

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ



Διπλωματική Εργασία

**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ  
ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ  
ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΡΙΩΡΟΦΟΥ  
ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ  
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ  
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

υπό

**ΚΑΛΛΙΝΑ ΚΑΡΑΜΗΤΣΙΟΥ**



Επιβλέπων Καθηγητής : Παπακωνσταντίνου Χρήστος

Υπεβλήθη για την εκπλήρωση μέρους των  
απαιτήσεων για την απόκτηση του  
Διπλώματος Πολιτικού Μηχανικού

**ΒΟΛΟΣ 2019**

**© 2019 Καραμήτσιου Καλλίνα**

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών της Πολυτεχνικής Σχολής του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/32 αρ. 202 παρ. 2).



## Εγκρίθηκε από τα Μέλη της Τριμελούς Εξεταστικής Επιτροπής:

Πρώτος Εξεταστής **Δρ. Παπακωνσταντίνου Χρήστος**  
(Επιβλέπων) Επίκουρος Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών,  
Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

Δεύτερος Εξεταστής Δρ. Κούτας Λάμπρος  
Επίκουρος Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών,  
Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

Τρίτος Εξεταστής Δρ. Τζάρος Κωνσταντίνος  
Λέκτορας ΠΔ 407/80, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών,  
Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας



## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

---

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της διπλωματικής εργασίας μου, Καθηγητή κ. Χρήστο Παπακωνσταντίνου για την ανάθεση του θέματος της διπλωματικής μου καθώς και για τη βοήθεια και καθοδήγησή του καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής μου. Επιπλέον, θα ήθελα να ευχαριστήσω την εταιρία LH Λογισμική για τη δωρεάν διάθεση του στατικού λογισμικού FESPA-R για την εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας.

Ευχαριστώ τους φίλους μου για την υπομονή που έδειξαν καθώς και τη φίλη και συμφοιτήτριά μου Ανδρονίκη Χριστοδούλου για την ηθική υποστήριξή της και για τη συνεργασία μας κατά τη διάρκεια φοίτησής μας στο Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας. Κυρίως, είμαι ευγνώμων στους γονείς μου, Νικόλαο Καραμήτσιο και Γεωργία Χολέβα, για την υπομονή, την υποστήριξή τους όλα αυτά τα χρόνια και για την πίστη τους σε εμένα καθώς και στην αδερφή μου, Χριστίνα Καραμήτσιου, που μου στάθηκε όποτε χρειάστηκε.

Αφιερώνω αυτή την εργασία στον αδερφό μου Θοδωρή Καραμήτσιο, που έφυγε νωρίς αλλά εξακολουθεί να είναι πηγή έμπνευσης και δύναμης, καθώς και στην οικογένειά μου διότι ήταν δίπλα μου σε κάθε επιλογή μου με κάθε κόστος.

Καλλίνα Καραμήτσιου



## ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΡΙΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

υπό

Καλλίνα Καραμήτσιου

Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, 2019

Επιβλέπων Καθηγητής: **Δρ. Παπακωνσταντίνου Χρήστος**, Επ. Καθηγητής Π.Θ.

### Περίληψη

Το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός τριώροφου κτιρίου κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα χωρίς υπόγειο και χωρίς την παρουσία τοιχωμάτων. Η εν λόγω πολυκατοικία βρίσκεται στην πόλη της Κοζάνης, κατασκευασμένη σύμφωνα με τον παλαιό Ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος (1954) και τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (1959). Για την ορθή μελέτη αποτίμησης καθώς και για την ενίσχυση του έγινε χρήση του στατικού λογισμικού FESPA-R της εταιρείας LH Λογισμική.

Πρώτο βήμα αποτέλεσε η εισαγωγή της γεωμετρίας και του οπλισμού του κτιρίου καθώς και ο καθορισμός των στάθμεων επιτελεστικότητας με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων. Για την αποτίμηση του υφιστάμενου κτιρίου εφαρμόστηκε η ανελαστική ανάλυση Pushover όπου επιλέχθηκαν δύο στάθμες επιτελεστικότητας, η « Οιονεί Κατάρρευση (NC)» και η «Σημαντικών Βλαβών (DC)». Δεδομένου ότι για καμία στάθμη επιτελεστικότητας το κτίριο δεν επαρκεί υπό τις σεισμικές διεγέρσεις κατά τις διευθύνσεις  $y$  και  $x$ , επιλέχθηκαν 2 μέθοδοι ενισχύσεως. Κατά την πρώτη μέθοδο, εισήχθησαν πέντε ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα ενώ κατά τη δεύτερη μέθοδο αυξήθηκαν οι διατομές δυο κεντρικών υποστυλωμάτων στον πυρήνα του κλιμακοστασίου, με περαιτέρω ενισχύσεις των δομικών μελών και στις δύο μεθόδους.

Για τον ενισχυμένο φορέα πραγματοποιήθηκαν νέες ανελαστικές αναλύσεις Pushover οι οποίες οδήγησαν στο συμπέρασμα ότι το κτίριο επαρκεί, για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας, προς όλες τις διευθύνσεις, κάνοντας χρήση των παραπάνω μεθόδων ενίσχυσης.



## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 - ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....</b>	<b>7</b>
<b>1.1. Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ. ΕΠΕ.) .....</b>	<b>7</b>
1.1.1. Εφαρμογή ΚΑΝ.ΕΠΕ. για αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων .....	7
1.1.2. Στόχοι αποτίμησης και στάθμες επιτελεστικότητας.....	8
1.1.3. Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων .....	11
<b>1.2. Στατική Ανελαστική Ανάλυση Pushover.....</b>	<b>12</b>
<b>1.3. Διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την Ανελαστική Ανάλυση Pushover.....</b>	<b>14</b>
<b>1.4. Οργάνωση Διπλωματικής Εργασίας .....</b>	<b>15</b>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 – ΑΡΧΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΚΑΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ.....</b>	<b>16</b>
<b>2.1. Βασικές Αρχές Επεμβάσεων.....</b>	<b>16</b>
2.1.1. Κριτήρια Επιλογής Επέμβασης.....	17
2.1.2. Στρατηγικές Επεμβάσεων .....	17
2.1.3. Συστήματα Επεμβάσεων.....	18
2.1.4. Επιλογή Συστήματος Επεμβάσεων .....	20
<b>2.2. Ενίσχυση Κτιρίου με Προσθήκη Τοιχωμάτων.....</b>	<b>21</b>
2.2.1. Τοιχώματα εντός Πλαισίου .....	21
2.2.2. Δικτυωτά Τοιχώματα εντός Πλαισίου.....	23
2.2.3. Πλευρικά Τοιχώματα σε Συνέχεια Υποστυλωμάτων.....	25
2.2.4. Εσωτερικά ή Εμφαντούμενα Διατμητικά Τοιχώματα .....	25
2.2.5. Εξωτερικά Διατμητικά Τοιχώματα.....	26
<b>2.3. Ενίσχυση Κτιρίου με Χρήση Μανδύων Οπλισμένου Σκυροδέματος.....</b>	<b>27</b>
2.3.1. Κατηγορίες Μανδύων Οπλισμένου Σκυροδέματος .....	29
2.3.2. Διαδικασία Κατασκευής Κλειστών Μανδύων.....	31
<b>2.4. Ενίσχυση Κτιρίου με Χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών.....</b>	<b>32</b>
2.4.1. Ιδιότητες Ινοπλισμένων Πολυμερών .....	33
2.4.2. Είδη και Υλικά Ινοπλισμένων Πολυμερών.....	34
2.4.3. Εφαρμογή Σύνθετων Υλικών .....	37



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

<b>ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ</b> .....	38
<b>3.1. Γενικά</b> .....	38
<b>3.2. Βήματα αξιολόγησης και αντιμετώπισης κατασκευής</b> .....	39
<b>3.3. Στατικό και φορτιστικό προσομοίωμα κτιρίου</b> .....	40
3.3.1. Χαρακτηριστικά υλικών κτιρίου και εδάφους .....	41
3.3.2. Γεωμετρικό προσομοίωμα κατασκευής .....	42
3.3.3. Σεισμικά χαρακτηριστικά περιοχής.....	44
3.3.4. Φορτιστικό Προσομοίωμα Κατασκευής .....	46
<b>3.4. Στάθμες Τφιστάμενου Κτιρίου κτιρίου</b> .....	47
3.4.1. Στάθμη θεμελίωσης.....	48
3.4.2. Στάθμη Οροφής Ισογείου.....	49
3.4.3. Στάθμη Οροφής Πρώτου Ορόφου .....	50
3.4.4. Στάθμη Οροφής Δεύτερου Ορόφου.....	51
3.4.5. Στάθμη Οροφής Τρίτου Ορόφου .....	52
<b>3.5. Υπολογισμός Αρχικού Οπλισμού Κατασκευής</b> .....	53

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 – ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ

<b>ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER</b> .....	54
<b>4.1 Καθορισμός Παραμέτρων Ανελαστικής Ανάλυσης Pushover.</b> .....	54
4.1.1 Διαφραγματική Λειτουργία Κτιρίου.....	54
4.1.2 Κανονικότητα σε κάτοψη και όψη.....	56
4.1.3 Καθορισμός Στάθμης Επιτελεστικότητας και Αξιοπιστίας Δεδομένων.....	57
<b>4.2 Εφαρμογή Ανελαστικής Ανάλυσης Pushover</b> .....	59
<b>4.3 Αποτελέσματα Ανελαστικής Ανάλυσης Pushover</b> .....	60
4.3.1 Διάγραμμα Δύναμης-Μετατόπισης στη διεύθυνση x.....	61
4.3.2 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας στη διεύθυνση x .....	63
4.3.3 Διάγραμμα Δύναμης-Μετατόπισης στη διεύθυνση z .....	65
4.3.4 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας στη διεύθυνση z.....	69
<b>4.4 Έλεγχος Στατικής Επάρκειας Μελών</b> .....	70



4.4.1	Λόγοι Επάρκειας Δοκών και Υποστυλωμάτων .....	71
4.4.2	Μέγιστες Τιμές Λόγου Επάρκειας Δοκών και Υποστυλωμάτων .....	73
4.4.3	Διερεύνηση Πιθανών Ενισχύσεων Κατασκευής .....	74

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 – ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ**

### **ΚΤΙΡΙΟΥ..... 75**

#### **5.1. Κριτήρια Επιλογής Μεθόδου ..... 75**

#### **5.2. Πρώτη Μέθοδος Ενίσχυσης (A) ..... 76**

##### 5.2.1. Προσθήκη Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων .....

##### 5.2.2. Ενίσχυση Δοκών με Πρόσθετες Στρώσεις Οπλισμένου Σκυροδέματος..... 81

##### 5.2.3. Ενίσχυση Υποστυλωμάτων και Δοκών με Μανδύες Ινοπλισμένων Πολυμερών (FRP)..... 93

##### 5.2.4. Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Ενισχυόμενου Φορέα με Εφαρμογή Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης Pushover .....

###### 5.2.4.1. Διάγραμμα Δύναμης – Μετατόπισης στη διεύθυνση x..... 98

###### 5.2.4.2. Διάγραμμα Απαίτησης - Ικανότητας στη διεύθυνση x..... 101

###### 5.2.4.3. Διάγραμμα Δύναμης – Μετατόπισης στη διεύθυνση z..... 103

###### 5.2.4.4. Διάγραμμα Απαίτησης - Ικανότητας στη διεύθυνση z..... 106

###### 5.2.5. Έλεγχος επάρκειας ενισχυόμενων δομικών μελών..... 107

#### **5.3. Δεύτερη Μέθοδος Ενίσχυσης (B) ..... 110**

##### 5.3.1. Κατασκευή Μανδύων Οπλισμένου Σκυροδέματος σε Υποστυλώματα του Ισογείου και του Πρώτου Ορόφου .....

##### 5.3.2. Ενίσχυση Δοκών με Πρόσθετες Στρώσεις Οπλισμένου Σκυροδέματος..... 118

##### 5.3.3. Ενίσχυση Υποστυλωμάτων και Δοκών με Μανδύες Ινοπλισμένων Πολυμερών (FRP)..... 138

##### 5.3.4. Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Ενισχυόμενου Φορέα με Εφαρμογή Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης Pushover .....

###### 5.3.4.1. Διάγραμμα Δύναμης – Μετατόπισης στη διεύθυνση x..... 142

###### 5.3.4.2. Διάγραμμα Απαίτησης - Ικανότητας στη διεύθυνση x..... 145

###### 5.3.4.3. Διάγραμμα Δύναμης – Μετατόπισης στη διεύθυνση z..... 146

###### 5.3.4.4. Διάγραμμα Απαίτησης - Ικανότητας στη διεύθυνση z..... 149

###### 5.3.5 Έλεγχος επάρκειας ενισχυόμενων δομικών μελών..... 150





**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 – ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ..... 153**

**6.1. Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης στη διεύθυνση x – Σύγκριση Μεθόδων  
Ενίσχυσης..... 153**

6.1.1. Διάγραμμα Τέμνουσας Δύναμης – Μετατόπισης Κορυφής ..... 153

6.1.2. Λόγος Υπεραντοχής Μελών ..... 154

6.1.3. Δείκτης Πλαστιμότητας ..... Σφάλμα! Δεν έχει οριστεί σελιδοδείκτης.

6.1.4. Δημιουργία Πλαστικών Αρθρώσεων ..... 155

6.1.5. Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (A.D.R.S.) ..... 157

6.1.6. Σύγκριση Μεθόδων Ενίσχυσης για Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης κατά τον  
άξονα x ..... 159

**6.2. Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης στη διεύθυνση z – Σύγκριση Μεθόδων  
Ενίσχυσης..... 160**

6.2.1. Διάγραμμα Τέμνουσας Δύναμης – Μετατόπισης Κορυφής ..... 160

6.2.2. Λόγος Υπεραντοχής Μελών ..... 161

6.2.3. Δείκτης Πλαστιμότητας ..... 162

6.2.4. Δημιουργία Πλαστικών Αρθρώσεων ..... 162

6.2.5. Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (A.D.R.S.) ..... 164

6.2.6. Σύγκριση Μεθόδων Ενίσχυσης για Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης κατά τον  
άξονα x ..... 166

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ..... 168**

**ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ ..... 170**

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ**



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

### Εισαγωγή

#### 1.1 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Κύριος στόχος του αναθεωρημένου Κανονισμού Επεμβάσεων, είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους, καθώς και για τις πιθανές επεμβάσεις, ενισχύσεις ή επισκευές. Οι διατάξεις υποχρεωτικής εφαρμογής που εμπεριέχει ο Κανονισμός καθορίζουν:

- Τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου δομήματος. Κατά την τήρηση αυτών θεωρείται ότι οι θεμελιώδεις συνθήκες επάρκειας ενός δομήματος ή τμημάτων του κτιρίου ικανοποιούνται.
- Τις ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας ανασχεδιασμένων δομημάτων ή μελών τους. Οι ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας δύναται να είναι μειωμένες σε σχέση με τις προβλέψεις των ισχυόντων Κανονισμών σχεδιασμού νέων δομημάτων κατά τον χρόνο της αποτίμησης. Επιπροσθέτως, οι υποχρεωτικές ελάχιστες απαιτήσεις που θα πρέπει να ικανοποιούνται πριν και μετά την επέμβαση, προσδιορίζονται με βάση το είδος του κτιρίου, τη χρήση του, τον χρόνο κατασκευής του και τους ισχύοντες τότε Κανονισμούς.
- Τον καθορισμό των τρόπων με τους οποίους μπορεί να γίνει επέμβαση
- Τη συσχέτιση του Κανονισμού με άλλους Κανονισμούς (υλικών, φορτίσεων κ.λπ.) [1].

##### 1.1.1 Εφαρμογή ΚΑΝ.ΕΠΕ. για αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων

Κατά την αποτίμηση υφιστάμενου δομήματος εκτιμάται η διαθέσιμη φέρουσα ικανότητα αυτού και πραγματοποιείται έλεγχος ικανοποίησης των ελαχίστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς [1].



Ανάλογα με την ύπαρξη ή με την απουσία βλαβών, η διαδικασία της αποτίμησης διαφοροποιείται.

Στην περίπτωση μη ύπαρξης βλαβών, το αποτέλεσμα της αποτίμησης συναρτήσει του επιδιωκόμενου στόχου ανασχεδιασμού, θα οδηγήσει στην απόφαση για ενίσχυση ή όχι του δομήματος.

Στην περίπτωση ύπαρξης βλαβών, αρχικά πραγματοποιείται αποτίμηση του δομήματος ως έχει, συμπεριλαμβανομένων των βλαβών. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για επέμβαση (επισκευή ή/και ενίσχυση) ή όχι. Στη συνέχεια, εάν απαιτείται επέμβαση, αποτιμάται το δόμημα στην κατάσταση πριν των βλαβών κάνοντας την παραδοχή ότι οι βλάβες θα επισκευασθούν. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης αυτής θα οδηγήσει στην απόφαση για απλή επισκευή ή για επισκευή και ενίσχυση.

### **1.1.2 Στόχοι αποτίμησης και στάθμες επιτελεστικότητας**

Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς των στάθμεων επιτελεστικότητας και μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής ενός δομήματος. Εφόσον πραγματοποιηθεί ανάλυση του κτιρίου για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων των στοιχείων του φέροντος οργανισμού, ελέγχεται η ανταπόκριση της κατασκευής στους στόχους αποτίμησης και ανασχεδιασμού που έχουν οριστεί σε πρώιμο στάδιο από τον Κύριο του Έργου. Ο καθορισμός του στόχου σχεδιασμού εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής.

Οι στόχοι αυτοί προκύπτουν με βάση την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας. Ως στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται η επιθυμητή συμπεριφορά του δομήματος για την αντίστοιχη σεισμική δράση σχεδιασμού, δηλαδή τη σεισμική δράση με δεδομένη αποδεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια της συμβατικής ζωής του έργου. Οι στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται συναρτήσει του βαθμού βλάβης και έχουν τη μορφή κριτηρίων που πρέπει να ικανοποιούνται από τα δομικά στοιχεία της κατασκευής. Ορίζονται με βάση την οριακή γωνία στροφής χορδής ως εξής:



### Στάθμη Α : Περιορισμένων βλαβών (Damage Limitation – DL)

Κατά την οριακή κατάσταση περιορισμένων βλαβών, ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες. Για κύρια και δευτερεύοντα μέλη, η απαίτηση σε όρους γωνίας στροφής χορδής είναι:

$$\theta < \theta_{DL} = \theta_y \quad (1.1)$$

### Στάθμη Β : Σημαντικών βλαβών (Severe Damage – SD)

Κατά την οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών, ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές βλάβες και επιτρέπεται να εμφανίσουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένονσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους και ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης. Η απαίτηση σε όρους γωνίας στροφής χορδής είναι:

$$\theta < \theta_{SD} = \frac{(\theta_y + \theta_u)}{2\gamma_{Rd}}, \text{ για πρωτεύοντα μέλη} \quad (1.2)$$

$$\theta < \theta_{SD} = \frac{(\theta_y + \theta_u)}{2}, \text{ για δευτερεύοντα μέλη} \quad (1.3)$$

### Στάθμη Γ : Οιονεί κατάρρευση (Near Collapse – NC)

Κατά την οριακή κατάσταση «οιονεί κατάρρευση», ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σοβαρές και μη επισκευάσιμες, κατά το πλειονότητα, βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός δύναται ακόμα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία χωρίς όμως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμα και για μετασεισμούς μέτριας έντασης. Η απαίτηση σε όρους γωνίας στροφής χορδής είναι:

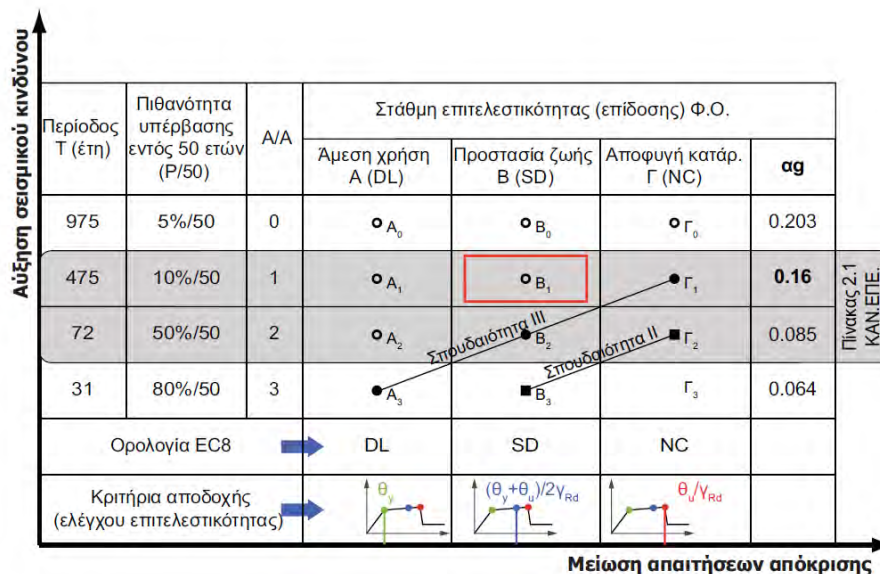
$$\theta < \theta_{NC} = \frac{\theta_u}{\gamma_{Rd}}, \text{ για πρωτεύοντα μέλη} \quad (1.4)$$

$$\theta < \theta_{NC} = \theta_u, \text{ για δευτερεύοντα μέλη} \quad (1.5)$$

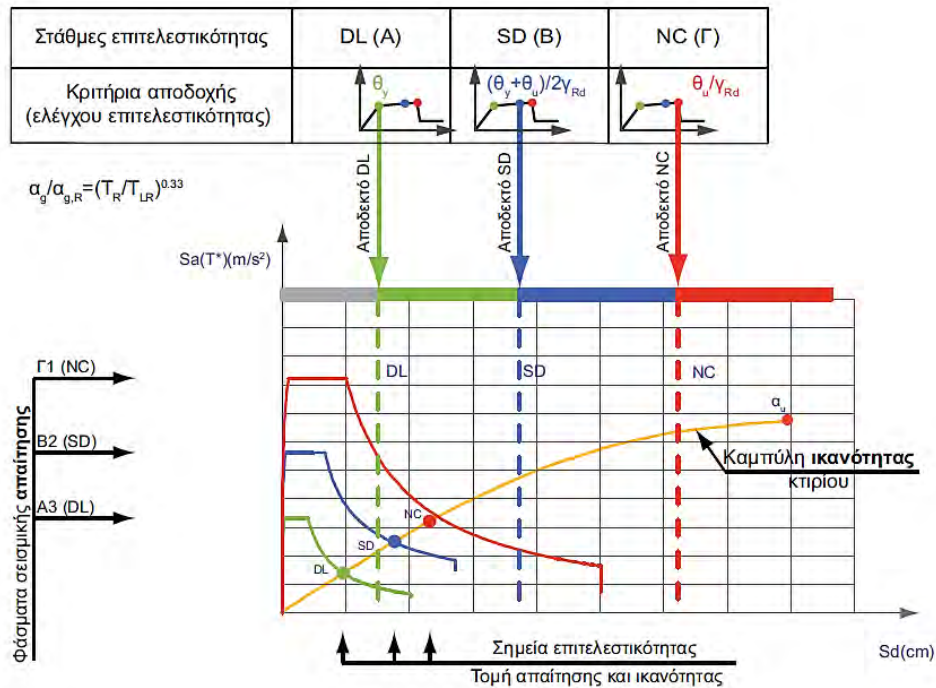
Τονίζεται ότι για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των περισσότερων συνήθων οικοδομικών έργων Κατηγορίας Σπουδαιότητας Σ2, με βάση τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ2000), επιλέγεται η στάθμη επιτελεστικότητας Β (Σημαντικών βλαβών) ενώ για κατασκευές υψηλής σπουδαιότητας είναι απαραίτητη η επιλογή αυστηρότερων κριτηρίων επιτελεστικότητας [2].

Στο Σχήμα 1.1 παρουσιάζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ο βασικός στόχος σχεδιασμού και αποτίμησης, στον οποίο βασίζονται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 και του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού, απεικονίζεται με κόκκινο πλαίσιο. Ανάλογα με την εκάστοτε στάθμη επιτελεστικότητας και θεωρώντας ότι η συμβατική διάρκεια ζωής μιας κατασκευής είναι 50 χρόνια, η σεισμική δράση σχεδιασμού μπορεί να έχει είτε πιθανότητα υπέρβασης είτε 10% στα 50 έτη με περίοδο επαναφοράς 475 έτη, είτε 50% στα 50 έτη με περίοδο επαναφοράς 72 έτη [3,4].

Σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας αντιστοιχίζεται το ελαστικό σεισμικό φάσμα απαίτησης. Στο Σχήμα 1.2 απεικονίζεται, για μία συγκεκριμένη κατασκευή στο πρόγραμμα FESPA, η καμπύλη αντίστασης. Πάνω στην καμπύλη σημειώνονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις με τις χρωματιστές κουκίδες ενώ με κατακόρυφες διακεκομμένες ευθείες σημειώνονται οι αντίστοιχες ικανότητες μετακίνησης του δομήματος για κάθε στάθμη. Για να οριστεί μία κατασκευή ως επαρκής στις απαιτήσεις αποτίμησης θα πρέπει οι τρεις διακεκομμένες ευθείες να βρίσκονται δεξιά των κουκίδων, δηλαδή των στοχευόμενων μετακινήσεων.



Σχήμα 1.1: Στάθμες επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα FESPA [5].



Σχήμα 1.2: Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας στο πρόγραμμα FESPA [5].

### 1.1.3 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων

Σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων, για να καταστούν όσο γίνεται πιο αξιόπιστα τα δεδομένα στα οποία θα στηριχθεί η μελέτη αποτίμησης ή ανασχεδιασμού, απαιτείται η διερεύνηση και τεκμηρίωση του υφιστάμενου δομήματος σε επαρκή έκταση και βάθος. Η αξιοπιστία των δεδομένων εξαρτάται από τους εξής παράγοντες:

- Τη διαθεσιμότητα της εγκεκριμένης μελέτης
- Τη χρονική περίοδο κατασκευής του δομήματος
- Την επάρκεια διερεύνησης ποιότητας υλικών και τρόπου δομήσεως
- Τη διαθεσιμότητα πληροφοριών για λεπτομέρειες οπλίσεως, αγκυρώσεων και αναμονών
- Τον τρόπο κατασκευής, κατάσταση και χαρακτηριστικά των τοιχοπληρώσεων
- Δυσκολίες στην εκτίμηση των πραγματικών επιτόπου χαρακτηριστικών των υλικών

Αναφέρονται οι εξής περιπτώσεις με βάση την ένταση και την έκταση των βλαβών ή φθορών καθώς και τη δυνατότητα χρήσης του κτιρίου:



1. *Καθόλου ή μικρές βλάβες.* Το κτίριο μπορεί να χρησιμοποιηθεί χωρίς περιορισμούς.
2. *Σοβαρές βλάβες.* Συνιστάται ο περιορισμός της δυνατότητας χρήσης του κτιρίου έως ότου πραγματοποιηθεί μια ακριβέστερη και τελική εκτίμηση της κατάστασης.
3. *Βαριές βλάβες, με ή χωρίς κατάρρευση.* Προτείνεται η απαγόρευση πρόσβασης στο κτίριο και στη γύρω περιοχή γενικά. Τα τμήματα που ενδέχεται να καταρρεύσουν ξαφνικά, πρέπει να κατεδαφίζονται άμεσα. Επιπλέον, πρέπει να εξετάζεται το ενδεχόμενο άμεσων μέτρων επέμβασης.

Σημειώνεται ότι στις υφιστάμενες κατασκευές, οι αριθμητικές τιμές των δεδομένων που υπεισέρχονται στην αποτίμηση και στον ανασχεδιασμό, ενδέχεται να υπόκεινται σε σφάλματα σημαντικότερα από ό,τι στην περίπτωση των νέων κατασκευών.

## 1.2 Στατική Ανελαστική Ανάλυση Pushover

Ο υπολογισμός της απόκρισης δομημάτων με ελαστοπλαστική συμπεριφορά υπό δυναμικά ή στατικά φορτία είναι ένα από τα σημαντικότερα προβλήματα με τα οποία έρχονται αντιμέτωποι καθημερινά οι πολιτικοί μηχανικοί. Η μη γραμμική ανάλυση των κατασκευών εξελίσσεται όλο ένα και περισσότερο σε ένα απαραίτητο εργαλείο του δομοστατικού σχεδιασμού.

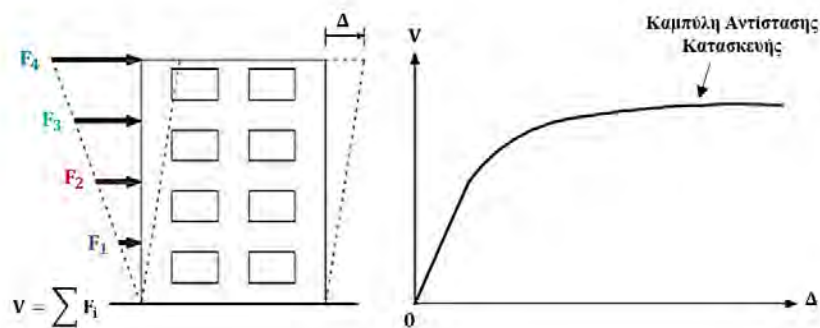
Η ανελαστική στατική ανάλυση, γνωστή ως Pushover Analysis (στατική υπερωθητική ανάλυση ή μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων) αποτελεί την κυριότερη μη-γραμμική στατική μέθοδο για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών. Σκοπός της συγκεκριμένης ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το δόμημα υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός [6].

Η οριζόντια φόρτιση κατανέμεται ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις και αυξάνεται σταδιακά μέχρι το δόμημα να φτάσει στην κατάρρευση, δηλαδή στην δημιουργία πλαστικού μηχανισμού, με τη μορφή πλαστικών αρθρώσεων, όπου ο φορέας πλέον αδυνατεί να αναλάβει τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας.

Η εφαρμογή της ανελαστικής ανάλυσης Pushover βασίζεται στην επιβολή οριζόντιων πλευρικών δυνάμεων στο δόμημα, με αυξανόμενο ρυθμό, σχηματίζοντας διαδοχικά πλαστικές αρθρώσεις στα μέλη μέχρι τη στιγμή της κατάρρευσης. Επιπλέον, μελετάται

η συμπεριφορά των μελών του δομήματος ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων με σκοπό την καταγραφή των ζημιών στην κατασκευή και τον έλεγχο σχεδιαστικών απαιτήσεων (π.χ. ικανοτικός σχεδιασμός ισχυρού υποστυλώματος – ασθενούς δοκού).

Βασικό αποτέλεσμα της μεθόδου είναι η καμπύλη ικανότητας (ή καμπύλη αντίστασης) της κατασκευής, η οποία απεικονίζεται στο Σχήμα 1.3, όπου αποτυπώνεται η μεταβολή της τέμνουσας βάσης,  $V$ , με τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου,  $\delta$ . Η θέση του κόμβου ελέγχου συνήθως είναι το κέντρο μάζας στον τελευταίο όροφο της κατασκευής, όπου αναμένεται να εμφανιστεί και η μεγαλύτερη τέμνουσα δύναμη.



Σχήμα 1.3: Καμπύλη ικανότητας – αντίστασης κατασκευής [7].

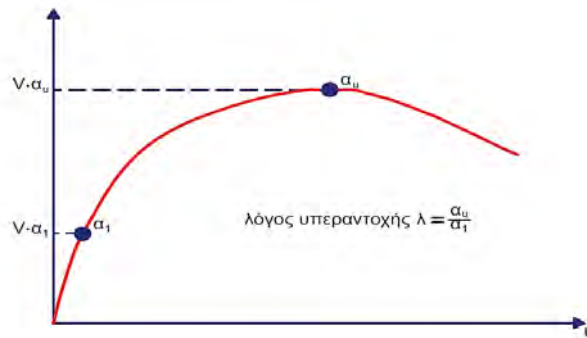
Με χρήση της ανάλυσης Pushover τεκμηριώνεται η ύπαρξη επαρκούς υπεραντοχής στο κτιρίου υπολογίζοντας τον λόγο υπεραντοχής  $\lambda$  σύμφωνα με τη σχέση 1.6:

$$\lambda = \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (1.6)$$

$\alpha_1$ : Η τιμή κατά την οποία εμφανίζεται η πρώτη πλαστική άρθρωση στον φέροντα οργανισμό. Με αυτή την τιμή πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να φτάσει κάποιο μέλος της κατασκευής στην καμπτική διαρροή αφήνοντας σταθερές τις υπόλοιπες φορτίσεις (Σχήμα 1.4).

$\alpha_u$ : Η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να δημιουργηθεί επαρκής αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στο κτίριο για την αστάθεια του τελευταίου, ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές.





Σχήμα 1.4: Καμπύλη αντίστασης κατασκευής – Λόγος υπεραντοχής  $\lambda$  [5].

Τονίζεται ότι όσο μεγαλύτερη είναι η πλαστιμότητα του κτιρίου, τόσο μεγαλύτερη είναι και η τιμή του λόγου υπεραντοχής, κάτι που παρατηρείται στα πλαισιωτά συστήματα δίχως τοιχώματα.

