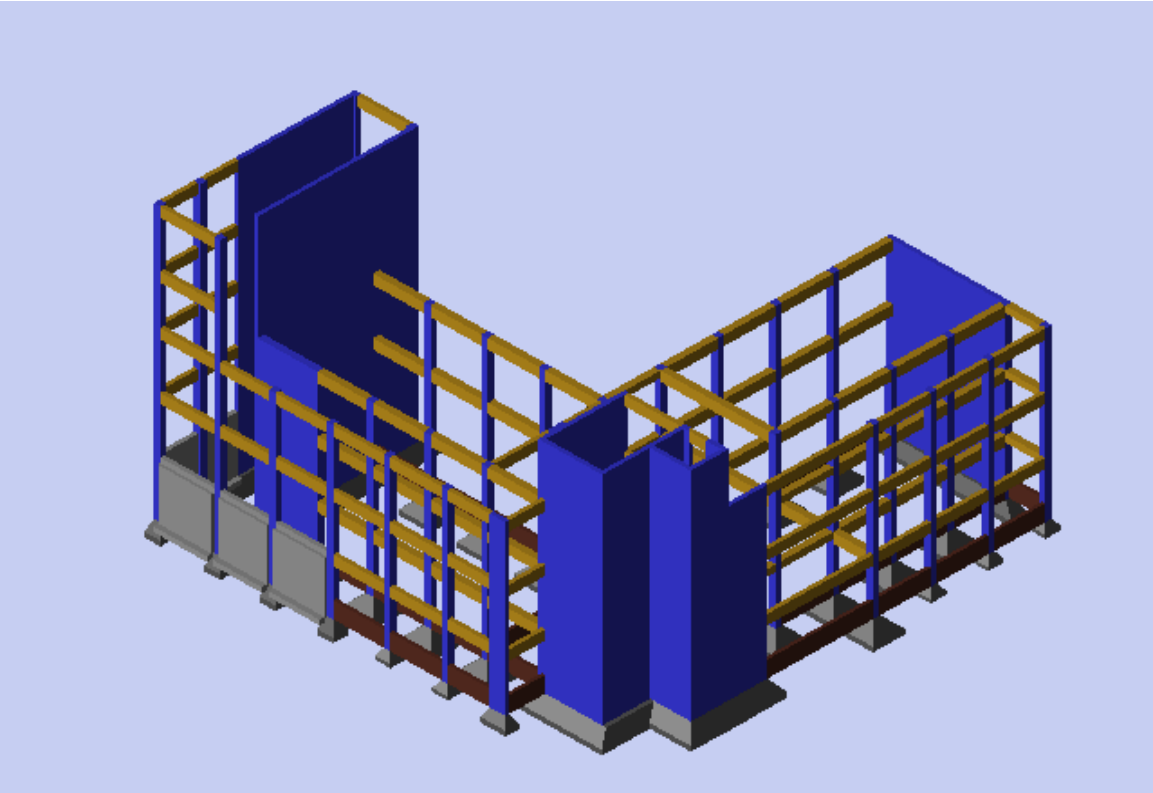
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ-ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΧΟΛΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΜΕΛΕΤΗΜΕΝΟΥ ΤΟ 1991



ΣΠΟΥΔΑΣΤΡΙΑ: ΔΗΜΗΤΡΑ ΚΡΑΝΙΑ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Ε.ΒΟΥΓΙΟΥΚΑΣ, ΕΠΙΚΟΥΡΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2021

Στους γονείς μου,

Παναγιώτη και Σταυρούλα

Ευχαριστίες

Καταρχάς, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Εμμανουήλ Βουγιούκα για την άριστη συνεργασία που είχαμε καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας, για τις πολύτιμες συμβουλές του και την ενθάρρυνσή του προς ολοκλήρωση της εργασίας μου, υπό το πρίσμα των δύσκολων συνθηκών που επικρατούν σε όλον τον κόσμο, εν μέσω πανδημίας.

Επίσης, οφείλω ένα ευχαριστώ στον κ. Θεόδωρο Κυριαζόπουλο, Γενικό Διευθυντή Έργων ΚτΥπ, καθώς και τους Πολιτικούς Μηχανικούς Ιάκωβο Αλαβάνο και Σπύρο Κοσμάτο για την συνεισφορά τους σε αυτήν την εργασία, με τη χορήγηση της μελέτης και των κατασκευαστικών σχεδίων του υφιστάμενου κτηρίου που μελέτησα.

Επιπλέον, τα ειλικρινή ευχαριστώ μου στις εταιρίες Sica Hellas και Sintecno -ιδιαίτερα στον κ. Ευθύμιο Σκεπάρνη και κ. Πέτρο Φώσκολο- στις οποίες απευθύνθηκα με την ιδιότητά μου ως φοιτήτρια, και με κατατόπισαν στο ζήτημα εκτίμησης του κόστους της Μελέτης Ανασχεδιασμού με Ινοπλισμένα Πολυμερή, με κάθε λεπτομέρεια και χωρίς κανένα προσωπικό όφελος. Πάντα θα αξίζει να αναφέρονται τέτοιες πράξεις.

Τέλος, το μεγαλύτερο ευχαριστώ το απευθύνω στους γονείς μου και στις 3 αδερφές μου, οι οποίοι με στήριξαν -και με στηρίζουν- αμέριστα σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μου . Θα τους είμαι για μια ζωή ευγνώμων.

Περίληψη

Η συγκεκριμένη διπλωματική εργασία ασχολείται με τον έλεγχο της σεισμικής επάρκειας ενός υφιστάμενου κτηρίου δημοσίου συμφέροντος με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, καθώς και την ενίσχυσή του με παραδοσιακές μεθόδους ενίσχυσης, ή/και με πιο σύγχρονες τεχνικές, ανάλογα με οικονομοτεχνικά κριτήρια επίτευξης του στόχου ανασχεδιασμού. Το υπό μελέτη κτήριο αφορά τριώροφη σχολική μονάδα της Αθήνας και έχει ανεγερθεί το 1991 με τις αρχές του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού του 1985. Πιο συγκεκριμένα:

Στο Κεφάλαιο 1 παρατίθενται δεδομένα περί της αναγκαιότητας προσεισμικού ελέγχου γενικά, αλλά και ειδικότερα στα ελληνικά σχολικά κτήρια, καθώς και ιστορική αναδρομή των Αντισεισμικών Κανονισμών, μέσα από την οποία καθίσταται σαφής η σημασία του ζητήματος. Τέλος, γίνεται αναφορά σε στατιστικά δεδομένα και αλλαγές των Κανονισμών, οι οποίες καθιστούν σημαντικό τον προσεισμικό έλεγχο του κτηρίου το οποίο μελετάται.

Στο Κεφάλαιο 2 αναφέρονται οι κανονιστικές διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., σύμφωνα με τις οποίες έγινε η εισαγωγή του φορέα στο λογισμικό, όπως και οι αρχές που τηρήθηκαν για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής και την ενίσχυσή της.

Στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζεται αναλυτικά η μορφολογία του κτηρίου καθώς και η προσομοίωσή του με το λογισμικό FESPA-TEKTON. Συγκεκριμένα, περιγράφεται λεπτομερώς ο τρόπος εισαγωγής των δεδομένων, όπως ποιότητες υλικών, διαστάσεις διατομών, εισαγωγή των φορτίων και των οπλισμών, τηρώντας τα δεδομένα των υφιστάμενων σχεδίων και τους ισχύοντες κανονισμούς.

Στο Κεφάλαιο 4 περιγράφεται η εφαρμογή της ανελαστικής ανάλυσης (Pushover) στο υπό μελέτη κτήριο, σύμφωνα με την οποία προκύπτουν τα αποτελέσματα της αποτίμησης για δεδομένη σεισμική απαίτηση και στόχο επιτελεστικότητας και παρουσιάζονται τα αποτελέσματά της, τα οποία θα καθορίσουν τις απαιτούμενες ενισχύσεις.

Στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται οι παραδοσιακές στρατηγικές ενίσχυσης και επισκευής ενός ανεπαρκούς μέλους -σε μικροσκοπικό επίπεδο-και ολόκληρης της κατασκευής -σε μακροσκοπικό- αλλά και πιο σύγχρονες μέθοδοι, γνωστοποιώντας έτσι τις διαθέσιμες επιλογές για την εν συνεχεία επιλεχθείσα στρατηγική.

Στο Κεφάλαιο 6 επιλέγεται η πιο προσοδοφόρα και εφικτή μέθοδος ενίσχυσης του σχολικού κτηρίου και η αποτίμηση του ενισχυμένου φορέα. Τέλος, σχολιάζονται τα αποτελέσματα της μελέτης ανασχεδιασμού.

Abstract

This diploma thesis deals with the assessment of the seismic adequacy of a public building constructed with reinforced concrete as well as with the traditional reinforcement techniques and/or new techniques in accordance with the applicable regulations for structural interventions. The model building is a three-storey school unit in Athens and it was erected in 1991 conforming to the Greek Anti-seismic Regulations of 1985. More specifically:

Chapter 1 introduces us to the necessity of pre-seismic assessment in general and especially in Greek school buildings. Moreover, a historical review of the Anti-seismic Regulations will be presented and finally some statistic data and modifications in Regulations which further highlight the significance of the pre-seismic study of the building.

In Chapter 2 the most important regulations of KAP.EPE are presented and also the legislative framework for the evaluation and reinforcement of the structure.

In Chapter 3 the morphology of the building is cited thoroughly along with its simulation to FESPA-TEKTON software. More specifically the methods will be described in detail as well as the material characteristics, the dimensions and of course the application as stipulated by the existing design and regulations.

Chapter 4 introduces the application of the inelastic analysis (Pushover) in the model building which leads to the results of the seismic behavior of the structure and the required reinforcements.

In Chapter 5 the traditional reinforcement and structure methods are cited in detail in parallel with more contemporary methods setting the frame of the options for an appropriate strategy.

In Chapter 6 the most profitable and effective reinforcement method for the school building is selected and the results of the reconstruction study are also presented in detail. Finally, an estimated cost of the construction is cited based on the Fiber Reinforced Polymer (FRP).

Περιεχόμενα

1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ 1
1.1 Γενικά 1
1.2 Η στάση της Ελλάδας στον προσεισμικό έλεγχο Δημόσιων Κτηρίων 1
1.3 Ο προσεισμικός έλεγχος στα ελληνικά σχολεία 2
1.4 Ιστορική αναδρομή στους Ελληνικούς Αντισεισμικούς Κανονισμούς 3
1.5 Η αναθεώρηση του χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας των περιοχών της Ελλάδας 5
1.6 Οι μετά το 1985 κατασκευές στην Ελλάδα 6
1.7 Συμπεράσματα 6
2. Βασικές έννοιες – Κριτήρια – Διατάξεις ΚΑΝ.ΕΠΕ 7
2.1 Γενικά 7
2.1.1 Δομήματα με ή χωρίς βλάβες 7
2.2 Στάδια εφαρμογής πριν την αποτίμηση υφιστάμενου δομήματος 8
2.2.1 Συλλογή στοιχείων - διερευνητικές ενέργειες - ιστορικό κατασκευής-καταγραφή βλαβών 9
2.2.2 Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων 10
2.2.3 Στάθμες επιτελεστικότητας 12
2.2.4 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού 12
2.2.5 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία 14
2.2.6 Τοιχοποιίες πλήρωσης 15
2.2.7 Εκτίμηση δείκτη συμπεριφοράς «q» 17
2.3 Ανάλυση πριν και μετά την επέμβαση 19
2.3.1 Προκαταρκτική ανάλυση και δείκτης ανεπάρκειας «λ» 19
2.3.2 Μέθοδοι Ανάλυσης 19
2.4 Ανελαστική στατική ανάλυση 20
2.4.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής ανελαστικής στατικής ανάλυσης 20
2.4.2 Καθορισμός του κόμβου ελέγχου 20
2.4.3 Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ’ ύψος 20
2.4.4 Στόχοι Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης 21
2.4.5 Καμπύλη αντίστασης κτηρίου 22
2.4.6 Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover 23
2.5 Ανίσωση και έλεγχοι ασφάλειας 24
2.6 Κοντά υποστυλώματα 26
3. Περιγραφή και προσομοίωση φορέα 27
3.1 Γενικά 27
3.1.1 Περιγραφή κτηρίου 27
3.1.2 Είδος κατασκευής 27
3.1.3 Είδος φορέα 27
3.1.4 Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευής 28

3.1.5 Φορτία υφιστάμενης κατασκευής 28
3.1.6 Παραδοχές σεισμού και εδάφους 28
3.2 Προσομοίωση φορέα 29
3.2.1 Γενικά 29
3.2.2 Μόρφωση φορέα 29
3.2.2 Γεωμετρία κτηρίου 30
3.2.3 Προσομοίωση τοιχωμάτων 32
3.2.4 Προσομοίωση πυρήνα ανελκυστήρα-κλιμακοστάσιου 32
3.2.5 Διαδικασία προσομοίωσης τοιχώματος με διαφορετική διατομή από στάθμη ισογείου σε στάθμη πρώτου τυπικού ορόφου 33
3.2.6 Προσομοίωση δοκών 35
3.2.7 Προσομοίωση δοκών διαφορετικού ύψους εκατέρωθεν ενός υποστυλώματος 35
3.2.8 Δοκοί ως «Τοιχώματα Υπογείου» 36
3.2.9 Πλάκες 37
3.3 Εισαγωγή υφιστάμενων οπλισμών 39
3.3.1 Τροποποίηση υφιστάμενων οπλισμών 39
3.3.2 Τροποποίηση δοκών 39
3.3.3 Τροποποίηση υποστυλωμάτων 40
3.4 Εισαγωγή φορτίων 40
3.4.1 Εισαγωγή φορτίων στις πλάκες 40
3.4.2 Εισαγωγή φορτίων στις δοκούς 40
3.4.3 Υπολογισμός φορτίων απολήξεως κλιμακοστασίου 41
3.4.3.1 Φορτία για το Κλιμακοστάσιο 1 41
3.4.3.2 Φορτία στο Κλιμακοστάσιο 2 42
3.4.4 Σεισμικοί συντελεστές ψ1 και ψ2 42
3.5 Ειδικά σημεία προσομοίωσης 43
3.5.1 Συνυπολογιζόμενος διαμήκης οπλισμός πλάκας στη δοκό 43
3.5.2 Εισαγωγή ενισχυμένων ζωνών στις στηρίξεις σκάλας 43
3.5.3 Σίδερα δοκών 44
3.6 Κατόψεις και όψεις προσομοιώματος 45
4. Αποτίμηση υφιστάμενου κτηρίου 50
4.1 Γενικά 50
4.2 Εισαγωγή δεδομένων 50
4.3 Παράμετροι υλικών 52
4.4 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων 53
4.5 Στόχος Αποτίμησης 53
4.6 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία 53
4.7 Παράμετροι Pushover 54
4.8 Κόμβος ελέγχου 54

4.9 Έλεγχος παραμέτρων Pushover 54
4.10 Αποτελέσματα ανάλυσης 55
4.10.1 Διαγράμματα αντοχής Μ-θ 55
4.10.2 Διαγράμματα Απαίτησης-Ικανότητας 56
4.10.3 Αποτελέσματα ανεπαρκών μελών 57
4.10.4 Έλεγχος του τοιχώματος Κ38(0) 58
4.10.4.1 Ροπή αντοχής τοιχώματος 59
4.10.4.2 Τέμνουσα αντοχής τοιχώματος 59
5. Μέθοδοι ενίσχυσης και επισκευής κατασκευών 61
5.1 Εισαγωγή 61
5.2 Ορισμοί σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. 61
5.3 Συστήματα επεμβάσεων και Στρατηγικές Επεμβάσεων 61
5.3.1 «Επισκευή» φορέα μέσα από τοπικές επεμβάσεις 63
5.3.2 Αύξηση της Αντοχής και της Δυσκαμψίας του Φορέα 63
5.3.3 Αύξηση της Ικανότητας Παραμόρφωσης 63
5.3.4 Μείωση της Σεισμικής Απαίτησης 64
5.3.5 Επιλογή Συστήματος Επεμβάσεων 64
5.4 Ενίσχυση υποστυλωμάτων 65
5.4.1 Γενικά 65
5.4.2 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με αύξηση διατομής 67
5.4.2.1 Είδη μανδύα σκυροδέματος 67
5.4.2.2 Μανδύες με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα 68
5.4.3 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με περίσφιγξη 69
5.5 Επισκευή και ενίσχυση τοιχωμάτων 70
5.5.1 Επισκευή τοιχωμάτων 70
5.5.2 Ενίσχυση τοιχωμάτων με αύξηση της διατομής τους 70
5.5.3 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με εξωτερική περίσφιξη 71
5.6 Επισκευή και ενίσχυση δοκών 72
5.6.1 Επισκευή δοκού 72
5.6.2 Ενίσχυση δοκών 72
5.6.2.1 Ενίσχυση σε κάμψη με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος 73
5.6.2.2 Ενίσχυση με προσθήκη νέων μεταλλικών μελών 73
5.6.2.3 Ενίσχυση με προσθήκη κοχλιωμένου εφελκυόμενου οπλισμού 74
5.6.2.4 Ενίσχυση με προσθήκη Επικολλητών Χαλύβδινων Ελασμάτων 74
5.6.2.5 Ενίσχυση δοκών σε διάτμηση 75
5.6.2.6 Ενίσχυση δοκών με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος 75
5.7 Ενίσχυση με Ινοπλισμένα Πολυμερή 76
6. Εφαρμογή ενισχύσεων στο υπό μελέτη κτήριο 77

6.1 Γενικά 77
6.2 Ενίσχυση με FRP 77
6.2.1 Τρόπος εφαρμογής ενισχύσεων με FRP 77
6.2.2 Τροποποιήσεις του φορέα για την Ανάλυση Ανασχεδιασμού 77
6.2.3 Μηχανικά Χαρακτηριστικά ενισχυόμενου μέλους 78
6.2.4 Τελικοί μέγιστοι λόγοι επάρκειας ενισχυμένου φορέα με FRP 79
6.3 Ενίσχυση με Μεταλλικό Κλωβό 81
6.3.1 Τρόπος εφαρμογής ενισχύσεων με Μεταλλικό Κλωβό 81
6.3.2 Τροποποιήσεις του φορέα για την Ανάλυση Ανασχεδιασμού 81
6.3.3 Μηχανικά Χαρακτηριστικά ενισχυόμενου μέλους 81
6.3.4 Τελικοί μέγιστοι λόγοι επάρκειας ενισχυμένου φορέα με Μεταλλικό Κλωβό 82
6.4 Εκτίμηση Κόστους Ενισχύσεων 84
6.5 Συμπεράσματα 85
Βιβλιογραφία 86
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: Πίνακας αντιστοίχισης ονοματολογίας Υποστυλωμάτων-Τοιχωμάτων Μελέτης Ανασχεδιασμού με Υφιστάμενης Μελέτης 87
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: Πίνακας κοντών υποστυλωμάτων και κρίσιμου ύψους που εισήχθη στο λογισμικό 89
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ: Πίνακας δεδομένων υφιστάμενων δοκών και αντιστοίχισης ονοματολογίας Μελέτης Ανασχεδιασμού με Υφιστάμενη Μελέτη 91

1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

«Τα παλαιότερα αυτοκίνητα δεν έχουν συστήματα ABS + antispin, τα ακόμη παλαιότερα δεν είχαν αερόσακους κ.ο.κ. Βέβαια, για όλα τα οχήματα μας πρέπει να διενεργείται τακτικός τεχνικός έλεγχος (ΚΤΕΟ)», αναφέρει ο κ. Βασίλης Μπαρδάκης, πρόεδρος του Συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος σε πρόσφατη συνέντευξή του σε ελληνική εφημερίδα. Με αυτήν την παρομοίωση -της επιτακτικής ανάγκης ελέγχου του βασικού μέσου μεταφοράς μας με την επιτακτική ανάγκη για προσεισμικό έλεγχο τον κτηρίων μας- επιλέγω να αρχίσει η παρούσα διπλωματική, θέλοντας εξαρχής να εισάγω και το θέμα της. Στη χώρα μας, η οποία παρουσιάζει την υψηλότερη σεισμική επικινδυνότητα στην Ευρώπη, ο σχεδιασμός και η κατασκευή κτηρίων ικανών να δέχονται με ασφάλεια τις σεισμικές καταπονήσεις, αποτελούσε και αποτελεί βασική προτεραιότητα της Πολιτείας. Η αντισεισμική δόμηση των κτηρίων αποτελεί αναμφισβήτητα τον κύριο και καθοριστικό παράγοντα για την αντιμετώπιση του σεισμικού κινδύνου. Δεδομένου ότι για πρώτη φορά εισήχθησαν οι «αερόσακοι» στα κτήρια το 1959 και τα «συστήματα ABS + antispin» μετά το 1985 δημιουργείται εύλογα το ερώτημα για το πόσο ασφαλή μπορεί να είναι τα κτήρια που κατασκευάστηκαν πριν το 1959 ή ακόμα και πριν το 1985. Το 1985 τέθηκαν οι πρώτες ουσιαστικές βάσεις των αντισεισμικών κατασκευών με τη θέσπιση του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού του 1985 στην Ελλάδα. Ωστόσο, νεότεροι κανονισμοί εξέλιξαν τον ήδη υπάρχοντα. Εύλογα, λοιπόν, δημιουργείται ακόμη ένα ερώτημα: *Τα κτήρια τα οποία μελετήθηκαν με τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό του 1985 πώς ανταποκρίνονται με τα σημερινά επιστημονικά και κανονιστικά δεδομένα;* Επικρατεί η θεώρηση ότι πρόκειται περί ασφαλή δομήματα. *Όμως ο προσεισμικός έλεγχος στα συγκεκριμένα κτήρια τι βαθμό ασφάλειας αποδεικνύει ότι διαθέτουν*; Η επιστημονική κοινότητα σε παγκόσμια κλίμακα αλλά και ειδικότερα στην Ελλάδα έθεσε το θέμα περί αναγκαιότητας θέσπισης ενός κανονιστικού πλαισίου υποχρεωτικής εφαρμογής προσεισμικού ελέγχου του συνόλου των κτηρίων, παρά του ότι μέχρι και σήμερα δεν υπάρχει κανένα υποχρεωτικά διεθνώς θεσπισμένο πλαίσιο. Ακόμη και για τα Δημόσια κτήρια ο προσεισμικός έλεγχος έτυχε μέχρι σήμερα πολύ περιορισμένης εφαρμογής διεθνώς. Η μόνη σοβαρή και (σχετικά) ευρείας κλίμακας επιχείρηση προσεισμικού ελέγχου Δημοσίων κτηρίων είναι αυτή που καθιερώθηκε στις ΗΠΑ το 1994.

1.2 Η στάση της Ελλάδας στον προσεισμικό έλεγχο Δημόσιων Κτηρίων

Στην Ελλάδα, το θέμα του προσεισμικού ελέγχου των Δημόσιας και κοινωφελούς χρήσης Κτηρίων ετέθη το 1997 (λίγο μετά την εφαρμογή του Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού) με την Εγκύκλιο 53 του ΥΠΕΧΩΔΕ με θέμα «Σχεδιασμός Έκτακτης Ανάγκης για κοινωφελή κτήρια σε επίπεδο Νομού». Παράλληλα, τον ίδιο χρόνο, το ΥΠΕΧΩΔΕ ανέθεσε στον ΟΑΣΠ την επεξεργασία σχετικού κανονιστικού πλαισίου. Η εργασία της διαμόρφωσης μιας εφικτής, προσαρμοσμένης στις Ελληνικές συνθήκες και επιστημονικά τεκμηριωμένης πρότασης για τον Προσεισμικό Έλεγχο των Δημοσίων Κτηρίων ανατέθηκε από τον ΟΑΣΠ σε επιστημονική ομάδα, στην οποία συμμετείχαν επιστήμονες από τα μεγαλύτερα πανεπιστημιακά ιδρύματα της χώρας. Η επιστημονική ομάδα που συγκροτήθηκε από τον ΟΑΣΠ, αξιοποιώντας την εμπειρία από την εφαρμογή μεθόδων προσεισμικού ελέγχου σε άλλες χώρες, κυρίως στις ΗΠΑ και λαμβάνοντας υπ' όψη τις συνθήκες δόμησης κτηρίων στη χώρα μας, επεξεργάστηκε και διαμόρφωσε ένα κανονιστικό πλαίσιο αναφοράς για τον προσεισμικό έλεγχο, το οποίο περιλαμβάνει τρία στάδια ελέγχου:

- ✓ Τον Πρωτοβάθμιο προσεισμικό έλεγχο ή Ταχύ Οπτικό Έλεγχο (ΤΟΕ), για την πρώτη καταγραφή και ταχεία αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας των Κτηρίων δημόσιας και κοινωφελούς χρήσης.

- ✓ Τον Δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο για την προσεγγιστική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας με βάση αναλυτικότερους υπολογισμούς και (μη καταστροφικό) έλεγχο ποιότητας των υλικών, για όσα κτήρια προκύψει ανεπαρκής σεισμική ικανότητα με βάση τα αποτελέσματα του ΤΟΕ.
- ✓ Την αναλυτική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας και (ενδεχομένως) σύνταξη μελέτης αποκατάστασης- ενίσχυσης, για όσα κτήρια προκύψει τοπική ή γενική σεισμική ανεπάρκεια από το προηγούμενο στάδιο.

1.3 Ο προσεισμικός έλεγχος στα ελληνικά σχολεία

Για τις ανάγκες της πρώτης φάσης, του πρωτοβάθμιου ελέγχου ή Ταχέως Οπτικού Ελέγχου (Τ.Ο.Ε.), προσαρμόστηκαν τα υπάρχοντα ***Δελτία Προσεισμικού Ελέγχου του ΟΑΣΠ***[(1)]. Τα κριτήρια που λαμβάνονται υπόψη και βαθμολογούνται αφορούν στον δομικό τύπο του κτηρίου (σκυρόδεμα, φέρουσα τοιχοποιία κ.α), τα σεισμολογικά και γεωτεχνικά στοιχεία της περιοχής, θέματα μόρφωσης του φορέα (μαλακός όροφος, μη κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης, οριζόντια ή καθ' ύψος μη κανονικότητα, μεγάλο ύψος, ενδεχόμενο στρέψης, κοντά υποστυλώματα κ.α.) ενώ λαμβάνεται υπόψη η κατάσταση συντήρησης του κτηρίου, ο αριθμός των μαθητών και η διάρκεια χρήσης του κτηρίου (ολοήμερο, νυχτερινό, αίθουσα, ΑΠΧ κ.α.).

Με βάση αυτό τον σχεδιασμό, κατά την περίοδο 2004-2010, πραγματοποιήθηκε σε συνεργασία με τις Πολυτεχνικές σχολές της χώρας, ***ο πρωτοβάθμιος έλεγχος (Τ.Ο.Ε.) σχεδόν σε όλα τα σχολικά κτήρια που κατασκευάστηκαν χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό (προ του 1959)***, ενώ στους Νομούς Ευρυτανίας, Θεσπρωτίας, Λέσβου, Σάμου, Χίου και την πόλη της Καστοριάς ο έλεγχος επεκτάθηκε στα κτήρια που έχουν κατασκευαστεί μέχρι το 1985. Τέλος για τα σχολικά κτήρια στους νομούς Κεφαλονιάς, Ζακύνθου και Λευκάδας, που είναι οι πιο σεισμογενείς περιοχές της χώρας μας, αποφασίσθηκε ο έλεγχος στο σύνολο των σχολικών κτηρίων.

Συνολικά ελέγχθηκαν περίπου 6.100 στατικώς ανεξάρτητα κτήρια. Κατά το στάδιο αυτό δεν ελέγχθηκαν κτήρια ***στον Δήμο Αθηναίων, ο οποίος πραγματοποίησε δικό του ανεξάρτητο πρόγραμμα ελέγχων.***

Από το 2010 και μετά πραγματοποιήθηκαν μόνο σποραδικοί έλεγχοι, κυρίως από μηχανικούς του ΟΣΚ και αργότερα της ΚτΥπ. Παρόλο που έγινε μια αρχική βαθμονόμηση και κατάταξη των κτηρίων που ελέγχθηκαν, δεν πραγματοποιήθηκε ποτέ δευτεροβάθμιος έλεγχος. Σε αυτό συνέβαλε και το γεγονός ότι η Επιστημονική Επιτροπή που είχε συσταθεί, έπαψε να λειτουργεί με αποτέλεσμα να μην αναπτυχθεί ή να προσαρμοστεί στις ανάγκες του προγράμματος κάποια αξιόπιστη επιστημονική μέθοδος για την υλοποίηση του δευτεροβάθμιου ελέγχου**. *Πρόσφατα, σύμφωνα με πληροφορίες, κατατέθηκαν στον Ο.Α.Σ.Π., από Επιτροπές του, κάποιες μέθοδοι δευτεροβάθμιου ελέγχου για κτήρια από σκυρόδεμα και φέρουσα τοιχοποιία, οι οποίες τελούν υπό έγκριση***.

Παραπομπή (1): ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΔΕΛΤΙΟΥ ΠΡΩΤΟΒΑΘΜΙΟΥ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ ΚΤΗΡΙΩΝ

https://www.oasp.gr/userfiles/%CE%94%CE%95%CE%9B%CE%A4%CE%99%CE%9F%20%CE%A0%CE%A1%CE%9F%CE%A3%CE%95%CE%99%CE%A3%CE%9C%CE%99%CE%9A%CE%9F%CE%A5%20%CE%95%CE%9B%CE%95%CE%93%CE%A7%CE%9F%CE%A5%20%CE%9A%CE%A4%CE%99%CE%A1%CE%99%CE%A9%CE%9D%20(5%CE%B7%20%CE%88%CE%BA%CE%B4%CE%BF%CF%83%CE%B7)_%CE%99%CE%9F%CE%A5%CE%9B_20.pdf

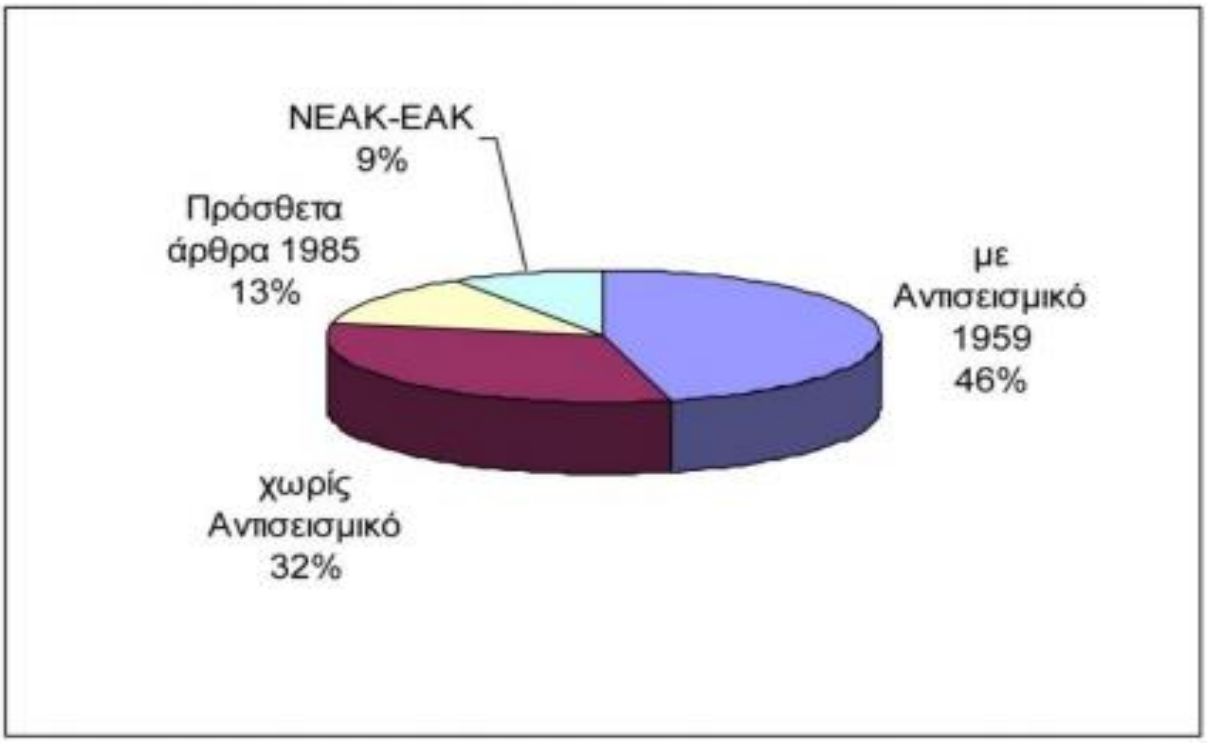
Πρέπει να καταστεί σαφές, ότι ο μόνος ασφαλής τρόπος να εκτιμηθεί η σεισμική επάρκεια ή ανεπάρκεια ενός κτηρίου είναι με τη διενέργεια μελέτης αποτίμησης χρησιμοποιώντας τους σύγχρονους κανονισμούς όπως ο ΚΑΝ.ΕΠΕ (Κανονισμός Επεμβάσεων) για τα κτήρια οπλισμένου σκυροδέματος ή ο υπό έκδοση ΚΑΔΕΤ (Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας) για τα κτήρια από φέρουσα τοιχοποιία. Η διαδικασία απαιτεί την λεπτομερή αποτύπωση του φέροντος οργανισμού του κτηρίου. Η διαδικασία αυτή είναι ιδιαίτερα επίπονη, χρονοβόρα και έχει υψηλό κόστος.

1.4 Ιστορική αναδρομή στους Ελληνικούς Αντισεισμικούς Κανονισμούς

Η Ελλάδα, είναι η χώρα όπου απελευθερώνεται το 50% της συνολικής σεισμικής ενέργειας της Ευρώπης. Εξαιτίας αυτού το σεισμικού δεδομένο είναι απολύτως φυσικό ότι υπήρξαν, υπάρχουν και θα συνεχίζουν να υπάρχουν, σεισμοί ορόσημα για την Ελλάδα. Σεισμοί, οι οποίοι υπογράμμισαν την αναγκαιότητα να θωρακιστούμε και να προετοιμάσουμε τα κτήρια μας όσο το δυνατόν καλύτερα γίνεται. Ενδεικτικά, αναφέρεται ο μεγάλος σεισμός μεγέθους 6,3 Ρίχτερ που σημειώθηκε στην Κόρινθο, τον Απρίλιο του 1928. Σκοτώθηκαν 20 άνθρωποι, καταστράφηκαν σχεδόν 2.000 κτήρια. Η κακή ποιότητα των οικοδομικών υλικών που χρησιμοποιούνταν εκείνη την εποχή ήταν η κύρια αιτία των εκτεταμένων ζημιών. Αυτός ήταν και ο σεισμός ορόσημο, ο οποίος οδήγησε την επιστημονική κοινότητα στη συνειδητοποίηση ότι όχι μόνον η ανοικοδόμηση της περιοχής θα έπρεπε να στηριχτεί σε άλλες βάσεις, αλλά και ότι πλέον οι κατασκευές θα πρέπει να μελετιούνται υπό το πρίσμα ενός θεσμοθετημένου, κανονιστικού πλαισίου που αποσκοπεί στην αντισεισμική προστασία. Έπειτα από αρκετά χρόνια, το 1959, θεσμοθετήθηκε ο πρώτος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959. Από το 1928 έως το 1959 μεσολάβησαν αρκετοί σημαντικοί σεισμοί, οι οποίοι όχι μόνο συντέλεσαν στην συνειδητοποίηση ότι ο Εγκέλαδος είναι εδώ και χτυπά χωρίς προειδοποίηση, αλλά βοήθησαν την επιστημονική κοινότητα να αντιληφθεί πώς αντιδρά η κατασκευή σε έναν μεγάλο σεισμό, πού νοσεί, ποια είναι τα σημεία που πρέπει ο Κανονισμός να συμπεριλάβει ως γενική και υποχρεωτική διάταξη, ώστε τα κτήρια να αντισταθούν σε επόμενους καταστροφικούς σεισμούς και να είναι ασφαλή για τους ενοίκους. Με την πάροδο των χρόνων, την συμβολή της εξέλιξης της τεχνολογίας και των νέων σεισμών (λ.χ. στις 24-2-1981 εκδηλώνεται καταστροφικός σεισμός 6,7R με επίκεντρο στα νησιά Αλκυονίδες του Κορινθιακού κόλπου, με 20 θύματα), που έδιναν στους μηχανικούς νέα στοιχεία για τη συμπεριφορά των κτηρίων, τέθηκε σε ισχύ ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός του 1985. Με τις τροποποιήσεις του 1985 στον ΕΑΚ 1959 έγινε ένα σημαντικό πρώτο βήμα στην βελτίωση της ποιότητας και της αξιοπιστίας του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών. Το επόμενο βήμα αποτελεί η σύνταξη του Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΝΕΑΚ) το 1992 (ΦΕΚ 613Β/12-10-1992), λαμβάνοντας υπ' όψη και τις μέχρι τότε διεθνείς εξελίξεις. Ο ΝΕΑΚ τέθηκε σε υποχρεωτική εφαρμογή το 1995 και σε συνδυασμό με τον ΝΕΚΟΣ που είχε ήδη τεθεί σε εφαρμογή το 1991, βελτίωσαν καθοριστικά τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών. Ο σεισμός της Πάρνηθας, στις 7-9-1999, επίσπευσε την αναθεώρηση του ΝΕΑΚ, ο οποίος εφαρμόσθηκε αυτούσιος επί σχεδόν 5 χρόνια. Το 1999 ο ΝΕΑΚ αναθεωρήθηκε (χωρίς αλλαγή της φιλοσοφίας του), ώστε να γίνει πλήρως συμβατός με τους Ευρωκώδικες EC7 και EC8 . Η αναθεωρημένη μορφή του ΝΕΑΚ είναι γνωστή ως ΕΑΚ2000 (ΦΕΚ 2184 Β'/20-12-1999), τέθηκε σε υποχρεωτική εφαρμογή το 2001 και ισχύει μέχρι σήμερα (με τις εν τω μεταξύ ενημερώσεις του). Η παραπάνω πορεία οδήγησε στο ισχύον πλαίσιο Ελληνικών Κανονισμών για τον σχεδιασμό αντισεισμικών κατασκευών (ΕΚΟΣ 2000, ΕΑΚ 2000, Ευρωκώδικες), το οποίο είναι από τα πλέον σύγχρονα παγκοσμίως. Τα κτήρια που σχεδιάσθηκαν με τους μετά το 1985 και 1995 αντισεισμικούς κανονισμούς, κατά κανόνα υπερτερούν σημαντικά ως προς την αντισεισμική τους ασφάλεια, σε σχέση με τα παλαιότερα κτήρια. Την τελευταία 20ετία, αυτή η αντιμετώπιση άλλαξε ριζικά

Τι γίνεται όμως με τα κτήρια τα οποία πληρούσαν τα κανονιστικά πλαίσια της εποχής τους και σήμερα πρέπει να αξιολογούνται με άλλα δεδομένα, ώστε να ανταποκρίνονται στις απαιτήσεις της εποχής;

Εικόνα 1.1: Στατιστικά δεδομένα Κατασκευής-Χρονολογίας Κατασκευής

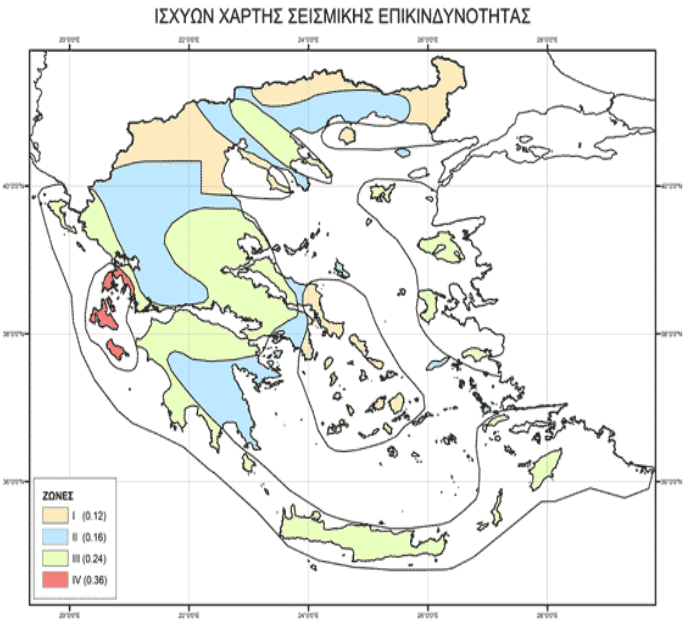


Εικόνα 1.2:Γράφημα εκτίμησης ποσοστού των υφισταμένων κτηρίων στην Ελλάδα, ανά αντισεισμικό κανονισμό εφαρμογής (χρόνος αναφοράς: Ιούνιος 2004).

1.5 Η αναθεώρηση του χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας των περιοχών της Ελλάδας

Ακόμη και αν μια κατασκευή έχει μελετηθεί με έναν Αντισεισμικό Κανονισμό με ικανοποιητικές διατάξεις, όπως π.χ. ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1985, με τον οποίο μελετάται το κτήριο της παρούσας διπλωματικής, η αλλαγή της κατάταξης των κτηρίων εξαιτίας της σεισμικής τους επικινδυνότητας, αλλαγή η οποία τέθηκε σε ισχύ το 2004, δημιουργεί την ανάγκη προσεισμικού ελέγχου σε νεότερες κατασκευές, οι οποίες ναι μεν έχουν λάβει υπόψιν την συμπεριφορά το σεισμού , στον βαθμό που αυτή η συμπεριφορά ήταν γνωστή εκείνη την εποχή, αλλά ερχόμενοι στο σήμερα ο σεισμός με τον οποίο θα έπρεπε να έχουν σχεδιασθεί – και άρα να ικανοποιούν- έχει αυξηθεί. Ο πρώτος χάρτης ετέθη σε ισχύ το 1995 και βασίζεται σε στοιχεία της περιόδου 1986 – 89. Οι σημαντικότερες διαφορές ανάμεσα στον πρώτο και στον Νέο Χάρτη (τίθεται σε ισχύ από την 1η/1/2004) είναι:

- ✓ Κατάργηση της «χαμηλής ζώνης» (όπου προβλεπόταν εδαφική επιτάχυνση 0,12g και η χώρα χωρίζεται πλέον σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (0,16g , 0,24g και 0,36 g). Η υπαγωγή μιας περιοχής σε μία εκ των τριών ζωνών, πρακτικά σημαίνει διαφορές στη σεισμική δράση σε ποσοστό 33% – 50%. Πρακτικά, ο σεισμικός κίνδυνος της δεύτερης ζώνης (0,24g) είναι μέχρι και 50% υψηλότερος από την πρώτη ζώνη (0,16g).
- ✓ Περιοχές που ανήκαν στην πρώτη – κατώτατη ζώνη, περνούν στη νέα κατώτερη ζώνη (0,16g). Με αυτόν τον τρόπο, σημαντικός αριθμός δήμων της Αττικής περνούν σε ανώτερη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας (δήμοι Μαραθώνος, Ραφήνας, Σπάτων, Καλυβίων, Κουβαρά, Κερατέας, Αναβύσσου, Σαρωνίδας, Λαυρεωτικής).
- ✓ Στην Αττική, δήμοι και κοινότητες που δοκιμάστηκαν από τον τελευταίο σεισμό της Πάρνηθας ***(βλ. Δήμο Αχαρνών, στο οποίο ανήκει το σχολείο που μελετάται στην παρούσα διπλωματική)*** μεταπίπτουν από τη ζώνη σεισμικού κινδύνου 0,16g στη «μεσαία» ζώνη κινδύνου 0,24g



Εικόνα 0-1.3: Παλαιός-Ισχύων έως το 2004 Χάρτης Σεισμικής Επικινδυνότητας

Εικόνα 1.4: Νέος-Ισχύων έως σήμερα Χάρτης Σεισμικής Επικινδυνότητας

1.6 Οι μετά το 1985 κατασκευές στην Ελλάδα

Όπως προαναφέρθηκε ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1985, προέκυψε ως μια αναθεώρηση του ήδη ισχύοντος Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 . Οι Πρόσθετες Διατάξεις που ενσωματώθηκαν σε αυτόν, έθεσαν τις πρώτες βάσεις για ουσιαστική αντισεισμική προστασία. Σύμφωνα με αυτές:

- ✓ Στα κτήρια με περισσότερους από 3 ορόφους, η ανάλυση του φέροντος οργανισμού επιβάλλεται να γίνεται με το μοντέλο του "πολυώροφου πλαισίου".
- ✓ Επιβάλλεται "άνω τριγωνική κατανομή" των οριζοντίων σεισμικών φορτίων.
- ✓ Εισάγεται ο "συντελεστής σπουδαιότητας " κτηρίου ως πολλαπλασιαστής του σεισμικού συντελεστή ε_o.
- ✓ Επιβάλλεται έλεγχος των οριζόντιων μετακινήσεων λόγω σεισμού. Σε περίπτωση υπέρβασης των ορίων, απαιτείται Ικανοτικός έλεγχος.
- ✓ Θεσπίζεται πληθώρα ελέγχων και κατασκευαστικών συστάσεων σε δομικά στοιχεία Ο.Σ., κόμβους πλαισίων και τοιχοπληρώσεις, για την εξασφάλιση επαρκούς πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές του Φ.Ο.
- ✓ Σε συνδυασμό με την είσοδο στην καθημερινή μελετητική πρακτική του Η/Υ και των προγραμμάτων στατικής ανάλυσης στο χώρο, έθεσαν τέλος στο πρόβλημα της ανεπαρκούς προσομοίωσης και των προσεγγιστικών μεθόδων ανάλυσης πολυώροφων κτηρίων για τη σεισμική δράση.

