία πρέπει να θεμελιωθούν. Για τη πραγματοποίηση της θεμελίωσής τους είναι αναγκαία η απομάκρυνση της πλάκας του δαπέδου.



Σχήμα 6.11: Μείωση του ανοίγματος δοκού, μέσω τοποθέτησης μεταλλικού υποστυλώματος

6.3.2 Συστήματα δυσκαμψίας Fuseis

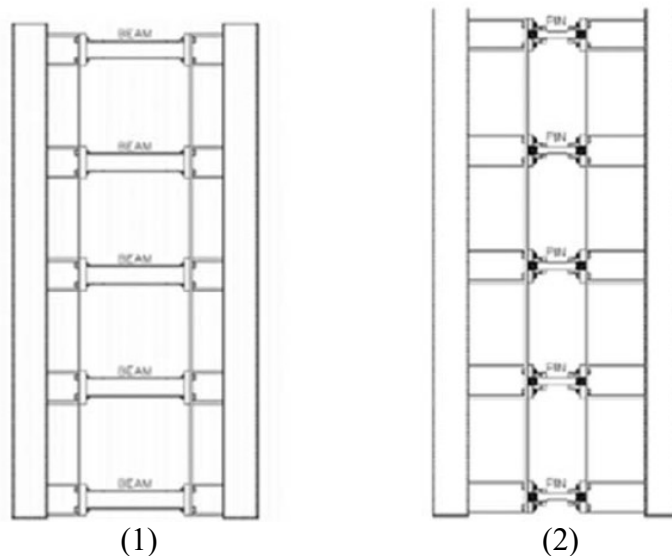
Μία μέθοδος αντισεισμικής προστασίας που πραγματοποιείται με την απορρόφηση ενέργειας σε προεπιλεγμένες θέσεις, είναι η τοποθέτηση συστημάτων Fuseis. Η αναστρεψιμότητά τους, καθιστά αποδεκτή την μόρφωσή τους σε διατηρητέα κτίρια ενώ βασικά πλεονεκτήματά τους είναι η υψηλή ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, ότι δρουν ως ανεξάρτητοι φορείς σε σχέση με το κύριο σύστημα παραλαβής φορτίων του κτιρίου καθώς και ότι είναι δυνατή η επισκευή τους έπειτα από ένα σεισμό.

Τα συστήματα αυτού του τύπου αποτελούνται από δύο ισχυρά υποστυλώματα τα οποία συνδέονται με συνδέσεις ροπής με οριζόντιες δοκούς τοποθετημένες με πυκνή διάταξη. Αυτές οι δοκοί, σε προεπιλεγμένες θέσεις είναι εξασθενημένες. Κατά αυτόν τον τρόπο αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις. Οι σεισμικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο πλαίσιο, που έχει τοποθετηθεί το σύστημα Fuseis, αναλαμβάνονται κυρίως από τις οριζόντιες δοκούς μέσω κάμψης και εν συνεχεία από τα υποστυλώματα μέσω θλίψης και κάμψης.

Υπάρχουν δύο μορφές του συστήματος αυτού οι οποίες είναι:

1. Οι ενδιάμεσες δοκοί είναι ολόσωμες διατομές απομειωμένες στα άκρα τους
2. Οι ενδιάμεσες δοκοί διακόπτονται στο μέσο τους και συνδέονται με πείρους

Και οι δύο μορφές έχουν ως στόχο να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις στις προεπιλεγμένες θέσεις. Η μοναδική διαφορά μεταξύ των δύο μορφών του συστήματος είναι ότι στη δεύτερη μορφή, ο σχηματισμός της πλαστικής άρθρωσης γίνεται στο μέσον στο μέσον της δοκού (στην τοποθεσία του πείρου), ενώ στη πρώτη μορφή του συστήματος η πλαστική άρθρωση σχηματίζεται στα άκρα των δοκών (στην τοποθεσία της απομειωμένης τους διατομής). Στο κάτωθι σχήμα, παρουσιάζονται οι δύο μορφές του συστήματος Fuseis.



Σχήμα 6.12: (1) Σύστημα Fuseis με χρήση ολόσωμων διατομών απομειωμένων στα άκρα, (2) Σύστημα Fuseis με ενδιάμεση σύνδεση με πείρο

6.3.3 Συμπεράσματα

Με βάση τα παραπάνω υποκεφάλαια (§6.2, §6.3.1 και §6.3.2), με σκοπό την ενίσχυση της κατασκευής, να μορφωθεί ένας σύνδεσμος δυσκαμψίας τύπου Fuseis ο οποίος θα αποτελείται από δύο ισχυρά υποστυλώματα, οριζόντιες δοκούς και χιαστί συνδέσμους μεταξύ των φατνωμάτων που δημιουργούν τα οριζόντια μεταλλικά δοκάρια. Κατά αυτόν τον τρόπο, δημιουργείται ένα σύστημα το οποίο αναλαμβάνει τα σεισμική φορτία, αυξάνει τη δυσκαμψία της κατασκευής και την πλαστιμότητα της ενώ ταυτόχρονα λειτουργεί ως ανεξάρτητο σύστημα, σε σύγκριση με τα υπόλοιπα στοιχεία του δομήματος. Επιπρόσθετα επιτυγχάνεται η μείωση του ανοίγματος της δοκού με αποτέλεσμα να μειώνεται η καταπόνηση των δοκών στις οποίες εφαρμόζεται, καθώς και των γειτονικών υποστυλωμάτων. Τέλος, οι διαγώνιες χιαστί μεταλλικές ράβδοι που τοποθετούνται ενδιάμεσα των οριζόντιων μεταλλικών δοκών, λειτουργούν και σε θλίψη και σε εφελκυσμό. Επομένως ο έλεγχος τους έναντι λυγισμού είναι αναγκαίος.

6.4 Σύνθετα υλικά

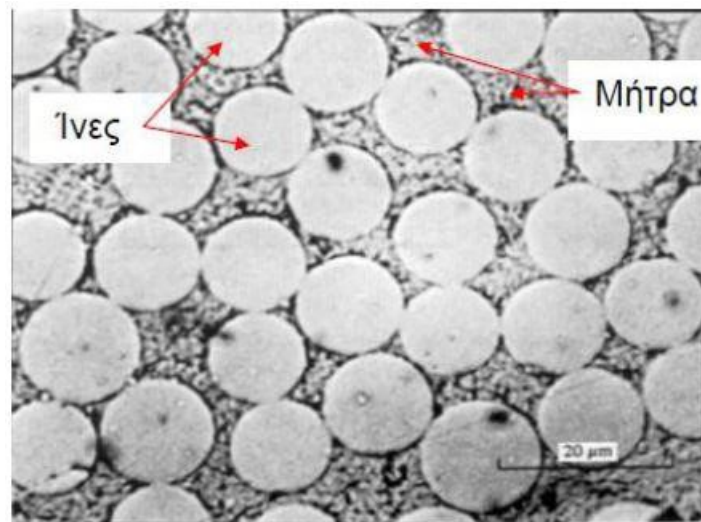
6.4.1 Εισαγωγή

Τα τελευταία χρόνια, υπάρχει αύξηση της χρήσης των συνθετικών υλικών στις ενισχύσεις κατασκευών λόγω των εξαιρετικών ιδιοτήτων τους. Τα υλικά αυτά, ονομάζονται και ινοπλισμένα πολυμερή ή FRP (Fiber Reinforced Polymers). Κυρίως χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση δομικών στοιχείων από σκυρόδεμα, τοιχοποιία ή ξύλο με σκοπό την αύξηση της αντοχής σε κάμψη και διάτμηση, καθώς και στην περισφιγξη αυτών των στοιχείων. Υπάρχουν δύο κύριες μορφές τους. Η πρώτη αφορά ελάσματα συγκεκριμένων διαστάσεων (πάχους 1 έως 2 mm και πλάτους 50 έως 200 mm), ενώ η δεύτερη είναι ρολά υφάσματος ορισμένου πάχους (0,1 έως 0,5 mm). Τα σύνθετα υλικά συμπεριφέρονται ελαστικά και δεν

Το σημαντικότερο πλεονέκτημα τους είναι ο συνδυασμός υψηλής εφελκυστικής αντοχής και χαμηλού ειδικού βάρους καθώς είναι μίξη ινών άνθρακα, αραμιδίου ή γυαλιού

σε μήτρα εποξειδικής ρητίνης. Κατά αυτόν τον τρόπο η κατασκευή να μην επιβαρύνεται με νέα προστιθέμενα φορτία. Επιπρόσθετα, τοποθετούνται σε πολύ μικρό χρονικό διάστημα, έχουν πολύ μικρό πάχος και ποικίλλουν σε μεγέθη ενώ ταυτόχρονα έχουν πολύ υψηλή αντοχή σε διάβρωση. Η δυνατότητα ανεστρεψιμότητας της συγκεκριμένης επέμβασης, τη καθιστά ιδανική για διατηρητέα κτίρια.

Ένα από μειονέκτημα τους είναι ότι είναι ευάλωτα σε περίπτωση πυρκαγιάς, καθώς είναι ευαίσθητα στις υψηλές θερμοκρασίες. Επίσης, η αστοχία τους είναι ψαθυρή, καθώς συμπεριφέρονται ελαστικά, οπότε δεν μπορούν να αναπτύξουν μετελαστικές παραμορφώσεις. Τέλος, ένα άλλο μειονέκτημα τους είναι το υψηλό τους κόστος.



Σχήμα 6.13: Τομή σύνθετου υλικού

Οι ίνες των συνθετικών υλικών, σε διεύθυνση παράλληλη με αυτές, έχουν την δυνατότητα να παραλαμβάνουν τις ασκούμενες δυνάμεις. Από την άλλη πλευρά η μήτρα αποτελεί τη συγκολλητική ουσία μεταξύ των ινών. Κατά αυτόν τον τρόπο, επιτυγχάνεται η μεταφορά των δυνάμεων μεταξύ των ινών ενώ παράλληλα τους προσφέρει προστασία από διάβρωση. Επίσης, με βάση τις μήτρες καθορίζονται και κάποιες μηχανικές ιδιότητες του σύνθετου υλικού όπως είναι η αντοχή σε διεύθυνση κάθετα στις ίνες.

Οι μήτρες είναι ρητίνες και συναντώνται κυρίως στις μορφές:

1. Εποξειδικές
2. Πολυεστερικές
3. Βινυλεστερικές

Από τις παραπάνω μορφές, η καλύτερη για τα συνθετικά υλικά θεωρείται αυτή των εποξειδικών ρητινών όμως, έχουν πολύ υψηλό κόστος σε σχέση με τις άλλες δύο. Βασικό μειονέκτημα των πολυεστερικών και των βινυλεστερικών είναι η χημική τους σύσταση η οποία έχει ως αποτέλεσμα τη δυσάρεστη οσμή σε χώρους που δεν έχουν εκκενωθεί.

Πίνακας 6.1: Τεχνικά χαρακτηριστικά ρητινών

Είδος ρητίνης	Μέτρο ελαστικότητας E (GPa)	Εφελκυστική αντοχή (MPa)	Οριακή παραμόρφωση εφελκυστικής αστοχίας (%)	Πυκνότητα (gr/cm ³)
Εποξειδική	2-4.5	55-130	4-14	1.1-1.3
Πολυεστερική	2.1-4.1	20-105	1-6.5	1-1.45
Βινυλεστερική	3-3.6	73-81	3.5-5.5	1.12-1.32

6.4.2 Εφαρμογή των σύνθετων υλικών

Όπως αναλύθηκε και στο προηγούμενο υποκεφάλαιο, τα σύνθετα υλικά παρουσιάζουν μεγάλη ελαστικότητα και υψηλή εφελκυστική αντοχή μόνο σε διεύθυνση παράλληλη με τις ίνες τους. Επομένως, σημαίνεται ιδιαίτερη προσοχή στην ορθή εφαρμογή τους στη κατασκευή, ώστε η μέθοδος να έχει αποτελεσματικότητα (πχ για δοκούς τοποθέτηση παράλληλα με τον άξονα του μέλους και για τετραέρειστες πλάκες σε δυο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις).

Συνήθως, η εφαρμογή των σύνθετων υλικών χωρίζεται στα παρακάτω στάδια:

1. Καθαίρεται το επίχρισμα και αποκαθίστανται οι βλάβες του δομικού στοιχείου, αν υπάρχουν
2. Καθαρίζεται η επιφάνεια στην οποία θα επικολληθεί το συνθετικό υλικό και γίνεται επάλληψη του με την κόλλα
3. Τοποθετείται η πρώτη στρώση του σύνθετου υλικού και αγκυρώνεται στο ενισχυόμενο στοιχείο στα προβλεπόμενα σημεία
4. Τοποθετούνται οι υπόλοιπες στρώσεις του σύνθετου υλικού και με την ολοκλήρωση της σκλήρυνσης τους, διαμορφώνονται τα επιχρίσματα.

6.4.3 Ενίσχυση δοκών και πλακών έναντι κάμψεως

6.4.3.1 Γενικά

Ο τρόπος ενίσχυσης δοκών και πλακών έναντι κάμψεως με χρήση ινοπλισμένων πολυμερών, πραγματοποιείται με χρήση ελασμάτων ή υφασμάτων που επικολλούνται στο εφελκυστικό πέλμα με βάση όσα αναπτύχθηκαν στο προηγούμενο υποκεφάλαιο.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει πως οι εφελκυστικές δυνάμεις που αντιστοιχούν στη συνολική καμπτική ένταση της περιοχής ενίσχυσης πρέπει να αναλαμβάνονται μέσω της συνεργασίας υφιστάμενου και προστιθέμενου οπλισμού. Με βάση τον ορισμό αυτό, υπολογίζεται η απαιτούμενη διατομή του οπλισμού ενίσχυσης (A_j) η οποία σε στάδιο προμελέτης, μπορεί να υπολογιστεί προσεγγιστικά με βάση τον κάτωθι τύπο:

$$A_j = \frac{\Delta M_{d0}}{z * \sigma_{jd}}, \quad (6.1)$$

όπου:

ΔM_{d0} είναι η πρόσθετα ροπή που καλείται να αναλάβει η ενισχυμένη διατομή,

z είναι ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων όπου $z=0,9d_j$ και d_j είναι το στατικό ύψος της διατομής, μετρούμενο από τη στάθμη του εξωτερικού οπλισμού

6.4.3.2 Μορφές αστοχίας και διαστασιολόγηση σύνθετων υλικών

Για τον προστιθέμενο οπλισμό, εκτιμάται η τιμή σχεδιασμού της ενεργούς του τάσεως σ_{jd} μέσω μιας κρίσιμης τιμής της τάσης $\sigma_{j,crit}$. Η σ_{jd} του νέου οπλισμού, πρέπει να είναι μικρότερη από την δυσμενέστερη τιμή σ_{jd} των ακόλουθων μορφών αστοχίας. Ορίζεται:

$$\sigma_{jd} = \frac{\sigma_{j,crit}}{\gamma_m}, \quad (6.2)$$

Οι βασικές μορφές αστοχίας των σύνθετων υλικών είναι δύο:

A. Αστοχία του σύνθετου υλικού ενίσχυσης

Αυτή η μορφή αστοχίας προκαλείται από θραύση των ινών του σύνθετου υλικού, όταν αυτό ξεπεράσει το όριο αντοχής του. Τότε:

$$\sigma_{j,crit} = f_{jk}, \quad (6.3)$$

$$\sigma_{jd} = \frac{f_{jk}}{\gamma_m}, \quad (6.4)$$

όπου:

f_{jk} είναι η χαρακτηριστική τιμή αντοχής του υλικού ενίσχυσης και γ_m είναι ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας για το υλικό ενίσχυσης (για ινοπλισμένα πολυμερή $\gamma_m=1,2$)

B. Πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης

Ο συγκεκριμένος μηχανισμός αστοχίας, συμβαίνει είτε λόγω ανεπαρκούς σύνδεσης του σύνθετου υλικού κατά μήκος του στοιχείου ωπλισμένου σκυροδέματος, είτε λόγω της ανεπαρκούς αγκύρωσης των άκρων του. Τότε:

$$\sigma_{jd} = \frac{\sigma_{j,crit}}{\gamma_{Rd}}, \quad (6.5)$$

όπου:

γ_{Rd} είναι κατάλληλος συντελεστής ασφαλείας που καλύπτει αβεβαιότητες του $\sigma_{j,crit}$

$\sigma_{j,crit}$ είναι η τάση του υλικού η οποία οδηγεί σε αποκόλληση.