Η μη γραμμική ανάλυση υπερέχει της κλασικής ελαστικής ως προς :

- Την ακρίβεια . Η μέθοδος Pushover συνεκτιμά την αντοχή των μελών και δεν βασίζεται μόνο στην δυσκαμψία τους.
- Την εποπτεία κατανομής των βλαβών στον φορέα. Είναι εφικτός ο εντοπισμός της θέσης δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων καθώς και η χρονική στιγμή εμφάνισής τους,
- Τον έλεγχο επάρκειας του φορέα για πολλές στάθμες επιτελεστικότητας ταυτόχρονα.
- Την παροχή πληροφοριών σχετικά με τη μορφή της δομικής ανεπάρκειας. Με αυτόν τον τρόπο καθορίζεται ο τρόπος ενίσχυσης των μελών είτε με αύξηση της αντοχής, είτε με αύξηση της πλαστιμότητας, είτε με συνδυασμό τους [1].

### 1.3 Διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την Ανελαστική Ανάλυση Pushover

Οι βασικές προϋποθέσεις εφαρμογής της ανελαστικής στατικής ανάλυσης Pushover είναι οι εξής :

- Η στατική ανελαστική μέθοδος να εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική.
- Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται



σε συνδυασμό με μία συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση, Σε αυτή την περίπτωση, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25% των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων [1].

## 1.4 Οργάνωση Διπλωματικής Εργασίας

Στο Κεφάλαιο 1, αναφέρονται οι διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων και της Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης, οι οποίοι τέθηκαν σε χρήση στη συγκεκριμένη διπλωματική εργασία, και γίνεται μια εισαγωγή σε βασικές θεωρητικές έννοιες όπως είναι οι στάθμες επιτελεστικότητας και αξιοπιστίας δεδομένων.

Στο Κεφάλαιο 2, γίνεται μια αναφορά στις περιπτώσεις των επεμβάσεων και ενισχύσεων καθώς στις μεθόδους ενίσχυσης και στα υλικά που χρησιμοποιούνται.

Στο Κεφάλαιο 3, παρουσιάζεται ο τρόπος μοντελοποίησης του υφιστάμενου κτιρίου στο λογισμικό FESPA-R δημιουργώντας το γεωμετρικό και φορτιστικό προσομοίωμα του.

Στο Κεφάλαιο 4, πραγματοποιείται η αποτίμηση του δομήματος σύμφωνα με τους παλαιούς Κανονισμούς.

Στο Κεφάλαιο 5, περιγράφονται οι μέθοδοι ενισχύσεως που επιλέχθηκαν με βάση τη μορφή του κτιρίου. Μετά την εφαρμογή των ενισχύσεων, πραγματοποιούνται ανελαστικές στατικές αναλύσεις για να ελεγχθεί η επάρκεια των ενισχυόμενων φορέων.

Στο Κεφάλαιο 6, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων των ενισχυόμενων φορέων και γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων μεταξύ των μεθόδων ενισχύσεως που επιλέχθηκαν και το υφιστάμενο κτίριο.

Στο Κεφάλαιο 7, παρατίθενται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις και τις συγκρίσεις των αποτελεσμάτων των ενισχυμένων φορέων με τον υφιστάμενο.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

### Αρχές Ενισχύσεων και Επεμβάσεων

#### 2.1 Βασικές Αρχές Επεμβάσεων

Η Ελλάδα, η οποία βρίσκεται σε μια από τις πιο έντονες σεισμογενείς περιοχές της Ευρασίας, αποτελείται, ως επί το πλείστον, από κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος, εκ των οποίων τα περισσότερα κατασκευάστηκαν στις αρχές του 1960 έως τα τέλη του 1970. Είναι προφανές ότι μέρος των κτιρίων αυτών έχουν υποστεί βλάβες, μεγάλης κλίμακας και μη, λόγω των σεισμών που συνέβησαν καθ' όλη τη διάρκεια από την κατασκευή τους μέχρι σήμερα. Τίθεται λοιπόν ο προβληματισμός για τον ανασχεδιασμό των κατασκευών, καθώς και για πιθανές προσθήκες και ενισχύσεις, για τα δομήματα που είναι σχεδιασμένα με τους παλαιότερους κανονισμούς.

Η διαδικασία ανασχεδιασμού ενός κτιρίου απαρτίζεται από τα εξής στάδια:

- Αξιολόγηση υπάρχουσας κατάστασης με αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του δομήματος, κυρίως της σεισμικής του συμπεριφοράς.
- Διερεύνηση και επιλογή μεθόδων επέμβασης
- Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των ενισχυόμενου μελών και του συνόλου του δομήματος
- Κοστολόγηση της τελικής λύσης [8].

Εφόσον πραγματοποιηθεί καταγραφή των βλαβών του κτιρίου και εκτιμηθεί η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου εφαρμόζοντας κάποια από τις μεθόδους στατικής ανάλυσης, ο μηχανικός θα πρέπει να διερευνήσει εάν το δόμημα χρήζει επισκευής, ενίσχυσης ή κατεδάφισης. Βάσει του Κανονισμού Επεμβάσεων:

- Ο όρος επισκευή δηλώνει τη διαδικασία επέμβασης σε μία κατασκευή με βλάβες, με κύριο χαρακτηριστικό της την αποκατάσταση των προ βλάβης μηχανικών χαρακτηριστικών των δομικών μελών, με σκοπό την επαναφορά της κατασκευής στην αρχική της κατάσταση.
- Κατά τη διαδικασία της ενίσχυσης, πραγματοποιούνται εργασίες επέμβασης σε μια κατασκευή, με βλάβες ή χωρίς, με στόχο την επαύξηση της πλαστιμότητας



ή της φέρουσας ικανότητας του μέλους σε στάθμη μεγαλύτερη από αυτή του αρχικού σχεδιασμού.

Οι τρεις κύριοι λόγοι για τον ανασχεδιασμό των κατασκευών είναι οι εξής:

- Αποκατάσταση βλαβών και πιθανή ενίσχυση για καλύτερη μελλοντική εντατική συμπεριφορά.
- Συμμόρφωση με τους Κανονισμούς (λόγω αλλαγής χρήσης κατασκευής, αναθεώρηση Κανονισμών κ.τ.λ.)
- Βελτίωση της συμπεριφοράς του δομήματος για ελαχιστοποίηση των βλαβών αλλά και για ελαχιστοποίηση του κινδύνου για τους ενοίκους [8].

### 2.1.1 Κριτήρια Επιλογής Επέμβασης

Οι αποφάσεις που λαμβάνονται περί επεμβάσεων αποσκοπούν στην ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων του αντισεισμικού κανονισμού, στην ελαχιστοποίηση του κόστους καθώς και στην εξυπηρέτηση των κοινωνικών αναγκών. Παράγοντες όπως :

- Το κόστος (αρχικό κόστος, έξοδα συντήρησης, πιθανές μελλοντικές φθορές)
- Η χρήση του κτιρίου
- Η αισθητική του κτιρίου (νέα, πρόσθετα στοιχεία)
- Η σπουδαιότητα του κτιρίου (αρχιτεκτονική, ηλικία, ιστορικά κτίρια)
- Η διάρκεια εκτέλεσης των εργασιών

δυσχεραίνουν τη λήψη της απόφασης για την επιλογή της επέμβασης.

### 2.1.2 Στρατηγικές Επεμβάσεων

Ανάλογα με τα αποτελέσματα που παρήχθησαν από την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας αλλά και για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός δομήματος, συνίσταται η επιλογή κατάλληλης στρατηγικής επεμβάσεων, σε επιμέρους δομικά στοιχεία ή στο σύνολο του κτιρίου. Οι στρατηγικές που υιοθετούνται είναι είτε τεχνικού είτε διαχειριστικού χαρακτήρα είτε συνδυασμός αυτών, με κοινό στόχο τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης. Οι στρατηγικές διαχειριστικού χαρακτήρα στοχεύουν κυρίως στον περιορισμό ή στην αλλαγή χρήσης του κτιρίου, στη μερική ή ολική καθαίρεση ή στη μονολιθική μεταφορά του δομήματος σε άλλη τοποθεσία, εάν αυτό απαιτείται. Οι στρατηγικές τεχνικού χαρακτήρα αφορούν κυρίως την αύξηση της



αντοχής, της δυσκαμψίας και της ικανότητας παραμόρφωσης των μελών καθώς και τη μείωση των σεισμικών απαιτήσεων. Συγκεκριμένα, οι στρατηγικές τεχνικής φύσεως συνδέονται με τους εξής τύπους επεμβάσεων σε φέροντα στοιχεία:

- Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας πραγματοποιείται είτε με την επιλεκτική ή συνολική ενίσχυση των μελών του κτιρίου είτε με προσθήκη νέων στοιχείων, δίνοντας ιδιαίτερη σημασία στο σχεδιασμό της θεμελίωσης λόγω της αύξησης της μάζας της κατασκευής.
- Η αύξηση της μετελαστικής ικανότητας παραμόρφωσης επιτυγχάνεται με την βελτίωση της περίσφιγξης των υφιστάμενων μελών
- Οι κρίσιμες ανεπάρκειες διορθώνονται με τροποποίηση του δομητικού συστήματος, με εισαγωγή ειδικών συνδέσμων μεταξύ της ψαθυρής τοιχοποιίας και του περιβάλλοντος στοιχείου, με τοπική ή ολική τροποποίηση δομικών στοιχείων, με ανακατανομή έντασης κ.τ.λ..
- Η αλλαγή της ιδιοπεριόδου της κατασκευής συνδέεται με τη μείωση των σεισμικών απαιτήσεων, κυρίως μειώνοντας τη μάζα του κτιρίου [9].

### 2.1.3 Συστήματα Επεμβάσεων

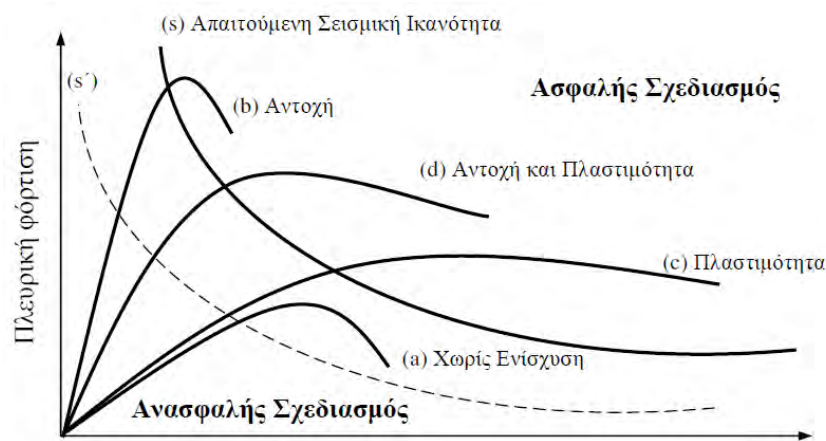
Τα συστήματα επεμβάσεων είναι ανάλογα της στρατηγικής που έχει επιλεγεί και είναι υπεύθυνα για την ορθή ανάληψη των σεισμικών φορτίων από το δόμημα περιορίζοντας τις μετακινήσεις για την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής. Παράγοντες όπως :

- Η διαμόρφωση του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού
- Η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων
- Η ενέργεια και το είδος της σεισμικής διέγερσης
- Τα δυναμικά χαρακτηριστικά του δομήματος (μάζα, δυσκαμψία, απόσβεση κτλ)

εξασφαλίζουν την αποδοτικότητα του συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων. Η επιλογή μίας ασφαλούς λύσης ενίσχυσης για μία κατασκευή επιτυγχάνεται είτε αυξάνοντας την αντοχή και τη δυσκαμψία της είτε αυξάνοντας την ικανότητά της για μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις.

Η απαιτούμενη σεισμική ικανότητα αναπαρίσταται από μια καμπύλη υπερβολικής μορφής, Σχήμα 2.1., η οποία αντικατοπτρίζει το όριο της ασφαλούς και της ανασφαλούς επιλογής της ενίσχυσης του μηχανικού [10].

Για να χαρακτηριστεί μια κατασκευή ως ασφαλής, θα πρέπει η καμπύλη που υποδηλώνει την συμπεριφορά της να επεκτείνεται στην περιοχή πάνω από την καμπύλη (s), η οποία αναπαριστά τον ασφαλή σχεδιασμό. Ειδικά, συνίσταται η επιλογή κατάλληλης μεθόδου ενισχύσεως.



Σχήμα 2.1: Στρατηγικές Ενίσχυσης [10].

Ανάλογα με την επιδιωκόμενη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής, οι στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης διακρίνονται στις εξής κατηγορίες:

#### Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα

Οι τοπικές επεμβάσεις είναι η ορθότερη επιλογή για κτίρια που, ενώ διαθέτουν τα βασικά στοιχεία ενός επαρκούς συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων, στερούνται ορισμένων κατασκευαστικών χαρακτηριστικών, απαραίτητα για τη βελτιστοποίηση του συστήματος και την εξασφάλιση της επιθυμητής λειτουργίας του. Σύνηθες φαινόμενο είναι ο συνδυασμός της στρατηγικής των τοπικών επεμβάσεων με άλλες στρατηγικές με στόχο την επίτευξη επαρκούς σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτιρίου.

#### Αύξηση της αντοχής ή/ και της δυσκαμψίας

Η πιο διαδεδομένη στρατηγική βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς σε κτίρια με ανεπαρκές σύστημα ανάληψης σεισμικών φορτίων είναι η αύξηση της αντοχής ή/και της δυσκαμψίας του δομήματος. Με την αύξηση της αντοχής επιτυγχάνεται επιπλέον



αύξηση της σεισμικής δύναμης που απαιτείται ώστε να προκληθούν βλάβες στην κατασκευή ενώ με την αύξηση της δυσκαμψίας επιτυγχάνεται μείωση της απαίτησης σε μετακίνηση. Οι δύο μέθοδοι αποτελούν στρατηγικές που συνήθως εφαρμόζονται ταυτόχρονα δεδομένου ότι τα περισσότερα συστήματα που αυξάνουν την αντοχή μιας κατασκευής, αυξάνουν και τη δυσκαμψία της, με εξαίρεση τα τοπικά μέτρα ενίσχυσης που αυξάνουν μόνο την αντοχή ορισμένων μεμονωμένων μελών.

#### Αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής

Μια ακόμα στρατηγική αύξησης της σεισμικής ικανότητας του ενός κτιρίου αποτελεί η αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης. Οι βασικότερες μέθοδοι της στρατηγικής αυτής περιλαμβάνουν την εξωτερική περίσφιγξη υφιστάμενων μελών, την τοπική απομείωση της δυσκαμψίας, την τροποποίηση μελών με στόχο την αποτροπή της δημιουργίας των προβλεπόμενων μηχανισμών κατάρρευσης και την παροχή επιπλέον στήριξης σε περιοχές που αστοχούν εξαιτίας υπερβολικών μετακινήσεων.

#### Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής

Τέλος, η στρατηγική της μείωσης σεισμικής απαίτησης αποσκοπεί στη μείωση των σεισμικών αναπτυσσόμενων δυνάμεων και μετακινήσεων. Η εφαρμογή της προτείνεται για κτίρια αυξημένης σπουδαιότητας. Οι μέθοδοι αυτής της στρατηγικής περιλαμβάνουν τη μείωση των αδρανειακών δυνάμεων μέσω της μείωσης της μάζας του κτιρίου και την εγκατάσταση συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή/και απορρόφησης ενέργειας. Το κύριο προτέρημα των συστημάτων αυτών είναι η παροχή προστασίας του φέροντος οργανισμού, συμπεριλαμβανομένων των περιεχομένων του [10].

### **2.1.4 Επιλογή Συστήματος Επεμβάσεων**

Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο της μελέτης επεμβάσεων οι μέθοδοι αντισεισμικής ενίσχυσης ταξινομούνται στις εξής κατηγορίες:

- Στην περίπτωση που ο επιδιωκόμενος στόχος αφορά την αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής του κτιρίου συνίσταται η προσθήκη τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φορέα. Άλλες κατάλληλες μέθοδοι αποτελούν η μέθοδος της προσθήκης δικτυωτών συνδέσμων, η μέθοδος προσθήκης τοιχωμάτων κατ' επέκταση υφιστάμενων υποστυλωμάτων και η χρήση σύνθετων υλικών.



- Η κύρια μέθοδος που ενδείκνυται για την αύξηση της πλαστιμότητας του δομήματος είναι η κατασκευή μανδύων σε κατακόρυφα μέλη, όπως είναι τα υποστυλώματα, καθώς και η χρήση σύνθετων υλικών.

Σημειώνεται ότι για ταυτόχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας του δομήματος μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε προαναφερθείσα μέθοδος αντισεισμικής ενίσχυσης. Επιπροσθέτως, για να προκύψει η βέλτιστη λύση, όσον αφορά το οικονομικό και τεχνικό κομμάτι της διαδικασίας των επεμβάσεων, είναι σκόπιμη η εφαρμογή ενός συνδυασμού μεθόδων ή επιμέρους τεχνικών[9,10].

## 2.2 Ενίσχυση Κτιρίου με Προσθήκη Τοιχωμάτων

Η πιο διαδεδομένη μέθοδος στον κλάδο των ενισχύσεων, όσον αφορά την αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής μιας κατασκευής, είναι η προσθήκη τοιχωμάτων. Τα τοιχώματα παραλαμβάνουν μεγάλο ποσοστό των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων, μειώνοντας δραστικά τις μετακινήσεις του συστήματος ανακουφίζοντας τα πιο ευαίσθητα στοιχεία του δομήματος. Τονίζεται πως με την προσθήκη τοιχωμάτων σε μια υφιστάμενη κατασκευή, αλλοιώνονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά και η δυσκαμψία της κατασκευής.

Η διάταξη των τοιχωμάτων θα πρέπει να είναι τέτοια έτσι ώστε να απορροφούν τις σεισμικές διεγέρσεις σε οποιαδήποτε κατεύθυνση. Για να αποφευχθούν ανεπιθύμητες στροφές, που οδηγούν σε ανελαστικές παραμορφώσεις στα περιμετρικά φέροντα στοιχεία της κάτοψης, τα τοιχώματα διατάσσονται ισοκατανεμημένα και συμμετρικά [11].

Σε αυτή την ενότητα γίνεται μια περιεκτική περιγραφή των ειδών των τοιχωμάτων συναρτήσει της επιλεχθείσας στρατηγικής και του συστήματος επέμβασης.

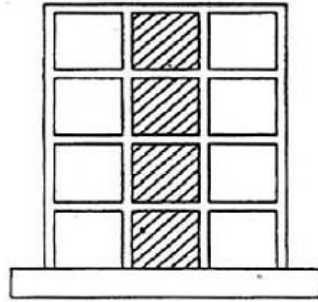
### 2.2.1. Τοιχώματα εντός Πλαισίου

Η μέθοδος ενίσχυσης με προσθήκη τοιχωμάτων εντός πλαισίων αποσκοπεί στην αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του κτιρίου. Εφαρμόζεται συνήθως για την επιδιόρθωση σφαλμάτων σχεδιασμού που συνδέονται με τη μόρφωση του φορέα, ιδιαίτερα στην περίπτωση όπου διαπιστώνεται ασυμμετρία κατανομής δυσκαμψίας καθ' ύψος ή εκκεντρότητες δυσκαμψίας σε κάτοψη [8].



Με βάση τον τύπο του τοιχώματος διακρίνονται οι εξής τεχνικές προσθήκης τοιχωμάτων:

- Τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευαζόμενα στον τόπο του έργου, με εκτοξευόμενο ή έγχυτο σκυρόδεμα
- Προκατασκευαζόμενα τοιχώματα (panels)
- Τοιχώματα από οπλισμένη ή άοπλη τοιχοποιία



Σχήμα 2.2: Προσθήκη τοιχώματος εντός πλαισίου [12].

#### Τοιχώματα από εκτοξευόμενο ή έγχυτο σκυρόδεμα

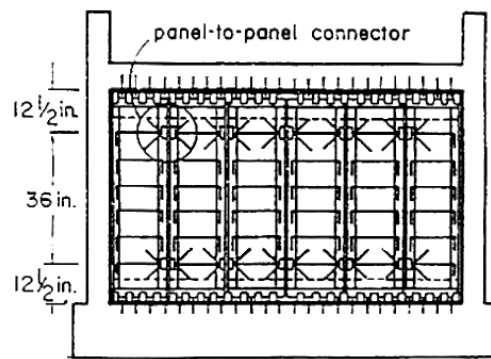
Τέτοιου είδους τοιχώματα κατασκευάζονται σε κατάλληλα επιλεγμένα πλαίσια του φέροντος οργανισμού της κατασκευής και συνδέονται κατά μήκος της περιμέτρου τους με τα υπάρχοντα υποστυλώματα. Στην περίπτωση που ο στόχος σχεδιασμού είναι η αύξηση της πλαστιμότητας του φορέα, τα τοιχώματα επιλέγεται να συνδεθούν με τις δοκούς στο άνω και κάτω μέρος του τοιχώματος.

Το σημείο εφαρμογής που χρήζει ιδιαίτερης προσοχής είναι η εξασφάλιση της μεταφοράς των οριζόντιων δράσεων, κυρίως των σεισμικών, στα νέα τοιχώματα. Θα πρέπει να πραγματοποιείται έλεγχος σε όλες τις στάθμες των ορόφων του δομήματος ότι οι δοκοί, που συντρέχουν στο τοίχωμα, έχουν επαρκή διαμήκη οπλισμό για τη μεταφορά των οριζόντιων δράσεων του ορόφου. Στην αντίθετη περίπτωση, απαιτείται επιπλέον ενίσχυση με προσθήκη νέων οριζοντίων στοιχείων σύνδεσης.

#### Προκατασκευασμένα τοιχώματα (Panels)

Η χρήση προκατασκευασμένων τοιχωμάτων χρησιμοποιείται για να καλύψει το σύνολο του ανοίγματος πλαισίου ή τμήμα του. Όπως φαίνεται και από το Σχήμα 2.3, συνδέονται μεταξύ τους και με τα υποστυλώματα του πλαισίου ή όχι. Η μέθοδος αυτή,

η οποία είναι ιδιαίτερα διαδεδομένη στις βιομηχανικά ανεπτυγμένες χώρες, ενώ υπερέχει των άλλων μεθόδων στο κατασκευαστικό και οικονομικό κομμάτι, δεν προσδίδουν αυξημένη δυσκαμψία και αντοχή στον φορέα. Τα προκατασκευασμένα τοιχώματα είναι είτε συμπαγή είτε τύπου «σάντουιτς» με εξωτερικούς φλοιούς ή ενισχυμένα μεταλλικά φύλλα, γεμισμένα με κάποιο μονωτικό υλικό.



Σχήμα 2.3: Προκατασκευασμένο τοίχωμα (panels) [8].

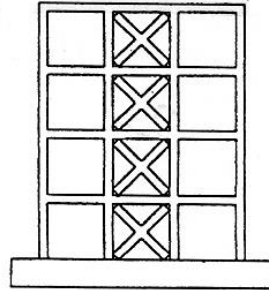
#### Τοιχώματα από οπλισμένη ή άοπλη τοιχοποιία

Η κατασκευή οπλισμένης ή άοπλης τοιχοποιίας από συμπαγή τούβλα ή τσιμεντόπλινθους επαρκούς αντοχής αποτελεί μια διαδεδομένη τεχνική προσθήκης τοιχώματος σε πλαίσιακό φάτνωμα. Σε σύγκριση με τις μεθόδους που προαναφέρθηκαν, η τεχνική αυτή είναι λιγότερο αποτελεσματική από τις προηγούμενες. Το κυριότερο μειονέκτημα όμως είναι ότι στη συνήθη αναλυτική εργασία ρουτίνας των μελετητών εφαρμογής, οι αβεβαιότητες των χαρακτηριστικών της τοιχοπλήρωσης και της σύνδεσης στις διεπιφάνειες τοιχοπλήρωσης-πλαισίου δεν επιτρέπουν μια αξιόπιστη πρόβλεψη της συμπεριφοράς του φορέα. Ωστόσο, συμβάλλει σημαντικά στην κατανάλωσή της σεισμικής ενέργειας που εισάγεται στην κατασκευή.

#### **2.2.2. Δικτυωτά Τοιχώματα εντός Πλαισίου**

Η τοποθέτηση δικτυωτών συνδέσμων, συνήθως μεταλλικών, σε προεπιλεγμένα φαντώματα μιας κατασκευής είναι μία από τις πιο σύνηθες μεθόδους αύξησης της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα. Με την κατασκευή δικτυωτών τοιχωμάτων οι σεισμικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο πλαίσιο παραλαμβάνονται κυρίως από τις αξονικές δυνάμεις των συνδέσμων. Η επιλογή του χάλυβα ως δομικό υλικό των δικτυωτών συνδέσμων δεν είναι τυχαία. Το κύριο μηχανικό χαρακτηριστικό του

χάλυβα είναι η ολκιμότητα που χάρη σε αυτή οι χαλύβδινοι σύνδεσμοι μπορούν και αναλαμβάνουν μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις και κατά συνέπεια ενδείκνυται για την απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας.



Σχήμα 2.4: Προσθήκη δικτυωτών συνδέσμων εντός πλαισίου [12].

Για τη διευκόλυνση της σύνδεσης των δικτυωτών συνδέσμων με τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού από οπλισμένο σκυρόδεμα, τοποθετούνται μεταλλικά στοιχεία περιμετρικά του φατώματος σχηματίζοντας ένα μεταλλικό πλαίσιο έτσι ώστε τα διαγώνια μέλη των συνδέσμων να συνδεθούν με τα στοιχεία του πλαισίου αυτού. Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αυτής παρατηρήθηκαν τα εξής κρίσιμα σημεία :

- Οι κατασκευαστικές διατάξεις σύνδεσης των μεταλλικών στοιχείων με το φέροντα οργανισμό της κατασκευής.
- Ο λυγισμός των μεταλλικών ράβδων των δικτυωμάτων. Για την αποφυγή της εμφάνισης του φαινομένου αυτού προτείνεται μια τοπική μείωση της διατομής κοντά στη σύνδεση με τα πλαίσια.
- Η ανακατανομή της έντασης του φορέα. Με την εισαγωγή των δικτυωτών τοιχωμάτων εντός πλαισίου εισάγονται νέα εντατικά μεγέθη στον φορέα, ιδιαίτερα στα πλαίσια που πραγματοποιήθηκε η ενίσχυση. Πιθανή ανεπάρκεια των κόμβων συνεπάγεται την ενίσχυση αυτών [8].

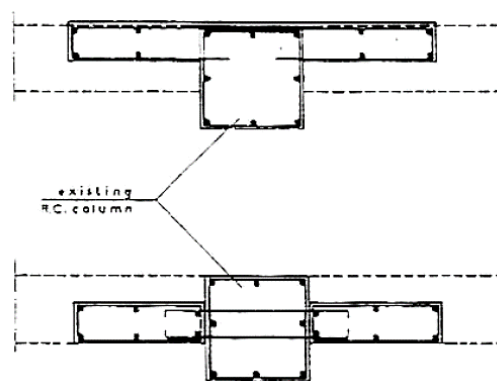
Οι συνηθέστερες βλάβες των διαγώνιων στοιχείων των δικτυωτών συνδέσμων είναι οι εξής:

- Αστοχία του διαγώνιου στοιχείου θραύσης στην περίπτωση εφελκυστικής καταπόνησης ή λυγισμού
- Διαρροή του διαγώνιου στοιχείου
- Ολίσθηση των κοχλιών τριβής

- Θραύσης των κοχλιών σύνδεσης του στοιχείου στο κομβοέλασμα
- Θραύση ή αποκόλληση του κομβοελάσματος [10].

### 2.2.3. Πλευρικά Τοιχώματα σε Συνέχεια Υποστυλωμάτων

Η πιο διαδεδομένη μέθοδος στην Ελλάδα που συνίσταται για την αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής, με μέτρια αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας, είναι η προσθήκη τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος σε συνέχεια και σύνδεση με τα υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής. Συνήθως κατασκευάζονται από έγχυτο σκυρόδεμα ή με χρήση προκατασκευασμένων στοιχείων.



Σχήμα 2.5: Πλευρικά τοιχώματα σε συνέχεια υποστυλωμάτων [13].

Η προσθήκη των πλευρικών τοιχωμάτων πραγματοποιείται στην επιδιωκόμενη διεύθυνση αύξησης της αντίστασης της κατασκευής. Για να παραλάβουν τα τοιχώματα μέρος των κατακόρυφων φορτίων, μετά την επέμβαση, θα πρέπει να προηγηθεί αποφόρτιση και υποστύλωση των δοκών και των πλακών.

Τα κρίσιμα σημεία της μεθόδου αυτής είναι η σύνδεση των παλαιών και των νέων στοιχείων καθώς και η ανακατανομή της έντασης στη γειτονία της επέμβασης. Για την ορθή σύνδεση των δυο στοιχείων πραγματοποιούνται εργασίες εκτράχυνσης της επιφάνειας επαφής των παλαιών στοιχείων και γίνεται χρήση διατμητικών συνδέσμων. Όσον αφορά την ανακατανομή της έντασης, δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στις περιοχές σύνδεσης των νέων πλευρικών τοιχωμάτων με τις γειτονικές δοκούς [12].

### 2.2.4. Εσωτερικά ή Εμφαντούμενα Διατμητικά Τοιχώματα

Η προσθήκη εσωτερικών ή εμφαντούμενων διατμητικών τοιχωμάτων είναι μια από τις πιο διαδεδομένες μεθόδους ενίσχυσης με κύριο στόχο την παραλαβή των σεισμικών



δυνάμεων που ασκούνται στην κατασκευή. Η συγκεκριμένη μέθοδος συνίσταται για κατασκευές όπου είναι αναγκαία η αύξηση της φέρουσας ικανότητάς αυτών. Η πλήρωση των εμφανιζόμενων πλαισίων πραγματοποιείται είτε με την προσθήκη τοιχωμάτων είτε με την κατασκευή δικτυωτών ράβδων, οι οποίες προσδίδουν μεγαλύτερη διατμητική αντοχή στο δόμημα. Για την κατασκευή των εσωτερικών διατμητικών τοιχωμάτων απαιτείται καθαίρεση των τοιχοπληρώσεων ανάμεσα στα κατακόρυφα μέλη του φέροντος οργανισμού. Τα γεμίσματα των επιλεγμένων προς πλήρωση πλαισίων μπορεί να γίνονται, είτε με χρήση άοπλου ή οπλισμένου σκυροδέματος, είτε με τοιχοποιία.

Για την αποτελεσματική λειτουργία των τοιχωμάτων αυτών θα πρέπει να τηρούνται κάποιες κατασκευαστικές απαιτήσεις που αφορούν κυρίως:

- Τη σωστή διάταξη των τοιχωμάτων σε κάτοψη και όψη
- Τη σύνδεση μεταξύ τοιχωμάτων και παράπλευρων υποστυλωμάτων
- Την ύπαρξη ενός ελάχιστου εγκάρσιου και διαμήκους οπλισμού περίσφιγξης

Το μεγαλύτερο πλεονέκτημα της προσθήκης εμφανιζόμενων τοιχωμάτων είναι ότι ακόμα και στην περίπτωση εσφαλμένης αγκύρωσης ή πρόωρης αστοχίας τους, η ύπαρξή τους συνεχίζει να συμβάλλει στην αύξηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου, φυσικά σε μικρότερη κλίμακα.

Με την εισαγωγή των τοιχωμάτων αυτών παρατηρείται αύξηση των εντατικών μεγεθών λόγω των επιπρόσθετων φορτίων, που επιβάλλουν τα ίδια τα τοιχώματα, καθώς και αύξηση των καθιζήσεων. Επομένως κρίνεται σκόπιμη η σωστή σύνδεση και η ασφαλής θεμελίωση των στοιχείων αυτών. Εάν είναι εφικτό, τα στοιχεία αυτά θα πρέπει να συνδέονται με την υφιστάμενη θεμελίωση με ταυτόχρονη ενίσχυση αυτής.

### **2.2.5. Εξωτερικά Διατμητικά Τοιχώματα**

Η χρήση εξωτερικών τοιχωμάτων, σε σύγκριση με τα εμφανιζόμενα τοιχώματα, δεν είναι τόσο διαδεδομένη. Τα εξωτερικά διατμητικά τοιχώματα πλεονεκτούν ως προς τη δυνατότητα εφαρμογής τους, δηλαδή κατασκευάζονται δίχως την όχληση των κατοίκων και την προσωρινή ανάγκη εκκένωσης των εσωτερικών χώρων του κτηρίου. Ωστόσο, συχνά απαιτείται μια δραστική αλλαγή στην αρχιτεκτονική όψη της κατασκευής καθώς επίσης και μια εκτενής πειραματική διερεύνηση των τρόπων σύνδεσης των νέων στοιχείων με τα στοιχεία του υφιστάμενου φορέα. Είναι δυνατό να



κατασκευασθούν περιμετρικά είτε παράλληλα στην όψη του κτιρίου είτε κάθετα σε αυτήν [10].

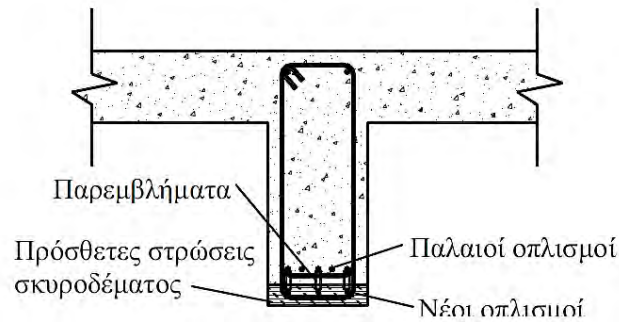
### **2.3. Ενίσχυση Κτιρίου με Χρήση Μανδύων Οπλισμένου Σκυροδέματος**

Για την αύξηση της φέρουσας ικανότητας καθώς και τη βελτίωση της συμπεριφοράς υποστυλωμάτων κυρίως προτείνεται η χρήση μανδύων. Οι τεχνικές ενίσχυσης με χρήση μανδύων διακρίνονται σε δύο κατηγορίες, ανάλογα με το υλικό που χρησιμοποιείται. Κατά την πρώτη κατηγορία, η διατομή του δομικού μέλους δεν αυξάνεται και η ενίσχυση επιτυγχάνεται με περίσφιγξη του στοιχείου με χρήση στρώσεων ινοπλισμένων πολυμερών FRP, επικολλητά ή προεντεταμένα μεταλλικά κολάρα, με μεταλλικό κλωβό ή με χρήση σπειροειδούς οπλισμού.