Συνεπώς, σύμφωνα με όλα τα παραπάνω, οι Πρόσθετες Διατάξεις εισήγαγαν για πρώτη φορά όλα σχεδόν τα κύρια χαρακτηριστικά των σύγχρονων Κανονισμών, όπως τον Ικανοτικό Σχεδιασμό υποστυλωμάτων σε κάμψη, την κατασκευαστική διαμόρφωση και τις λεπτομέρειες όπλισης μελών για λόγους τοπικής πλαστιμότητας, τον έλεγχο των βλαβών στον οργανισμό πλήρωσης , τον υπολογισμό επιρροών 2ας τάξεως, κλπ. Ως τελικό αποτέλεσμα, η σεισμική τρωτότητα των κτηρίων Οπλισμένου Σκυροδέματος που σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν μετά το 1985 είναι, κατά μέσο όρο, πολύ μικρότερη.

1.7 Συμπεράσματα

Συμπερασματικά, οι παράγοντες που δημιουργούν την ανάγκη προσεισμικού ελέγχου ποικίλουν. Ένα μεγάλο πλήθος κατασκευών ξεπερνούν τον συμβατικό χρόνο ζωής τους, άλλες κατασκευές αποδεικνύεται ότι το περιβάλλον τους είναι διαβρωτικό και χρήζουν άμεσου ανασχεδιασμού. Ακόμη, οι σεισμικές απαιτήσεις που επιβάλλουν οι νεότεροι Αντισεισμικοί Κανονισμοί αυξάνονται, καθώς προστίθενται νέα δεδομένα στην Αντισεισμική Τεχνολογία. Υπάρχουν, άρα, πολλές περιπτώσεις που κρίνεται επιτακτική η Μελέτη Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού μιας κατασκευής ώστε να αποτελεί ένα ασφαλές δόμημα. Ιδιαίτερα όταν η Κατηγορία Σπουδαιότητας του κτηρίου είναι υψηλή, όπως στο υπό μελέτη κτήριο, που είναι σχολείο ο προσεισμικός έλεγχος είναι το απαραίτητο πρώτο βήμα, ώστε να εκτιμηθεί η στατική του επάρκεια και αναλόγως το αποτέλεσμα η επιλογή της καλύτερης στρατηγικής επέμβασης, ανάλογα με την σεισμική απαίτηση και την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας. Σύμφωνα με τα παραπάνω δεδομένα, προκύπτει ότι η σημαντικότερη τρωτότητα εντοπίζεται σε κατασκευές που έχουν σχεδιαστεί με Κανονισμούς προ του 1985. Ωστόσο εξαιτίας της εξέλιξης των επιστημονικών δεδομένων, μέσα από συνεχή έρευνα της επιστημονικής κοινότητας, καθώς και πληθώρας δεδομένων που προέκυψαν από πολλούς και σημαντικούς σεισμούς κρίνεται επιτακτικός ο προσεισμικός έλεγχος ακόμη και νεότερων κατασκευών γεγονός που αποδεικνύεται με την αλλαγή του χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας της χώρας το 2004, ενώ ο τότε Νέος Αντισεισμικός Κανονισμός του 1995 ήταν ένας αξιόλογος Κανονισμός που περιείχε διατάξεις αυξημένης Αντισεισμικής Τεχνολογίας και οδηγούσε σε ασφαλείς κατασκευές.

2. Βασικές έννοιες – Κριτήρια – Διατάξεις ΚΑΝ.ΕΠΕ.

2.1 Γενικά

Η παρούσα διπλωματική μελετά το υφιστάμενο δόμημα σύμφωνα με τη 2η αναθεώρηση του Κανονισμού επεμβάσεων 2017 (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2012).Σκοπός του Κανονισμού είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων δομημάτων και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους, καθώς και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις. Σύμφωνα με τις διατάξεις υποχρεωτικής συρραφής θα πρέπει να ικανοποιούνται συγκεκριμένα κριτήρια αποτίμησης και ανασχεδιασμού. Ο Κανονισμός επιβάλλει υποχρεωτικά την ικανοποίηση της ελάχιστης φέρουσας ικανότητας -η οποία ποικίλλει αναλόγως της χρήσης του δομήματος, του είδους ,του χρόνου κατασκευής και των ισχύοντων κανονισμών- προτείνει μεθόδους ενίσχυσης και συσχετίζει το κανονιστικό του πλαίσιο με τους άλλους κανονισμούς που ισχύουν (όπως π.χ. Ευρωκώδικας 8). Ο Καν.Επε. δεν περιορίζει τον Μελετητή Μηχανικό να χρησιμοποιήσει ακριβέστερες μεθόδους ανάλυσης, υπό την προϋπόθεση ότι ικανοποιούνται οι στάθμες ασφαλείας που επιβάλλει ο ίδιος και - σε κάθε περίπτωση - υπόκεινται στην έγκριση χρήσης τους από την αρμόδια Δημόσια Αρχή. Παρακάτω θα γίνει εκτενής αναφορά σε βασικές αρχές και κριτήρια του Κανονισμού, όπως π.χ. οι στάθμες επιτελεστικότητας και οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού, οι στάθμες αξιοπιστίας των δεδομένων (και η επιρροή τους), οι προβλέψεις για τον καθολικό δείκτη συμπεριφοράς q κ.α.

2.1.1 Δομήματα με ή χωρίς βλάβες

Ο Κανονισμός καλύπτει τον έλεγχο, την αποτίμηση και την αναβάθμιση του επιπέδου ασφαλείας ενός υφιστάμενου δομήματος ασχέτως εάν παρουσιάζει ή όχι εμφανείς βλάβες. Ένα κτήριο χωρίς εμφανείς βλάβες μπορεί να χρήζει αποτίμησης-ενίσχυσης για διάφορους λόγους. Ενδεικτικά αναφέρεται η ανάγκη λόγω αλλαγής χρήσεως, η αύξηση της σεισμικής διακινδύνευσης στην περιοχή που βρίσκεται το δόμημα, η επιθυμία του Κύριου του Έργου το υφιστάμενο κτήριο να ικανοποιεί τον ισχύοντα Κανονισμό κ.α. Αντίθετα, ο Κανονισμός για ένα κτήριο με βλάβες καλύπτει τον έλεγχο, τις βασικές αρχές, τα κριτήρια αξιολόγησης όλων των παθολογικών βλαβών όμως μεθόδους επισκευής προτείνονται μόνον για τις συνηθέστερες περιπτώσεις. Σε εξειδικευμένες περιπτώσεις ο Κανονισμός χρησιμοποιείται συνδυαστικά με συμπληρωματικές διατάξεις ή/και ειδικούς Κανονισμούς. Πάντως, η διάκριση του κτηρίου ανάλογα των βλαβών που παρουσιάζει κρίνεται απαραίτητη, καθώς η διαδικασία της αποτίμησης διαφοροποιείται ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι βλαβών στο προς αποτίμηση κτήριο. Στην περίπτωση που δεν υπάρχουν βλάβες, το αποτέλεσμα της αποτίμησης, ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, θα οδηγήσει στην απόφαση για ενίσχυση ή όχι του δομήματος. Στην περίπτωση που ήδη υπάρχουν βλάβες, η διαδικασία αποτίμησης έχει δύο σκέλη.

2.2 Στάδια εφαρμογής πριν την αποτίμηση υφιστάμενου δομήματος

Αποτίμηση είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς του και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελαχίστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς.

Πριν το πρώτο καταληκτικό στάδιο της μελέτης, δηλαδή το στάδιο της αποτίμησης πρέπει να έχουν προηγηθεί τα παρακάτω βήματα:

Σχήμα 2.1:

2.2.1 Συλλογή στοιχείων - διερευνητικές ενέργειες - ιστορικό κατασκευής-καταγραφή βλαβών

Πριν από οποιαδήποτε ενέργεια αποτίμησης- επέμβασης γίνεται όσο το δυνατόν πιο λεπτομερής συλλογή και τεκμηρίωση των στοιχειών του υφιστάμενου κτηρίου. Τα στοιχεία αφορούν την αποτύπωση του έργου και της κατάστασής του, τη σύνταξη του ιστορικού του δομήματος και την καταγραφή βλαβών. Στο πρώτο στάδιο ο μελετητής Μηχανικός αναζητεί τα στοιχεία του έργου. Απαραίτητα στοιχεία είναι τα κατασκευαστικά σχέδια, η μελέτη εφαρμογής, οι λεπτομέρειες όπλισης, αγκυρώσεων και αναμονών, ποιότητες υλικών, ποιοτικός έλεγχος υλικών στη φάση κατασκευής. Υπό την ύπαρξη και απόδειξη της εφαρμογής των παραπάνω, ο μελετητής μπορεί να βασιστεί στα υπάρχοντα στοιχεία προκειμένου να προχωρήσει στη μελέτη επέμβασης. Διαφορετικά, θα πρέπει πρώτα να αποτυπώσει το υπό μελέτη κτήριο, με όποιους κινδύνους αξιοπιστίας δεδομένων εγκυμονεί η επιτόπου αποτύπωση, ιδίως των αφανών στοιχείων(π.χ. θεμελίωση , οπλισμοί κ.α.). Αυτό το στάδιο είναι πολύ σημαντικό, διότι όσο περισσότερα στοιχεία έχει στην κατοχή του, τόσο ακριβέστερη θα είναι η ανάλυση και η αποτίμηση -άρα και η επέμβαση- του κτηρίου. Στη συνέχεια, ο μελετητής οφείλει να προγραμματίσει και να επιβλέψει μια σειρά ερευνητικών εργασιών, ώστε να τεκμηριώσει και να αιτιολογήσει τις παραδοχές στις οποίες θα βασιστεί η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής. Έπειτα, γίνεται η καταγραφή των τυχόν βλαβών ή φθορών, καθώς η ύπαρξη τους επηρεάζει τη μελέτης της επέμβασης. Επιγραμματικά, οι παραπάνω προκαταρκτικές διαδικασίες ακολουθούν τα παρακάτω βήματα:

Συλλογή δεδομένων:

- ✓ Διασταύρωση και βαθμονόμηση δεδομένων, όπου είναι εφικτό.
- ✓ Επιτόπου ερευνητικές εργασίες.
- ✓ Αξιολόγηση της αξιοπιστίας δεδομένων.

Διερευνητικές εργασίες:

- ✓ Αποτύπωση αφανών στοιχείων.
- ✓ Εξακρίβωση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών. (Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος, θλιπτική αντοχή σκυροδέματος, όριο διαρροής χάλυβα οπλισμού, κ.α.)
- ✓ Εδαφοτεχνική μελέτη.
- ✓ Άλλους παράγοντες (το φυσικό περιβάλλον, η γειτονία άλλων δομημάτων ή υπόγειων έργων, η λειτουργία μηχανημάτων κλπ)

Σ’ αυτό το σημείο θα πρέπει να γίνει διαχωρισμός βάσει της διαθεσιμότητάς της μελέτης που έχει εφαρμοστεί στο υφιστάμενο δόμημα, καθώς η ύπαρξή της αφαιρεί σημαντικές διερευνητικές εργασίες. Αντιθέτως, όταν η μελέτη και τα κατασκευαστικά σχέδια δεν υπάρχουν, απαιτούνται πρόσθετες εργασίες για την όσο το δυνατόν πιο λεπτομερή αποτύπωση του δομήματος.

Αν έχει διατεθεί η μελέτη που έχει εφαρμοστεί τότε:

- ✓ Γίνεται δειγματοληπτικός έλεγχος/επιβεβαίωση της εφαρμογής των σχεδίων.
- ✓ Για οπλισμούς και λεπτομέρειες όπλισης γίνονται τρεις (3) τουλάχιστον διερευνητικές τομές ανά κατηγορία εξεταζόμενου στοιχείου.
- ✓ Δίνεται έμφαση σε αγκυρώσεις, της κρίσιμες περιοχές και της λεπτομέρειες συνδετήρων.

Αν δε διατίθενται σχέδια ή με σημαντικές αποκλίσεις από την εγκεκριμένη μελέτη:

- ✓ Γίνεται διερεύνηση ικανή σε έκταση να δώσει αξιόπιστες πληροφορίες.
- ✓ Γίνεται μέτρηση των διαστάσεων όλων των μελών του φέροντος οργανισμού, ίσως δε και των τοιχοπληρώσεων
- ✓ Είναι πρακτικώς αδύνατος ο προσδιορισμός των οπλισμών σε της της θέσεις, γι' αυτό γίνεται επιλογή των σημείων ελέγχου, ανάλογα με τη σημασία κάθε στοιχείου για την αντισεισμική ικανότητα του κτηρίου.
- ✓ Η γνώση των συνθηκών και των συνηθειών που επικρατούσαν την εποχή της κατασκευής, μπορεί να περιορίσει της διερευνητικές εργασίες και να αυξήσει την αξιοπιστία της.

Ιστορικό:

- ✓ Της φάσεις κατασκευής.
- ✓ Μεταγενέστερες επεμβάσεις ή αλλαγές χρήσης, φορτίων κλπ.
- ✓ Εμφάνιση βλαβών ή φθορών κατά το παρελθόν και τρόπος αποκατάστασής τους
- ✓ Έκτακτες δράσεις (σεισμοί, πυρκαγιά, πρόσκρουση κλπ.)

Καταγραφή βλαβών:

- ✓ Αν δεν υπάρχουν βλάβες:

  Το αποτέλεσμα της ενίσχυσης, ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, θα οδηγήσει στην απόφαση της ενίσχυσης ή όχι του δομήματος.

- ✓ Αν υπάρχουν βλάβες, η διαδικασία αποτίμησης έχει δύο σκέλη:

  i. Αποτιμάται πρώτα το δόμημα ως έχει, με συνεκτίμηση των βλαβών. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για επέμβαση (επισκευή ή/και ενίσχυση) ή όχι.

  ii. Σε περίπτωση που απαιτείται επέμβαση, αποτιμάται το δόμημα στην προ βλαβών κατάσταση, δηλαδή με την παραδοχή ότι απλώς θα αποκατασταθούν οι βλάβες. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για απλή μόνο επισκευή ή για επισκευή και ενίσχυση.

2.2.2 Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων

Με βάση τα στοιχεία που έχουν συλλεχθεί , το ιστορικό της κατασκευής, την καταγραφή των βλαβών και τις διερευνητικές εργασίες στις οποίες έχει προχωρήσει ο Μελετητής Μηχανικός γίνεται και η κατάταξη στην ανάλογη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων.

Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) που αφορούν δράσεις ή αντιστάσεις, εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφισταμένου κτηρίου και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Η Σ.Α.Δ. δεν είναι αναγκαστικώς ενιαία για ολόκληρο το κτήριο. Προσδιορίζονται οι επιμέρους Σ.Α.Δ. για της διάφορες επιμέρους κατηγορίες πληροφοριών και για την επιλογή της μεθόδου ανάλυσης -για την οποία θα γίνει λόγος παρακάτω- επιλέγεται η δυσμενέστερη. Η έννοια της Σ.Α.Δ. εφαρμόζεται και για την πληρότητα της αποτύπωσης του φέροντος οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων, ιδίως της περιπτώσεις αφανών στοιχείων. Οι επιπτώσεις της αβεβαιότητας μπορεί να ληφθούν υπόψη της δράσεις ή της αντιστάσεις κατά περίπτωση (π.χ. αβεβαιότητα στο πάχος της επικάλυψης της πλάκας θα ληφθεί υπόψη της δράσεις, αβεβαιότητα στο πάχος της της της πλάκας θα ληφθεί υπόψη κυρίως της αντιστάσεις).

Διακρίνονται τρείς Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων:

i. «Ανεκτή»
ii. «Υψηλή»
iii. «Ικανοποιητική»

Οι προηγούμενες Σ.Α.Δ. αντιστοιχούν στα Επίπεδα Γνώσης (ΕΓ ή KL) 1 έως 3 (περιορισμένη, κανονική, πλήρης) του ΕΚ 8-3 (§ 3.3).

Ανάλογα με τη Σ.Α.Δ.:

- ✓ Επιλέγεται γενικώς κατάλληλη μέθοδος ανάλυσης και επανελέγχου.
- ✓ Επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γf για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές, σε συνδυασμό με της κατάλληλους γsd
- ✓ Επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γm για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών, σε συνδυασμό με της κατάλληλους γrd.

Πίνακας 2.1: 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 αποδεδειγμένα 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)	✓	✓		✓	✓		✓	✓	

Σε ό,τι αφορά τα γεωμετρικά δεδομένα του δομήματος, η Σ.Α.Δ. εξαρτάται από την προέλευση του δεδομένου και διαφοροποιείται κατά περίπτωση, σύμφωνα με όσα αναφέρονται στον παραπάνω Πίνακα.

Ως γεωμετρικά δεδομένα θεωρούνται:

- ✓ Το είδος και η γεωμετρία του φορέα της θεμελίωσης,
- ✓ Το είδος και η γεωμετρία του φορέα της ανωδομής,
- ✓ Το είδος και η γεωμετρία των τοιχοπληρώσεων,
- ✓ Οι επιστρώσεις, επενδύσεις, κ.λπ.,
- ✓ Η όπλιση

2.2.3 Στάθμες επιτελεστικότητας

Η στάθμη επιτελεστικότητας είναι ουσιαστικά η επιθυμητή συμπεριφορά του δομήματος υπό δεδομένο σεισμό σχεδιασμού.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται συναρτήσει του βαθμού βλάβης ως εξής, ειδικώς για τις ανάγκες του ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

α. «Περιορισμένες βλάβες» (Α) : Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.

β. «Σημαντικές βλάβες» (Β): Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης.

γ. «Οιονεί κατάρρευση» (Γ): Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμούς μέτριας έντασης.

2.2.4 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού

Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτηρίου» (σεισμός σχεδιασμού).

Στον πίνακα 2.2 παρουσιάζονται οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού, συναρτήσει της πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης:

Πίνακας 2.2: Ελάχιστοι ανεχτοί στόχοι συναρτήσει πιθανότητας υπέρβασης σεισμού

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

Στον πίνακα 2.3 ορίζονται οι ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού, συναρτήσει της κατηγορίας σπουδαιότητας του υφιστάμενου δομήματος:

Πίνακας 2.3: Ελάχιστοι ανεχτοί στόχοι συναρτήσει κατηγορίας σπουδαιότητας

Κατηγορία Σπουδαιότητας	**Στόχοι**
I	Γ2
II	Γ1
III	B1
IV	B1 και A2 (Ικανοποίηση και των δύο στόχων)

Σε κάθε περίπτωση να θεωρηθεί ότι ισχύει A1>A2, B1>B2, Γ1>Γ2, A1>B1>Γ1 και A2>B2>Γ2

Πίνακας 2.4: Κατηγορίες Σπουδαιότητας

Κατηγορία Σπουδαιότητας	**Κτίρια**
I	**Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, <u>όπως</u>:** αγροτικά οικήματα και αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα, στάβλοι, βουστάσια, χοιροστάσια, ορνιθοτροφεία, κλπ.
II	**Συνήθη κτίρια, <u>όπως</u>:** κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά - βιοτεχνικά κτίρια, ξενοδοχεία (τα οποία δεν περιλαμβάνουν χώρους συνεδρίων), ξενώνες, οικοτροφεία, χώροι εκθέσεων, χώροι εστιάσεως και ψυχαγωγίας (ζαχαροπλαστεία, καφενεία, μπόουλινγκ, μπιλιάρδου, ηλεκτρονικών παιχνιδιών, εστιατόρια, μπαρ, κλπ), τράπεζες, ιατρεία, αγορές, υπεραγορές, εμπορικά κέντρα, καταστήματα, φαρμακεία, κουρεία, κομμωτήρια, ινστιτούτα γυμναστικής, βιβλιοθήκες, εργοστάσια, συνεργεία συντήρησης και επισκευής αυτοκινήτων, βαφεία, ξυλουργεία, εργαστήρια ερευνών, παρασκευαστήρια τροφίμων, καθαριστήρια, κέντρα μηχανογράφησης, αποθήκες, κτίρια στάθμευσης αυτοκινήτων, πρατήρια υγρών καυσίμων, ανεμογεννήτριες, γραφεία δημοσίων υπηρεσιών και τοπικής αυτοδιοίκησης που δεν εμπίπτουν στην κατηγορία IV, κλπ.
III	**Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτίρια δημόσιων συναθροίσεων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου, <u>όπως</u>:** αίθουσες αεροδρομίων, χώροι συνεδρίων, κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, εκπαιδευτικά κτίρια, αίθουσες διδασκαλίας, φροντιστήρια, νηπιαγωγεία, χώροι συναυλιών, αίθουσες δικαστηρίων, ναοί, χώροι αθλητικών συγκεντρώσεων, θέατρα, κινηματογράφοι, κέντρα διασκέδασης, αίθουσες αναμονής επιβατών, ψυχιατρεία, ιδρύματα ατόμων με ειδικές ανάγκες, ιδρύματα χρονίως πασχόντων, οίκοι ευγηρίας, βρεφοκομεία, βρεφικοί σταθμοί, παιδικοί σταθμοί, παιδότοποι, αναμορφωτήρια, φυλακές, εγκαταστάσεις καθαρισμού νερού και αποβλήτων, κλπ.
IV	**Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, <u>όπως</u>:** κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές, αγροτικά ιατρεία, υγειονομικοί σταθμοί, κέντρα υγείας, διυλιστήρια, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, πυροσβεστικοί και αστυνομικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών για την αντιμετώπιση έκτακτων αναγκών από σεισμό. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας, <u>όπως</u>: **μουσεία, αποθήκες μουσείων, κλπ.**

Σχόλια του ΚΑΝ.ΕΠΕ. περί στόχων αποτίμησης ή/και ανασχεδιασμού:

- ✓ Σε κάθε περίπτωση, ο στόχος επανελέγχου (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) επιλέγεται από τον κύριο του έργου, ο οποίος δεν μπορεί να είναι χαμηλότερος από τον ελάχιστο ανεκτό.
- ✓ Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού δεν είναι κατ' ανάγκη ίδιοι. Οι στόχοι ανασχεδιασμού ενδέχεται να είναι υψηλότεροι από τους στόχους αποτίμησης.
- ✓ Η επιλογή ενός συγκεκριμένου στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού συνεπάγεται τη χρήση κατάλληλα τροποποιημένων δεικτών q ή m, ή ανεκτών παραμορφώσεων δd, οι τιμές των οποίων καθορίζονται στη συνέχεια.
- ✓ Κατά τον ορισμό των στόχων πρέπει να λαμβάνονται υπόψη (μεταξύ άλλων) τα ακόλουθα κριτήρια:

i. Κοινωνική σπουδαιότητα του κτηρίου (π.χ. προσωρινή κατασκευή, συνήθεις κατοικίες, χώροι συγκέντρωσης κοινού, χώροι διαχειρισμού εκτάκτων αναγκών, εγκαταστάσεις υψηλού κινδύνου).

ii. Διαθέσιμα οικονομικά μέσα του υπόψη κοινωνικού συνόλου κατά τη δεδομένη περίοδο.

- ✓ Οι στόχοι αναφέρονται αποκλειστικά και μόνο στο φέροντα οργανισμό, δηλαδή το σύστημα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων. Δεν προβλέπονται στόχοι για το μη-φέροντα οργανισμό ο οποίος δε συμμετέχει στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων.

Το υπό μελέτη κτήριο της παρούσας διπλωματικής είναι ένα σχολείο και υπάγεται στην κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙΙ. Σ' αυτήν την κατηγορία ανήκουν κτήρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτήρια δημόσιων συναθροίσεων και γενικώς κτήρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Άρα, ο ελάχιστον ανεκτός στόχος είναι ο Β1, δηλαδή για έναν σεισμό σχεδιασμού σε ένα δόμημα με συμβατικό χρόνο ζωής τα 50 έτη με πιθανότητα υπέρβασης P=10%, θα πρέπει να ικανοποιείται το λιγότερο η στάθμη «Προστασία Ζωής». Αυτή η πιθανότητα υπέρβασης αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς T=475 έτη. Συνίσταται να ικανοποιείται και ο στόχος Α2, δηλαδή για έναν σεισμό σχεδιασμού σε ένα δόμημα με συμβατικό χρόνο ζωής τα 50 έτη με πιθανότητα υπέρβασης P=50%, θα πρέπει να ικανοποιείται η στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση».

2.2.5 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία

Η διάκριση των επιμέρους μελών της κατασκευής σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία βασίζεται στο κατά πόσο σημαντική είναι η συνεισφορά τους στην παραλαβή των σεισμικών.

Ως κύρια (ή πρωτεύοντα) μέλη χαρακτηρίζονται όλα τα κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια του δομήματος υπό σεισμικά φορτία. Όσον αφορά τα δευτερεύοντα μέλη η δυσκαμψία και η αντοχή τους στις σεισμικές δράσεις αγνοείται, ενώ διατηρούν την ικανότητα ανάληψης των κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας. Πιο συγκεκριμένα ως δευτερεύοντα μέλη μπορούν να χαρακτηριστούν τα εξής:

- ✓ Υφιστάμενα υποστυλώματα και δοκοί, των οποίων η συνεισφορά στην αντίσταση έναντι σεισμού κρίνεται χαμηλή λόγω π.χ. βλάβης ή είναι αναξιόπιστη λόγω αβεβαιότητας σχετικά με τον τρόπο δόμησης.
- ✓ Φυτευτά υποστυλώματα.
- ✓ Δοκοί σύζευξης και γενικά δοκοί μικρού μήκους που συμβάλλουν σε τοιχώματα, αλλά δεν είναι οπλισμένες κατάλληλα.
- ✓ Όλος ο υφιστάμενος φορέας μπορεί να χαρακτηριστεί ως δευτερεύον εφόσον προβλέπεται ότι νέοι φορείς (τοιχώματα, μεταλλικοί σύνδεσμοι κ.α.) θα αναλάβουν το σύνολο της σεισμικής δράσης.

Τόσο τα κύρια όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία μιας κατασκευής ελέγχονται με βάση τις δυνάμεις και παραμορφώσεις λόγω σεισμικών δυνάμεων και μετακινήσεων.

- ✓ Γενικά, η διάκριση των φερόντων στοιχείων σε κύρια και δευτερεύοντα έχει επίδραση στους συντελεστές ασφαλείας υλικών για έλεγχο σε όρους δυνάμεων. Συγκεκριμένα, για δευτερεύοντα μέλη η αντοχή προσδιορίζεται κατά περίπτωση από τις μέσες ή τις χαρακτηριστικές τιμές χωρίς διαίρεση με συντελεστές ασφαλείας γc, γs. Το αποτέλεσμα είναι οι αντοχές των υλικών και κατ' επέκταση και οι αντιστάσεις (τέμνουσα) να προκύπτει μεγαλύτερη στα δευτερεύοντα μέλη απ' ότι στα πρωτεύοντα.
- ✓ Για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων η διάκριση σε κύρια και δευτερεύοντα μέλη αφορά μόνο τις στάθμες επιτελεστικότητας Β- Σημαντικών Βλαβών (SD) και Γ– Οιονεί κατάρρευση (NC). Στις δυο αυτές στάθμες για τα δευτερεύοντα μέλη ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας, επιτρέπεται, δηλαδή, να υποστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις και βλάβες απ' ότι τα πρωτεύοντα στοιχεία). Για έλεγχο στην στάθμη Α – Περιορισμός βλαβών (DL) τα κριτήρια επιτελεστικότητας για κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία ταυτίζονται.

Σε αυτό το σημείο πρέπει να επισημανθεί το γεγονός πως η τοιχοποιία δε θεωρείται δευτερεύον στοιχείο και η εκτίμηση της επίδρασης της στην απόκριση της κατασκευής θα πρέπει να εκτιμηθεί από το μελετητή μηχανικό και να ληφθεί υπόψη σε περίπτωση που είναι δυσμενής. Επίσης, ο χαρακτηρισμός κάποιων στοιχείων ως δευτερευόντων σεισμικών μελών δε θα πρέπει να μεταβάλει την ταξινόμηση του φορέα από μη-κανονικό σε όψη και κάτοψη σε κανονικό σε όψη και κάτοψη.

2.2.6 Τοιχοποιίες πλήρωσης

Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνεκτιμώνται υποχρεωτικώς στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο. Οι υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις, συνήθεις και άοπλες, ελέγχονται σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων και λαμβάνονται (ενδεχομένως) υπόψη μόνον στις στάθμες επιτελεστικότητας Α ή Β (κατά το Κεφ. 9). Για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ, δεν συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα (και κατ' ακολουθίαν δεν ελέγχονται).

Από την υποχρέωση αυτή εξαιρούνται κτήρια για τα οποία ανεξαρτήτως εφαρμοσθέντος κανονισμού ικανοποιούν τις προϋποθέσεις της §5.1.2 του Ευρωκώδικα 8-1 για κατάταξη στην κατηγορία των διπλών συστημάτων που είναι ισοδύναμα προς σύστημα τοιχωμάτων ή των συστημάτων τοιχωμάτων. Κατά τον ΕΚ8, αν το κτήριο έχει επαρκή τοιχώματα κατά ΕΚ8 (≥50% τέμνουσας βάσης) δεν απαιτείται να ληφθεί υπόψιν η επιρροή της τοιχοπλήρωσης στην ανάληψη σεισμικών δράσεων.

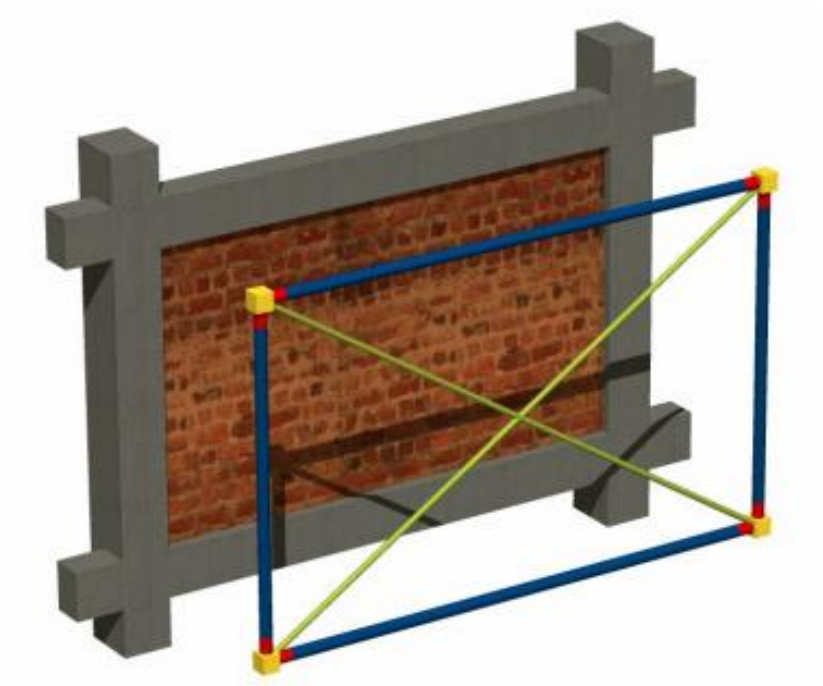
Οι τοιχοποιίες πλήρωσης, δεν συνεπάγονται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό εφόσον δεν επιφέρουν αύξηση της σεισμικής τέμνουσας ενός τουλάχιστον πρωτεύοντος κατακόρυφου στοιχείου και της σεισμικής μετακίνησης ενός ορόφου σε ποσοστό μεγαλύτερο του 15%, σε οποιαδήποτε στάθμη του κτηρίου. Κατά τον έλεγχο αυτόν, για τον υπολογισμό των σεισμικών τεμνουσών των πρωτευόντων κατακόρυφων στοιχείων εφαρμόζεται χωρίς προϋποθέσεις η ελαστική στατική ανάλυση.

Όταν συμπεριλαμβάνονται οι τοιχοποιίες, η προσομοίωση γίνεται σύμφωνα με τα παρακάτω:

Η προσομοίωση μιας τοιχοπληρώσεως μπορεί να γίνει, είτε μέσω διατμητικού φατνώματος είτε (απλούστερα) μέσω ισοδύναμης θλιβόμενης διαγωνίου. Η αντιστοίχιση της δυστένειας (Ε Αρ) της διαγωνίου με τη δυστμησία (G Αφ) του φατνώματος γίνεται με βάση τη σχέση:

$$EA_\rho = \frac{GA_\varphi}{\cos^2 a \sin a},$$

όπου “α” η γωνία κλίσεως της ισοδύναμης διαγωνίου (ίδια και για τις δύο διαγώνιους κάθε φατνώματος). Στην ανελαστική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται (εφόσον διατίθεται το αντίστοιχο λογισμικό) ζεύγος χιαστί διαγωνίων με δυστένεια ΕΑρ η καθεμιά, αλλά μονόπλευρο καταστατικό νόμο (λειτουργία μόνο σε θλίψη). Στην περίπτωση που οι τοιχοποιίες πλήρωσης έχουν ανοίγματα, οι αντίστοιχοι καταστατικοί νόμοι τροποποιούνται κατάλληλα, ώστε να προσεγγίσουν την δυσμενή εν γένει επιρροή των ανοιγμάτων.



Σχήμα 2.2: Μοντέλο προσομοίωσης τοίχου πλήρωσης

Πολλές είναι οι περιπτώσεις κατά τις οποίες οι τοιχοπληρώσεις, σύμφωνα με τους παραπάνω κανόνες, αποδεικνύονται ευμενείς. Έτσι, μπορούμε να τις παραλείψουμε, με αποτέλεσμα να απαιτείται ένα απλουστευμένο προσομοίωμα για την αποτίμηση και ενίσχυση της υφιστάμενης κατασκευής. Ωστόσο, αυτός ο υπολογιστικός φόρτος τις περισσότερες φορές δεν παραλείπεται, διότι έχει σημαντικά οφέλη τα οποία παρουσιάζονται παρακάτω:

- ✓ Αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας.

  Η τοιχοποιία προσδίδει επιπλέον αντοχή και δυσκαμψία στο κτήριο, η οποία εξαρτάται απ’ την ποιότητα της οπτοπλινθοδομής, του κονιάματος, το πάχος του αρμού και του επιχρίσματος. Μ’ αυτόν τον τρόπο, η συνεισφορά της μπορεί να μειώσει την απαίτηση της επέμβασης.

- ✓ Αύξηση των διαθέσιμων επιλογών ενίσχυσης.

  Με την ενσωμάτωση της τοιχοποιίας στο προσομοίωμα μπορούν να επιλεχθούν λύσεις ενίσχυσης της κατασκευής στην ίδια την τοιχοποιία, οι οποίες να αρκούν για τον στόχο επανασχεδιασμού που έχει θέσει ο Κύριος του Έργου. Τέτοιες ενισχύσεις είναι εν γένει οικονομικότερες από ενισχύσεις που αφορούν τον φέροντα οργανισμό.

- ✓ Βελτίωση της οικονομίας του έργου.

  Σε ένα προσομοίωμα στο οποίο έχει συμπεριληφθεί η τοιχοποιία μπορεί να μην προκύψει απαίτηση επέμβασης, ενώ στο ίδιο χωρίς τη συμβολή της τοιχοποιίας να εμφανίζεται ανεπάρκεια στον φορέα. Αυτό δημιουργεί μία επιπλέον επέμβαση, κάτι το οποίο αυξάνει τη δαπάνη στο έργο.

- ✓ Ρεαλιστικότερη προσομοίωση της κατασκευής.

  Δυνατότητα ελέγχου τρόπου ροής των δυνάμεων στο φορέα προσομοιώνοντας όλα τα στοιχεία που την επηρεάζουν.

2.2.7 Εκτίμηση δείκτη συμπεριφοράς «q»

Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, όταν γίνεται χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς για το σύνολο του δομήματος, η τιμή του θα εκτιμάται λαμβάνοντας υπόψη τους παράγοντες οι οποίοι συνεργούν στην κατανάλωση σεισμικής ενέργειας. Γενικώς, ο ενιαίος (καθολικός) δείκτης συμπεριφοράς ενός δομήματος, διαμορφώνεται από το γινόμενο του παράγοντος υπεραντοχής qu και του παράγοντος πλαστιμότητας qπ.

Η μεθοδολογία εκτίμησης του διαθέσιμου ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς διαφέρει αναλόγως του αν το υφιστάμενο δόμημα παρουσιάζει βλάβες (και φθορές) ή όχι, καθώς και του αν έχει ή δεν έχει αρχικώς σχεδιασθεί με τους σύγχρονους Κανονισμούς και τη λογική του δείκτη συμπεριφοράς.

Κατά τη φάση της αποτίμησης του κτηρίου, η τιμή q΄ θα επιλέγεται λαμβάνοντας υπόψη τα εξής:

- ✓ Την επάρκεια των Κανονισμών κατά την περίοδο μελέτης και κατασκευής του κτηρίου.
- ✓ Την τυχόν ύπαρξη ουσιωδών βλαβών (και φθορών), κυρίως σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία Π.χ., η πιλοτή θεωρείται (και είναι, γενικώς) «μαλακός» ή «ασθενής» όροφος.
- ✓ Την κανονικότητα κατανομής των εντός ορόφου αλλά και κατ’ όροφο υπεραντοχών (καθ΄ ύψος του δομήματος) και τον βαθμό αποκλεισμού δημιουργίας «μαλακού» ορόφου
- ✓ Το πλήθος δομικών στοιχείων στα οποία αναμένεται να εμφανισθούν πλαστικές αρθρώσεις, και το οποίο εξαρτάται από την υπερστατικότητα και την κανονικότητα του δομήματος
- ✓ Την ιεράρχηση της εμφάνισης αστοχιών και τον βαθμό αποκλεισμού τους στα πρωτεύοντα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία και στους κόμβους
- ✓ Τους τρόπους αστοχίας (πλάστιμοι ή ψαθυροί)
- ✓ Τη διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα στις περιοχές ελέγχου του κάθε δομικού στοιχείου, και
- ✓ Τους διαθέσιμους επικουρικούς και βοηθητικούς μηχανισμούς αντισεισμικής συμπεριφοράς όπως είναι οι τοιχοπληρώσεις, τα διαφράγματα κ.λπ.

Ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού του κτηρίου, λαμβάνονται υπόψη οι διαφοροποιημένες τιμές q * που δίνονται στον παρακάτω Πίνακα, με τιμή αναφοράς q΄ την τιμή που ισχύει για στάθμη επιτελεστικότητας Β

(«Σημαντικές βλάβες»), η οποία αντιστοιχεί στις προβλέψεις και διατάξεις του ΕΚ 8- 1, όπως αυτές ισχύουν για τον σχεδιασμό νέων κτηρίων.

Πίνακας 2.5:Τιμές του λόγου q*/q΄ αναλόγως του στόχου επανελέγχου (για τον φέροντα οργανισμό)

Στάθμη επιτελεστικότητας		
«Περιορισμένες βλάβες» (Α)	«Σημαντικές βλάβες» (Β)	«Οιονεί κατάρρευση» (Γ)
0,6 πάντως δε 1,0<q*<1,5	1,0	1,4

Παρατήρηση: Για στάθμη Α ή Γ, οι τιμές ενδέχεται να διαφοροποιηθούν αναλόγως και της γενικής συμπεριφοράς του δομήματος. Έτσι οι τιμές 0,6 (Α) ή 1,4 (Γ) μπορούν να κυμανθούν από 0,4 έως 0,8 ή από 1,2 έως 1,6 για πιο πλάστιμα ή πιο ψαθυρά συστήματα.

Όταν δεν διατίθενται λεπτομερέστερα στοιχεία, επιτρέπεται να εφαρμοσθούν ως μέγιστες οι τιμές του Πίνακα που ακολουθεί, αναλόγως των βλαβών και των τοιχοπληρώσεων (στο σύνολο του κτηρίου).

Πίνακας 2.6: Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q΄ για την στάθμη επιτελεστικότητας Β («Σημαντικές βλάβες»)

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

Παρατηρήσεις:

(1) Περί του ρόλου και της επιρροής των τοιχοπληρώσεων.

(2) Για κτήρια αυτής της περιόδου, οι τιμές του Πίνακα ισχύουν με την προϋπόθεση πως ο έλεγχος αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων γίνεται κατά την § 9.3.3 (ικανοποίηση της συνθήκης ΣMRc ≥1,3ΣMRb). Διαφορετικά ισχύουν οι τιμές του πίνακα που ισχύουν για κτήρια της περιόδου προ του 1985.

Για δομήματα στρεπτικώς ευαίσθητα, ή για τα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους (ανεστραμμένα εκκρεμή), οι τιμές του Πίνακα πολλαπλασιάζονται επί 2/3 αλλά είναι πάντοτε μεγαλύτερες του 1,0.

2.3 Ανάλυση πριν και μετά την επέμβαση

Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων του κτηρίου απαιτείται η ανάλυσή του για τους συνδυασμούς δράσεων που ορίζονται. Με βάση τα εντατικά μεγέθη και τις παραμορφώσεις που προκύπτουν από την ανάλυση με μία από τις συνιστώμενες μεθόδους, γίνονται οι αντίστοιχοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

2.3.1 Προκαταρκτική ανάλυση και δείκτης ανεπάρκειας «λ»

Προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, απαιτείται μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτηρίου, έτσι ώστε για κάθε στοιχείο του να υπολογιστούν οι λόγοι («δείκτες ανεπάρκειας») λ=SE/Rm όπου SE είναι το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού , όπου η σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση (q=1), ενώ Rm είναι η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών. Οι λόγοι αυτοί θα υπολογίζονται για κάθε πρωτεύον φέρον στοιχείο. Ο μεγαλύτερος λόγος λ για ένα επιμέρους στοιχείο σε έναν όροφο (το πλέον υπερκαταπονούμενο) θα θεωρείται κρίσιμος λόγος λ για τον όροφο.

Το σενάριο της προκαταρκτικής ανάλυσης χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των κριτηρίων επιλογής του είδους της ανάλυσης και δίνει μια εικόνα της κανονικότητας του κτηρίου και της αντίστασης του κτηρίου σε σεισμό. Για παράδειγμα αν λ>4 για μεγάλο αριθμό στοιχείων (άνω του 1/3 του συνόλου) τότε είναι σαφής η ανεπάρκεια και θα περίττευε περαιτέρω αποτίμηση του κτηρίου.

Δεν χρησιμοποιείται για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό του κτηρίου. Για τις διαδικασίες αυτές χρησιμοποιούνται η ελαστική ή η ανελαστική ανάλυση.

2.3.2 Μέθοδοι Ανάλυσης

Το προσομοίωμα της υπό εξέταση κατασκευής πριν και μετά από ενδεχόμενη επέμβαση αναλύεται έτσι ώστε να προσδιοριστούν τα απαιτούμενα εντασιακά ή και παραμορφωσιακά μεγέθη που θα χρησιμοποιηθούν για τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνονται οι παρακάτω μέθοδοι ανάλυσης:

- ✓ Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με καθολικό (q) ή τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς.
- ✓ Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό (q) ή τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς.
- ✓ Ανελαστική στατική ανάλυση.
- ✓ Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας).

Σε εντελώς ειδικές περιπτώσεις, και μόνο για την αποτίμηση υφισταμένου δομήματος, επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν και άλλες προσεγγιστικές ή εμπειρικές μέθοδοι. Η επιλογή της κατάλληλης κάθε φορά μεθόδου γίνεται με βάση τη σπουδαιότητα και τις τυχόν βλάβες ή φθορές του δομήματος, καθώς και τα διαθέσιμα δεδομένα για τις διατομές και τις αντοχές των δομικών στοιχείων.

Επιπλέον, η επιλογή επηρεάζεται και από κάποιες προϋποθέσεις που θα πρέπει να τηρούνται για κάθε μέθοδο. Οι προϋποθέσεις αυτές σχετίζονται κυρίως με τη Σ.Α.Δ. και την κανονικότητα ή μη του εξεταζόμενου φορέα.

2.4 Ανελαστική στατική ανάλυση

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτήριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός.

Το προσομοίωμα θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτηρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτηρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του.

Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλάστιμων δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτηρίου.

2.4.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής ανελαστικής στατικής ανάλυσης

- ✓ Συνιστάται όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» ΣΑΔ.
- ✓ Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτήρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση. Για τις πιο πάνω δυναμικές αναλύσεις γίνεται χρήση του ελαστικού φάσματος του ΕΚ 8-1 (q=1).
- ✓ Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση.

2.4.2 Καθορισμός του κόμβου ελέγχου

Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτηρίου. Για κτήρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου θα

λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία.

2.4.3 Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ’ ύψος

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ’ ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στον ΕΚ 8-1, μπορούν να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

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

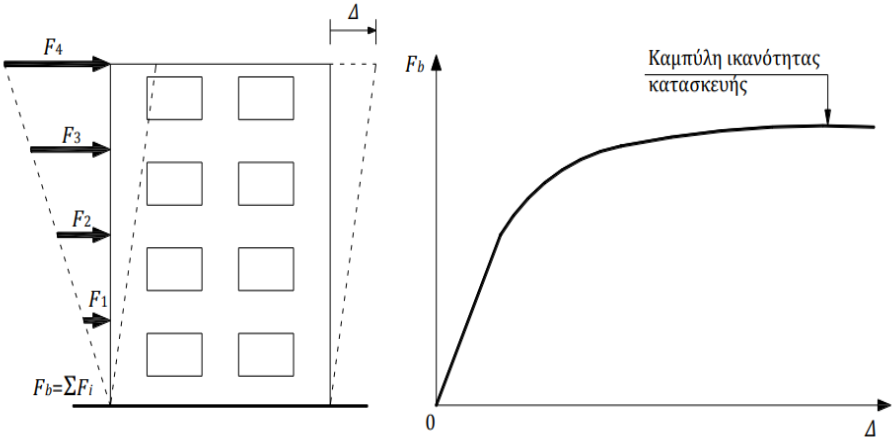
2.4.4 Στόχοι Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης

- ✓ Η δημιουργία της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης κορυφής. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.
- ✓ Η τεκμηρίωση της ύπαρξης επαρκούς υπεραντοχής στο κτήριο (λόγος αu/α1).
- ✓ Η εποπτεία της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Επιτυγχάνεται με αυτόν τον τρόπο η αποτύπωση της κατανομής των ζημιών στην κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας καθώς και ο έλεγχος σχεδιαστικών απαιτήσεων, όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός ισχυρού υποστυλώματος-ασθενούς δοκού.