Για τη συγκεκριμένη μορφή αστοχίας, υπάρχει η δυνατότητα χρήσης των παρακάτω σχέσεων:

$$\sigma_{j,crit} = \beta * \frac{\tau_b^{αποκ}}{t_j} * L_e, \quad (6.6)$$

όπου:

$\beta = \beta_w * \beta_l$ είναι διορθωτικός συντελεστής, με συντελεστή επιρροής πλάτους οπλισμού:

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2 - \frac{b_j}{b_w}}{1 + \frac{b_j}{b_w}}}, \quad (6.7)$$

όπου:

b_j είναι το πλάτος του υλικού ενίσχυσης και

b_w είναι το πλάτος του εφελκυόμενου πέλματος δομικού στοιχείου πάνω στο οποίο επικολλάται το σύνθετο υλικό ενίσχυσης

και συντελεστή επιρροής του διαθέσιμου μήκους αγκύρωσης:

$$\beta_l = \sin\left(\frac{\pi * \lambda}{2}\right) = \lambda * (2 - \lambda), \quad (6.8)$$

όπου:

$\lambda = L_{av} / L_e < 1$, και L_{av} το διαθέσιμο μήκος αγκύρωσης

$\tau_b^{αποκ} = f_{ctm}$ και

L_e είναι το ενεργό μήκος αγκύρωσης το οποίο υπολογίζεται με βάση τον τύπο:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_j * t_j}{2 * f_{ctm}}} (MPa, mm), \quad (6.9)$$

όπου: E_j και t_j το μέτρο ελαστικότητας και το πάχος του υλικού αντίστοιχα.

6.4.3.3 Τρόποι αποφυγής ανεπιθύμητων αποτελεσμάτων

1. Χρήση ελασμάτων ή υφασμάτων μικρού πάχους
2. Οι στρώσεις να μην ξεπερνούν τις πέντε για τα εύκαμπτα υφάσματα (εκτός της περίπτωσης ύπαρξης τεκμηρίωσης για χρήση παραπάνω στρώσεων)
3. Να αποφεύγεται η διάτρηση των ελασμάτων/υφασμάτων
4. Να αποφεύγεται η επαφή του χάλυβα όπλισης με τα σύνθετα υλικά καθώς υπάρχει κίνδυνος γαλβανικής διάβρωσης
5. Τήρηση κατάλληλων κανόνων γεωμετρικής διάταξης των προστιθέμενων οπλισμών, με σκοπό την βέλτιστη συνεργασία τους με τα υφιστάμενα στοιχεία

6. Επιδίωξη βέλτιστης αγκύρωσης στα άκρα των σύνθετων υλικών μέσω χρήσης λωρίδων ή γωνιακών ή άλλων αγκυρίων ειδικού τύπου με τεκμηριωμένη αποτελεσματικότητα
7. Αγκύρωση του σύνθετου υλικού ενίσχυσης πέραν του σημείου μηδενισμού των ροπών, δηλαδή στη περιοχή που βρίσκεται υπό θλίψη, σε απόσταση της τάξης του 1m
8. Η αγκύρωση σε περιπτώσεις ενισχύσεως στη μέση του στοιχείου, πραγματοποιείται στις στηρίξεις του
9. Να αποφεύγονται οι ματίσεις του υλικού ενίσχυσης
10. Σε περίπτωση που η ενισχυόμενη, από σύνθετα υλικά, περιοχή δομικού στοιχείου πρόκειται (υπό συνθήκες ανακυκλιζόμενης φόρτισης), να βρεθεί υπό θλιπτική καταπόνηση, απαιτείται η πρόληψη επιπλέον μέτρων με σκοπό την αποφυγή τοπικού λυγισμού του υλικού. Σε άλλες περιπτώσεις, δεν επιτρέπεται η μόρφωση της συγκεκριμένης μεθόδου.

6.4.4 Ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων έναντι διάτμησης

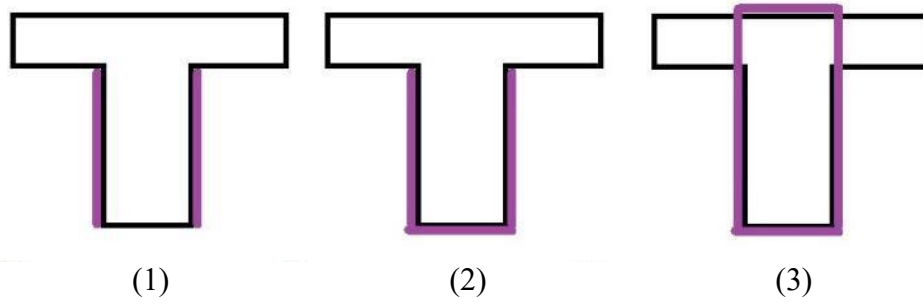
6.4.4.1 Γενικά

Η ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων από ωπλισμένο σκυρόδεμα με τη χρήση σύνθετων υλικών επιτυγχάνεται κυρίως με την επικόλληση υφασμάτων. Στις περισσότερες περιπτώσεις οι ίνες εφαρμόζονται κάθετα στον άξονα των δομικών μελών μέσω της επικόλλησης του υφάσματος στις εξωτερικές επιφάνειες του δομικού στοιχείου. Σκοπός αυτής της εφαρμογής, είναι οι ίνες να είναι περίπου κάθετα με τις πιθανές ρωγμές που θα δημιουργηθούν λόγω διάτμησης. Οι πιο γνωστοί τρόποι επικόλλησης αυτών των σύνθετων υλικών είναι:

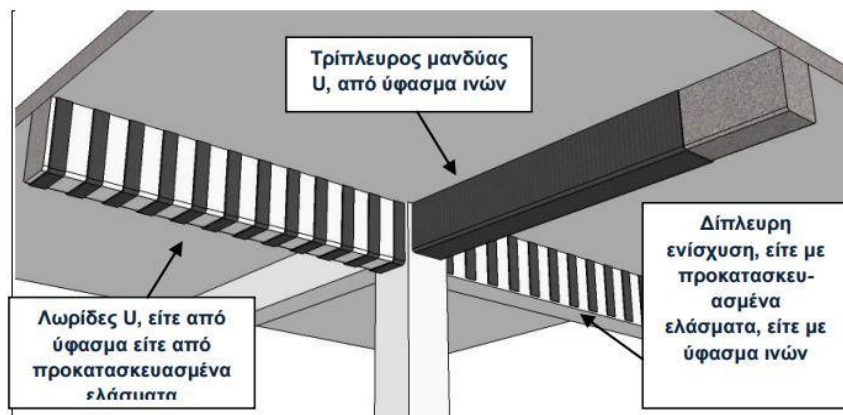
1. Η πλευρική
2. Η μορφής U
3. Ο κλειστός μανδύας W

Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., η πλευρική ενίσχυση δεν επιτρέπεται, επομένως δεν μπορεί να εφαρμοστεί στο υπό μελέτη κτίριο. Παρ'όλα αυτά αναφέρεται για λόγους πληρότητας. Συνηθέστερη μορφή ενίσχυσης είναι ο μανδύας U καθώς ο κλειστός μανδύας W είναι ορισμένες φορές δύσκολο να εφαρμοστεί (για παράδειγμα στις πλακοδοκούς). Η αγκύρωση της ενίσχυσης προτείνεται να βρίσκεται στη θλιβόμενη ζώνη, καθώς η αποκόλληση του υφάσματος αποτελεί κρίσιμη μορφή αστοχίας και πρέπει να πραγματοποιείται η βέλτιστη αγκύρωση του στο υφιστάμενο στοιχείο.

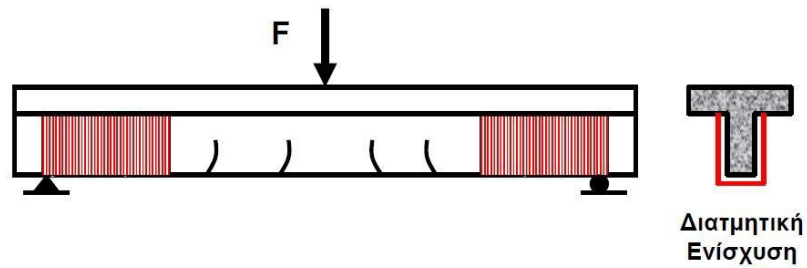
Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζονται οι άνωθι τρόποι διατμητικής ενισχύσεως καθώς και κάποιοι προτεινόμενοι τρόποι αγκύρωσης τους.



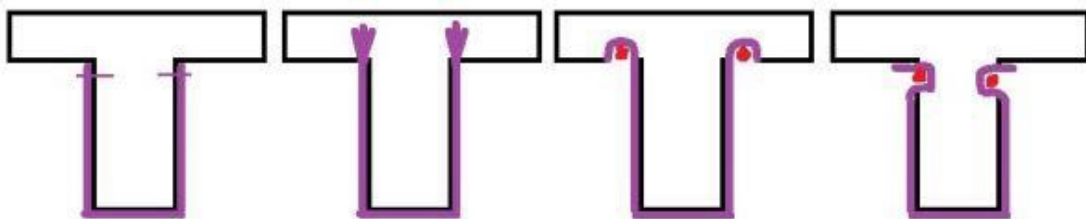
Σχήμα 6.14: Τρόποι επικόλλησης υφασμάτων για ενίσχυση έναντι διάτμησης: (1) πλευρική, (2) μορφής U, (γ) κλειστός μανδύας W



Σχήμα 6.15: Πιθανοί τρόποι διατμητικής ενίσχυσης δοκών



Σχήμα 6.16: Ενίσχυση τύπου U με ύφασμα ινοπλισμένων πολυμερών



Σχήμα 6.17: Προτεινόμενοι τρόποι αγκύρωσης

6.4.4.2 Διαστασιολόγηση και μορφές αστοχίας

Η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού οπλισμού σε διάτμηση, στην περίπτωση ενίσχυσης υφιστάμενου στοιχείου εξωτερικά με FRP, υπολογίζεται με βάση την κάτωθι σχέση:

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} + V_{jd}, \quad (6.10)$$

όπου:

V_{Rd3} είναι η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού λόγω όπλισης σε διάτμηση,

V_{cd} είναι οι τέμνουσες δυνάμεις που αναλαμβάνει το σκυρόδεμα,

V_{wd} είναι οι συνδετήρες του υφιστάμενου στοιχείου και

V_{jd} είναι η τέμνουσα που αναλαμβάνεται από τον προστιθέμενο οπλισμό διάτμησης

Για τα στοιχεία που έχουν ορθογωνική διατομή, χρησιμοποιείται η σχέση:

$$V_{jd} = n * \sigma_{jd} * \rho_j * b_w * h_{j,ef} * (\cot \theta + \cot \alpha) * \sin^2 \alpha, \quad (6.11)$$

όπου:

n είναι ο αριθμός των στρώσεων του υλικού ενίσχυσης,

σ_{jd} είναι η τιμή σχεδιασμού της ενεργούς τάσης του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης,

ρ_j είναι το γεωμετρικό ποσοστό του εξωτερικού οπλισμού,

b_w είναι το πλάτος της διατομής,

$h_{j,ef}$ είναι το ενεργό ύψος της ενίσχυσης για την ανάληψη τέμνουσας,

θ είναι η γωνία μεταξύ της διεύθυνσης του άξονα του στοιχείου και της διεύθυνσης των ρωγμών που θα αναπτυχθούν (λαμβάνεται ίση με 45°) και

α είναι η γωνία του εξωτερικού

Για τη περίπτωση, όπου $\theta = 45^\circ$ και $\alpha = 90^\circ$, η παραπάνω σχέση γίνεται:

$$V_{jd} = n * \sigma_{jd} * \rho_j * b_w * h_{j,ef}, \quad (6.12)$$

όπου το $h_{j,eff}$ μπορεί να θεωρηθεί ίσο, με $2d/3$ με d το στατικό ύψος του στοιχείου

Οι μορφές αστοχίας λόγω ενίσχυσης σε διάτμηση με FRP, στη βάση τους είναι ίδιες με αυτές της ενίσχυσης πλακών και δοκών έναντι κάμψης αλλά έχουν κάποιες διαφοροποιήσεις. Αναλυτικά, οι μηχανισμοί αστοχίας είναι οι εξής:

A. Θραύση του υλικού ενίσχυσης

Κρίσιμες ενισχύσεις για την εμφάνιση τέτοιας μορφής αστοχία, είναι οι κλειστές. Στο συγκεκριμένο μηχανισμό αστοχίας, η θραύση του ίσιου του υλικού, πραγματοποιείται όταν αναπτύξει τάση ίση με:

$$\sigma_{jd} = \frac{f_{jk}}{\gamma_m}, \quad (6.13)$$

όπου:

$f_{jk} = E_j * \epsilon_{j,crit}$, με E_j το μέτρο ελαστικότητας του FRP,

$\epsilon_{j,crit} = k_v * \epsilon_{j,max}$, με $k_v = 0,5$ (συντελεστής που εκφράζει την τριγωνική κατανομή των παραμορφώσεων κατά μήκος της κρίσιμης λοξής ρωγμής) και γ_m είναι ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας για το υλικό ενίσχυσης (για ινοπλισμένα πολυμερή $\gamma_m = 1,2$)

B. Πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης

Τέτοια μορφή αστοχίας, εμφανίζουν οι ανοιχτές ενισχύσεις από σύνθετα υλικά. Η πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης, πραγματοποιείται όταν:

$$\sigma_{jd} = \frac{\sigma_{j,crit}}{\gamma_{Rd}}, \quad (6.14)$$

όπου $\sigma_{j,crit} = \sigma_{j,max} * k_v$, με $k_v = 0,40 + 0,25 * \lambda \leq 0,65$.

6.5 Ενίσχυση φέρουσας τοιχοποιίας

6.5.1 Εισαγωγή

Η τεχνική υψηλής στάθμης, ενέσεων σε ρωγμές, εφαρμόζεται σε φέρουσες τοιχοποιίες των οποίων το άνοιγμα των ρωγμών δεν υπερβαίνει τα 10 mm περίπου. Σημειώνεται, πως χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή στην αποφυγή εισαγωγής ενός υγρού υπό πίεση μέσα σε μια ήδη βλαμμένη τοιχοποιία. Η μέγιστη τιμή πίεσεως είναι 1atm. Στην περίπτωση που η τοιχοποιία στην οποία εφαρμόζεται το ένεμα είναι πολύ μικρής αντοχής ή μεγάλου βαθμού βλάβης, ο κίνδυνος της εγκάρσιας διογκώσεως της τοιχοποιίας μεγαλώνει αυξανόμενης της ποσότητας του εισαγόμενου ενέματος.

Οι απαιτούμενες επιτελεστικότητες είναι οι κάτωθι:

1. Καθ' όλη τη διάρκεια της διαδικασίας, το ένεμα πρέπει να είναι σταθερό. Να αποφεύγεται η απόμιξη.
2. Με σκοπό την εισχώρηση του ενέματος και στις λεπτότερες ρωγμές, το ένεμα πρέπει να έχει επαρκή ενεσιμότητα.
3. Το ένεμα πρέπει να έχει αντοχή.
4. Τα ενέματα που χρησιμοποιούνται είναι δύο κατηγοριών. Η πρώτη είναι αυτή των τσιμεντενεμάτων και η δεύτερη τα ρητινεμένα.

Τα τσιμεντενέματα είναι κονιάματα τα οποία αποτελούνται από: τσιμέντο, νερό, ασβέστη(με σκοπό τη βελτίωση της ενεσιμότητας), ενδέχεται από λεπτόκοκκα υλικά (φυσικές ή τεχνητές ποζολάνες), υπερρυστοποιητή, πρόσθετα (για τη μείωση της συστολής ξηράνσεως) και άμμο (στην περίπτωση ρωγμών με μεγάλο άνοιγμα).

Τα τσιμεντενέματα χωρίς ασβέστη έχουν την ιδιότητα να σκληραίνουν άμεσα, η οποία είναι μεγάλης σημασίας διότι και αυξάνεται η ταχύτητα με την οποία εφαρμόζεται η μέθοδος, αλλά και διότι η γρήγορη τοπική αύξηση της αντοχής της τοιχοποιίας, επιτρέπει την ταχεία και ασφαλή εφαρμογή των υπόλοιπων μεθόδων επέμβασης. Επιπρόσθετα, έχουν μικρότερη συστολή ξηράνσεως. Κατά αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζεται η καλύτερη συνάφεια μεταξύ ενέματος και επιφανειών ρωγμής. Βασικό μειονέκτημα των τσιμεντενεμάτων χωρίς ασβέστη, αποτελεί η χαμηλή τους ενεσιμότητα, το οποίο όμως αντιμετωπίζεται με την προσθήκη υπερρυστοποιητή.

Η μέθοδος ομογενοποίησης της μάζας, συνίστανται σε εισαγωγή ενέματος στη μάζα της τοιχοποιίας και αποτελεί μια μέθοδο η οποία επιτυγχάνει την πλήρωση των ενδεχόμενων ρωγμών αλλά και όλων των κενών στο εσωτερικό της τοιχοποιίας. Αυξάνει σημαντικά τη φέρουσα ικανότητα της τοιχοποιίας και εφαρμόζεται όπως και οι ενέσεις

στην τοιχοποιία. Μέσω πειραμάτων που πραγματοποιήθηκαν στο Εργαστήριο Ο.Σ./ ΕΜΠ, αποδείχθη ότι η ομογενοποίηση της μάζας είχε ως αποτέλεσμα την αύξηση της αντοχής και του μέτρου ελαστικότητας της φέρουσας τοιχοποιίας πρακτικώς στο διπλάσιο της αρχικής, ενώ ταυτόχρονα μειώθηκε η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη θλιπτική της αντοχή.