Κατά τη δεύτερη κατηγορία, η διατομή του δομικού μέλους αυξάνεται με νέες στρώσεις σκυροδέματος και νέους οπλισμούς δημιουργώντας ένα μανδύα γύρω από την αρχική διατομή. Σε αυτή την ενότητα θα μελετηθεί η δεύτερη κατηγορία ενίσχυσης με χρήση μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος [9].

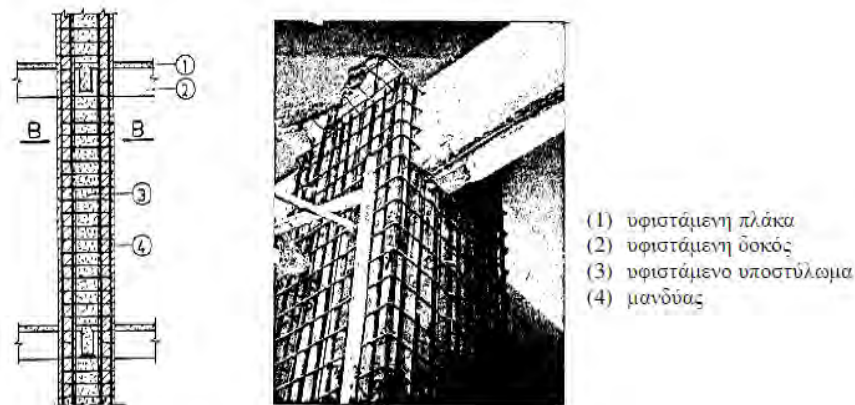
Η χρήση μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος για ενίσχυση των φερόντων στοιχείων μιας κατασκευής, αποτελεί τη συνηθέστερη τεχνική στις περιπτώσεις όπου απαιτείται αύξηση τόσο της καμπτικής όσο και της διατμητικής αντοχής, καθώς και της πλαστιμότητας υποστυλωμάτων. Είναι προφανές ότι στις δοκούς δεν δύναται η κατασκευή μανδύα σκυροδέματος αλλά η προσθήκη επιπλέον στρώσεων σκυροδέματος στην άνω ή στην κάτω παρειά της διατομής της δοκού.

Στην περίπτωση των δοκών, όταν η καμπτική αντοχή τους δεν πληροί τα κριτήρια σχεδιασμού, ενισχύεται το εφελκόμενο πέλμα τους με νέους διαμήκεις οπλισμούς στην εφελκόμενη παρειά και νέους συνδετήρες περιμετρικά, καλυπτόμενοι από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σε όλο το πλάτος της. Στη λιγότερο συνηθισμένη περίπτωση ενίσχυσης του θλιβόμενου πέλματος δεν είναι απαραίτητη η χρήση νέου οπλισμού και προτείνεται η χρήση έγχυτου σκυροδέματος [10].



Σχήμα 2.6: Ενίσχυση κάτω πέλματος δοκού με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος [10].

Όσον αφορά τα υποστύλωματα, η μέθοδος εφαρμόζεται στις περιπτώσεις σοβαρών βλαβών ή όταν παρατηρείται σημαντική ανεπάρκεια της αντοχής τους ή άλλων χαρακτηριστικών τους. Η τεχνική περιλαμβάνει την αύξηση της διατομής του υποστύλωματος με νέο σκυρόδεμα και νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά του αρχικού μέλους. Όπως αποτυπώνεται και στο σχήμα 2.6, ο μανδύας δύναται να εκτείνεται είτε σε όλο το ύψος του υποστύλωματος (ολικός μανδύας) είτε σε ένα μόνο τμήμα του (τοπικός μανδύας) [8,9,10].

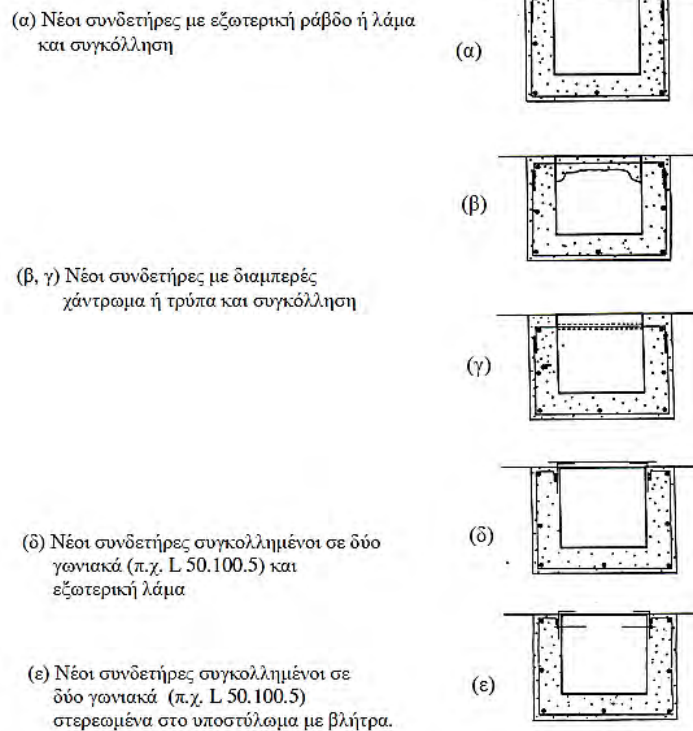


Σχήμα 2.7: Ολικός μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος σε υποστύλωμα [8].

Επιπροσθέτως, ο μανδύας μπορεί να περιβάλλει ολόκληρη τη διατομή (κλειστός μανδύας) ή στην περίπτωση όμορων κτιρίων, όπου δεν είναι δυνατή η επέμβαση σε μια τουλάχιστον από τις πλευρές του υποστύλωματος, ο μανδύας περιβάλλει ένα τμήμα της (ανοιχτός μανδύας). Τα είδη των κλειστών μανδύων απεικονίζονται στο σχήμα 2.8 ενώ τα είδη των ανοιχτών μανδύων, στο σχήμα 2.9.



Σχήμα 2.8: Κλειστός μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος σε υποστύλωμα [8].



Σχήμα 2.9: Είδη ανοιχτών μανδρών οπλισμένου σκυροδέματος σε υποστύλωμα [8].

### 2.3.1 Κατηγορίες Μανδρών Οπλισμένου Σκυροδέματος

Στη συνέχεια, αναγράφονται οι κατηγορίες μανδρών οπλισμένου σκυροδέματος που χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση υποστυλωμάτων.

#### Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα

Τέτοιου είδους μανδύες χρησιμοποιούνται στην περίπτωση κατασκευής μανδύα με πάχος μεγαλύτερο από 8 cm. Απαιτείται η χρήση ξυλοτύπου.



### Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυροδέμα

Είναι η συνηθέστερη μέθοδος κατασκευής μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος στην περίπτωση όπου το συνολικό πάχος μανδύα δεν υπερβαίνει τα 10 cm. Για την εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα γίνεται χρήση οδηγών, δίχως ξυλοτύπους. Τονίζεται ότι η αχίλλειος πτέρνα της μεθόδου είναι η αυξημένη συστολή ξηράνσεως του σκυροδέματος σε σύγκριση με τους μανδύες από έγχυτο σκυροδέμα.



Σχήμα 2.10: Χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος για κατασκευή μανδυών [14].

### Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα

Οι συγκεκριμένοι μανδύες πλεονεκτούν ως προς την εύκολη σκυροδέτησή τους ακόμα και παρουσία πυκνού διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού. Κατά την εφαρμογή των μανδυών από σκυροτσιμεντόπηγμα τοποθετούνται αδρανή σε καλούπια και ακολουθεί η πλήρωση των μεταξύ τους κενών με υγροποιημένο τσιμέντο υπό πίεση. Τα αδρανή, που βρίσκονται ήδη σε επαφή μεταξύ τους, περιορίζουν τη συστολή ξηράνσεως στο ελάχιστο. Η χρήση της μεθόδου δεν είναι διαδεδομένη στη χώρα μας διότι το κόστος εφαρμογής της μεθόδου είναι υψηλό και απαιτεί εξειδικευμένο προσωπικό.



### Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα

Εφαρμόζοντας τη συγκεκριμένη τεχνική επιτυγχάνεται η δημιουργία μανδύων σημαντικά μικρού πάχους. Το κυριότερο μειονέκτημα της μεθόδου είναι το αυξημένο κόστος κατασκευής της με αποτέλεσμα να χρησιμοποιείται όταν υπάρχουν ιδιαίτερες απαιτήσεις [8].

#### **2.3.2 Διαδικασία Κατασκευής Κλειστών Μανδύων**

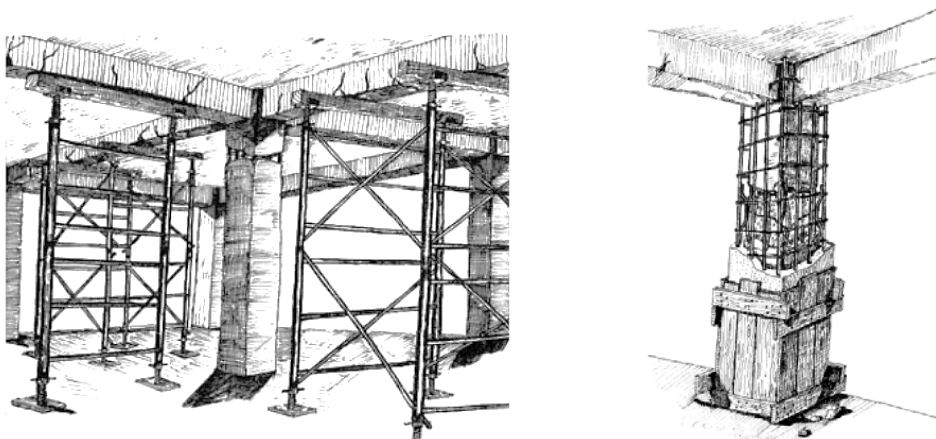
Η διαδικασία κατασκευής μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος αποτελείται από την εξής σειρά εργασιών:

- Αποφόρτιση και υποστύλωση πλακών και δοκών που συντρέχουν στο υποστύλωμα
- Απομάκρυνση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος και αποκατάσταση της συνέχειας του υποστυλώματος επισκευάζοντας τις τυχόν υπάρχουσες βλάβες
- Διάνοιξη οπών στις θέσεις αγκύρωσης των νέων ράβδων οπλισμού και στις θέσεις όπου προβλέπεται η προσθήκη βλήτρων
- Εκτράχυνση της επιφάνειας του σκυροδέματος μέχρι 6 cm με σκοπό την απομάκρυνση της εξωτερικής επιδερμικής στρώσης τσιμεντοπολτού μέχρι να αποκαλυφθούν τα αδρανή
- Καθαρισμός της επιφάνειας με χρήση αέρα υπό πίεση και το εσωτερικό των οπών με αναρρόφηση από τον πυθμένα
- Αγκύρωση των διαμήκων οπλισμών στα άκρα τους με χημική πάκτωση (χρήση εποξειδικής ρητίνης). Δύναται να μη αγκυρωθούν απευθείας οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού, για κατασκευαστική διευκόλυνση, αλλά να προηγηθεί η αγκύρωση μικρότερων τμημάτων ράβδων οπλισμού επί των οποίων στη συνέχεια θα «ματιστούν» οι νέες ράβδοι. Το ίδιο ισχύει και για την αγκύρωση της θεμελίωσης. Στην περίπτωση των πέδιλων, η επιφάνεια του μανδύα συνεχίζεται γύρω από τον κώνο του πέδιλου σε μήκος τουλάχιστον ίσο προς το μισό του ύψους του, με διάταξη πυκνών κλειστών συνδετήρων σ' αυτή την περιοχή της τάξεως Φ12/100mm και απόληξη του μανδύα σε μία περιμετρική «φωλιά» που έχει δημιουργηθεί στο πέδιλο. Στην περίπτωση όπου ο διαμήκης οπλισμός του μανδύα είναι αρκετός (π.χ. πάνω από 4 ράβδοι) προτιμάται μια μικτή εφαρμογή των δύο παραπάνω διαδικασιών. Εάν στο πέδιλο απαιτείται

ταυτοχρόνως επιπλέον ενίσχυση, η τεχνική προσαρμόζεται καταλλήλως και το πρόβλημα αντιμετωπίζεται συνολικά.

- Αγκύρωση των μηχανικών ή χημικών βλήτρων
- Τοποθέτηση και ηλεκτροσυγκόλληση χαλύβδινων παρεμβλημάτων σύνδεσης παλαιών και νέων οπλισμών (αναρτήρες), εφόσον προβλέπονται συγκολλήσεις.
- Τοποθέτηση νέων συνδετήρων.
- Τελικό καθαρισμός των επιφανειών με αέρα και νερό υπό πίεση.
- Διαβροχή επιφάνειας παλαιού σκυροδέματος, τουλάχιστον 6 ώρες πριν τη σκυροδέτηση του νέου σκυροδέματος. Η διαβροχή πραγματοποιείται και στον ξυλότυπο και στα αδρανή.
- Σκυροδέτηση του μανδύα
- Συντήρηση με βάση τα προβλεπόμενα του Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος.

Στην περίπτωση όπου απαιτείται η αύξηση της διατμητικής αντοχής του μέλους χωρίς την αύξηση της καμπτικής αντοχής του, ο μανδύας τερματίζεται 50-80mm χαμηλότερα από τη στάθμη του πυθμένα των δοκών [8].



Σχήμα 2.11: Στάδιο αποφόρτισης (αριστερά) και κατασκευής (δεξιά) μανδύα [9].

## 2.4. Ενίσχυση Κτιρίου με Χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών

Η πιο πρόσφατη τεχνική ενίσχυσης δομικών μελών, βασίζεται στη χρήση προηγμένων υλικών αποτελούμενα από το συνδυασμό ινών (π.χ. άνθρακα, γυαλιού, αραμιδίου) σε μήτρα εποξειδικής ρητίνης, γνωστά ως ινοπλισμένα πολυμερή (Fibre Reinforced Polymers – FRP) ή αλλιώς σύνθετα υλικά. Η εφαρμογή τους ως οπλισμός ενίσχυσης



στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος συνίσταται επικόλλησή τους μέσω εποξειδικών ρητινών σε εξωτερικές επιφάνειες δομικών στοιχείων, με προσανατολισμό ινών τέτοιο ώστε να παραλαμβάνουν σημαντικές εφελκυστικές δυνάμεις.

Τα βασικά πλεονεκτήματα των σύνθετων υλικών είναι:

- Η ανθεκτικότητα σε διάβρωση
- Το χαμηλό βάρος (περίπου το 1/4 - 1/5 του χάλυβα)
- Η εξαιρετικά υψηλή εφελκυστική αντοχή
- Η διαθεσιμότητα των υλικών σε πολύ μεγάλα μήκη
- Η μεγάλη ευκαμψία τους
- Η εξαιρετική ευκολία και ταχύτητα εφαρμογής τους
- Η εφαρμογή τους σε δύσκολα προσβάσιμα τμήματα κατασκευών
- Η διατήρηση της αρχιτεκτονικής του χώρου (η αύξηση του πάχους των ενισχυμένων στοιχείων είναι πολύ μικρή)
- Η ελάχιστη προετοιμασία τους στο εργοτάξιο
- Η ελάχιστη όχληση των ενοίκων κατά την εφαρμογή τους

Τα σημαντικότερα μειονεκτήματα των μανδύων ινοπλισμένων πολυμερών είναι :

- Η πτωχή συμπεριφορά τους σε υψηλές θερμοκρασίες
- Το σχετικά υψηλό κόστος
- Η έλλειψη πλαστιμότητας, όχι όμως και παραμορφωσιμότητας η οποία οδηγεί στην αύξηση της πλαστιμότητας των στοιχείων σκυροδέματος.
- Η έλλειψη εξειδικευμένου προσωπικού στη χώρα μας [15].

#### **2.4.1. Ιδιότητες ινοπλισμένων πολυμερών**

Η εφαρμογή των ινοπλισμένων πολυμερών προσδίδει καμπτική, διατμητική και αξονική αντοχή στο μέλος όπου εφαρμόζεται. Ορισμένες αντιπροσωπευτικές χρήσεις του μανδύα από οπλισμένα πολυμερή είναι οι εξής:

- Ενίσχυση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής μέσω της τριαξονικής θλίψης που αναπτύσσεται με την περισφιγξη και αυξάνει τη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος.
- Παθητική περισφιγξη που αποσκοπεί στην βελτιστοποίηση της ικανότητας ανάληψης σεισμικών φορτίων

- Έλεγχος ρηγματώσεως και συρραφή ρωγμών, ιδιαίτερα σε διατηρητέα κτίρια, μνημεία και ιστορικών κτισμάτων.

Σημειώνεται πως η χρήση ινοπλισμένων πολυμερών θα πρέπει να αποφεύγεται στις παρακάτω περιπτώσεις.

- Ο υπάρχων οπλισμός δεν εξασφαλίζει την πλαστιμότητα του μέλους προς ενίσχυση
- Η διάβρωση του οπλισμού βρίσκεται σε εξέλιξη
- Η κατάσταση της υπόστρωσης, όπου θα εφαρμοσθούν οι στρώσεις ινοπλισμένων πολυμερών, είναι άγνωστη ή είναι μειωμένης αντοχής [10].



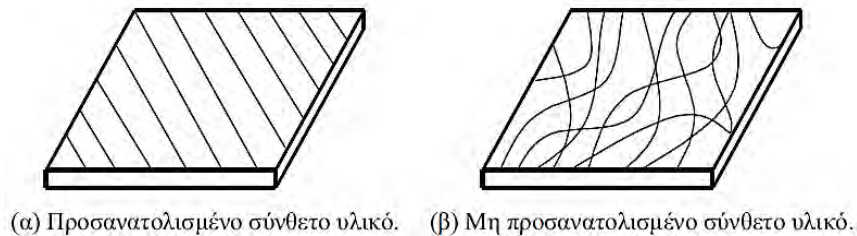
Σχήμα 2.12: Χρήση ινοπλισμένων πολυμερών για ενίσχυση υποστυλωμάτων και δοκών [16, 17].

#### 2.4.2. Είδη και υλικά ινοπλισμένων πολυμερών

Τα σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή έχουν ως συστατικά τους στοιχεία ίνες υψηλής αντοχής και υψηλού μέτρου ελαστικότητας σε παχύρρευστη σκληρυμένη μήτρα. Τόσο οι ίνες, όσο και η μήτρα διατηρούν τις φυσικές και χημικές τους ιδιότητες παράγοντας ένα συνδυασμό ιδιοτήτων. Συναρτήσε του συνδυασμού των υλικών, τα σύνθετα υλικά διακρίνονται σε:

- Σύνθετα υλικά ινών, με ίνες εμποτισμένες σε ρητίνη ή μη
- Σύνθετα υλικά στρωμάτων, αποτελούμενα από επίπεδα διαφόρων υλικών
- Σύνθετα υλικά σωματιδίων, αποτελούμενα από σωματίδια διαφόρων υλικών σε ένα σώμα [18]

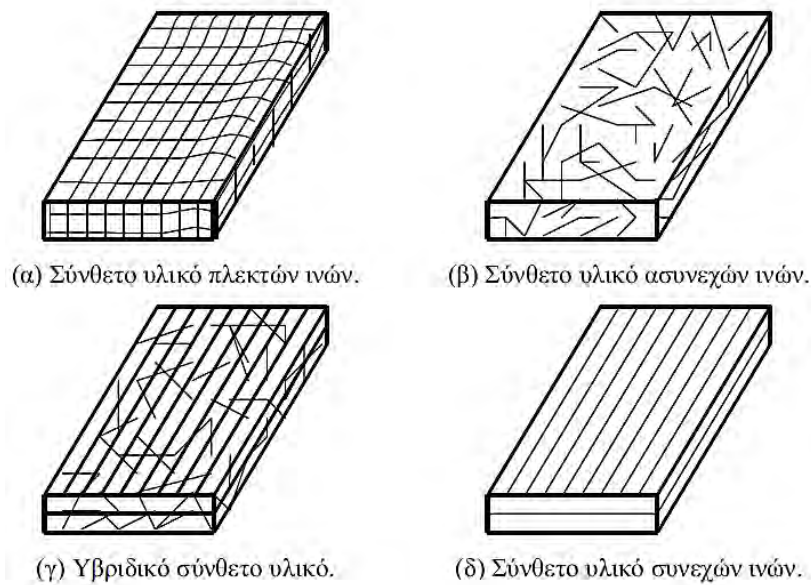
Σύμφωνα με το σχήμα 2.11, οι σύνθετες υλικές ίνες θα είναι είτε προσανατολισμένες με συνεχείς ίνες ίδιας διεύθυνσεως είτε μη προσανατολισμένες με τυχαία τοποθετημένες ίνες. Στον τομέα των ενισχύσεων προτιμάται η χρήση προσανατολισμένων ινών.



Σχήμα 2.11: Είδη υλικών ινών βάσει διεύθυνσεως ινών [10].

Επιπλέον, τα σύνθετα υλικά κατατάσσονται στις παρακάτω κατηγορίες με βάση τον τρόπο τοποθέτησής και τον συνδυασμό των ινών στο συνδετικό υλικό. Οι κατηγορίες αυτές απεικονίζονται στο σχήμα 2.12.

- Σύνθετο υλικό πλεκτών ινών. Αποτελούν συνεχές σώμα χωρίς επιμέρους στρώματα. Κύριο πλεονέκτημα των ινών αυτών είναι σχεδόν αδύνατη αποκόλλησής ενώ μειονεκτούν ως προς την αντοχή τους, η οποία είναι μειωμένη λόγω της μεγάλης συγκέντρωσης τάσεων καθώς επίσης και της χρήσης υψηλού ποσοστού ρητίνης. Για ενισχύσεις και επεμβάσεις κατασκευών, επιλέγεται αυτό το είδος ινών.
- Σύνθετο υλικό ασυνεχών ινών. Περιέχουν κοντές ίνες οι οποίες είναι διάσπαρτες μέσα στο συνδετικό υλικό. Το κύριο μειονέκτημά τους σε σύγκριση με των πλεκτών ινών είναι οι κατώτερες μηχανικές του ιδιότητες.
- Σύνθετο υλικό υβριδικών ινών. Αποτελούνται είτε από συνεχείς και ασυνεχείς ίνες, είτε από περισσότερους του ενός τύπους ινών.
- Σύνθετο υλικό συνεχών ινών. Τοποθετούνται στρώματα συνεχών ινών-ρητίνης στην επιθυμητή διεύθυνση και συνδέονται αποτελώντας ένα σώμα. Ενώ παρουσιάζουν μεγάλη αντοχή, είναι πιθανή η αποκόλληση μεταξύ των στρωμάτων.



Σχήμα 2.12: Είδη υλικών ινών βάσει τοποθέτησης ινών [10].

Στον τομέα των επισκευών και των ενισχύσεων επιλέγονται προσανατολισμένα σύνθετα υλικά συνεχών ινών (Directional continuous fibrous composites). Με βάση την ανισοτροπική συμπεριφορά μεταξύ σύνθετου υλικού και σκυροδέματος λόγω του προσανατολισμού των ινών, ο μηχανικός έχει τη δυνατότητα να τοποθετήσει τις στρώσεις του σύνθετου υλικού με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε να ενισχύσει το δομικό στοιχείο στη διεύθυνση ανάπτυξης των υψηλότερων τάσεων.

Οι συνηθέστεροι τύποι ινών που χρησιμοποιούνται σε σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών είναι τα παρακάτω.

**Ίνες Υάλου.** Τα υαλονήματα δεν παρουσιάζουν ούτε πλήρως κρυσταλλική δομή, ούτε ιδιότητες ρευστού. Ο ύαλος προσδίδει θερμική και ηλεκτρική μόνωση στο στρώμα χωρίς να παρουσιάζει ερπυστικές παραμορφώσεις. Έχουν όμως μικρή αντοχή σε κόπωση και είναι ευπαθής σε διάβρωση

**Ίνες άνθρακα.** Τα ανθρακονήματα είναι η πιο διαδεδομένη κατηγορία ινών στην περίπτωση των ενισχύσεων. Παρουσιάζουν εφελκυστική αντοχή από 2100 MPa - 6800MPa και μέτρο ελαστικότητας από 215GPa-700GPa. Τα φύλλα από ανθρακονήματα και εποξική ρητίνη είναι εμφανίζουν ανθεκτικότητα σε κόπωση, ερπυσμό και διάβρωση. Δεδομένου ότι ο άνθρακας έχει υψηλή αγωγιμότητα και μπορεί



να προκαλέσει γαλβανική διάβρωση των μετάλλων, αποφεύγεται η απευθείας επαφή του χάλυβα ή του αλουμινίου με τις ίνες άνθρακα.

**Ίνες πολυαραμιίδης.** Η χρήση των ινών αυτών είναι περιορισμένη σε σύγκριση με τα υαλονήματα και τα ανθρακονήματα. Εφαρμόζονται κυρίως για τη θωράκιση κατασκευών από κρουστικά φορτία. Έχουν μεγάλη αντοχή σε κόπωση και τριβή ενώ παρουσιάζουν απώλεια αντοχής σε θερμό περιβάλλον με υψηλό ποσοστό υγρασίας. Η θλιπτική τους αντοχή είναι μικρότερη από την αντίστοιχη εφελκυστική και παρουσιάζουν ερπυστικές παραμορφώσεις [10].

### 2.4.3. Εφαρμογή Σύνθετων Υλικών

Σύμφωνα με τον Σπυράκο, τα στάδια εφαρμογής σύνθετων υλικών είναι τα εξής:

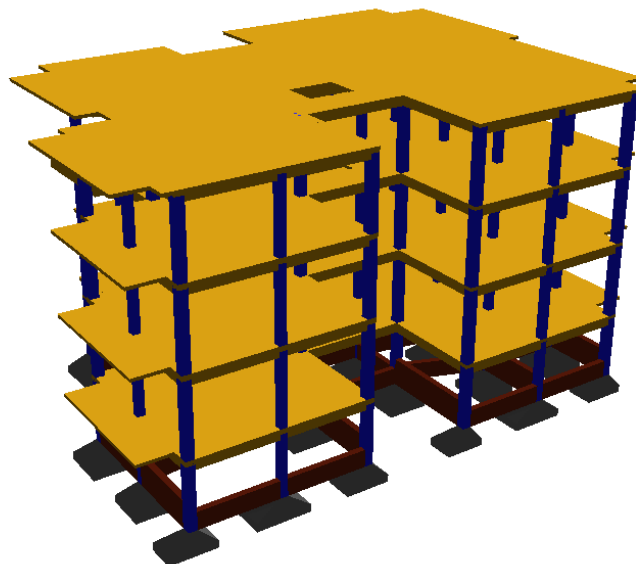
- Καθαίρεση του επιχρίσματος
- Αποκατάσταση των πιθανών βλαβών με χρήση κατάλληλης μεθόδου
- Προετοιμασία της επιφάνειας του δομικού μέλους (εξομάλυνση της επιφάνειας, λάξευση γωνιών κτλ.)
- Επάλειψη της επιφάνειας του δομικού στοιχείου με εποξική ρητίνη ή άλλη κατάλληλη συγκολλητική ουσία.
- Τοποθέτηση της πρώτης στρώσης του ινοπλισμένου πολυμερούς στην επιφάνεια του δομικού στοιχείου.
- Τοποθέτηση ειδικών αγκυρίων όπου απαιτείται (τοιχία, άνω παρειές δοκών, κτλ.)
- Τοποθέτηση επιπλέον στρώσεων σύνθετου υλικού σύμφωνα με τη μελέτη επισκευής ή ενίσχυσης
- Εφαρμογή επιχρίσματος, μετά τη σκλήρυνση του συστήματος, και βαφή της επιφάνειας του δομικού στοιχείου [10].



### Περιγραφή και Στατικό Προσομοίωμα Υφιστάμενου Κτιρίου

#### 3.1 Γενικά

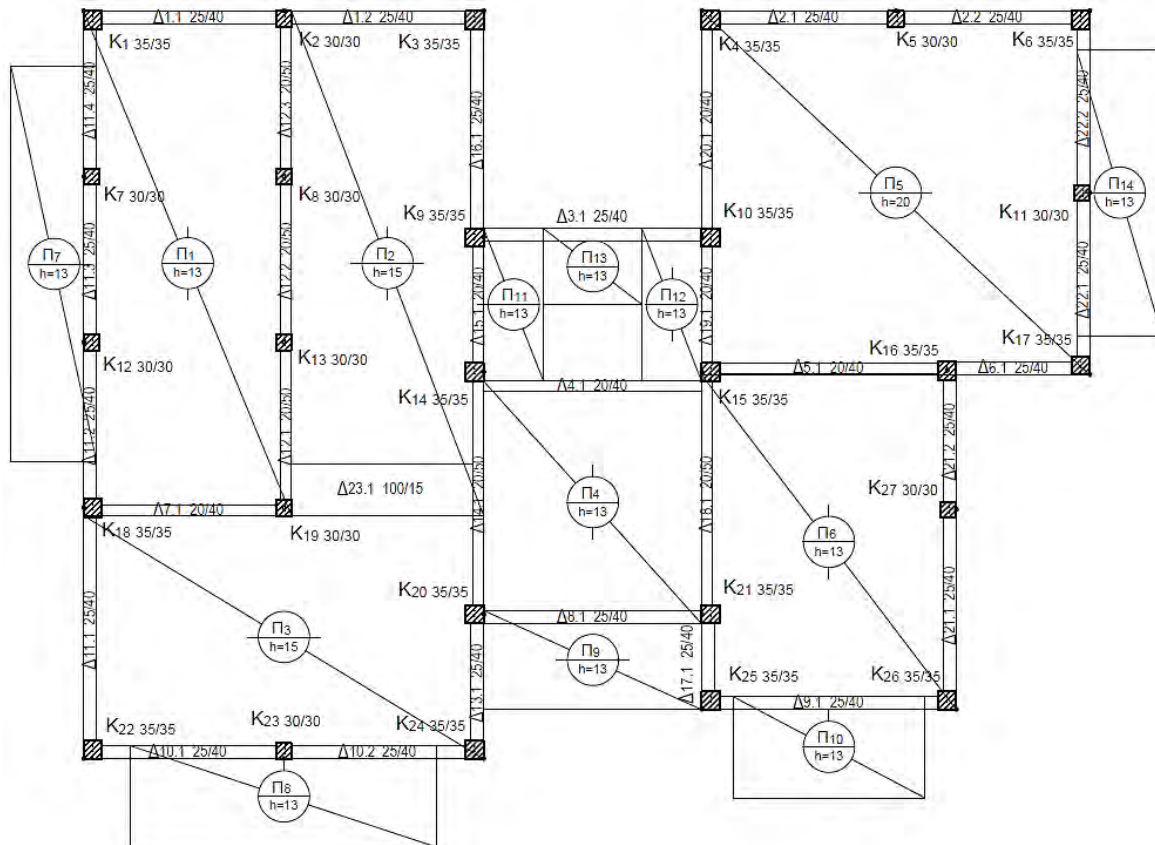
Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η μελέτη μίας υφιστάμενης τριώροφης οικοδομής, χωρίς υπόγειο, το οποίο κατοικείται την παρούσα στιγμή στην πόλη της Κοζάνης.



Σχήμα 3.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου στο FESPA

Όπως αποτυπώνεται και στο Σχήμα 3.2, ιδιαίτερο χαρακτηριστικό της συγκεκριμένης οικοδομής είναι η απουσία τοιχωμάτων από όλες τις στάθμες της, φαινόμενο που σπάνια συναντάται στις σημερινές. Σημειώνεται ότι η προαναφερθείσα κατασκευή δεν χρήζει άμεσης επέμβασης διότι δεν έχουν παρατηρηθεί εμφανείς βλάβες από τυχόν σεισμούς κατά τη διάρκεια των σαράντα ετών κατοίκησης της. Σκοπός της μελέτης είναι η βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής έναντι μελλοντικών σεισμών με βάση τους ισχύοντες Κανονισμούς [1,3,19,20].

Η γεωμετρική προσομοίωση του κτιρίου, η αποτίμηση αυτού καθώς και οι πιθανές ενισχύσεις των μελών του πραγματοποιήθηκαν με χρήση του λογισμικού FESPA-R της εταιρίας LH Λογισμική.



Σχήμα 3.2: Τυπική κάτοψη κτιρίου (Οροφή Ισογείου)

### 3.2 Βήματα αξιολόγησης και αντιμετώπισης κατασκευής

Η αντιμετώπιση των υφιστάμενων κατασκευών αποτελεί πρόκληση για τους μηχανικούς όσον αφορά το πλήθος και την αξιοπιστία των δεδομένων του υπό μελέτη δομήματος. Επομένως, η διαδικασία αξιολόγησης καθώς και ο τρόπος αντιμετώπισης ενός τέτοιου κτιρίου, συνδυαζόμενο με ένα αντιπροσωπευτικό στατικό προσομοίωμα, αποτελεί τον θεμέλιο λίθο για την ορθή αποτίμησης του κτιρίου.