Ο μελετητής μηχανικός έχει τη δυνατότητα να χρησιμοποιήσει τη μέθοδο Pushover τόσο στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό παλαιότερων κτηρίων όσο και στην ανάλυση νέων κατασκευών. Η χρήση της μεθόδου στον ανασχεδιασμό παλαιότερων κατασκευών και στη μελέτη νέων κατασκευών διαφοροποιείται σε ορισμένα σημεία όπως αναλύεται παρακάτω.

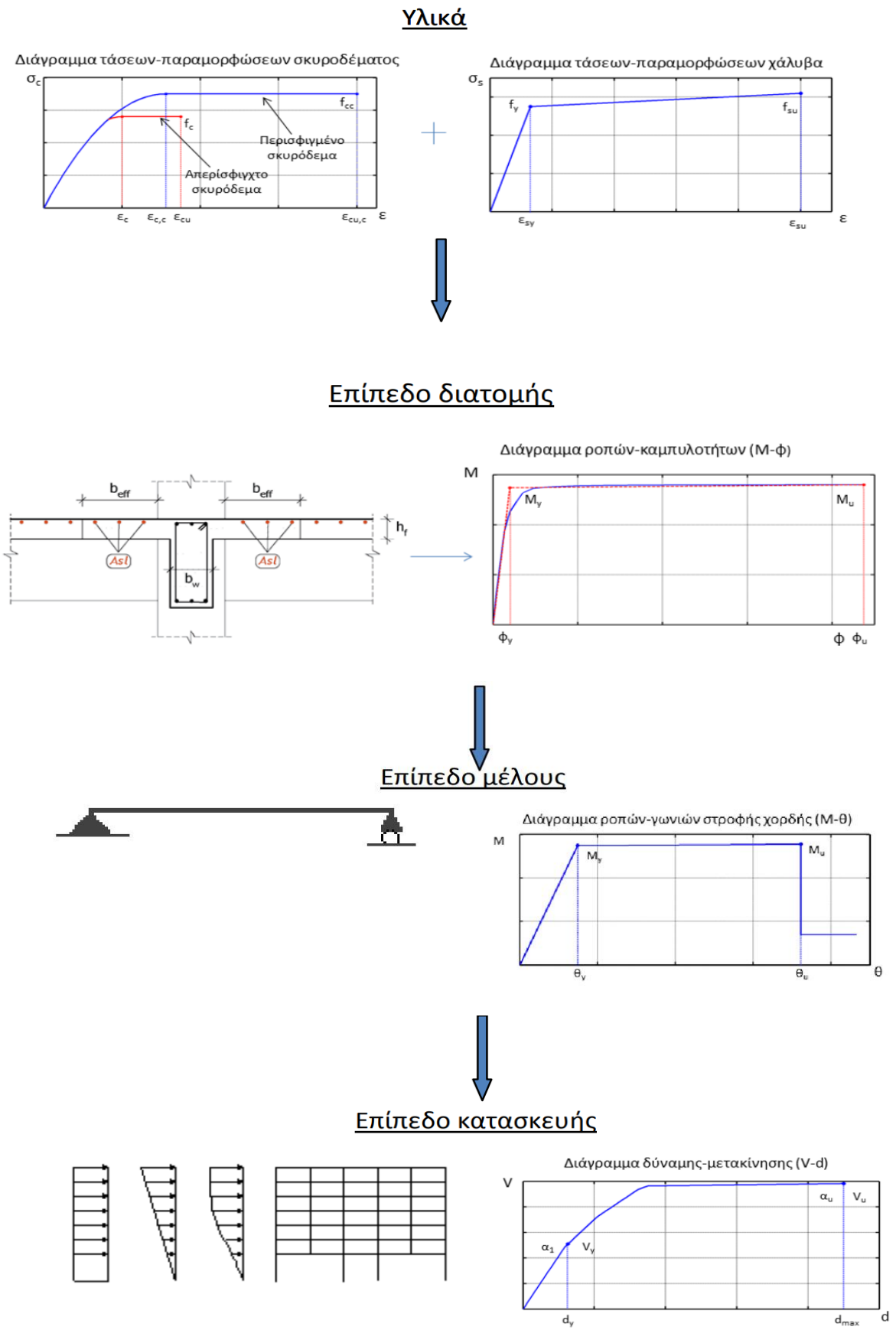
2.4.5 Καμπύλη αντίστασης κτηρίου

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης dr ενός σημείου αναφοράς (σε κτήρια συνήθως χρησιμοποιείται η μετακίνηση Δ του ΚΜ του ανώτερου ορόφου) για διάφορες τιμές του συνολικού οριζόντιου φορτίου Fb (δηλαδή της τέμνουσας βάσης) και για δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, ομοιόμορφη κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή, ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκες κατανομές που βασίζονται στις μετακινήσεις των ορόφων λαμβάνοντας υπόψη και τη συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει σε κάθε βήμα.



Σχήμα 2.3: Καμπύλη αντίστασης πολυώροφου κτηρίου

2.4.6 Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover



Σχήμα 2.4:Διαγραμματική ροή Ανάλυσης Pushover

2.5 Ανίσωση και έλεγχοι ασφάλειας

Ο έλεγχος ασφαλείας, εκτελούμενος σε κατάλληλο κατά περίπτωση μέλος ή τμήμα ή στο σύνολο του δομήματος, οφείλει να αποδείξει ότι το επιβαλλόμενο κρίσιμο μέγεθος (εντατικό ή/και παραμορφωσιακό) είναι αξιόπιστα μικρότερο από την αντίστοιχη διαθέσιμη ικανότητα.

Η ανίσωση ασφαλείας που εφαρμόζεται κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων, έχει την ίδια γενική μορφή που προβλέπεται στους Ευρωκώδικες (ΕΚ):

$$\mathbf{Sd < Rd}$$

, με Sd = γSd . S (Sk . γf) και Rd= (1/γRd) . R (Rk/γm), όπου:

- ✓ Sd οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις.
- ✓ Rd οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών)
- ✓ Sk οι αντιπροσωπευτικές τιμές των βασικών και τυχηματικών δράσεων, για τις οποίες υπάρχει ορισμένη πιθανότητα υπερβάσεως σε 50 έτη
- ✓ Rk οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις και έχουν ορισμένη πιθανότητα υποσκελίσεως
- ✓ γf, γm οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών [Οι γf είναι οι γg και γq και εκλέγονται γενικώς όπως προβλέπεται στους Ευρωκώδικες και γm είναι οι γc και γs], με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές,
- ✓ γSd, γRd οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες (σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτηρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων και οι κάθε είδους αντιστάσεις, αντιστοίχως.

Η ανωτέρω ανίσωση ασφαλείας, ελέγχεται με όσα ειδικότερα και λεπτομερέστερα αναφέρονται στο Κεφάλαιο 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. αναλόγως και της στάθμης επιτελεστικότητας.

Στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, ο έλεγχος και η ανίσωση ασφαλείας εφαρμόζονται κατά τους Ευρωκώδικες, με όσα ειδικότερα αναφέρονται στον παρόντα Κανονισμό, ενώ γενικώς **οι έλεγχοι γίνονται σε όρους εντατικών μεγεθών** (ορθές και τέμνουσες δυνάμεις, καθώς και καμπτικές και στρεπτικές ροπές).

Στην περίπτωση εφαρμογής μη - γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, όπως στη παρούσα διπλωματική εργασία. ο έλεγχος ασφαλείας ονομάζεται σύγκριση της μέγιστης διαθέσιμης και στοχευόμενης απόκρισης της «κορυφής» του δομήματος σε όρους δυνάμεων και μετακινήσεων, έναντι των απαιτήσεων του φάσματος δυνάμεων / μετακινήσεων που αντιστοιχεί στην σεισμική δράση επανελέγχου. Αναφέρεται ότι μη - γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης, εφαρμόζονται (γενικώς) για στάθμη επιτελεστικότητας Β ή Γ. Η κατηγορία μεθόδων ελέγχου, με βάση τα εντατικά ή τα παραμορφωσιακά μεγέθη, επιλέγεται με βάση τον αναμενόμενο τύπο αστοχίας (ψαθυρό ή πλάστιμο). **Απλοποιητικώς, οι έλεγχοι ορθής έντασης (Μ και Ν) γίνονται σε όρους παραμορφώσεων. Σε κάθε περίπτωση, οι ενδεχόμενοι ψαθυροί μηχανισμοί αστοχίας ελέγχονται σε όρους δυνάμεων. Επίσης στοιχεία υπογείων και θεμελίων, ελέγχονται πάντοτε σε όρους δυνάμεων (εντατικών μεγεθών).**

Συνοπτικά στους ελέγχους ασφαλείας ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας θα λαμβάνονται:

Άμεση χρήση (DL):	$\theta_d=\theta_y$	
Προστασία ζωής (SD):	$\theta_d=1/\gamma_{rd}*(\theta_y+\theta_u)/2$	για πρωτεύοντα στοιχεία.
	$\theta_d=\theta_u/\gamma_{rd}$	για δευτερεύοντα στοιχεία ή τοιχοπληρώσεις.
Οιονεί κατάρρευση (NC):	$\theta_d=\theta_u/\gamma_{rd}$	

Πίνακας 2.7: Έλεγχοι σε όρους γωνίας στροφής

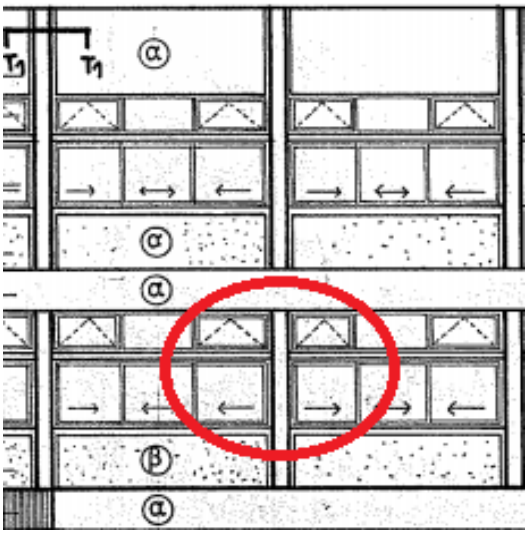
Αναλυτικότερα, για όλα τα στοιχεία της κατασκευής και της στάθμης επιτελεστικότητας, παρατίθεται η ανίσωση ασφαλείας, που πρέπει να ικανοποιείται σε επίπεδο μέλους.

Κριτήρια ελέγχου επιτελεστικότητας					
	Άμεση χρήση	Προστασία ζωής		Μη-κατάρρευση	
		Ανελαστική ανάλυση	Ελαστική ανάλυση	Ανελαστική ανάλυση	Ελαστική ανάλυση
Πλάστιμα πρωτεύοντα	$\gamma_{sd}S_d\leq R_d$	$\gamma_{sd}\theta_{sd}\leq(\theta_y+\theta_u)/2\gamma_{rd}$	$\gamma_{sd}S_d/m\leq R_m$ $m=(\theta_y+\theta_u)/2\gamma_{rd}\theta_y$	$\gamma_{sd}\theta_{sd}\leq\theta_u/\gamma_{rd}$	$\gamma_{sd}S_d/m\leq R_m$ $m=(\theta_u/\gamma_{rd})/\theta_y$
Πλάστιμα δευτερεύοντα	$\gamma_{sd}\theta_{sd}\leq\theta_y$	$\gamma_{sd}\theta_{sd}\leq\theta_u/\gamma_{rd}$	$\gamma_{sd}S_d/m\leq R_d$ $m=(\theta_u/\gamma_{rd})/\theta_y$	$\gamma_{sd}\theta_{sd}\leq\theta_u$	$\gamma_{sd}S_d/m\leq R_m$ $m=\theta_u/\theta_y$
Τοιχοπληρώσεις	$\gamma_{sd}S_d\leq R_d$ $\gamma_{sd}\gamma_E\leq\gamma_y$	$\gamma_{sd}\gamma_E\leq\gamma_u/1.3$	$\gamma_{sd}S_d/m\leq R_m$ $m=(\gamma_u/1.3)/\gamma_y$	$(\gamma_{sd}\gamma_E\leq\gamma_u)$	$\gamma_{sd}S_d/m\leq R_m$ $m=\gamma_u/\gamma_y$
Ψαθυρά πρωτεύοντα	$\gamma_{sd}S_d\leq V_{Rd}$	$\gamma_{sd}S_d\leq V_{Rd}$	$\gamma_{rd}V_{cd}\leq V_{rd}$	$\gamma_{sd}S_d\leq V_{Rd}$	$\gamma_{rd}V_{cd}\leq V_{rd}$
Ψαθυρά δευτερεύοντα			$V_{cd}\leq V_{rd}$		$V_{cd}\leq V_{rd}$

Πίνακας 2.8: Κριτήρια ελέγχου επιτελεστικότητας

2.6 Κοντά υποστυλώματα

Τέλος, γίνεται αναφορά στη θεωρία των κοντών υποστυλωμάτων. Το κτήριο που μελετάται στην παρούσα διπλωματική φέρει έναν σημαντικό αριθμό «θέσει» κοντών υποστυλωμάτων, εξαιτίας της διακοπής της τοιχοποιίας λόγω ύπαρξης παραθύρων και φεγγιτών. Είναι μια πρακτική που συναντάται πολύ συχνά σε σχολεία αλλά και σε ημιυπόγειους χώρους, πατάρια και κλιμακοστάσια.



Εικόνα 2.9: Κοντό υποστύλωμα στο υπό μελέτη κτήριο

Η συγκεκριμένη εικόνα αποτελεί μέρος όψης του υπό μελέτη κτηρίου, όπου φαίνεται η ύπαρξη των κοντών υποστυλωμάτων, λόγω ύπαρξης παραθύρων και φεγγιτών. Τα κοντά υποστυλώματα αποτελούν πολλές φορές κίνδυνο για την κατασκευή και πρέπει η επιρροή τους να λαμβάνεται υπόψιν κατά την προσομοίωση.

Στα υποστυλώματα αυτά εξαιτίας του μικρού ελεύθερου τμήματός τους, αναπτύσσεται τέμνουσα πολύ μεγαλύτερη από αυτή που υπολογίστηκε για ολόκληρο το τμήμα τους. Πρόκειται δηλαδή για κατακόρυφα στοιχεία που λειτουργούν κυρίως διατμητικά και όχι καμπτικά και επομένως χαρακτηρίζονται από έντονα ψαθυρή αστοχία, η οποία επέρχεται απότομα και χωρίς προειδοποίηση. Υπάρχουν δύο κατηγορίες κοντών υποστυλωμάτων, τα «φύσει» κοντα υποστυλώματα και τα «θέσει» κοντά υποστυλώματα. Ένα υποστύλωμα χαρακτηρίζεται ως κοντό όταν ο λόγος διατμήσεως a_s<2.5. Σύμφωνα με τον Κανονισμό κρίσιμο ύψος στα κοντά υποστυλώματα που φέρουν διακοπτόμενη τοιχοποιία θεωρείται όλο το ύψος του υποστυλώματος. Προς αποφυγήν ψαθυρής αστοχίας ο οπλισμός είναι παντού πυκνός, ώστε να επιτυγχάνεται καλύτερη περίσφιγξη και αντοχή σε διάτμηση. Κατά την προσομοίωση ενεργοποιείται ο έλεγχος του κοντού υποστυλώματος, ρυθμίζεται ο κρίσιμος λόγος διάτμησης να είναι ίσος με 2,5 και επιλέγεται η ικανοποίηση του ελέγχου κοντού υποστυλώματος με Ικανοτικό Σχεδιασμό σε κάμψη. Για τα «θέσει» κοντά υποστυλώματα συμπληρώνεται η επίδραση των τοιχοπληρώσεων. Δηλώνεται το κάτω άκαμπτο τμήμα του υποστυλώματος (Ht), το καθαρό ύψος της τοιχοποιίας (Lcl), και η αντοχή του φατνώματος της τοιχοπλήρωσης.

3. Περιγραφή και προσομοίωση φορέα

3.1 Γενικά

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται η παρουσίαση της προσομοίωσης του φορέα με το λογισμικό Fespa-Tekton. Συγκεκριμένα, περιγράφεται το γεωμετρικό και το φορτιστικό προσομοίωμα του κτηρίου στο Fespa, η εισαγωγή των υφιστάμενων οπλισμών των σχεδίων, που προέκυψαν με τους κανονισμούς της μελέτης και είναι αναγκαίοι για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του. Βασικό στοιχείο της ανάλυσης είναι η ορθή προσομοίωση της κατασκευής και τοποθέτηση των κατάλληλων φορτίων ώστε να λαμβάνονται σε αυτή όλα τα απαραίτητα στοιχεία, τα οποία θα οδηγήσουν σε αξιόπιστα αποτελέσματα.

3.1.1 Περιγραφή κτηρίου

Το **5ο Γυμνάσιο Αχαρνών**

στεγάζεται σε κτίριο κατασκευής 2002

Το κτήριο που μελετάται στην παρούσα διπλωματική είναι το 5^{ο} Γυμνάσιο Αχαρνών, το οποίο στεγάζεται στην οδό Θεσσαλίας & Κρατίνου. Το κτήριο μελετήθηκε από το τμήμα μελετών του Οργανισμού Σχολικών Κτηρίων (Ο.Σ.Κ) και η στατική μελέτη εγκρίθηκε από τον Γενικό Διευθυντή του Ο.Σ.Κ στις 5/6/1991. Ο σχεδιασμός του κτηρίου έγινε με βάση τον Κανονισμό Τεχνολογίας Σκυροδέματος-85 (ΚΤΣ-85) και τον τότε ισχύοντα αντισεισμικό κανονισμό του 1985.

Το έργο αποτελείται από 3 στατικώς ανεξάρτητα κτήρια, τα οποία διαχωρίζονται με αρμό συστολής-διαστολής. Το πρώτο κτήριο, το οποίο ξεκινάει απ' τη στάθμη ±0.00 είναι μη κανονικής μορφής Γ και αποτελείται από το ισόγειο , δυο τυπικούς ορόφους και τον τρίτο όροφο, στον οποίο καταλήγουν τα κλιμακοστάσια. Σ' αυτήν την πτέρυγα θα επικεντρωθεί το ενδιαφέρον της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Το δεύτερο και τρίτο στατικώς ανεξάρτητο κτήριο, ξεκινάει απ' τη στάθμη ±3.40 -λόγω ανομοιομορφίας του εδάφους- και αποτελείται από τρεις τυπικούς ορόφους ορθογωνικής κάτοψης.

3.1.2 Είδος κατασκευής

Ο φέρων οργανισμός του έργου είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και ο οργανισμός πληρώσεως από οπτοπλινθοδομές. Τα υλικά της κατασκευής είναι οπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας B225 και οπλισμός (κύριος, συνδετήρες, βοηθητικός οπλισμός) ποιότητας STIII.

3.1.3 Είδος φορέα

Το έργο αποτελεί κοινή κατασκευή (πλάκες-δοκοί επί υποστυλωμάτων & τοιχίων). Η υποδομή αποτελείται από μεμονωμένα πέδιλα με συνδετήριες δοκούς.

3.1.4 Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευής

Το κτήριο μελετήθηκε με τον αντισεισμικό σχεδιασμό του 1985. Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο των συζευγμένων πολυώροφων ορθογωνικών πλαισίων, με τη βασική παραδοχή ότι τα ζυγώματα (δίσκοι των πλακών στις στάθμες των ορόφων) είναι άκαμπτοι φορείς και έχουν κοινή μετατόπιση σε κάθε διεύθυνση και στροφή ανά όροφο. Η ανάλυση έγινε για κάθε διεύθυνση Χ-Χ και Υ-Υ με χρήση Η/Υ.

Ειδικότερα, κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό της υφιστάμενης κατασκευής έγιναν διαδοχικά τα παρακάτω:

- ✓ Μόρφωση του στατικού φορέα
- ✓ Κατανομή των σεισμικών φορτίων ανά όροφο
- ✓ Ειδικοί έλεγχοι (*π.χ. Ικανοτικός Έλεγχος Κόμβων*)
- ✓ Διαστασιολόγηση

3.1.5 Φορτία υφιστάμενης κατασκευής

Μόνιμα φορτία

Ίδιο βάρος σκυροδέματος 24.00 kN/m³

Δρομική οπτοπλινθοδομή 2.10 kN/m²

Μπατική οπτοπλινθοδομή 3.60 kN/m²

Επικάλυψη ορόφου 1.20 kN/m²

Επικάλυψη βατού δώματος 3.50 kN/m²

Επικάλυψη μη βατού δώματος 2.50 kN/m²

Επικάλυψη κλιμακοστασίου 1.20 kN/m²

Κινητά φορτία

Κινητό αιθουσών ορόφου 3.50 kN/m²

Κινητό διαδρόμων, κλιμακοστασίων, εξωστών, αιθουσών συγκέντρωσης 5.00 kN/m²

Κινητό βατού δώματος 2.00 kN/m²

Κινητό μη βατού δώματος 1.50 kN/m²

3.1.6 Παραδοχές σεισμού και εδάφους

Σεισμικός συντελεστής ε=0.12

Επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{\varepsilon\delta}$=4 kg/m^2

Δείκτης εδάφους K=12 kg/m^3

Το κτήριο -όταν κατασκευάστηκε- άνηκε στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2(ε=0.12g) και στην κατηγορία σπουδαιότητας III, καθώς είναι σχολείο. Σήμερα η περιοχή των Αχαρνών υπάγεται στη ζώνη Z2(ag_R=0.24g).

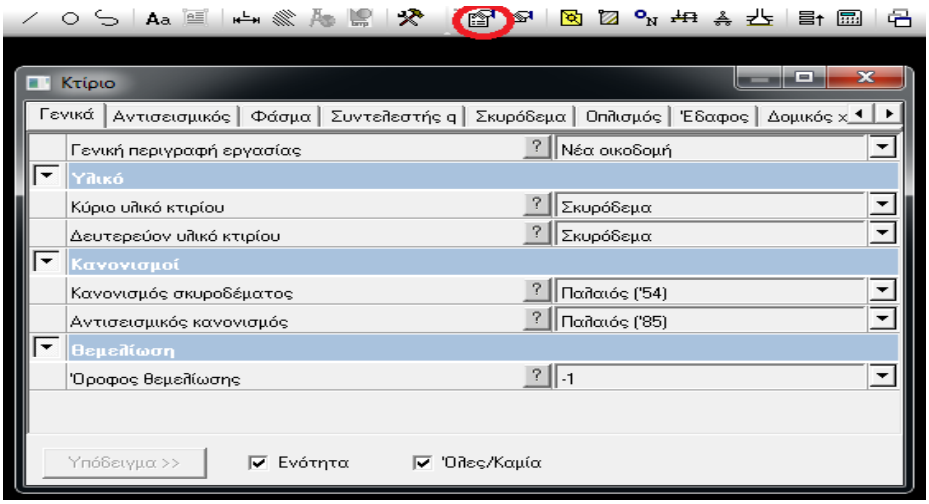
3.2 Προσομοίωση φορέα

3.2.1 Γενικά

Ο φορέας προσομοιώθηκε με το λογισμικό Fespa-Tekton. Ειδικότερα, για την αποτίμηση και ενίσχυση του δομήματος χρησιμοποιούνται οι υποκατηγορίες του λογισμικού FespaC και FespaR. Στο πρώτο στάδιο, δημιουργείται το προσομοίωμα της υφιστάμενης κατασκευής και τρέχει μια ανάλυση με τους κανονισμούς που ίσχυαν όταν μελετήθηκε το κτήριο. Στόχος είναι να διαστασιολογηθούν τα φέροντα μέλη όσο το δυνατόν πιο κοντά στην πραγματικότητα και οι αλλαγές στον υφιστάμενο οπλισμό να μην είναι μεγάλες. Έτσι, αποφεύγονται λάθη χειρισμού και ο μηχανικός έχει μια εποπτεία του τρόπου διαστασιολόγησης της περιόδου που κατασκευάστηκε το κτήριο. Στο δεύτερο στάδιο, -αυτό της αποτίμησης- δηλώνεται στο πρόγραμμα ότι η ανάλυση αποσκοπεί στον έλεγχο της στατικής επάρκειας του κτηρίου, τροποποιούνται οι αντοχές και ποιότητες των υλικών όπως προβλέπονται απ' τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τρέχει η ανάλυση της αποτίμησης. Στο παρόν κεφάλαιο, θα αναλυθεί το πρώτο σκέλος.

3.2.2 Μόρφωση φορέα

Αρχικά επιλέγονται τα γενικά στοιχεία του κτηρίου, όπως φαίνονται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 3.1:Γενικά κτηρίου

Επιλέγεται το εικονίδιο «Κτήριο» , το οποίο είναι κυκλωμένο με κόκκινο χρώμα και με δεξί κλικ στις παραμέτρους του κτηρίου ανοίγει η παραπάνω καρτέλα.

Στο πρώτο στάδιο, στα «Γενικά» θεωρούμε το έργο ως «Νέα Οικοδομή», επιλέγονται τα υλικά, οι κανονισμοί και η στάθμη θεμελίωσης στον όροφο (-1).

- «Αντισεισμικός» : Μη συνυπολογισμός κατακόρυφης συνιστώσας σεισμού, 9 Ιδιομορφές, Αναζήτηση ιδιομορφών ώστε ΣMi> 90% μάζας
- «Φάσμα» : Αντισεισμικός Κανονισμός 1985, Αυτόματη συμπλήρωση σεισμικής μεγέθυνσης ε=0.12
- «Σκυρόδεμα»: Ποιότητα σκυροδέματος B225, Ικανοτικός έλεγχος κόμβων «ναι», Υψόμετρο βάσης(υπολογισμός vd και ην)= 0.00
- «Χάλυβας»: Ποιότητα χάλυβα διαμήκων μελών, συνδετήρων, πλακών STIII.
- «Έδαφος»: Δείκτης εδάφους Ks=12.00 kg/m^3 Επιτρεπόμενη τάση εδάφους $\sigma_{\varepsilon\pi}$=4.00 kg/m^2

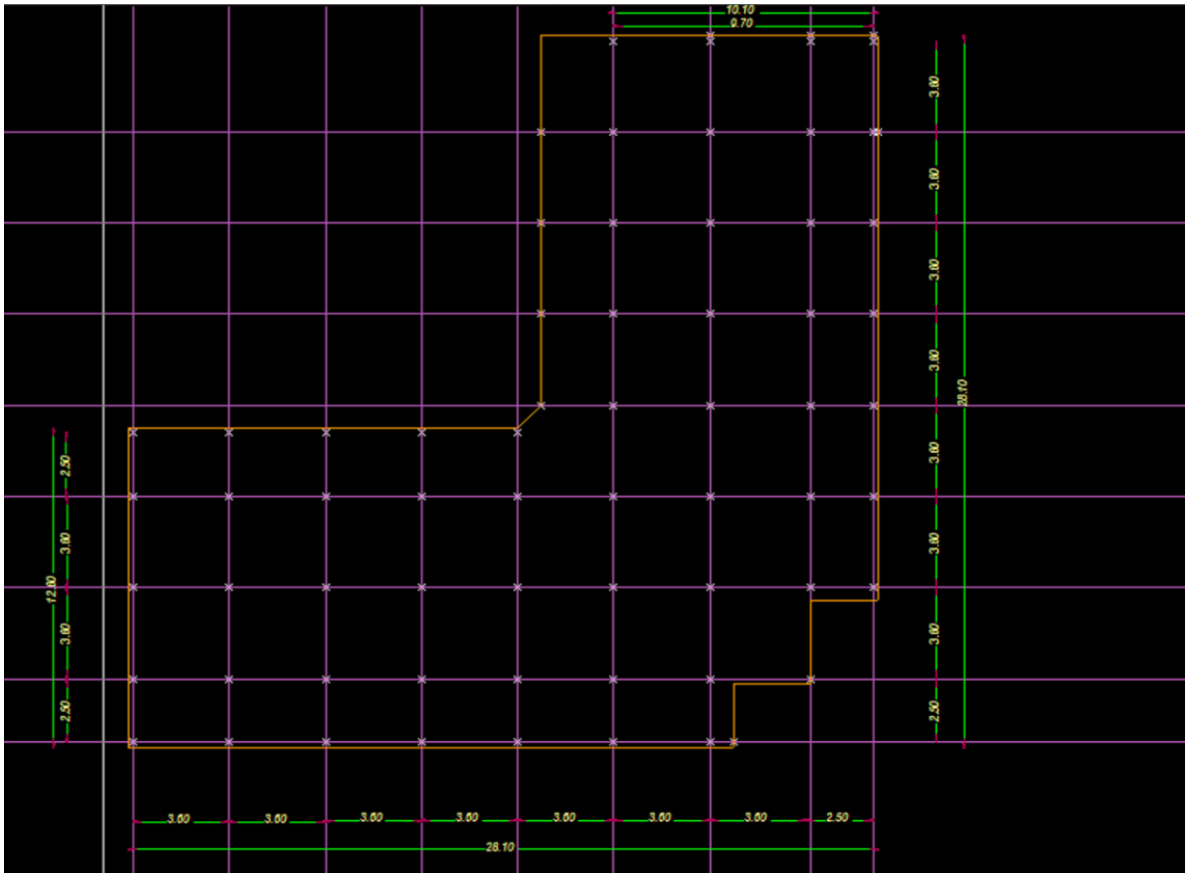
3.2.2 Γεωμετρία κτηρίου

Δημιουργείται ο κάναβος του κτηρίου σύμφωνα με τα αρχιτεκτονικά και στατικά υπάρχοντα σχέδια. Ο κάναβος αποτελείται από χ (κατακόρυφες) και z (οριζόντιες) περασιές που διέρχονται από το κέντρο βάρους των τετραγωνικών υποστυλωμάτων του δομήματος τα οποία είναι διάστασης 0.40*0.40. Οι αποστάσεις των περασιών είναι εν γένει d=3.60 m, εκτός από ορισμένες ακριανές περασιές που είναι σε απόσταση d'=2.50 m. Επίσης, οι υπάρχοντες πρόβολοι έχουν πλάτος ίσο με 2,50 m.

Στο Fespa με μωβ χρώμα απεικονίζονται οι περασιές x και z. Η πρώτη περασιά δίνεται απ' τον χρήστη στο χ=0, αντίστοιχα και στο z=0. Αυτό επισημαίνεται, διότι εάν ο χρήστης επιλέξει να τοποθετήσει τις βοηθητικές γραμμές σε πολύ μεγάλα χ και z, γίνονται πιο περίπλοκα τα μητρώα (π.χ. μητρώο δυσκαμψίας) , γεγονός που μπορεί να επηρεάσει και τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

Στο σημείο τομής των μωβ γραμμών δημιουργούνται σημεία, τα οποία αποτελούν έλξεις για την μετέπειτα τοποθέτηση των υποστυλωμάτων.

Παρακάτω φαίνεται το εξωτερικό περίγραμμα του κτηρίου οι περασιές και οι αντίστοιχες αποστάσεις. Το κτήριο είναι μορφής Γ, με διαστάσεις 12.60,28.10,28.10,12.60 m.

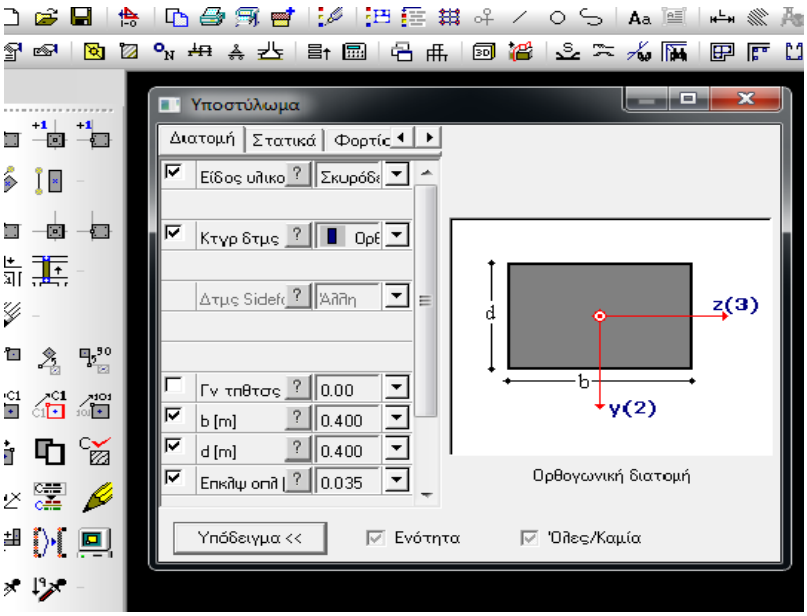


Εικόνα 3.2: Εξωτερικό περίγραμμα κτηρίου

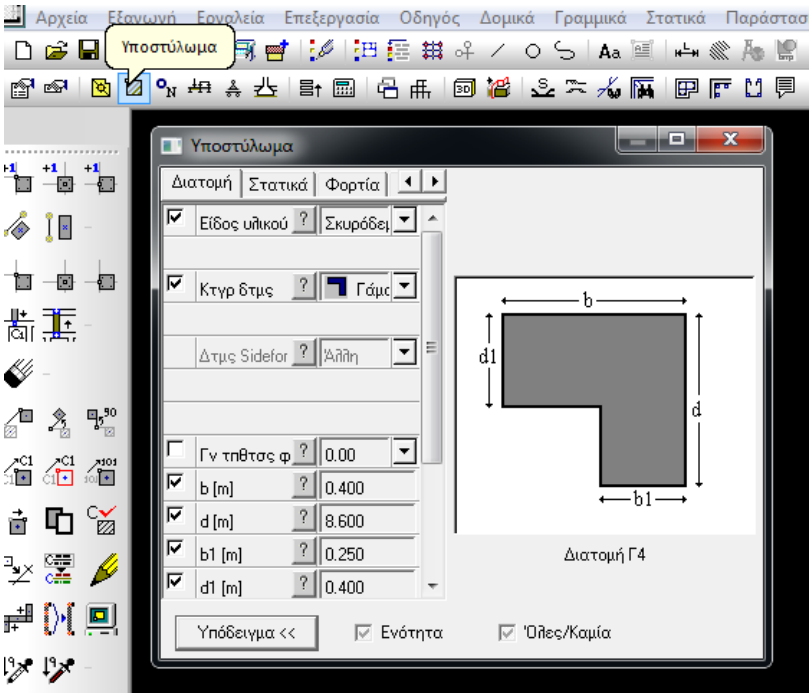
Στη συνέχεια προστίθενται τα υποστυλώματα-τοιχία στο μοντέλο. Υπάρχουν δύο κατηγορίες διατομής κατακόρυφων στοιχείων στον υφιστάμενο φορέα. Η πρώτη κατηγορία K_I είναι υποστυλώματα ορθογωνικής διατομής. Η δεύτερη κατηγορία K_{II} είναι μορφής Γ, τα οποία εξαιτίας του λόγου των πλευρών τους χαρακτηρίζονται ως τοιχία.

Προκειμένου να σχεδιαστεί ένα υποστύλωμα στο πρόγραμμα ακολουθείται:

«Υποστύλωμα» > «Παράμετροι» > «Είδος διατομής» > «Κατηγορία Διατομής» > «Διαστάσεις» > «Σχεδίαση»



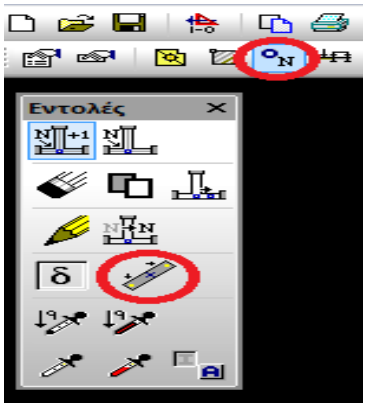
Εικόνα 3.3:Εισαγωγή διατομής K_I



Εικόνα 3.4:Εισαγωγή διατομής K_{II}

3.2.3 Προσομοίωση τοιχωμάτων

Σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες (EC2 και EC8) τοίχωμα θεωρείται ένα κατακόρυφο στοιχείο από οπλισμένο σκυρόδεμα που φέρει άλλα στοιχεία και έχει επιμήκη διατομή με λόγο μήκους (ℓw) προς πάχος (bw) μμεγαλύτερο του 4 (δηλαδή ℓw/bw>4).



Εικόνα 3.5: Ορισμός τοιχώματος

Προκειμένου μια διατομή να αποτελέσει τοίχωμα, θα πρέπει στο πρόγραμμα να δηλωθεί με την παρακάτω διαδικασία:

«Λοιπός κόμβος» > «Κόμβοι Τοιχώματος» και κλικ στην επιθυμητή διατομή.

Ως αποτέλεσμα, τοποθετούνται στην επιλεγείσα διατομή δύο λοιποί κόμβοι στα άκρα της.

Τα εικονίδια με τις παραπάνω εντολές παρουσιάζονται στην διπλανή εικόνα.

Με την εισαγωγή των δοκοσειρών, στην περιοχή των τοιχωμάτων τοποθετούνται δύο δεσμικές ράβδοι(λοιπός κόμβος 1 με κόμβο μέσου τοιχώματος= 1 δεσμική ράβδος), με πλάτος ίσο με το πάχος του τοιχώματος και ύψος ίσο με το ύψος του αντίστοιχα.

3.2.4 Προσομοίωση πυρήνα ανελκυστήρα-κλιμακοστάσιου

Η σύνθετη διατομή από δύο (ή περισσότερα) τοιχώματα δεν πρέπει να περιγράφεται ως μια διατομή τύπου Γ ή Π, αλλά ως ανεξάρτητες ορθογώνιες διατομές οι οποίες επικαλύπτονται.

Ως ανεξάρτητες ορθογωνικές διατομές έχουν οριστεί τα υποστυλώματα K_{33}, K_{34}, K_{36}, K_{37}, K_{38}.

Κατακόρυφα μέλη με πέλματα στα οποία ο λόγος πλευρών είναι μικρότερος του τέσσερα θα πρέπει να ορίζονται ως ενιαίες διατομές τοιχώματος τύπου π.χ. Γ, Τ. Κατά τον παραπάνω τρόπο έχει οριστεί το υποστύλωμα K_{35}.

Τα βήματα προσομοίωσης που ακολουθήθηκαν είναι τα παρακάτω:

1. Καθορισμός των παραμέτρων του K_{33} (b=0.25, d=5.40).

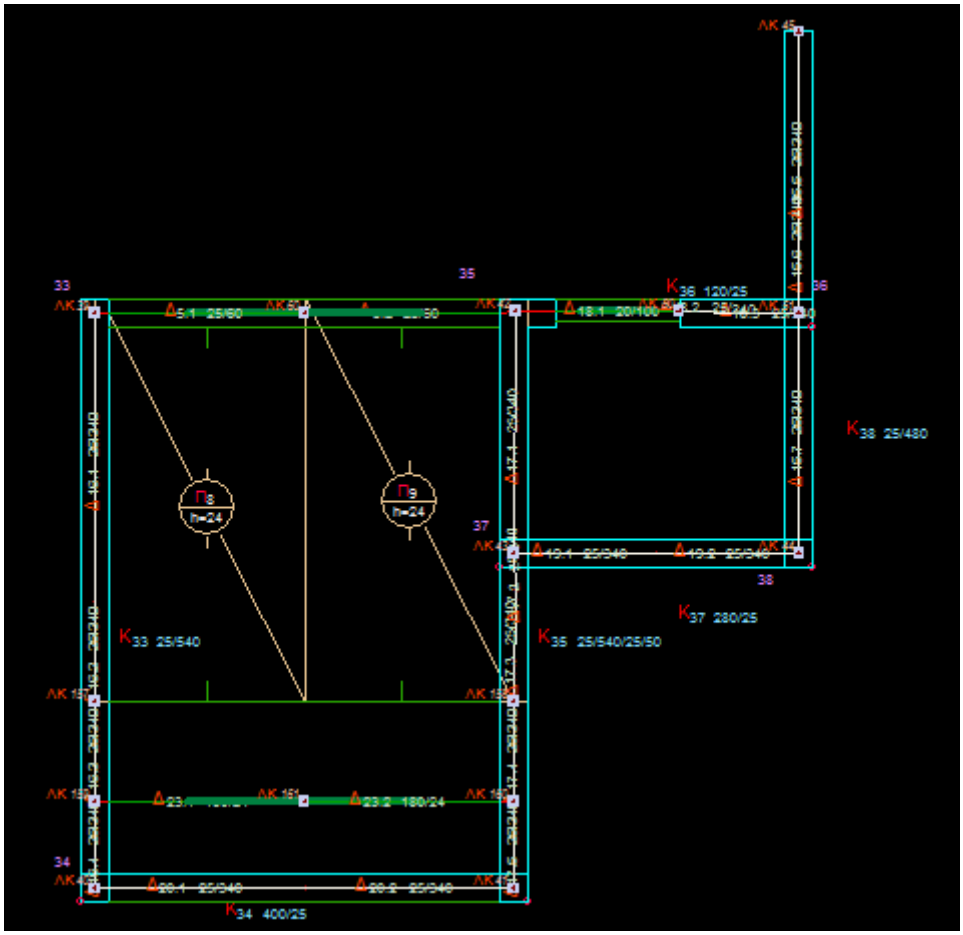
2. Εισαγωγή του K_{34}.

3. Καθορισμός των παραμέτρων του K_{34} (b=4.0, d=0.25).

4. Εισαγωγή του K_{34} με κοινή τη σταθερή κορυφή της με αυτή της K_{33}. Αντίστοιχα και για τα υποστυλώματα K_{35} έως K_{38}.

5. Εντολή «Κόμβοι τοιχώματος» του Λοιπού Κόμβου και κλικ διαδοχικά στις K_{33} και K_{34}. Έτσι τοποθετούνται οι λοιποί κόμβοι (Λ39 έως Λ50).

6. Εντολή «Έξυπνη εισαγωγή» της Δοκού για την εισαγωγή των δοκών. Έτσι τοποθετούνται δεσμικές δοκοί για την προσομοίωση των τοιχωμάτων.



Εικόνα 3.6: Προσομοίωση σύνθετης διατομής

3.2.5 Διαδικασία προσομοίωσης τοιχώματος με διαφορετική διατομή από στάθμη ισογείου σε στάθμη πρώτου τυπικού ορόφου

Η προσαύξηση της διατομής του τοιχώματος Κ15(40/40/25/860) περιγράφεται παρακάτω, για την περίπτωση που από τοίχωμα δεδομένων διαστάσεων μετατρέπεται σε τοίχωμα διάστασης Κ150(40/40/25/1010). Αυτό συμβαίνει διότι στην οροφή ισογείου υπάρχει άνοιγμα, και άρα δεν μπορεί να υπάρχει ενιαίο καθ' ύψος τοίχωμα. Η διαδικασία είναι ανάλογη με την προσθήκη φυτευτού υποστυλώματος:

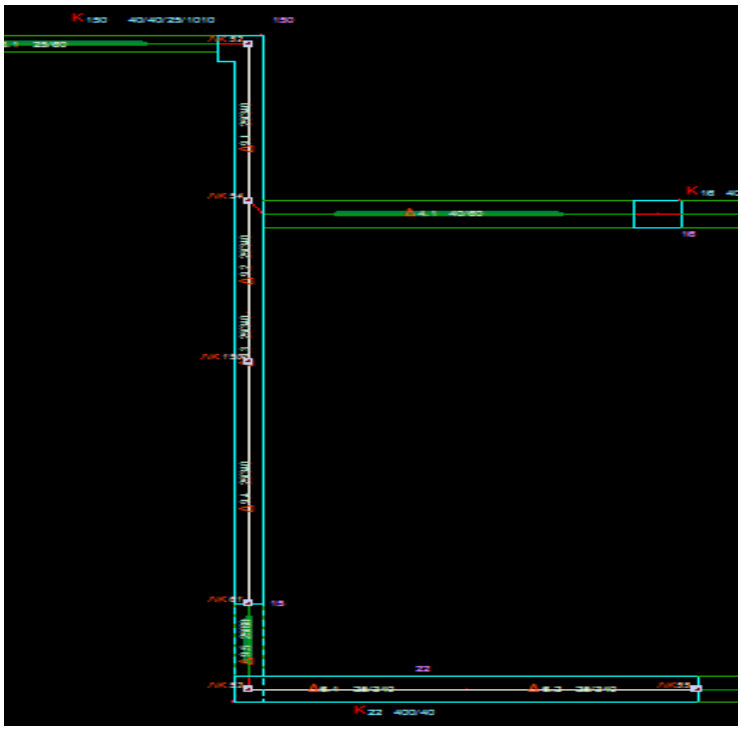
1. Περιγράφεται η κάτοψη του επιπέδου στο οποίο βρίσκεται η αρχική διατομή του Τοιχώματος Κ15(40/40/25/860) στον όροφο 0 (Π.χ. το υποστύλωμα Κ4 200/25 στον όροφο 0)

2. Στον ίδιο όροφο και στη θέση που θα βρίσκεται το κέντρο βάρους της νέας διατομής, παρεμβάλλεται ο Λοιπός Κόμβος 150

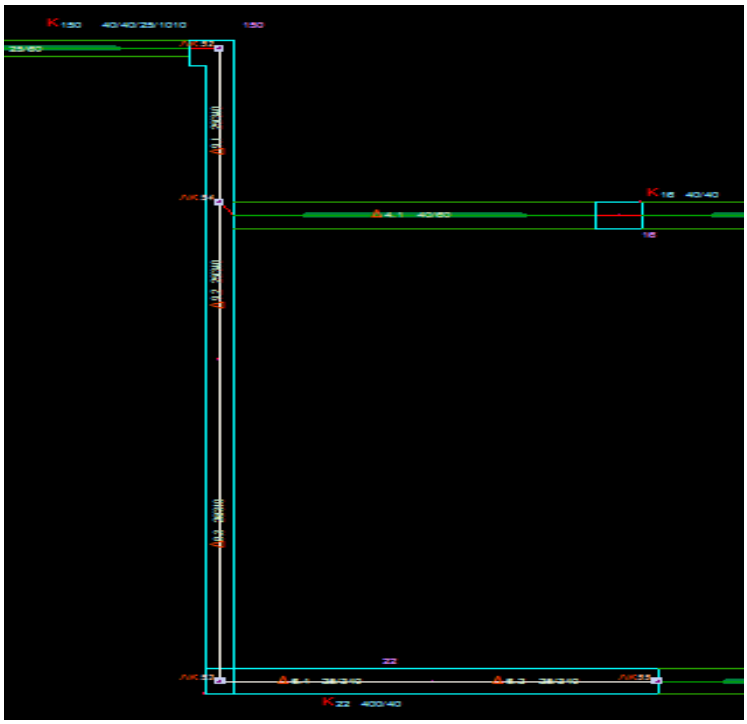
3. Συνδέεται ο κόμβος αυτός (κόμβος 150) με Δεσμικές Δοκούς με το κέντρο βάρους του τοιχώματος(κόμβος 15), τους κόμβους Τοιχώματος αρχής και τέλους (κόμβοι 52 και 61 αντίστοιχα) και τον Λοιπό Κόμβο που χρησιμοποιήθηκε για τη σύνδεση της Δοκοσειράς Δ4 με το Τοίχωμα Κ15.