6.5.2 Εφαρμογή της μεθόδου ενέσεων σε ρωγμές

Για να πραγματοποιηθεί η εφαρμογή του ενέματος στη φέρουσα τοιχοποιία, πρέπει αυτή να προετοιμαστεί καταλλήλως. Αρχικά, γίνεται καθαίρεση του επιχρίσματος στην γειτονιά της ρωγμής και διερευνάται η ρωγμή στην επιφάνεια της τοιχοποιίας. Ακολούθως, πραγματοποιείται διάνοιξη οπών κατά το πάχος του τοίχου, ανά αποστάσεις κατά μήκος της ρωγμής και εγκαθίστανται πλαστικοί σωληνίσκοι μέσα στις διανοιχθείσες οπές. Τέλος, γίνεται καθάρισμα της ρωγμής στο εσωτερικό της τοιχοποιίας ,μέσω εισαγωγής ύδατος υπό πίεση και σφραγίζεται η εξωτερική επιφάνεια της ρωγμής με χρήση τσιμεντοκονιάματος ή γύψου.

Για την προετοιμασία του ενέματος, αρχικά αναμιγνύονται τα υλικά του ενέματος στον αναμικτήρα με μεγάλη ταχύτητα και για περιορισμένη διάρκεια. Η διάρκεια αυτή θα πρέπει να είναι σύντομη, καθώς ενδέχεται ο κίνδυνος πρόωρης σκλήρυνσης του μείγματος. Στη συνέχεια, το ένεμα τοποθετείται σε άλλον αναμικτήρα μικρής ταχύτητας, από τον οποίο θα αντλείται για την εισαγωγή του στη τοιχοποιία. Με σκοπό την αποφυγή απόμιξης, το ένεμα συνεχίζει να αναμιγνύεται αργά καθ'όλη τη διάρκεια εφαρμογής του.

Κατά την εφαρμογή του ενέματος, οι ενέσεις εφαρμόζονται με κατεύθυνση από κάτω προς τα πάνω με σκοπό την ελαχιστοποίηση του κινδύνου βλάβης της τοιχοποιίας λόγω υπερβολικής εσωτερικής πίεσης. Στην περίπτωση εμφάνισης ενέματος από τον σωληνίσκο που βρίσκεται πάνω από αυτόν στον οποίο εισάγεται το ένεμα, η εφαρμογή διακόπτεται. Ύστερα από μία διακοπή, η διαδικασία εφαρμογής επαναλαμβάνεται με εισαγωγή ενέματος στην ίδια στάθμη, εφόσον υπάρχουν πολλά σημεία εισαγωγής, ή στην επόμενη ανώτερη στάθμη, έως να ολοκληρωθεί η πλήρωση και να φραγούν όλοι οι σωληνίσκοι. Τέλος, όταν η εφαρμογή των ενεμάτων εκτελείται κατά την κατακόρυφη διεύθυνση, το μέγιστο ύψος στο οποίο εφαρμόζονται τα ενέματα δεν πρέπει να υπερβαίνει το 1 m ανά ημέρα, καθώς υπάρχει κίνδυνος ανάπτυξης πολύ μεγάλης υδροστατικής πίεσεως.



Σχήμα 6.18: Ενίσχυση φέρουσας τοιχοποιίας με ενέσεις ενεμάτων

7 Πρόταση ενίσχυσης της υφιστάμενης κατασκευής

7.1 Εισαγωγή

Όπως έχει προαναφερθεί, η εύρεση του τρόπου ενίσχυσης σε μια κατασκευή είναι μια περίπλοκη και χρονοβόρα διαδικασία. Με τον περιορισμό ότι το κτίριο είναι χαρακτηρισμένο ως διατηρητέο, την αρχιτεκτονική του, τη χρήση που θα επιτελέσει καθώς και των διαθέσιμων μεθόδων ενίσχυσης του, έγιναν πολλές δοκιμές και αναλύσεις έως ότου βρεθεί η κατάλληλη για αυτόν μορφή ενίσχυσης.

Αρχικά, με βάση τα αποτελέσματα των αναλύσεων του Κεφαλαίου 5, παρατηρήθηκε ότι το κτίριο δεν επαρκεί, κυρίως, έναντι σεισμού. Η παρατήρηση αυτή είναι λογική καθώς υπάρχουν σημαντικές διαφορές μεταξύ των παλαιών Κανονισμών, με βάση των οποίων έχει κτιστεί και ενισχυθεί το κτίριο, και των σύγχρονων. Επιπρόσθετα, παρατηρήθηκε ότι ο φέρων οργανισμός του καταπονείται κυρίως στην διαμήκη διεύθυνση του. Επομένως σε αυτή τη διεύθυνση η ανάγκη για ενίσχυση ήταν μεγαλύτερη. Τέλος, μέσω παρατηρήσεων των αναλύσεων, έγινε η προσπάθεια «ανακούφισης» των πιο καταπονημένων στοιχείων.

7.2 Ενίσχυση και Αποκατάσταση κατασκευής

Το τελικό σχέδιο επέμβασης στο υφιστάμενο κτίριο, περιλαμβάνει τις εξής μεθόδους ενίσχυσης:

1. Ενίσχυση της φέρουσας τοιχοποιίας με ενέματα και ομοιογενοποίηση μάζας
2. Κατασκευή νέων τμημάτων φέρουσας τοιχοποιίας στον όροφο του υπογείου
3. Κατασκευή χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας
4. Κατασκευή συστημάτων δυσκαμψίας τύπου Fuseis
5. Σκυροδέτηση πλάκας Ω.Σ. επί του εδάφους, στη στάθμη του υπογείου και του ισόγειου
6. Τοποθέτηση FRP σε δομικά στοιχεία ωπλισμένου σκυροδέματος

7.2.1 Ενίσχυση φέρουσας τοιχοποιίας υφιστάμενου κτιρίου

Με την ενίσχυση της φέρουσας τοιχοποιίας με ενέματα και ομοιογενοποίηση της μάζας της, επιτεύχθηκε η αύξηση της αντοχής της και του μέτρου ελαστικότητας της. Με βάση τη βιβλιογραφία, η οποία αναπτύχθηκε στο προηγούμενο υποκεφάλαιο, τόσο η αντοχή της τοιχοποιίας όσο και το μέτρο ελαστικότητας της, πρακτικώς, διπλασιάζονται.

Επομένως στον αναλυτικό μοντέλο της ενισχυμένης κατασκευής, λήφθηκαν υπόψη οι διπλάσιες τιμές αυτών των μεγεθών της, σε σύγκριση με τις αρχικές.

7.2.2 Κατασκευή νέων τμημάτων φέρουσας τοιχοποιίας στον όροφο του υπογείου

Σε σημεία της στάθμης του υπογείου, η φέρουσα τοιχοποιία δεν έχει επαρκές πάχος και αντοχή ώστε να αναλάβει τα επιβαλλόμενα φορτία. Για το λόγο αυτό, αποφασίστηκε στα σημεία αυτά να γίνει εκ νέου κατασκευή φέρουσας τοιχοποιίας, η οποία έχει τα ίδια

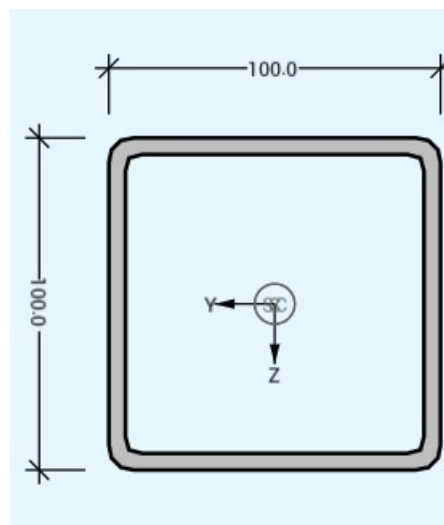
μηχανικά χαρακτηριστικά με την ενισχυμένη υφιστάμενη και συνδέεται κατάλληλα με αυτή, ώστε να υπάρχει ομαλή συμπεριφορά των στοιχείων αυτών.

7.2.3 Κατασκευή χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

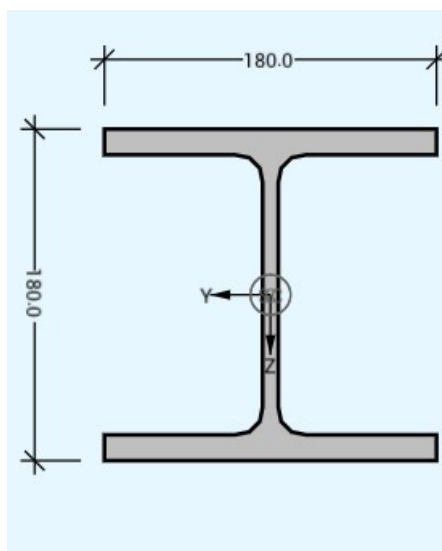
Εκμεταλλεούμενοι την αλλαγή χρήσης του κτιρίου και της κατασκευής ανελκυστήρα δίπλα από το υπάρχων κλιμακοστάσιο, τοποθετήθηκαν σε συγκεκριμένες θέσεις του κτιρίου χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας με σκοπό την αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής σε πλευρικά φορτία σε μικρό χρονικό διάστημα. Προφανώς στις θέσεις αυτές δεν παραβιάζεται η αρχιτεκτονική της κατασκευής καθώς και η χρήση της. Η τοποθέτηση τους έγινε συμμετρικά με τα συστήματα Fuseis, ώστε να μην εμφανιστούν στρεπτικού χαρακτήρα φαινόμενα στην κατασκευή.

Συγκεκριμένα, στη θέση τοποθέτησης του ανελκυστήρα, μορφώθηκε ένα ορθογώνιο σύστημα χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας καθ' ύψος της κατασκευής, μέσα στο οποίο θα τοποθετηθεί ο ανελκυστήρας. Στο ένα τμήμα του συστήματος έχει αφεθεί κατάλληλο άνοιγμα για τη θύρα του ανελκυστήρα. Τα υποστυλώματα του συστήματος έχουν κατάλληλη απόσταση από τα υπάρχοντα υποστυλώματα ωπλισμένου σκυροδέματος, ενώ η σύνδεση μεταξύ τους γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε οι επιβαλλόμενες φορτίσεις να αναλαμβάνονται κυρίως από τα μεταλλικά στοιχεία. Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν για το συγκεκριμένο σύστημα είναι HEB 180 για τα υποστυλώματα και RHS 100x100x5 για τα οριζόντια στοιχεία στις στάθμες των ορόφων και για τα διαγώνια χιαστί στοιχεία του συστήματος.

Οι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν και στα πλαίσια K15-Δ3-K5 του ισογείου και του ορόφου. Χρησιμοποιήθηκαν διατομές RHS 100x100x5.



Σχήμα 7.1: Τυπική διατομή RHS 100x100x5



Σχήμα 7.2: Τυπική διατομή HEB 180

7.2.4 Κατασκευή συστημάτων δυσκαμψίας τύπου Fuseis

Στα πλαίσια K4-Δ2-K23 της στάθμης του ισογείου και του ορόφου, τοποθετήθηκαν συστήματα δυσκαμψίας τύπου Fuseis σε κατάλληλη απόσταση από τα υποστυλώματα των πλαισίων, ώστε να είναι δυνατή η διέλευση πεζών μεταξύ αυτών. Επίσης τοποθετήθηκαν τέτοιου είδους συστήματα και στα πλαίσια K1-Δ14-K11 και K2-Δ29-K12 καθ' ύψος των τριών στάθμεων του κτιρίου.

Για τα υποστυλώματα των συστημάτων χρησιμοποιήθηκαν διατομές HEB 180 ενώ για τα οριζόντια και διαγώνια χιαστί στοιχεία τοποθετήθηκαν διατομές RHS 100x100x5.

7.2.5 Σκυροδέτηση πλάκας Ω.Σ. επί του εδάφους

Η υπάρχουσα θεμελίωση ήταν ανεπαρκής και λόγω της εκ νέου θεμελίωσης των προστιθέμενων μεταλλικών στοιχείων, ακολουθήθηκε μέθοδος ενίσχυσης της. Με σκοπό την ομαλότερη μεταφορά των φορτίων στο έδαφος και την βελτιστοποίηση της συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων, θα τοποθετηθεί πλάκα ωπλισμένου σκυροδέματος ποιότητας C25/30, οπλισμού B500C και πάχους $d = 0,6m$. Η νέα πλάκα σκυροδέματος θα συνδεθεί κατάλληλα με την υπάρχουσα θεμελίωση του κτιρίου, για την βέλτιστη απόκριση του.

7.2.6 Τοποθέτηση FRP σε δομικά στοιχεία ωπλισμένου σκυροδέματος

Με βάση τις αναλύσεις του ενισχυμένου, από τις παραπάνω τροποποιήσεις, προσομοιώματος του κτιρίου, θα πραγματοποιηθεί διαστασιολόγηση των ινοπλισμένων πολυμερών με βάση τους απαιτούμενους οπλισμούς που υπολείπονται σε συγκεκριμένα δομικά στοιχεία.

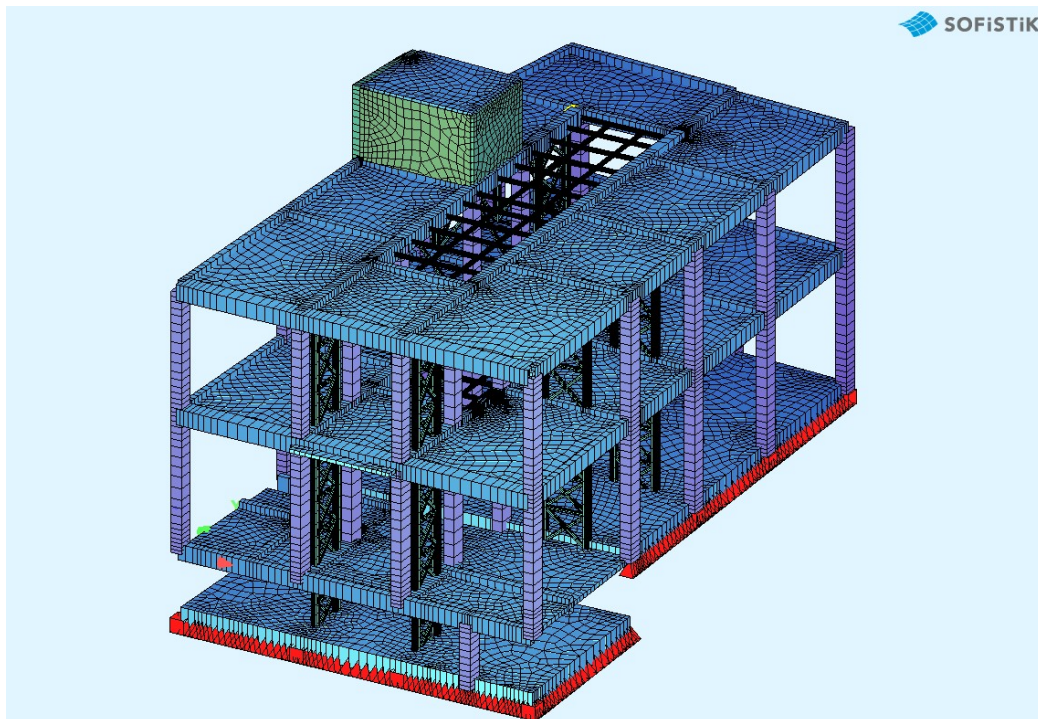
Πιο ειδικά, στις πλάκες όπου υπάρχει έλλειψη οπλισμού στην εφελκυσόμενη ίνα, θα τοποθετηθούν ανθρακοελάσματα, σύμφωνα με τις κατασκευαστικές διατάξεις. Η πιθανή έλλειψη άνω οπλισμού στα σημεία στήριξης των πλακών επί των δοκών, θα αναληφθεί από τα ανθρακοελάσματα που έχουν τοποθετηθεί στην κάτω ίνα (θα λειτουργεί ως αμφιέρειστη).

Στα δοκάρια θα τοποθετηθούν κατά το μήκος τους ανθρακοελάσματα σε πιθανή έλλειψη διαμήκους οπλισμού. Κοντά στις στηρίξεις τους, θα ενισχυθούν έναντι διάτμησης με τη χρήση ανθρακοϋφασμάτων, όπου αυτό απαιτείται.