Κατά την αντιμετώπιση του συγκεκριμένου κτιρίου ακολουθήθηκαν τα εξής βήματα:

1. Συλλογή δεδομένων από το τεύχος της μελέτης (Ξυλότυποι οροφών, τεχνική έκθεση, αρχιτεκτονικά σχέδια, τεύχος υπολογισμών)



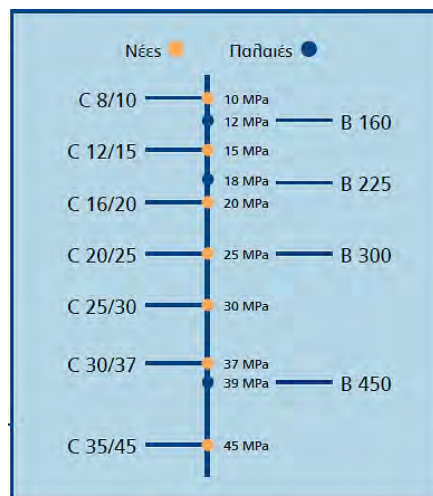
2. Κατασκευή βοηθητικών σχεδίων στο σχεδιαστικό πρόγραμμα AutoCad για μεγαλύτερη ακρίβεια
3. Εισαγωγή της γεωμετρίας του φορέα στο πρόγραμμα FESPA για την ορθή δημιουργία του στατικού μοντέλου
4. Εισαγωγή μόνιμων και κινητών φορτίων
5. Επίλυση κτιρίου με βάση τους Κανονισμούς κατά το χρόνο κατασκευής του. Ο οπλισμός που προκύπτει κατά την επίλυση του κτιρίου διαφέρει από τον πραγματικό.
6. Εισαγωγή του πραγματικού οπλισμού στο στατικό προσομοίωμα, διορθώνοντας τον ήδη υπολογιζόμενο οπλισμό που προέκυψε από την επίλυση.
7. Κατηγοριοποίηση των επιμέρους μελών του κτιρίου ως υφιστάμενα και με βάση το είδος αυτών (πρωτεύον ή δευτερεύον)
8. Καθορισμός σεισμικών χαρακτηριστικών και στάθμεων επιτελεστικότητας
9. Αποτίμηση κατασκευής με χρήση της Μεθόδου Ανελαστικής Ανάλυσης Pushover για τις στάθμες επιτελεστικότητας που επιλέχθηκαν.
10. Αξιολόγηση αποτελεσμάτων (Καμπύλη ικανότητας, φάσμα απαίτησης, στοχευόμενη μετακίνηση, συντελεστής επάρκειας) για το κτίριο και των επιμέρους μελών του
11. Διερεύνηση του ενδεχομένου ενίσχυσης των μελών που δεν επαρκούν
12. Εφόσον απαιτείται ενίσχυση ορισμένων μελών, ακολουθούν οι εξής ενέργειες:
  - Επιλογή μεθόδου ενίσχυσης με βάση τον τρόπο αστοχίας και το είδος της κατασκευής ή εισαγωγή νέων μελών
  - Κατηγοριοποιούνται τα επιμέρους μέλη ως υφιστάμενα, ενισχυόμενα ή νέα
  - Για τον ενισχυόμενο φορέα, επαναλαμβάνονται τα βήματα 9, 10 και 11.

### **3.3 Στατικό και φορτιστικό προσομοίωμα κτιρίου**

Σύμφωνα με τα βήματα αντιμετώπισης του κτιρίου, εφόσον έχουν συλλεχθεί τα απαραίτητα δεδομένα και ξανασχεδιαστεί το κτίριο με χρήση κατάλληλου σχεδιαστικού προγράμματος, εισάγονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του στο στατικό πρόγραμμα FESPA καθώς και τα απαραίτητα φορτία.

### 3.3.1 Χαρακτηριστικά υλικών κτιρίου και εδάφους

Ο φέρων οργανισμός του δομήματος είναι κατασκευασμένος από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σύμφωνα με τις πληροφορίες που αντλήθηκαν από το τεύχος του έργου, το έδαφος θεμελίωσης χαρακτηρίζεται ως αργιλοαμμώδες. Ο συμβολισμός των κατηγοριών σκυροδέματος και χάλυβα των παλαιότερων ετών διαφέρει από τους σημερινούς συμβολισμούς διότι ορισμένες κατηγορίες καταργήθηκαν. Η αντιστοιχία παλιών και νέων κατηγοριών αποτυπώνεται στο Σχήμα 3.3 για την περίπτωση του σκυροδέματος.



Σχήμα 3.3: Παλιές και νέες κατηγορίες σκυροδέματος [18,20].

Στον Πίνακα 3.1 παρουσιάζονται οι ιδιότητες των υλικών καθώς και ορισμένα κατασκευαστικά χαρακτηριστικά του κτιρίου και του εδάφους θεμελίωσης.

Πίνακας 3.1: Χαρακτηριστικά εδάφους και υλικών κτιρίου

Ποιότητα Σκυροδέματος	B225 (C16/20)
Ειδικό βάρος σκυροδέματος, $\gamma_{σκ}$	2.4 tn/m <sup>2</sup>
Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος, $f_{ck}$	18 MPa
Κατηγορία χάλυβα διαμήκη οπλισμού	Νευροχάλυβας St III (S400)
Κατηγορία χάλυβα εγκάρσιου οπλισμού	Λείος χάλυβας St I (S220)
Επικάλυψη οπλισμού, $c$	0.002 m
Επιτρεπόμενη φέρουσα ικανότητα εδάφους, $\sigma_{επ}$	200 kN/m <sup>2</sup>
Δείκτης Εδάφους, $K_v$	9000 kN/m <sup>2</sup>

### 3.3.2 Γεωμετρικό προσομοίωμα κατασκευής

Η οικοδομή αποτελείται από τρεις ορόφους διαφορετικού υψομέτρου και το ισόγειο είναι πυλωτή για τη στάθμευση των οχημάτων της πολυκατοικίας. Η έκταση που καταλαμβάνει η οικοδομή στο σύνολό της και τα ύψη ανά όροφο παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.2.

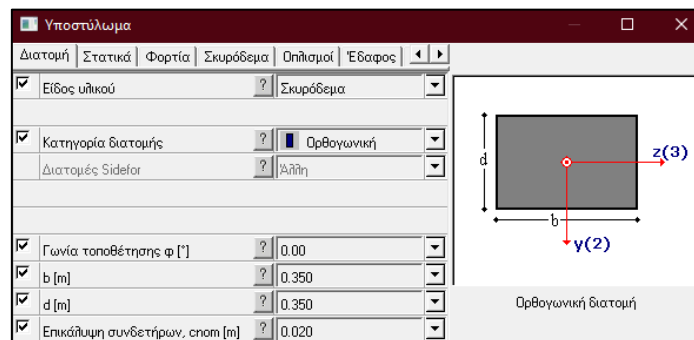
Πίνακας 3.2: Ύψη και έκταση οικοδομής ανά όροφο

	Έκταση (m <sup>2</sup> )	Υψόμετρο (m)
Ισόγειο	226	2.7
Όροφος 1	268	3.1
Όροφος 2	277	3.1
Όροφος 3	277	3
<i>Σύνολο</i>	1048	11.9

Αρχικά σχεδιάζεται ο κάναβος βάσει των αρχικών σχεδίων και εισάγονται τα υποστυλώματα, οι δοκοί, έπειτα οι πλάκες και τέλος παράγεται η θεμελίωση. Εφόσον εισαχθεί η γεωμετρία του ισόγειου παράγονται απευθείας οι υπόλοιποι όροφοι. Παρακάτω παρατίθενται τα χαρακτηριστικά των δομικών μελών καθώς και ο τρόπος μοντελοποίησής τους.

#### Υποστυλώματα

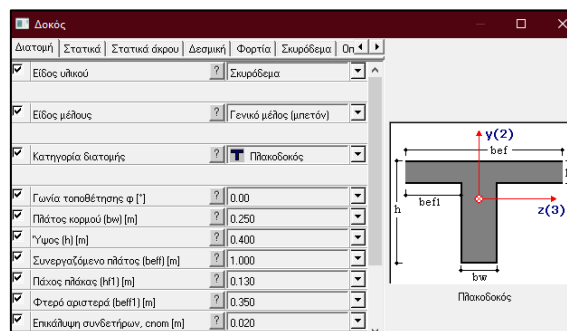
Το κτίριο δεν περιέχει τοιχώματα και αποτελείται αποκλειστικά από ορθογωνικά υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος, ορισμένα από τα οποία παρουσιάζουν μείωση της διατομής τους καθ' ύψος, σύνηθες φαινόμενο που εντοπίζεται σε παλαιότερες οικοδομές.



Σχήμα 3.4: Χαρακτηριστικά τυχαίου υποστυλώματος στο πρόγραμμα FESPA

### Δοκοί

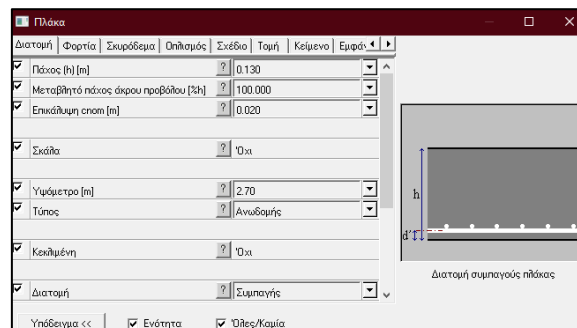
Η προσομοίωση των δοκών επιλέχθηκε να γίνει με χρήση πλακοδοκών σε όλες τις στάθμες του κτιρίου, εκτός από τις ενισχυόμενες ζώνες οι οποίες προσομοιώθηκαν με δοκούς ορθογωνικής διατομής. Το πάχος των περιμετρικών δοκαριών διαφέρει από αυτό των ενδιάμεσων. Στο πρόγραμμα εισάγεται το πλάτος και το ύψος της δοκού ενώ το συνεργαζόμενο πλάτος της πλακοδοκού υπολογίζεται αυτόματα. Επιπλέον, παρατηρείται η ύπαρξη μίας ενισχυμένης ζώνης σε κάθε όροφο, ορθογωνικής διατομής, η οποία από τη φύση της δεν επιτρέπει την ομαλή πλαισιακή λειτουργία.



Σχήμα 3.5: Χαρακτηριστικά τυχαίας περιμετρικής δοκού στο πρόγραμμα FESPA

### Πλάκες

Το πάχος των πλακών διαφέρει ανά στάθμη ορόφου καθώς και ανά δωμάτιο. Σε κάθε όροφο παρατηρήθηκαν μέχρι και τρία διαφορετικά πάχη πλακών. Οι εξώστες έχουν πάχος  $h=13\text{cm}$  ενώ το πάχος των επιμέρους πλακών των ορόφων κυμαίνεται από  $h=13\text{cm}$  έως  $h=20\text{cm}$ .

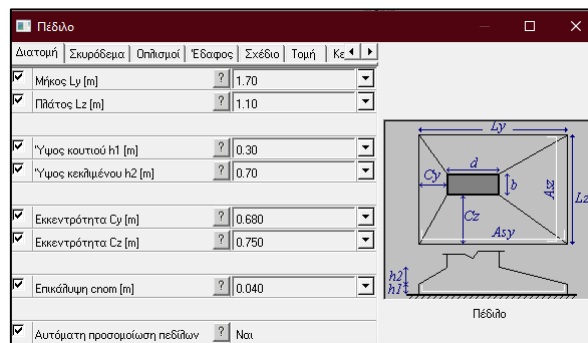


Σχήμα 3.6: Χαρακτηριστικά εξώστη πρώτου ορόφου στο πρόγραμμα FESPA

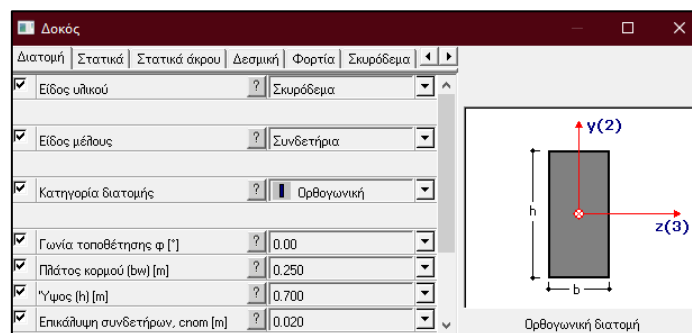
Σύμφωνα με το Σχήμα 3.6, στο σημείο του κλιμακοστασίου, επιλέγεται ο χαρακτηρισμός «Σκάλα» ως «Ναι», ενώ στις υπόλοιπες διατηρείται η προεπιλογή «Όχι».

### Πέδιλα θεμελίωσης

Η θεμελίωση του κτιρίου λαμβάνει χώρα στον όροφο -1. Αποτελείται από ορθογωνικά κεντρικά πέδιλα με ύψος κουτιού ίσο με  $h_1=0.30\text{m}$  και ύψος κεκλιμένου ίσο με  $h_2=0.70\text{m}$ . Η σύνδεση των πέδινων γίνεται μέσω συνδετήριων δοκών με πλάτος κορμού  $b_w=0.25\text{m}$  και ύψος  $h=0.70\text{m}$  ή  $h=1.10\text{m}$ .



Σχήμα 3.7: Χαρακτηριστικά τυχαίου πέδινου στο πρόγραμμα FESPA



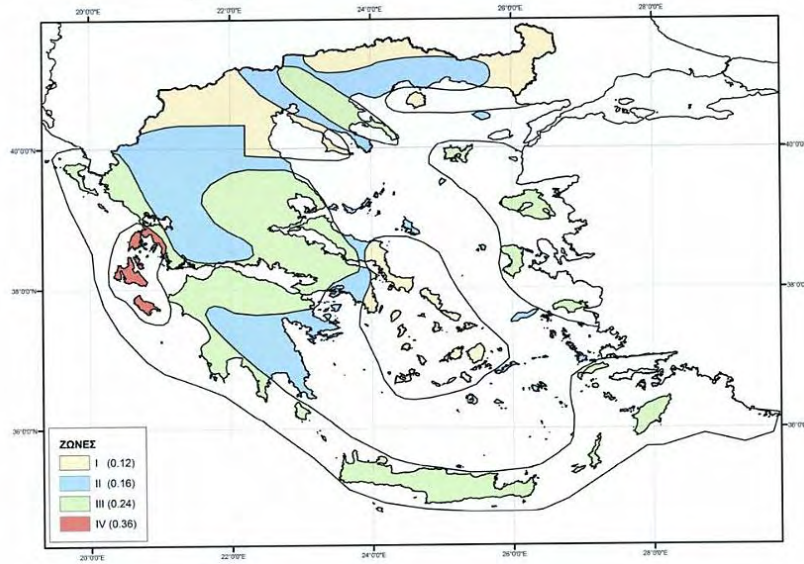
Σχήμα 3.8: Χαρακτηριστικά τυχαίας συνδετήριας δοκού θεμελίωσης στο πρόγραμμα FESPA

### 3.3.3 Σεισμικά χαρακτηριστικά περιοχής

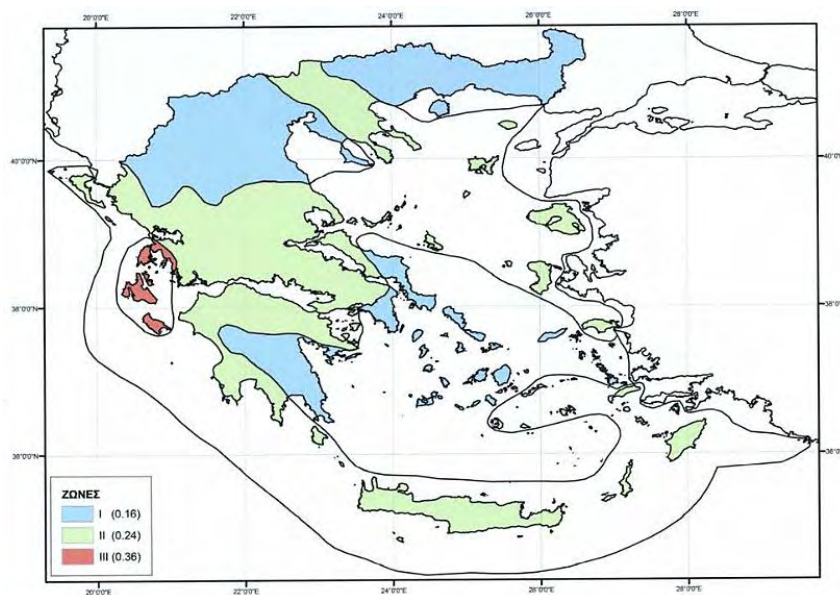
Σύμφωνα με την Τεχνική Έκθεση του τεύχους της μελέτης, η οποία συντάχθηκε το 1987, ο Δήμος Κοζάνης εμπεριέχεται με βάση το Σχήμα 3.9 στην σεισμική ζώνη II από τις τέσσερις που ίσχυαν με τον τότε Χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας (1986-1989). Με την αναθεώρηση των ζωνών το 2003, η σεισμική ζώνη που αντιστοιχίζεται στην περιοχή της Δυτικής Μακεδονίας είναι η ζώνη I η οποία παρουσιάζεται στο Σχήμα

3.10. Συνεπώς, η τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού της κατασκευής, συναρτήσει της επιτάχυνσης της βαρύτητας  $g$ , ισούται με

$$\varepsilon = 0.16g$$



Σχήμα 3.9: Παλιός Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας [22].



Σχήμα 3.10: Νέος Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας [22].



### 3.3.4 Φορτιστικό Προσομοίωμα Κατασκευής

Τα φορτία, με βάση την Τεχνική Έκθεση του έργου, αναγράφονται στον Πίνακα 3.3.

Πίνακας 3.3: Μόνιμα και Κινητά φορτία κτιρίου

Μόνιμες Φορτίσεις Κτιρίου	Ίδιο Βάρος Φορέα	Με βάση το ειδικό βάρος σκυροδέματος $\gamma_{σκ}=24 \text{ kN/m}^3$
	Επικάλυψη Πλακών	0.8 kN/m <sup>2</sup>
	Επικάλυψη Κλιμάκων	1.0 kN/m <sup>2</sup>
	Επικάλυψη Εξωστών	1.0 kN/m <sup>2</sup>
	Μπατικές Τοιχοποιίες	3.6 kN/m <sup>2</sup>
	Δρομικές Τοιχοποιίες	2.1 kN/m <sup>2</sup>
Κινητές Φορτίσεις Κτιρίου	Πλάκες Δαπέδων	2.0 kN/m <sup>2</sup>
	Κλικαμοστάσια	3.5 kN/m <sup>2</sup>
	Πλάκες Εξωστών	5.0 kN/m <sup>2</sup>

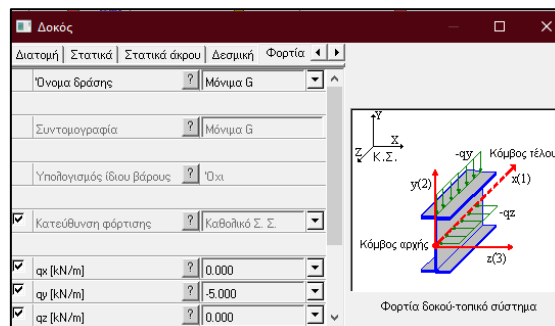
#### Μόνιμες Φορτίσεις

- Το Ίδιο Βάρος του φορέα υπολογίζεται αυτόματα με βάση το ειδικό βάρος σκυροδέματος και τις διαστάσεις των επιμέρους μελών του.
- Το φορτίο λόγω μπατικής τοιχοποιίας ασκείται στους γραμμικούς φορείς που προσομοιώνουν τα δοκάρια. Για ύψος ορόφου ίσο με  $h=3.0\text{m}$  και πάχος πλακών περίπου ίσο με  $h=0.25\text{m}$  (μαζί με επικαλύψεις), η τιμή του φορτίου μπατικής τοιχοποιίας που ασκήθηκε στα περιμετρικά δοκάρια ισούται με :

$$\text{Φορτίο Μπατικής Τοιχοποιίας} = 9 \text{ kN/m}$$

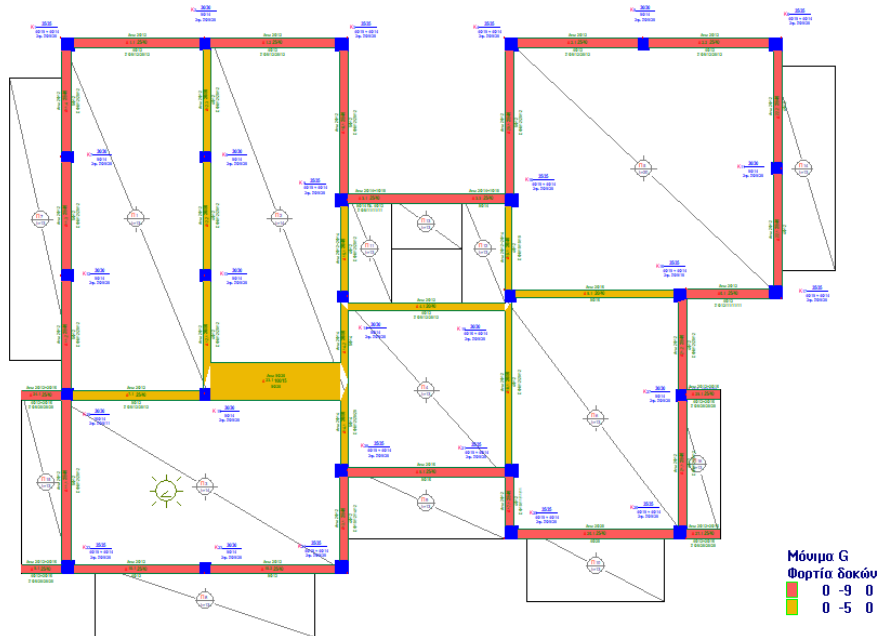
- Για ύψος ορόφου ίσο με  $h=3.0\text{m}$  και πάχος πλακών περίπου ίσο με  $h=0.20\text{m}$ , η τιμή του φορτίου μπατικής τοιχοποιίας που ασκήθηκε στα ενδιάμεσα δοκάρια ισούται με :

$$\text{Φορτίο Δρομικής Τοιχοποιίας} = 5 \text{ kN/m}$$



Σχήμα 3.11: Φορτίο δρομικής τοιχοποιίας τυχαίας ενδιάμεσης δοκού

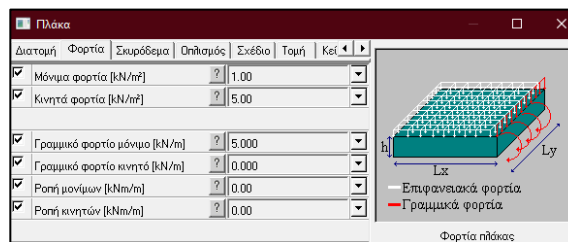
Στο Σχήμα 3.12 παρουσιάζεται το φορτιστικό προσομοίωμα της οροφής πρώτου ορόφου. Σημειώνεται ότι ασκούνται οι ίδιες φορτίσεις σε όλους τους ορόφους εκτός από την οροφή του τρίτου ορόφου όπου δεν ασκείται κάποιο φορτίο λόγω τοιχοποιίας, εφόσον δεν υπάρχουν δεδομένα για ύπαρξη δώματος.



Σχήμα 3.12: Μόνιμες φορτίσεις δοκών

### Κινητές Φορτίσεις

- Με βάση τις τιμές του Πίνακα 3.3 και το είδος της πλάκας, ασκούνται τα φορτία των πλακών.



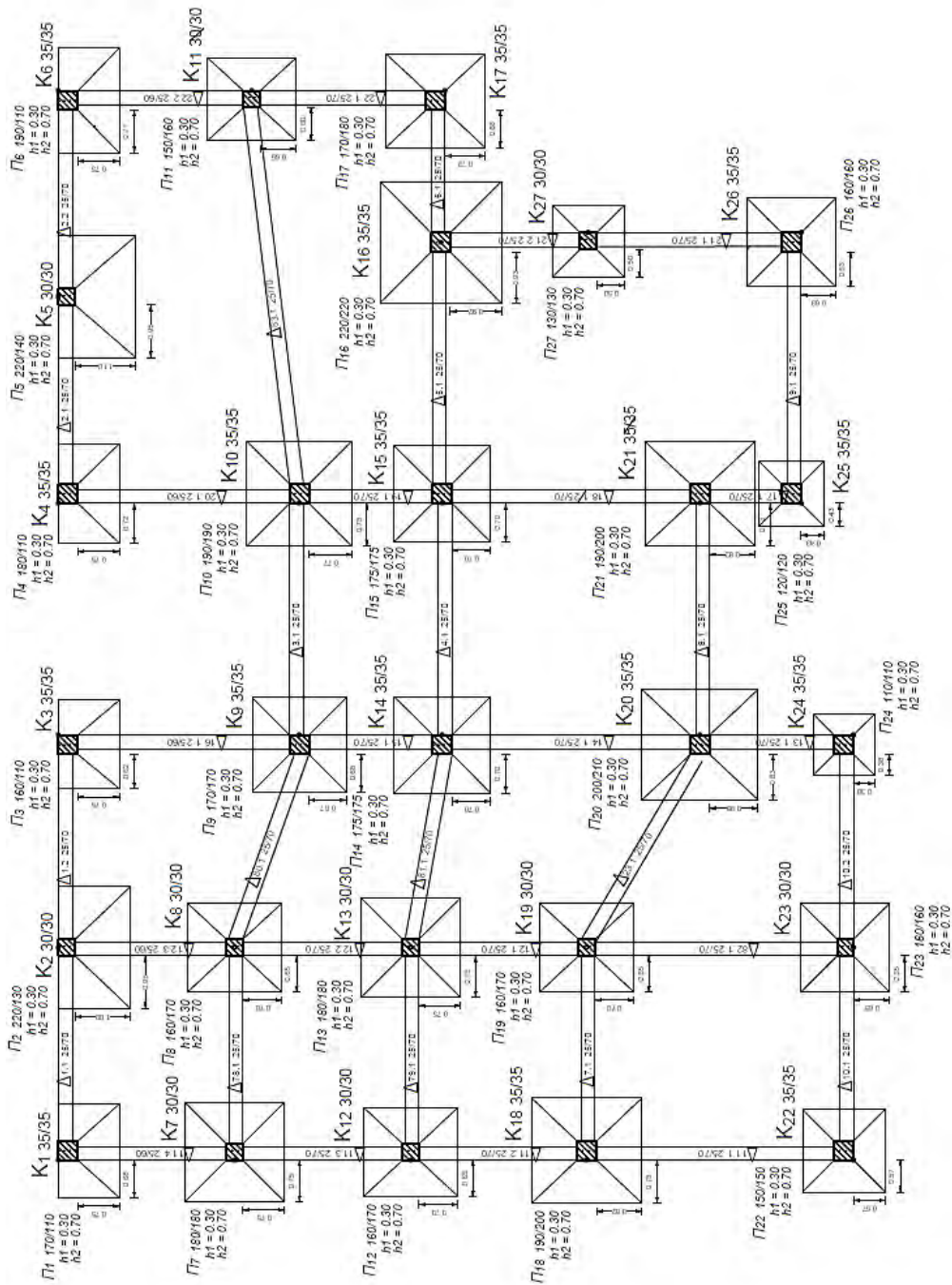
Σχήμα 3.13: Μόνιμα και Κινητά φορτία τυχαίας πλάκας εξώστη

## 3.4 Στάθμες Υφιστάμενου Κτιρίου

Εφόσον εισάχθηκαν στο πρόγραμμα η γεωμετρία του φορέα και εφαρμόστηκαν οι κατάλληλες φορτίσεις, προέκυψαν οι κατόψεις των στάθμεων των ορόφων του κτιρίου.

### 3.4.1 Στάθμη θεμελίωσης

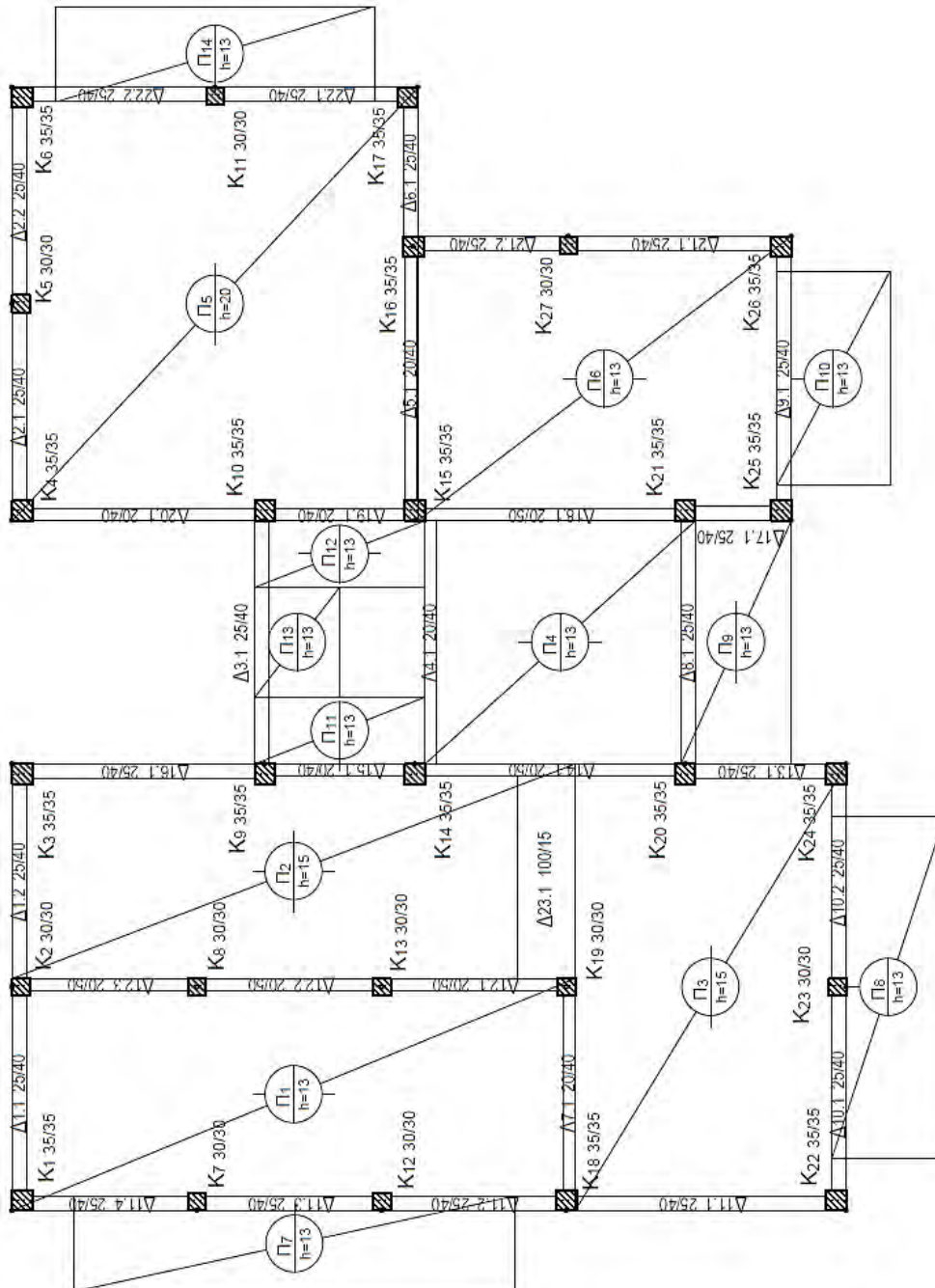
Όπως προαναφέρθηκε, η θεμελίωση αποτελείται από μεμονωμένα πέδιλα διάφορων διαστάσεων. Η στάθμη θεμελίωσης βρίσκεται -3.0 m κάτω από τη στάθμη του εδάφους. Στο Σχήμα 3.14 απεικονίζεται η κάτοψη της θεμελίωσης.