4. Γίνεται παραγωγή ορόφου 1. Στον άνω όροφο διαγράφονται όλες οι οντότητες της περιοχής αυτής. Διαγράφονται οι δεσμικές δοκοί και οι κόμβοι Τοιχώματος και κρατείται μόνον ο λοιπός κόμβος Λ150 και ο Λοιπός Κόμβος που χρησιμοποιήθηκε για τη σύνδεση της Δοκοσειράς Δ4 με το Τοίχωμα Κ15.

5. Με την εντολή «Υποστύλωμα > Προσθήκη φυτευτού» αντικαθίσταται ο ΛΚ150(1) με τοίχωμα διατομής 40/40/25/1010. Ως κόμβος βάσης του φυτευτού θα χρησιμοποιηθεί ο Λοιπός Κόμβος 150(0).



Εικόνα 3.7: Συνδεσμολογία στον Όροφο 0



Εικόνα 3.8: Συνδεσμολογία στον Όροφο 1

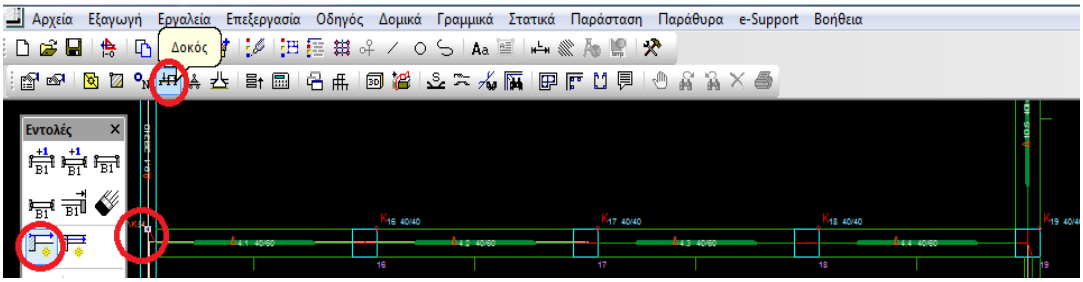
3.2.6 Προσομοίωση δοκών

Αφού τοποθετηθούν τα κατακόρυφα στοιχεία του δομήματος , οι κόμβοι τοιχωμάτων και οι λοιποί κόμβοι, για τη σύνδεση σε σημεία που δεν προϋπάρχει κόμβος, εισάγονται οι δοκοσειρές. Οι δοκοί, όπως και τα υποστυλώματα, τοποθετούνται με δεδομένη σειρά. Η εισαγωγή έγινε από αριστερά προς τα δεξιά και από πάνω προς τα κάτω. Οι δοκοί -εκτός απ' τις δεσμικές και τις δοκούς υπογείου, για τις οποίες θα γίνει αναφορά παρακάτω- εισάγονται ως δοκοί σκυροδέματος και κατηγορία διατομής «Πλακοδοκός».

Η δοκοσειρά εισάγεται στο προσομοίωμα με τις παρακάτω εντολές:

«Δοκός» > «Έξυπνη εισαγωγή δοκού πλευρικά» και με κλικ επιλέγεται η αρχή και το τέλος της δοκοσειράς.

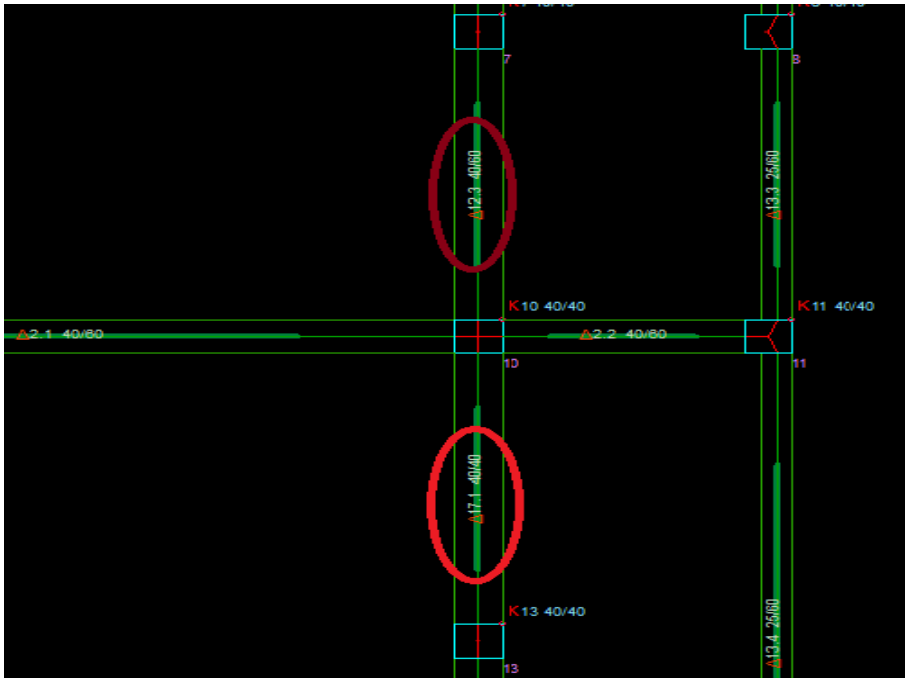
Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται η δοκοσειρά Δ4, και ο λοιπός κόμβος που τοποθετήθηκε για τη σύνδεση του κάθετου τοιχώματος με τη δοκό Δ4.1.



Εικόνα 3.9: Δοκοσειρά Δ4

3.2.7 Προσομοίωση δοκών διαφορετικού ύψους εκατέρωθεν ενός υποστυλώματος

Προκειμένου να δηλωθεί η διαφορετική κατανομή εντατικών μεγεθών που αναπτύσσονται σε ένα υποστύλωμα, εξαιτίας του διαφορετικού ίδιου βάρους εκατέρωθεν του άξονά του, θα πρέπει να εισάγονται στο πρόγραμμα διαφορετικές δοκοσειρές, οι οποίες συντρέχουν σε αυτό. Αυτό φαίνεται στην παρακάτω εικόνα, όπου πάνω από το υποστύλωμα Κ10 συντρέχει η δοκοσειρά Δ12 με διατομή 40/60, ενώ κάτω από αυτό συντρέχει η δοκοσειρά Δ17 με διατομή 40/40.



Εικόνα 3.10:Διαφορετικές δοκοσειρές εκατέρωθεν του Κ10

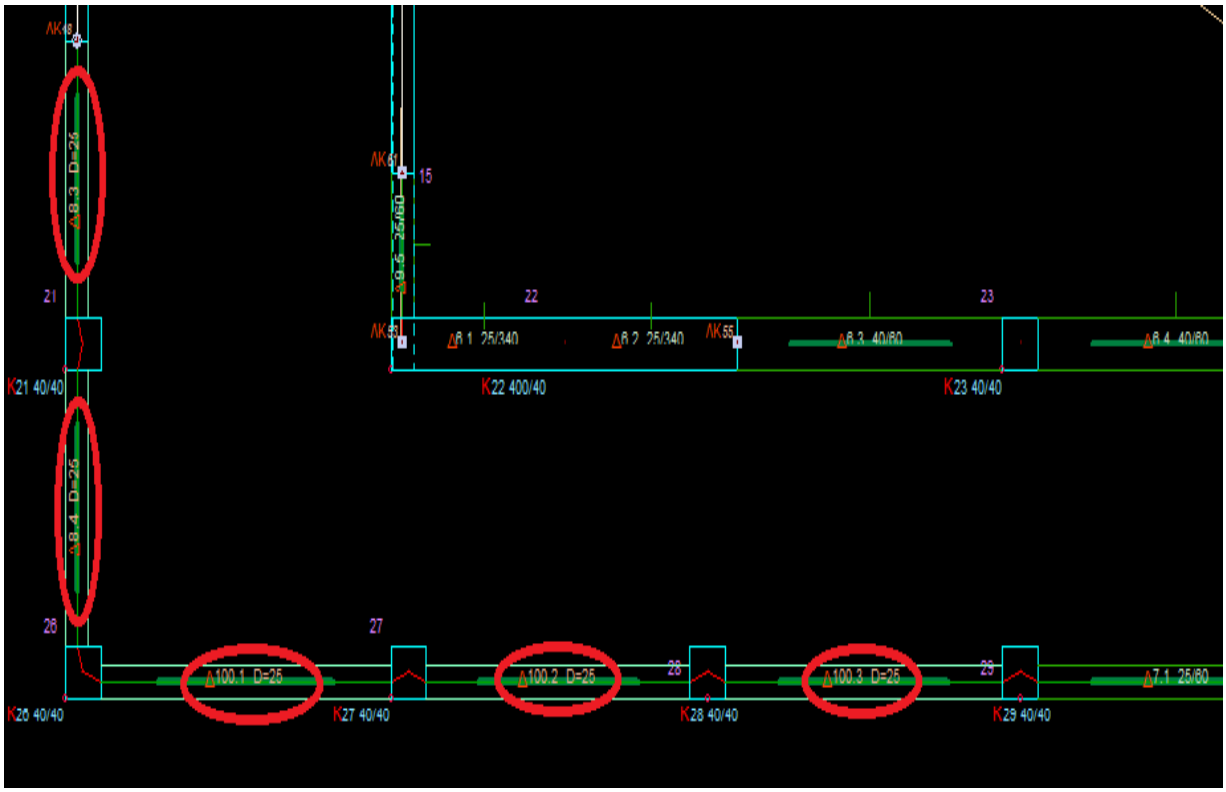
3.2.8 Δοκοί ως «Τοιχώματα Υπογείου»

Σύμφωνα με τον ξυλότυπο της οροφής ισογείου το κατακόρυφα μέλη συνδέονται με άκαμπτες δοκούς , υποχρεώνοντας τα έτσι να κινούνται κατά τρόπο όμοιο. Αυτές οι δοκοί, είναι διατομής «Πλακοδοκός» και έχουν ύψος όσο είναι το ύψος του τυπικού ορόφου. Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται ποιες δοκοί έχουν εισαχθεί ως «Τοιχώματα Υπογείου».

Για την εισαγωγή των δοκών ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία:

- ✓ Εισαγωγή των δοκών με είδος = «Τοίχωμα υπογείου» στην στάθμη οροφής ισογείου με τις εξής Παραμέτρους:
  - «Δοκός > Διατομή > Είδος μέλους = Τοίχωμα υπογείου»
  - «Δοκός > Διατομή > Κατηγορία διατομής = Πλακοδοκός» (π.χ. πλάτος bw=0.25m, ύψος h=3.40 m)
- ✓ Δέσμευση των οριζοντίων μετατοπίσεων του επιπέδου XZ με εισαγωγή οριζοντίων στηρίξεων στους κόμβους αρχής και τέλους των συγκεκριμένων δοκών.

  «Στήριξη > Τύπος = Οριζόντια στήριξη»



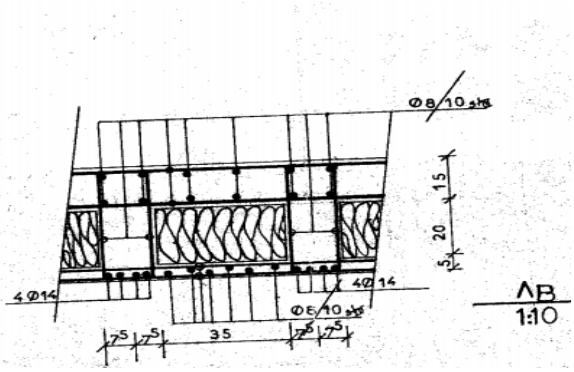
Εικόνα 3.11: Επισήμανση δοκών εισαχθέντων ως «Τοιχώματα Υπογείου»

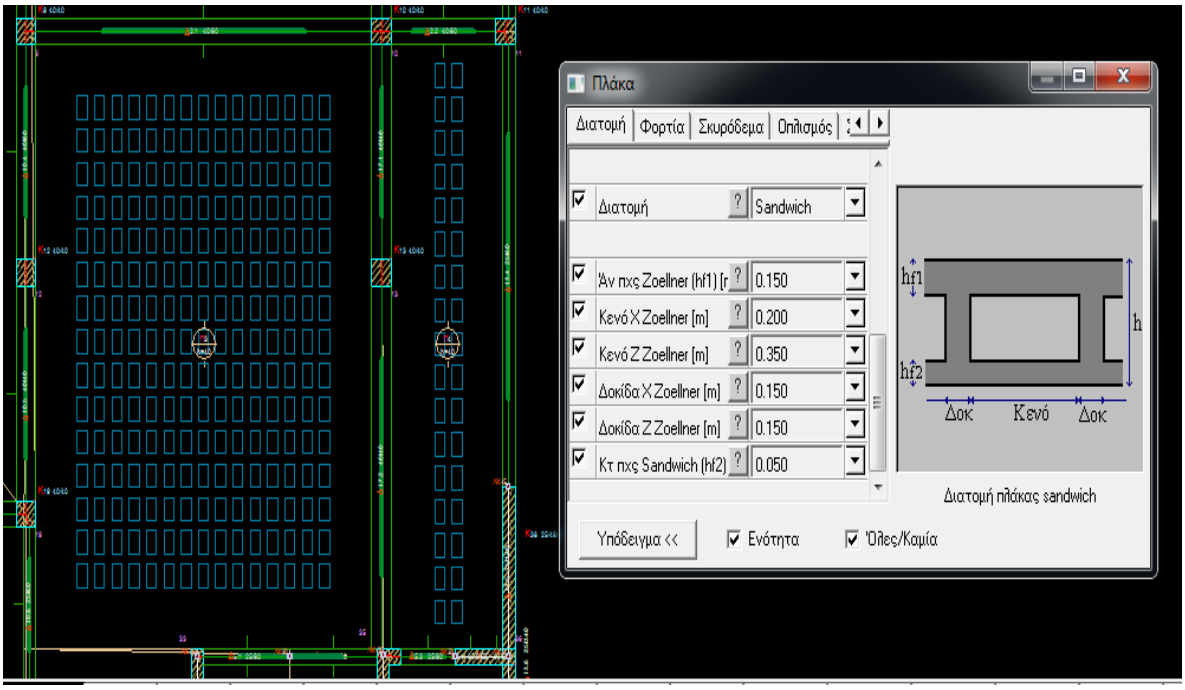
Στο σημείο αυτό αξίζει να επισημανθεί, ότι στο υποστύλωμα K29(40/40) στο οποίο συντρέχει η δοκός Δ100.3 (D=25 H=3.40), που έχει εισαχθεί ως «Τοίχωμα Υπογείου» και η δοκός Δ7.1 (25/60), που είναι τυπική δοκός από μπετόν, αποτελούν μέλη διαφορετικών δοκοσειρών εξαιτίας των διαφορετικών διατομών τους και άρα της διαφορετικής συμβολής τους στο υποστύλωμα K29.

3.2.9 Πλάκες

Το κτήριο, κατά κύριο λόγο, αποτελείται από συμπαγείς πλάκες, οι οποίες συμπεριφέρονται ως διαφράγματα στην κατασκευή. Προσομοιώνονται προκείμενου να μεταβιβάσουν τα φορτία τους στις δοκούς και για να ληφθεί υπόψιν η διαφραγματική τους λειτουργεία κατά τη διενέργεια του σεισμού. Οι πλάκες σχεδιάστηκαν κάνοντας κλικ στα τέσσερα ακραία σημεία που καθορίζουν το περίγραμμά τους και στην συνέχεια πατώντας το εικονίδιο «Κατασκευή». Επιπλέον, όπου η πλευρά της πλάκας γειτόνευε με μία διαφορετική πλάκα, τότε τα δύο σημεία αυτής της πλευράς σχεδιάστηκαν κεντροβαρικά της αντίστοιχης δοκού, έτσι ώστε να είναι σωστά σχεδιασμένη η ροή των φορτίων .

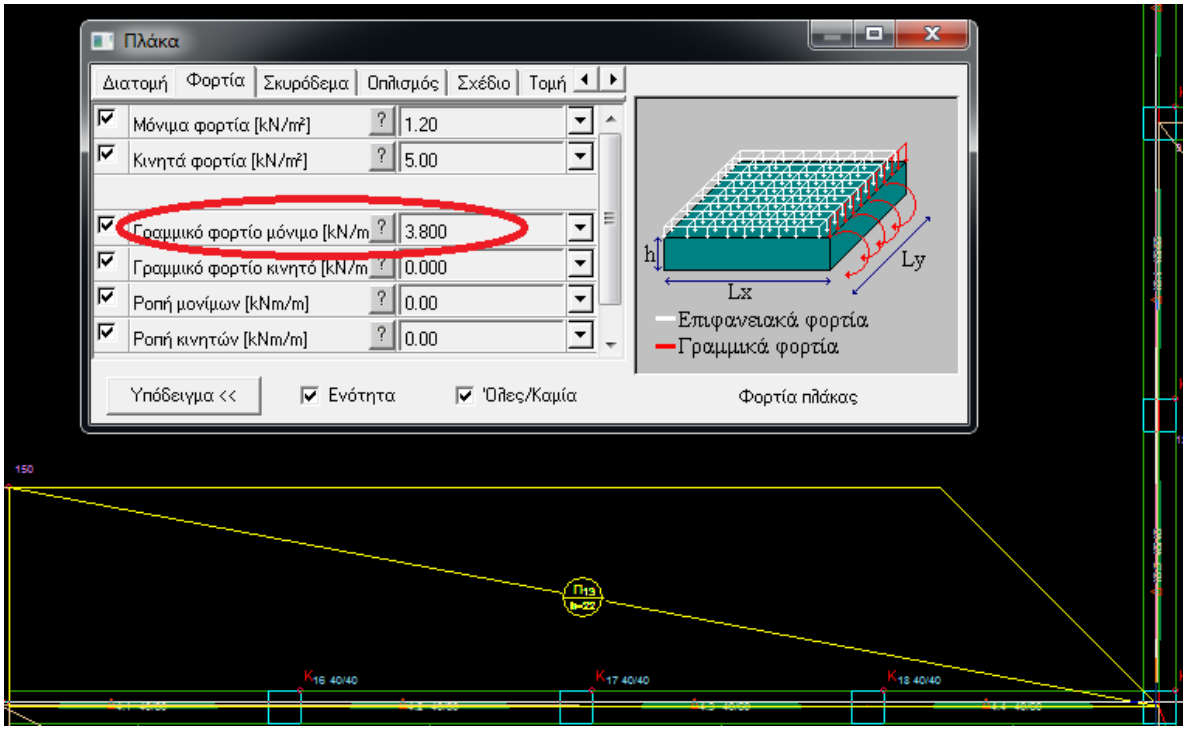
Ωστόσο, στη στάθμη οροφής ισογείου υπάρχουν δύο πλάκες μορφής «Sandwich», σύμφωνα με τη λεπτομέρεια ΛΒ που απομονώθηκε από τα σχέδια εφαρμογής του υφιστάμενου κτηρίου. Οι συγκεκριμένες πλάκες έχουν πάχος 40cm, γεγονός που υποδεικνύει ότι εάν η πλάκα είχε σχεδιαστεί συμπαγής, θα μεταβίβαζε πολύ μεγάλο φορτίο στις δοκούς, στις οποίες εδράζεται, λόγω του αυξημένου ίδιου βάρους της.





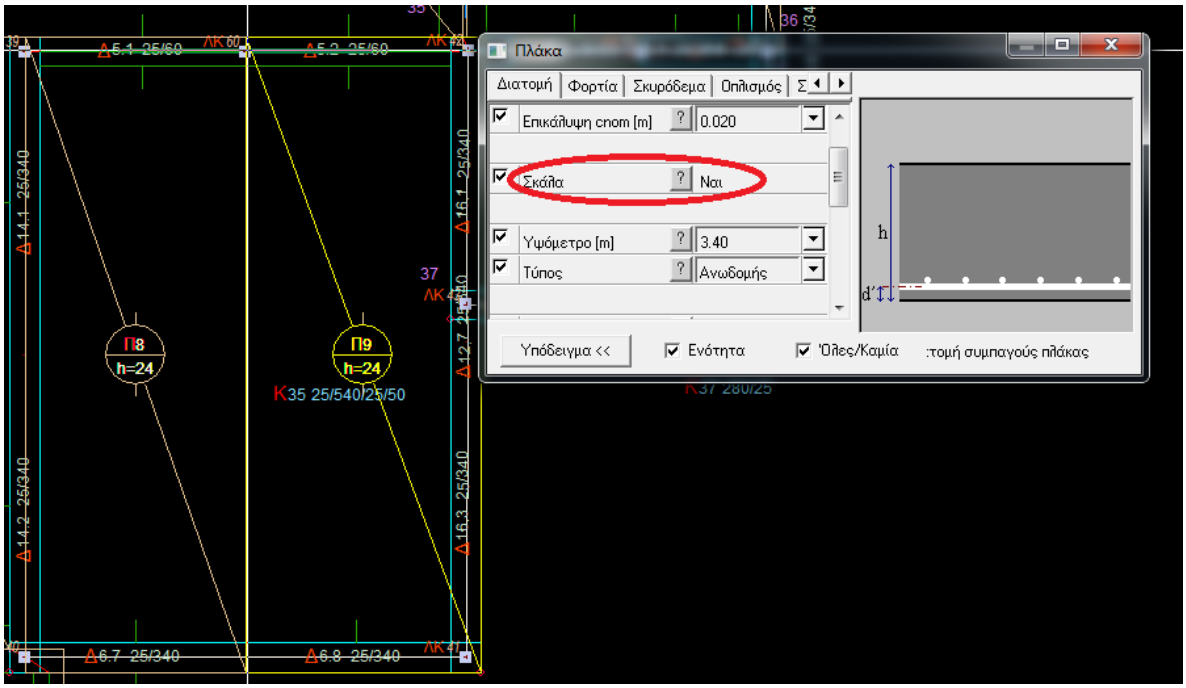
Εικόνα 3.12: Προσομοίωση Πλακών Π3 και Π4 μορφής «Sandwich»

Επίσης, στο κτήριο σε όλες τις στάθμες υπάρχουν δύο πρόβολοι – μπαλκόνια- τα οποία στα άκρα τους φέρουν μπετονένιο προστατευτικό, ύψους 1,32 m. Αυτό το μόνιμο φορτίο θα εισαχθεί στο πρόγραμμα ως ένα πρόσθετο κατανεμημένο μόνιμο φορτίο, ανηγμένο δηλαδή στο μήκος του προβόλου και εφαρμοζόμενο στην ελεύθερη πλευρά του.



Εικόνα 3.13: Πλάκα πρόβολος με εισαγωγή γραμμικού μόνιμου φορτίου στο ελεύθερο άκρο της

Στη συνέχεια, εισήχθησαν στο πρόγραμμα οι πλάκες-σκάλες. Στο Fespa υπάρχει η επιλογή να διαλέξεις το είδος της πλάκας, και ειδικά, κάνοντας κλικ στην επιλογή «Σκάλα», όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα, έτσι ώστε τα φορτία και ο οπλισμός της πλάκας να υπολογίζονται κατάλληλα. Οι πλάκες Π5,Π8,Π9 αποτελούν πλάκες-σκάλες.



Εικόνα 3.14:Σκάλες προσομοιώματος

3.3 Εισαγωγή υφιστάμενων οπλισμών

Αφού ολοκληρώθηκε η μόρφωση του φορέα και δηλώθηκαν όλες οι διαστάσεις και το είδος των διατομών, έγινε η παραγωγή της στάθμη θεμελίωσης. Η θεμελίωση του υφιστάμενου κτηρίου είναι μεμονωμένα πέδιλα με συνδετήριες δοκούς. Οι συνθήκες στήριξης του εδάφους δηλώθηκαν ως πακτώσεις, ώστε το κτήριο να είναι περισσότερο δύσκαμπτο και άρα να δίνει πιο δυσμενή αποτελέσματα.

Έπειτα έγινε προσαρμογή Πλακών-Δοκών , Δοκού-Υποστυλώματος, Υπολογισμός Συνεργαζόμενου Πλάτους Δοκών, Κατακορύφωση Υποστυλώματος.

Επόμενο βήμα είναι η Διαστασιολόγηση. Όπως αναφέρθηκε στην αρχή του παρόντος κεφαλαίου αρχικά στα Γενικά του Κτηρίου εισήχθησαν τα δεδομένα με τα οποία έγινε η Μελέτη Εφαρμογής. Ο λόγος είναι ώστε η όπλιση διαστασιολόγησης να είναι αρχικά όσο πιο κοντά στα τότε δεδομένα (π.χ. ώστε να είναι προκύψουν τα ισχύοντα κρίσιμα μήκη πύκνωσης των οπλισμών των τοιχωμάτων).

3.3.1 Τροποποίηση υφιστάμενων οπλισμών

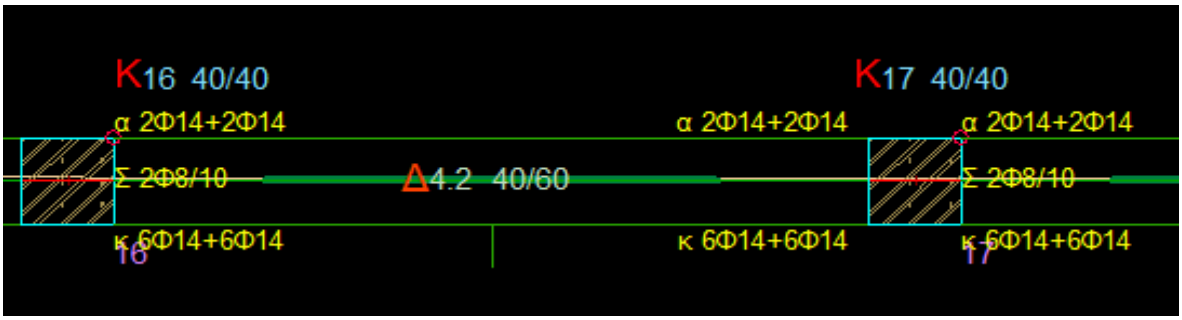
Επόμενο βήμα είναι η διόρθωση των οπλισμών που έχουν προκύψει από την επίλυση και όπλιση του προσομοιώματος με τον ισχύοντα κανονισμό, κατά τον χρόνο της κατασκευής.

3.3.2 Τροποποίηση δοκών

Με την εντολή «Πάρε Παραμέτρους άκρου» της οντότητας «Δοκός» επιλέγουμε μια δοκό με το επιθυμητό άκρο αυτής και μεταβαίνουμε στην καρτέλα των παραμέτρων «Ράβδοι άκρου», όπου βλέπουμε αναλυτικά, τι διαμήκη και εγκάρσιο οπλισμό έχει το δεδομένο άκρο.

Τροποποιούμε τους υπάρχοντες οπλισμούς όπου απαιτείται και επιλέγουμε την εντολή «Δώσε Παραμέτρους άκρου» της οντότητας «Δοκός».

Ομοίως με τις εντολές «Πάρε/Δώσε παραμέτρους ανοίγματος» είναι ορατοί και επεξεργάσιμοι οι οπλισμοί ανοίγματος των δοκών.



Εικόνα 3.15: Λεπτομέρεια οπλισμού άκρου δοκού έπειτα από τροποποίηση

3.3.3 Τροποποίηση υποστυλωμάτων

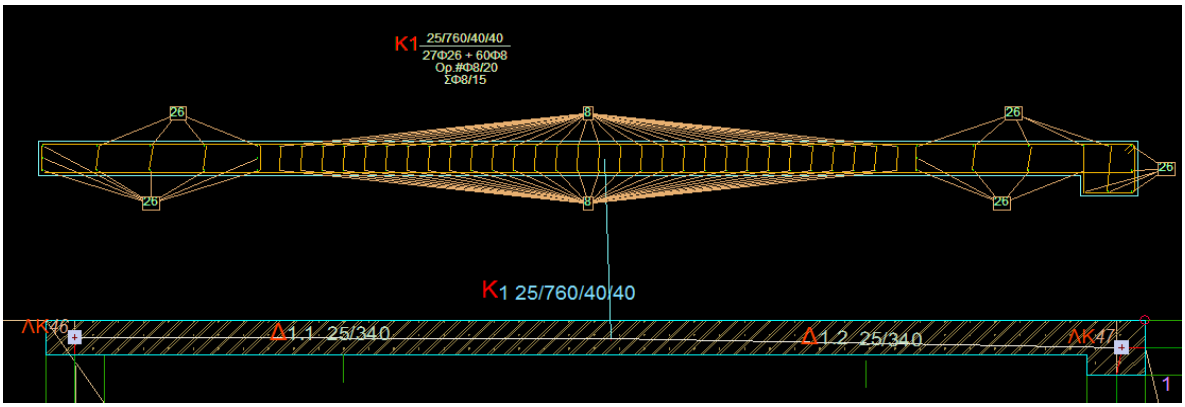
Επιλέγεται «Διατομή> Παραγωγή διατομής από υποστύλωμα» για να δημιουργηθεί η διατομή του υποστυλώματος, της οποίας οι οπλισμοί θα τροποποιηθούν.

- ✓ Εισαγωγή ή τροποποίηση διαμήκους οπλισμού υποστυλωμάτων

Οι διαμήκεις οπλισμοί (διάμετρος και θέση) τροποποιούνται επιλέγοντας «Ράβδοι οπλισμού», μέσω των εντολών «Πάρε/Δώσε παραμέτρους».

- ✓ Εισαγωγή ή τροποποίηση συνδετήρων υποστυλωμάτων

Οι συνδετήρες της διατομής του υποστυλώματος τροποποιούνται επιλέγοντας «Υποστύλωμα> Συνδετήρες», με τη βοήθεια των εντολών «Πάρε/Δώσε παραμέτρους».



Εικόνα 3.16: Οπλισμός υποστυλώματος Κ1 έπειτα από τροποποίηση

3.4 Εισαγωγή φορτίων

3.4.1 Εισαγωγή φορτίων στις πλάκες

Στις πλάκες εκτός από το ίδιο βάρος το οποίο υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό, εισάγεται το φορτίο των επικαλύψεων το οποίο ισούται ίσο με 1,2 kN/m^2. Στις αίθουσες διδασκαλίας εισάγεται κινητό φορτίο ίσο με 3,5 kN/m^2, ενώ στα κλιμακοστάσια, τους διαδρόμους και τους προβόλους εισάγεται 5,0 kN/m^2.

3.4.2 Εισαγωγή φορτίων στις δοκούς

Οι δοκοί δέχονται τα φορτία των πλακών, τα οποία μεταβιβάζονται αυτόματα από το πρόγραμμα, το ίδιο βάρος τους το οποίο υπολογίζεται και αυτό αυτόματα και επιπλέον το ίδιο βάρος από τις τοιχοποιίες. Επιλέχθηκε να εισαχθεί φορτίου «μπατικής» τοιχοποιίας το οποίο ισούται με 3,6 kN/m^2. Στο λογισμικό πρέπει να εισαχθεί ως ομοιόμορφο γραμμικό σύμφωνα με τον τύπο :

$$G_{\text{τοίχου}} = g_{\text{μπατικός}} * (H_{\text{ορόφου}} - H_{\text{δοκού}})$$

Για το ισόγειο και τον πρώτο όροφο, όπου το ύψος ορόφου είναι 3,40m και υπάρχουν δοκοί ύψους 0,6 και 0,4 m προκύπτει ότι οι δοκοί με ύψος 0,6 m παίρνουν κατανεμημένο φορτίο τοιχοποιίας ίσο με 10,1 kN/m ενώ οι δοκοί ύψους 0,4 m φορτίο ίσο με 10,8.Τέλος, στις δοκούς του κεντρικού κλιμακοστασίου καθώς δεν υπάρχει τοιχοποιία εισάγεται υπέρ της ασφαλείας, ένα γραμμικό φορτίο ίσο με 2 kN/m.

Για τον δεύτερο τυπικό όροφο, που είναι και ο τελικός του κτηρίου -πέραν των απολήξεων του κλιμακοστασίου- σύμφωνα με τα υφιστάμενα σχέδια εφαρμογής υπάρχει προστατευτική τοιχοποιία στις περιμετρικές δοκούς ύψους 0,9 m. Άρα, στον τελευταίο όροφο εισάγεται γραμμικό φορτίο στις περιμετρικές δοκούς μόνον, που ισούται με $G_{τοίχου=}$3,6*0.9=3,25kN/m.

3.4.3 Υπολογισμός φορτίων απολήξεως κλιμακοστασίου

Εισάγονται στο μοντέλο τα ίδια βάρη των απολήξεων των δύο κλιμακοστασίων που υπάρχουν στο δόμημα που μελετάται. Οι απολήξεις των κλιμακοστασίων, καθώς δημιουργούν σημαντικές ανομοιομορφίες στις κατόψεις του κτηρίου δημιουργούν αρκετές φορές το σύστημα του ανεστραμμένου εκκρεμούς. Ως αποτέλεσμα επηρεάζουν την επίλυση του κτηρίου, εξαιτίας του διαφορετικού σημείου του Κέντρου Μάζας.

Στο υπό μελέτη δόμημα υπάρχουν δύο κλιμακοστάσια, τα οποία καταλήγουν σε διαφορετικές στάθμες. Για τις υπολογιστικές ανάγκες, έστω Κλιμακοστάσιο 1 αυτό που περικλείεται από τα υποστυλώματα-τοιχώματα Κ14, Κ15, Κ27, Κ26,Κ21 (=ονοματολογία σύμφωνα με τη μελέτη αποτίμησης) και Κλιμακοστάσιο 2 , το περικλειόμενο από τα Κ33, Κ34, Κ35, Κ36, Κ37, Κ38 (= ονοματολογία σύμφωνα με τη μελέτη αποτίμησης).

3.4.3.1 Φορτία για το Κλιμακοστάσιο 1

- Ίδιο βάρος τοιχωμάτων εφαρμοζόμενα από στάθμη 10.20 έως 13.00
  $g_{τοιχωμάτων=}$25*0.25*2.80=17,5 kN/m
- Ίδιο βάρος πλάκας πάχους h= 24 cm κατανεμημένης σε εμβαδό E=4*12.60=50.4 m^2
  $G_{πλάκας}$=25*0.24*50.4 =302.4 kN / (12.6*2 +4*2) = 9.10 kN/m
- Ίδιο βάρος επικάλυψης κλιμακοστασίου(g=1.2 kN/m^2)
  $G_{επικ}$=1.2*50.4 =60.48 kN / (12.6*2 + 4*2) = 1.88 kN/m
- Ίδιο βάρος προστατευτικής μπατικής τοιχοποιίας ύψους 1.5 m
  $G_{τοίχων}$=3.6*0.25*1.5 =1.35 kN
- Κινητό μη βατού δώματος (1.5 kN/m^2)
  $G_{κινητό}$=1.5*50.4 =75.6 kN / (12.6*2+ 4*2) = 2.28 kN/m
- Ίδιο βάρος μπατικής τοιχοποιίας στις περιμετρικές δοκούς
  $G_{δοκού}$=3.6*2.2=8.0 kN/m
- Ίδιο βάρος δοκού ύψους 0.60m
  $G_{βάρος,δοκού}$ = 25*0.6*0.25=3.75/m

Άρα, στις δεσμικές ράβδους των τοιχωμάτων εισάγεται ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο $g_{τοιχωμάτων}$=17.5+9.10+1.88+2.28 = 30.00 kN/m

Στις δοκούς εισάγεται κατανεμημένο φορτίο $g_{δοκών}$= 8.35+1.88+0.34+2.28+8+3.75=25 kN/m

3.4.3.2 Φορτία στο Κλιμακοστάσιο 2

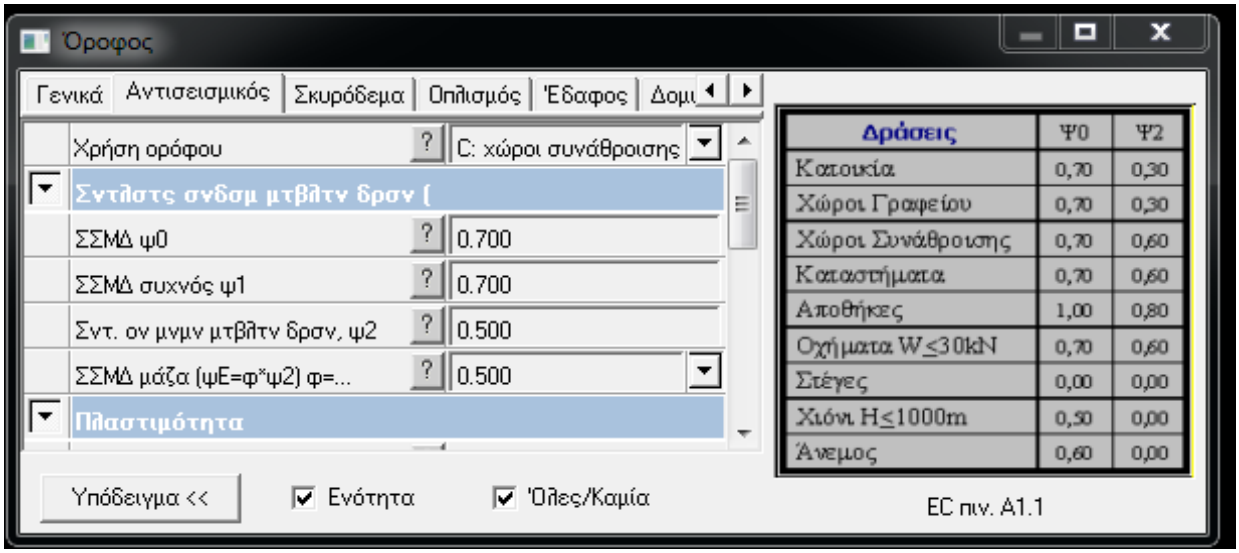
- Ίδιο βάρος τοιχωμάτων εφαρμοζόμενα από στάθμη 10.20 έως 13.00
  $g_{τοιχωμάτων}$=25*0.25*2.80=17,5 kN/m
- Ίδιο βάρος πλάκας πάχους h= 22 cm κατανεμημένης σε εμβαδό E=5.4*4=21.6 m^2
  $G_{πλάκας}$=25*0.22*21.6 =118.8 kN / 18.8 = 6.32 kN/m
- Επικάλυψη κλιμακοστάσιου
  $G_{επικ}$=1.2*(4*5.4) = 540 kN / (18.8) = 1.38 kN/m
- Κινητό μη βατού δώματος
  $G_{κινητό}$=1.5*(4*5.4)/18.8 = 1.72 kN/m
- Ίδιο βάρος δοκού ύψους 0.60m
  $G_{βάρος,\ δοκού}$ = 25*0.6*0.25=3.75/m

Άρα, στις δεσμικές ράβδους των τοιχωμάτων του Κλιμακοστασίου 2 εισάγεται ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο $g_{τοιχωμάτων}$= 17.5+6.32+1.38+1.72 =27 kN/m

Στην δοκό εισάγεται φορτίο $g_{δοκού}$= 6.32+1.38+1.72+3.75=15 kN/m

3.4.4 Σεισμικοί συντελεστές ψ1 και ψ2

Τα σχολικά κτήρια αποτελούν κτήρια κατηγορίας C. Η κατηγορία C έχει κατηγορία σεισμικού συντελεστή ψ2=0,6, όμως για τα σχολικά κτήρια ο Κανονισμός συνιστά τη χρήση ψ2=0,5 . Πρέπει λοιπόν σε κάθε όροφο να γίνει χειροκίνητη αλλαγή του συντελεστή.



Δράσεις	Ψ0	Ψ2
Κατοικία	0,70	0,30
Χώροι Γραφείου	0,70	0,30
Χώροι Συνάθροισης	0,70	0,60
Καταστήματα	0,70	0,60
Αποθήκες	1,00	0,80
Οχήματα W≤30kN	0,70	0,60
Στέγες	0,00	0,00
Χιόνι H≤1000m	0,50	0,00
Άνεμος	0,60	0,00

Εικόνα 3.17: Ρύθμιση συντελεστή οιονεί μόνιμων δράσεων

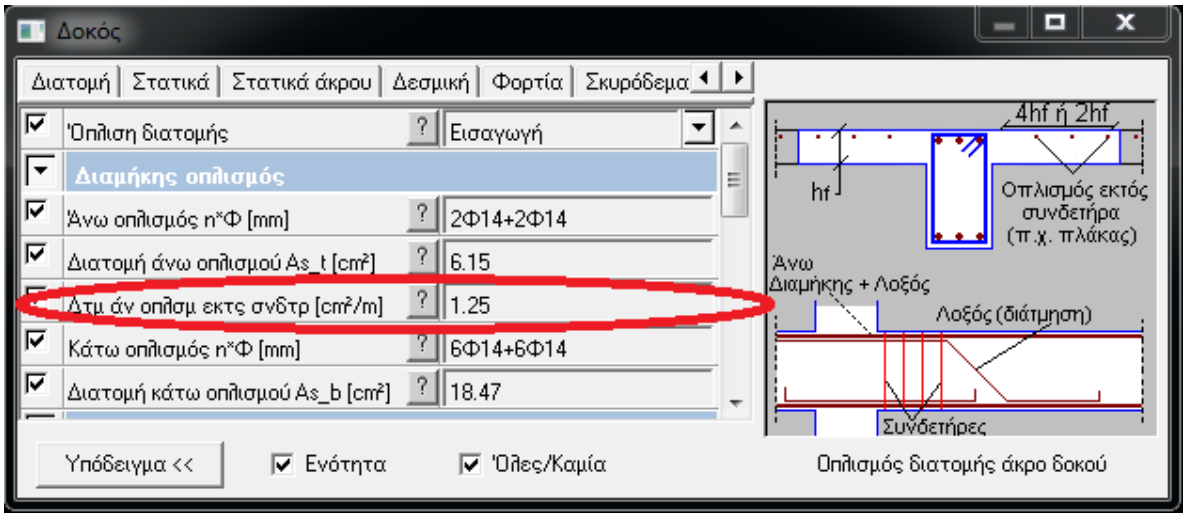
3.5 Ειδικά σημεία προσομοίωσης

Τέλος, γίνεται αναφορά σε κάποια ειδικά σημεία που έχουν σημασία και αποτελούν σημαντικές προσθήκες στο προσομοίωμα, για όσο το δυνατόν λεπτομερή αποτύπωση του υφιστάμενου κτηρίου.

3.5.1 Συνυπολογιζόμενος διαμήκης οπλισμός πλάκας στη δοκό

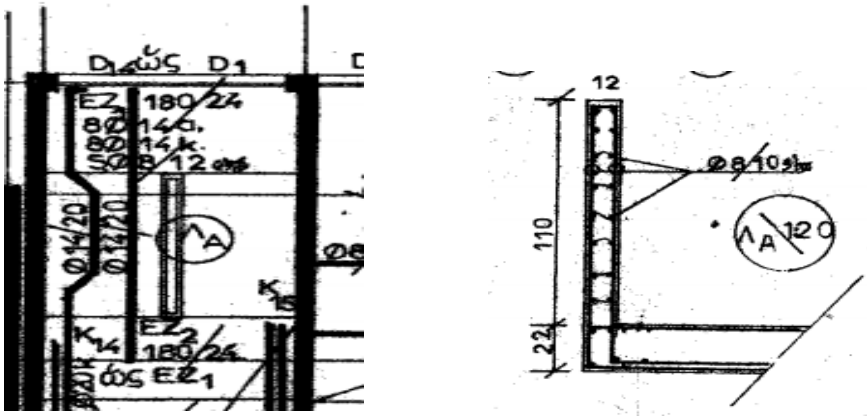
Ο οπλισμός ανά μέτρο πλάτους της πλάκας που συμμετέχει στον έλεγχο της δοκού έναντι κάμψεως, απεικονίζεται στην παράμετρο «Διατομή άνω οπλισμού εκτός συνδετήρα» της καρτέλας «Δοκός > Ράβδοι άκρου». Σύμφωνα με τα Σχέδια εφαρμογή υπολογίστηκε η συνεισφορά του οπλισμού της πλάκας στην κάμψη της δοκού και οι τιμές εισήχθησαν χειροκίνητα.

Ο συνεργαζόμενος οπλισμός της πλάκας στην παράμετρο εισάγεται ανηγμένος ανά μέτρο πλάτους της πλάκας και στο τεύχος τυπώνεται πολλαπλασιασμένος επί 4hf (=beff), σύμφωνα με τις πρόνοιες της §5.4.3.1.1 του EC8-1. Ωστόσο, στο πρόγραμμα η εισαγωγή γίνεται υπολογίζοντας τα σίδερα της πλάκας που βρίσκονται στο ένα φτερό της δοκού. Επιλέχθηκε, υπέρ της ασφαλείας, να εισαχθεί ο οπλισμός του φτερού στο οποίο πατάει η πλάκα με τα πιο αραιά σίδερα.