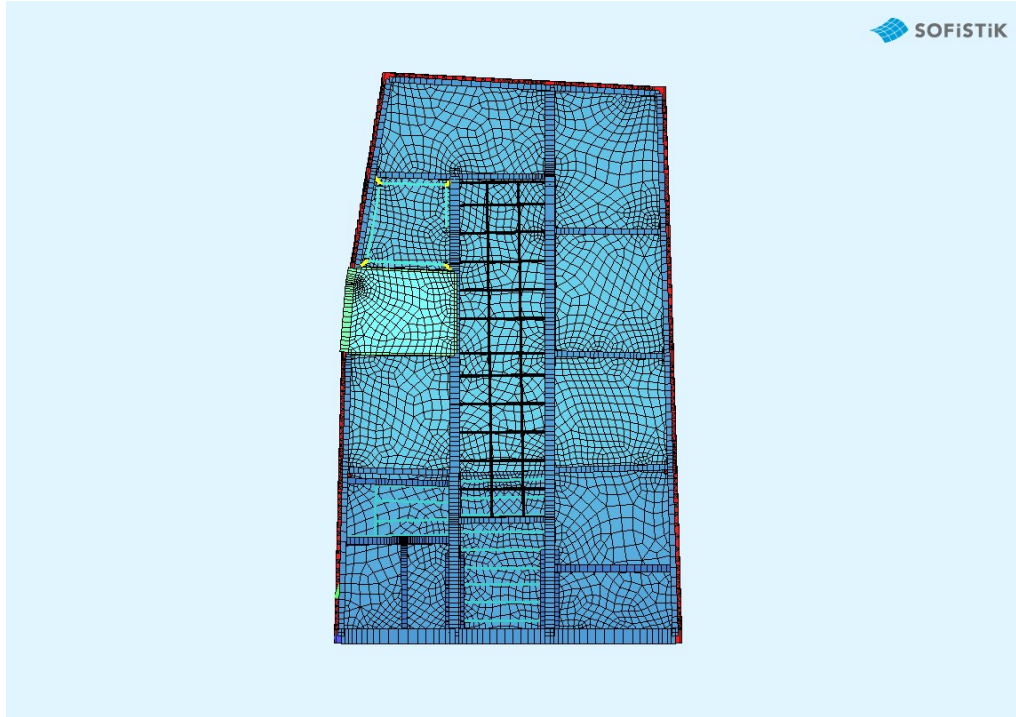
Για τα υποστυλώματα της κατασκευής τα οποία δεν επαρκούν, θα χρησιμοποιηθεί η ίδια μέθοδος με αυτή των δοκών, όσον αφορά τα FRP.

7.3 Προσομοίωμα ενισχυμένης κατασκευής

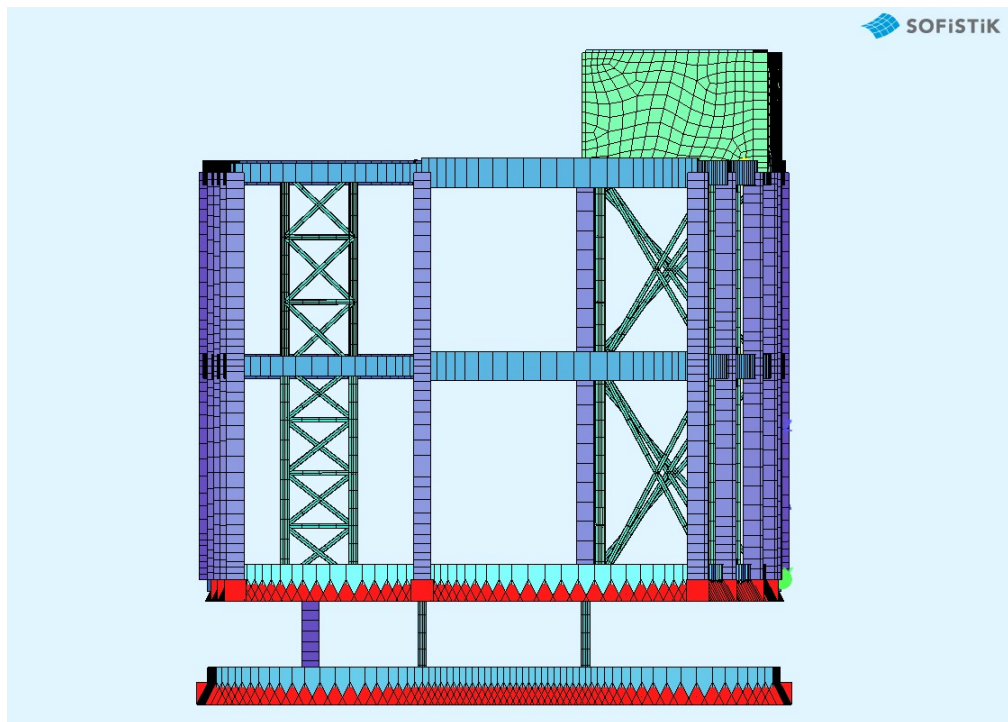
Παρακάτω παρατίθενται τα σχήματα της ενισχυμένης κατασκευής στο πρόγραμμα Sofistik. Τα σχήματα έχουν μορφωθεί, έτσι ώστε να είναι δυνατή η εμφάνιση των επεμβάσεων που πραγματοποιήθηκαν.



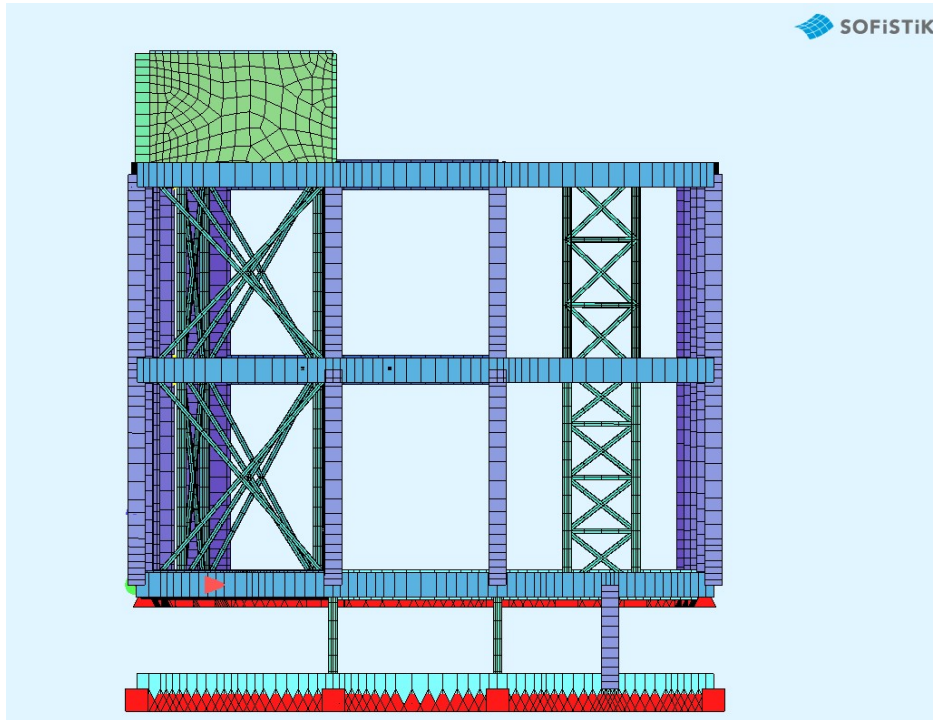
Σχήμα 7.3: Τρισδιάστατο προσομοίωμα ενισχυμένης κατασκευής



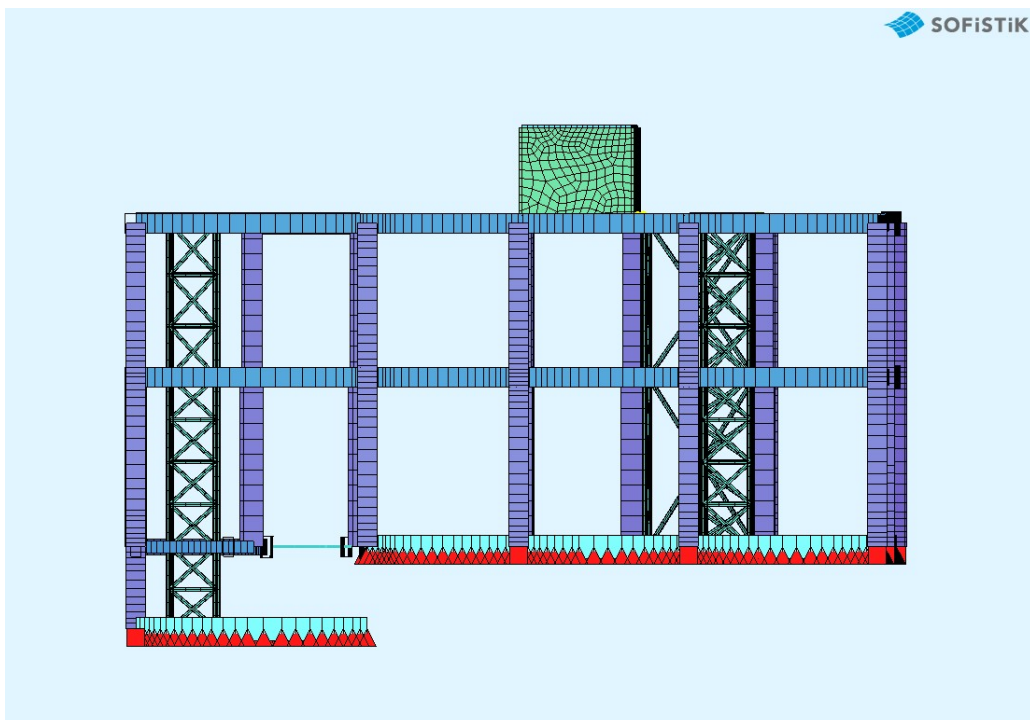
Σχήμα 7.4: Κάτοψη προσομοιώματος ενισχυμένης κατασκευής



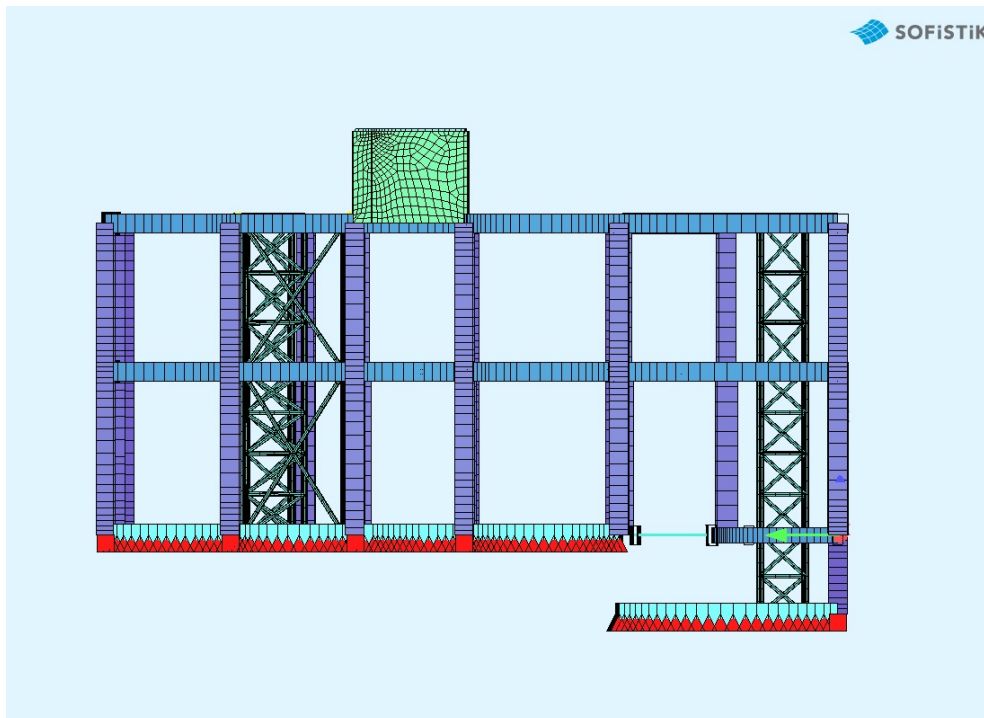
Σχήμα 7.5: Όψη προσομοιώματος ενισχυμένης κατασκευής



Σχήμα 7.6: Όψη προσομοιώματος ενισχυμένης κατασκευής



Σχήμα 7.7: Όψη προσομοιώματος ενισχυμένης κατασκευής



Σχήμα 7.8: Όψη προσομοιώματος ενισχυμένης κατασκευής

7.4 Απαλλαγή Ικανοτικού Σχεδιασμού

Με βάση τον ΕΚΟΣ και τον ΕΑΚ 2000, σε σύμμικτες κατασκευές επιτρέπεται ο σχεδιασμός μόνον με αντοχή και χωρίς πλαστιμότητα με χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1,5$. Για τον σχεδιασμό αυτών των φορέων δεν εφαρμόζεται καμία από τις διατάξεις του ΕΚ8 για γενική ή τοπική πλαστιμότητα.

7.5 Αποτελέσματα αναλύσεων

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με τον ίδιο τρόπο που πραγματοποιήθηκαν και για το υφιστάμενο κτίριο. Η μόνη διαφορά είναι ότι μέσω υποπρογράμματος του Sofistik, πραγματοποιήθηκε έλεγχος έναντι λυγισμού των διαγώνιων χιαστί στοιχείων. Τα αποτελέσματα αυτού, υπέδειξαν πως οι διατομές επαρκούν.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων, παρατίθενται υπό μορφή Πινάκων στο Παράρτημα Γ, στους οποίους παρουσιάζεται ποια στοιχεία συνεχίζουν να μην επαρκούν και χρήζουν τοπικής ενίσχυσης με σύνθετα υλικά.

Παρατηρείται ότι τα υποστυλώματα επαρκούν και για τις δύο φορτίσεις έναντι κάμψεως, τοπικά κάποια από αυτά χρήζουν ενίσχυση έναντι διατμήσεως στα άκρα τους με χρήση υφασμάτων άνθρακα. Πιο συγκεκριμένα αυτά είναι:

- Για τη στάθμη του υπογείου: K25
- Για τη στάθμη του ισόγειου: K18, K19, K20, K12, K13, K1, K2, K24
- Για τη στάθμη του ορόφου: K19, K13, K1, K2, K24

Οι παραπάνω ενισχύσεις των υποστυλωμάτων, έχουν προκύψει από την ανάλυση για τον σεισμικό συνδυασμό.

Επίσης, παρατηρείται πως αρκετές δοκοί χρειάζονται τοπική ενίσχυση στα άκρα τους έναντι διατμήσεως με υφάσματα άνθρακα. Αυτές είναι:

- Για τη στάθμη του υπογείου: Δ29, Δ31, Δ2, Δ4, Δ5, Δ6, Δ1, Δ7, Δ16
- Για τη στάθμη του ισόγειου: Δ5, Δ6, Δ4, Δ1, Δ8, Δ2, Δ11, Δ12, Δ13, Δ44, Δ108, Δ104, Δ42, Δ103, Δ23, Δ38, Δ18, Δ109, Δ102, Δ18, Δ33, Δ110, Δ15, Δ30, Δ14, Δ29
- Για τη στάθμη του ορόφου: Δ45, Δ6, Δ1, Δ8, Δ11, Δ2, Δ13, Δ44, Δ42, Δ103, Δ23, Δ38, Δ18, Δ33, Δ15, Δ30

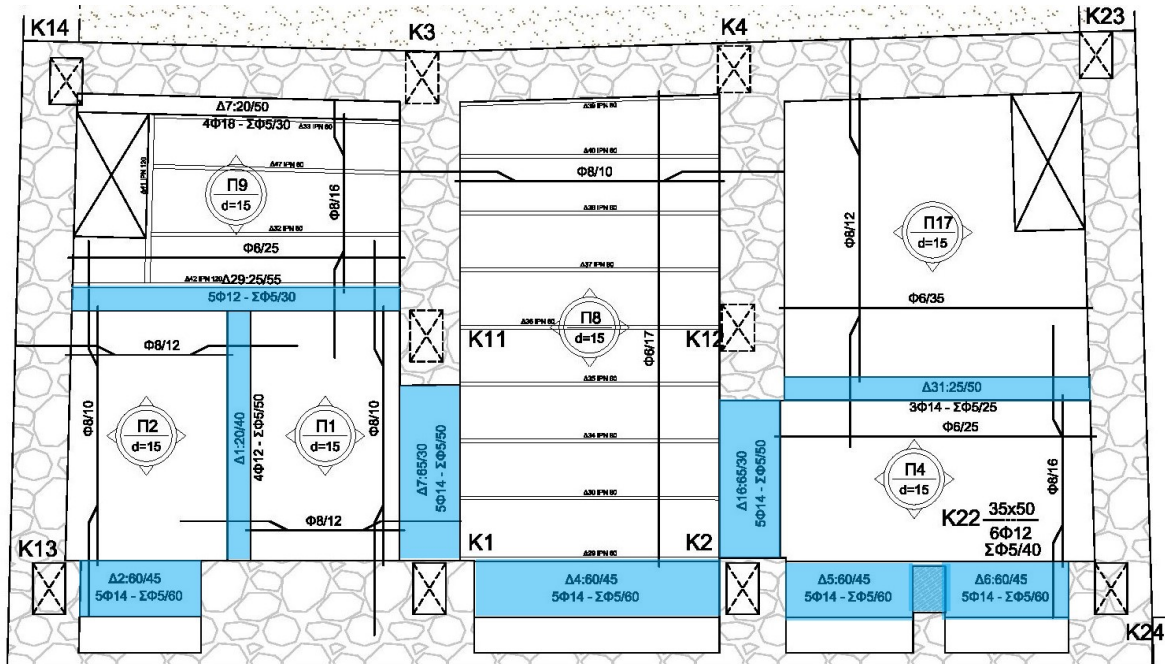
Η διαστασιολόγηση των ανθρακοϋφασμάτων θα προκύψει από τη μέγιστη τιμή μεταξύ των απαιτούμενων οπλισμών για μη σεισμικά φορτία και αυτών για σεισμικά φορτία.