Σχήμα 3.14: Κάτοψη θεμελίων

### 3.4.2 Στάθμη οροφής ισογείου

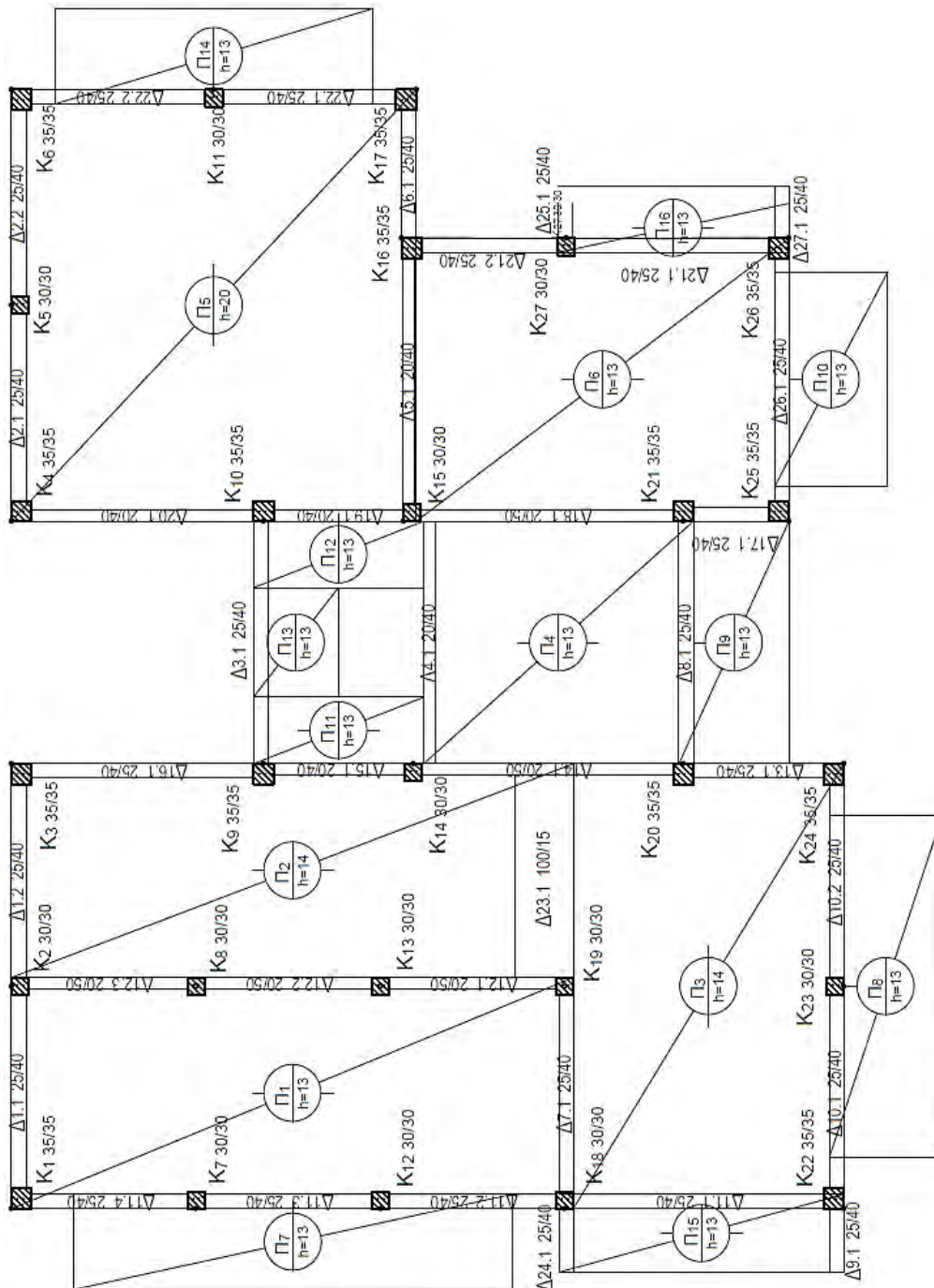
Η χρήση του ισογείου είναι καθαρά για τη στάθμευση των οχημάτων των κατοίκων της οικοδομής. Η στάθμη του ισογείου βρίσκεται +2.70 m πάνω από τη στάθμη του εδάφους. Στο Σχήμα 3.15 απεικονίζεται η κάτοψη της οροφής του ισογείου.



Σχήμα 3.15: Κάτοψη οροφής ισογείου

### 3.4.3 Στάθμη Οροφής Πρώτου Ορόφου

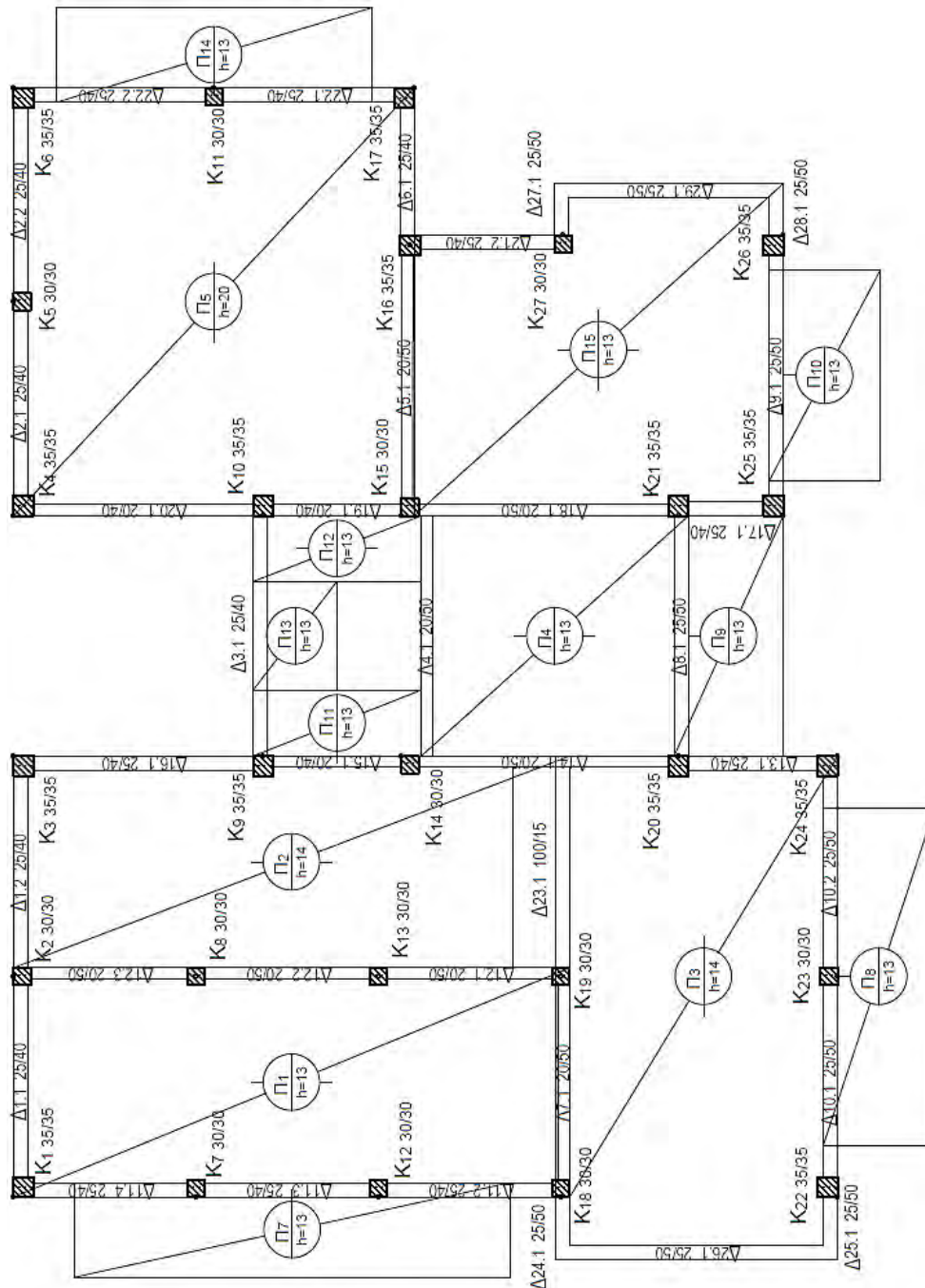
Ο πρώτος όροφος καθώς και όλοι οι υπόλοιποι όροφοι, έχει τη χρήση κατοικίας. Βρίσκεται +5.80m πάνω από τη στάθμη του εδάφους. Στο Σχήμα 3.16 απεικονίζεται η κάτοψη της οροφής του πρώτου ορόφου.



Σχήμα 3.16: Κάτοψη οροφής πρώτου ορόφου

### 3.4.4 Στάθμη Οροφής Δεύτερου Ορόφου

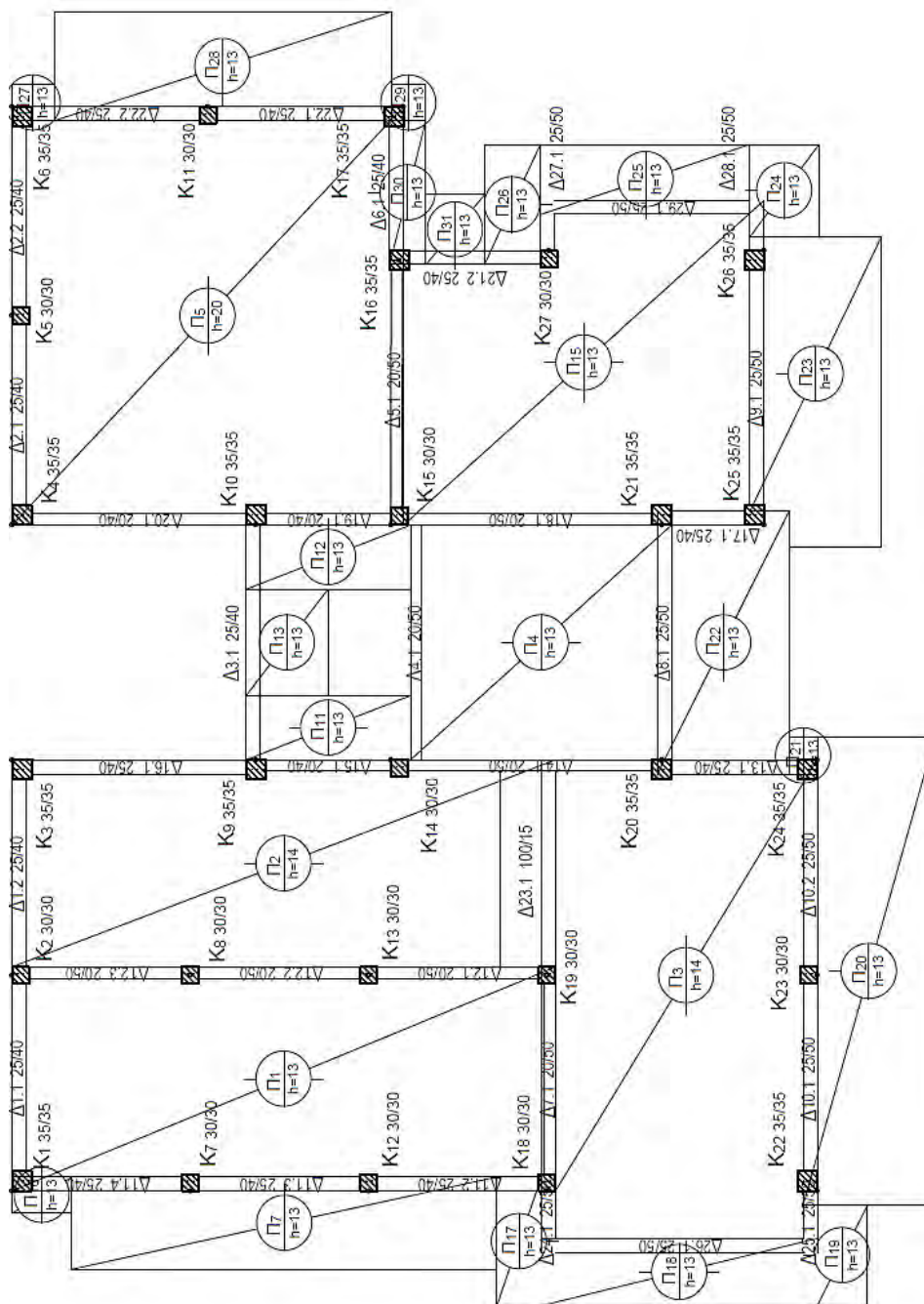
Η χρήση του δεύτερου ορόφου είναι αυτή της κατοικίας. Βρίσκεται +8.90m πάνω από τη στάθμη του εδάφους. Στο Σχήμα 3.17 απεικονίζεται η κάτοψη της οροφής του δεύτερου ορόφου.



Σχήμα 3.17: Κάτοψη οροφής δεύτερου ορόφου

### 3.4.5 Στάθμη Οροφής Τρίτου Ορόφου

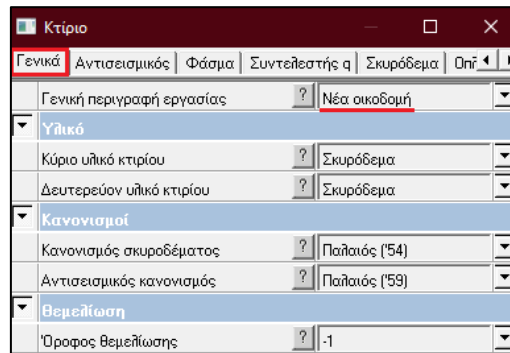
Και ο τρίτος όροφος έχει τη χρήση κατοικίας. Βρίσκεται + 11.90 m πάνω από τη στάθμη του εδάφους. Στο Σχήμα 3.18 απεικονίζεται η κάτοψη της οροφής του τρίτου ορόφου.



Σχήμα 3.18: Κάτοψη οροφής τρίτου ορόφου

### 3.5 Υπολογισμός αρχικού οπλισμού κατασκευής

Η πρώτη εκτίμηση του οπλισμού θα γίνει με βάση τους ισχύοντες Κανονισμούς τη χρονολογία κατασκευής της οικοδομής. Το κτίριο χτίστηκε με βάση τον Ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 με πρόσθετες διατάξεις του 1985. Το κτίριο επιλύεται ως «Νέα Οικοδομή» με εφαρμογή των κανονισμών αυτών και προκύπτει ο οπλισμός αυτού σύμφωνα με το Λογισμικό FESPA-R. Ακολουθεί η διόρθωση του οπλισμού σύμφωνα με τα σχέδια του τεύχους διότι δεν είναι αντιπροσωπευτικός. Οι παράμετροι που επιλέγονται για την επίλυση αυτή εμφανίζονται στο Σχήμα 3.19 [1,23].



Κτίριο	
Γενικά	Αντισεισμικός
Φάσμα	Συντελεστής α
Σκυρόδεμα	Οπ
Γενική περιγραφή εργασίας	Νέα οικοδομή
<b>Υλικό</b>	
Κύριο υλικό κτιρίου	Σκυρόδεμα
Δευτερεύον υλικό κτιρίου	Σκυρόδεμα
<b>Κανονισμοί</b>	
Κανονισμός σκυροδέματος	Παλαιός ('54)
Αντισεισμικός κανονισμός	Παλαιός ('59)
<b>Βεμελίωση</b>	
Όροφος βεμελίωσης	-1

Σχήμα 3.19: Παράμετροι για τον αρχικό υπολογισμό του οπλισμού της οικοδομής





### Αποτίμηση Κτιρίου με Ανελαστική Ανάλυση Pushover

#### 4.1 Καθορισμός Παραμέτρων Ανελαστικής Ανάλυσης Pushover

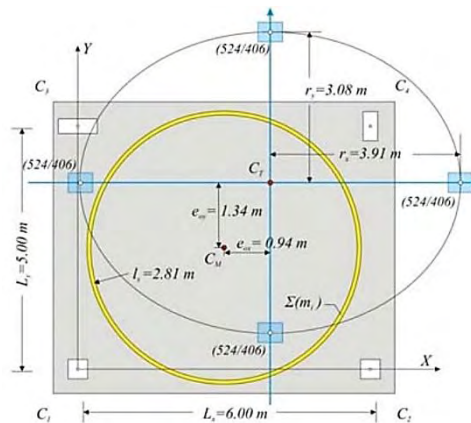
Με την εισαγωγή της γεωμετρίας του φορέα και την άσκηση των φορτίων ολοκληρώθηκε το πρώτο κομμάτι της προσομοίωσης. Έπειτα ακολούθησε μια προσεγγιστική επίλυση του φορέα, με σκοπό την παραγωγή οπλισμών σύμφωνα με το πρόγραμμα FESPA, και στη έπειτα ακολούθησε η διόρθωση του οπλισμού αυτού με βάση τα στατικά σχέδια του τεύχους του έργου. Για την εφαρμογή της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης Pushover θα πρέπει να καθοριστούν ορισμένες βασικές παράμετροι όπως είναι το είδος του κτιρίου ως προς την κανονικότητα του σε κάτοψη και όψη και ως προς τη διαφραγματική του λειτουργία, η επιλογή της στάθμης επιτελεστικότητας και αξιοπιστίας των δεδομένων καθώς και το φάσμα απόκρισης.

##### 4.1.1 Διαφραγματική Λειτουργία Κτιρίου

Το διάφραγμα ορίζεται ως ένα άκαμπτο και απαραμόρφωτο οριζόντιο στοιχείο που αποτελείται από τις πλάκες στο σκελετό ενός ορόφου. Η διαφραγματική λειτουργία παίζει καθοριστικό ρόλο στη λειτουργία του φέροντος οργανισμού, ιδιαίτερα στην περίπτωση του σεισμού όπου οι κύριες εντάσεις προκύπτουν από οριζόντιες δυνάμεις. Οι δίσκοι των δαπέδων ενεργούν ως οριζόντια διαφράγματα που συλλέγουν και μεταφέρουν τις αδρανειακές δυνάμεις στα κατακόρυφα φέροντα συστήματα και εξασφαλίζουν ότι τα συστήματα αυτά συνεργάζονται αποτελεσματικά στην ανάληψη της οριζόντιας σεισμικής δράσης [24].

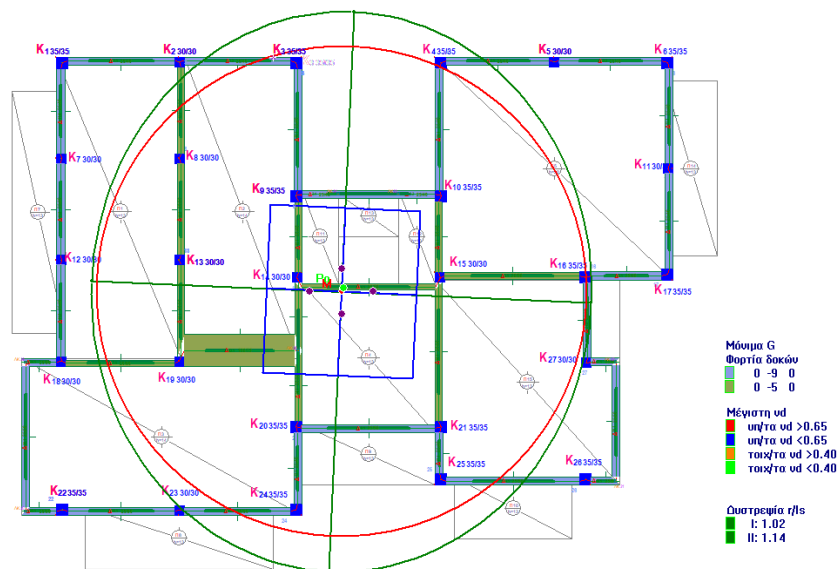
Η αδρανειακή συμπεριφορά της συνολικής μάζας ενός διαφράγματος περιγράφεται από την ισοδύναμη κατανομή της μάζας σε ένα δακτύλιο με κέντρο το κέντρο μάζας  $C_M$  και ακτίνα κύκλου την ακτίνα αδράνειας  $I_s$ . Τονίζεται ότι οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις εξασκούνται σε κάθε σημείο που υπάρχει μάζα. Η συνισταμένη όμως ασκείται στο κέντρο μάζας.

Η στρεπτική συμπεριφορά ενός ορόφου περιγράφεται από την ελλειψοειδή γραμμή δυστρεψίας που παριστάνει την ισοδύναμη κατανομή της δυσκαμψίας του διαφράγματος, με κέντρο έλλειψης το κέντρο ελαστικής στροφής  $C_T$ . Επιθυμητό είναι τα δύο κέντρα,  $C_M$  και  $C_T$ , να βρίσκονται όσο το δυνατόν πιο κοντά μεταξύ τους και ο κύκλος του δακτυλίου με κέντρο το κέντρο μάζας να βρίσκεται εντός της έλλειψης με κέντρο το κέντρο ελαστικής στροφής, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.1.



Σχήμα 4.1: Σχηματική απεικόνιση αδρανειακής και στρεπτικής συμπεριφοράς [13,25].

Για το υπό μελέτη δόμημα, εκ πρώτης όψεως παρατηρείται ότι η κατανομή της δυσκαμψίας του είναι σχετικά ομοιόμορφη καθ' ύψος και σε κάτοψη, κάτι που επαληθεύεται μέσω των υπολογισμών του προγράμματος στο Σχήμα 4.2.



Σχήμα 4.2: Σχηματική απεικόνιση αδρανειακής και στρεπτικής συμπεριφοράς του κτιρίου μελέτης (Δεύτερος όροφος)



Μελετώντας το Σχήμα 4.2 προκύπτουν οι εξής παρατηρήσεις:

- Το κέντρο μάζας, σημείο M βρίσκεται σε πολύ κοντινή απόσταση με το τον πόλο στροφής, P<sub>o</sub>, που σχεδόν το επικαλύπτει.
- Ο κύκλος του δακτυλίου, με κέντρο το σημείο M βρίσκεται εντός του χωρίου της έλλειψης με κέντρο το σημείο P<sub>o</sub>.

#### 4.1.2 Κανονικότητα σε κάτοψη και όψη

Το κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος, ανάλογα με τη συμπεριφορά τους υπό οριζόντιες σεισμικές δράσεις, κατατάσσονται σε στατικά συστήματα. Η οικοδομή της παρούσας διπλωματικής εργασίας χαρακτηρίζεται ως Πλαισιωτό Σύστημα διότι αποτελείται εξ' ολοκλήρου από υποστυλώματα [21].

##### Κανονικότητα σε κάτοψη

Για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε κάτοψη θα πρέπει κυρίως να είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες. Η συμμετρία αφορά κυρίως στην αντοχή σε οριζόντια φορτία και την κατανομή της μάζας. Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης  $x$  και  $y$ , η στατική εκκεντρότητα  $e_{ox}$  και η ακτίνα δυστρεψίας  $r_x$  θα πρέπει να ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες οι οποίες δίνονται για την διεύθυνση  $y$  της ανάλυσης:

$$e_{ox} \leq 0.30 * r_x \quad (4.1)$$

$$r_x \geq I_s \quad (4.2)$$

όπου

$e_{ox}$ : Απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας, C<sub>T</sub>, και του κέντρου μάζας, C<sub>M</sub>, που μετράται κατά την διεύθυνση  $x$ , κάθετη στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης

$r_x$ : Τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστρεψίας προς την μεταφορική δυσκαμψία στην διεύθυνση  $y$  («ακτίνα δυστρεψίας»), και

$I_s$ : Ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη (τετραγωνική ρίζα του λόγου ( $\alpha$ ) της πολικής ροπής αδρανείας της μάζας της πλάκας του ορόφου σε κάτοψη, ως προς το κέντρο

Σύμφωνα με το υπόμνημα του Σχήματος 4.2, το κτίριο θα μπορούσε να χαρακτηριστεί συμμετρικό ενώ το κριτήριο της στρεπτικής δυσκαμψίας ικανοποιείται και στις δύο διευθύνσεις.

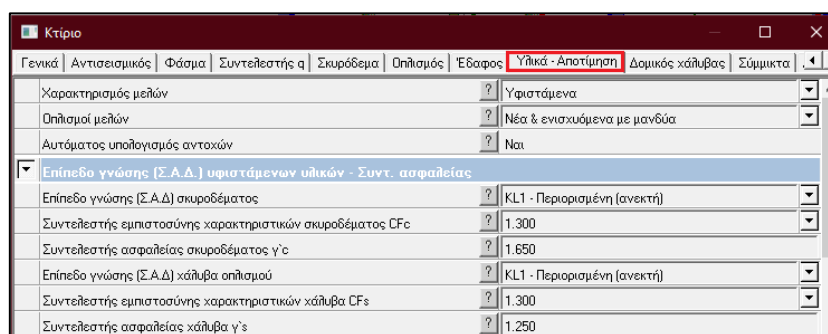
### Κανονικότητα σε όψη

Για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε όψη θα πρέπει κυρίως τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων, όπως είναι τα πλαίσια, να είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου. Επιπροσθέτως, η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων να παραμένουν σταθερές ή να μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές, από τη βάση προς την κορυφή ενός κτιρίου. Ένα εξαιρεθούν τέσσερα υποστυλώματα τα οποία παρουσιάζουν μια βαθμιαία μείωση της διατομής τους καθ' ύψος, το δόμημα μπορεί να χαρακτηριστεί ως κανονικό σε όψη.

### 4.1.3 Καθορισμός Στάθμης Επιτελεστικότητας και Αξιοπιστίας Δεδομένων

#### Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων

Για την αποτίμηση του υφιστάμενου κτιρίου της συγκεκριμένης διπλωματικής εργασίας πραγματοποιήθηκαν ελλειπίες έλεγχοι ως προς την ποιότητα των δομικών υλικών των μελών. Συνεπώς, από τις τρεις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων που αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 1, επιλέχθηκε το επίπεδο γνώσης «KL1-Περιορισμένη (Ανεκτή)» όσον αφορά στο σκυρόδεμα και στον χάλυβα.



Γενικά	Αντισεισμικός	Φάσμα	Συντελεστής α	Σκυρόδεμα	Οπλισμός	Έδαφος	Υλικά - Αποτίμηση	Δομικός χάλυβας	Σύμμικτα
Χαρακτηρισμός μελών							Υφιστάμενα		
Οπλισμοί μελών							Νέα & ενισχυόμενα με μανδύα		
Αυτόματος υπολογισμός αντοχών							Ναι		
<b>Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) υφιστάμενων υλικών - Συντ. ασφαλείας</b>									
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) σκυροδέματος							KL1 - Περιορισμένη (ανεκτή)		
Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών σκυροδέματος CFc							1.300		
Συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος γ'c							1.650		
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) χάλυβα οπλισμού							KL1 - Περιορισμένη (ανεκτή)		
Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών χάλυβα CFs							1.300		
Συντελεστής ασφαλείας χάλυβα γ's							1.250		

Σχήμα 4.3: Επιλογή Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων (FESPA)

#### Στάθμες Επιτελεστικότητας

Η υπό μελέτη οικοδομή ανήκει στην κατηγορία των συνήθων κτιρίων Σπουδαιότητας II. Σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Πίνακα 4.1, το κτίριο θα πρέπει

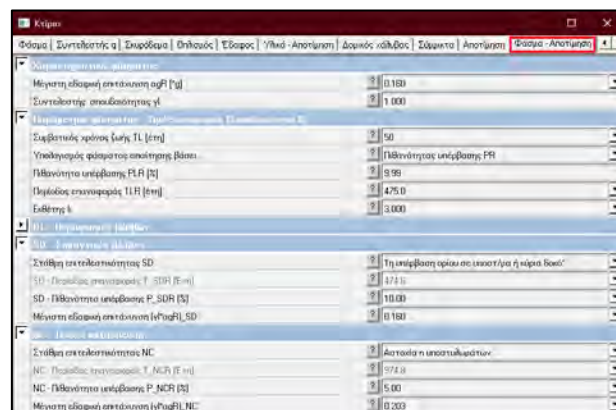
να πληροί τους ελέγχους για τις στάθμες B<sub>2</sub> (SD) και Γ<sub>1</sub> (NC). Για την συγκεκριμένη μελέτη επάρκειας επιλέγεται να αντιμετωπιστεί το κτίριο ως κτίριο Σπουδαιότητας III ή IV έτσι ώστε να μελετηθεί η συμπεριφορά του στις δυσμενέστερες συνθήκες. Υπό τις νέες συνθήκες, το κτίριο θα πρέπει να πληροί τους ελέγχους για τις στάθμες B<sub>1</sub> (SD) και Γ<sub>0</sub> (NC). Εφόσον αυξήθηκαν οι απαιτήσεις, αναμένεται να προκύψουν πιο χαμηλά τα όρια των στροφών οδηγώντας, εν γένει, σε ανάγκη ενίσχυσης περισσότερων μελών [1,5].

Πίνακας 4.1: Πρόταση επιτροπής ΚΑΝ.ΕΠΕ. σχετικά με τους ελάχιστους στόχους αποτίμησης [5].

Κατηγορία σπουδαιότητας	Πρόταση επιτροπής ΚΑΝ.ΕΠΕ. για στόχους αποτίμησης ή ανασχεδιασμού	Πιθανοί συνδυασμοί στόχων	απαιτήση
I	A1, A2, B1, B2, Γ1, Γ2	Γ2 (μόνο για σπ. I)	πολύ χαμηλή
		B2+Γ1	Ελάχιστη
		A3+B2+Γ1	Συνιστώμενη
II	A1, A2, B1, B2, Γ1	A2+B1+Γ0	Μέση
		A1	υψηλή
		B1+Γ0	Χαμηλή
III & IV	A1, A2, B1	A2+B1	Ελάχιστη
		A2+B1+Γ0	Συνιστώμενη
		A1	υψηλή

Με βάση το Σχήμα 1.1, ισχύει ότι:

- Για τη στάθμη B<sub>1</sub> (SD), η πιθανότητα υπέρβασης εντός 475 ετών είναι 10% με εδαφική επιτάχυνση  $a_g=0.16$ .
- Για τη στάθμη Γ<sub>0</sub> (NC), η πιθανότητα υπέρβασης εντός 975 ετών είναι 5% με εδαφική επιτάχυνση  $a_g=0.203$ .



Σχήμα 4.4: Επιλογή Στάθμεων Επιτελεστικότητας (FESPA)

## 4.2 Εφαρμογή Ανελαστικής Ανάλυσης Pushover

Μετά τον καθορισμό των παραμέτρων της ανελαστικής ανάλυσης Pushover, επόμενο βήμα αποτελεί η εφαρμογή της. Όπως ήδη προαναφέρθηκε, η τριώροφη οικοδομή δεν εμπεριέχει καθόλου τοιχώματα με αποτέλεσμα τη μείωση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής προς όλες τις διευθύνσεις. Με βάση τον ΕΚ8, §4.3.3.2.3, η κατανομή των οριζόντων σεισμικών φορτίων στις δύο διευθύνσεις επιλέγεται να είναι:

1. *Ομοιόμορφη*, όπου η επιβαλλόμενη σε κάθε βήμα οριζόντια δύναμη,  $F_i$ , είναι ανάλογη της μάζας του,  $m_i$ , και δίνεται από τη Σχέση 4.3.

$$F_i = F_b * \frac{m_i}{m_j} \quad (4.3)$$

2. *Ιδιομορφική*, όπου η δύναμη  $F_i$  καθορίζεται και από το μέγεθος της μετατόπισης της μάζας,  $s_i$ , στη θεμελιώδη ιδιομορφή κατά  $x$  ή  $z$  με βάση τη Σχέση 4.4

$$F_i = F_b * \frac{s_i * m_i}{\sum s_j * m_j} \quad (4.4)$$

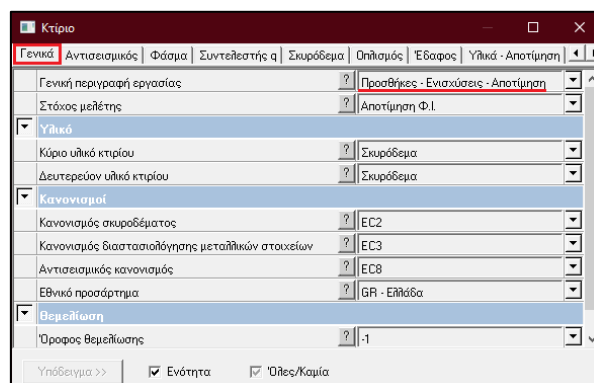
όπου :

$F_i$ : Το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο  $i$

$F_b$ : Η σεισμική τέμνουσα βάσεως

$s_i, s_j$ : Οι μετακινήσεις των μαζών των ορόφων  $m_i, m_j$  που αντιστοιχούν στη θεμελιώδη ιδιομορφή.

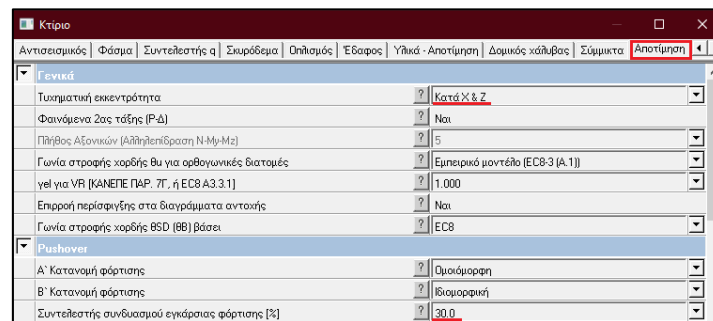
Το κτίριο στη φάση της ανάλυσης αντιμετωπίζεται ως «Υφιστάμενη Κατασκευή» με στόχο την αποτίμηση της Φέρουσας Ικανότητας κάνοντας χρήση τους ισχύοντες Κανονισμούς, τον Ευρωκώδικα 2 και 8 [4,21].



Σχήμα 4.5: Επιλογή Παραμέτρων Ανελαστικής Ανάλυσης Pushover (FESPA)

Ο κόμβος ελέγχου προσδιορίστηκε αυτόματα από το πρόγραμμα και βρίσκεται στον τρίτο όροφο της οικοδομής και συγκεκριμένα στο υποστύλωμα 14, στο κέντρο της κάτοψης.

Επιπροσθέτως, το πλήθος των ανελαστικών αναλύσεων καθορίζεται ανάλογα με την επιλογή για την εγκάρσια συνιστώσα της φόρτισης και την τυχηματική εκκεντρότητα. Στη παρούσα μελέτη, εξετάζονται οι περιπτώσεις τυχηματικής εκκεντρότητας στις διευθύνσεις φόρτισης  $\pm X$  και  $\pm Z$  με συντελεστή συνδυασμού εγκάρσιας φόρτισης ίσο με 30%. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.4.9 & 5.7.3.6(γ), το κτίριο πρέπει να αναλύεται για φορτία σε δύο διευθύνσεις με λόγο των αντίστοιχων τεμνουσών βάσεως 100/30 και 30/100, χωριστά.