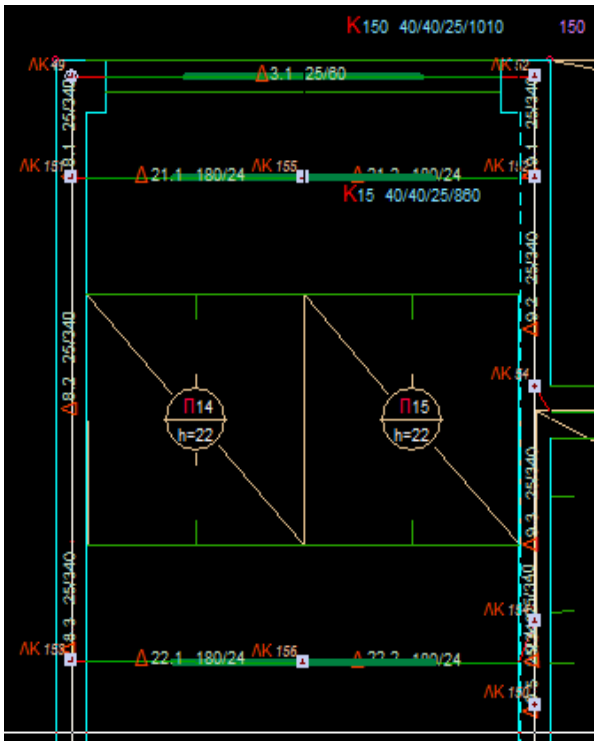


Εικόνα 3.18: Εισαγωγή οπλισμού πλάκας στο διαμήκη οπλισμό της δοκού

3.5.2 Εισαγωγή ενισχυμένων ζωνών στις στηρίξεις σκάλας



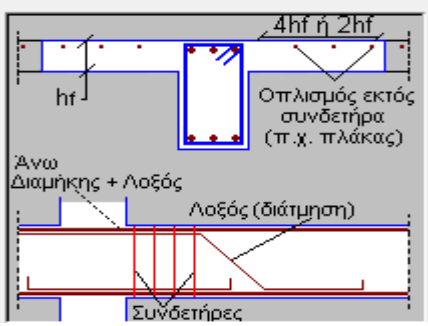
Εικόνα 3.19: Κατασκευαστικές λεπτομέρειες κλιμακοστασίου



Εικόνα 3.20: *Προσομοίωση Κλιμακοστασίου*

Σύμφωνα με τα σχέδια εφαρμογής του υφιστάμενου σχεδίου στο κλιμακοστάσιο υπάρχει ενισχυμένη ζώνη στα σημεία της κάτοψης που προβλέπεται πλατύσκαλο. Εισήχθησαν έτσι οι ενισχυμένες ζώνες Δ21.1, Δ21.2 , Δ22.1, Δ22.2 και ο οπλισμός τους σύμφωνα με τα σχέδια. Σε κάθε πλευρά στήριξης της σκάλας εισήχθησαν δύο ενισχυμένες ζώνες ώστε να γίνει σωστός καταμερισμός του ίδιου βάρους. Επίσης εισήχθη το μόνιμο φορτίο της κουπαστής ως μόνιμο επιφανειακό φορτίο σε κάθε μία πλάκα Π14, Π15. Κανονικά θα έπρεπε να εισαχθεί ως μόνιμο γραμμικό φορτίο στο άκρο της δοκού αλλά το πρόγραμμα δεν μπορεί να αναγνωρίσει ποιο είναι το ελεύθερο άκρο . Όπως αυτό συνέβη στο άκρο προβόλου, που περιγράφηκε πιο πάνω. Έτσι αποφασίστηκε να προστεθεί ως επιφανειακό.

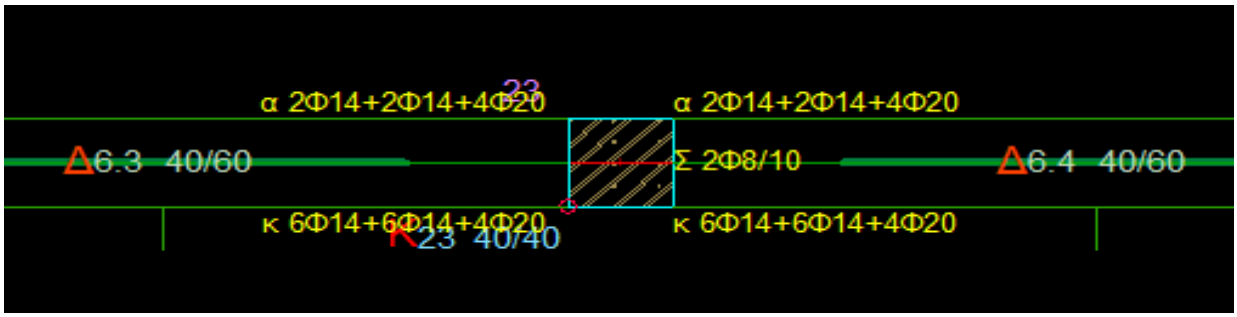
3.5.3 Σίδερα δοκών



Πολύ προσοχή πρέπει να δοθεί στην εισαγωγή των σίδερων στα άκρα των δοκών.

Σύμφωνα με το υπόμνημα του Fespa, σε κάθε δοκό που συνδέεται με μία άλλη πρέπει να προστίθενται και τα σίδερα που έχει η διπλανή της δοκός, στο συνορεύον άκρο της. Επίσης τα πρόσθετα σίδερα που υπάρχουν σε κάποιες δοκούς προτίθενται και αυτά ως διαμήκης άνω και κάτω οπλισμός.

Εικόνα 3.21: Σίδερα άκρου δοκού

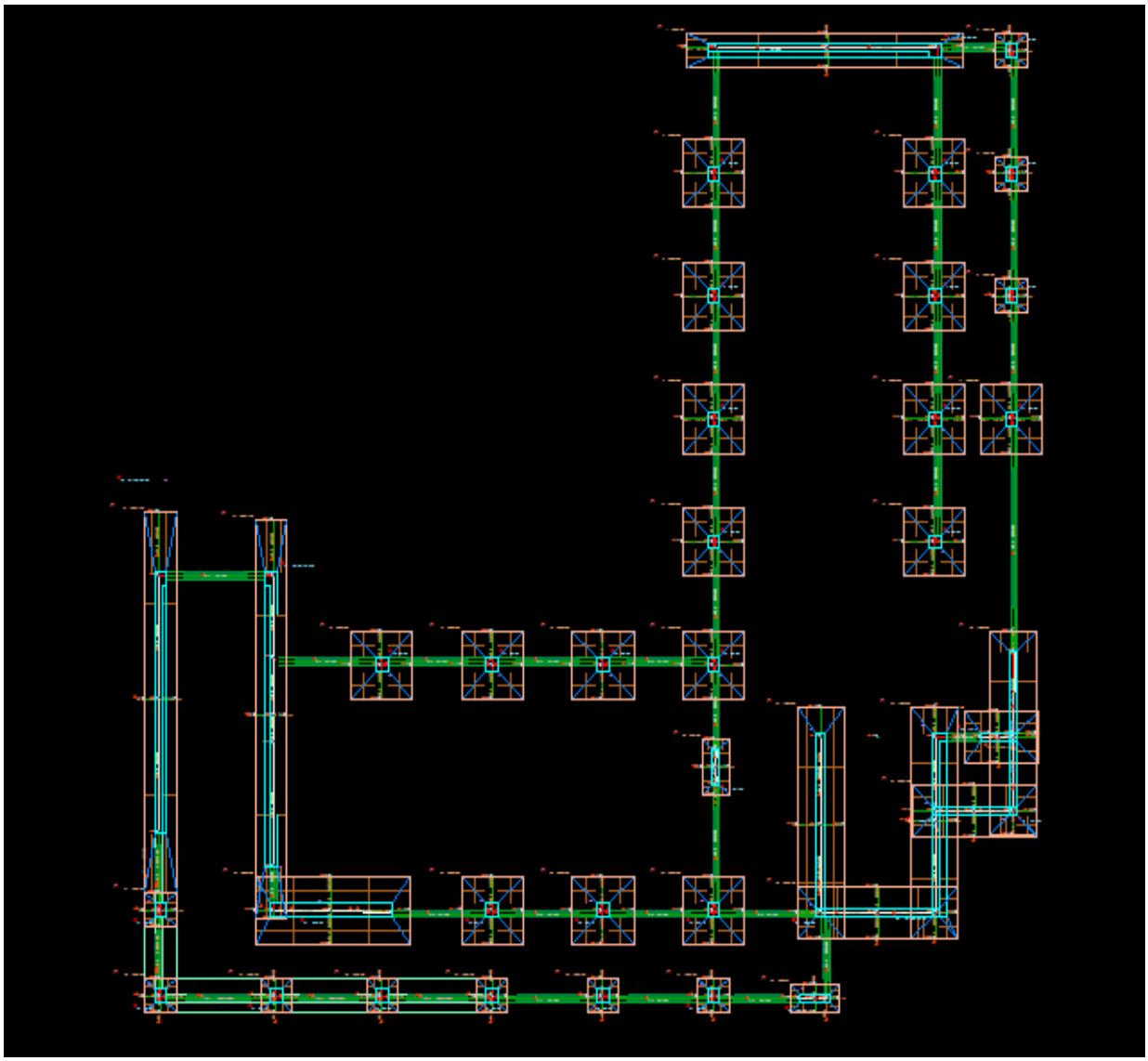


Εικόνα 3.22: Άνω και κάτω σίδερα άκρου δοκού

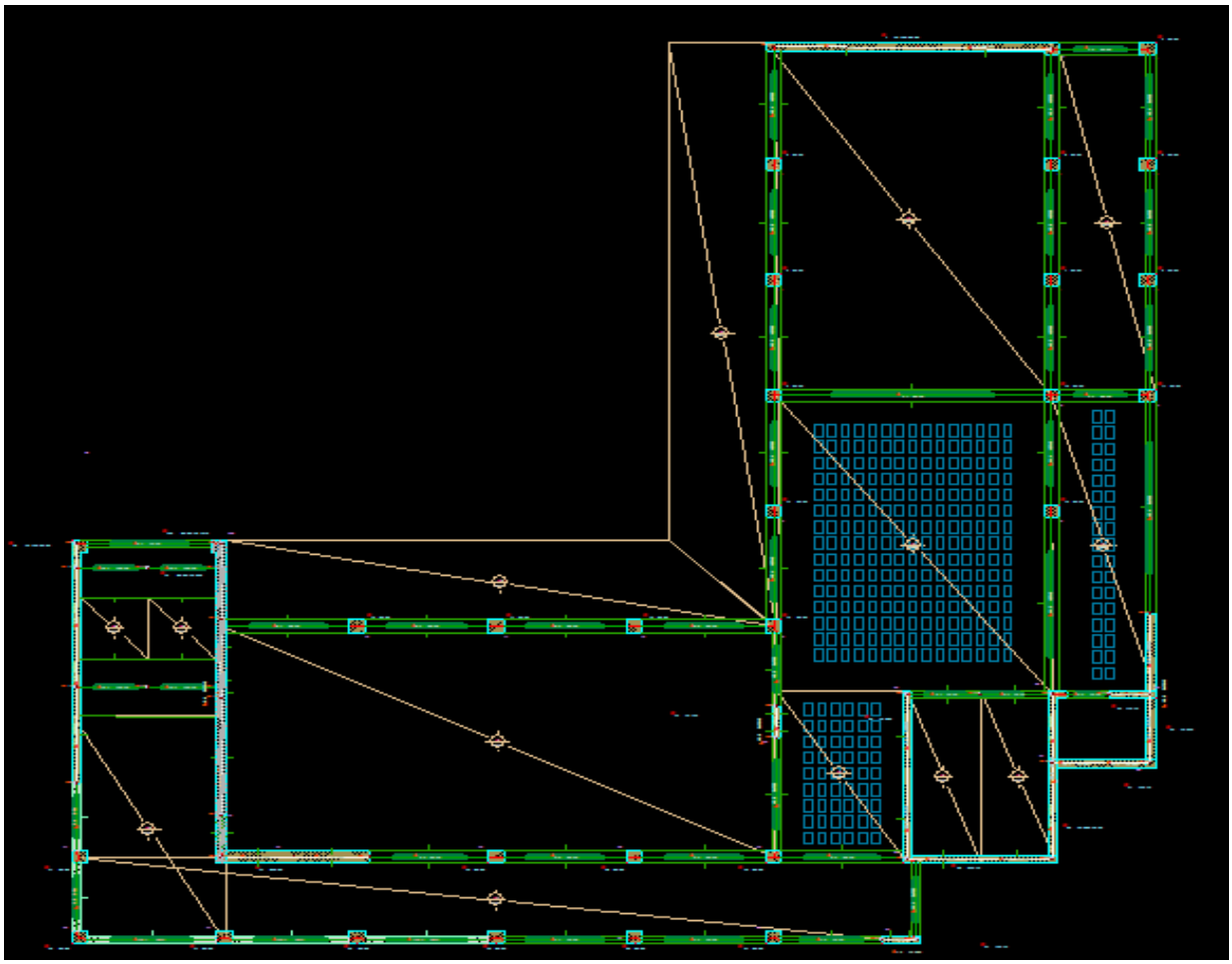
Σε κάθε δοκό, ο άνω και ο κάτω οπλισμός προκύπτει ως εξής: πρώτος όρος τα σίδερα της ίδιας της δοκού, δεύτερος όρος τα σίδερα της δοκού που γειτονεύει και τρίτος ο όρος τα πρόσθετα σίδερα, εάν υπάρχουν.

Σε αυτό το σημείο παρατίθενται οι κατόψεις και οι όψεις του στατικού προσομοιώματος, όπως προέκυψαν μετά την εισαγωγή του φορέα στο Fespa.

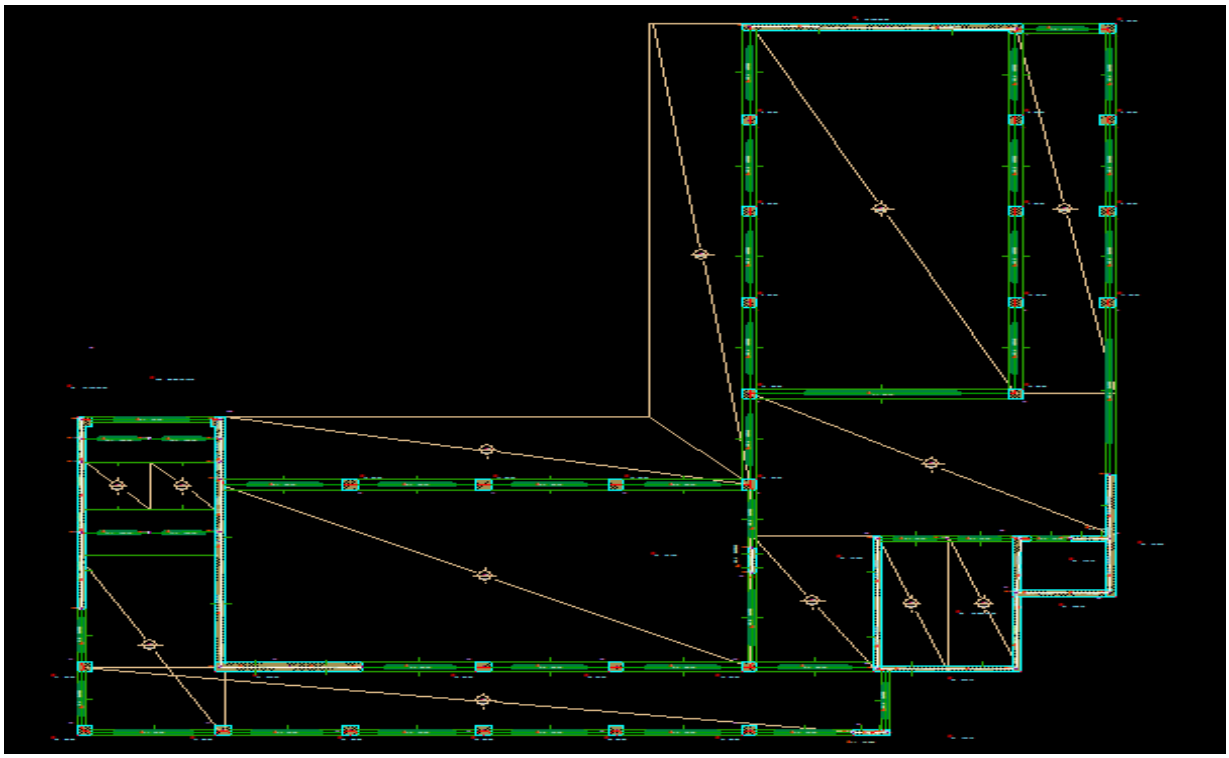
3.6 Κατόψεις και όψεις προσομοιώματος



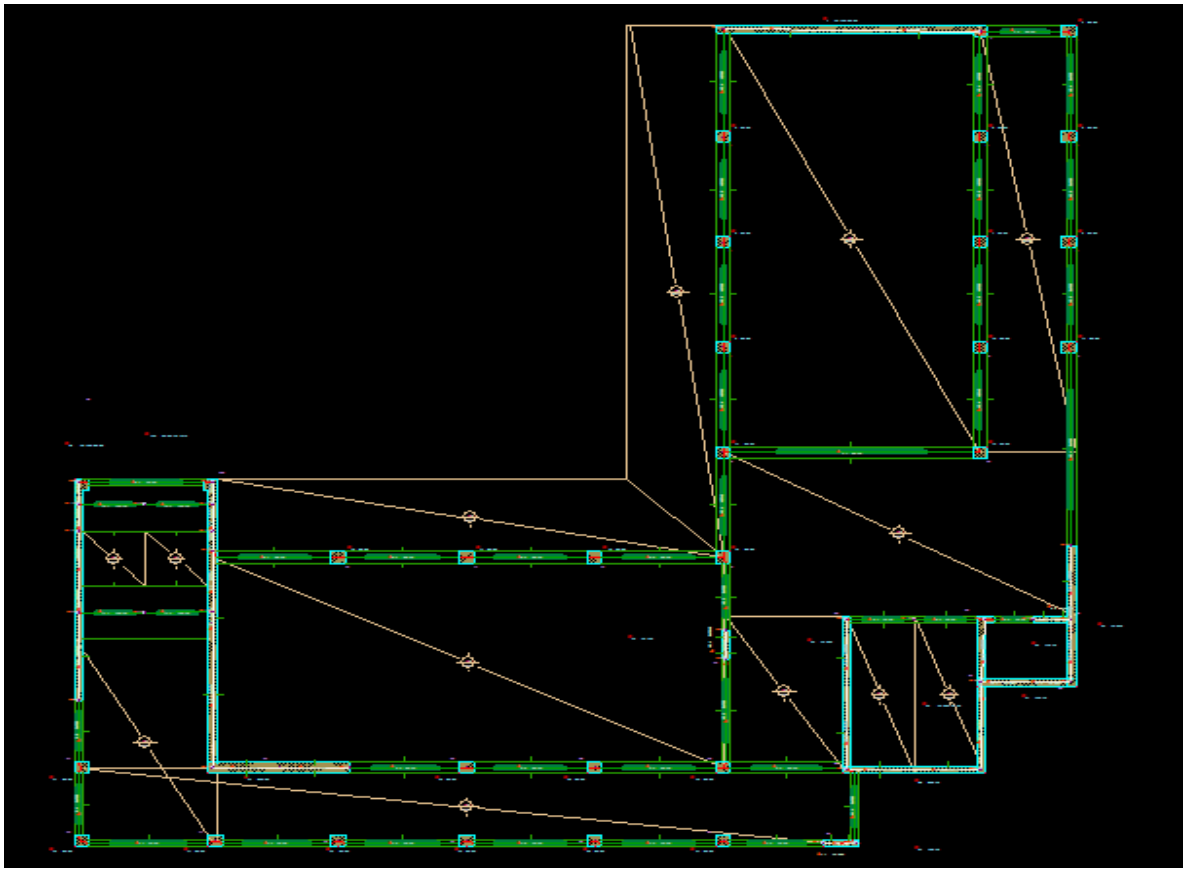
Εικόνα 3.23: Ξυλότυπος Στάθμης -1 (Θεμελίωση)



Εικόνα 3.24: Ξυλότυπος Οροφής Ισογείου

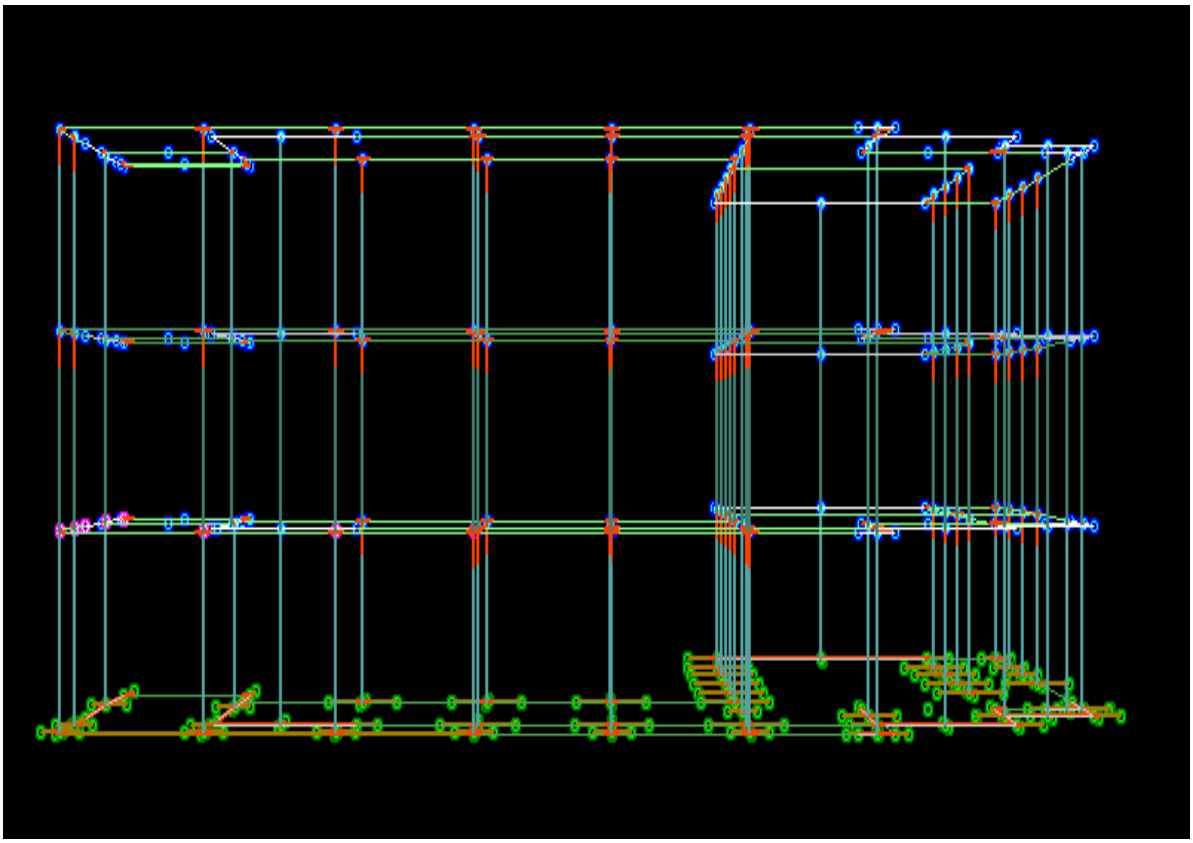


Εικόνα 3.25: Ξυλότυπος Οροφής 1^{ου} Ορόφου

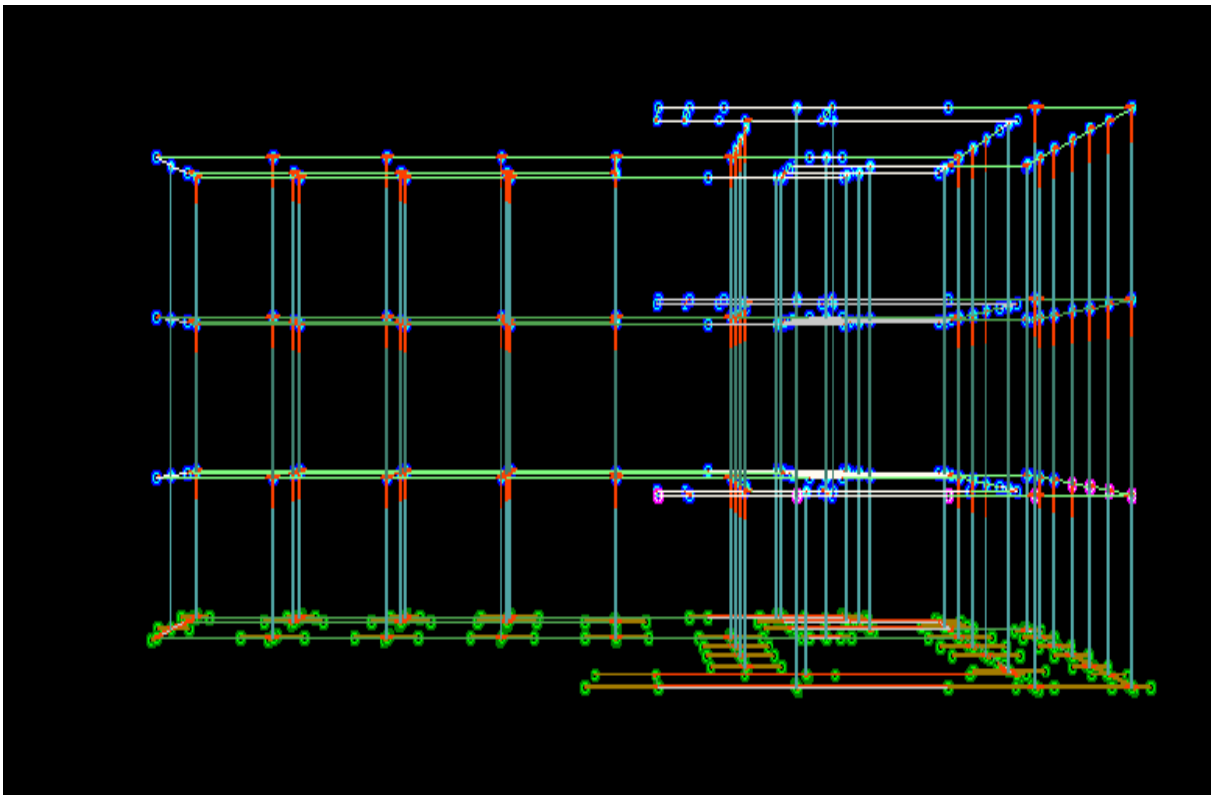


Εικόνα 3.26: Ξυλότυπος οροφής 2ου Ορόφου

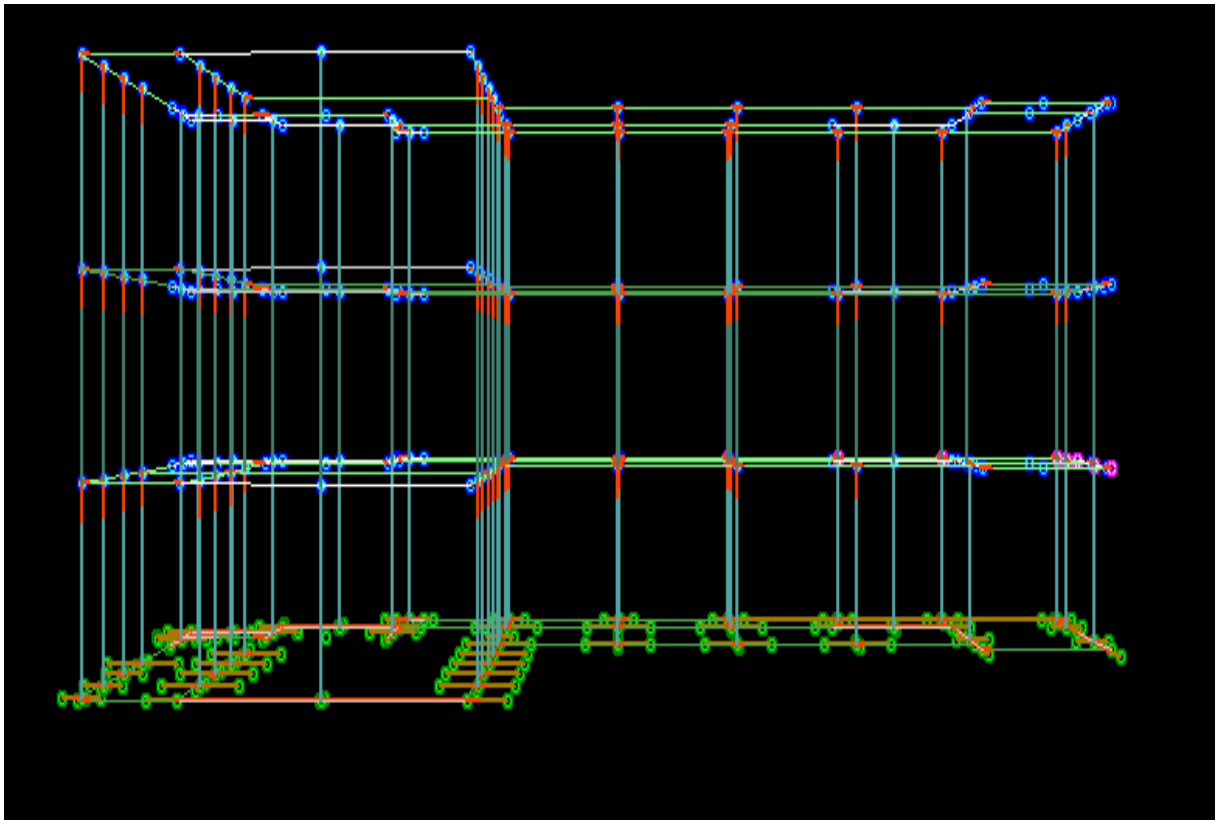
Ακολουθούν αντιπροσωπευτικές όψεις του προσομοιώματος για πιο λεπτομερή εποπτεία.



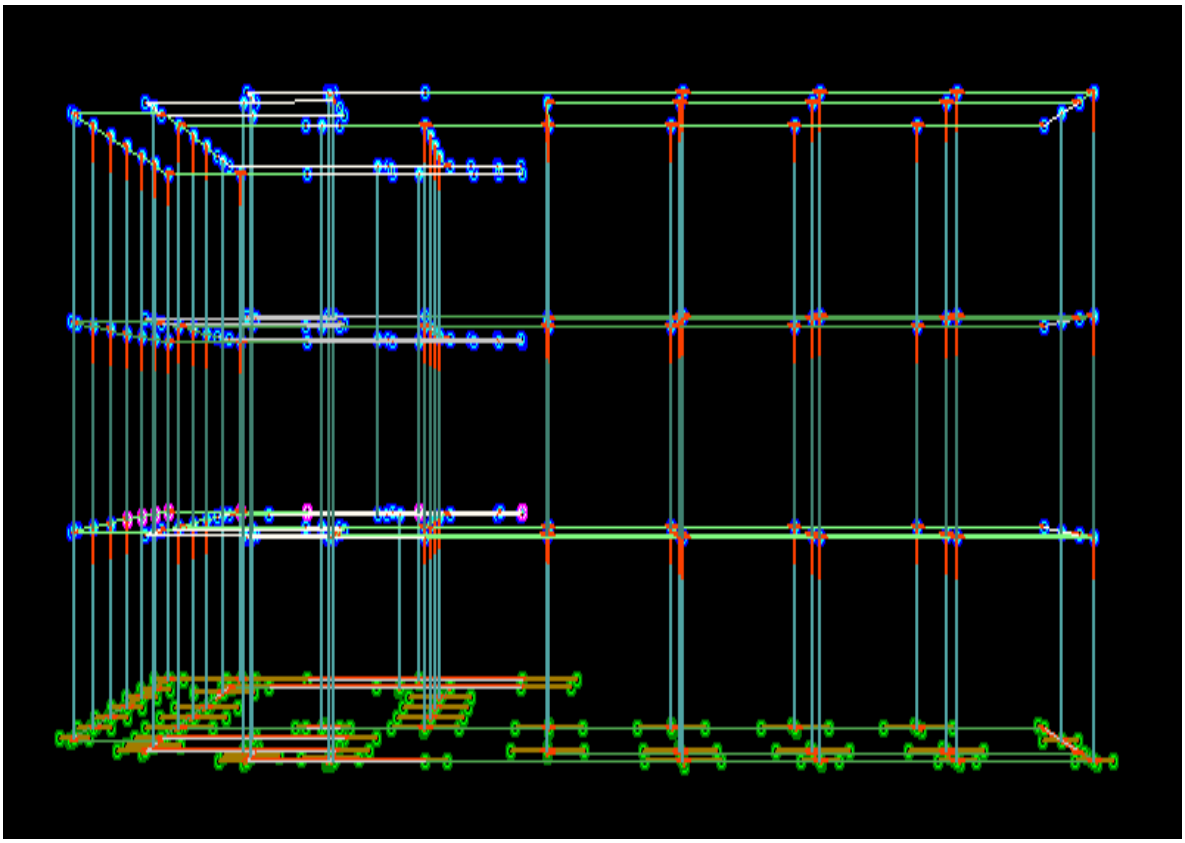
Εικόνα 3.27: Πρόσοψη



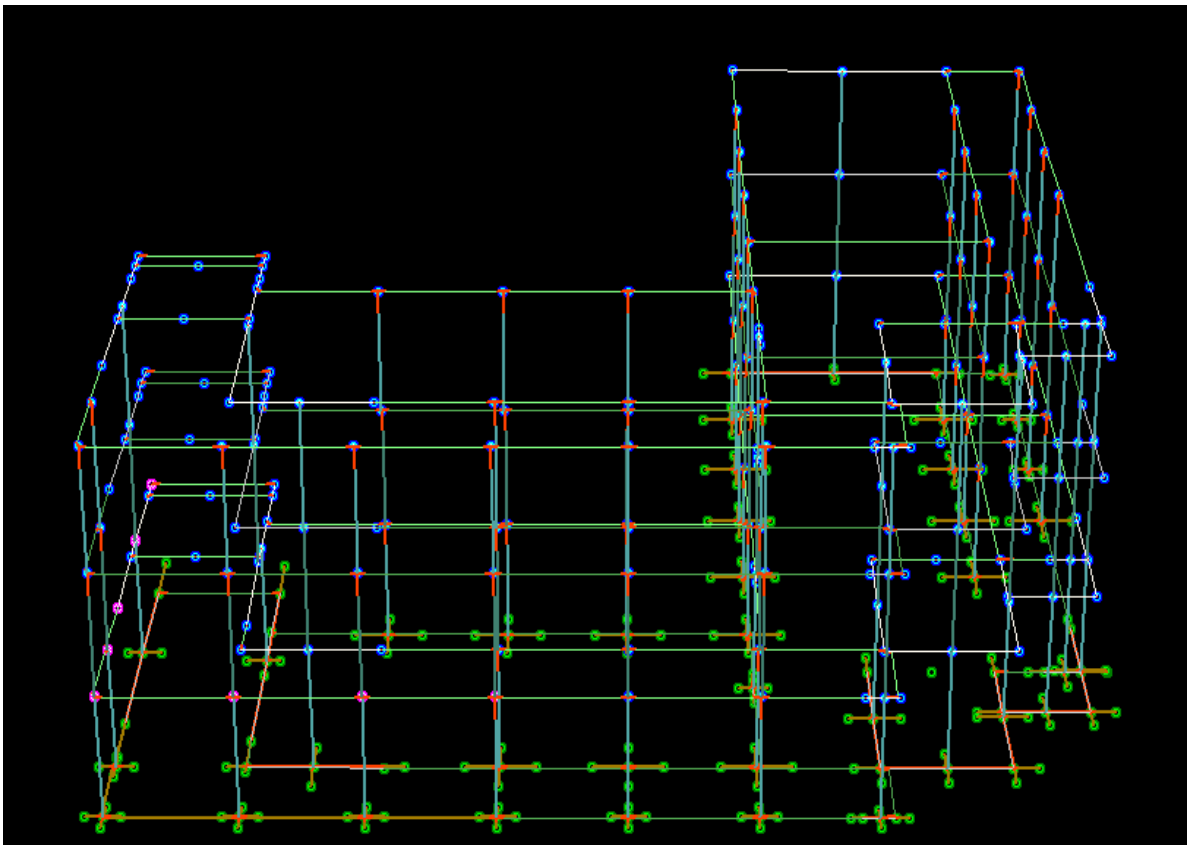
Εικόνα 3.28: Αριστερή Όψη



Εικόνα 3.29: Πίσω Όψη



Εικόνα 3.30: Αριστερή Όψη



Εικόνα 3.31: Όψη ¾

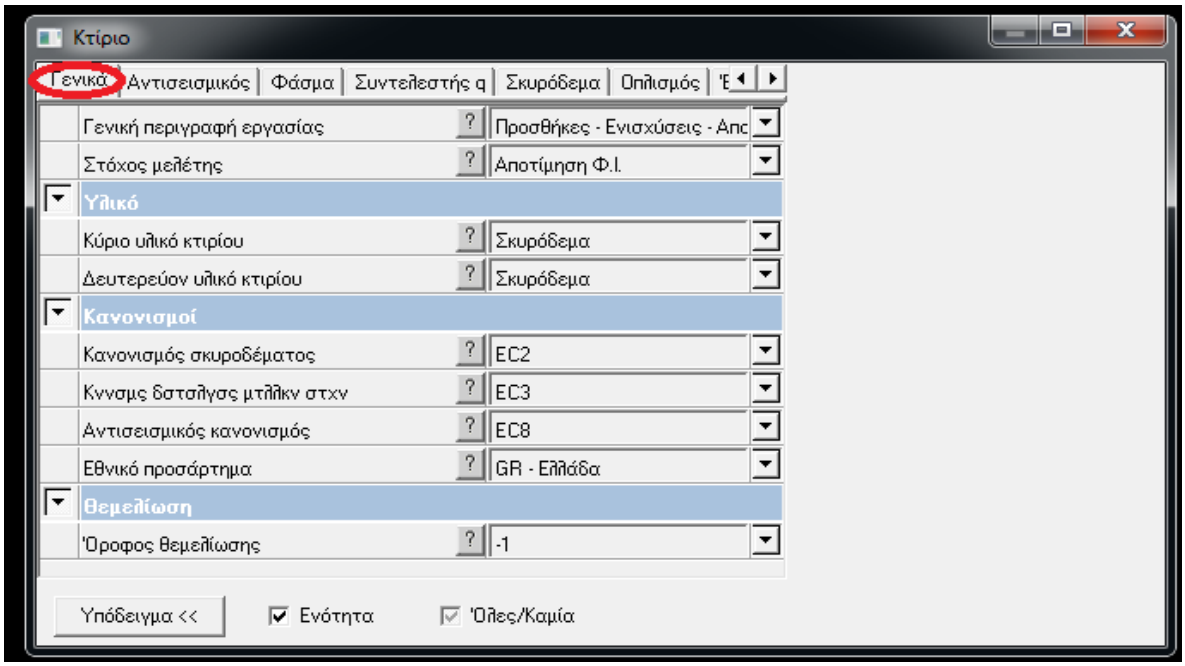
4. Αποτίμηση υφιστάμενου κτηρίου

4.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται η ανάλυση της διαδικασίας αποτίμησης της υπό μελέτη κατασκευής με τη μέθοδο στατικής ανελαστικής ανάλυσης (Pushover). Περιγράφεται λεπτομερώς η εισαγωγή των δεδομένων , η επιλογή των παραμέτρων ώστε να παραχθεί η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής και να αξιολογηθούν τα αποτελέσματά της, δηλαδή εάν απαιτείται ή όχι ένα σύστημα ενίσχυσης ώστε να αυξηθεί η στατική επάρκεια του κτηρίου.

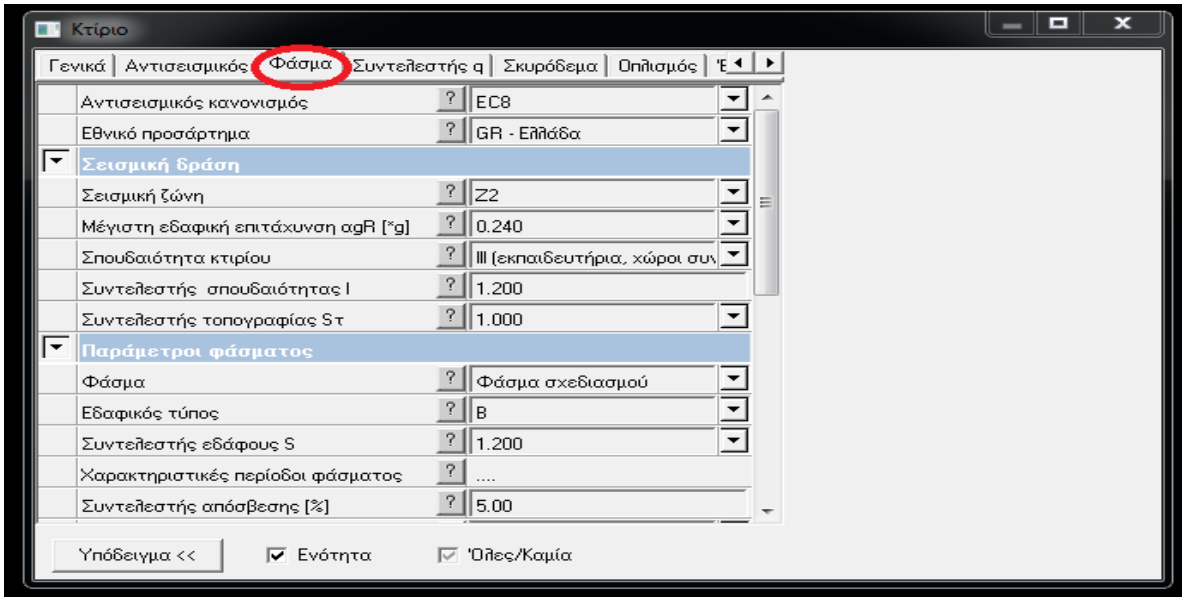
4.2 Εισαγωγή δεδομένων

Αρχικά ορίζεται στα Γενικά στοιχεία του κτηρίου η γενική εργασία της μελέτης που αφορά τις ενισχύσεις και ο στόχος της μελέτης ως Αποτίμηση-Φέρουσα Ικανότητα. Έπειτα, επιλέγεται ως κύριο και δευτερεύων υλικό το Σκυρόδεμα, εφόσον ο φέροντας οργανισμός του κτηρίου είναι μόνο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Τέλος, επιλέγονται οι ισχύοντες Κανονισμοί για το Σκυρόδεμα, τον Αντισεισμικό Κανονισμό και των μεταλλικών στοιχείων, σε περίπτωση που επιλεχθεί ενίσχυση με μεταλλικά ελάσματα.



Εικόνα 4.1: Γενικά στοιχεία του κτηρίου

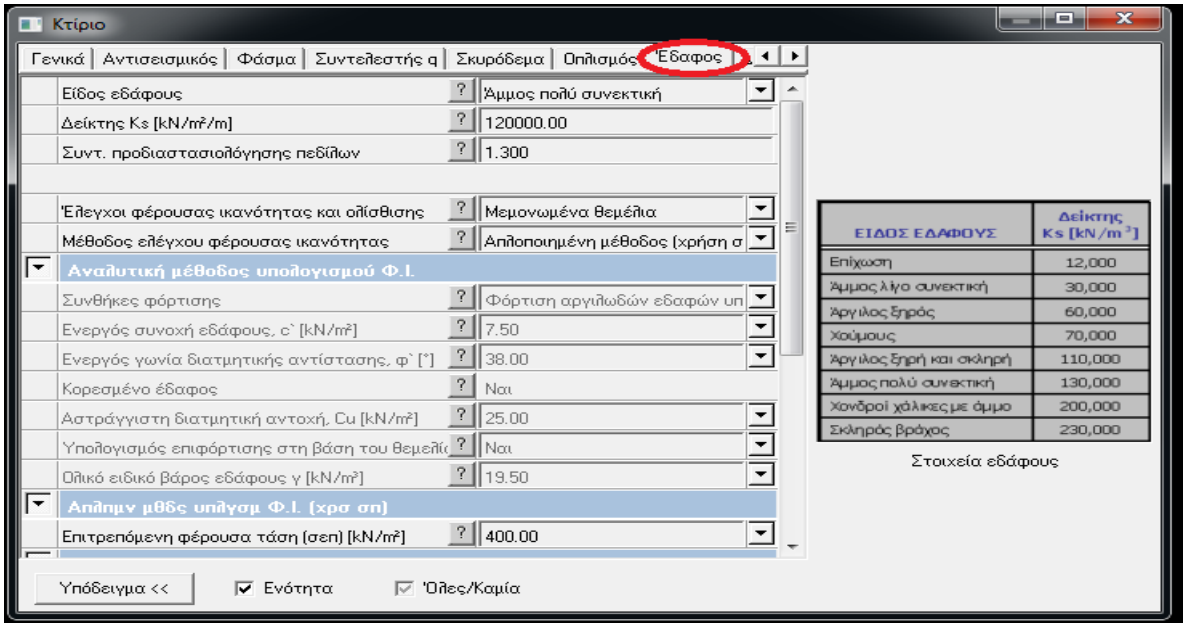
Στη συνέχεια επιλέγονται τα στοιχεία του φάσματος. Συγκεκριμένα, συμπληρώνεται η σεισμική ζώνη. Το κτήριο στεγάζεται στον Δήμο Αχαρνών , ο οποίος ανήκει στη σεισμική ζώνη ΖΙΙ με μέγιστη σεισμική επιτάχυνση agR=0.24g. Ακόμη, το κτήριο είναι εκπαιδευτήριο. Άρα ο συντελεστής σπουδαιότητας παίρνει την τιμή 1.20. Τέλος, επιλέγεται ο εδαφικός τύπος, ο οποίος είναι εδαφικός τύπος Β.



Εικόνα 4.2: Στοιχεία φάσματος

Από την εδαφοτεχνική μελέτη προκύπτει ότι το έδαφος είναι σχηματισμός άμμου πολύς συνεκτικής. Εισάγεται και ο δείκτης εδάφους σύμφωνα με τα σχέδια εφαρμογής.