Όσον αφορά τις πλάκες της κατασκευής, αυτές που χρειάζονται ενίσχυση στην εφελκόμενη ίνα έναντι κάμψης με χρήση ανθρακοελασμάτων είναι οι:

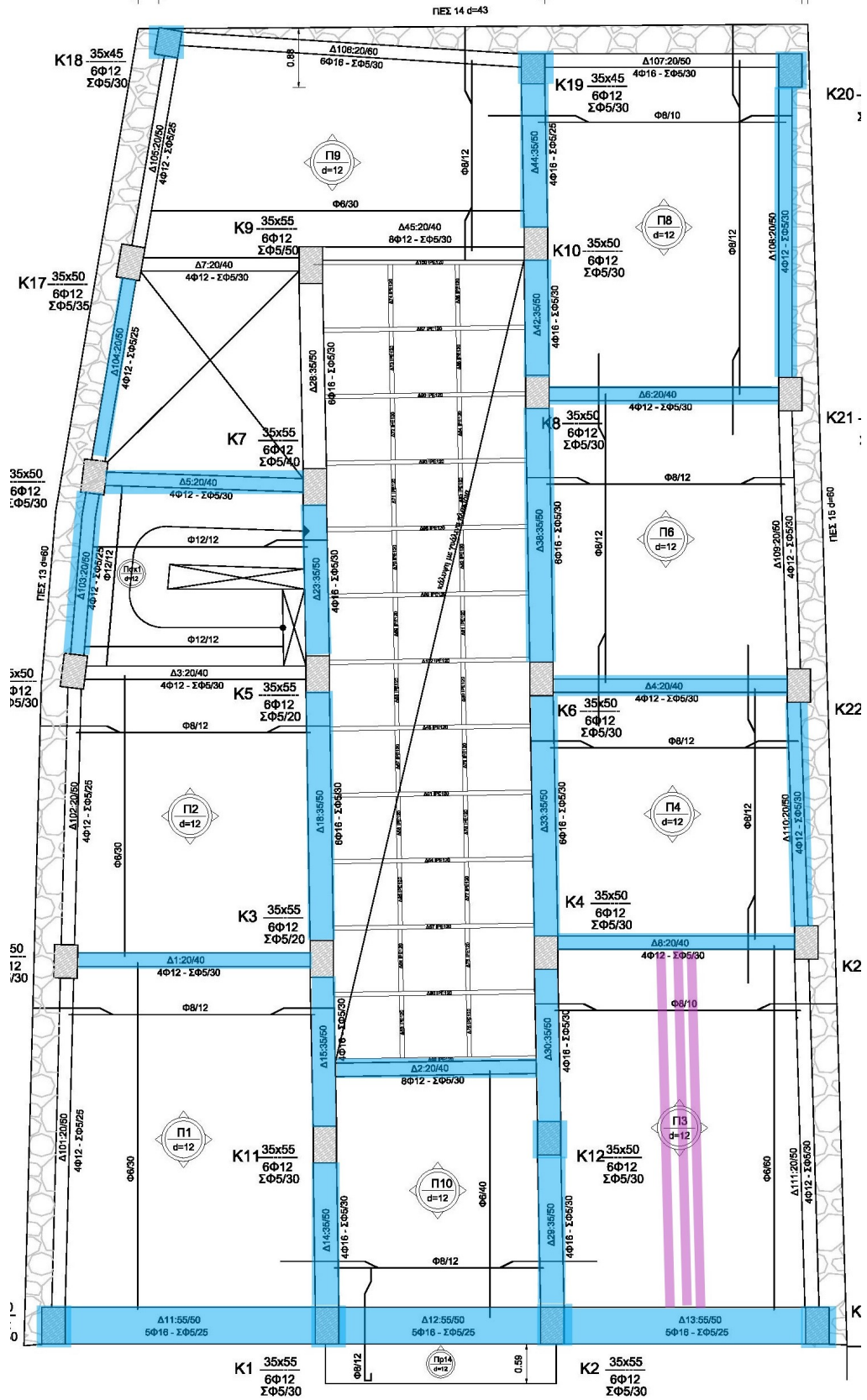
- Για τη στάθμη της οροφής του ισόγειου: Π3
- Για τη στάθμη της οροφής του ορόφου: Π3

Συγκεκριμένα υπολείπεται δευτερεύων οπλισμός και στις δύο περιπτώσεις. Τα ανθρακοελάσματα θα τοποθετηθούν παράλληλα με την εγκάρσια διεύθυνση του κτιρίου.

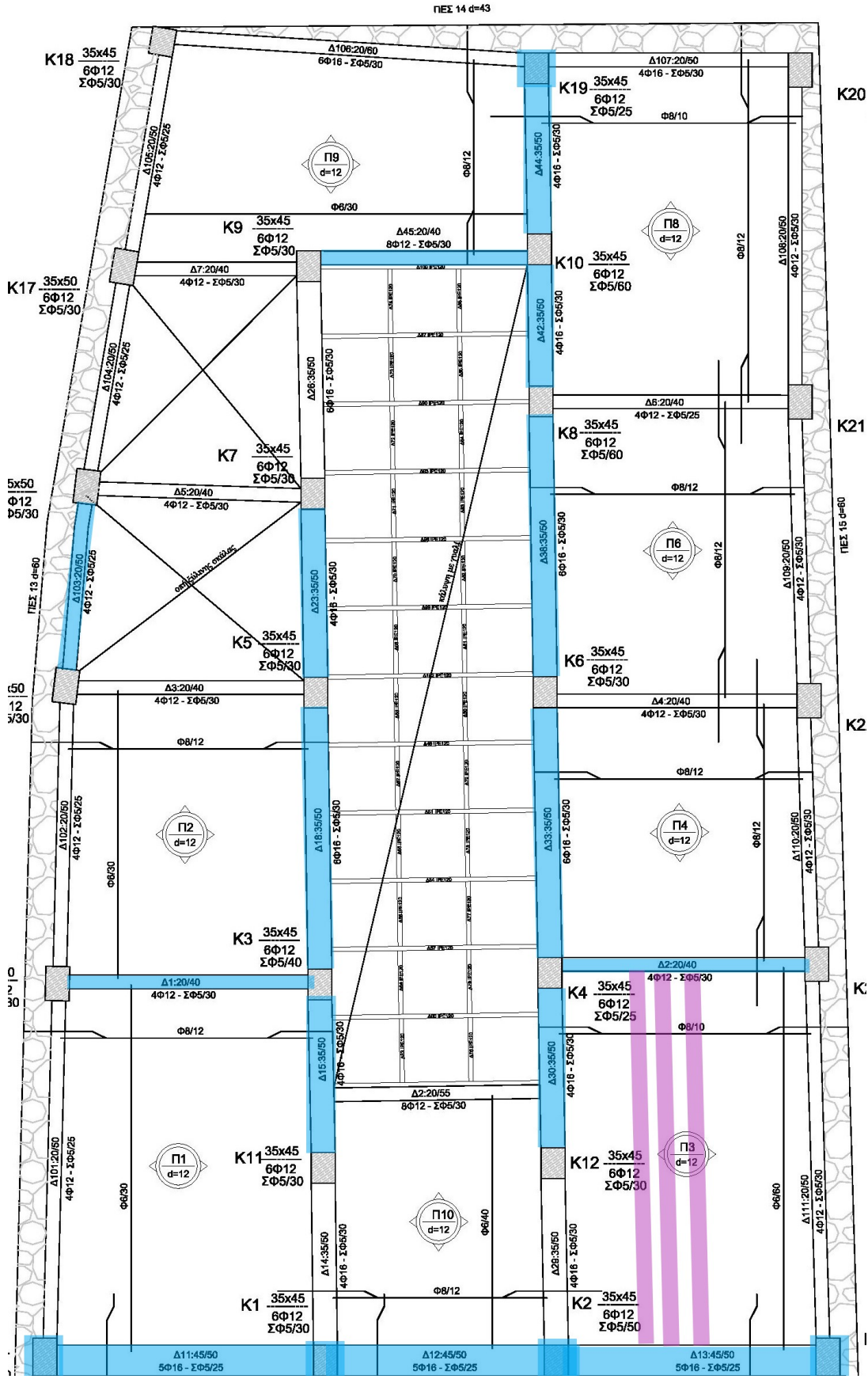
Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται τα στοιχεία που θα ενισχυθούν με FRP.



Σχήμα 7.9: Στοιχεία που χρήζουν τοπική ενίσχυση με FRP στη στάθμη του υπογείου



Σχήμα 7.10: Στοιχεία που χρήζουν τοπική ενίσχυση με FRP στη στάθμη του ισογείου



Σχήμα 7.11: Στοιχεία που χρήζουν τοπική ενίσχυση με FRP στη στάθμη του ορόφου

όπου:

- Μπλε χρώμα: διατομές που χρειάζονται ενίσχυση έναντι διάτμησεις στα άκρα τους, με ανθρακοϋφάσματα
- Μωβ χρώμα: πλάκες που θα ενισχυθούν στην εφελκόμενη τους ίνα με ανθρακοελάσματα, τα οποία θα τοποθετηθούν με τη φορά που είναι και οι γραμμές.

8 Συμπεράσματα και Επίλογος

Με βάση τις παραπάνω αναλύσεις, γίνεται αισθητή η ανάγκη για την ενίσχυση του υπό μελέτη κτιρίου με σκοπό την ασφάλεια του κοινού. Ο φέρων οργανισμός του δομήματος καταπονείται, κυρίως, στη διαμήκη διεύθυνση του και χρειάζεται περισσότερη ενίσχυση σε αυτή. Τα σημεία που καταπονούνται περισσότερο στη κατασκευή είναι τα υποστυλώματα και έπειτα οι δοκοί. Επίσης, παρατηρήθηκε πως οι εγκάρσιοι οπλισμοί είναι ελάχιστοι και θα χρειαστεί τοπική ενίσχυση σε πολλά στοιχεία.

Στο τελικό σχέδιο επεμβάσεων, θα μπορούσε να γίνει η θεώρηση πως τα υφιστάμενα υλικά ωπλισμένου σκυροδέματος είναι δευτερεύοντα και πως πρωτεύοντα στοιχεία της κατασκευής είναι τα προστιθέμενα μεταλλικά. Κατά αυτόν τον τρόπο, θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί μεγαλύτερος δείκτης συμπεριφοράς q και να πραγματοποιηθεί ικανοτικός έλεγχος. Όμως αυτό θα είχε ως αποτέλεσμα την αύξηση των διατομών των μεταλλικών υποστυλωμάτων και θα έπρεπε να γίνει σύγκριση μεταξύ των δύο λύσεων επεμβάσεων, το οποίο όμως δεν θα πραγματοποιηθεί στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Μέσω της εκπόνησης της παρούσας εργασίας, έγινε αισθητή η μεγάλη σημασία της αποτύπωσης, ενίσχυσης και αποκατάστασης των κτιρίων η οποία αυξάνεται συναρτήσει της παλαιότητας τους. Οι διαφορές των παλαιών και των σύγχρονων Κανονισμών ως προς την επιθυμητή απόκριση της κατασκευής είναι μεγάλες και κατά αυτόν τον τρόπο επηρεάζεται και η επάρκεια των μελών του δομήματος.

9 Βιβλιογραφία

1. ΦΕΚ 36Α/26-2-1959. «Περί αντισεισμικού Κανονισμού οικοδομικών έργων.», Αθήνα.
2. Ιωάννης Ν. Δουδούμης, (2018). «Η εξέλιξη των Αντισεισμικών Κανονισμών και ο ρόλος του σεισμού της Θεσσαλονίκης το 1978». 16th European conference on Earthquake Engineering, Θεσσαλονίκη.
3. Ο.Α.Σ.Π., ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2017). «ΚΑΝ.ΕΠΕ.,Κανονισμός Επεμβάσεων». Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, 2^η Αναθεωρημένη Έκδοση.
4. Eurocode 8 (EN 1998-3:2005). «Design of structures for earthquake resistance- Part 3: Assessment and retrofitting of buildings». European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
5. Ψυχάρης Ι. (2015). «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 2». Σημειώσεις για το μάθημα 9^ο εξαμήνου πολιτικών μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα.
6. Δρίτσος Σ..« Ταχύς Οπτικός Έλεγχος Κτιρίων». Σημειώσεις για το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστημίου Πατρών.
7. Κων/νος Γ. Τρέζος. «Εκτίμηση της επιτόπου αντοχής του σκυροδέματος (Πυρηνοληψία, υπέρηχοι, κρουσίμετρο)». Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος ΕΜΠ, Αθήνα.
8. Σπανός Χρ., Σπιθάκη Μ., Τρέζος Κ.. «Πρακτικά-διδασκτικά εγχειρίδια. Μέθοδοι για την επιτόπου αποτίμηση των υλικών.». ΤΕΕ, Αντισεισμική θωράκιση υφιστάμενων κατασκευών, ομάδα εργασίας Π-3.
9. Στέφανος Η. Δρίτσος (2015). «Ενισχύσεις και Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος». Σημειώσεις για το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα.
10. Ε.Α.Κ. (2001). «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000». Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα.
11. Στέφανος Η. Δρίτσος (2007). «Στρατηγικές και Σχεδιασμός Αντισεισμικής Ενίσχυσης Κτιρίων». Τ.Ε.Ε., Αθήνα.
12. Διδακτικές σημειώσεις μαθήματος, Ε. Βιντζηλαίου (2018). «Μηχανική της τοιχοποιίας», 9^ο εξαμήνου, τμήμα πολιτικών μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα.
13. Αλέξανδρος Σ. Παπούλιας (2017). «Αποτίμηση και Ενίσχυση Πενταόροφου Κτιρίου ΩΣ με Βάση τις Διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.». Διπλωματική εργασία, τμήμα πολιτικών μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα.
14. Ιωάννης Γ. Λεριάς (2016). «Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς Αρχιτεκτονικά Τροποποιημένου Σχολικού Κτιρίου και Ενίσχυση με FRP». Διπλωματική εργασία, τμήμα πολιτικών μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα.
15. Δρίτσος Σ. (2005).«Επισκευή και ενίσχυση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα». Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα.
16. Ελισάβετ Βιντζηλαίου (2005). «Σημειώσεις για το μάθημα μηχανικής της τοιχοποιίας (οπλισμένης και άοπλης)», Τεύχος μαθήματος Μηχανική της τοιχοποιίας, τμήματος πολιτικών μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα.
17. Ιωάννης Μηλιώτης (2018). «Ενίσχυση υφιστάμενου κτιρίου με καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα δοκοί σύζευξης FUSEIS». Διπλωματική εργασία, τμήμα πολιτικών μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα.
18. Κ. Σπυράκος (2004).«Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία». Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα.

19. Μιχάλης Φαρδής, Βασίλης Κόλιας, Τηλέμαχος Παναγιωτάκος, Ειρήνη Κανιτάκη. «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών – Μέρος 1. Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για Κτίρια». Σημειώσεις βιβλιοθήκης Τεχνικού Επιμελητήριου Ελλάδας, http://library.tee.gr/digital/m2464/m2464_ec8_1.pdf

Παράρτημα Α. Αναλυτικά αποτελέσματα απαιτούμενων οπλισμών στοιχείων

Με βάση το Κεφάλαιο 5, καταγράφηκαν οι υπάρχοντες οπλισμοί, οι απαιτούμενοι από μη σεισμικά και σεισμικά φορτία, καθώς και οι διαφορές αυτών. Παρακάτω παρατίθενται οι αναλυτικοί πίνακες των οπλισμών και για τις δύο περιπτώσεις φορτίσεως. Στη διαφορά των οπλισμών, με πράσινο χρώμα είναι όσες τιμές επαρκούν και έχουν τιμή μικρότερη ή ίση του μηδενός, με κίτρινο είναι όσες παίρνουν μια ανεκτή τιμή της τάξης των 0 έως 2 cm², με πορτοκαλί χρώμα είναι όσες δεν επαρκούν και παίρνουν τιμές από 2 έως 6 cm², ενώ με κόκκινο είναι όσες δεν επαρκούν και παίρνουν τιμές μεγαλύτερες των 6 cm².