Σχήμα 4.6: Επιλογή Τυχηματικής Εκκεντρότητας (FESPA)

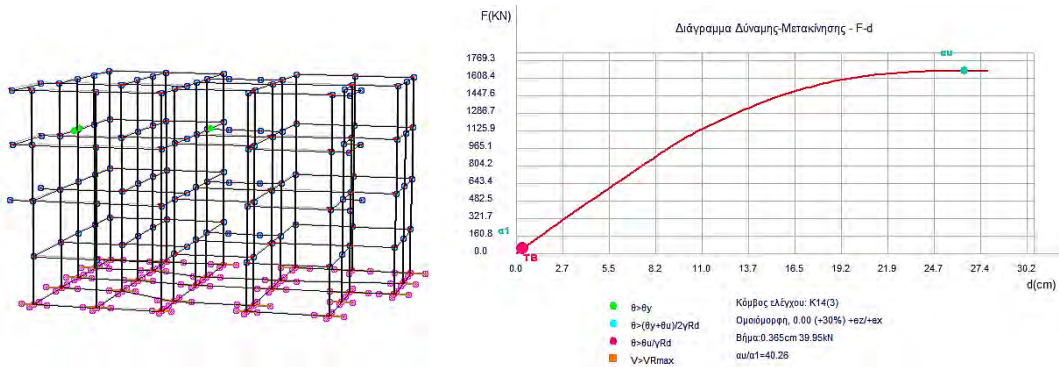
### 4.3 Αποτελέσματα Ανελαστικής Ανάλυσης Pushover

Για την αποτίμηση της Φέρουσας Ικανότητας στις δύο διευθύνσεις και για ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης, αξιολογούνται τα εξής αποτελέσματα της ανάλυσης Pushover:

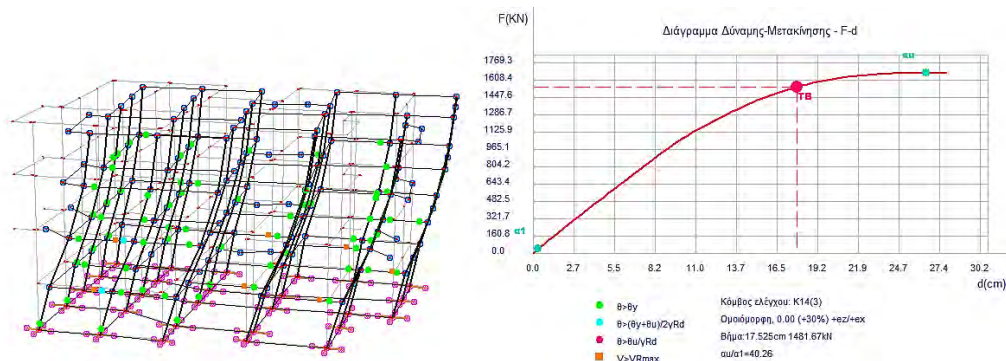
1. Το Διάγραμμα Δύναμης – Μετατόπισης (F-d) τη στιγμή της δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης, μια τυχαία χρονική στιγμή κατά τη διαρροή και τη στιγμή της κατάρρευσης.
2. Η Καμπύλη Απαίτησης – Ικανότητας (ADRS) με βάση τις στάθμες επιτελεστικότητας που επιλέχθηκαν
3. Η σεισμική επάρκεια του εκάστοτε μέλους για να ελεγχθεί η πιθανότητα τυχόν ενίσχυσης αυτών.

### 4.3.1 Διάγραμμα Δύναμης-Μετατόπισης στη διεύθυνση X

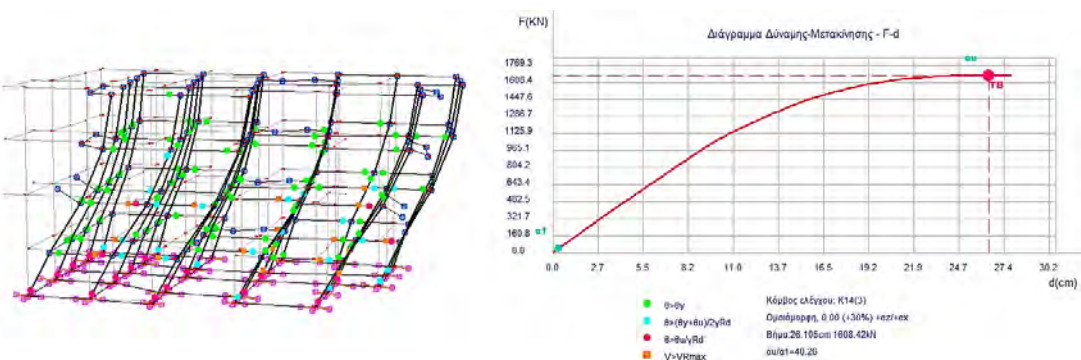
Στην ενότητα αυτή παρατίθεται το Διάγραμμα Δύναμης – Μετατόπισης (F-d) με ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης στη διεύθυνση X τη στιγμή της δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης, Σχήμα 4.7, κατά τη διαρροή, Σχήμα 4.8, και τη στιγμή της κατάρρευσης, Σχήμα 4.9.



Σχήμα 4.7: Διάγραμμα F-d (x) – Στιγμή δημιουργίας πρώτης πλαστικής άρθρωσης



Σχήμα 4.8: Διάγραμμα F-d (x) – Τυχαία χρονική στιγμή κατά τη διαρροή του φορέα



Σχήμα 4.9: Διάγραμμα F-d (x) – Στιγμή κατάρρευσης του φορέα

Παρατηρώντας τα Σχήματα 4.7- 4.9, προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:





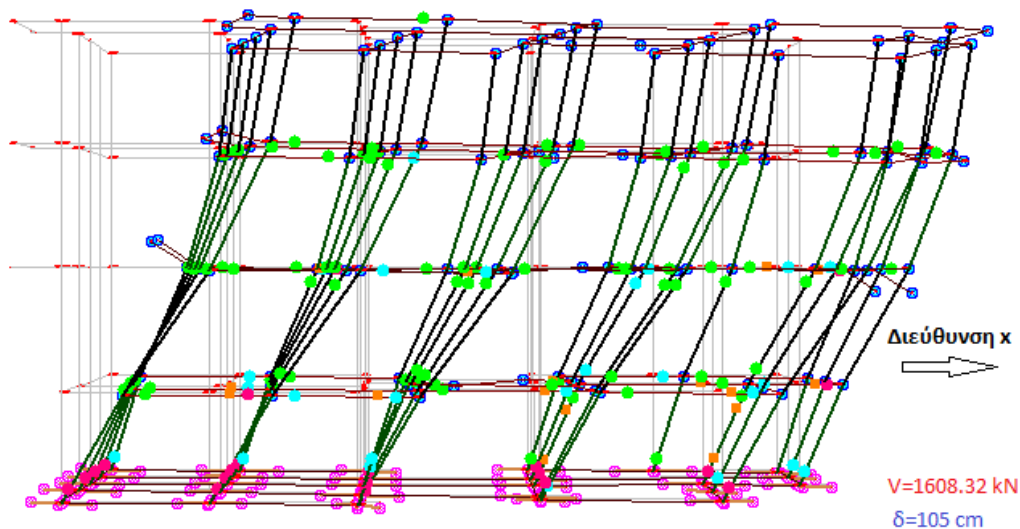
- Λόγος Υπεραντοχής  $\lambda = a_u/a_1$ : Ο λόγος υπεραντοχής που προέκυψε με την εφαρμογή της ανάλυσης ισούται με  $\lambda = 40.26$ . Παρατηρείται ότι η τιμή του είναι αρκετά μεγάλη, κάτι το οποίο αναμενόταν εφόσον δεν υπάρχουν τοιχώματα στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, καθιστώντας τον φορέα πλάστιμο.
- Σημείο  $a_1$ : Μέχρι το σημείο  $a_1$ , το κτίριο συμπεριφέρεται ελαστικά. Η πρώτη πλαστική άρθρωση του φορέα εμφανίζεται στη δοκό Δ11.2 στη στάθμη της οροφής του δεύτερου ορόφου. Αυτό σημαίνει ότι η στροφή του μέλους Δ11.2, ξεπέρασε την τιμή του ορίου διαρροής,  $\theta_y$ . Η συγκεκριμένη δοκός διαρρέει στο σημείο ένωσης με υποστύλωμα στον κόμβο 12(2). Στο σημείο αυτό η τιμή της τέμνουσας που αντιστοιχίζεται η πρώτη διαρροή ισούται με  $V = 39.95$  kN με μετακίνηση οροφής ίση με 0.365 cm. Είναι φανερό ότι η πρώτη πλαστική άρθρωση εμφανίζεται σε πολύ μικρό χρονικό διάστημα. Αυτό συμβαίνει διότι ο φορέας είναι μεγάλης πλαστιμότητας. Επιπλέον, σημειώνεται ότι δημιουργήθηκαν πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς Δ11.3 και Δ16.1, σχεδόν ταυτόχρονα με τη δοκό Δ11.2.
- Διάστημα μεταξύ των σημείων  $a_1$ - $a_u$ : Στο διάστημα αυτό, η κατασκευή συμπεριφέρεται ανελαστικά και δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις σε δοκούς και υποστυλώματα. Σύμφωνα με το υπόμνημα του Σχήματος 4.8, ορισμένα μέλη ανέπτυξαν τέμνουσα δύναμη,  $V$ , μεγαλύτερη της μέγιστης επιτρεπόμενης τέμνουσας βάσης,  $V_{R,max}$ . Επιπλέον, εμφανίζονται τα μέλη που δεν ικανοποιούν τον περιορισμό της στάθμης επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών (SD)», Σχέση 1.2., δηλαδή ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί σημαντικές βλάβες με εμφάνιση σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων.
- Σημείο  $a_u$ : Το σημείο  $a_u$  αντιπροσωπεύει την κατάρρευση της κατασκευής. Αυτό σημαίνει ότι το κτίριο έχει εξαντλήσει όλες τις δικλίδες ασφαλείας όσον αφορά την αντοχή του και από υπερστατικό φορέα μετατρέπεται σε μηχανισμό. Από το Σχήμα 4.9 είναι εμφανές ότι ελάχιστα μέλη δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις της στάθμης επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση (NC)», Σχέση 1.4, ενώ τα περισσότερα μέλη δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις της στάθμης επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών (SD)». Η τιμή της τέμνουσας που

δημιουργείται ο μηχανισμός κατάρρευσης ισούται με  $V_x=1608.32$  kN με μετακίνηση οροφής ίση με  $\delta_x=105$  cm.

Στον Πίνακα 4.2 παρατίθενται συγκεντρωτικά οι τιμές των τεμνουσών βάσεων του κτιρίου και των αντίστοιχων μετακινήσεων της οροφής αυτού για τις περιπτώσεις που προαναφέρθηκαν. Επιπλέον, στο Σχήμα 4.10 απεικονίζεται ο μηχανισμός κατάρρευσης του φορέα κατά την επιβολή της ομοιόμορφης κατανομής φορτίων στη διεύθυνση X.

Πίνακας 4.2: Τιμή τέμνουσας βάσης, μετακίνησης κορυφής και λόγου υπεραντοχής στις θέσεις  $\alpha_1$  και  $\alpha_u$  στη διεύθυνση X.

	Τέμνουσα Βάσης, $V_x$ (kN)	Μετακίνηση Κορυφής, $\delta_x$ (cm)
Σημείο διαρροής, $\alpha_1$	39.95	0.365
Σημείο κατάρρευσης, $\alpha_u$	1608.32	105
Λόγος υπεραντοχής, $\alpha_1/\alpha_u$	40.26	
Δείκτης πλαστιμότητας $\delta_1/\delta_u$	287.67	



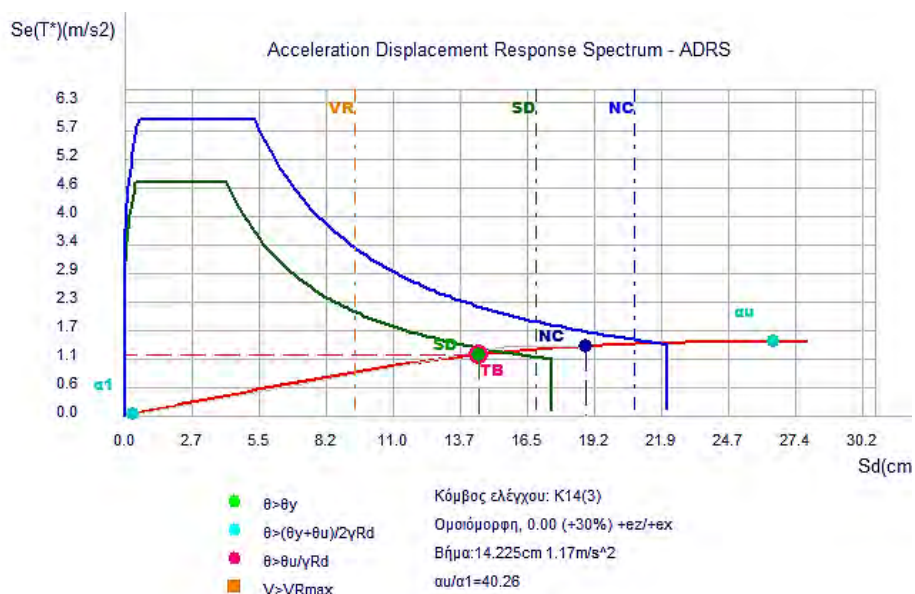
Σχήμα 4.10: Μηχανισμός Κατάρρευσης κτιρίου κατά τη διεύθυνση X

#### 4.3.2 Διάγραμμα Απαιτήσης – Ικανότητας στη διεύθυνση X

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζεται το διάγραμμα απαιτήσης – ικανότητας του δομήματος για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας για ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης κατά τη διεύθυνση x. Σύμφωνα με το υπόμνημα του Σχήματος 4.11. και 4.12, η κόκκινη

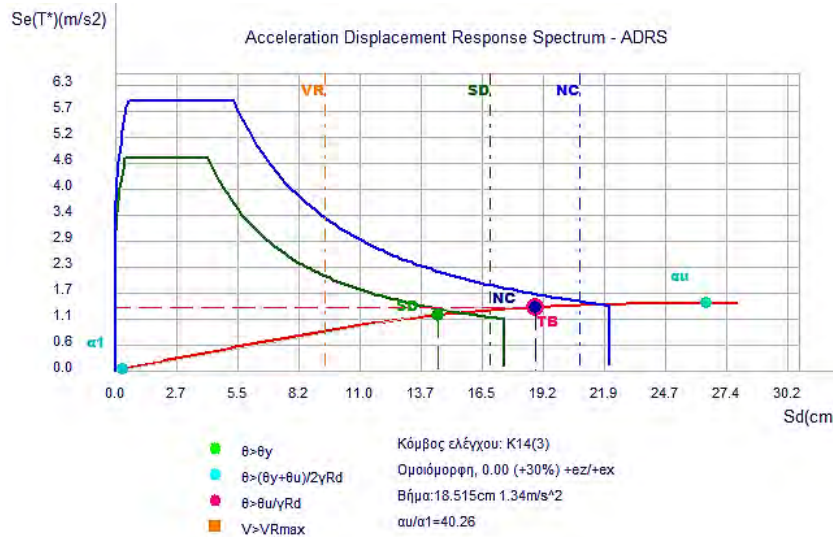
καμπύλη είναι η καμπύλη αντίστασης του δομήματος όπου πάνω της σημειώνονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις των στάθμων επιτελεστικότητας που επιλέχθηκαν καθώς και οι αντίστοιχες ικανότητες μετακίνησης. Για να οριστεί η τριώροφη οικοδομή που μελετάται ως επαρκή στις απαιτήσεις της αποτίμησης, θα πρέπει η ικανότητα μετακίνησης της κατασκευής να είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη, δηλαδή θα πρέπει η διακεκομμένη ευθεία να βρίσκεται δεξιά της αντίστοιχης κουκίδας ίδιου χρώματος. Για την καμπύλη αντίστασης ισχύει ότι:

- Η πράσινη κουκίδα συμβολίζει τη στοχευόμενη μετακίνηση της στάθμης επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών (SD)», όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.11. Η κατακόρυφη διακεκομμένη ευθεία ίδιου χρώματος αντιπροσωπεύει την ικανότητα μετακίνησης της ίδια στάθμης. Παρατηρείται ότι ικανοποιείται το κριτήριο επάρκειας της κατασκευής για τη στάθμη αυτή εφόσον η διακεκομμένη ευθεία βρίσκεται δεξιά της πράσινης κουκίδας.



Σχήμα 4.11: Διάγραμμα Απαιτήσης – Ικανότητας (ADRS) κατά X-Όριο επιτελεστικότητας SD

- Σύμφωνα με το Σχήμα 4.12, η μπλε κουκίδα συμβολίζει τη στοχευόμενη μετακίνηση της στάθμης επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση (NC)». Η κατακόρυφη μπλε διακεκομμένη ευθεία συμβολίζει την ικανότητα μετακίνησης της στάθμης NC. Παρατηρείται ότι ικανοποιείται το κριτήριο επάρκειας της κατασκευής για τη στάθμη αυτή διότι η διακεκομμένη ευθεία βρίσκεται δεξιά της μπλε κουκίδας.

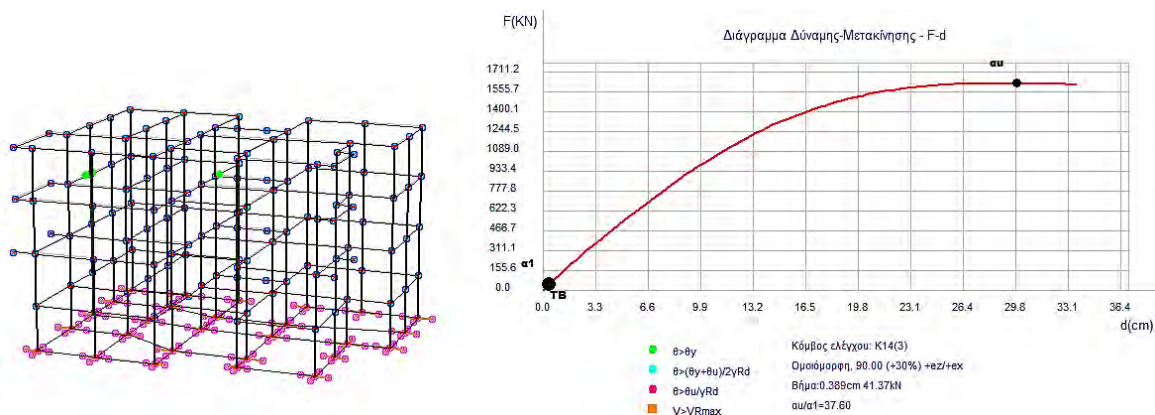


Σχήμα 4.12: Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (ADRS) κατά X – Όριο επιτελεστικότητας NC

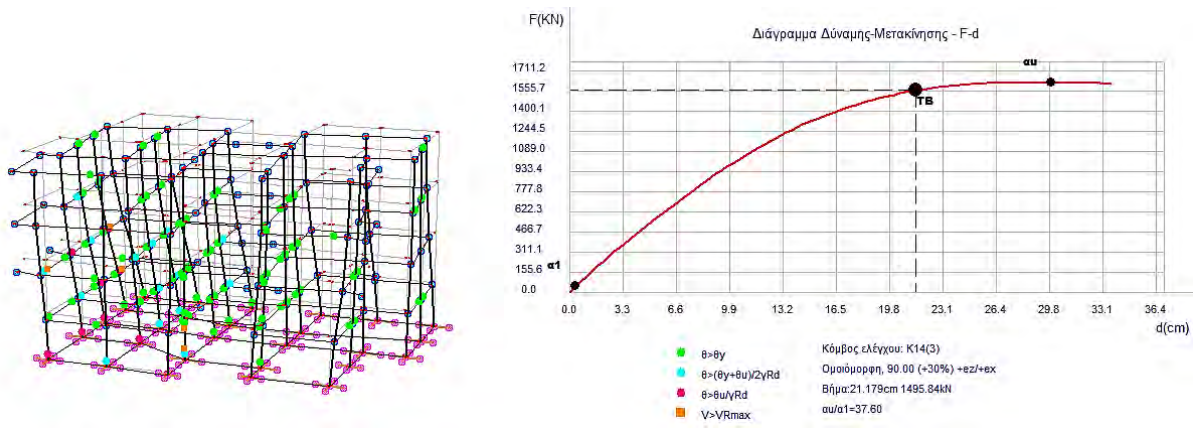
- Η κατακόρυφη διακεκομμένη ευθεία πορτοκαλί χρώματος υποδηλώνει την πρώτη διατμητική αστοχία του δομήματος. Από τα Σχήματα 4.11 και 4.12 είναι εμφανές ότι η ευθεία αυτή βρίσκεται αριστερά των ευθειών που συμβολίζουν την ικανότητα μετακίνησης των στάθμεων NC και SD. Η επιθυμητή θέση της ευθείας αυτής είναι δεξιά των ευθειών των στάθμεων SD και NC έτσι ώστε το κτίριο πρώτα να εξαντλήσει την ικανότητα μετακίνησης του και στη συνέχεια να συμβεί η πρώτη διατμητική αστοχία.

### 4.3.3 Διάγραμμα Δύναμης Μετατόπισης F-d στη διεύθυνση Z

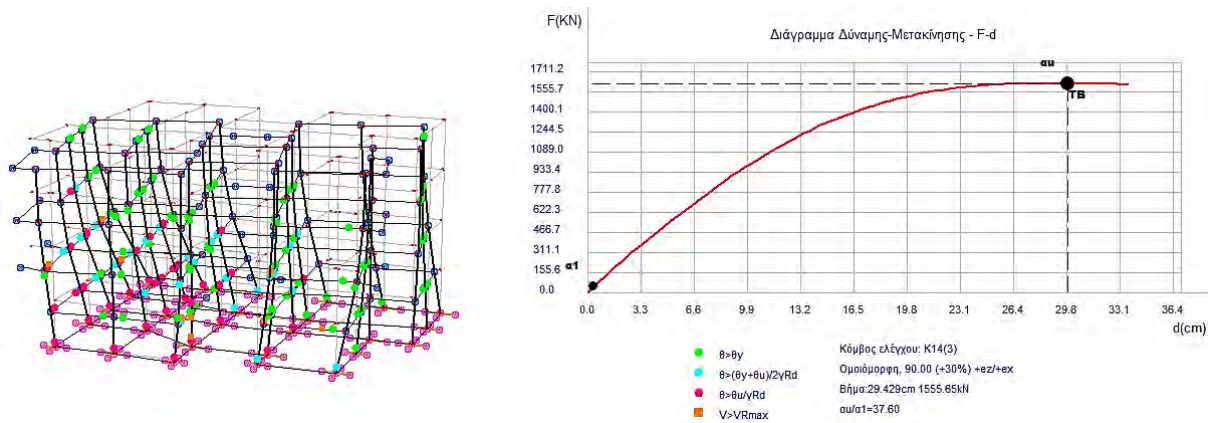
Στα Σχήματα 4.13- 4.15 , για την δεύτερη διεύθυνση ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης κατά Z παρατίθεται το Διάγραμμα Δύναμης – Μετατόπισης (F-d), για τις τρεις περιπτώσεις που διερευνήθηκαν και στην Ενότητα 4.3.1.



Σχήμα 4.13: Διάγραμμα F-d (z) – Στιγμή δημιουργίας πρώτης πλαστικής άρθρωσης



Σχήμα 4.14: Διάγραμμα F-d (z) – Τυχαία χρονική στιγμή κατά τη διαρροή του φορέα



Σχήμα 4.15: Διάγραμμα F-d (z) – Στιγμή κατάρρευσης του φορέα

Διερευνώντας τα Σχήματα 4.13- 4.15, προκύπτουν οι εξής σχολιασμοί:

- Λόγος Υπεραντοχής  $\lambda = \alpha_u / \alpha_1$ : Η τιμή του λόγου υπεραντοχής που υπολογίστηκε με την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης είναι ίση με  $\lambda = 37.60$ . Όπως και στην περίπτωση ομοιόμορφης κατανομής κατά τη διεύθυνση X, η τιμή του είναι αρκετά μεγάλη διότι δεν υπάρχουν ούτε και σε αυτή τη διεύθυνση τοιχώματα.
- Σημείο  $\alpha_1$ : Η πρώτη πλαστική άρθρωση του φορέα εμφανίζεται στη δοκό Δ11.2 στη στάθμη της οροφής του δεύτερου ορόφου. Αυτό σημαίνει ότι η στροφή του μέλους Δ11.2,  $\theta$ , ξεπέρασε την τιμή του ορίου διαρροής,  $\theta_z$ , όπως ακριβώς και στην περίπτωση ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης κατά X. Στο σημείο



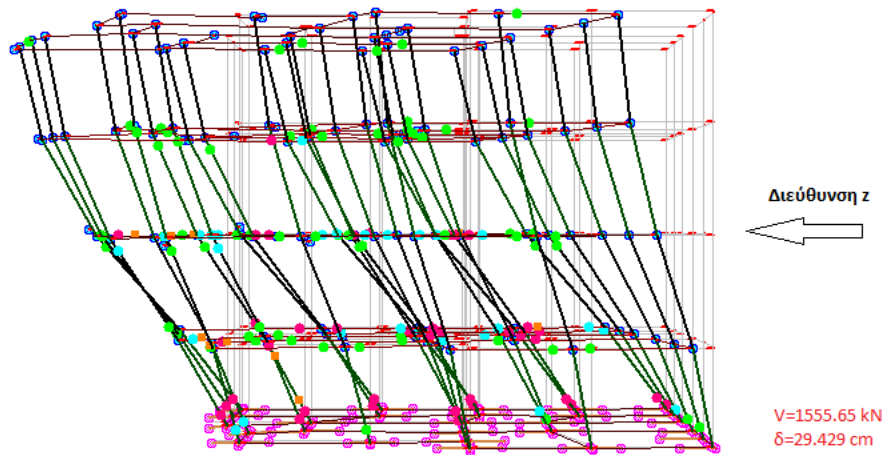
ένωσης με υποστύλωμα στον κόμβο 12(2), η τιμή της τέμνουσας που αντιστοιχίζεται η πρώτη διαρροή ισούται με  $V=41.37$  kN με μετακίνηση οροφής ίση με  $0.389$  cm. Η πρώτη πλαστική άρθρωση εμφανίζεται στο πρώτο βήμα με πολύ μικρή αντίστοιχη μετακίνηση, κάτι φυσιολογικό για τον συγκεκριμένο φορέα μεγάλης πλαστιμότητας. Σημειώνεται ότι δημιουργήθηκαν πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς Δ11.3 και Δ16.1, σχεδόν ταυτόχρονα με τη δοκό Δ11.2., κάτι που παρατηρήθηκε και στη διεύθυνση X.

- Διάστημα μεταξύ των σημείων  $\alpha_1$ - $\alpha_u$ : Η συμπεριφορά της κατασκευής στο διάστημα αυτό χαρακτηρίζεται ως ανελαστική με τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων σε δοκούς και υποστυλώματα. Δίνοντας βάση στο υπόμνημα του Σχήματος 4.14, ορισμένα μέλη ανέπτυξαν τέμνουσα δύναμη,  $V$ , μεγαλύτερη της μέγιστης επιτρεπόμενης τέμνουσας βάσης,  $V_{R,max}$ . Τα μέλη που δεν ικανοποιούν τον περιορισμό της στάθμης επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών (SD)», Σχέση 1.2., εμφανίζονται με γαλάζιες κουκίδες υποδηλώνοντας ότι ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί σημαντικές βλάβες.
- Σημείο  $\alpha_u$ : Το σημείο  $\alpha_u$  αντιπροσωπεύει την κατάρρευση της κατασκευής. Από το Σχήμα 4.15 παρατηρείται ότι ελάχιστα μέλη δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις της στάθμης επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση (NC)», Σχέση 1.4, ενώ τα περισσότερα μέλη δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις της στάθμης επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών (SD)». Η τιμή της τέμνουσας που δημιουργείται ο μηχανισμός κατάρρευσης ισούται με  $V_z = 1555.65$  kN με μετακίνηση οροφής ίση με  $\delta_z = 29.429$  cm. Σε σύγκριση με την τέμνουσα βάσης κατά τη διεύθυνση X,  $V_x = 1608.32$  kN με μετακίνηση οροφής ίση με  $\delta_x = 105$  cm., η κατασκευή αναπτύσσει περίπου την ίδια τιμή τέμνουσας βάσης και στις δύο περιπτώσεις, ωστόσο στη διεύθυνση Z το φαινόμενο λαμβάνει χώρα με μικρότερη μετακίνηση οροφής.

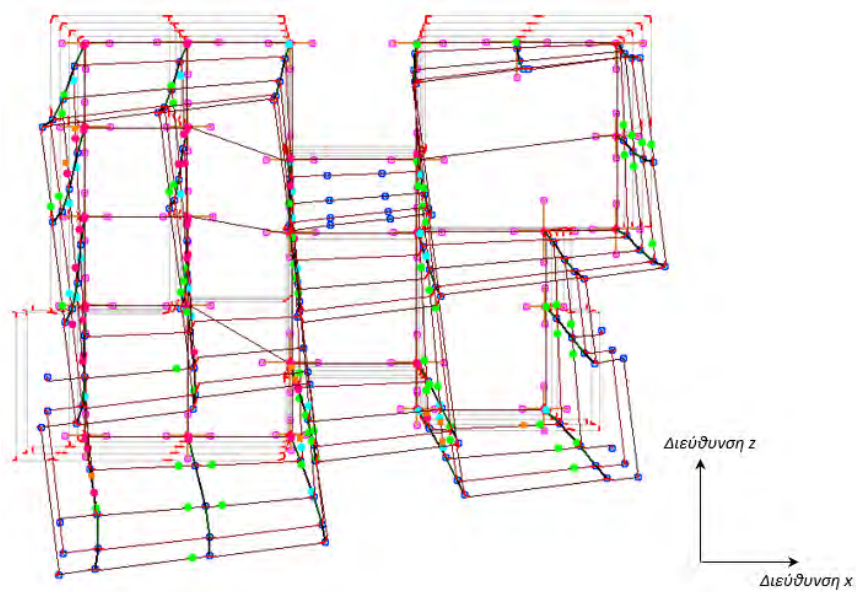
Στον Πίνακα 4.3 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι τιμές των τεμνουσών βάσεων του κτιρίου και των αντίστοιχων μετακινήσεων της οροφής αυτού για τις περιπτώσεις που προαναφέρθηκαν. Ο μηχανισμός κατάρρευσης του φορέα κατά την επιβολή της ομοιόμορφης κατανομής φορτίων στη διεύθυνση x απεικονίζεται στο Σχήμα 4.16.

Πίνακας 4.3: Τιμή τέμνουσας βάσης, μετακίνησης κορυφής και λόγου υπεραντοχής στις θέσεις  $\alpha_1$  και  $\alpha_u$  στη διεύθυνση Z.

	Τέμνουσα Βάσης, $V_z$ (kN)	Μετακίνηση Κορυφής, $\delta_z$ (cm)
Σημείο διαρροής, $\alpha_1$	41.37	0.39
Σημείο κατάρρευσης, $\alpha_u$	1555.65	29.43
Λόγος υπεραντοχής, $\alpha_1 / \alpha_u$	37.60	
Δείκτης πλαστιμότητας $\delta_1 / \delta_u$	75.46	



Σχήμα 4.16: Μηχανισμός Κατάρρευσης κτιρίου κατά τη διεύθυνση Z

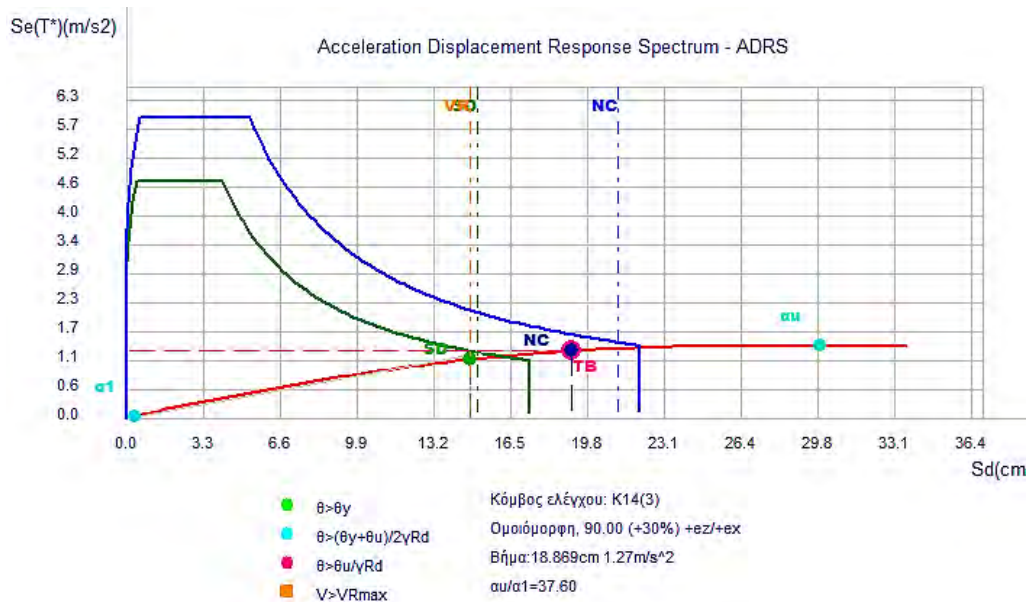


Σχήμα 4.17: Κάτοψη μηχανισμού κατάρρευσης κτιρίου – Φόρτιση κατά τη διεύθυνση Z

#### 4.3.4 Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας στη διεύθυνση Z

Στη συνέχεια παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας του δομήματος για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας για ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης κατά τη διεύθυνση Z. Μελετώντας το υπόμνημα του Σχήματος 4.18. και 4.19, η κόκκινη καμπύλη είναι η καμπύλη αντίστασης του δομήματος όπου πάνω της σημειώνονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις των στάθμων επιτελεστικότητας που επιλέχθηκαν καθώς και οι αντίστοιχες ικανότητες μετακίνησης. Για το υπό μελέτη δόμημα ισχύει ότι και στην Ενότητα 4.3.2 όσον αφορά στην επάρκεια στις απαιτήσεις της αποτίμησης. Για την καμπύλη αντίστασης με ομοιόμορφη κατανομή κατά Z ισχύουν τα εξής:

- Σύμφωνα με το Σχήμα 4.18, η στοχευόμενη μετακίνηση της στάθμης επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών (SD)» απεικονίζεται με την πράσινη κουκίδα ενώ η κατακόρυφη διακεκομμένη ευθεία ίδιου χρώματος συμβολίζει την ικανότητα μετακίνησης της ίδια στάθμης. Δεδομένου ότι η διακεκομμένη ευθεία, αν και συγκλίνει πολύ στην πράσινη κουκίδα, βρίσκεται δεξιά της ικανοποιώντας κριτήριο επάρκειας της κατασκευής για τη στάθμη αυτή.