Η θεμελίωση είναι με μεμονωμένα πέδιλα και συνδετήριες δοκούς. Για τα θεμέλια επιλέγεται η αποποιημένη μέθοδος υπολογισμού της φέρουσας ικανότητάς τους με έλεγχο της υπέρβασης ή μη της επιτρεπόμενης φέρουσας τάσης, η οποία συμπληρώνεται όπως αναγράφεται στα σχέδια του υφιστάμενου κτηρίου.



Εικόνα 4.3: Στοιχεία εδάφους

4.3 Παράμετροι υλικών

Η αντοχή των υφιστάμενων υλικών λαμβάνεται υπόψιν ως η μέση τιμή της αντοχής τους η οποία προκύπτει ανάλογα με την ποιότητα που αναγράφεται στα αρχικά σχέδια της μελέτης, σύμφωνα με τους εξής πίνακες:

	Ποιότητα υφιστάμενου σκυροδέματος όπως προδιαγράφεται στην μελέτη		Αποτίμηση Φ.Ι.
	Μέση τιμή **κυβικού** δοκιμίου [MPa]	Χαρακτηριστική τιμή **κυλινδρικού** δοκιμίου fck [MPa]	*Ενδεικτική* Μέση αναμενόμενη τιμή **κυλινδρικού** δοκιμίου fcm [MPa]
B160	16		16
B225	22.5		22.5
B300	30		30
C16/20		16	23÷30
C20/25		20	29÷35

Πίνακας 4.1: Ενδεικτικές μέσες αντοχές σκυροδέματος για αντοχή υφιστάμενου σκυροδέματος σύμφωνα με το Fespa

Σύμφωνα με τα σχέδια της υφιστάμενη μελέτης η ποιότητα σκυροδέματος είναι B225, άρα ως μέση τιμή θα εισαχθεί η fcm=22.5 MPa.

	Νέος οπλισμός *Χαρακτηρ. τιμές*	**Υφιστάμενος οπλισμός** *Μέσες τιμές*			
	B500C	**S500s ή B500C**	**S500**	**StIII ή S400**	**StI ή S220**
Αντοχή **fyk ή fym** [MPa]	fyk = 500	fym = 550 ÷ 575	fym = 550 ÷ 575	fym = 460 ÷ 480	fym = 260 ÷ 290
Οριακή παραμόρφωση **εsuk ή εsum**	6.0 ÷ 7.5%	10%	5%	5%	10 ÷ 12%

Πίνακας 4.2: Ενδεικτικές μέσες τιμές χαρακτηριστικής αντοχής και παραμόρφωσης για νέο και για υφιστάμενο χάλυβα σύμφωνα με Fespa

Σύμφωνα με τα σχέδια της υφιστάμενης μελέτης η ποιότητα χάλυβα είναι STIII, άρα ως χαρακτηριστική τιμή για τον υφιστάμενο οπλισμό θα εισαχθεί η τιμή fyk=460 MPa και η ίδια τιμή θα εισαχθεί και για τον εγκάρσιο οπλισμό των συνδετήρων.

4.4 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων

Επιλέγεται Ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων(KL2) και για τα δεδομένα σκυροδέματος και για τον χάλυβα οπλισμού. Καθορίζοντας την Σ.Α.Δ ενημερώνονται αυτόματα οι συντελεστες εμπιστοσύνης και ασφαλείας για τα υφιστάμενα υλικά σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα. Στον καθορισμό των σκελετικών διαγραμμάτων αντοχής M-θ υπεισέρχονται οι μέσες τιμές αντοχής του χάλυβα και του σκυροδέματος διαιρεμένες με τον συντελεστή εμπιστοσύνης, ενώ στον προσδιορισμό των αντοχών των πρωτευόντων μελών σε τέμνουσα VR διαιρούνται και με συντελεστές ασφαλείας.

Επιπ γνσς (Σ.Α.Δ.) υφστμνν υλκν - Σντ. ασφλς	
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ) σκυροδέματος	KL2 - Κανονική (Ικανοποιητική)
Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών σκυροδέματος CF	1.200
Συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος γ`c	1.300
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ) χάλυβα οπλισμού	KL2 - Κανονική (Ικανοποιητική)
Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών χάλυβα CFs	1.200
Συντελεστής ασφαλείας χάλυβα γ`s	1.150

Εικόνα 4.4: Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων

4.5 Στόχος Αποτίμησης

Οι στόχοι αποτίμησης επιλέγονται από τον Κύριο του έργου. Όμως σύμφωνα με τον Καν.Επε. , θα πρέπει υποχρεωτικά να ικανοποιείται ο ελάχιστος ανεκτός στόχος επιτελεστικότητας , ο οποίος για σχολικά κτήρια είναι ο στόχος B1, δηλαδή πιθανότητα υπέρβασης 10% εντός 50 ετών.

SD - Σημαντικές βλάβες	
Στάθμη επιτελεστικότητας SD	1η υπέρβαση ορίου σε υποστ/μα ή κύρια
SD - Περίοδος επαναφοράς T_SDR [Έτη]	474.6
SD - Πιθανότητα υπέρβασης P_SDR [%]	10.00
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (γI*agR)_SD	0.288

Εικόνα 4.5:Στόχος αποτίμησης μελέτης

4.6 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία

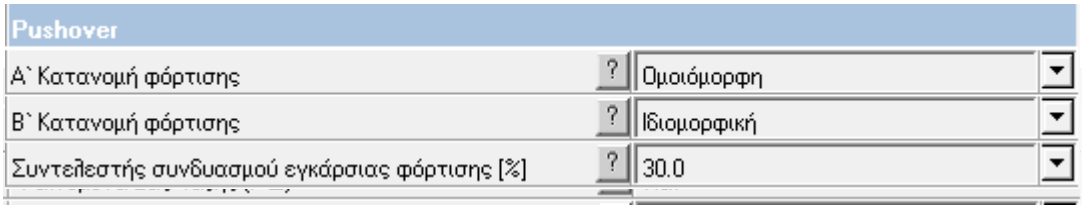
Τα μέλη του δομήματος εισάγονται ως κύρια σεισμικά στοιχεία. Εξαίρεση αποτελούν οι ενισχυμένες ζώνες του δομήματος, δηλαδή οι δοκοσειρές Δ.21, Δ.22, Δ23.

Πλαστιμότητα	
Ενισχυμένη ζώνη	Ναι
Προσομοίωση μυκητοειδούς πλάκας	Όχι
Αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας	Δευτερεύον σεισμικό μέλος

Εικόνα 4.6: Χαρακτηρισμός δοκών ως δευτερεύοντα σεισμικά μέλη

4.7 Παράμετροι Pushover

Καταρχάς επιλέγονται οι κατανομές φόρτισης καθ' ύψος. Σύμφωνα με τον Καν.Επε. υποχρεωτική είναι η ομοιόμορφη κατανομή καθ' ύψος, και επιλέγεται ως δεύτερη η ιδιομορφική κατανομή. Ο φορέας επιλύεται για κάθε μια κατανομή, και σε κάθε μια κύρια διεύθυνση προστίθεται το (+/-30%) της άλλης διεύθυνσης. Επίσης, επιλέγεται η τυχηματική εκκεντρότητα στην εγκάρσια διεύθυνση της εκάστοτε φόρτισης. Αποτέλεσμα αυτών των συνδυασμών φορτίσεων είναι να επιλύεται ο φορέας για 16 κατευθύνσεις φόρτισης ανά κατανομή . Συνεπώς ο φορέας ελέγχεται για 32 κατανομές φόρτισης. Τέλος, ρυθμίζεται το πρόγραμμα ώστε να συμπεριλαμβάνεται η επίδραση των φαινομένων 2ας τάξεως, καθώς λόγω παραμενουσών μετακινήσεων αναπτύσσονται ροπές λόγω βαρύτητας, οι οποίες συνεισφέρουν σημαντικά στην ανατροπή του μέλους λόγω σεισμού.



Εικόνα 4.7: Κατανομές φόρτισης

4.8 Κόμβος ελέγχου

Ο κόμβος ελέγχου είναι το σημείο στο οποίο θα επιτευχθεί η στοχευόμενη μετακίνηση, δηλαδή το σημείο επιτελεστικότητας. Ο κόμβος ελέγχου είναι στην ανώτερη στάθμη της κατασκευής και επιλέγεται αυτόματα από το πρόγραμμα, ως ο πιο κοντινός κόμβος στο κέντρο μάζας. Ο κόμβος ελέγχου για την παρούσα μελέτη είναι ο κόμβος του υποστυλώματος Κ18(2).

4.9 Έλεγχος παραμέτρων Pushover

Προϋπόθεση εφαρμογής ανάλυσης Pushover

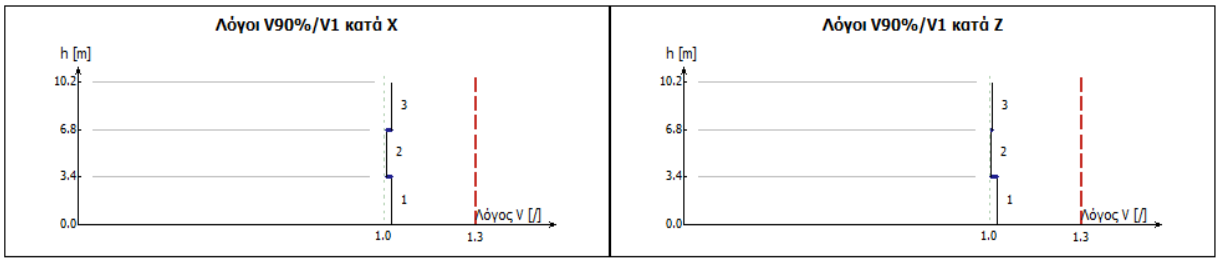
(Έλεγχος επιρροής ανώτερων ιδιομορφών, ΚΑΝΕΠΕ §5.7.2)

Κατεύθυνση X

Όροφος i [/]	Υψόμετρο [m]	Vi για ιδιομορφές με ΣΜ>90% [kN]	Vi της δεσπόζουσας ιδιομορφής [kN]	Λόγος V90%/V1 [/]	[/]	Όριο [/]
3	10.20	0.87045E+04	0.85185E+04	1.02	<	1.3
2	6.80	0.12989E+05	0.12910E+05	1.01	<	1.3
1	3.40	0.14163E+05	0.13825E+05	1.02	<	1.3

Κατεύθυνση Z

Όροφος i [/]	Υψόμετρο [m]	Vi για ιδιομορφές με ΣΜ>90% [kN]	Vi της δεσπόζουσας ιδιομορφής [kN]	Λόγος V90%/V1 [/]	[/]	Όριο [/]
3	10.20	0.83854E+04	0.83206E+04	1.01	<	1.3
2	6.80	0.12196E+05	0.12137E+05	1.00	<	1.3
1	3.40	0.12807E+05	0.12508E+05	1.02	<	1.3



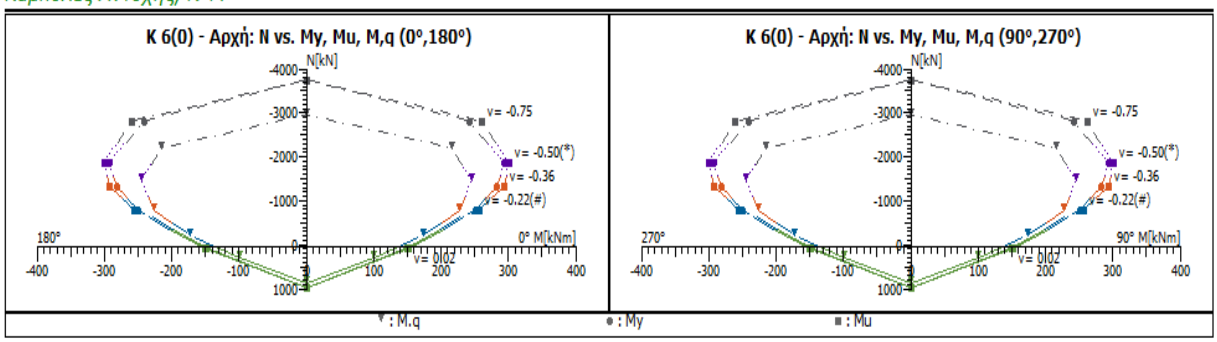
Εικόνα 4.8: Έλεγχος προϋπόθεσης Pushover

4.10 Αποτελέσματα ανάλυσης

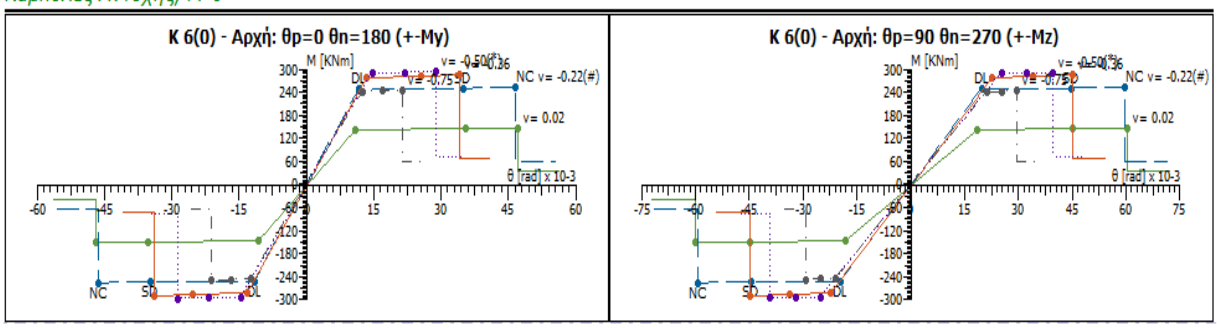
4.10.1 Διαγράμματα αντοχής M-θ

Για κάθε στοιχείο του κτηρίου, το Fespa κατασκευάζει τα διαγράμματα αντοχής (M-θ). Ενδεικτικά θα παρουσιάσουμε τα διαγράμματα αυτά αλλά και τους αντίστοιχους πίνακες για ένα υποστύλωμα και μία δοκό του κτηρίου.

Καμπύλες Αντοχής, N-M



Καμπύλες Αντοχής, M-θ



Αρχή: Διατμητική Αντοχή EC2-1-1 §6.2.3

cotθz [/]	VRsz [kN]	VRmaxz [kN]	cotθy [/]	VRsy [kN]	VRmaxy [kN]
2,50	439,8	446,6	2,50	439,8	446,6

Διατμητική Αντοχή VR: Διεύθυνση Z

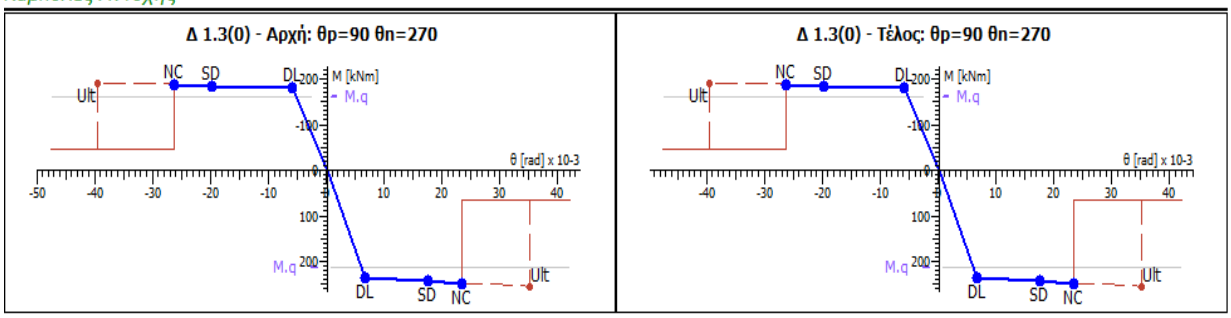
		Πριν την καμπτική διαρροή		Μετά την καμπτική διαρροή		
N [kN]	VRc [kN]	VR [kN]	VRmax [kN]	μΔ,pl [/]	VR [kN]	VRmax [kN]
62,10	63,7	439,8	-	6,34	178,4	-
-819,96(#)	132,4	439,8	-	5,73	266,5	-
-1356,73	132,4	439,8	-	3,37	343,5	-
-1893,49(*)	132,4	439,8	-	2,33	365,2	-
-2830,12	132,4	439,8	-	1,94	369,8	-

Διατμητική Αντοχή VR: Διεύθυνση Y

		Πριν την καμπτική διαρροή		Μετά την καμπτική διαρροή		
N [kN]	VRc [kN]	VR [kN]	VRmax [kN]	μΔ,pl [/]	VR [kN]	VRmax [kN]
62,10	63,7	439,8	-	4,62	158,1	-
-819,96(#)	132,4	439,8	-	4,14	197,2	-
-1356,73	132,4	439,8	-	2,41	237,5	-
-1893,49(*)	132,4	439,8	-	1,65	248,9	-
-2830,12	132,4	439,8	-	1,39	251,5	-

Εικόνα 4.9:Αποτελέσματα επίλυσης για υποστύλωμα K6(0)

Καμπύλες Αντοχής



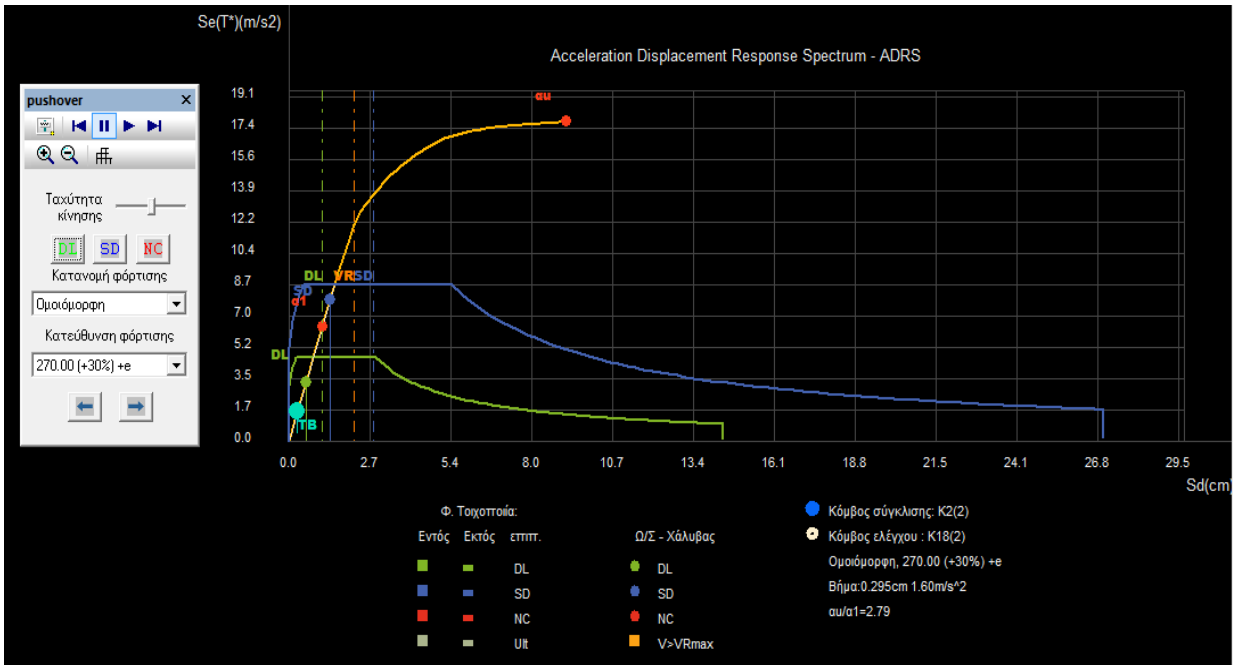
Διατμητική Αντοχή

			Αντοχές EC2-1-1 §6.2.3			Πριν την καμπτική διαρροή	Μετά την καμπτική διαρροή		FRP
Θέση [/]	N [kN]	VRc [kN]	cotθv [/]	VRsv [kN]	VRmaxv [kN]	VR [kN]	μΔ,pl [/]	VR [kN]	VRfv [kN]
Αρχή	**0,0**	62,0	2,23	371,8	371,8	371,8	5,48	191,0	-
Τέλος	**0,0**	62,0	2,23	371,8	371,8	371,8	5,48	191,0	-

Εικόνα 4.10: Καμπύλη αντοχής M-θ ορθογωνικής διατομής Δ1.3(0)

4.10.2 Διαγράμματα Απαίτησης-Ικανότητας

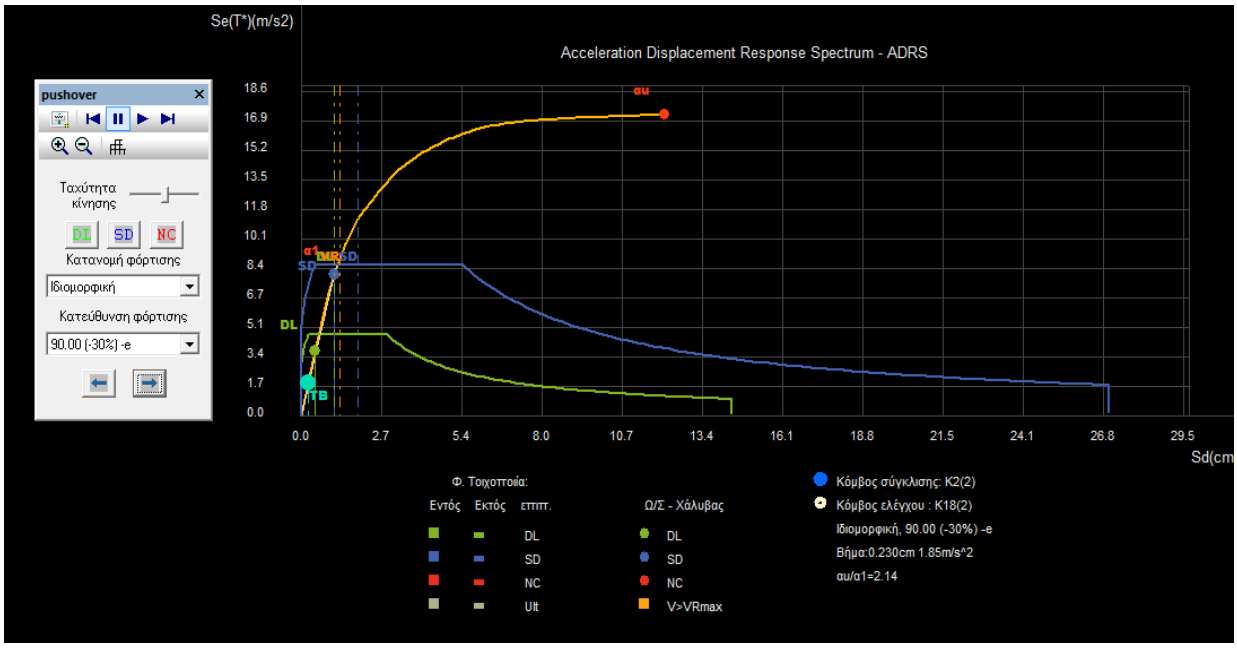
Για κάθε μια από τις 32 αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο κτήριο παράγονται τα διαγράμματα Απαίτησης-Ικανότητας. Ενδεικτικά παρατίθενται 2 διαγράμματα, ένα για ομοιόμορφη κατανομή και ένα για ιδιομορφική.



Εικόνα 4.11: Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή

Για την ομοιόμορφη κατανομή και για στάθμη επιτελεστικότητας SD υπήρξε υπέρβαση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης μόνο του μεγέθους V_{Rmax} στους παρακάτω κατευθύνσεις σεισμικής φόρτισης:

- 0 + 30%* 90° + ez : V_R : max,a_g= 0.280<0.288
- 0 + 30%* 90° – ez : V_R : max,a_g= 0.251<0.288
- 90 + 30%* 0° -ex : V_R : max,a_g= 0.276<0.288
- 90 - 30%* 180° -ex : V_R : max,a_g= 0.237<0.288
- 180 + 30%*90° -ez : V_R : max,a_g= 0.272<0.288
- 180 – 30%*270 + ez : V_R : max,a_g= 0.235<0.288



Εικόνα 4.12: Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας για ιδιομορφική κατανομή

Για την ιδιομορφική κατανομή και για στάθμη επιτελεστικότητας SD υπήρξε υπέρβαση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης μόνο του μεγέθους V_{Rmax} στις παρακάτω κατευθύνσεις σεισμικής φόρτισης:

- 0 + 30%* 90° – ez : V_R : max,a_g= 0.280<0.288
- 90 + 30%* 0^0 -ex : V_R : max,a_g= 0.271<0.288
- 180 + 30%*90^0 -ez : V_R : max,a_g= 0.272<0.288
- 180 – 30%*270 + ez : V_R : max,a_g= 0.231<0.288

4.10.3 Αποτελέσματα ανεπαρκών μελών

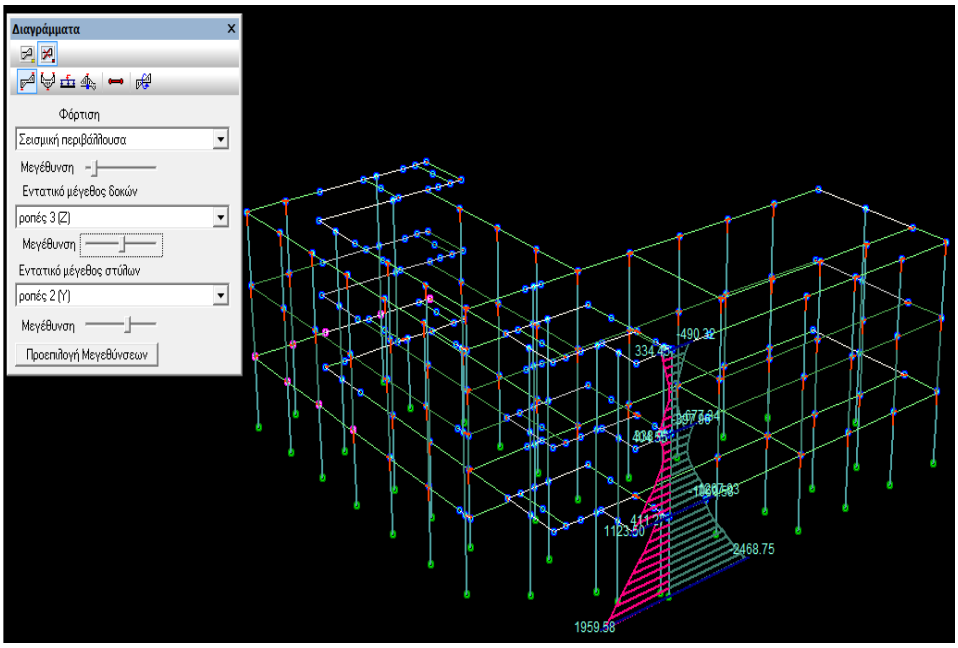
Παρατίθενται τα ανεπαρκή μέλη όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα και οι λόγοι ανεπάρκειας αυτών. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα εμφανίζουν ανεπάρκεια τρία τοιχώματα K33(1), K34(2), K38(0) λόγω τέμνουσας, ένα υποστύλωμα λόγω διαγώνιας εφελκυστικής διάτμησης του κόμβου K23(1) και η δοκός Δ1.3 στους ορόφους 1 και 2 παρουσιάζει καμπτική ανεπάρκεια. Σημειώνεται ότι το τοίχωμα K33 έχει μήκος 5.40m, το τοίχωμα K34 έχει μήκος 4.00m και το τοίχωμα K38 είναι τοίχωμα μήκους 4.80m. Κατά την z διεύθυνση φέρουν δίτμητους συνδετήρες Φ8/15 και διαμήκη οπλισμό διαμέτρου Φ=14mm, εφαρμοζόμενο στο κρίσιμο μήκος κάθε τοιχώματος δημιουργώντας τη μορφή κρυφών υποστυλωμάτων. Στη συνέχεια θα παρατεθεί ο έλεγχος του τοιχώματος K38, ο οποίος υπολογίστηκε με το χέρι προκειμένου να ελεγχθούν και τα αποτελέσματα του προγράμματος.

```
Σφάλμα E3201 K 33(1) λV>1.0: λVSD,z=1.47
Σφάλμα E3201 K 34(1) λV>1.0: λVSD,z=1.51
Σφάλμα E3201 K 38(0) λV>1.0: λVSD,z=2.03
Σφάλμα E3201 Δ 1.3(1) λM>1.0: λDL,i=1.22, λDL,j=1.15
Σφάλμα E3201 Δ 1.3(2) λM>1.0: λDL,i=1.17
Ειδοποίηση W3216 K 23(1) λVj>1.0: λ_SD,y= 1.21
```

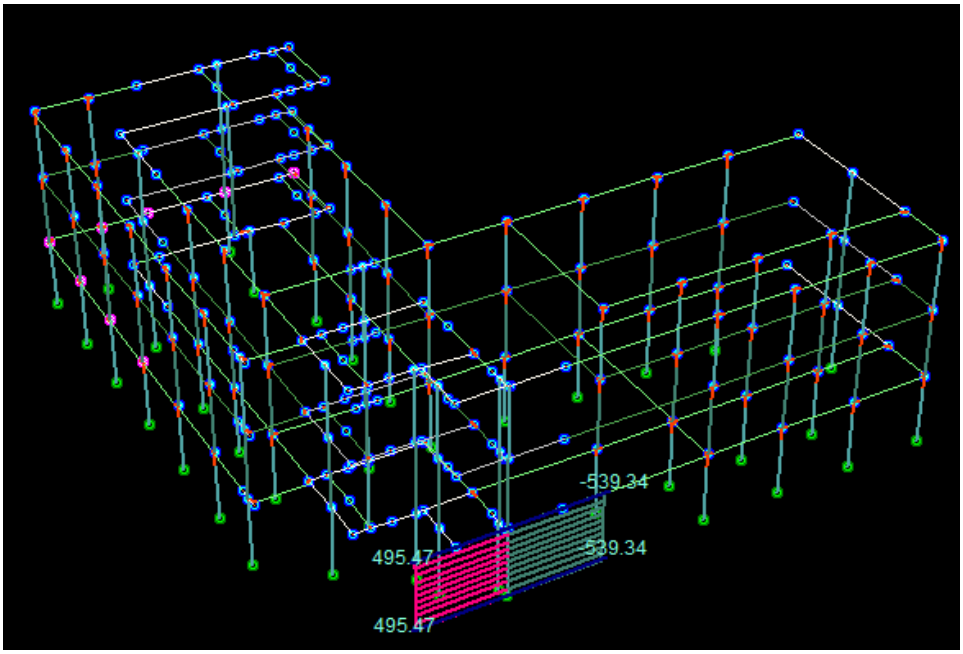
Εικόνα 4.13: Ανεπαρκή μέλη αποτίμησης

4.10.4 Έλεγχος του τοιχώματος K38(0)

Το τοίχωμα K38(0) εμφανίζει τη μέγιστη ανεπάρκεια λόγω τέμνουσας. Θα γίνει έλεγχος του τοιχώματος με το χέρι. ***Για τις ανάγκες του ελέγχου θα χρησιμοποιηθεί το υπολογιστικό φύλλο υπολογισμού ροπής αντοχής τοιχώματος του κ.Ζέρη, από το μάθημα Οπλισμένο Σκυρόδεμα ΙΙΙ.***



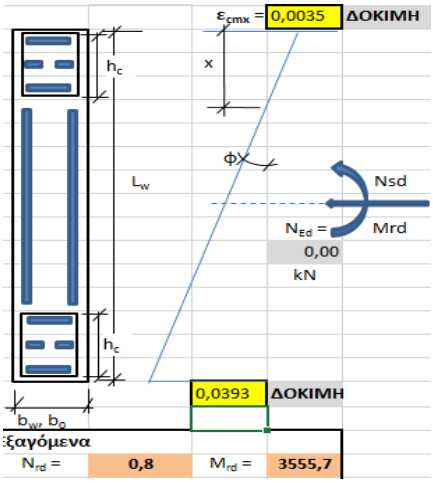
Εικόνα 4.14: Περιβάλλουσα σεισμικής ροπής K38(0)



Εικόνα 4.15: Περιβάλλουσα σεισμικής τέμνουσας K38(0)

Σύμφωνα με τα παραπάνω διαγράμματα ο έλεγχος θα γίνει για Med=1959,58 kNm και Ved=539,34 kN. Προκύπτει με δοκιμές η ροπή αντοχής ίση με M_{RD}=3555,7 kNm.

4.10.4.1 Ροπή αντοχής τοιχώματος



- Εισάγονται στο υπολογιστικό φύλλο τα δεδομένα της διατομής και οι ποιότητες των υλικών. Επίσης εισάγονται οι οπλισμοί του τοιχώματος. Το τοίχωμα είναι ορθογωνικό, διαστάσεων 4,80*0,25.
- Η μέση τιμή του σκυροδέματος είναι fcm= 22,5 Mpa και fcd=15 Mpa. Για τους διαμήκεις οπλισμούς η αντοχή είναι fyd=333,3 Mpa.
- Το τοίχωμα φέρει δύο κρυφά υποστυλώματα στην κρίσιμη περιοχή lc=1.00 m τα οποία περιέχουν 10Φ14, εκ των οποίων 3Φ14 στα άκρα του κρυφού υποστυλώματος και από 2Φ14 εσωτερικά σε δυο στρώσεις.
- Τα σίδερα του κορμού είναι Φ8/15 και συνεισφέρουν στη ροπή αντοχής.

4.10.4.2 Τέμνουσα αντοχής τοιχώματος

Η ροπή αντοχής υπολογίζεται γιατί καθορίζει τον συντελεστή Ικανοτικής ενίσχυσης (ε) της τέμνουσας του τοιχώματος σύμφωνα με τον τύπο:

$$1.50 \le \varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0.1\left(\frac{S_e[T_c]}{S_e[T_1]}\right)^2} \le q$$

όπου:

$q = 4.00, \quad \gamma_{Rd} = 1.2$ *(EC8§5.5.2.4.1(7)),*

Για λόγο ελαστικών επιταχύνσεων = 1,1, Med=1959 kNm και M_{RD}=3555,7 kNm προκύπτει ε=2.67. Άρα η Ικανοτική τέμνουσα είναι **Ved'=2,67*540=1441,8 kN.**

- Έλεγχος επάρκειας διατμητικού οπλισμού κορμού:

$$V_{Ed} = V_{Rd,s} = A_{swh} \cdot \left(\frac{z \cdot \cot\theta}{s_{wh}}\right) \cdot f_{ywd}$$

Θέτοντας Ved=Ved'=1441,8 kN, z=0,8*4,80 , fywd=333300 KPa προκύπτει: A_{swh}/s_{wh} =11,28 cm^2/m

Στον κορμό του K38(0) υπάρχουν συνδετήρες Φ8/15 οι οποίοι αντιστοιχούν σε A_{swh}/s_{wh} = 3,25+3,25=6.5 cm^2/m (2τμητος κατακόρυφος και οριζόντιος οπλισμός κορμού Φ8/15).

Λόγος λ= 11,28/6,5 =1,8 πολύ κοντά με τον λόγο ανεπάρκειας που προκύπτει από το πρόγραμμα (λ=2.03)

- Έλεγχος κατακόρυφης απόστασης συνδετήρων ακραίων υποστυλωμάτων

$$s_{wc} = min\left\{\frac{b_0}{3}, 125\ mm, 6 \cdot d_{bL}\right\}$$

Swc = min (180/3, 125, 6*14) =60 mm

Στα ακραία (κρυφά) υποστυλώματα δεν έχει γίνει πύκνωση των κατακόρυφων οπλισμών , δηλαδή έχει χρησιμοποιηθεί συνδετήρας Φ8/150, απόσταση 2,5 φορές μεγαλύτερη από αυτήν που απαιτεί ο Κανονισμός (EC8 §5.5.3.4.5(10)).

5. Μέθοδοι ενίσχυσης και επισκευής κατασκευών

5.1 Εισαγωγή

Ο Μελετητής Μηχανικός έχει να επιλέξει από μία πληθώρα μεθόδων επεμβάσεων στον φορέα, ανάλογα με το ποια είναι η καταλληλότερη και η πιο προσοδοφόρα. Στο κεφάλαιο αυτό θα αναλυθούν όλες οι διαθέσιμες επιλογές επεμβάσεων. Πριν την υιοθέτηση μίας συγκεκριμένης στρατηγικής, ο Μηχανικός πρέπει να αξιολογήσει κατά πόσον αυτή είναι πρακτικά εφαρμόσιμη και, σε συνεργασία με τον Κύριο του Έργου, να επιλέξει εκείνη τη στρατηγική ή το συνδυασμό στρατηγικών που αποτελεί τη βέλτιστη λύση. Στο Κεφάλαιο 5 θα αναφερθούν οι παραδοσιακές μέθοδοι ενίσχυσης , με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, αλλά και πιο σύγχρονες, όπως αυτή της χρήσης ινοπλισμένων πολυμερών(FRP). Τέλος, γίνεται αναφορά και στη χρήση μεταλλικών στοιχείων, μιας επιπλέον διαθέσιμης μεθόδου για τη βελτίωση της συμπεριφοράς των μελών έναντι σεισμού και συνεπώς αναβάθμισής του. Ο Μελετητής Μηχανικός ανάλογα με την επέμβαση που θα επιλέξει, θα αναβαθμίσει τελικά την κατασκευή είτε αυξάνοντας την αντοχή της, είτε την πλαστιμότητά της, είτε και τα δύο.

5.2 Ορισμοί σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- ✓ **«Επέμβαση»**

Με τον όρο δομητική επέμβαση νοείται οποιαδήποτε εργασία που έχει ως αποτέλεσμα την στοχευόμενη μεταβολή των υφισταμένων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος και έχει, ως συνέπεια, την τροποποίηση της απόκρισής του.

- ✓ **«Επισκευή»**

Με τον όρο επισκευή νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα.

- ✓ **«Ενίσχυση»**

Με τον όρο ενίσχυση νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του αρχικού σχεδιασμού.

5.3 Συστήματα επεμβάσεων και Στρατηγικές Επεμβάσεων

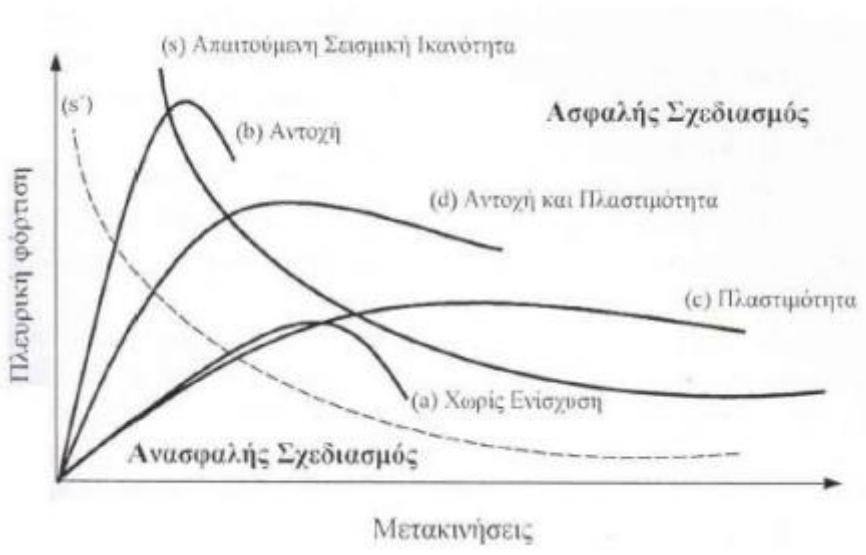
Η στρατηγική των επεμβάσεων είναι η **βασική προσέγγιση** που υιοθετείται για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής ή διαφορετικά για τη μείωση της διακινδύνευσης σε αποδεκτά όρια. Για τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης περιλαμβάνονται επιλογές, όπως η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του κτηρίου, η αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης και η μείωση της σεισμικής απαίτησης. Το εύρος των τεχνικών και των διαχειριστικών στρατηγικών που μμπορούν να εφαρμοστούν για τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης μιας υφιστάμενης κατασκευής είναι εξαιρετικά μεγάλο.

Διακρίνουμε 4 στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με την επιδιωκόμενη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής

- ✓ Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα.
- ✓ Αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής.
- ✓ Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης της κατασκευής.
- ✓ Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής (π.χ. σεισμική μόνωση).

Το σύστημα των επεμβάσεων είναι **η συγκεκριμένη μέθοδος επεμβάσεων που χρησιμοποιείται για την επίτευξη της στρατηγικής που έχει επιλεγεί**. Προκειμένου μία κατασκευή να επιδείξει αξιόπιστη σεισμική συμπεριφορά πρέπει να διαθέτει ένα πλήρες σύστημα ανάληψης των σεισμικών φορτίων, το οποίο να είναι ικανό να περιορίζει τις μετακινήσεις σε μεγέθη που αντιστοιχούν σε αποδεκτά επίπεδα βλαβών για την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής. Οι κύριοι παράγοντες που καθορίζουν την αποδοτικότητα του συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων είναι: (α) η μάζα, η δυσκαμψία, η απόσβεση και η διαμόρφωση του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού, (β) η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού και (γ) η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή.

Αν θεωρήσουμε, ότι το μέγεθος της μέγιστης αναπτυσσόμενης ενέργειας παραμόρφωσης λόγω σεισμού αποτελεί μέτρο της σεισμικής αντίστασης της κατασκευής, τότε μπορούμε να χαράξουμε μία καμπύλη υπερβολικής μορφής που αναπαριστά την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα. Επομένως η καμπύλη αυτή υποδηλώνει το όριο μεταξύ της ασφαλούς και της ανασφαλούς επιλογής της λύσης ενίσχυσης. Δηλαδή μία κατασκευή θεωρείται ασφαλής όταν η καμπύλη που αναπαριστά τη συμπεριφορά της επεκτείνεται στην περιοχή πάνω από την καμπύλη (s) που απεικονίζει τον ασφαλή σχεδιασμό. Στην αντίθετη περίπτωση απαιτείται ενίσχυση.



Εικόνα 5.1: Στρατηγικές Ενίσχυσης

5.3.1 «Επισκευή» φορέα μέσα από τοπικές επεμβάσεις

Πρόκειται για μια στρατηγική που αφορά κατασκευαστικές λεπτομέρειες. Οι τοπικές επεμβάσεις εφαρμόζονται σε κατασκευές που διαθέτουν τα βασικά στοιχεία ενός επαρκούς συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων. Η ικανότητα μμετακίνησης μιας τέτοιας κατασκευής μπορεί να είναι επαρκής σε σχέση με τη δεδομένη σεισμική απαίτηση, παρόλα αυτά πριν επιτευχθεί αυτή η μετακίνηση ενδέχεται να συμβούν τοπικές αστοχίες σε διάφορες θέσεις της κατασκευής. Οι πλέον συνηθισμένες ατέλειες που ευθύνονται για τέτοιου είδους τοπικές αστοχίες είναι το ανεπαρκές μήκος έδρασης στις θέσεις των στηρίξεων προκατασκευασμένων στοιχείων και η ανεπαρκής αγκύρωση ή σύνδεση των στοιχείων του φέροντος οργανισμού τόσο μεταξύ τους όσο και με τα στοιχεία του μη φέροντος οργανισμού. Η τοπική επέμβαση για τη διόρθωση αυτών των ατελειών θα επέτρεπε στην κατασκευή να συμπεριφερθεί με τον επιθυμητό τρόπο.

5.3.2 Αύξηση της Αντοχής και της Δυσκαμψίας του Φορέα

Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα είναι η πιο διαδεδομένη στρατηγική βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς σε κατασκευές με ανεπαρκές σύστημα ανάληψης σεισμικών φορτίων. Αν και οι δύο στρατηγικές σχετίζονται άμεσα μεταξύ τους, η κύρια διαφορά τους έγκειται στο γεγονός, ότι μέσω της αύξησης της δυσκαμψίας επιτυγχάνεται μείωση της απαίτησης σε μετακίνηση, ενώ με την αύξηση της αντοχής επιτυγχάνεται επιπλέον αύξηση της σεισμικής δύναμης που απαιτείται ώστε να προκληθούν βλάβες στην κατασκευή. Εφόσον η αύξηση της αντοχής γίνει χωρίς ταυτόχρονη αύξηση της δυσκαμψίας, όπως με τη χρήση μεταλλικών ελασμάτων ή ινοπλισμένων πολυμερών, τότε η ενισχυμένη κατασκευή μπορεί για μεγαλύτερα σεισμικά φορτία να μην υποστεί βλάβες. Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα αποτελούν στρατηγικές που εφαρμόζονται κατά κανόνα ταυτόχρονα, καθώς τα περισσότερα συστήματα που αυξάνουν την αντοχή μιας κατασκευής, όπως είναι η προσθήκη τοιχωμάτων ή πλαισίων, αυξάνουν και τη δυσκαμψία της. Βέβαια υπάρχει και η δυνατότητα αύξησης της αντοχής της κατασκευής χωρίς να επηρεαστεί η δυσκαμψία της. Όπως π.χ. η επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης στις θέσεις των ενώσεων με υπερκάλυψη μπορεί να βελτιώσει σημαντικά τη συμπεριφορά των πλαισίων και να τους επιτρέψει να αναπτύξουν μμεγαλύτερη αντοχή χωρίς να μμεταβληθεί σημαντικά η δυσκαμψία τους.