Πίνακας Α.9.1: Απαιτούμενοι οπλισμοί γραμμικών στοιχείων του φορέα, από μη σεισμικά φορτία

		Όροφος υπογείου				
		Διαμήκης οπλισμός				
		A/A	Κάτω υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Κάτω απαιτούμενος οπλισμός από μη σεισμικά φορτία (cm ²)	Άνω απαιτούμενος οπλισμός από μη σεισμικά φορτία (cm ²)	Διαφορά κάτω οπλισμών (cm ²)
ΔΟΚΑΡΙΑ	Διεύθυνση x	Δ7	10,18	5,30		-4,88
		Δ29	5,65	12,91		7,26
		Δ31	4,62	3,61		-1,01
		Δ2	7,70	4,17		-3,53
		Δ4	7,70	9,21		1,51
		Δ5	7,70	7,69		-0,01
		Δ6	7,70	7,63		-0,07
	Διεύθυνση y	Δ1	4,52	2,79		-1,73
		Δ7	7,70	8,28		0,58
		Δ16	7,70	8,25		0,55
		A/A	Υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Απαιτούμενος οπλισμός από μη σεισμικά φορτία (cm ²)		Διαφορά οπλισμών (cm ²)
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		K25	6,79	4,95		-1,84

		Όροφος ισογείου				
		Διαμήκης οπλισμός				
A/A	Κάτω υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Κάτω απαιτούμενος οπλισμός από μη σεισμικά φορτία (cm ²)	Άνω απαιτούμενος οπλισμός από μη σεισμικά φορτία (cm ²)	Διαφορά κάτω οπλισμών (cm ²)		
ΔΟΚΑΡΙΑ	Διεύθυνση x	Δ106	12,06	4,07		-7,99
		Δ107	8,04	1,00		-7,04
		Δ7	4,52	1,91		-2,61
		Δ45	9,05	5,14		-3,91
		Δ5	4,52	2,13		-2,39
		Δ6	4,52	3,09		-1,43
		Δ3	4,52	2,89		-1,63
		Δ4	4,52	3,30		-1,22
		Δ1	4,52	3,09		-1,43
		Δ8	4,52	3,91		-0,61
		Δ2	9,05	1,21		-7,84
		Δ11	8,04	9,41		1,37
		Δ12	8,04	3,57		-4,47
	Δ13	8,04	8,29		0,25	
	Διεύθυνση y	Δ105	4,52	2,58		-1,94
		Δ44	8,04	5,15		-2,89
		Δ108	4,52	2,58		-1,94
		Δ104	4,52	2,58		-1,94
		Δ28	12,06	7,10		-4,96
		Δ42	8,04	10,09		2,05
		Δ103	4,52	3,94		-0,58
		Δ23	8,04	5,25		-2,79
		Δ38	12,06	9,89		-2,17
		Δ109	4,52	2,58		-1,94
		Δ102	4,52	2,58		-1,94
		Δ18	12,06	7,95		-4,11
		Δ33	12,06	8,73		-3,33
		Δ110	4,52	2,58		-1,94
		Δ101	4,52	2,58		-1,94
		Δ15	8,04	5,76		-2,28
		Δ30	8,04	11,56		3,52
	Δ111	4,52	2,58		-1,94	
	Δ14	8,04	6,02		-2,02	
Δ29	8,04	6,13		-1,91		
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	A/A	Υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Απαιτούμενος οπλισμός από μη σεισμικά φορτία (cm ²)	Διαφορά οπλισμών (cm ²)		
	K18	6,79	4,64		-2,15	
	K19	6,79	3,58		-3,21	
	K20	6,79	4,91		-1,88	
	K17	6,79	3,58		-3,21	
	K9	6,79	3,58		-3,21	
	K10	6,79	3,58		-3,21	
	K16	6,79	3,58		-3,21	
	K7	6,79	3,58		-3,21	
	K8	6,79	3,58		-3,21	
	K21	6,79	3,58		-3,21	
	K15	6,79	3,58		-3,21	
	K5	6,79	3,58		-3,21	
	K6	6,79	3,58		-3,21	
	K22	6,79	3,58		-3,21	
	K14	6,79	3,58		-3,21	
	K3	6,79	3,58		-3,21	
	K4	6,79	3,58		-3,21	
	K23	6,79	3,58		-3,21	
	K11	6,79	3,58		-3,21	
	K12	6,79	5,90		-0,89	
	K13	6,79	3,98		-2,81	
	K1	6,79	4,29		-2,50	
	K2	6,79	5,28		-1,51	
K24	6,79	4,07		-2,72		

		Όροφος			
		Διαμήκης οπλισμός			
A/A	Κάτω υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Κάτω απαιτούμενος οπλισμός από μη σεισμικά φορτία (cm ²)	Άνω απαιτούμενος οπλισμός από μη σεισμικά φορτία (cm ²)	Διαφορά κάτω οπλισμών (cm ²)	
ΔΟΚΑΡΙΑ	Διαβήνωση x	Δ106	12,06	4,05	-8,01
		Δ107	8,04	1,27	-6,77
		Δ7	4,52	2,17	-2,35
		Δ45	9,05	5,71	-3,34
		Δ5	4,52	1,80	-2,72
		Δ6	4,52	3,56	-0,96
		Δ3	4,52	2,32	-2,20
		Δ4	4,52	3,86	-0,66
		Δ1	4,52	3,33	-1,19
		Δ8	4,52	4,10	-0,42
		Δ2	9,05	3,54	-5,51
		Δ11	8,04	10,51	2,47
		Δ12	8,04	6,05	-1,99
	Δ13	8,04	10,48	2,44	
	Διαβήνωση y	Δ105	4,52	2,58	-1,94
		Δ44	8,04	6,37	-1,67
		Δ108	4,52	2,58	-1,94
		Δ104	4,52	2,58	-1,94
		Δ26	12,06	6,20	-5,86
		Δ42	8,04	9,32	1,28
		Δ103	4,52	7,33	2,81
		Δ23	8,04	4,34	-3,70
		Δ38	12,06	9,29	-2,77
		Δ109	4,52	2,58	-1,94
		Δ102	4,52	2,74	-1,78
		Δ18	12,06	7,95	-4,11
		Δ33	12,06	8,02	-4,04
		Δ110	4,52	2,58	-1,94
		Δ101	4,52	2,58	-1,94
		Δ15	8,04	9,08	1,04
		Δ30	8,04	9,32	1,28
		Δ111	4,52	2,58	-1,94
		Δ14	8,04	5,18	-2,86
Δ29		8,04	6,35	-1,69	
	A/A	Υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Απαιτούμενος οπλισμός από μη σεισμικά φορτία (cm ²)	Διαφορά οπλισμών (cm ²)	
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	K18	6,79	5,99	-0,80	
	K19	6,79	4,16	-2,63	
	K20	6,79	7,92	1,13	
	K17	6,79	5,36	-1,43	
	K9	6,79	3,58	-3,21	
	K10	6,79	4,56	-2,23	
	K16	6,79	6,20	-0,59	
	K7	6,79	3,62	-3,17	
	K8	6,79	7,28	0,49	
	K21	6,79	5,47	-1,32	
	K15	6,79	5,96	-0,83	
	K5	6,79	4,83	-1,96	
	K6	6,79	8,63	1,84	
	K22	6,79	4,57	-2,22	
	K14	6,79	5,25	-1,54	
	K3	6,79	7,09	0,30	
	K4	6,79	8,26	1,47	
	K23	6,79	6,00	-0,79	
	K11	6,79	3,58	-3,21	
	K12	6,79	5,80	-0,99	
	K13	6,79	6,39	-0,40	
	K1	6,79	4,30	-2,49	
	K2	6,79	3,73	-3,06	
	K24	6,79	9,15	2,36	

Πίνακας Α.9.2: Απαιτούμενοι οπλισμοί επιφανειακών στοιχείων του φορέα, από μη σεισμικά φορτία

Όροφος υπογείου					
	A/A	Υπάρχων κάτω κύριος οπλισμός (cm ² /m)	Διαφορά από απαιτούμενο κάτω κύριο οπλισμό (cm ² /m)	Υπάρχων κάτω δευτερεύων οπλισμός (cm ² /m)	Διαφορά από απαιτούμενο κάτω δευτερεύων οπλισμό (cm ² /m)
ΠΑΛΚΕΣ ΟΡΟΦΗΣ	Π9	3,12	-	1,12	1,42
	Π8	5,00	-	1,64	1,91
	Π17	4,17	0,78	0,8	2
	Π2	5,00	-	4,17	-
	Π1	5,00	0,11	4,17	-
	Π4	3,12	-	1,12	0,51
Όροφος ισογείου					
	A/A	Υπάρχων κάτω κύριος οπλισμός (cm ² /m)	Διαφορά από απαιτούμενο κάτω κύριο οπλισμό (cm ² /m)	Υπάρχων κάτω δευτερεύων οπλισμός (cm ² /m)	Διαφορά από απαιτούμενο κάτω δευτερεύων οπλισμό (cm ² /m)
ΠΑΛΚΕΣ ΟΡΟΦΗΣ	Π9	4,17	-	0,93	1,17
	Π8	5,00	-	4,17	-
	Π7	4,17	-	4,17	-
	Π6	4,17	-	4,17	-
	Π2	4,17	-	0,93	1,82
	Π4	4,17	-	4,17	-
	Π1	4,17	-	0,93	1,68
	Π10	4,17	-	0,7	1,41
	Π3	5,00	-	0,46	2,6
	Πρ14	2,09	-	-	-

		Όροφος				
		Α/Α	Υπάρχων κάτω κύριος οπλισμός (cm ² /m)	Διαφορά από απαιτούμενο κάτω κύριο οπλισμό (cm ² /m)	Υπάρχων κάτω δευτερεύων οπλισμός (cm ² /m)	Διαφορά από απαιτούμενο κάτω δευτερεύων οπλισμό (cm ² /m)
ΠΛΑΚΕΣ ΟΡΟΦΗΣ	Π9	4,17	-	0,93	0,82	
	Π8	5,00	-	4,17	-	
	Π7	4,17	-	4,17	-	
	Π6	4,17	-	4,17	-	
	Π2	4,17	-	0,93	1,15	
	Π4	4,17	-	4,17	-	
	Π1	4,17	-	0,93	1,23	
	Π10	4,17	-	0,7	1,19	
	Π3	5,00	-	0,46	2,15	

Πίνακας Α.9.3: Απαιτούμενοι οπλισμοί γραμμικών στοιχείων του φορέα, από σεισμικά φορτία

		Όροφος υπογείου				
		Διαμήκης οπλισμός				
		Α/Α	Κάτω υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Κάτω απαιτούμενος οπλισμός από σεισμικά φορτία (cm ²)	Άνω απαιτούμενος οπλισμός από σεισμικά φορτία (cm ²)	Διαφορά κάτω οπλισμών (cm ²)
ΔΟΚΑΡΙΑ	Διεύθυνση x	Δ7	10,18	5,30		-4,88
		Δ29	5,65	9,79		4,14
		Δ31	4,62	3,80		-0,82
		Δ2	7,70	5,15		-2,55
		Δ4	7,70	8,83		1,13
		Δ5	7,70	7,69		-0,01
		Δ6	7,70	6,66		-1,04
	Διεύθυνση y	Δ1	4,52	2,79		-1,73
		Δ7	7,70	8,28		0,58
		Δ16	7,70	8,25		0,55
		Α/Α	Υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Απαιτούμενος οπλισμός από μη σεισμικά φορτία (cm ²)	Διαφορά οπλισμών (cm ²)	
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		K25	6,79	11,30		4,51

		Όροφος ισογείου				
		Διαμήκης οπλισμός				
A/A	Κάτω υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Κάτω απαιτούμενος οπλισμός από σεισμικά φορτία (cm ²)	Άνω απαιτούμενος οπλισμός από σεισμικά φορτία (cm ²)	Διαφορά κάτω οπλισμών (cm ²)		
ΔΟΚΑΡΙΑ	Διεύθυνση x	Δ106	12,06	4,43		-7,63
		Δ107	8,04	1,40		-6,64
		Δ7	4,52	4,31		-0,21
		Δ45	9,05	3,55		-5,50
		Δ5	4,52	5,14		0,62
		Δ6	4,52	2,26		-2,26
		Δ3	4,52	4,40		-0,12
		Δ4	4,52	3,67		-0,85
		Δ1	4,52	2,85		-1,67
		Δ8	4,52	2,59		-1,93
		Δ2	9,05	2,67		-6,38
		Δ11	8,04	10,27		2,23
		Δ12	8,04	5,62		-2,42
		Δ13	8,04	11,00		2,96
	Διεύθυνση y	Δ105	4,52	2,72		-1,80
		Δ44	8,04	6,83		-1,21
		Δ108	4,52	2,65		-1,87
		Δ104	4,52	2,58		-1,94
		Δ28	12,06	8,70		-3,36
		Δ42	8,04	6,23		-1,81
		Δ103	4,52	7,00		2,48
		Δ23	8,04	7,04		-1,00
		Δ38	12,06	9,56		-2,50
		Δ109	4,52	2,77		-1,75
		Δ102	4,52	3,23		-1,29
		Δ18	12,06	10,17		-1,89
		Δ33	12,06	10,58		-1,48
		Δ110	4,52	3,10		-1,42
		Δ101	4,52	3,60		-0,92
		Δ15	8,04	14,54		6,50
		Δ30	8,04	15,51		7,47
		Δ111	4,52	4,20		-0,32
Δ14	8,04	12,37		4,33		
Δ29	8,04	13,63		5,59		
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	A/A	Υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Απαιτούμενος οπλισμός από μη σεισμικά φορτία (cm ²)	Διαφορά οπλισμών (cm ²)		
	K18	6,79	31,20	24,41		
	K19	6,79	21,90	15,11		
	K20	6,79	34,80	28,01		
	K17	6,79	21,20	14,41		
	K9	6,79	13,00	6,21		
	K10	6,79	10,10	3,31		
	K16	6,79	28,50	21,71		
	K7	6,79	14,30	7,51		
	K8	6,79	12,10	5,31		
	K21	6,79	30,60	23,81		
	K15	6,79	39,20	32,41		
	K5	6,79	16,10	9,31		
	K6	6,79	13,30	6,51		
	K22	6,79	39,00	32,21		
	K14	6,79	12,10	5,31		
	K3	6,79	6,60	-0,19		
	K4	6,79	7,47	0,68		
	K23	6,79	10,90	4,11		
	K11	6,79	7,54	0,75		
	K12	6,79	9,36	2,57		
	K13	6,79	16,60	9,81		
	K1	6,79	30,90	24,11		
	K2	6,79	29,70	22,91		
K24	6,79	13,90	7,11			

		Όροφος				
		Διαμήκης οπλισμός				
A/A	Κάτω υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Κάτω απαιτούμενος οπλισμός από σεισμικά φορτία (cm ²)	Άνω απαιτούμενος οπλισμός από σεισμικά φορτία (cm ²)	Διαφορά κάτω οπλισμών (cm ²)		
ΔΟΚΑΡΙΑ	Διεύθυνση x	Δ106	12,06	3,75		-8,31
		Δ107	8,04	1,61		-6,43
		Δ7	4,52	2,29		-2,23
		Δ45	9,05	3,62		-5,43
		Δ5	4,52	1,26		-3,26
		Δ6	4,52	1,82		-2,70
		Δ3	4,52	2,34		-2,18
		Δ4	4,52	1,93		-2,59
		Δ1	4,52	1,61		-2,91
		Δ8	4,52	1,74		-2,78
		Δ2	9,05	1,06		-7,99
		Δ11	8,04	8,27		0,23
		Δ12	8,04	4,63		-3,41
	Δ13	8,04	8,35		0,31	
	Διεύθυνση y	Δ105	4,52	2,97		-1,55
		Δ44	8,04	4,49		-3,55
		Δ108	4,52	2,99		-1,53
		Δ104	4,52	4,13		-0,39
		Δ26	12,06	5,38		-6,68
		Δ42	8,04	7,94		-0,10
		Δ103	4,52	6,40		1,88
		Δ23	8,04	5,36		-2,68
		Δ38	12,06	6,12		-5,94
		Δ109	4,52	4,18		-0,34
		Δ102	4,52	4,07		-0,45
		Δ18	12,06	6,55		-5,51
		Δ33	12,06	7,07		-4,99
		Δ110	4,52	3,77		-0,75
		Δ101	4,52	3,21		-1,31
		Δ15	8,04	7,02		-1,02
		Δ30	8,04	7,66		-0,38
		Δ111	4,52	3,08		-1,44
		Δ14	8,04	6,34		-1,70
Δ29		8,04	6,17		-1,87	
	A/A	Υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Απαιτούμενος οπλισμός από μη σεισμικά φορτία (cm ²)	Διαφορά οπλισμών (cm ²)		
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	K18	6,79	9,70	2,91		
	K19	6,79	10,20	3,41		
	K20	6,79	9,57	2,78		
	K17	6,79	10,80	4,01		
	K9	6,79	9,87	3,08		
	K10	6,79	7,80	1,01		
	K16	6,79	11,20	4,41		
	K7	6,79	9,51	2,72		
	K8	6,79	9,10	2,31		
	K21	6,79	11,80	5,01		
	K15	6,79	10,60	3,81		
	K5	6,79	8,33	1,54		
	K6	6,79	9,78	2,99		
	K22	6,79	7,87	1,08		
	K14	6,79	10,10	3,31		
	K3	6,79	7,89	1,10		
	K4	6,79	9,53	2,74		
	K23	6,79	9,65	2,86		
	K11	6,79	8,62	1,83		
	K12	6,79	9,56	2,77		
	K13	6,79	13,50	6,71		
	K1	6,79	16,70	9,91		
	K2	6,79	17,30	10,51		
	K24	6,79	14,00	7,21		