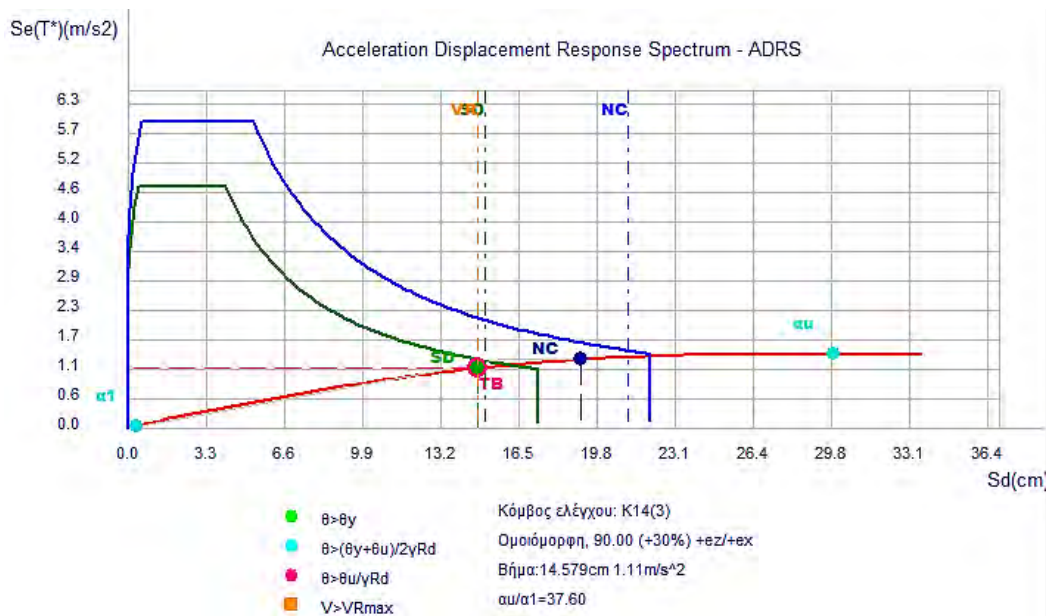


Σχήμα 4.18: Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (ADRS) κατά Z – Όριο επιτελεστικότητας SD

- Με βάση το Σχήμα 4.19, η μπλε κουκίδα συμβολίζει τη στοχευόμενη μετακίνηση της στάθμης επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση (NC)». Η



κατακόρυφη μπλε διακεκομμένη ευθεία συμβολίζει την ικανότητα μετακίνησης της στάθμης NC. Παρατηρείται ότι ικανοποιείται το κριτήριο επάρκειας της κατασκευής για τη στάθμη αυτή διότι η διακεκομμένη ευθεία βρίσκεται δεξιά της μπλε κουκκίδας.



Σχήμα 4.19: Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (ADRS) κατά Z-Όριο επιτελεστικότητας NC

- Από τα Σχήματα 4.18 και 4.19 συμπεραίνεται ότι η διακεκομμένη ευθεία που συμβολίζει την πρώτη διατμητική αστοχία, βρίσκεται αριστερά των ευθειών που συμβολίζουν την ικανότητα μετακίνησης των στάθμεων NC και SD, ενώ σχεδόν ταυτίζεται με την πράσινη διακεκομμένη ευθεία της στάθμης NC.

#### 4.4 Έλεγχος Στατικής Επάρκειας Μελών

Επόμενο βήμα αποτελεί ο έλεγχος στατικής επάρκειας σε επίπεδο μέλους, σε όρους παραμόρφωσης ή δύναμης, της τριώροφης οικοδομής καθώς και της κατασκευής ως σύνολο. Ο έλεγχος πραγματοποιείται για κάθε είδος φόρτισης και για μετακίνηση  $d$  του κόμβου ελέγχου ίση με τη στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί στις επιλεγθείσες στάθμες επιτελεστικότητας. Αναλυτικά, για κάθε μέλος και για κάθε στάθμη υπολογίζεται ο Λόγος Ανεπάρκειας, ο οποίος προκύπτει από την εντατική ή παραμορφωσιακή κατάσταση του μέλους,  $S_d$ , για την συναφή στοχευόμενη μετακίνηση διαιρεμένος με την αντίσταση  $R_d$ , Σχέση 4.5.



$$\lambda = \frac{\text{Απαίτηση}}{\text{Ικανότητα}} \quad (4.5)$$

Για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας και για κάθε δομικό μέλος, πραγματοποιείται έλεγχος της οριακής γωνίας στροφής, Σχέση 4.6, ή της τέμνουσας βάσης, Σχέση 4.7.

$$\lambda = \frac{\theta_{Sd}}{\theta_{Rd}} \quad (4.6)$$

$$\lambda = \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \quad (4.7)$$

Η τιμή του λόγου επάρκειας,  $\lambda$ , θα πρέπει να είναι μικρότερη ή ίσης της μονάδας για να ικανοποιείται το κριτήριο επάρκειας. Η μη ικανοποίηση του κριτηρίου υποδηλώνει την ανάγκη ενίσχυσης του συγκεκριμένου μέλους.

#### 4.4.1 Λόγοι Επάρκειας Δοκών και Υποστυλωμάτων

Στον Πίνακα 4.4. καταγράφονται όλοι οι δοκοί που εμφάνισαν λόγο επάρκειας μεγαλύτερο της μονάδας για τις στάθμες επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών (SD)» και «Οιονεί Κατάρρευση (NC)». Στον Πίνακα 4.5. καταγράφονται όλα τα υποστυλώματα που παρουσίασαν λόγο επάρκειας μεγαλύτερο της μονάδας για τις στάθμες επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών (SD)» και «Οιονεί Κατάρρευση (NC)». Τονίζεται ότι ο λόγος επάρκειας έναντι διάτμησης υπολογίζεται στην υψηλότερη στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή τη NC.

Παρατηρώντας τις τιμές του Πίνακα 4.4 προκύπτουν τα εξής:

- Όσον αφορά στη διατμητική ανεπάρκεια των δοκών, τα μέλη που εμφανίζουν λόγο επάρκειας  $\lambda$  μεγαλύτερο της μονάδας απεικονίζονται με κόκκινο χρώμα. Είναι φανερό ότι οι περισσότερες από τις δοκούς με λόγο ανεπάρκειας μεγαλύτερο της μονάδας αστοχούν διατμητικά, αναμενόμενο για τις συνθήκες απουσίας τοιχωμάτων όπου ο φορέας δεν αναπτύσσει διατμητική αντοχή.
- Ο λόγος επάρκειας των μελών που αποτυπώνεται με μπλε χρώμα υποδηλώνει την καμπτική αστοχία για τις στάθμες που μελετώνται. Κατά κύριο λόγο ευθύνονται στη μη ικανότητα τους να αναλάβουν τα στατικά φορτία.

Τα μέλη με τα περισσότερα προβλήματα παρατηρούνται κυρίως στο ισόγειο και στον πρώτο όροφο ενώ στο δεύτερο όροφο παρατηρήθηκαν ελάχιστα

Πίνακας 4.4: Δοκοί που εμφανίζουν λόγο επάρκειας  $\lambda > 1$



Στάθμη Οροφής	Δοκός	Λόγος Επάρκειας, λ					
		Σημαντικών Βλαβών, SD		Οιονεί Κατάρρευση, NC		Τέμνουσα Δύναμη, V <sub>γ</sub>	
		Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους	Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους	Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους
Ισόγειο (0)	Δ2.1	0.48	0.84	0.45	0.86	0.69	<b>1.01</b>
	Δ2.2	0.90	0.45	0.93	0.42	<b>1.11</b>	0.70
	Δ6.1	0.60	0.61	0.66	0.60	<b>1.08</b>	<b>1.14</b>
	Δ8.1	0.53	0.55	0.55	0.60	<b>1.27</b>	<b>1.27</b>
	Δ9.1	0.52	0.55	0.54	0.60	<b>1.26</b>	<b>1.30</b>
	Δ10.1	0.55	0.78	0.57	0.85	0.98	<b>1.27</b>
	Δ10.2	0.76	0.52	0.84	0.55	<b>1.29</b>	0.99
	Δ11.4	<b>1.00</b>	0.52	<b>1.10</b>	0.54	1.38	0.84
	Δ13.1	0.41	0.43	0.44	0.48	0.84	<b>1.11</b>
	Δ17.1	0.53	0.69	0.75	0.87	<b>1.01</b>	<b>1.47</b>
	Δ21.2	0.68	0.51	0.83	0.53	<b>1.14</b>	0.75
	Δ22.1	0.65	0.91	0.66	0.95	<b>1.05</b>	<b>1.41</b>
Δ22.2	0.90	0.62	0.96	0.64	<b>1.43</b>	<b>1.03</b>	
Πρώτος Όροφος (1)	Δ2.1	0.52	0.71	0.57	0.80	0.72	<b>1.03</b>
	Δ2.2	0.79	0.58	0.88	0.63	<b>1.08</b>	0.72
	Δ5.1	0.47	0.68	0.48	0.71	0.93	<b>1.00</b>
	Δ6.1	0.60	0.79	0.64	0.84	0.96	<b>1.20</b>
	Δ8.1	0.63	0.67	0.68	0.72	<b>1.29</b>	<b>1.32</b>
	Δ10.1	0.88	<b>1.07</b>	0.93	<b>1.11</b>	<b>1.16</b>	<b>1.29</b>
	Δ10.2	<b>1.00</b>	0.66	<b>1.08</b>	0.72	<b>1.47</b>	<b>1.04</b>
	Δ11.1	0.90	<b>1.15</b>	0.93	<b>1.29</b>	<b>1.09</b>	<b>1.61</b>
	Δ11.2	<b>1.25</b>	0.97	<b>1.33</b>	<b>1.06</b>	<b>1.23</b>	<b>0.99</b>
	Δ11.3	0.98	0.99	<b>1.11</b>	<b>1.08</b>	<b>1.03</b>	<b>1.01</b>
	Δ11.4	<b>1.20</b>	0.59	<b>1.28</b>	0.65	<b>1.70</b>	0.92
	Δ13.1	0.57	0.84	0.63	0.99	0.76	<b>1.30</b>
	Δ17.1	0.62	<b>1.05</b>	0.98	<b>1.21</b>	<b>1.14</b>	<b>1.98</b>
	Δ19.1	0.79	<b>1.06</b>	0.87	<b>1.10</b>	0.68	0.80
	Δ21.1	0.55	<b>1.09</b>	0.55	<b>1.07</b>	0.84	<b>1.27</b>
Δ21.2	<b>1.13</b>	0.62	<b>1.17</b>	0.67	<b>1.24</b>	0.74	
Δ22.1	0.71	0.90	0.76	<b>1.08</b>	<b>1.14</b>	<b>1.58</b>	
Δ22.2	0.95	0.65	<b>1.13</b>	0.72	<b>1.61</b>	<b>1.11</b>	
Δ26.1	0.72	0.92	0.76	0.99	<b>1.23</b>	<b>1.58</b>	
Δεύτερος Όροφος (2)	Δ11.2	0.42	<b>1.15</b>	0.40	<b>1.08</b>	0.51	0.96
	Δ11.3	<b>1.18</b>	0.98	<b>1.11</b>	0.99	0.83	0.66
	Δ22.1	<b>0.70</b>	0.51	<b>0.71</b>	0.56	<b>1.01</b>	0.88

Πίνακας 4.5: Υποστυλώματα που εμφανίζουν λόγο επάρκειας  $\lambda > 1$

Στάθμη Οροφής	Υποσύλωμα	Λόγος Ανεπάρκειας, $\lambda$					
		Σημαντικών Βλαβών, SD		Οιονεί Κατάρρευση, NC		Τέμνουσα Δύναμη, $V_y$	
		Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους	Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους	Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους
Ισόγειο (0)	K15	0.74	0.46	0.93	0.44	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
	K18	0.86	0.34	<b>1.05</b>	0.29	0.77	0.84
	K20	0.80	0.51	0.94	0.51	0.86	<b>1.02</b>
Πρώτος Όροφος (1)	K14	0.99	0.80	<b>1.09</b>	0.73	0.50	0.60

- Όσον αφορά στον λόγο επάρκειας  $\lambda$  των υποστυλωμάτων, Πίνακας 4.5, τα μέλη που παρουσιάζουν διατμητική ανεπάρκεια απεικονίζονται με κόκκινο χρώμα ενώ τα μέλη που εμφανίζουν καμπτική ανεπάρκεια, παρουσιάζονται με μπλε απόχρωση. Σε σύγκριση με τις ανεπαρκείς δοκούς, ο αριθμός των υποστυλωμάτων είναι φανερό πιο μικρό σε σχέση με αυτόν των δοκαριών.

#### 4.4.2 Μέγιστες Τιμές Λόγου Επάρκειας Δοκών και Υποστυλωμάτων

Οι μέγιστες τιμές του λόγου επάρκειας των δοκών και των υποστυλωμάτων παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον Πίνακα 4.6 και Πίνακα 4.7, αντίστοιχα.

Πίνακας 4.6: Μέγιστες τιμές λόγου επάρκειας δοκών

	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Δοκός	Λόγος Επάρκειας
Έλεγχος Στροφής	<b>SD</b>	$\Delta 11.2$ (1)	1.25
	<b>NC</b>	$\Delta 11.2$ (1)	1.33
Έλεγχος Διάτμησης	<b>SD</b>	$\Delta 17.1$ (1)	1.50
	<b>NC</b>	$\Delta 17.1$ (1)	1.98

Πίνακας 4.7: Μέγιστες τιμές λόγου επάρκειας υποστυλωμάτων

	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Υποσύλωμα	Λόγος Επάρκειας
Έλεγχος Στροφής	<b>SD</b>	K14 (1)	0.99
	<b>NC</b>	K14 (1)	1.09
Έλεγχος Διάτμησης	<b>SD</b>	K16 (0)	0.91
	<b>NC</b>	K20 (0)	1.02



#### 4.4.3 Διερεύνηση Πιθανών Ενισχύσεων Κατασκευής

Είναι αξιοσημείωτο το γεγονός ότι μεγάλος αριθμός δομικών μελών δεν ικανοποιούν τους στόχους σχεδιασμού. Στην Ενότητα 4.4.3. πραγματοποιείται μια αναλυτικότερη περιγραφή των ζητημάτων ανεπάρκειας που παρουσιάστηκαν κατά την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας με την ανελαστική στατική ανάλυση Pushover, τόσο σε επίπεδο και μελών, όσο και σε επίπεδο συνολικού φορέα.

##### Ανεπάρκεια μελών έναντι διάτμησης στη στάθμη NC

Οι περισσότερες δοκοί, στη στάθμη οροφής ισογείου και πρώτου ορόφου κυρίως, παρουσίασαν λόγο επάρκειας μεγαλύτερο της μονάδας όσον αφορά την τιμή της τέμνουσας δύναμης. Με σκοπό τη μείωση του συντελεστή επάρκειας των συγκεκριμένων μελών, προτείνεται ενίσχυση αυτών, είτε με αλλαγή της διατομής τους είτε με την προσθήκη κατάλληλου υλικού με αυξημένη διατμητική αντοχή. Το ίδιο ισχύει και για τα υποστυλώματα  $K_{15}$  και  $K_{20}$  του ισογείου.

##### Ανεπάρκεια μελών έναντι κάμψης στις στάθμες SD και NC

Στην στάθμη οροφής του πρώτου και δεύτερου ορόφου, ορισμένες δοκοί, καθώς και τα υποστυλώματα  $K_{18}(0)$  και  $K_{14}(1)$ , εμφανίστηκαν λόγο επάρκειας μεγαλύτερο της μονάδας όσον αφορά στην τιμή της στροφής του μέλους. Το φαινόμενο αυτό αντικατοπτρίζει την αδυναμία των δοκών να αναλάβουν τα στατικά φορτία κυρίως εξαιτίας του μικρού ποσοστού άνω οπλισμού στις στηρίξεις τους, σύνηθες φαινόμενο για τις παλαιότερες οικοδομές. Για τη μείωση του συντελεστή επάρκειας των μελών αυτών, προτείνεται κυρίως η αύξηση της διατομής τους καθώς και για τις δοκούς που παρουσίασαν αυξημένο λόγο επάρκειας  $\lambda$  και έναντι διάτμησης αλλά και έναντι κάμψης. Στόχος των ενισχύσεων αυτών αποτελεί η αύξηση της καμπτικής ικανότητας του μέλους κατά την ανάληψη των στατικών φορτίων, σύμφωνα με τους νέους κανονισμούς. Για τα υποστυλώματα αρκεί η ενίσχυσή αυτών με κατάλληλο υλικό.



### Μέθοδοι Ενίσχυσης Υφιστάμενου Κτιρίου

#### 5.1. Κριτήρια Επιλογής Μεθόδου

Στο Κεφάλαιο 4 πραγματοποιήθηκε αποτίμηση του υπάρχοντος δομήματος οδηγώντας στο συμπέρασμα ότι το κτίριο δεν επαρκεί για καμία από τις στάθμες επιτελεστικότητας που επιλέχθηκαν, για όλες τις διευθύνσεις φορτίσεως. Οι σεισμικές διεγέρσεις που επιβλήθηκαν προκάλεσαν πολλαπλές βλάβες στα δοκάρια, κυρίως στην οροφή του ισόγειου και πρώτου ορόφου, καθώς και σε ορισμένα υποστυλώματα.

Αξιολογώντας τα αποτελέσματα της αποτίμησης και πραγματοποιώντας ποικίλες δοκιμές ενισχύσεων στο κτίριο, επιλέχθηκαν οι εξής μέθοδοι ενίσχυσης:

- **Πρώτη Μέθοδος Ενίσχυσης (Α):** Κατά την πρώτη μέθοδο ενίσχυσης, πραγματοποιήθηκε προσθήκη πέντε ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων, οι δοκοί ενισχύθηκαν είτε με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών είτε με πρόσθετες στρώσεις οπλισμένου σκυροδέματος ενώ στα υποστυλώματα εφαρμόστηκαν μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών.
- **Δεύτερη Μέθοδος Ενίσχυσης (Β):** Κατά τη δεύτερη μέθοδο ενίσχυσης, πραγματοποιήθηκε αύξηση της διατομής δύο κεντρικών υποστυλωμάτων δημιουργώντας μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος ενώ στις δοκούς και στα υποστυλώματα εφαρμόστηκαν ενισχύσεις όμοιες με αυτές της πρώτης μεθόδου.

Τονίζεται ότι οι ενισχύσεις έλαβαν χώρα στο ισόγειο και στον πρώτο όροφο. Στον δεύτερο όροφο οι επεμβάσεις ήταν αναπόφευκτες με αποτέλεσμα την ενίσχυση ελάχιστων μελών, τα οποία εμφάνισαν ανεπάρκεια μετά την ολοκλήρωση της ενίσχυσης των δύο πρώτων ορόφων.



## 5.2. Πρώτη Μέθοδος Ενίσχυσης (Α)

Η πρώτη μέθοδος ενισχύσεων περιλαμβάνει:

- Προσθήκη πέντε εσωτερικών εμφανιζόμενων τοιχωμάτων
- Ενίσχυση δοκών με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών (FPR) και πρόσθετες στρώσεις οπλισμένου σκυροδέματος
- Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών (FRP)

Οι περισσότερες από τις δοκούς, οι οποίες εμφάνισαν λόγο επάρκειας  $\lambda > 1$ , δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις της στάθμης επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση NC».

Αναλυτικότερα:

- Στη στάθμη οροφής ισόγειου, από τις 13 δοκούς οι οποίες εμφάνισαν ανεπάρκεια, οι 12 αστοχούν διατμητικά στα άκρα του μέλους ενώ η μία παρουσιάζει καμπτική αστοχία.
- Στη στάθμη οροφής του πρώτου ορόφου, από τις 19 δοκούς οι οποίες εμφάνισαν ανεπάρκεια, οι 7 αστοχούν διατμητικά στα άκρα του μέλους, η μία παρουσιάζει καμπτική αστοχία ενώ οι υπόλοιπες 11 παρουσιάζουν και διατμητική και καμπτική αστοχία.
- Στη στάθμη οροφής του δεύτερου ορόφου, από τις 3 δοκούς οι οποίες εμφάνισαν ανεπάρκεια, η μια αστοχεί διατμητικά στο ένα άκρο της ενώ οι υπόλοιπες δύο παρουσιάζουν καμπτική αστοχία.

### 5.2.1. Προσθήκη Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων

Το κυριότερο χαρακτηριστικό της πρώτης μεθόδου ενισχύσεων είναι η προσθήκη ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων από σκυρόδεμα στο ισόγειο και στον πρώτο όροφο. Η ανάγκη για κατασκευή τοιχωμάτων προήλθε από το γεγονός ότι το κτίριο δεν εμπεριέχει κανένα τοίχωμα. Με την απουσία τοιχωμάτων αυξάνεται η πλαστιμότητα του δομήματος με ταυτόχρονη μείωση της αντοχής του. Σκοπός της τοιχωματοποίησης είναι η αύξηση της αντοχής, ιδιαίτερα της διατμητικής, έτσι ώστε ο φορέας να γίνει πιο δύσκαμπτος και ικανός να παραλάβει τα σεισμικά φορτία.

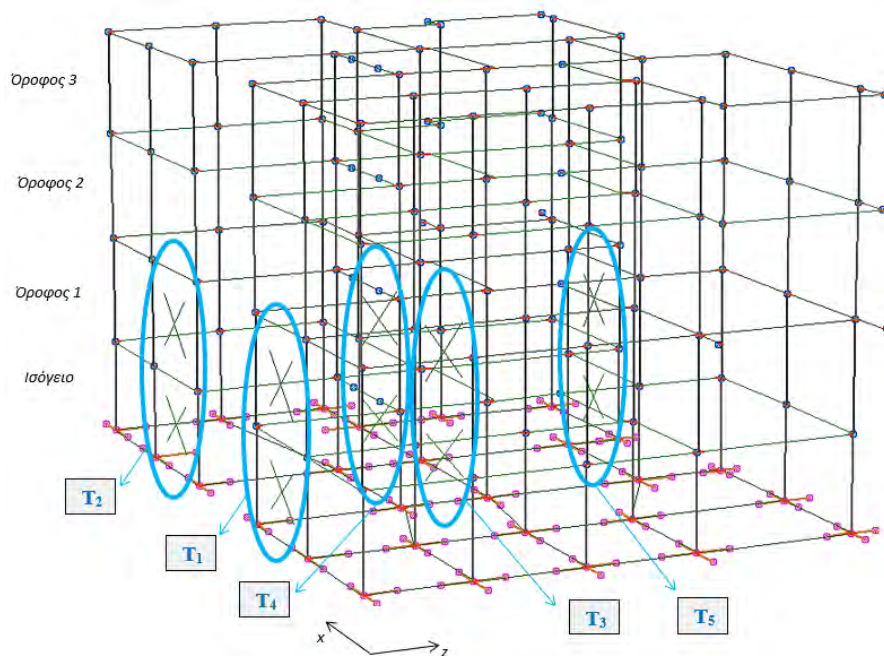
Τα εν λόγω τοιχώματα τοποθετήθηκαν καταλλήλως σε σημεία όπου δεν παρεμποδίζεται περαιτέρω η χρήση του κτιρίου, λαμβάνοντας υπόψη τη διατήρηση της συμμετρίας και της κανονικότητας του ορόφου κατά το ύψος και την κάτοψη. Για την

αντιμετώπιση των σεισμικών διεγέρσεων σε όλες τις διευθύνσεις, τοποθετήθηκαν δύο τοιχώματα στη διεύθυνση X ενώ στη διεύθυνση Z τοποθετήθηκαν τρία.

Η επιλογή της θέσης εξαρτήθηκε από τους παρακάτω παράγοντες:

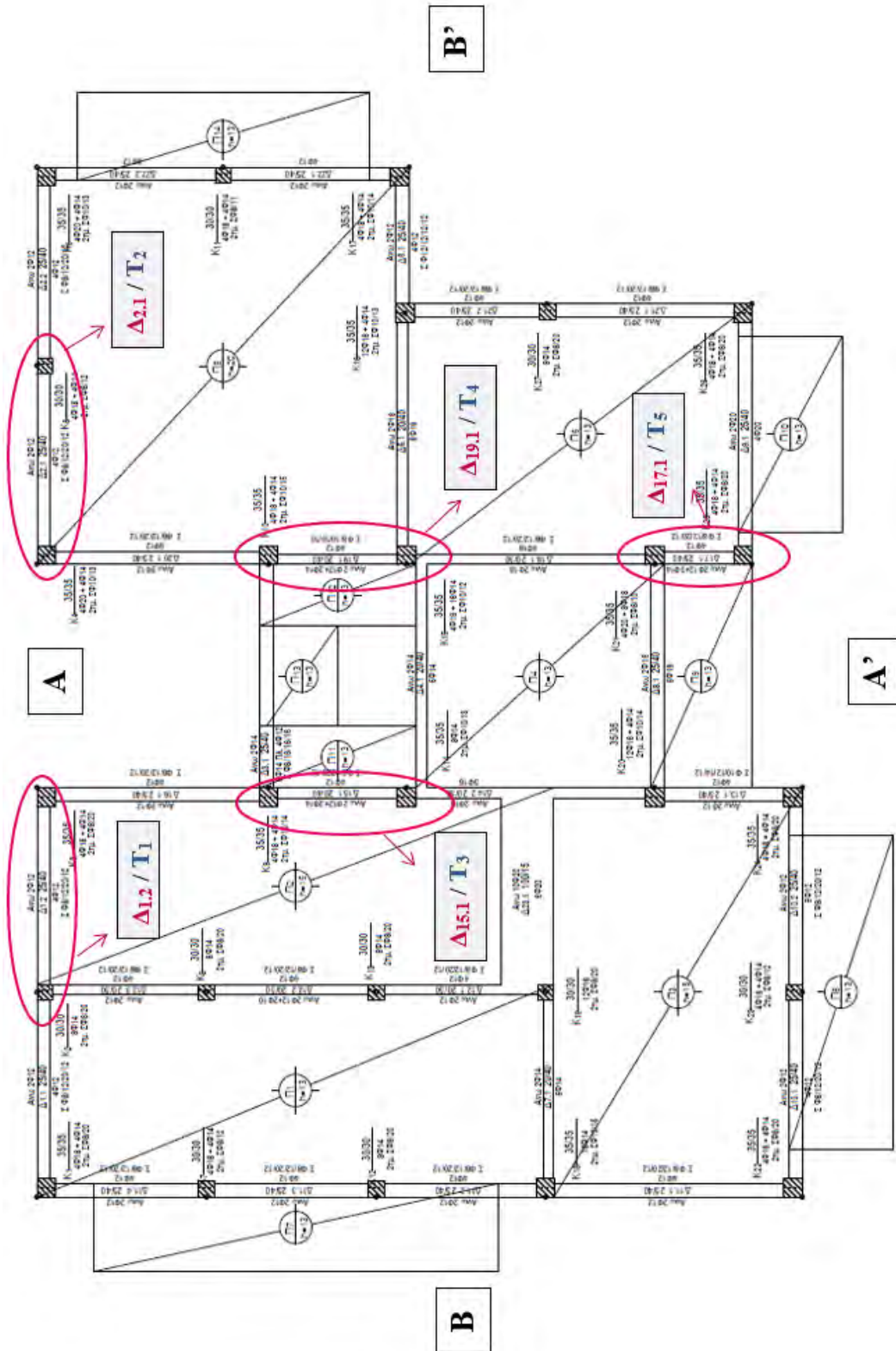
- Τα τοιχώματα  $T_1$  και  $T_2$  κατασκευάσθηκαν κατά τη διεύθυνση X (πλευρά A, Σχήματα 5.1,5.2) του κτιρίου, στην οποία δεν υπάρχουν ούτε ανοίγματα, ούτε κάποιος εξώστης.
- Τα τοιχώματα  $T_3$ ,  $T_4$  και  $T_5$  τοποθετήθηκαν στη διεύθυνση Z, στο εσωτερικό της κάτοψης του δομήματος. Συγκεκριμένα, με την προσθήκη των τοιχωμάτων  $T_3$  και  $T_4$ , ενισχύεται ο πυρήνας του κλιμακοστασίου χωρίς την παρεμπόδιση τυχόν ανοίγματος.
- Δεδομένου ότι η δοκός  $\Delta_{17.1}$  έχει πολύ μικρό μήκος καθιστώντας το δομικό μέλος ανίκανο να παραλάβει τα στατικά φορτία, κρίθηκε αναγκαία η εισαγωγή του τοιχώματος  $T_5$ , κάτω από τη δοκό.

Αναλυτικότερα, η διάταξη των τοιχωμάτων του ισόγειου και του πρώτου ορόφου παρουσιάζονται στα σχήματα 5.1, 5.2. και 5.3.

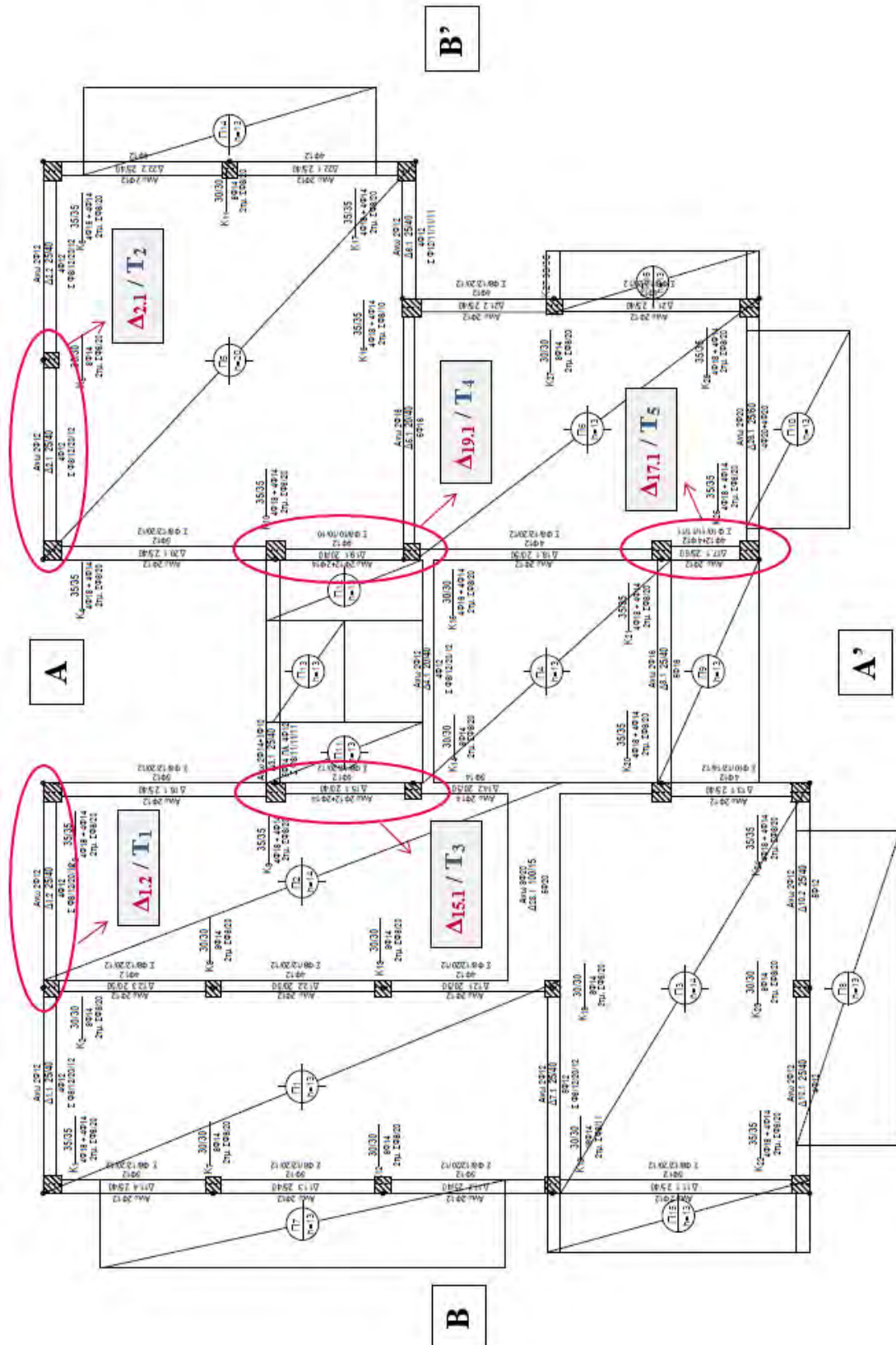


Σχήμα 5.3. Προσθήκη Τοιχωμάτων – Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου





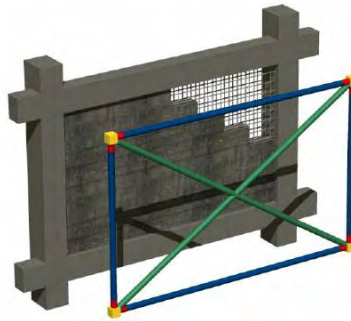
Σχήμα 5.1. Προσθήκη Τοιχωμάτων – Κάτοψη Ισογείου



Σχήμα 5.2. Προσθήκη Τοιχωμάτων – Κάτωση Ισογείου

### Χαρακτηριστικά Ελαφρά Οπλισμένου Τοιχώματος

Για την τοιχοματοποίηση φατνωμάτων πλαισίων με έγχυτο ή και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, θα πρέπει να εξασφαλίζεται η επαρκής σύνδεση του τοιχώματος με το πλαίσιο. Το εμφανιζόμενο τοίχωμα καθώς και ο τυχόν μανδύας των υποστυλωμάτων συνίσταται να συνεχίζονται καθ' όλο το ύψος της κατασκευής (Σχήμα 5.4.).