5.3.3 Αύξηση της Ικανότητας Παραμόρφωσης

Η βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτηρίου μέσω της αύξησης της ικανότητας των στοιχείων του φέροντος οργανισμού να διατηρούν την αντοχή τους για μμεγάλες παραμορφώσεις, είναι μία σχετικά νέα μμέθοδος για τη σεισμική ενίσχυση κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι κυριότερες μέθοδοι για την αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης περιλαμβάνουν: (α) την επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης σε υφιστάμενα στοιχεία, (β) την τοπική απομείωση της δυσκαμψίας, (γ) την τροποποίηση στοιχείων, κυρίως κατακόρυφων, του φέροντος οργανισμού ώστε να μεταβληθούν οι προβλεπόμενοι μμηχανισμοί αστοχίας και (δ) την παροχή επιπλέον στήριξης σε περιοχές που αστοχούν λόγω υπερβολικών μετακινήσεων. Κατά κανόνα αυτές οι μέθοδοι απαιτούν πολύ μικρότερη αρχιτεκτονική παρέμβαση στο κτήριο, σε σχέση με αυτές που αφορούν σε αύξηση της αντοχής ή της δυσκαμψίας. Με την επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης επιτυγχάνεται αύξηση της πλαστιμότητας. Η μέθοδος εφαρμόζεται κατά κανόνα σε υποστυλώματα. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, μεταλλικοί μανδύες ή μανδύες από σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών. Η τοπική απομείωση της δυσκαμψίας μπορεί να είναι ένας πολύ αποτελεσματικός τρόπος αποφυγής ανεπιθύμητων μορφών αστοχίας ή ακόμα περιορισμού των βλαβών σε μεμονωμένα στοιχεία που δεν είναι καθοριστικά για τη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Η ενίσχυση συγκεκριμένων υποστυλωμάτων μπορεί να απαιτείται σε πλαισιακούς φορείς που δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού με αποτέλεσμα τη δημιουργία μμηχανισμού ορόφου, δηλαδή τη συγκέντρωση των πλαστικών παραμορφώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων του ορόφου με

μειωμένη δυσκαμψία. Χαρακτηριστική περίπτωση είναι οι κατασκευές με pilotis. Η παροχή επιπλέον στήριξης μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε οριζόντια στοιχεία που συμμετέχουν κυρίως στην ανάληψη των κατακόρυφων και όχι των πλευρικών φορτίων και τα οποία ενδέχεται να απωλέσουν την έδρασης τους σε περίπτωση μεγάλων πλευρικών μετακινήσεων του φορέα. Η στρατηγική της αύξησης της ικανότητας παραμόρφωσης είναι περισσότερο αποτελεσματική όταν το πλήθος των στοιχείων που απαιτούν τροποποιήσεις είναι σχετικά μικρό. Σε διαφορετική περίπτωση, η συγκεκριμένη στρατηγική μπορεί, αφενός μεν να αποδειχθεί εξαιρετικά δαπανηρή, αφετέρου δε να προκαλέσει σημαντικές δυσχέρειες στη χρήση του κτηρίου κατά τη διάρκεια των εργασιών ενίσχυσης.

5.3.4 Μείωση της Σεισμικής Απαίτησης

Η συγκεκριμένη στρατηγική έχει ως στόχο την επιβολή μεταβολών στην υφιστάμενη κατασκευή ώστε να μειωθούν οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις και παραμορφώσεις λόγω σεισμού. Μέθοδοι αυτής της στρατηγικής περιλαμβάνουν: (α) τη μείωση της μάζας της κατασκευής και (β) την εγκατάσταση συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή/και απορρόφησης ενέργειας. Η συμπεριφορά ορισμένων κτηρίων μπορεί να βελτιωθεί σημαντικά με τη μείωση της μάζας τους. Η μείωση της μάζας οδηγεί σε μείωση των αδρανειακών δυνάμεων και της συνολικής απαίτησης σε μμετακίνηση της κατασκευής. Η μάζα, παραδείγματος χάριν, μπορεί να μειωθεί είτε απομακρύνοντας μη φέροντα στοιχεία μμεγάλου βάρους, όπως επικαλύψεις, δεξαμενές, κτλ., είτε σε ακραία περίπτωση έναν ή περισσότερους ορόφους. Η εγκατάσταση των συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή/και απορρόφησης ενέργειας κατά κανόνα συνεπάγεται μία σημαντική δαπάνη. Πλεονέκτημα αυτών των συστημάτων είναι ότι παρέχουν προστασία όχι μόνο στο φέροντα οργανισμό του κτηρίου αλλά και στα περιεχόμενά του. Η χρήση της σεισμικής μόνωσης απαιτεί την εισαγωγή εύκαμπτων εφεδράνων σε ένα συγκεκριμένο επίπεδο του στατικού συστήματος της κατασκευής, κατά κανόνα κοντά στη θεμελίωση. Τα εφέδρανα χαρακτηρίζονται από μεγάλη ικανότητα πλευρικής παραμόρφωσης, ενώ πολλά από αυτά έχουν επίσης και χαρακτηριστικά αποσβεστήρων. Τα συστήματα αυτά εφαρμόζονται κυρίως σε πλαισιακούς φορείς.

5.3.5 Επιλογή Συστήματος Επεμβάσεων

Συνοψίζοντας τα παραπάνω, μπορούμε να ταξινομήσουμε τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ως εξής:

1. Αν ο στόχος είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η προσθήκη τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φορέα. Ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης δικτυωτών συνδέσμων, η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων κατ’ επέκταση υφιστάμενων υποστυλωμάτων και η χρήση σύνθετων υλικών.

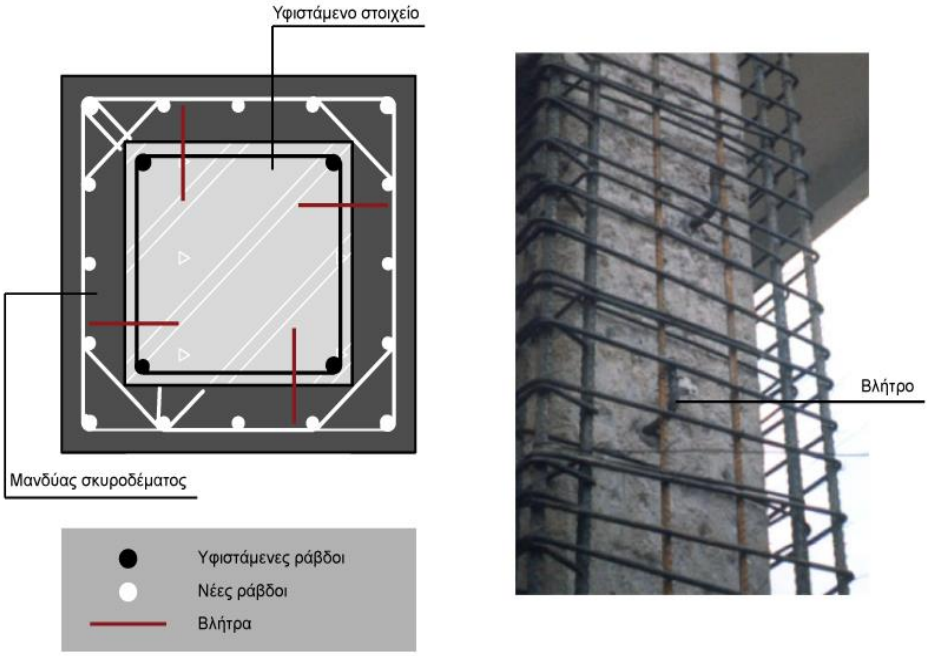
2. Αν ο στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας, τότε η μέθοδος που ενδείκνυται είναι η κατασκευή μανδυών σε ένα πλήθος επιλεγμένων υποστυλωμάτων, καθώς και η χρήση σύνθετων υλικών .

3. Αν στόχος είναι η ταυτόχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης λαμβάνοντας υπόψη τον επιθυμητό βαθμό αύξησης του μεγέθους καθενός από τα παραπάνω χαρακτηριστικά. Στην περίπτωση που οι απαιτούμενες αυξήσεις είναι ιδιαίτερα υψηλές και για τα τρία χαρακτηριστικά, είναι κατά κανόνα αναπόφευκτη η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων.

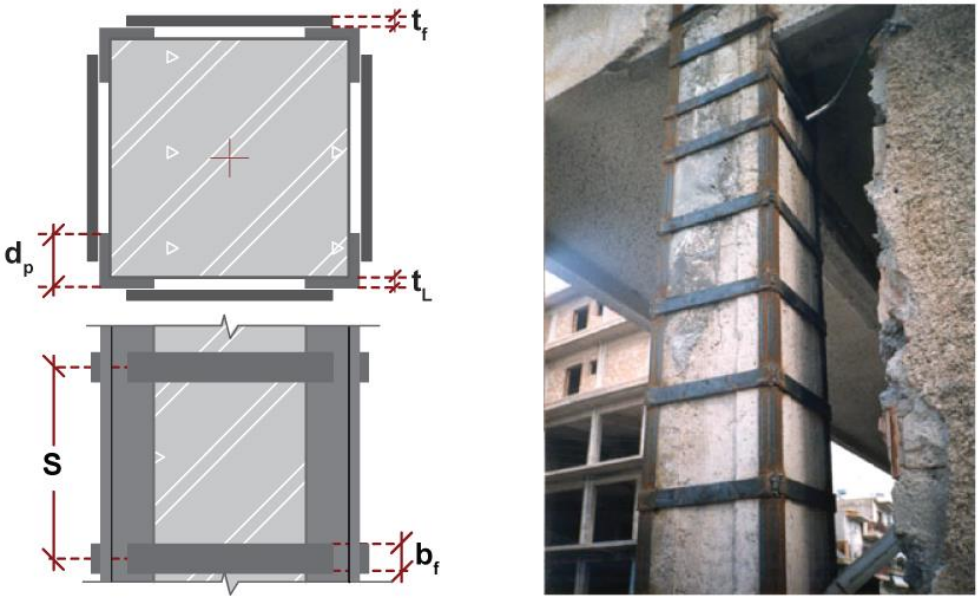
5.4 Ενίσχυση υποστυλωμάτων

5.4.1 Γενικά

Τα υποστυλώματα αποτελούν τα πλέον σημαντικά στοιχεία για την εξασφάλιση της στατικής επάρκειας λόγω σεισμού μιας κατασκευής. Γι' αυτό το λόγο, επικεντρώνονται σε αυτά οι επεμβάσεις σε μια μελέτη αποτίμησης και ανασχεδιασμού. Επίσης τα υποστυλώματα, αλλά και τα κατακόρυφα στοιχεία γενικότερα (π.χ. τοιχώματα), είναι τα μέλη που συγκεντρώνουν το μεγαλύτερο ποσοστό βλαβών λόγω σεισμού, εξαιτίας κυρίως των μεγάλων επιβαλλόμενων παραμορφώσεων και των αυξημένων απαιτήσεων πλαστιμότητας. Ανάλογα με τον βαθμό βλάβης που έχει υποστεί ένα υποστύλωμα επιλέγεται τελικά η μέθοδος ενίσχυσης του. Ένα υποστύλωμα μπορεί να ενισχυθεί με δύο τρόπους: ο πρώτος είναι με αύξηση της διατομής και ο δεύτερος είναι χωρίς αύξηση. Η πρώτη κατηγορία ενίσχυσης υλοποιείται με την προσθήκη μιας πρόσθετης στρώσης σκυροδέματος με επιπλέον διαμήκη και εγκάρσιο οπλισμό, αυτό που ονομάζουμε μανδύα σκυροδέματος. Με αυτή τη μέθοδο επιτυγχάνεται και αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του μέλους και κατά συνέπεια της κατασκευής. Στη δεύτερη κατηγορία, όπου δεν υπάρχει αύξηση της διατομής η ενίσχυση επιτυγχάνεται με την αύξηση της ενεργούς περίσφιγξης του στοιχείου. Για παράδειγμα, στη δεύτερη κατηγορία υπάγονται ενισχύσεις όπως: χρήση επικολλητών κολάρων μεταλλικών η FRP, χρήση προεντεταμένων κολάρων από χάλυβα ή FRP, χρήση σπειροειδούς οπλισμού, με ολόσωμο μανδύα από ινοπλισμένα πολυμερή ή με την τεχνική του μεταλλικού κλωβού.



Εικόνα 5.2: Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα σκυροδέματος



Εικόνα 5.3: Ενίσχυση υποστυλώματος με μεταλλικό κλωβό

Εικόνα 5.3: Ενίσχυση υποστυλώματος και κόμβου με ινοπλισμένα πολυμερή

5.4.2 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με αύξηση διατομής

Η ενίσχυση υποστυλώματος με κατασκευή μανδύα σκυροδέματος αποτελεί την συνηθέστερη μέθοδο αποκατάστασης και αναβάθμισης ενός προβληματικού υποστυλώματος , το οποίο εμφανίζει ανεπάρκεια. Τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα της μεθόδου είναι ότι δεν μεταβάλλεται η όψη, από αρχιτεκτονικής άποψης, της ανασχεδιασμένης κατασκευής και επιπλέον , ότι με την αναβάθμιση του ανεπαρκούς μέλους, όσον αφορά τα μηχανικά του χαρακτηριστικά και την σεισμική του απόκριση, επιτυγχάνεται ταυτόχρονα αύξηση του βαθμού πυροπροστασίας. Επίσης, επιτυγχάνεται μείωση της λυγηρότητας του υφιστάμενου υποστυλώματος καθώς και αύξηση της δυσκαμψίας του.

5.4.2.1 Είδη μανδύα σκυροδέματος

Ανάλογα με το είδος του σκυροδέματος με το οποίο κατασκευάζεται ο μανδύας προκύπτουν οι παρακάτω τύποι μανδυών σκυροδέματος:

- ✓ **Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα**

Έγχυτο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται όταν ο μανδύας που πρόκειται να κατασκευαστεί έχει πάχος μεγαλύτερο από 8 cm. Για τη σκυροδέτηση του μανδύα απαιτείται η χρήση ξυλοτύπου.

- ✓ **Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα**

Η κατασκευή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη πρακτική για την περίπτωση που το συνολικό πάχος του μανδύα δεν υπερβαίνει τα 10 cm. Αν και δεν απαιτείται ξυλότυπος, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα. Για το σκοπό αυτό γίνεται συνήθως χρήση οδηγών. Πρέπει επίσης να τονιστεί, ότι η συστολή ξηράνσεως είναι μεγαλύτερη στη συγκεκριμένη κατηγορία μανδυών, οπότε έχει μεγαλή σημασία η σωστή συντήρησή τους .

- ✓ **Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα**

Το κυριότερο πλεονέκτημα αυτού του είδους των μανδυών είναι η εύκολη σκυροδέτηση ακόμα και παρουσία πυκνού διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού. Η διαδικασία εφαρμογής του σκυροτσιμεντοπήγματος περιλαμβάνει την τοποθέτηση αδρανών σε καλούπια και στη συνέχεια την πλήρωση των μεταξύ τους κενών με υγροποιημένο τσιμέντο υπό πίεση. Τα αδρανή έχουν ελάχιστο μέγεθος κόκκων 10-15 mm. Με τη χρήση σκυροτσιμεντοπήγματος μειώνεται σημαντικά το πρόβλημα της συστολής ξηράνσεως, καθώς τα αδρανή, που βρίσκονται ήδη σε επαφή μεταξύ τους, περιορίζουν τη συστολή ξηράνσεως στο ελάχιστο. Η χρήση της συγκεκριμένης τεχνικής δεν είναι διαδεδομένη λόγω έλλειψης εμπειρίας των τεχνικών και του υψηλού κόστους.

- ✓ **Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα**

Με τη χρήση ειδικών σκυροδεμάτων ή τσιμεντοκονιαμάτων είναι δυνατόν να υλοποιηθούν μανδύες εξαιρετικά μικρού πάχους. Το βασικό μειονέκτημα που αποτελεί εμπόδιο για τη διάδοση της είναι το αυξημένο κόστος κατασκευής τους.

<u>Συμπέρασμα:</u> Οι πλέον χρησιμοποιούμενες τεχνικές στην Ελλάδα αποτελούν η ενίσχυση υποστυλώματος με έγχυτο και με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (gunite). Γι’ αυτό ακολουθεί μια πιο αναλυτική περιγραφή αυτών των τεχνικών και η μεταξύ τους σύγκριση.

5.4.2.2 Μανδύες με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Η πλέον χρησιμοποιούμενη μέθοδος για την αποκατάσταση και ενίσχυση των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι η χρήση περιμετρικών μανδυών από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι ένα νέας τεχνολογίας σκυρόδεμα το οποίο παρουσιάζει βελτιωμένα χαρακτηριστικά σε σχέση με το έγχυτο. Χρησιμοποιήθηκε για πρώτη φορά μετά τους σεισμούς της Θεσσαλονίκης το 1978. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα έχει αυξημένη θλιπτική αντοχή (περί τα 70 MPa), καλή πρόσφυση με το υφιστάμενο σκυρόδεμα και τους οπλισμούς, καθώς και αυξημένη αντίσταση σε διάβρωση και χημικές ουσίες. Τα αυξημένα μηχανικά χαρακτηριστικά του δικαιολογούνται εξαιτίας του χαμηλού λόγου Ν/Τ (νερό προς τσιμέντο, Λόγος Ν/Τ για υγρό σκυρόδεμα υψηλών προδιαγραφών: < 0,46), της πυκνότητάς του και της ανθεκτικότητάς του. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πλεονεκτεί σε σχέση με το συμβατό σκυρόδεμα σε συνθήκες όπου η πρόσβαση είναι δύσκολη, όπου απαιτούνται λεπτά στρώματα ή μεταβλητά πάχη. Η μη απαίτηση ξυλοτύπου διευκολύνει σημαντικά την εργασία και αποτελεί ένα επιπλέον πλεονέκτημα. Τέλος, η τεχνική εκτόξευσης παρέχει ευκολία στην εργασία, ακόμη και σε δύσκολες περιοχές όπου η πρόσβαση είναι δύσβατη. Ωστόσο το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα έχει μια διαφορά σε σύγκριση με το συμβατικό μπετόν θεμελιώδους σημασίας, όσο αφορά τη σύνθεσή του. Το αρχικό προϊόν εκτόξευσης είναι διαφορετικό από το τελικό. Η διαφοροποίηση έγκειται στο ότι αλλάζει η αναλογία των υλικών, εξαιτίας της αναπήδησής τους. Για επιτυχή χρήση θα πρέπει και να έχει γίνει αρχικά σωστά η επιλογή της αναλογίας των υλικών (αδρανή, νερό, τσιμέντο, πρόσθετα βελτιωτικά υλικά) και να προβλέπεται μελέτη και έλεγχος της ποιότητας του τελικού προϊόντος, μετά την ανάκλαση των υλικών. Επίσης, καθώς δεν υπάρχει ξυλότυπος για να καθορίσει τα όρια του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, είναι απαραίτητη η χρήση οδηγών, ώστε να υπάρχει έλεγχος των κατακόρυφων επιφανειών.

Εικόνα 5.4: Εργασία ενίσχυσης με εκτόξευση σκυροδέματος

Εικόνα 5.5: Εκτοξευμένο σκυρόδεμα σε δυσπρόσιτο σημείο

5.4.3 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με περίσφιγξη

- ✓ **Χρήση επικολλητών χαλύβδινων διατομών**

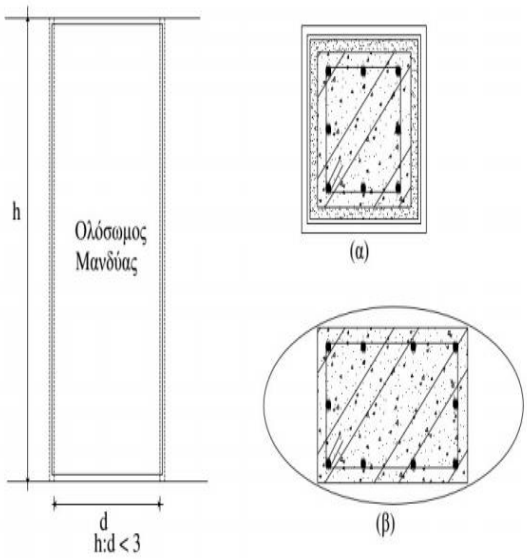
Ο πλέον χρησιμοποιούμενος τρόπος ενίσχυσης με αύξησης της ενεργούς περίσφιγξης είναι η χρήση επικολλητών χαλύβδινων διατομών. Πιο συγκεκριμένα, η τεχνική περιλαμβάνει τη χρήση μεταλλικού κλωβού. Ο μεταλλικός κλωβός δημιουργείται με την συγκόλληση τεσσάρων γωνιακών διατομών στις κορυφές του υφιστάμενου υποστυλώματος, τα οποία είτε συσφίγγονται με ειδικά κλειδιά, είτε θερμαίνονται σε πολύ υψηλές θερμοκρασίες και με την απόψυξή τους να επέλθει η σύσφιξη ώστε να επιτευχθεί η απαιτούμενη περίσφιγξη . Το υποστύλωμα που τίθεται υπό ενίσχυση συνδέεται με τα τέσσερα γωνιακά είτε με συγκόλληση είτε με χημικώς πακτωμένα αγκύρια. Ο εναπομείναντας χώρος μεταξύ σκυροδέματος και μεταλλικού κλωβού πληρώνεται με μη συρρικνούμενη κονία. Εάν το υποστύλωμα είναι σχετικά μικρό (h/d<3) μπορεί να γίνει χρήση χαλύβδινων φύλλων αντί για μεταλλικά ελάσματα. Η διατομή των γωνιακών πρέπει να είναι τουλάχιστον L50x5. Το πάχος των οριζόντιων μεταλλικών ελασμάτων είναι συνήθως ίσο με το πάχος των γωνιακών, ενώ το πλάτος του κυμαίνεται μεταξύ 2,5-6 cm. Η απόσταση μεταξύ τους δεν πρέπει να υπερβαίνει τη μικρότερη τιμή από το ήμισυ της μικρότερης διάστασης της διατομής και τα 15 cm.

- ✓ **Χρήση ολόσωμου μεταλλικού μανδύα**

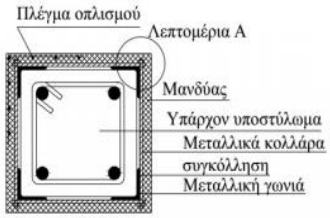
Μία άλλη δημοφιλής μέθοδος ενίσχυσης με αύξηση της ενεργούς περίσφιγξης είμαι με τη χρήση ολόσωμου μεταλλικού μανδύα. Το κενό μεταξύ μανδύα και σκυροδέματος πληρώνεται με τσιμεντένεμα. Με τη μέθοδο αυτή, επιτυγχάνεται αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, αύξηση της αντοχής του υποστυλώματος, και διατμητικά και καμπτικά, καθώς επίσης αύξηση της πλαστιμότητας του μέλους.

- ✓ **Χρήση επικολλητών χαλύβδινων ελασμάτων**

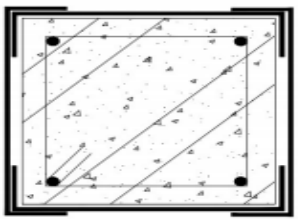
Η χρήση επικολλητών χαλύβδινων κολάρα πάχους 0,1- 0,2 cm εντός των οποίων εγκιβωτίζεται ολόκληρη η διατομή, είναι ένας άλλος τρόπος εξωτερικής περίσφιγξης του υφιστάμενου υποστυλώματος. Η εφαρμογή γίνεται ακόμη πιο αποδοτικότερη εάν χρησιμοποιηθούν προεντεταμένα κολάρα.



Εικόνα 5.6: Ολόσωμος μεταλλικός μανδύας



Εικόνα 5.7: Μεταλλικός κλωβός



Εικόνα 5.8: Επικολλητά χαλύβδινα κολάρα

5.5 Επισκευή και ενίσχυση τοιχωμάτων

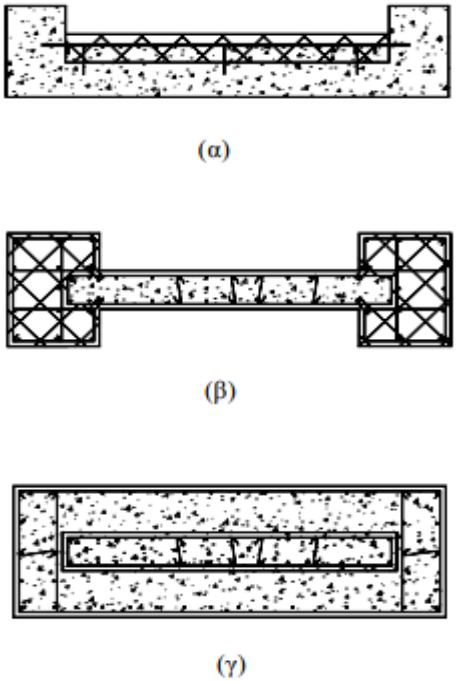
Σ αυτό το σημείο, θεωρείται σκόπιμο να γίνει αναφορά και σε άλλη κατηγορία κατακόρυφων μελών , τα οποία είναι τα τοιχώματα. Το σχολείο που μελετάται, όπως είναι φανερό από τους ξυλότυπος των ορόφων και από την ανάλυση είναι και προς τις δύο κατευθύνσεις στατικού τύπου ασύζευκτων τοιχωμάτων (Vn>0.65). Τα τοιχώματα, λόγω της ανάληψης μεγάλου ποσοστό σεισμικών δυνάμεων αποτελούν αντικείμενου λεπτομερούς μελέτης και θα πρέπει να μελετάται ενδελεχώς η επιρροή τους στο σύνολο της κατασκευής. Οι μέθοδοι ενίσχυσης των τοιχωμάτων είναι παρόμοιες με αυτές που εφαρμόζονται στα υποστυλώματα.

5.5.1 Επισκευή τοιχωμάτων

Πρέπει να διευκρινιστεί ότι πριν από οποιαδήποτε ενέργεια ενίσχυσης θα πρέπει τα τοιχώματα να έχουν επισκευαστεί πλήρως. Κοινώς, θα πρέπει να έχει γίνει υποστύλωση των συντρεχουσών δοκών, καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος, τοποθέτηση δομικού πλέγματος , συγκράτηση δομικών πλεγμάτων με εγκάρσιο οπλισμό και τέλος διάστρωση έγχυτου ή εκτοξευόμενου σκυροδέματος**.**

5.5.2 Ενίσχυση τοιχωμάτων με αύξηση της διατομής τους

Η πλέον χρησιμοποιούμενη και αποδοτικότερη μέθοδος ενίσχυσης τοιχωμάτων είναι η χρήση μανδυών σκυροδέματος. Κατά κανόνα οι μανδύες που επιλέγονται δεν είναι κλειστού τύπου, όπως αυτό συμβαίνει στην περίπτωση της ενίσχυσης υποστυλωμάτων. Αναλόγως το λόγο που χρήζει ένα τοίχωμα ενίσχυσης, προκύπτει και η καταλληλότερη επέμβαση που πρέπει να γίνει. Όταν πρέπει να αυξηθεί η διατμητική αντοχή του τοιχώματος, τότε επιλέγεται αύξηση του πάχους του κορμού. Όταν πρέπει το τοίχωμα να ενισχυθεί καμπτικά, συνήθως επιλέγεται η κατασκευή δύο κρυφών υποστυλωμάτων στα άκρα του τοιχώματος. Στις παρακάτω εικόνες φαίνεται σχηματικά οι διάφοροι τρόποι ενίσχυσης των τοιχωμάτων:

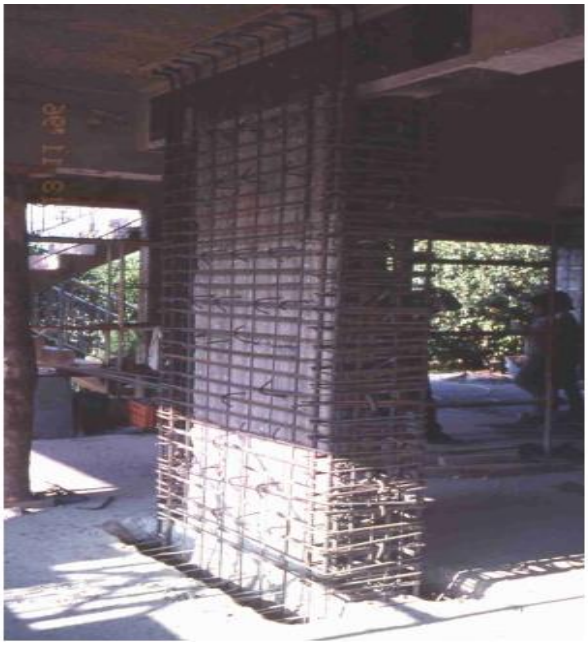


Εικόνα 5.9: α) Διατμητική ενίσχυση, β)Καμπτική ενίσχυση, γ)Διατμητική και καμπτική ενίσχυση με κλειστό μανδύα

5.5.3 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με εξωτερική περίσφιξη

Η χρήση της εξωτερικής περίσφιξης με σκοπό την ενίσχυση τοιχωμάτων είναι μια σπάνια χρησιμοποιούμενη μέθοδος, σε σύγκριση με την πολύ συχνή επιλογής της όσον αφορά την ενίσχυση των υποστυλωμάτων. Ο λόγος έγκειται στο ότι, αφενός παρουσιάζει κατασκευαστικές δυσκολίες, και αφετέρου εξαιτίας του έντονου ορθογωνικού σχήματος των τοιχωμάτων παρουσιάζει μειωμένη αποδοτικότητά. Ωστόσο, από τις προαναφερθείσες μεθόδους εξωτερικής περίσφιγξης, αυτή που βρίσκει περισσότερη εφαρμογή είναι η τεχνική της κατασκευής μεταλλικού κλωβού. Τα κυριότερα πλεονεκτήματά της είναι ότι μπορούν να παραλάβει μεγάλες τέμνουσες δυνάμεις, καθώς και σε περιπτώσεις που το τοίχωμα έχει υποστεί εκτεταμένες βλάβες, προσφέρουν καλή υποστήριξη, ώστε να γίνει ασφαλής μεταφορά του αξονικού φορτίου των τοιχωμάτων. Αύξηση της απόδοσης της χρήσης μεταλλικού κλωβού αποτελεί η συγκόλληση διαμπερών συνδέσμων σχήματος Π ή Z, σε αντιδιαμετρικά ελάσματα του κλωβού και σε απόσταση περί τα 30 cm.

Εικόνα 5.10: Επισκευή τοιχώματος



Εικόνα 5.11: Μανδύας σκυροδέματος σε τοίχωμα

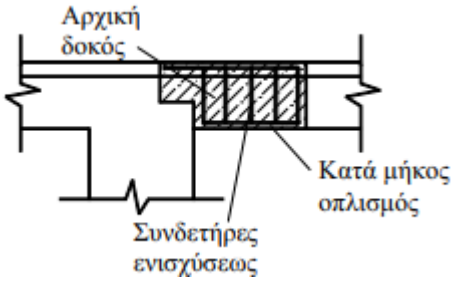
Εικόνα 5.12:Μεταλλικός κλωβός σε τοίχωμα

5.6 Επισκευή και ενίσχυση δοκών

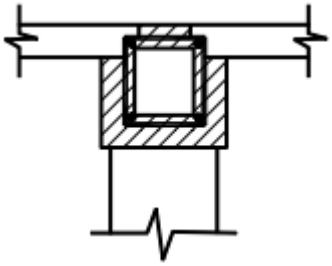
Οι δοκοί είναι επίσης μέλη τα οποία είναι δυνατόν να χρήζουν επισκευής ή/και επέμβασης, είτε εξαιτίας βλαβών που έχουν υποστεί, είτε πρόσθετων φορτίων που καλούνται να παραλάβουν, όπου η επέμβαση γίνεται προκειμένου να βελτιωθούν οι ιδιότητες τους. Σε περίπτωση επιπλέον σεισμικής απαίτησης, οι επεμβάσεις αφορούν συνήθως την περιοχή συνάντησης δοκού με υποστύλωμα, δηλαδή την περιοχή του κόμβου, και αποτελούν μέρος μιας ευρύτερης επέμβασης.

5.6.1 Επισκευή δοκού

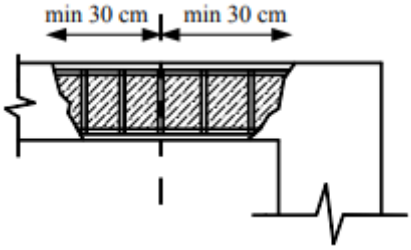
Ανάλογα με το επίπεδο βλάβης της δοκού επιλέγεται η κατάλληλη μέθοδος επισκευής. Εάν οι βλάβες είναι τοπικές, η επισκευή περιλαμβάνει συγκόλληση των ρωγμών με εποξική ρητίνη. Ακόμη, μια παράμετρος που καθορίζει τον τρόπο επισκευής της δοκού είναι η αποδιοργάνωση ή μη του σκυροδέματος. Εάν η αποδιοργάνωση είναι τοπική η επισκευή περιλαμβάνει τοποθέτηση στην εξωτερική παρειά της δοκού ελαφρού δομικού πλέγματος και διάστρωση εκτοξευόμενου ή έγχυτου σκυροδέματος. Εάν όμως η αποδιοργάνωση οφείλεται σε κάμψη , απαιτείται η κατασκευή μανδύα, με συγκόλληση νέου διαμήκους οπλισμού πάνω στον παλιό μέσω παρεμβλημάτων.



Εικόνα 5.13: Επισκευή με δομικό πλέγμα



Εικόνα 5.14: Επισκευή με μανδύα σκυροδέματος



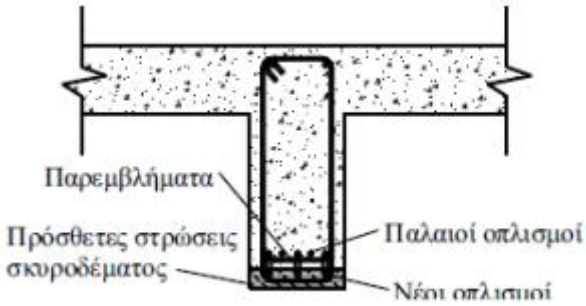
Εικόνα 5.15: Επισκευή πλήρους αποδιοργάνωσης(ρωγμές> 20 cm)

5.6.2 Ενίσχυση δοκών

Η επιλογή της καλύτερης μεθόδου ενίσχυσης μιας δοκού εξαρτάται από τον επιθυμητό στόχο που πρέπει να επιτυγχάνει. Ενισχύσεις υφίστανται οι δοκοί, οι οποίες σε μια μελέτη αποτίμησης και ανασχεδιασμού δεν ικανοποιούν τον επιδιωκόμενο στόχο. Κοινώς, εμφανίζουν ανεπάρκεια καμπτική ή/και διατμητική. Επίσης, ενίσχυση σε δοκό μπορεί να προκύψει εξαιτίας αλλαγής χρήσης του υφιστάμενου κτηρίου, ή/και εξαιτίας προσθήκης επιπλέον ορόφων, στο εξεταζόμενο κτήριο.

5.6.2.1 Ενίσχυση σε κάμψη με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος

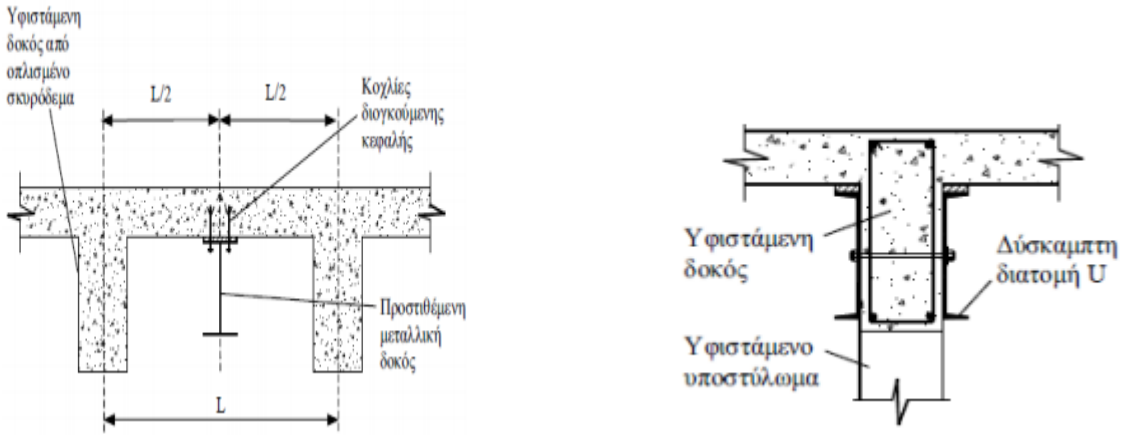
Όταν μια δοκός δεν επαρκεί σε κάμψη είναι δυνατή ενίσχυσή της με προσθήκη νέων διαμήκων οπλισμών στο εφελκυόμενο πέλμα και προσθήκη νέας στρώσης σκυροδέματος με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Το πάχος της στρώσης κυμαίνεται μεταξύ 7-10 cm. Η σύνδεση του παλαιού με το νέο οπλισμό γίνεται μέσω παρεμβλημάτων. Η διαμόρφωση της διεπιφάνειας παλαιού και νέου σκυροδέματος πρέπει να γίνω πολύ λεπτομερών, ώστε να μην συμβεί αποκόλληση όταν θα πρέπει η ενισχυμένη δοκός να παραλάβει τα αυξημένα φορτία της.



Εικόνα 5.16: Ενίσχυση κάτω πέλματος δοκού με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος

5.6.2.2 Ενίσχυση με προσθήκη νέων μεταλλικών μελών

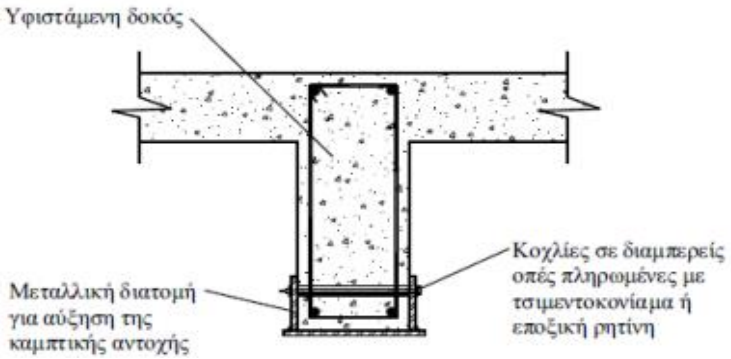
Η προσθήκη νέων μελών αποτελεί μία οικονομική αλλά και αποδοτική μέθοδο ενίσχυσης δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ανάλογα με την αντοχή της υπερκείμενης πλάκας, τα πρόσθετα μέλη μπορούν να τοποθετηθούν είτε μεταξύ των υφιστάμενων δοκών είτε σε επαφή με τις πλευρικές παρειές τους. Σε πολλές περιπτώσεις (π.χ. ανάγκες υψηλής πυροπροστασίας, μεγάλο κόστος μεταφοράς χάλυβα) η ενίσχυση με προσθήκη νέων μεταλλικών μελών δεν αποτελεί βέλτιστη λύση και είναι πιο προσοδοφόρα η μέθοδος ενίσχυσης με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος.



Εικόνα 5.17: α)Προσθήκη μεταλλικών δοκών στο μέσο ανοίγματος πλάκας, β)Προσθήκη μεταλλικών μελών στις παρειές υφιστάμενης δοκού

5.6.2.3 Ενίσχυση με προσθήκη κοχλιωμένου εφελκυόμενου οπλισμού

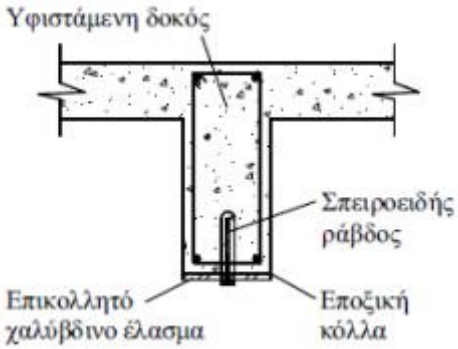
Μια δοκός που παρουσιάζει καμπτική ανεπάρκεια μπορεί να ενισχυθεί επιτόπου με την προσθήκη χαλύβδινων ελασμάτων ή ακόμα και συγκολλητών μεταλλικών διατομών που κοχλιώνονται στη δοκό. Η συγκολλητή διατομή σχήματος ανεστραμμένου Π, χρησιμοποιείται στην περίπτωση που το εμβαδό του απαιτούμενου πρόσθετου οπλισμού είναι σημαντικό.



Εικόνα 5.18: Κοχλιωτή σύνδεση συγκολλητής μεταλλικής διατομής για αύξηση της καμπτικής αντοχής υφιστάμενης δοκού από σκυρόδεμα

5.6.2.4 Ενίσχυση με προσθήκη Επικολλητών Χαλύβδινων Ελασμάτων

Αντί της χρήσης κοχλιωτών συνδέσεων η σύνδεση των ελασμάτων του χάλυβα με την υφιστάμενη δοκό μπορεί να γίνει με τη χρήση εποξικής κόλλας. Για την ανάρτηση των ελασμάτων αλλά και για πρόσθετη διατμητική αντοχή στη διεπιφάνεια χρησιμοποιούνται σπειροειδής οπλισμοί που αγκυρώνονται σε πληρωμένες οπές με τσιμεντένεμα. Η επιτυχής εφαρμογή της μεθόδου έγκειται στον πολύ προσεκτικό τρόπο υλοποίησης των απαιτούμενων διαδικασιών. Επίσης, ο μεγαλύτερος κίνδυνος αστοχίας της μεθόδου αυτής είναι η διάβρωση του χάλυβα στην περιοχή διεπιφάνειας με το σκυρόδεμα.

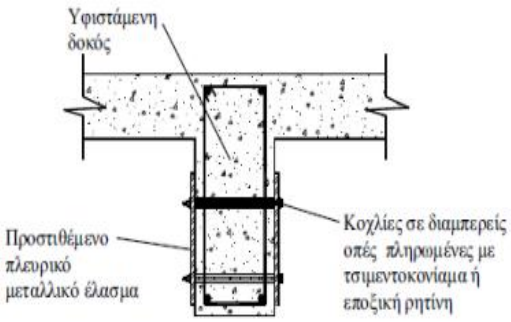


Εικόνα 5.18: Ενίσχυση καμπτικής αντοχής με επικολλητά χαλυβδόφυλλα

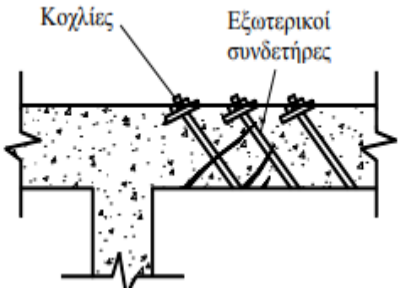
5.6.2.5 Ενίσχυση δοκών σε διάτμηση

Στις προηγούμενες ενότητες παρουσιάστηκαν οι κυριότερες μέθοδοι για την αύξηση της καμπτικής αντοχής μίας δοκού. Παρόμοιες τεχνικές μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την ενίσχυση των δοκών σε διάτμηση. Παρακάτω αναφέρονται επιγραμματικά οι μέθοδοι ενίσχυσης της δοκού έναντι διατμητικής ανεπάρκειας:

- ✓ Μεταλλικά ελάσματα στις πλευρικές παρειές της δοκού και σύνδεσή τους μέσω κοχλιών που διαπερνούν εγκάρσια το σώμα της δοκού σε τουλάχιστον δύο θέσεις.
- ✓ Προσθήκη εγκάρσιων συνδετήρων που περισφίγγουν εξωτερικά τη δοκό
- ✓ Σύσφιγξη των στοιχείων ενίσχυσης για αποκατάσταση των ρωγμών μέσω ζεύγους κοχλίωσης



Εικόνα 5.19:Μεταλλικά ελάσματα για αύξηση αντοχής σε διάτμηση



Εικόνα 5.20: Συσφιγμένοι κοχλίες για αύξηση διατμητικής αντοχής

5.6.2.6 Ενίσχυση δοκών με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

Εκτός από την εφαρμογή που βρίσκει η κατασκευή μανδύα σκυροδέματος στην επισκευή δοκών με εμφανείς βλάβες ή/και αφανείς, η τεχνική του μανδύα συναντά εφαρμογή και στην ενίσχυση δοκών που παρουσιάζουν ανεπάρκεια. Κυρίως η μέθοδος αποτελεί αποδοτική επιλογή όταν απαιτείται και ενίσχυση της διατμητικής και της καμπτικής αντοχής. Η τεχνική περιλαμβάνει τα βήματα που περιγράφηκαν παραπάνω, για την ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα σκυροδέματος. Ενδεικτικά, αναφέρεται ότι γίνεται προσθήκη στην εφελκυόμενη ίνα τα δοκού πρόσθετου διαμήκους οπλισμού, εξασφάλιση συνάφειας μεταξύ νέου και παλαιού οπλισμού, μέσω χημικών πακτωμένων αγκυρίων, και προσθήκη νέων συνδετήρων περιμετρικά της δοκού για αύξηση της διατμητικής αντοχής και της ενεργούς περίσφιγξης, με έμφαση στον κόμβο δοκού υποστυλώματος. Στις περιπτώσεις όπου δεν μπορεί να συμβεί θραύση της συνεργαζόμενης πλάκας πάνω από τη θλιβόμενη παρειά της δοκού, ώστε να κατασκευαστεί κλειστός, περιμετρικός μανδύας σκυροδέματος, επιλέγεται η κατασκευή ανοιχτού τύπου. Η τεχνική ανοιχτού τύπου μανδύα σκυροδέματος είναι σαφώς μια λιγότερο αποδοτική μέθοδος εν συγκρίσει με τη χρήση κλειστού τύπου.

5.7 Ενίσχυση με Ινοπλισμένα Πολυμερή

Η ενίσχυση των μελών με ελάσματα από ινοπλισμένα πολυμερή έγκειται στη βελτίωση της διατμητικής τους ικανότητας καθώς και της διαθέσιμης πλαστιμότητας η οποία επιτυγχάνεται μέσω πρόσθετης περίσφιγξης.

Γενικά, η εφαρμογή των υλικών αυτών έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση ή ορθότερα την τροποποίηση της καμπτικής, διατμητικής και αξονικής αντοχής του μέλους στο οποίο εφαρμόζεται. Η εξωτερική ενίσχυση με μανδύα από ινοπλισμένα πολυμερή είναι κατάλληλη για πληθώρα εφαρμογών. Αντιπροσωπευτικές χρήσεις είναι οι ακόλουθες:

- Ενίσχυση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής. Ως παράδειγμα αναφέρεται μεταξύ άλλων η ενίσχυση κτιρίων στάθμευσης αυτοκινήτων στο Μόναχο της Γερμανίας και στο Δουβλίνο της Ιρλανδίας, καθώς και βιομηχανικών κτιρίων στην πόλη Zug της Ελβετίας.