Παράρτημα Β. Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης

Modal masses - activated mass

No.	LC	frequency [Hertz]	effective modal Mass			factor			activated mass [%]*
			X[t]	Y[t]	Z[t]	X[%]	Y[%]	Z[%]	
110001		3.596	676.6	1.3	0.0	72.91	0.14	0.00	34.37752
210002		7.213	2.0	695.2	1.5	0.21	74.92	0.17	19.35352
310003		7.443	21.8	8.3	0.0	2.34	0.89	0.00	21.11279
410004		10.431	2.3	0.4	0.0	0.25	0.04	0.00	0.08215
510005		10.533	74.8	0.1	0.6	8.06	0.01	0.07	2.46581
610006		11.555	0.0	1.2	0.0	0.00	0.13	0.00	0.09423
710007		11.588	0.1	0.1	0.0	0.01	0.01	0.00	0.09380
810008		12.639	0.0	0.3	1.1	0.00	0.03	0.11	0.06626
910009		12.825	0.0	3.5	242.8	0.00	0.38	26.17	1.97675
1010010		14.045	1.2	0.3	22.1	0.12	0.03	2.38	2.21599
1110011		14.137	0.0	2.2	0.2	0.00	0.23	0.02	0.06364
1210012		14.822	0.8	0.0	6.7	0.08	0.00	0.73	1.12970
1310013		15.181	0.0	0.0	0.2	0.00	0.00	0.03	0.05751
1410014		15.527	0.1	0.0	35.3	0.01	0.00	3.80	1.26828
1510015		15.810	0.0	6.2	0.9	0.00	0.66	0.10	0.40684
		[Hertz]	X[t]	Y[t]	Z[t]	X[%]	Y[%]	Z[%]	mass [%]*
1610016		15.931	1.2	2.1	11.5	0.12	0.23	1.24	2.49418
1710017		16.305	0.3	1.0	29.9	0.03	0.11	3.23	4.81721
1810018		16.554	1.4	0.6	25.1	0.15	0.06	2.71	2.89278
1910019		16.778	0.6	0.3	1.4	0.07	0.03	0.15	3.15256
2010020		16.918	0.2	1.2	28.5	0.03	0.13	3.07	1.49130
2110021		17.170	0.0	0.3	26.2	0.00	0.03	2.82	3.57978
2210022		17.790	0.0	3.2	0.1	0.00	0.35	0.01	2.47571
2310023		17.851	1.0	6.1	57.6	0.11	0.66	6.20	2.66104
2410024		18.075	0.2	0.6	0.0	0.02	0.07	0.00	2.59304
2510025		18.151	1.7	0.2	0.7	0.18	0.02	0.08	1.41175
2610026		18.586	0.6	20.9	9.6	0.06	2.25	1.03	1.87983
2710027		18.695	1.2	4.1	31.5	0.13	0.44	3.40	1.25076
2810028		18.959	1.8	3.0	0.1	0.20	0.32	0.01	1.26816
2910029		19.323	0.5	0.6	23.2	0.05	0.06	2.50	1.00227
3010030		19.365	0.4	4.7	82.6	0.04	0.50	8.90	2.30752
3110031		19.683	30.1	0.6	4.6	3.25	0.07	0.50	1.43508
3210032		20.032	1.5	6.5	4.3	0.17	0.70	0.47	0.63577
3310033		20.213	5.0	0.5	6.2	0.54	0.05	0.67	3.90004
3410034		20.411	1.2	2.2	10.9	0.13	0.24	1.18	0.10774
3510035		20.604	0.1	0.4	0.5	0.01	0.05	0.05	0.00293
3610036		20.882	0.7	0.0	0.0	0.08	0.00	0.00	0.08930
3710037		21.068	0.0	0.0	2.5	0.00	0.00	0.27	0.00175
3810038		21.141	0.1	0.1	0.0	0.01	0.01	0.00	0.10011
3910039		21.183	0.7	1.8	4.4	0.08	0.19	0.48	0.07016
4010040		21.461	0.5	4.4	0.2	0.06	0.47	0.02	0.24160
4110041		21.537	0.2	24.0	0.0	0.03	2.58	0.00	0.06376
4210042		21.570	0.3	0.6	0.1	0.03	0.07	0.02	1.14753
4310043		21.721	0.1	0.1	0.0	0.01	0.02	0.00	0.08330
4410044		21.887	1.5	4.8	1.4	0.16	0.52	0.15	0.20410
4510045		21.961	1.1	0.1	0.6	0.12	0.01	0.06	0.21756
4610046		22.084	0.1	1.4	0.5	0.01	0.15	0.06	0.17017
4710047		22.319	1.5	5.3	5.6	0.16	0.58	0.60	0.23555
4810048		22.497	0.8	5.3	5.7	0.08	0.57	0.61	0.51441
4910049		22.720	0.2	1.3	10.3	0.02	0.14	1.11	2.06758
5010050		22.923	0.4	0.0	5.0	0.04	0.00	0.54	0.27399
5110051		23.080	0.4	0.0	0.3	0.04	0.00	0.04	0.09707
5210052		23.239	0.5	0.1	8.4	0.05	0.02	0.90	0.40965
5310053		23.308	0.2	1.3	0.6	0.02	0.14	0.06	0.03622
5410054		23.379	0.0	0.4	1.5	0.00	0.04	0.16	2.31742
5510055		23.697	0.0	2.4	0.0	0.00	0.26	0.00	0.65283
5610056		23.949	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00086
5710057		24.037	0.0	0.1	0.4	0.00	0.01	0.05	0.14456
5810058		24.123	0.1	1.0	0.2	0.01	0.11	0.02	0.95631
5910059		24.171	0.0	0.2	4.1	0.00	0.02	0.44	0.66931
6010060		24.205	0.6	0.6	0.0	0.06	0.06	0.00	0.10550
6110061		24.386	0.0	1.8	0.7	0.00	0.19	0.08	0.37692
6210062		24.468	5.8	1.2	1.4	0.63	0.13	0.15	1.02470
6310063		24.578	0.1	0.5	0.1	0.01	0.05	0.01	0.32056
6410064		24.676	0.3	0.3	4.2	0.03	0.03	0.45	0.12071
6510065		24.859	0.8	0.6	1.0	0.09	0.06	0.11	0.79893
6610066		24.887	0.3	0.0	0.2	0.03	0.00	0.02	0.14222
6710067		25.003	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.08763
6810068		25.050	1.1	0.4	2.8	0.12	0.04	0.30	1.81485
6910069		25.144	0.0	0.0	2.8	0.00	0.00	0.31	3.27264
7010070		25.373	0.3	0.3	0.7	0.03	0.03	0.07	0.36376
7110071		25.508	0.3	0.2	1.8	0.04	0.02	0.20	0.21917
7210072		25.596	1.5	1.0	1.5	0.16	0.11	0.16	0.24370

	[Hertz]	X[t]	Y[t]	Z[t]	X[%]	Y[%]	Z[%]	mass [%]*
7310073	25.694	1.1	1.0	0.5	0.12	0.10	0.06	0.51134
7410074	26.066	0.0	0.0	2.1	0.01	0.00	0.22	0.66036
7510075	26.178	1.2	0.7	0.6	0.13	0.08	0.07	0.97297
7610076	26.426	0.2	0.0	0.1	0.02	0.00	0.01	0.04809
7710077	26.506	4.4	1.9	0.8	0.48	0.21	0.08	0.01882
7810078	26.551	3.2	2.1	0.0	0.34	0.23	0.00	0.02071
7910079	26.712	0.1	0.3	0.4	0.01	0.04	0.04	0.00231
8010080	26.753	0.2	0.1	1.1	0.02	0.01	0.12	0.00268
8110081	26.862	0.0	0.0	2.4	0.00	0.00	0.26	0.25501
8210082	27.284	1.9	1.3	0.0	0.21	0.14	0.00	0.52109
8310083	27.303	0.0	0.0	0.2	0.00	0.00	0.02	0.04305
8410084	27.370	1.3	2.5	3.3	0.14	0.27	0.35	0.25489
8510085	27.737	1.3	0.2	0.3	0.14	0.02	0.04	0.11840
8610086	27.826	0.8	0.3	0.1	0.08	0.03	0.01	0.20834
8710087	27.865	0.4	0.0	0.0	0.04	0.00	0.00	1.19323
8810088	27.999	0.2	0.3	0.8	0.02	0.03	0.08	1.41085
8910089	28.084	0.7	1.0	0.9	0.07	0.11	0.10	1.68934
9010090	28.791	0.1	0.0	0.4	0.01	0.00	0.04	2.67784
9110091	28.879	0.0	0.1	0.7	0.00	0.01	0.08	1.03928
9210092	28.931	0.1	0.1	0.2	0.01	0.01	0.03	3.02527
9310093	29.152	0.4	0.0	0.2	0.04	0.00	0.02	0.88417
9410094	29.210	0.1	0.0	1.3	0.01	0.00	0.14	1.43088
9510095	29.279	0.4	0.2	0.7	0.05	0.02	0.08	1.85230
9610096	29.488	0.2	0.0	0.3	0.02	0.00	0.03	1.53178
9710097	29.863	0.0	0.1	1.0	0.00	0.01	0.11	1.09425
9810098	30.095	0.1	0.0	0.1	0.01	0.00	0.01	2.86862
9910099	30.200	0.6	0.1	0.5	0.07	0.02	0.05	0.97763
10010100	30.537	0.1	0.1	1.2	0.01	0.01	0.13	1.85604

	sum	868.5	852.1	755.7	93.60	91.83	81.44	

Ο παραπάνω Πίνακας, αφορά τα αποτελέσματα των ιδιομορφών, των ιδιοσυχνοτήτων και των μαζών που ενεργοποιούνται στην κατασκευή, πριν την ενίσχυση.

Παράρτημα Γ. Αναλυτικά αποτελέσματα απαιτούμενων οπλισμών στοιχείων ενισχυμένης κατασκευής

Με βάση το Κεφάλαιο 7, για τον ενισχυμένο φορέα, καταγράφηκαν οι υπάρχοντες οπλισμοί, οι απαιτούμενοι από μη σεισμικά και σεισμικά φορτία, καθώς και οι διαφορές αυτών. Παρακάτω παρατίθενται οι αναλυτικοί πίνακες των οπλισμών και για τις δύο περιπτώσεις φορτίσεως. Στη διαφορά των οπλισμών, με πράσινο χρώμα είναι όσες τιμές επαρκούν και ενώ με κίτρινο όσα δεν επαρκούν. Όσα στοιχεία συνεχίζουν να μην επαρκούν, θα ενισχυθούν τοπικά με FRP.

Όροφος υπογείου						
Διαμήκης οπλισμός						
	Α/Α	Κάτω υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Κάτω απαιτούμενος οπλισμός από μη σεισμικά φορτία (cm ²)	Άνω απαιτούμενος οπλισμός από μη σεισμικά φορτία (cm ²)	Διαφορά κάτω οπλισμών (cm ²)	
ΔΟΚΑΡΙΑ	Διεύθυνση x	Δ7	10,18	2,58	1,00	-7,60
		Δ29	5,65	2,58	1,00	-3,07
		Δ31	4,62	2,58	1,00	-2,04
		Δ2	7,70	2,58	1,00	-5,12
		Δ4	7,70	2,58	1,00	-5,12
		Δ5	7,70	2,58	1,00	-5,12
		Δ6	7,70	2,58	1,00	-5,12
	Διεύθυνση y	Δ1	4,52	1,00	1,00	-4,52
		Δ7	7,70	1,00	1,11	-7,70
		Δ16	7,70	1,10	1,11	-7,70
		Α/Α	Υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Διαφορά από απαιτούμενο οπλισμό από μη σεισμικά φορτία (cm ²)		
	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	K25	6,79	-		

		Όροφος ισογείου				
		Διαμήκης οπλισμός				
Α/Α	Κάτω υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Κάτω απαιτούμενος οπλισμός από μη σεισμικά φορτία (cm ²)	Άνω απαιτούμενος οπλισμός από μη σεισμικά φορτία (cm ²)	Διαφορά κάτω οπλισμών (cm ²)		
ΔΟΚΑΡΙΑ	Διεύθυνση x	Δ106	12,06	2,58	1,00	-9,48
		Δ107	8,04	1,00	1,00	-7,04
		Δ7	4,52	1,00	1,00	-3,52
		Δ45	9,05	2,00	1,06	-7,05
		Δ5	4,52	1,06	1,06	-3,46
		Δ6	4,52	1,00	1,00	-3,52
		Δ3	4,52	1,08	1,07	-3,44
		Δ4	4,52	1,00	1,00	-3,52
		Δ1	4,52	1,02	1,02	-3,50
		Δ8	4,52	1,08	1,00	-3,44
		Δ2	9,05	1,05	1,00	-8,00
		Δ11	8,04	2,81	1,05	-5,23
		Δ12	8,04	2,63	1,18	-5,41
	Δ13	8,04	3,27	1,00	-4,77	
	Διεύθυνση y	Δ105	4,52	2,58	1,00	-1,94
		Δ44	8,04	2,58	1,00	-5,46
		Δ108	4,52	2,58	1,00	-1,94
		Δ104	4,52	2,58	1,00	-1,94
		Δ28	12,06	2,90	1,00	-9,16
		Δ42	8,04	3,00	1,37	-5,04
		Δ103	4,52	3,00	1,00	-1,52
		Δ23	8,04	3,06	1,00	-4,98
		Δ38	12,06	4,08	1,00	-7,98
		Δ109	4,52	2,58	1,00	-1,94
		Δ102	4,52	2,96	1,00	-1,56
		Δ18	12,06	2,94	1,00	-9,12
		Δ33	12,06	2,58	1,00	-9,48
		Δ110	4,52	2,58	1,00	-1,94
		Δ101	4,52	2,81	1,00	-1,71
		Δ15	8,04	3,89	1,09	-4,15
		Δ30	8,04	3,50	1,00	-4,54
	Δ111	4,52	2,58	1,00	-1,94	
	Δ14	8,04	2,63	1,00	-5,41	
Δ29	8,04	3,02	1,00	-5,02		
ΥΠΟΣΤΥΛΩΣΜΑΤΑ	Α/Α	Υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Διαφορά από απαιτούμενο οπλισμό από μη σεισμικά φορτία (cm ²)			
	K18	6,79	-			
	K19	6,79	-			
	K20	6,79	-			
	K17	6,79	-			
	K9	6,79	-			
	K10	6,79	-			
	K16	6,79	-			
	K7	6,79	-			
	K8	6,79	-			
	K21	6,79	-			
	K15	6,79	-			
	K5	6,79	-			
	K6	6,79	-			
	K22	6,79	-			
	K14	6,79	-			
	K3	6,79	-			
	K4	6,79	-			
	K23	6,79	-			
	K11	6,79	-			
	K12	6,79	-			
	K13	6,79	-			
	K1	6,79	-			
	K2	6,79	-			
K24	6,79	-				

		Όροφος				
		Διαμήκης οπλισμός				
Α/Α	Κάτω υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Κάτω απαιτούμενος οπλισμός από μη σεισμικά φορτία (cm ²)	Άνω απαιτούμενος οπλισμός από μη σεισμικά φορτία (cm ²)	Διαφορά κάτω οπλισμών (cm ²)		
ΔΟΚΑΡΙΑ	Διαβήνωση x	Δ106	12,06	2,58	1,08	-9,48
		Δ107	8,04	1,00	1,01	-7,04
		Δ7	4,52	1,00	1,00	-3,52
		Δ45	9,05	1,00	1,20	-8,05
		Δ5	4,52	1,03	1,03	-3,49
		Δ6	4,52	1,20	1,00	-3,32
		Δ3	4,52	1,03	1,00	-3,49
		Δ4	4,52	1,00	1,00	-3,52
		Δ1	4,52	1,00	1,00	-3,52
		Δ8	4,52	1,00	1,00	-3,52
		Δ2	9,05	1,17	1,06	-7,88
		Δ11	8,04	2,73	1,11	-5,31
		Δ12	8,04	3,12	1,09	-4,92
		Δ13	8,04	3,03	1,00	-5,01
		Διαβήνωση y	Δ105	4,52	2,58	1,00
	Δ44		8,04	2,69	1,03	-5,35
	Δ108		4,52	2,58	1,00	-1,94
	Δ104		4,52	2,86	1,03	-1,66
	Δ26		12,06	2,58	1,00	-9,48
	Δ42		8,04	3,67	1,00	-4,37
	Δ103		4,52	2,89	1,00	-1,63
	Δ23		8,04	2,53	1,00	-5,51
	Δ38		12,06	3,49	1,31	-8,57
	Δ109		4,52	2,58	1,00	-1,94
	Δ102		4,52	2,58	1,00	-1,94
	Δ18		12,06	4,16	1,11	-7,90
	Δ33		12,06	3,53	1,00	-8,53
	Δ110		4,52	2,58	1,00	-1,94
	Δ101		4,52	2,58	1,11	-1,94
	Δ15		8,04	4,13	1,17	-3,91
	Δ30		8,04	3,50	1,06	-4,54
	Δ111		4,52	2,58	1,00	-1,94
	Δ14	8,04	2,96	1,00	-5,08	
Δ29	8,04	3,12	1,25	-4,92		
	Α/Α	Υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Διαφορά από απαιτούμενο οπλισμό από μη σεισμικά φορτία (cm ²)			
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	K18	6,79	-			
	K19	6,79	-			
	K20	6,79	-			
	K17	6,79	-			
	K9	6,79	-			
	K10	6,79	-			
	K16	6,79	-			
	K7	6,79	-			
	K8	6,79	-			
	K21	6,79	-			
	K15	6,79	-			
	K5	6,79	-			
	K6	6,79	-			
	K22	6,79	-			
	K14	6,79	-			
	K3	6,79	-			
	K4	6,79	-			
	K23	6,79	-			
	K11	6,79	-			
	K12	6,79	-			
	K13	6,79	-			
	K1	6,79	-			
	K2	6,79	-			
	K24	6,79	-			

		Όροφος υπογείου				
		Διαμήκης οπλισμός				
	A/A	Κάτω υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Κάτω απαιτούμενος οπλισμός από σεισμικά φορτία (cm ²)	Άνω απαιτούμενος οπλισμός από σεισμικά φορτία (cm ²)	Διαφορά κάτω οπλισμών (cm ²)	
ΔΟΚΑΡΙΑ	Διεύθυνση x	Δ7	10,18	2,58	1,00	-7,60
		Δ29	5,65	2,74	1,00	-2,91
		Δ31	4,62	2,58	1,00	-2,04
		Δ2	7,70	2,88	1,00	-4,82
		Δ4	7,70	2,98	1,61	-4,72
		Δ5	7,70	1,58	1,62	-6,12
		Δ6	7,70	2,73	1,25	-4,97
	Διεύθυνση y	Δ1	4,52	1,00	1,00	-3,52
		Δ7	7,70	1,75	1,19	-5,95
		Δ16	7,70	1,20	1,15	-7,70
	A/A	Υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Διαφορά από απαιτούμενο οπλισμό από σεισμικά φορτία (cm ²)			
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	K25	6,79	-			

		Όροφος ισογείου				
		Διαμήκης οπλισμός				
Δ/Α	Κάτω υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Κάτω απαιτούμενος οπλισμός από σεισμικά φορτία (cm ²)	Άνω απαιτούμενος οπλισμός από σεισμικά φορτία (cm ²)	Διαφορά κάτω οπλισμών (cm ²)		
ΔΟΚΑΡΙΑ	Διαέθνηση x	Δ106	12,06	2,68	1,00	-9,38
		Δ107	8,04	1,05	1,05	-6,99
		Δ7	4,52	1,24	1,20	-3,28
		Δ45	9,05	1,49	1,21	-7,56
		Δ5	4,52	1,25	1,00	-3,27
		Δ6	4,52	1,00	1,00	-3,52
		Δ3	4,52	1,35	1,00	-3,17
		Δ4	4,52	1,00	1,13	-3,52
		Δ1	4,52	1,34	1,70	-3,18
		Δ8	4,52	1,11	2,16	-3,41
		Δ2	9,05	1,69	1,25	-7,36
		Δ11	8,04	3,06	1,13	-4,98
		Δ12	8,04	3,96	1,00	-4,08
	Δ13	8,04	4,71	1,15	-3,33	
	Διαέθνηση y	Δ105	4,52	2,58	1,00	-1,94
		Δ44	8,04	2,63	1,17	-5,41
		Δ108	4,52	2,63	1,00	-1,89
		Δ104	4,52	2,58	1,25	-1,94
		Δ28	12,06	2,58	1,13	-9,48
		Δ42	8,04	3,49	1,51	-4,55
		Δ103	4,52	2,88	1,35	-1,64
		Δ23	8,04	2,58	1,00	-5,46
		Δ38	12,06	2,78	1,00	-9,28
		Δ109	4,52	2,73	1,05	-1,79
		Δ102	4,52	3,19	1,19	-1,33
		Δ18	12,06	3,75	1,26	-8,31
		Δ33	12,06	3,23	1,02	-8,83
		Δ110	4,52	2,82	1,18	-1,70
		Δ101	4,52	3,06	1,03	-1,46
		Δ15	8,04	3,84	1,23	-4,20
		Δ30	8,04	4,49	1,22	-3,55
		Δ111	4,52	2,58	1,00	-1,94
		Δ14	8,04	3,80	1,47	-4,24
Δ29		8,04	3,09	1,31	-4,95	
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	Α/Α	Υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Διαφορά από απαιτούμενο οπλισμό από σεισμικά φορτία (cm ²)			
	K18	6,79	-			
	K19	6,79	-			
	K20	6,79	-			
	K17	6,79	-			
	K9	6,79	-			
	K10	6,79	-			
	K16	6,79	-			
	K7	6,79	-			
	K8	6,79	-			
	K21	6,79	-			
	K15	6,79	-			
	K5	6,79	-			
	K6	6,79	-			
	K22	6,79	-			
	K14	6,79	-			
	K3	6,79	-			
	K4	6,79	-			
	K23	6,79	-			
	K11	6,79	-			
	K12	6,79	-			
	K13	6,79	-			
	K1	6,79	-			
	K2	6,79	-			
K24	6,79	-				

		Όροφος				
		Διαμήκης οπλισμός				
Α/Α	Κάτω υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Κάτω απαιτούμενος οπλισμός από σεισμικά φορτία (cm ²)	Άνω απαιτούμενος οπλισμός από σεισμικά φορτία (cm ²)	Διαφορά κάτω οπλισμών (cm ²)		
ΔΟΚΑΡΙΑ	Διεύθυνση x	Δ106	12,06	3,25	1,24	-8,81
		Δ107	8,04	1,10	1,56	-6,94
		Δ7	4,52	1,16	1,00	-3,36
		Δ45	9,05	2,26	1,00	-6,79
		Δ5	4,52	1,00	1,00	-3,52
		Δ6	4,52	2,88	1,00	-1,64
		Δ3	4,52	1,45	1,05	-3,07
		Δ4	4,52	1,00	1,00	-3,52
		Δ1	4,52	1,07	1,00	-3,45
		Δ8	4,52	1,33	1,00	-3,19
		Δ2	9,05	1,82	1,02	-7,23
		Δ11	8,04	1,50	1,33	-6,54
	Δ12	8,04	2,30	1,04	-5,74	
	Δ13	8,04	1,48	1,14	-6,56	
	Διεύθυνση y	Δ105	4,52	2,85	1,00	-1,67
		Δ44	8,04	2,89	1,12	-5,15
		Δ108	4,52	2,87	1,10	-1,65
		Δ104	4,52	2,82	1,00	-1,70
		Δ26	12,06	2,70	1,26	-9,36
		Δ42	8,04	3,40	1,44	-4,64
		Δ103	4,52	2,63	1,08	-1,89
		Δ23	8,04	2,79	1,00	-5,25
		Δ38	12,06	3,13	1,00	-8,93
		Δ109	4,52	2,83	1,13	-1,69
		Δ102	4,52	2,69	1,00	-1,83
		Δ18	12,06	3,50	1,21	-8,56
		Δ33	12,06	3,48	1,17	-8,58
		Δ110	4,52	2,89	1,08	-1,63
		Δ101	4,52	3,02	1,00	-1,50
		Δ15	8,04	3,00	1,03	-5,04
		Δ30	8,04	2,92	1,01	-5,12
		Δ111	4,52	2,93	1,04	-1,59
Δ14	8,04	3,28	1,13	-4,76		
Δ29	8,04	1,74	1,19	-6,30		
	Α/Α	Υπάρχων οπλισμός (cm ²)	Διαφορά από απαιτούμενο οπλισμό από σεισμικά φορτία (cm ²)			
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	K18	6,79	-			
	K19	6,79	-			
	K20	6,79	-			
	K17	6,79	-			
	K9	6,79	-			
	K10	6,79	-			
	K16	6,79	-			
	K7	6,79	-			
	K8	6,79	-			
	K21	6,79	-			
	K15	6,79	-			
	K5	6,79	-			
	K6	6,79	-			
	K22	6,79	-			
	K14	6,79	-			
	K3	6,79	-			
	K4	6,79	-			
	K23	6,79	-			
	K11	6,79	-			
	K12	6,79	-			
	K13	6,79	-			
	K1	6,79	-			
	K2	6,79	-			
	K24	6,79	-			

		Όροφος υπογείου			
		Εγκάρσιος οπλισμός			
		A/A	Υπάρχων οπλισμός (cm ² /m)	Διαφορά από απαιτούμενο οπλισμό από μη σεισμικά φορτία (cm ² /m)	Διαφορά από απαιτούμενο οπλισμό από σεισμικά φορτία (cm ² /m)
ΔΟΚΑΡΙΑ	Διεύθυνση x	Δ7	0,67	-0,08	-0,07
		Δ29	0,67	0,23	-0,10
		Δ31	0,80	0,38	-0,08
		Δ2	0,33	0,47	0,73
		Δ4	0,33	0,23	1,14
		Δ5	0,33	0,33	0,93
		Δ6	0,33	-0,05	1,23
	Διεύθυνση y	Δ1	0,40	0,05	0,75
		Δ7	0,40	2,58	0,54
		Δ16	0,40	2,49	0,68
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		K25	0,50	-	0,97

		Όροφος ισογείου			
		Εγκάρσιος οπλισμός			
A/A	Υπάρχων οπλισμός (cm ² /m)	Διαφορά από απαιτούμενο οπλισμό από μη σεισμικά φορτία (cm ² /m)	Διαφορά από απαιτούμενο οπλισμό από σεισμικά φορτία (cm ² /m)		
ΔΟΚΑΡΙΑ	Διεύθυνση x	Δ106	0,67	-	-
		Δ107	0,67	-	-
		Δ7	0,67	-	-
		Δ45	0,67	-	-
		Δ5	0,67	0,26	-
		Δ6	0,67	0,29	0,14
		Δ3	0,67	0,26	-
		Δ4	0,67	-	0,60
		Δ1	0,67	-	0,48
		Δ8	0,67	-	0,89
		Δ2	0,67	-	0,91
		Δ11	0,80	0,29	1,05
		Δ12	0,80	-	1,22
		Δ13	0,80	0,37	1,01
	Διεύθυνση y	Δ105	0,8	-	-
		Δ44	0,80	0,68	0,50
		Δ108	0,67	-	0,34
		Δ104	0,80	-	1,01
		Δ28	0,40	-	-
		Δ42	0,67	0,24	1,37
		Δ103	0,80	0,27	0,31
		Δ23	0,40	0,78	0,65
		Δ38	0,67	1,22	0,65
		Δ109	0,67	-	0,69
		Δ102	0,80	-	0,76
		Δ18	0,40	1,48	1,23
		Δ33	0,67	1,21	1,22
		Δ110	0,67	-	0,20
		Δ101	0,80	-	-
		Δ15	0,40	1,12	0,92
		Δ30	0,67	0,47	1,17
		Δ111	0,67	-	-
		Δ14	0,40	0,59	0,86
Δ29	0,67	0,35	0,71		
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	K18	0,67	-	1,09	
	K19	0,67	-	1,55	
	K20	0,67	-	1,57	
	K17	0,57	-	-	
	K9	0,40	-	-	
	K10	0,67	-	-	
	K16	0,67	-	-	
	K7	0,50	-	-	
	K8	0,67	-	-	
	K21	0,67	-	-	
	K15	0,67	-	-	
	K5	1,00	-	-	
	K6	0,67	-	-	
	K22	0,67	-	-	
	K14	0,67	-	-	
	K3	1,00	-	-	
	K4	0,67	-	-	
	K23	0,67	-	-	
	K11	0,67	-	-	
	K12	0,67	-	1,69	
	K13	0,67	-	1,69	
	K1	0,67	-	2,96	
	K2	0,67	-	3,15	
	K24	0,67	-	1,73	

		Όροφος			
		Εγκάρσιος οπλισμός			
A/A	Υπάρχων οπλισμός (cm ² /m)	Διαφορά από απαιτούμενο οπλισμό από μη σεισμικά φορτία (cm ² /m)	Διαφορά από απαιτούμενο οπλισμό από σεισμικά φορτία (cm ² /m)		
ΔΟΚΑΡΙΑ	Διεύθυνση x	Δ106	0,67	-	-
		Δ107	0,67	-	-
		Δ7	0,67	-	-
		Δ45	0,67	0,85	-
		Δ5	0,67	-	-
		Δ6	0,80	0,38	-
		Δ3	0,67	-	-
		Δ4	0,67	-	-
		Δ1	0,67	0,28	-
		Δ8	0,67	-	0,23
		Δ2	0,67	-	-
		Δ11	0,80	0,91	1,04
		Δ12	0,80	0,56	0,55
		Δ13	0,80	0,61	0,54
	Διεύθυνση y	Δ105	0,80	-	-
		Δ44	0,67	1,70	-
		Δ108	0,67	-	-
		Δ104	0,80	-	-
		Δ26	0,67	-	-
		Δ42	0,67	0,45	-
		Δ103	0,80	0,60	-
		Δ23	0,67	0,69	0,5
		Δ38	0,67	1,20	-
		Δ109	0,67	-	-
		Δ102	0,80	-	-
		Δ18	0,67	1,15	0,4
		Δ33	0,67	0,73	0,32
		Δ110	0,67	-	-
		Δ101	0,80	-	-
		Δ15	0,67	0,98	0,33
		Δ30	0,67	0,46	-
		Δ111	0,67	-	-
		Δ14	0,67	-	-
Δ29	0,67	-	-		
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	K18	0,67	-	-	
	K19	0,80	-	1,82	
	K20	0,67	-	-	
	K17	0,67	-	-	
	K9	0,67	-	-	
	K10	0,33	-	-	
	K16	0,67	-	-	
	K7	0,67	-	-	
	K8	0,33	-	-	
	K21	0,33	-	-	
	K15	0,67	-	-	
	K5	0,67	-	-	
	K6	0,67	-	-	
	K22	0,80	-	-	
	K14	0,67	-	-	
	K3	0,50	-	-	
	K4	0,80	-	-	
	K23	0,67	-	-	
	K11	0,67	-	-	
	K12	0,67	-	-	
	K13	0,67	-	1,52	
	K1	0,67	-	2,21	
	K2	0,40	-	2,25	
	K24	0,67	-	1,44	

Όροφος υπογείου					
	A/A	Υπάρχων κάτω κύριος οπλισμός (cm ² /m)	Διαφορά από απαιτούμενο κάτω κύριο οπλισμό (cm ² /m)	Υπάρχων κάτω δευτερεύων οπλισμός (cm ² /m)	Διαφορά από απαιτούμενο κάτω δευτερεύων οπλισμό (cm ² /m)
ΠΛΑΚΕΣ ΟΡΟΦΗΣ	Π9	3,12	-	1,12	-
	Π8	5,00	-	1,64	-
	Π17	4,17	-	0,8	-
	Π2	5,00	-	4,17	-
	Π1	5,00	-	4,17	-
	Π4	3,12	-	1,12	-
Όροφος ισογείου					
	A/A	Υπάρχων κάτω κύριος οπλισμός (cm ² /m)	Διαφορά από απαιτούμενο κάτω κύριο οπλισμό (cm ² /m)	Υπάρχων κάτω δευτερεύων οπλισμός (cm ² /m)	Διαφορά από απαιτούμενο κάτω δευτερεύων οπλισμό (cm ² /m)
ΠΛΑΚΕΣ ΟΡΟΦΗΣ	Π9	4,17	-	0,93	-
	Π8	5,00	-	4,17	-
	Π7	4,17	-	4,17	-
	Π6	4,17	-	4,17	-
	Π2	4,17	-	0,93	-
	Π4	4,17	-	4,17	-
	Π1	4,17	-	0,93	-
	Π10	4,17	-	0,7	-
	Π3	5,00	-	0,46	0,91
	Πρ14	2,09	-	-	-
Όροφος					
	A/A	Υπάρχων κάτω κύριος οπλισμός (cm ² /m)	Διαφορά από απαιτούμενο κάτω κύριο οπλισμό (cm ² /m)	Υπάρχων κάτω δευτερεύων οπλισμός (cm ² /m)	Διαφορά από απαιτούμενο κάτω δευτερεύων οπλισμό (cm ² /m)
ΠΛΑΚΕΣ ΟΡΟΦΗΣ	Π9	4,17	-	0,93	-
	Π8	5,00	-	4,17	-
	Π7	4,17	-	4,17	-
	Π6	4,17	-	4,17	-
	Π2	4,17	-	0,93	-
	Π4	4,17	-	4,17	-
	Π1	4,17	-	0,93	-
	Π10	4,17	-	0,7	-
	Π3	5,00	-	0,46	0,71