- Παθητική περίσφιγξη για βελτιστοποίηση της ικανότητας ανάληψης σεισμικών φορτίων. Χαρακτηριστικές εφαρμογές αποτελούν η ενίσχυση της γέφυρας Osaky στη Νότια Κορέα και η ενίσχυση της οδογέφυρας Belo Horizonte στο Σάο Πάολο της Βραζιλίας.

- Έλεγχος ρηγματώσεως και συρραφή ρωγμών. Τα σύνθετα υλικά έχουν χρησιμοποιηθεί και για την επισκευή και ενίσχυση διατηρητέων κτιρίων, μνημείων και ιστορικών και αρχαιολογικών κτισμάτων που έχουν υποστεί ρηγματώσεις και άλλου είδους βλάβες. Ενδεικτικά αναφέρεται η ενίσχυση του τρούλου του ιστορικού καθεδρικού ναού στη British Columbia του Καναδά.

Εικόνα 5.21: Επιτόπου εφαρμογή FRP

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της χρήσης σύνθετων υλικών για την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών σε σχέση με τις παραδοσιακές μεθόδους επισκευής και ενίσχυσης με χρήση συμβατικών υλικών είναι τα εξής:

- Απαιτείται μικρή προετοιμασία στο εργοτάξιο.

- Η εφαρμογή των σύνθετων υλικών είναι απλή.

- Οι διαστάσεις του ενισχυόμενου δομικού στοιχείου παραμένουν ουσιαστικά αμετάβλητες, λόγω του μικρού πάχους του σύνθετου υλικού

- Η τοποθέτηση των σύνθετων υλικών είναι δυνατή ακόμα και σε περιπτώσεις που υπάρχει περιορισμός του χώρου εργασίας (π.χ. υποστυλώματα σε μεσοτοιχία).

- Τα σύνθετα υλικά μπορούν να επιχριστούν και να χρωματιστούν σύμφωνα με τις αισθητικές απαιτήσεις του έργου.

- Τα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά των κατασκευών παραμένουν πρακτικά αμετάβλητα.

- Το κόστος εφαρμογής των σύνθετων υλικών λόγω της ευρείας κατασκευής τους έχει μειωθεί σημαντικά.

6. Εφαρμογή ενισχύσεων στο υπό μελέτη κτήριο

6.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο θα προταθούν δύο λύσεις ενίσχυσης του υφιστάμενου δομήματος για την στάθμη επιτελεστικότητας SD. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης αποτίμησης προέκυψαν ανεπαρκείς λόγοι διατμητικής επάρκειας για τρία τοιχώματα, εκ των οποίων το ένα βρίσκεται στο ισόγειο K38(0) και τα δύο στον πρώτο τυπικό όροφο, K33(1) και K34(1). Οι δύο λύσεις που θα προταθούν είναι:

1η Λύση : Ενίσχυση τοιχωμάτων με Ινοπλισμένα Πολυμερή(FRP)

2η Λύση: Ενίσχυση τοιχωμάτων με Μεταλλικό Κλωβό

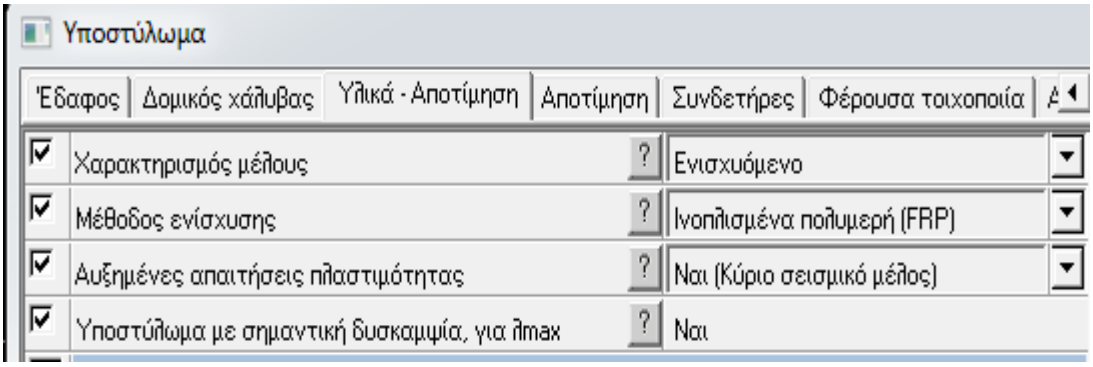
6.2 Ενίσχυση με FRP

6.2.1 Τρόπος εφαρμογής ενισχύσεων με FRP

- Η ενίσχυση των ανεπαρκών μελών θα γίνει βήμα-βήμα, δηλαδή μια ενίσχυση σε κάθε ανάλυση, έτσι ώστε να συμπεριληφθούν τυχόν ανακατανομές έντασης στα υπόλοιπα μέρη του φορέα.
- Το συνολικό απαιτούμενο πάχος FRP επιλέγεται με δοκιμές, ώστε ο συνδυασμός πάχους και ανακατανομής έντασης να μην δημιουργεί απαιτήσεις ενισχύσεων σε μέλη, τα οποία στην πρωταρχική μελέτη αποτίμησης είναι επαρκή.
- Οι συντελεστές μονολιθικότητας των μηχανικών χαρακτηριστικών των ενισχυόμενων μελών με Ινοπλισμένα Πολυμερή εισήχθησαν ίσοι με την μονάδα. («Μέθοδοι και Αντισεισμικές Στρατηγικές Ενίσχυσης των Κτηρίων, Εισήγηση Σ.Δρίτσου»)

6.2.2 Τροποποιήσεις του φορέα για την Ανάλυση Ανασχεδιασμού

Αρχικά χαρακτηρίζονται τα μέλη ως «Ενισχυόμενα» και επιλέγεται η μέθοδος ενίσχυσης ως «Ενισχυόμενα με Ινοπλισμένο Πολυμερές»



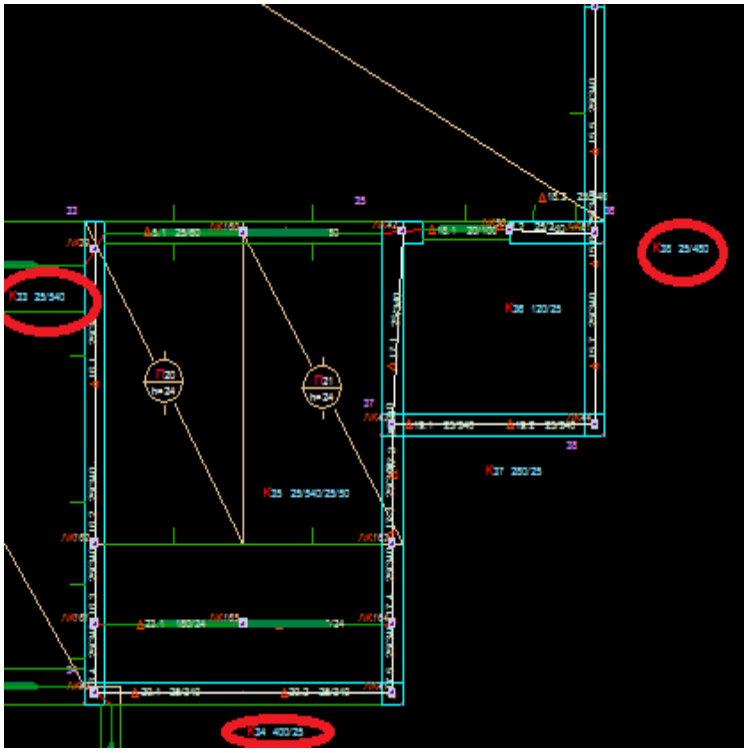
Εικόνα 6.1: Χαρακτηρισμός μέλους ως Ενισχυόμενου και επιλογή ενίσχυσης με FRP

6.2.3 Μηχανικά Χαρακτηριστικά ενισχυόμενου μέλους

Στη συνέχεια επιλέγονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού ενίσχυσης, δηλαδή του Ινοπλισμένου Πολυμερούς. Κυρίως, γίνονται δοκιμές που καθορίζουν το συνολικό πάχος στρώσης του FRP, ώστε το υλικό να αναλαμβάνει την διατμητική δύναμη σε τέμνουσα, λόγω της οποίας αποδείχθηκε ότι εμφανίζει ανεπάρκεια.

Ενισχύσεις		
Μέτρο ελαστικότητας FRP Ef [kN/m²]	?	2.42E+08
Οριακή εφελκυστική αντοχή FRP fuf [MPa]	?	3800.0
Οριακή ανηγμένη παραμόρφωση euf	?	1.55E-2
Συνολικό πάχος υλικού FRP tf [mm]	?	0.3

Εικόνα 6.2: Γεωμετρικά και Μηχανικά χαρακτηριστικά FRP



Εικόνα 6.3*: Επισήμανση ενισχυόμενων μελών*

Τα συνολικά πάχη των κυκλωμένων ενισχυόμενων μελών προέκυψαν ως εξής:

- K38(0): 0.331 mm
- K33(1) : 0.331 mm
- K34(1): 0.331 mm

6.2.4 Τελικοί μέγιστοι λόγοι επάρκειας ενισχυμένου φορέα με FRP

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι μέγιστοι λόγοι επάρκειας δοκών και υποστυλωμάτων-τοιχωμάτων του ενισχυμένου φορέα.

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ1.3(2)	Κύριο	0.98

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ6.3(1)	Κύριο	0.75

Εικόνα 6.4: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας δοκού για ροπή και τέμνουσα

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	K34(1)	Κύριο	0.67

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	K34(2)	Κύριο	0.99

Εικόνα 6.5: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας υποστυλώματος-τοιχώματος για ροπή και τέμνουσα

Μέγιστα λόγων επάρκειας διάτμησης κόμβων, ΚΑΝ.ΕΠ.Ε. §7.2.5

Διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση πυρήνα οπλισμένου κόμβου.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Κόμβος	Λόγος Επάρκειας
SD	K23(1)	1.20

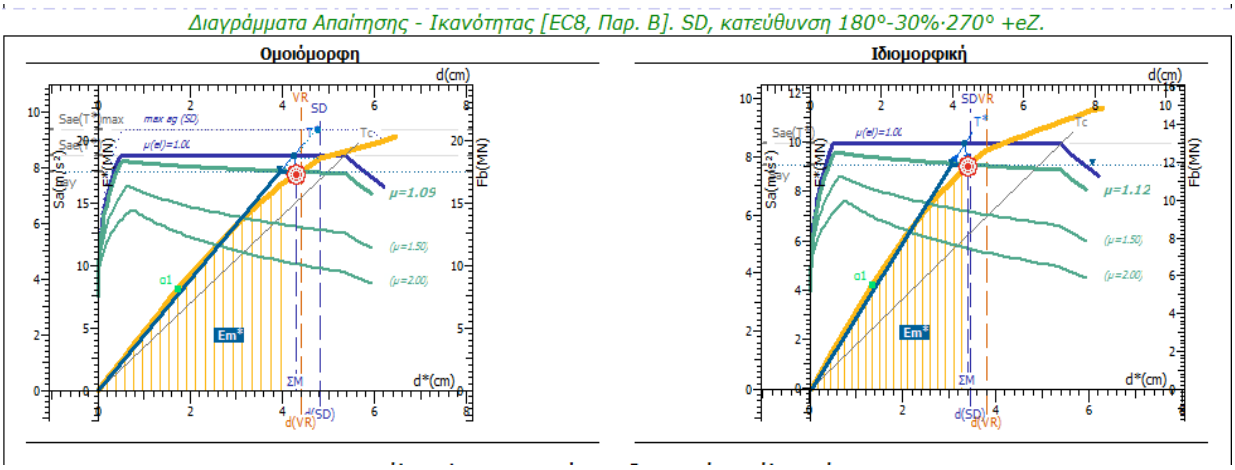
Διαγώνια θλίψη πυρήνα κόμβου.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Κόμβος	Λόγος Επάρκειας
SD	K23(1)	0.37

Εικόνα 6.6: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας διάτμησης κόμβων

**Σύμφωνα με τον Καν.Επε και τις πρόνοιες του Fespa εάν η διαγώνια εφελκυστική διάτμηση των κόμβων είναι μεγαλύτερος της μονάδας, αμελείται εάν συντρέχουν σε αυτόν τρεις ή περισσότερες δοκοί Άρα για το υποστύλωμα K23(1) αρκεί να προστεθεί μία δοκός κάθετη στη διεύθυνση των δυο υφιστάμενων δοκών που συντρέχουν σε αυτό.*

Ενδεικτικά, παρατίθεται η καμπύλη ικανότητας της ανασχεδιασμένης κατασκευής για μια διεύθυνση σεισμού, η οποία εμφάνιζε ανεπάρκεια σεισμικής επιτάχυνσης ως προς τον έλεγχος της διατμητικής αντίστασης. Σύμφωνα με την ανάλυση της αποτίμησης για σεισμό: 180 – 30%*270 + ez για ομοιόμορφη κατανομή προέκυψε V_R : max,a_g= 0.235<0.288. Στον ανασχεδιασμένο φορέα V_R : max,a_g= 0.295>0.288, όπως έχει κυκλωθεί και στην παρακάτω εικόνα.



Καμπύλη pushover και η αντίστοιχη διγραμμική καμπύλη ικανότητας.

Σημείωση για τις διαφορετικές κλίμακες: Η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου **d** και η τέμνουσα βάσης **Fb** αφορούν το πολυβάθμιο σύστημα, ενώ η δύναμη **F*** και η μετατόπιση **d*** αφορούν το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα.

1. **Μάζα m* και περίοδος T* μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντας πλαστιμότητας q_u.**

m* = 2220.0tn, Γ = 1.00	$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{d}{d^*} = \frac{F_b}{F^*}$	m* = 1173.8tn, Γ = 1.31
$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{3.94cm}{7.87 \cdot 10^2 cm/s^2}} = 0.44s$	$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^* dy^*}{Fy^*}} = 2\pi\sqrt{\frac{dy^*}{Say}}$	$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{3.03cm}{7.75 \cdot 10^2 cm/s^2}} = 0.39s$
$q_u = \frac{8.47m/s^2}{7.87m/s^2} \therefore$ **q_u = 1.08**	$q_u \equiv q_n \equiv R = \frac{S_{se}(T^*)}{S_{sy}}$	$q_u = \frac{8.47m/s^2}{7.75m/s^2} \therefore$ **q_u = 1.09**

2. **Παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας μ_d.**

$\mu_d = (1.08 - 1)\frac{0.50s}{0.44s} + 1 \therefore$ **μ_d = 1.09**	$T^* < Tc = 0.50s \quad \therefore \mu_d = (q_u - 1)\frac{Tc}{T^*} + 1$	$\mu_d = (1.09 - 1)\frac{0.50s}{0.39s} + 1 \therefore$ **μ_d = 1.12**

3. **Στοχευόμενη μετατόπιση dt.**

$dy^* = 2(4.39cm - \frac{42.3cm \cdot MN}{17.48MN}) = 3.94cm$	$dy^* = 2(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*})$	$dy^* = 2(3.43cm - \frac{17436.0cm \cdot kN}{9100.54kN}) = 3.03cm$
$C_1 \equiv \mu_d / q_u$ = 1.09 / 1.08 = 1.01	$C_1 \equiv \mu_d / q_u$	**$C_1 \equiv \mu_d / q_u$** = 1.12 / 1.09 = 1.02
$d_{et}^* = 8.47m/s^2 \cdot \left[\frac{0.44s}{2\pi}\right]^2 = 4.24cm$	$d_{et}^* = S_e(T^*)\left[\frac{T^*}{2\pi}\right]^2$	$d_{et}^* = 8.47m/s^2 \cdot \left[\frac{0.39s}{2\pi}\right]^2 = 3.31cm$
dt* = 1.01 · 4.24cm = 4.28cm	$dt^* = \mu_d / q_u \cdot d_{et}^*$	dt* = 1.02 · 3.31cm = 3.39cm
dy = 3.94cm , **dt = 4.28cm**	$dy = \Gamma \cdot dy^*,\ dt = \Gamma \cdot dt^*$	dy = 3.97cm , **dt = 4.43cm**

4. **Μέγιστη επιτάχυνση max a_g για λ_{max} = 1 και επιτελεστικότητα SD.**

SD: **max a_g** = **0.318** ≥ 0.288 (ok)	SD: **max a_g** = **0.291** ≥ 0.288 (ok)
VR: **max a_g** = **0.295** ≥ 0.288 (ok)	VR: **max a_g** = **0.315** ≥ 0.288 (ok)

5. **Παράγοντας υπεραντοχής q_s.**

$q_s = \frac{7.87m/s^2}{3.64m/s^2} = 2.17$	$q_s \equiv q_u = \frac{Sa}{Sa_1} \geq 1.0$	$q_s = \frac{7.75m/s^2}{3.60m/s^2} = 2.15$

Εικόνα 6.7: Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας ενισχυμένου φορέα για διεύθυνση σεισμού

180 – 30%*270 + ez

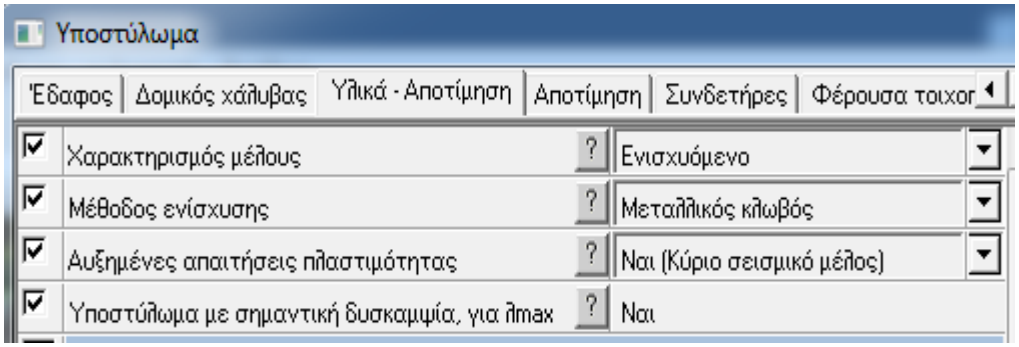
6.3 Ενίσχυση με Μεταλλικό Κλωβό

6.3.1 Τρόπος εφαρμογής ενισχύσεων με Μεταλλικό Κλωβό

- Η ενίσχυση των ανεπαρκών μελών θα γίνει βήμα-βήμα, δηλαδή μια ενίσχυση σε κάθε ανάλυση, έτσι ώστε να συμπεριληφθούν τυχόν ανακατανομές έντασης στα υπόλοιπα μέρη του φορέα.
- Η απόσταση, το πάχος και το πλάτος των μεταλλικών ελασμάτων επιλέγεται με δοκιμές, ώστε ο συνδυασμός των διαστάσεων και ανακατανομής έντασης να μην δημιουργεί απαιτήσεις ενισχύσεων σε μέλη, τα οποία στην πρωταρχική μελέτη αποτίμησης είναι επαρκή.
- Οι συντελεστές μονολιθικότητας των μηχανικών χαρακτηριστικών των ενισχυόμενων μελών με Μεταλλικό Κλωβό εισήχθησαν ίσοι με την μονάδα. («Μέθοδοι και Αντισεισμικές Στρατηγικές Ενίσχυσης των Κτηρίων, Εισήγηση Σ.Δρίτσου»)

6.3.2 Τροποποιήσεις του φορέα για την Ανάλυση Ανασχεδιασμού

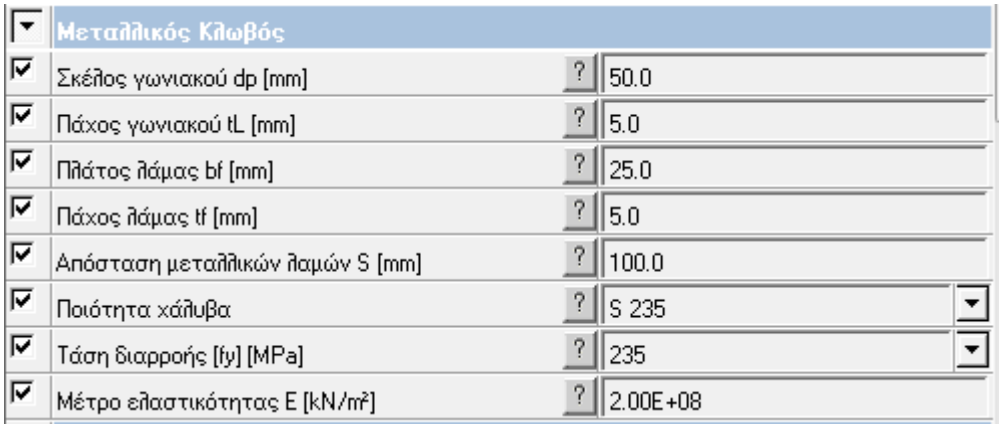
Αρχικά χαρακτηρίζονται τα μέλη ως «Ενισχυόμενα» και επιλέγεται η μέθοδος ενίσχυσης ως «Ενισχυόμενα με Μεταλλικό Κλωβό»



Εικόνα 6.8: Χαρακτηρισμός μέλους ως ενισχυόμενο και επιλογή ενίσχυσης με Μεταλλικό Κλωβό

6.3.3 Μηχανικά Χαρακτηριστικά ενισχυόμενου μέλους

Στη συνέχεια, επιλέγονται τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού ενίσχυσης, δηλαδή του Μεταλλικού Κλωβού.



Εικόνα 6.9: Γεωμετρικά και Μηχανικά χαρακτηριστικά Μεταλλικού Κλωβού

6.3.4 Τελικοί μέγιστοι λόγοι επάρκειας ενισχυμένου φορέα με Μεταλλικό Κλωβό

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι μέγιστοι λόγοι επάρκειας δοκών και υποστυλωμάτων-τοιχωμάτων του ενισχυμένου φορέα.

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ1.3(2)	Κύριο	0.98

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ1.3(1)	Κύριο	0.73

Εικόνα 6.10: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας δοκού για ροπή και τέμνουσα

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	K34(1)	Κύριο	0.67

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	K34(2)	Κύριο	0.99

Εικόνα 6.11: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας υποστυλώματος-τοιχώματος για ροπή και τέμνουσα

Μέγιστα λόγων επάρκειας διάτμησης κόμβων, ΚΑΝ.ΕΠ.Ε. §7.2.5

Διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση πυρήνα οπλισμένου κόμβου.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Κόμβος	Λόγος Επάρκειας
SD	K23(1)	1.20

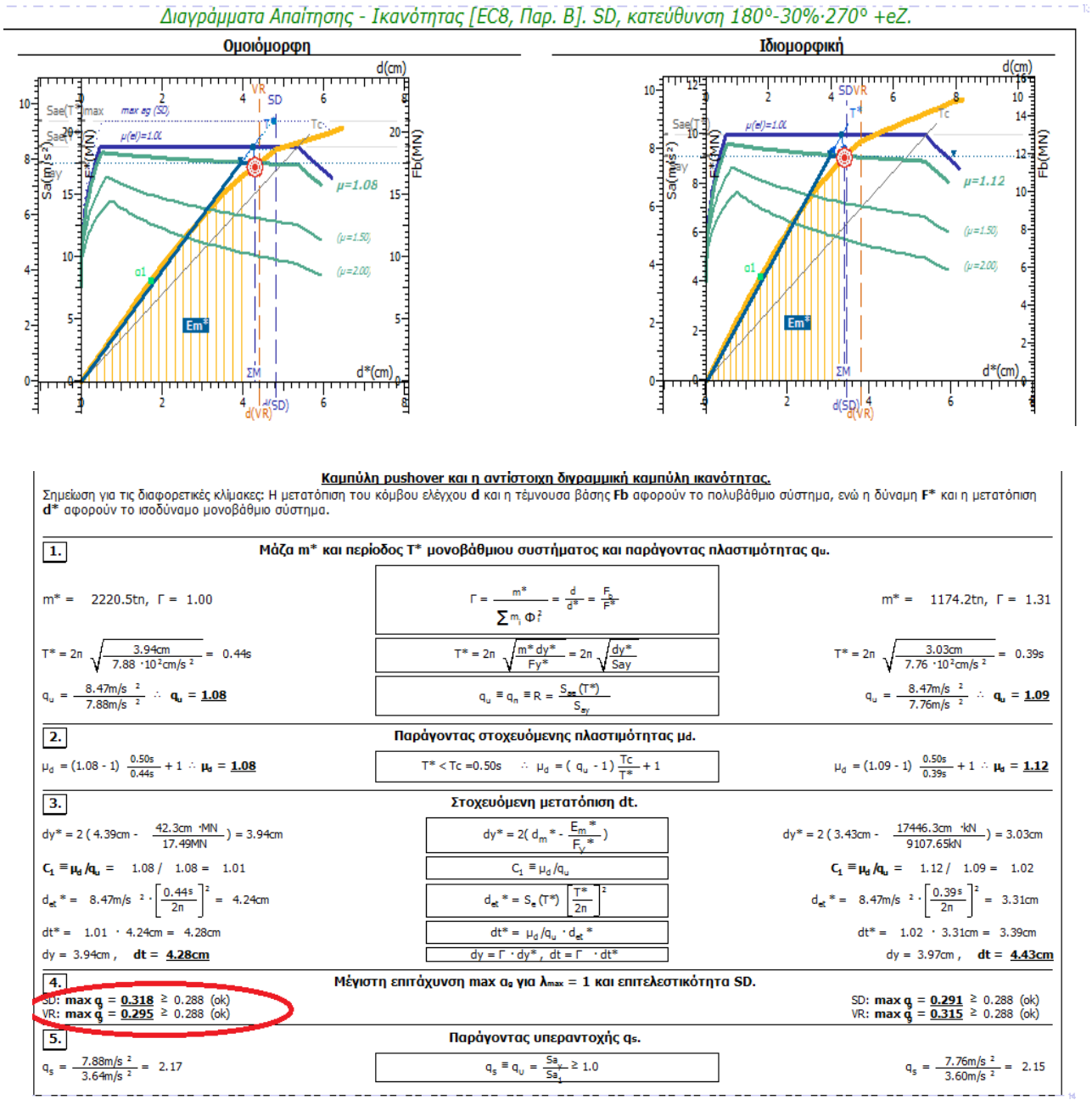
Διαγώνια θλίψη πυρήνα κόμβου.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Κόμβος	Λόγος Επάρκειας
SD	K23(1)	0.37

Εικόνα 6.12: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας διάτμησης κόμβων

**Σύμφωνα με τον Καν.Επε και τις πρόνοιες του Fespa εάν η διαγώνια εφελκυστική διάτμηση των κόμβων είναι μεγαλύτερος της μονάδας, αμελείται εάν συντρέχουν σε αυτόν τρεις ή περισσότερες δοκοί Άρα για το υποστύλωμα K23(1) αρκεί να προστεθεί μία δοκός κάθετη στη διεύθυνση των δυο υφιστάμενων δοκών που συντρέχουν σε αυτό.*

Ενδεικτικά, παρατίθεται η καμπύλη ικανότητας της ανασχεδιασμένης κατασκευής για μια διεύθυνση σεισμού, η οποία εμφάνιζε ανεπάρκεια σεισμικής επιτάχυνσης ως προς τον έλεγχος της διατμητικής αντίστασης. Σύμφωνα με την ανάλυση της αποτίμησης για σεισμό: 180 – 30%*270 + ez και ομοιόμορφη κατανομή προέκυψε V_R : max,a_g= 0.235<0.288. Στον ανασχεδιασμένο φορέα V_R : max,a_g= 0.295>0.288, όπως έχει κυκλωθεί και στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 6.13: Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας ενισχυμένου φορέα για διεύθυνση σεισμού

180 – 30%*270 + ez

6.4 Εκτίμηση Κόστους Ενισχύσεων

Στο κόστος της ενίσχυσης συμπεριλαμβάνονται οι παρακάτω τιμές:

- **Ινοπλισμένο Πολυμερές**

Βάσει τιμών Τιμοκαταλόγου (προ ΦΠΑ) / Συνολικό κόστος που περιλαμβάνει και τις 2 στρώσεις υφάσματος με ρητίνες, υλικό + εργατικά ανά (m2) επιφάνειας όψης σκυροδέματος: **120 €/ m2**

Οι τιμές των εργατικών συμπεριλαμβάνουν και τη διαδικασία απόξεσης, προετοιμασίας και καθαρισμού του υποστρώματος με αμμοβολή/ υδροβολή ή υδρο-αμμοβολή, διαδικασία η οποία έχει προηγηθεί.

- **Αγκύρια**

Τα αναπτύγματα θα εφαρμοστούν με επικόλληση επάνω στις επιφάνειες σκυροδέματος, και ως εκ τούτου διαμορφώνουν ως στοιχεία επένδυσης ανοικτό μανδύα. Έτσι οι απολήξεις τους θα πρέπει επιπρόσθετα να «κλειδωθούν» σημειακά με αγκύρια από το ίδιο υλικό , δηλαδή αγκύρια από ίνες άνθρακα, που θα αποτελούν ένα σώμα με τα υφάσματα άνθρακα.

Βάσει τιμών Τιμοκαταλόγου (προ ΦΠΑ) / Κόστος (που περιλαμβάνει το τεμάχιο αγκυρίου μήκους έστω 0,2 cm με ρητίνες εμποτισμού και πάκτωσης, υλικό + εργατικά): **12 €/ για κάθε τεμάχιο αγκυρίου.**

- **Σοβάτισμα ενισχυμένων Τοιχωμάτων**

Στην τιμή συμπεριλαμβάνονται και τα εργατικά. Τιμή: **11,30 €/ m2 +ΦΠΑ**

- **Βαφή ενισχυμένων Τοιχωμάτων**

Στην τιμή συμπεριλαμβάνονται και τα εργατικά. Τιμή: **11,80 €/ m2 +ΦΠΑ**

- **Εργολαβικό Όφελος**

18% Επί του Κόστους που προκύπτει από τις άνωθεν τιμές.

- **Απρόβλεπτα**

Για μελέτες Ανασχεδιασμού προκύπτει η τελική μελέτη κοστολόγησης με αύξηση της τάξεως του 25%

Συνολική Επιφάνεια Τοιχωμάτων: 96,56 m^2

Συνολικό Κόστος Μελέτης Ανασχεδιασμού: 24756,95 €

6.5 Συμπεράσματα

Η παρούσα διπλωματική ασχολήθηκε με την αντισεισμική αποτίμηση-ανασχεδιασμό τμήματος σχολικής μονάδας της Αθήνας, η οποία μελετήθηκε με έναν σχετικά σύγχρονο Αντισεισμικό Κανονισμό, αυτόν του 1985. Στόχος ήταν η αξιολόγηση της απόκρισης του κτηρίου με το δεδομένο ότι το κτήριο ανήκει στην περιοχή των Αχαρνών, στην οποία το 2004 , με την τροποποίηση των ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας , η σεισμική απαίτηση από 0.12(σεισμικός συντελεστής) άλλαξε σε μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ag_R=0.24. Το κτήριο ελέγχθηκε και ενισχύθηκε για τον ελάχιστο στόχο επιτελεστικότητας για κτήρια σπουδαιότητας ΙΙΙ, δηλαδή για Β1, «Προστασία Ζωής Ενοίκων» με πιθανότητα υπέρβασης 10% εντός συμβατικού χρόνου ζωής 50 ετών.

Μέσα από την ενασχόληση με την παρούσα διπλωματική έγινε προσπάθεια να συμπεριληφθούν τα μέρη του Καν.Επε.,τα οποία λήφθηκαν υπόψιν καθ' όλη την ενασχόλησή μου με το ζήτημα της αποτίμησης-ενίσχυσης.

Επίσης, μου δόθηκε η ευκαιρία να ασχοληθώ με ζητήματα, όπως τα τοιχώματα μεγάλου μήκους, και τα κοντά υποστυλώματα, έννοιες-φαινόμενα, με τα οποία δεν είχα ξαναέρθει σε επαφή.

Τα αποτελέσματα της αποτίμησης έδειξαν ανεπάρκειες ως προς την ανάληψη της τέμνουσας σε τοιχώματα του πυρήνα του κλιμακοστασίου, σε αντίθεση με τα κοντά υποστυλώματα τα οποία δεν παρουσίασαν ανεπάρκεια (μέγιστος λόγος λ=0.76). Από την εμπειρία που αποκόμισα, θα έλεγα ότι σε έναν φορέα με μεγάλα ασύζευκτα τοιχώματα και ως προς τις δυο κατευθύνσεις, η σεισμική δύναμη καλείται να παραληφθεί από αυτά, κατά κύριο λόγο.

Ως προς τις ενισχύσεις-μεθόδους ενίσχυσης, παρουσιάστηκαν 2 εναλλακτικές Ανασχεδιασμού , η μια με Ινοπλισμένα Πολυμερή και η άλλη με Μεταλλικό Κλωβό, τεχνικές που αυξάνουν την ενεργό περίσφιγξη χωρίς να μεταβάλλονται οι διαστάσεις των ενισχυμένων μελών. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι οι δύο ενισχύσεις επιφέρουν σχεδόν τα ίδια αποτελέσματα στην ενισχυμένη κατασκευή. Οι δύο λύσεις που προτάθηκαν, αφορούσαν την ενίσχυση αυτών καθαυτών των ανεπαρκών τοιχωμάτων. Είναι γνωστό ότι υπάρχουν αρκετές διαθέσιμες στρατηγικές επεμβάσεων, λ.χ. ενίσχυση με φέρουσα τοιχοποιία.

Βιβλιογραφία

1. Ο.Α.Σ.Π. (2013). «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο». Αθήνα.
2. Ο.Α.Σ.Π. (2000). «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός» (ΕΑΚ 2000). Αθήνα.
3. Ο.Α.Σ.Π. (2006). «Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος» (ΕΚΩΣ 2000). Αθήνα.
4. European Committee for Standardization (2003). "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Strengthening and repair of buildings". EN 1998-3:2003
5. European Committee for Standardization (2004). "Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings". EN 1992-1-1
6. Σπυράκος Κ. (2004). «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία». Εκδ. Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας. Αθήνα
7. Τάσιος Θ. Π. (2012). «Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων». Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο (ΕΜΠ). Αθήνα
8. Δρίτσος Σ. (2012). «Αποτίμηση και Επεμβάσεις σε Υφιστάμενες Κατασκευές με βάση τον Ευρωκώδικα 8 και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.». Ημερίδα «Κανονισμός Επεμβάσεων». Αθήνα
9. Δρίτσος Σ. (2015). «Ενισχύσεις και επισκευές κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος» Πανεπιστήμιο Πατρών, Πολυτεχνική Σχολή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Πάτρα
10. Δρίτσος Σ. (2019). «Σεισμική Αποτίμηση και Ενίσχυση Κατασκευών», 4^{ο} Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Τεχνικής Τεχνολογίας». Αθήνα
11. LH Λογισμική (2013). « Το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς». Αθήνα.
12. LH Λογισμική (2013). «Pushover-Θεωρητικά στοιχεία». Αθήνα.
13. Έκδοση του Τ.Ε.Ε.: «Μέθοδοι για την επιτόπου αποτίμηση των χαρακτηριστικών των υλικών», Αθήνα, 2002.
14. Φαρδής Μ. Ν. (2012). «Κανονισμός Επεμβάσεων σε Υφιστάμενα Δομήματα». Σεμινάριο ΤΕΕ, ΟΑΣΠ, ΣΠΜΕ. Αθήνα.
15. Σπανός Κ.: «Αστοχία Κοντών Υποστυλωμάτων- Μέθοδοι Ενίσχυσης». Αθήνα
16. Άννα Θεοδωροπούλου (2015).: «Διπλωματική Εργασία, Διατάξεις Μέγιστων/Ελάχιστων και λεπτομέρειες όπλισης δομικών στοιχείων από ωπλισμένο σκυρόδεμα, κατά τους EN1992-1-1:2004 ΚΑΙ EN1998-1:2004

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: Πίνακας αντιστοίχισης ονοματολογίας Υποστυλωμάτων-Τοιχωμάτων Μελέτης Ανασχεδιασμού με Υφιστάμενης Μελέτης

Ονοματολογία Υποστυλωμάτων και Τοιχωμάτων στο Λογισμικό	Ονοματολογία Υφιστάμενων Υποστυλωμάτων και Τοιχωμάτων	Διατομές(cm)	Υφιστάμενος διαμήκης οπλισμός	Υφιστάμενος εγκάρσιος οπλισμός
K1	K62	25/760/40/40	27Φ26	Φ8/15
K2	K63	40/40	16Φ14	Φ8/12
K3	K59	40/40	16Φ14	Φ8/12
K4	K60	40/40	12Φ26	Φ8/12
K5	K61	40/40	16Φ14	Φ8/12
K6	K56	40/40	16Φ14	Φ8/12
K7	K57	40/40	12Φ26	Φ8/12
K8	K58	40/40	16Φ14	Φ8/12
K9	K53	40/40	16Φ14	Φ8/12
K10	K54	40/40	12Φ26	Φ8/12
K11	K55	40/40	12Φ26	Φ8/12
K12	K51	40/40	12Φ26	Φ8/12
K13	K52	40/40	12Φ26	Φ8/12
K14	K64	25/760/40/40	27Φ26	Φ8/15
K15	K65	40/40/25/1010	36Φ26	Φ8/15
K16	K29	40/40	16Φ14	Φ8/12
K17	K30	40/40	16Φ14	Φ8/12
K18	K31	40/40	16Φ14	Φ8/12
K19	K32	40/40	16Φ14	Φ8/12
K20	K37	25/100	8Φ20	Φ8/15
K21	K33	40/40	16Φ14	Φ8/12
K22	K34	400/40	16Φ26	Φ8/10
K23	K35	40/40	12Φ26	Φ8/12
K24	K24	40/40	16Φ14	Φ8/12
K25	K38	40/40	12Φ26	Φ8/12
K26	K39	40/40	16Φ14	Φ8/12

К27	К40	40/40	16Ф14	Ф8/12
К28	К41	40/40	16Ф14	Ф8/12
К29	К42	40/40	16Ф14	Ф8/12
К30	К43	40/40	16Ф14	Ф8/12
К31	К44	40/40	16Ф14	Ф8/12
К32	К45	100/25	8Ф20	Ф8/15
К33	К46	25/540	27Ф14	Ф8/15
К34	К47	400/25	24Ф14	Ф8/15
К35	К48	24/540/25/50	31Ф14	Ф8/15
К36	-	120/25	12Ф14	Ф8/15
К37	К49	280/25	17Ф14	Ф8/15
К38	К50	25/480	22Ф14	Ф8/15

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: Πίνακας κοντών υποστυλωμάτων και κρίσιμου ύψους που εισήχθη στο λογισμικό

Ονοματολογία Υπ/των Μελέτης Αποτίμησης	**Ονοματολογία Υπ/των Υφιστάμενης Μελέτης**	**Διατομή (cm)**	**Υφιστάμενος εγκάρσιος οπλισμός**	**Κρίσιμο ύψος για Ικανοτική Τέμνουσα Lcl(m)**
K2(0)	K62	40/40	Φ8/12	0.80
K2(1), K2(2)	K62	40/40	Φ8/12	0.00
K3(0), K3(1), K3(2)	K63	40/40	Φ8/12	1.70
K4(0)	K59	40/40	Φ8/12	0.00
K4(1), K4(2)	K59	40/40	Φ8/12	0.50
K5(0)	K60	40/40	Φ8/12	0.80
K5(1), K5(2)	K60	40/40	Φ8/12	0.00
K6(0),K6(1),K6(2)	K61	40/40	Φ8/12	1.70
K7(0)	K56	40/40	Φ8/12	0.00
K7(1), K7(2)	K56	40/40	Φ8/12	0.50
K8(0)	K58	40/40	Φ8/12	0.80
K8(1), K8(2)	K58	40/40	Φ8/12	0.00
K9(0),K9(1),K9(2)	K53	40/40	Φ8/12	1.70
K10(0)	K54	40/40	Φ8/12	0.00
K10(1), K10(2)	K54	40/40	Φ8/12	0.50
K11(0),K11(1),K11(2)	K55	40/40	Φ8/12	0.00
K12(0),K12(1),K12(2)	K51	40/40	Φ8/12	1.70
K13(0),K13(1),K13(2)	K52	40/40	Φ8/12	0.00
K16(0)	K29	40/40	Φ8/12	0.00
K16(1), K16(2)	K29	40/40	Φ8/12	1.70
K17(0),K17(1),K17(2)	K30	40/40	Φ8/12	1.70
K18(0),K18(1),K18(2)	K31	40/40	Φ8/12	1.70
K19(0),K19(1),K19(2)	K32	40/40	Φ8/12	1.70
K21(0),K21(1),K22(2)	K33	40/40	Φ8/12	0.00
K23(0),K23(1),K23(2)	K35	40/40	Φ8/12	0.50

K24(0),K24(1),K24(2)	K24	40/40	Ф8/12	0.50
K25(0),K25(2)	K38	40/40	Ф8/12	0.50
K25(1)	K38	40/40	Ф8/12	0.50
K26(0),K26(1),K26(2)	K39	40/40	Ф8/12	0.00
K27(0),K27(1),K27(2)	K40	40/40	Ф8/12	0.00
K28(0),K28(1),K28(2)	K41	40/40	Ф8/12	0.00
K29(0)	K42	40/40	Ф8/12	0.50
K29(1),K29(2)	K42	40/40	Ф8/12	0.00
K30(0),K30(1),K3(2)	K43	40/40	Ф8/12	0.00
K31(0)	K44	40/40	Ф8/12	0.50
K31(1),K32(2)	K44	40/40	Ф8/12	0.00

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ: Πίνακας δεδομένων υφιστάμενων δοκών και αντιστοίχισης ονοματολογίας Μελέτης Ανασχεδιασμού με Υφιστάμενη Μελέτη

Ονοματολογία Δοκών από Λογισμικό	**Ονοματολογία δοκών Υφιστάμενης Μελέτης**	**Διατομές (cm)**	**Διαμήκης Οπλισμός (άνω και κάτω)**	**Εγκάρσιος Οπλισμός**
Δ1.3	$Δ37^{X}$	25/60	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10
Δ2.1	$Δ18^{X}$	40/60	2Φ20(α),6Φ26(κ)	Φ8/10
Δ2.2	$Δ18^{XX}$	40/60	2Φ20(α),6Φ26(κ)	Φ8/10
Δ3.1	$D1^{x}$	25/60	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10
Δ4.1	Δ2	40/60	2Φ14(α),6Φ14(κ)	Φ8/10
Δ4.2	$Δ3^{X}$	40/60	2Φ14(α),6Φ14(κ)	Φ8/10
Δ4.3	$Δ4^{X}$	40/60	2Φ14(α),6Φ14(κ)	Φ8/10
Δ4.4	Δ5	40/60	2Φ14(α),6Φ14(κ)	Φ8/10
Δ5.1+Δ5.2	Δ6	25/60	2Φ14(α),6Φ14(κ)	Φ8/10
Δ18.1	Δ7	20/100	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10
Δ6.3	Δ8	40/60	2Φ14(α),6Φ14(κ)	Φ8/10
Δ6.4	$Δ9^{X}$	40/60	2Φ14(α),6Φ14(κ)	Φ8/10
Δ6.5	$Δ10^{X}$	40/60	2Φ14(α),6Φ14(κ)	Φ8/10
Δ6.6	$Δ11^{X}$	40/60	2Φ14(α),6Φ14(κ)	Φ8/10
Δ7.1	$Δ15^{X}$	25/60	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10
Δ7.2	$Δ16^{X}$	25/60	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10
Δ7.3	$Δ17^{X}$	25/60	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10
Δ8.5	$Δ20^{X}$	25/60	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10
Δ8.6	$Δ20^{X}$	25/60	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10
Δ9.7	$Δ12^{XX}$	25/60	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10
Δ10.1	$Δ27^{X}$	40/60	2Φ14(α),6Φ14(κ)	Φ8/10
Δ10.2	$Δ26^{X}$	40/60	2Φ14(α),6Φ14(κ)	Φ8/10
Δ10.3	$Δ25^{X}$	40/60	2Φ14(α),6Φ14(κ)	Φ8/10
Δ10.4	$Δ24^{X}$	40/60	2Φ14(α),6Φ14(κ)	Φ8/10
Δ10.5	$Δ23^{X}$	40/60	2Φ14(α),6Φ14(κ)	Φ8/10
Δ11.1	$Δ22^{XX}$	25/60	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10

Δ11.4	Δ21^{X}	25/60	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10
Δ12.1	Δ32^{X}	25/60	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10
Δ13.1	Δ31^{X}	40/60	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10
Δ13.2	Δ30^{X}	40/60	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10
Δ13.3	Δ29^{X}	40/60	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10
Δ14.1	Δ28^{X}	40/40	6Φ26(α),6Φ26(κ)	Φ8/6
Δ14.2	Δ32^{XX}	40/40	6Φ26(α),6Φ26(κ)	Φ8/6
Δ15.1	Δ36^{X}	25/60	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10
Δ15.2	Δ35^{X}	25/60	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10
Δ15.3	Δ34^{X}	25/60	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10
Δ15.4	Δ33^{X}	25/60	2Φ14(α),4Φ14(κ)	Φ8/10
Δ101-Δ103	Χωρίς Όνομα	25/340	2Φ20(α),4Φ20(κ)	Φ8/10
Δ21.1+Δ21.2	ΕΖ4	180/24	8Φ14(α),8Φ14(κ)	Φ8/12
Δ22.1+Δ22.2	ΕΖ5	180/24	8Φ14(α),8Φ14(κ)	Φ8/12
Δ23.1+Δ23.2	ΕΖ3	180/24	8Φ14(α),8Φ14(κ)	Φ8/12

*Απουσιάζουν οι δεσμικές δοκοί των τοιχωμάτων, που είναι απλά για προσομοίωση αυτών.