Σχήμα 5.4. Προσομοίωση τοιχοματοποίησης πλαισίου από οπλισμένο σκυρόδεμα (FESPA)

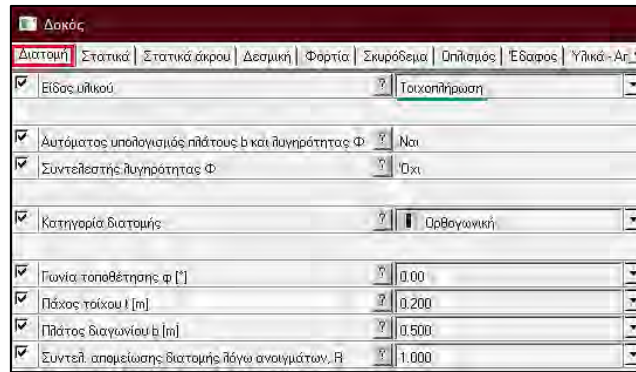
Το πάχος του τοιχώματος είναι 20 cm. Η ποιότητα του σκυροδέματος είναι κατηγορίας C 25/30 ενώ η εσχάρα οπλισμού είναι από χάλυβα κατηγορίας B500. Οι παράμετροι των τοιχωμάτων καταγράφονται αναλυτικά στον Πίνακα 5.1.

Πίνακας 5.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και ιδιότητες τοιχωμάτων

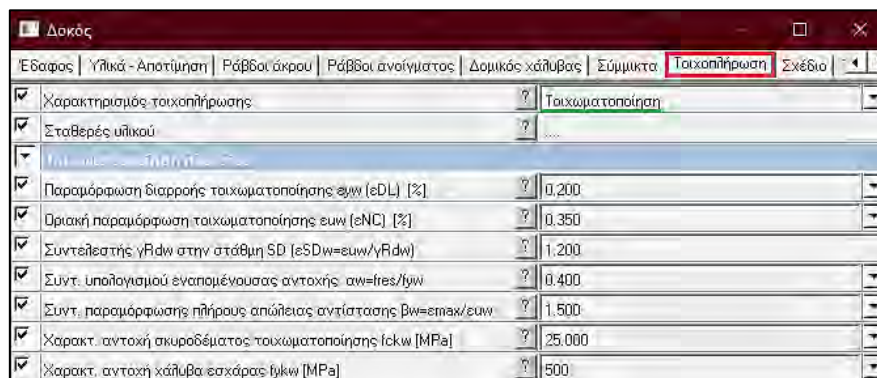
Πάχος τοίχου, t	0.2 m
Ποιότητα Σκυροδέματος	C25/30
Χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα εσχάρας, $f_{ckw}$	25 Mpa
Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος εσχάρας, $f_{ykw}$	500 Mpa
Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή τοιχοπλήρωσης, $f_{wyk}$	2.2 Mpa

Κατά την προσομοίωση των τοιχωμάτων στο πρόγραμμα FESPA, ελέγχεται η αντοχή σε θλίψη του διαγώνιου θλιπτήρα σκυροδέματος. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.4.1, για νέες ή προστιθέμενες τοιχοπληρώσεις, η προτεινόμενη τιμή της χαρακτηριστικής θλιπτικής αντοχής της τοιχοπλήρωσης ισούται με 2.20Mpa.

Στο σχήμα 5.5 παρουσιάζονται οι παράμετροι που εισάχθηκαν στο πρόγραμμα FESPA για την μοντελοποίηση των τοιχωμάτων.



Είδος υλικού	Τοιχοπήρωση
<input checked="" type="checkbox"/>	Τοιχοπήρωση
<input checked="" type="checkbox"/> Αυτόματος υπολογισμός πλάτους b και πυκνότητας Φ	Ναι
<input checked="" type="checkbox"/> Συντελεστής πυκνότητας Φ	Όχι
<input checked="" type="checkbox"/> Κατηγορία διατομής	Ορθογωνική
<input checked="" type="checkbox"/> Γωνία τοποθέτησης φ [°]	0.00
<input checked="" type="checkbox"/> Πάχος τοίκου l [m]	0.200
<input checked="" type="checkbox"/> Πλάτος διαγωνίου b [m]	0.500
<input checked="" type="checkbox"/> Συντελ. απομείωσης διατομής λόγω ανοιγμάτων R	1.000



Χαρακτηρισμός τοιχοπήρωσης	Τοιχοματοποίηση
<input checked="" type="checkbox"/> Σταθερές υλικού	.....
<input checked="" type="checkbox"/> Παραμόρφωση διαρροής τοιχοματοποίησης $\epsilon_{yw}$ [eDL] [%]	0.200
<input checked="" type="checkbox"/> Οριακή παραμόρφωση τοιχοματοποίησης $\epsilon_{wN}$ [eNC] [%]	0.350
<input checked="" type="checkbox"/> Συντελεστής γRd στην στάθμη SD [eSDw= $\epsilon_{yw}/\gamma_{Rd}$ ]	1.200
<input checked="" type="checkbox"/> Συντ. υπολογισμού εναπομένουσας αντοχής $\alpha_w = f_{res}/f_{yw}$	0.400
<input checked="" type="checkbox"/> Συντ. παραμόρφωσης πλήρους απώλειας αντίστασης $\beta_w = \epsilon_{max}/\epsilon_{yw}$	1.500
<input checked="" type="checkbox"/> Χαρακτ. αντοχή σκυροδέματος τοιχοματοποίησης $f_{ckw}$ [MPa]	25.000
<input checked="" type="checkbox"/> Χαρακτ. αντοχή χάλυβα εσχάρως $f_{ykW}$ [MPa]	500

Σχήμα 5.5. Παράμετροι προσομοίωσης τοιχοματοποίησης πλαισίου (FESPA)

Σημειώνεται ότι η προσθήκη τοιχωμάτων ελάττωσε τον δείκτη επάρκειας ορισμένων μελών στο ισόγειο και στον πρώτο όροφο. Ωστόσο, η παρουσία των τοιχωμάτων δημιούργησε προβλήματα σε δοκούς του δεύτερου ορόφου, οι οποίες επιδιορθώθηκαν είτε με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, είτε με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών. Οι εν λόγω ενισχύσεις αναλύονται περαιτέρω στις επόμενες ενότητες.

### 5.2.2. Ενίσχυση δοκών με πρόσθετες στρώσεις οπλισμένου σκυροδέματος

Στην ενότητα αυτή, παρουσιάζεται η μέθοδος ενίσχυσης των δοκών με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος καθώς και πρόσθετο διαμήκη και εγκάρσιο οπλισμό. Στόχος της αύξησης του στατικού ύψους της διατομής, μέσω του νέου διαμήκη οπλισμού, είναι η αύξηση της καμπτικής αλλά και της διατμητικής αντοχής των δοκών. Η προσθήκη επιπλέον εγκάρσιου οπλισμού συνεισφέρει στην αύξηση της πλαστιμότητας και στην αύξηση της διατμητικής αντοχής.

Όπως προαναφέρθηκε, με την εισαγωγή των τοιχωμάτων επιδιορθώθηκαν οι βλάβες ορισμένων δοκών του ισογείου και του πρώτου ορόφου. Εντούτοις, η προσθήκη τους δημιούργησε νέες βλάβες σε πέντε δοκούς του δεύτερου ορόφου. Στον Πίνακα 5.2



παρατίθενται οι δοκοί προς ενίσχυση, οι οποίες εμφάνισαν λόγο επάρκειας  $\lambda > 1$  λόγω προσθήκης ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων.

Πίνακας 5.2. Λόγος Ανεπάρκειας Δοκών λόγω Προσθήκης Τοιχωμάτων

Στάθμη Οροφής	Δοκός	Λόγος Ανεπάρκειας, $\lambda$					
		Σημαντικών Βλαβών, SD		Οιονεί Κατάρρευση, NC		Τέμνουσα Δύναμη, $V_y$	
		Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους	Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους	Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους
Δεύτερος Ορόφος (2)	Δ9.1	0.60	0.98	0.66	0.98	0.90	<b>1.21</b>
	Δ11.4	<b>1.42</b>	0.65	<b>1.36</b>	0.64	<b>1.18</b>	0.59
	Δ17.1	0.64	0.57	0.98	0.65	<b>1.18</b>	0.90
	Δ19.1	0.41	0.98	0.45	<b>1.06</b>	0.54	0.72
	Δ21.2	0.61	0.77	0.64	0.81	0.83	<b>1.01</b>
	Δ22.2	0.89	0.92	0.97	0.94	<b>1.27</b>	<b>1.14</b>

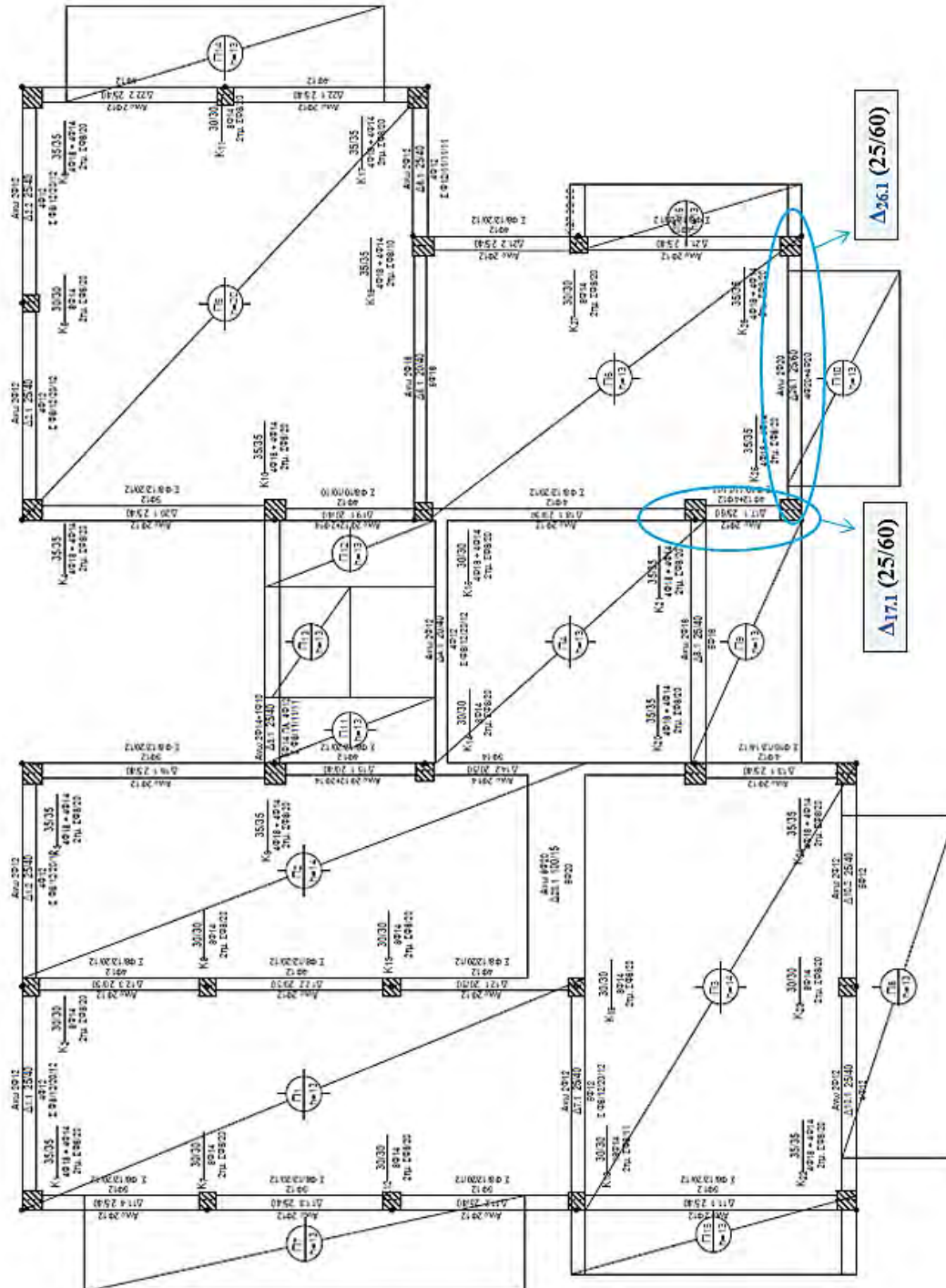
#### Χαρακτηριστικά Στρώσεων Οπλισμένου Σκυροδέματος

Για τη σκυροδέτηση των στρώσεων στις δοκούς επιλέχθηκε η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Ο κύριος λόγος που επιλέχθηκε ως μέθοδος σκυροδέτησης είναι η δυνατότητα σκλήρυνσης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος δίχως ξυλότυπο, ακόμα και στο κάτω μέρος οριζόντιων στοιχείων. Η ορθή σύνδεση της υφιστάμενης διατομής της δοκού με τις επιπλέον στρώσεις πραγματοποιήθηκε με αγκύρωση του νέου εγκάρσιου οπλισμού στις υπάρχουσες διαμήκειες ράβδους της διατομής, δίχως την παρουσία λαμών συγκόλλησης. Στον Πίνακα 5.3 καταγράφονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των στρώσεων σκυροδέματος, όπως και οι ιδιότητες των υλικών.

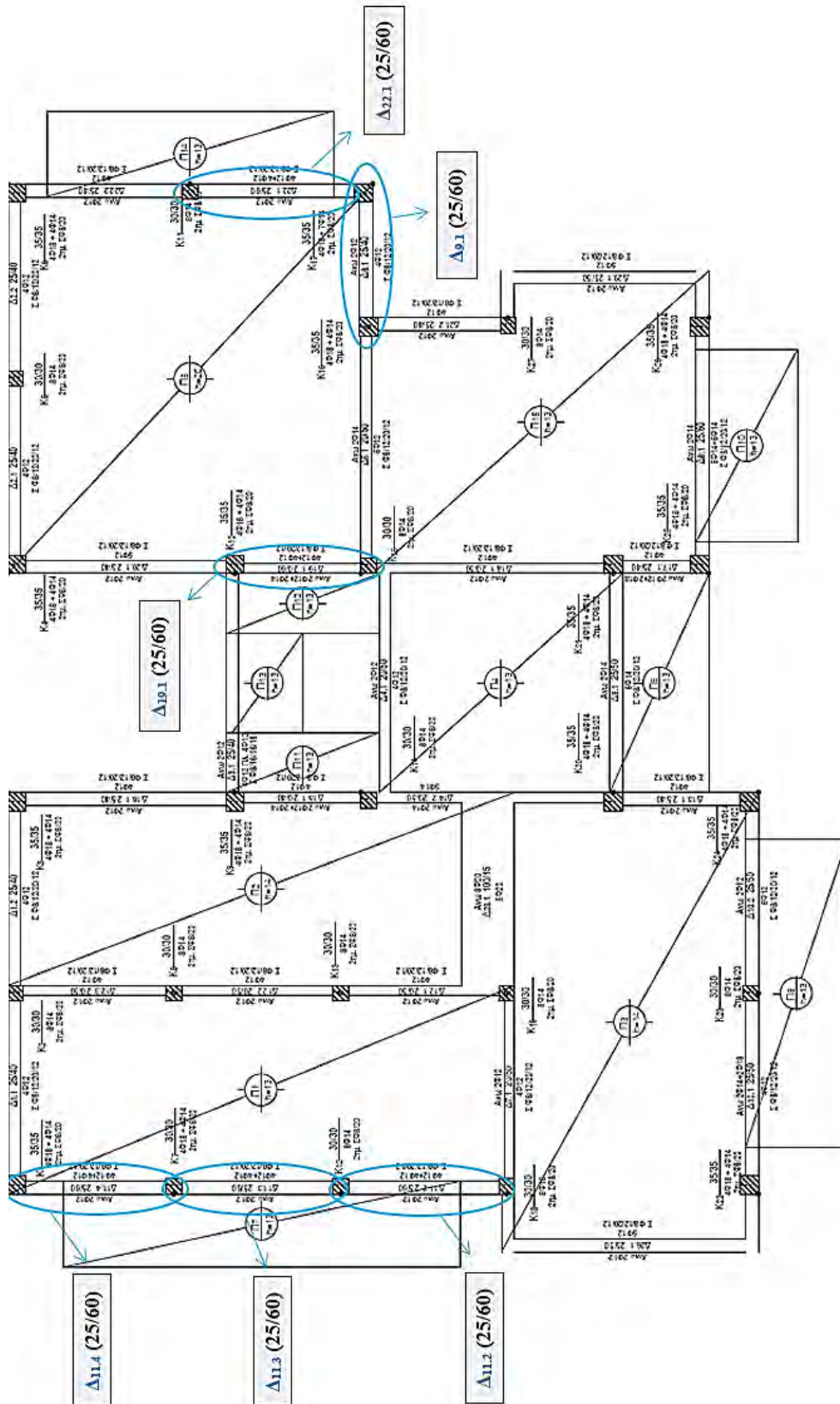
Πίνακας 5.3. Χαρακτηριστικά των στρώσεων οπλισμένου σκυροδέματος

Πάχος στρώσεων σκυροδέματος, t	0.2 m
Ποιότητα Εκτοξευόμενου Σκυροδέματος	C25/30
Ποιότητα Χάλυβα	B500C
Εγκάρσιος Οπλισμός (Δίτητοι Συνδετήρες)	2Φ10/20
Νέα Επικάλυψη Συνδετήρων, c	0.035m

Ακολουθεί η αναλυτική περιγραφή ενίσχυσης των δοκών μέσω στρωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος. Στα Σχήματα 5.6 και 5.7 απεικονίζονται οι δοκοί προς ενίσχυση του πρώτου ορόφου και του δεύτερου ορόφου, αντίστοιχα. Στο ισόγειο δεν πραγματοποιήθηκαν ενισχύσεις με επιπλέον στρώσεις σκυροδέματος.



Σχήμα 5.6. Ενισχυμένες δοκοί πρώτου ορόφου με στρώσεις σπλισμένου σκυροδέματος (Μέθοδος Ενίσχυσης Α)



Σχήμα 5.7. Ενισχυμένες δοκοί δεύτερου ορόφου με στρώσεις σπλισμένου σκυροδέματος (Μέθοδος Ενίσχυσης Α)

• Δοκός 17.1 – Στάθμη Οροφής Πρώτου Ορόφου (B)

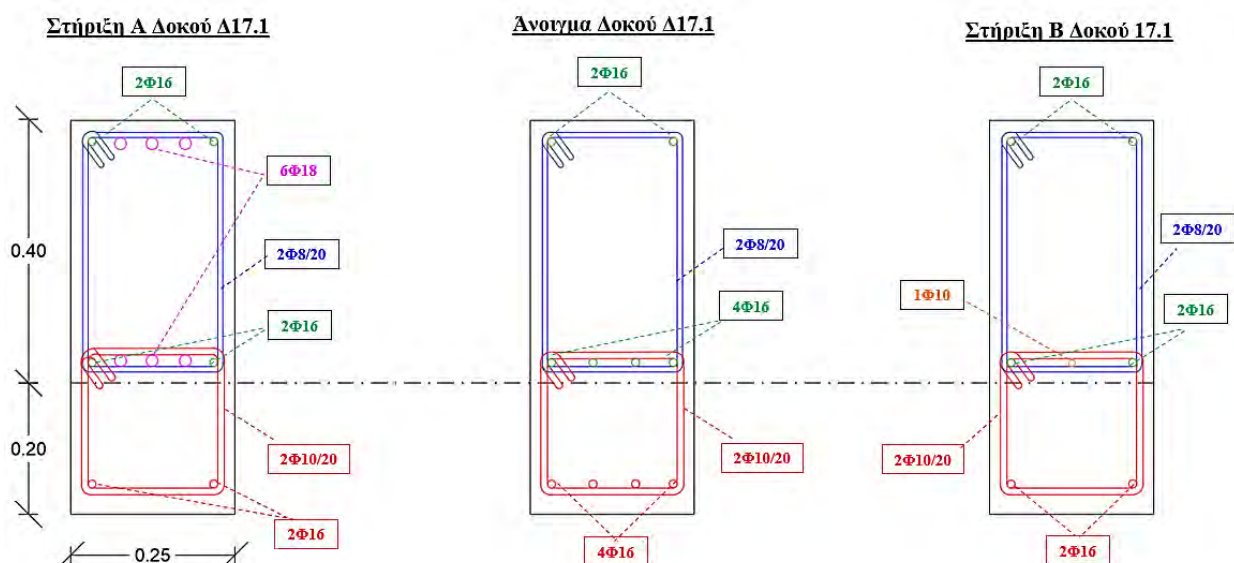
Η δοκός 17.1 αστοχεί καμπτικά και διατμητικά και για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας. Η καμπτική αστοχία ήταν αναμενόμενη δεδομένου ότι η δοκός 17.1 έχει πολύ μικρό μήκος. Στους Πίνακες 5.4.1 και 5.4.2. καταγράφονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.8 παρουσιάζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ17.1 στα δύο άκρα της καθώς και στο άνοιγμά της. Σημειώνεται ότι με κόκκινο χρώμα απεικονίζεται ο νέος διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός της Δ17.1.

Πίνακας 5.4.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ17.1

Δοκός 17.1 (Πρώτος Όροφος)	
Μήκος Δοκού, $L$	1.30 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b \cdot h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b' \cdot h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.4.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ17.1

Δοκός 17.1 (Πρώτος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη Α	Άνοιγμα	Στήριξη Β
Υφιστάμενος	Άνω	2Φ16+3Φ18	2Φ16	2Φ16
	Κάτω	2Φ16+3Φ18	4Φ16	2Φ16
Πρόσθετος	Κάτω	<b>+ 2Φ16</b>	<b>+ 4Φ16</b>	<b>+ 2Φ16</b>



Σχήμα 5.8. Μέθοδος Ενίσχυσης Α - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ17.1(B)



• Δοκός 26.1 – Στάθμη Οροφής Πρώτου Ορόφου (B)

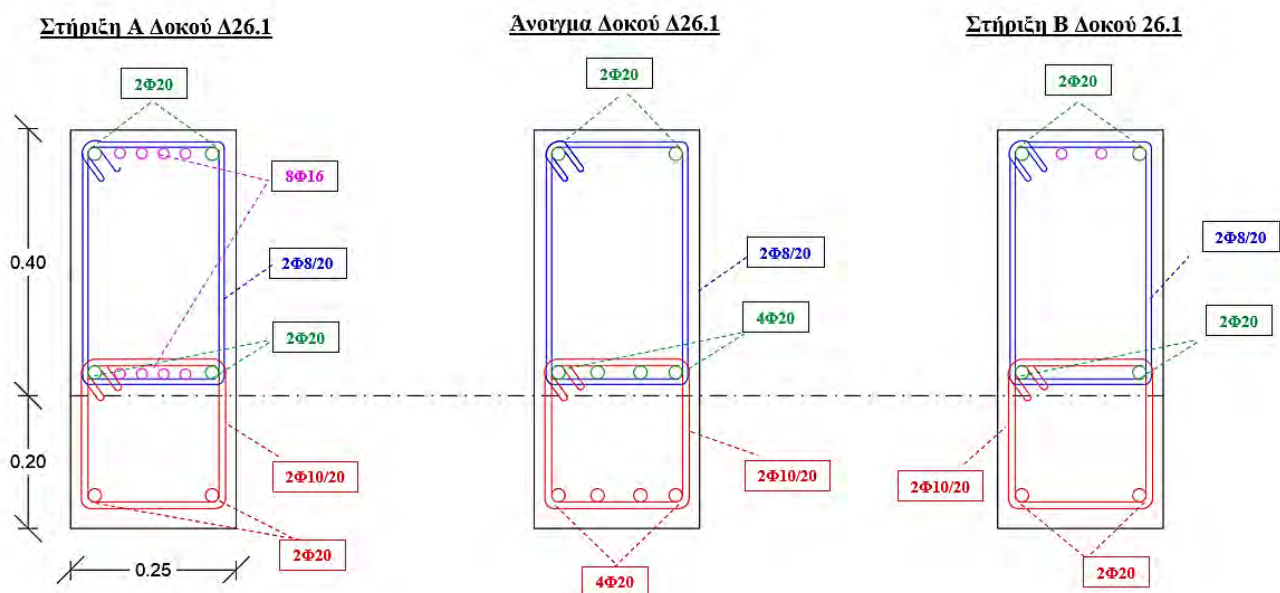
Η δοκός Δ26.1 παρουσίασε διατμητική αστοχία με πολύ μεγάλο λόγο ανεπάρκειας διατμητικής αντοχής στη στάθμη NC. Στους Πίνακες 5.5.1 και 5.5.2. παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.9 απεικονίζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ26.1 στα δύο άκρα της καθώς και στο άνοιγμά της. Όπως και προηγουμένως, με κόκκινο χρώμα απεικονίζεται ο νέος διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός της Δ26.1.

Πίνακας 5.5.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ26.1 (B)

Δοκός 26.1 (Πρώτος Όροφος)	
Μήκος Δοκού , $L$	4.20 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b \cdot h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b' \cdot h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.5.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ26.1 (B)

Δοκός 26.1 (Πρώτος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη A	Άνοιγμα	Στήριξη B
Υφιστάμενος	Άνω	2Φ20+4Φ16	2Φ20	2Φ20+2Φ16
	Κάτω	2Φ20+4Φ16	4Φ20	2Φ20+2Φ16
Πρόσθετος	Κάτω	+ 2Φ20	+ 4Φ20	+ 2Φ20



Σχήμα 5.9. Μέθοδος Ενίσχυσης A - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ26.1(B)

• Δοκός 9.1 – Στάθμη Οροφής Δεύτερου Ορόφου (C)

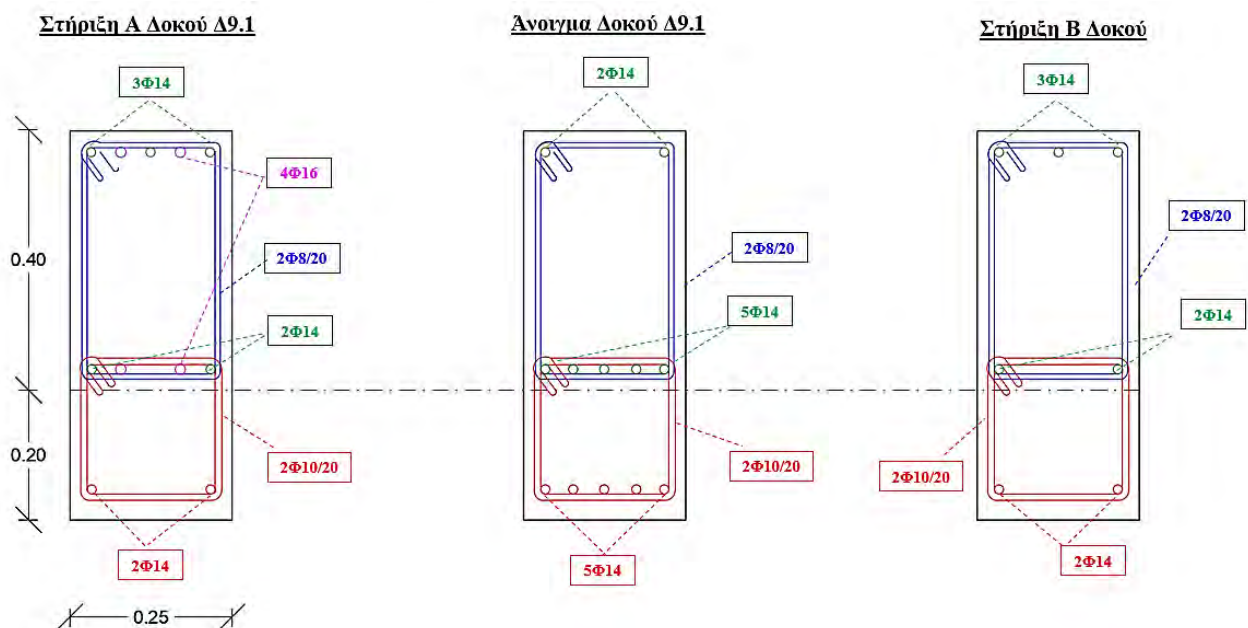
Η δοκός Δ9.1 παρουσίασε διατμητική αστοχία με πολύ μεγάλο λόγο ανεπάρκειας διατμητικής αντοχής στη στάθμη NC. Στους Πίνακες 5.6.1 και 5.6.2. παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.10 απεικονίζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ9.1 στα δύο άκρα της καθώς και στο άνοιγμά της. Όπως και προηγουμένως, με κόκκινο χρώμα απεικονίζεται ο νέος διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός της Δ9.1.

Πίνακας 5.6.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ 9.1 (C)

Δοκός 9.1 (Δεύτερος Όροφος)	
Μήκος Δοκού , $L$	2.25 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b*h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b'*h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.6.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ9.1 (C)

Δοκός 9.1 (Δεύτερος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη Α	Άνοιγμα	Στήριξη Β
Υφιστάμενος	Άνω	3Φ14+2Φ16	2Φ14	3Φ14
	Κάτω	2Φ14+2Φ16	5Φ14	2Φ14
Πρόσθετος	Κάτω	<b>+ 2Φ14</b>	<b>+ 5Φ14</b>	<b>+ 2Φ14</b>



Σχήμα 5.10. Μέθοδος Ενίσχυσης Α - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ9.1(C)

• Δοκός 11.2 – Στάθμη Οροφής Δεύτερου Ορόφου (C)

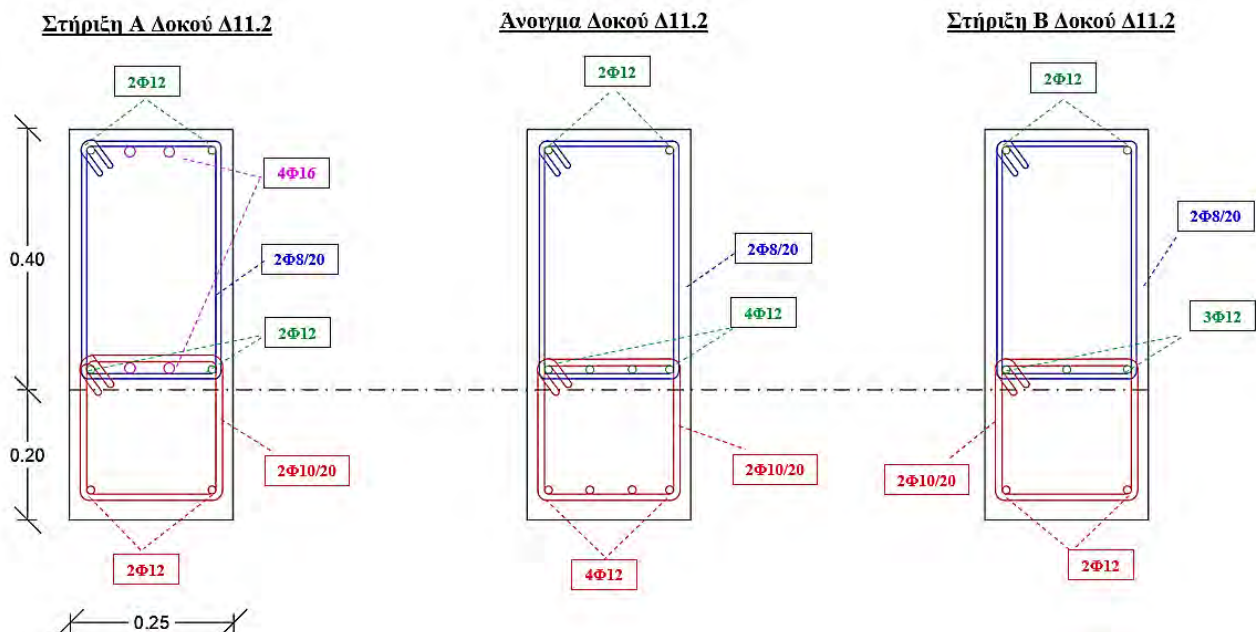
Η δοκός Δ11.2 παρουσίασε καμπτική αστοχία στο ένα της άκρο και για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας, SD και NC. Στους Πίνακες 5.7.1 και 5.7.2. παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.11 απεικονίζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ11.2 στα δύο άκρα της καθώς και στο άνοιγμά της. Όπως και προηγουμένως, με κόκκινο χρώμα απεικονίζεται ο νέος διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός της Δ11.2.

Πίνακας 5.7.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ11.2 (C)

Δοκός 11.2 (Δεύτερος Όροφος)	
Μήκος Δοκού, $L$	2.89 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b*h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b'*h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.7.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ11.2 (C)

Δοκός 11.2 (Δεύτερος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη Α	Άνοιγμα	Στήριξη Β
Υφιστάμενος	Άνω	2Φ12+2Φ16	2Φ12	2Φ12
	Κάτω	2Φ12+2Φ16	4Φ12	3Φ12
Πρόσθετος	Κάτω	<b>+ 2Φ12</b>	<b>+ 4Φ12</b>	<b>+ 2Φ12</b>



Σχήμα 5.11. Μέθοδος Ενίσχυσης Α - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ11.2(C)

• Δοκός 11.3 – Στάθμη Οροφής Δεύτερου Ορόφου (C)

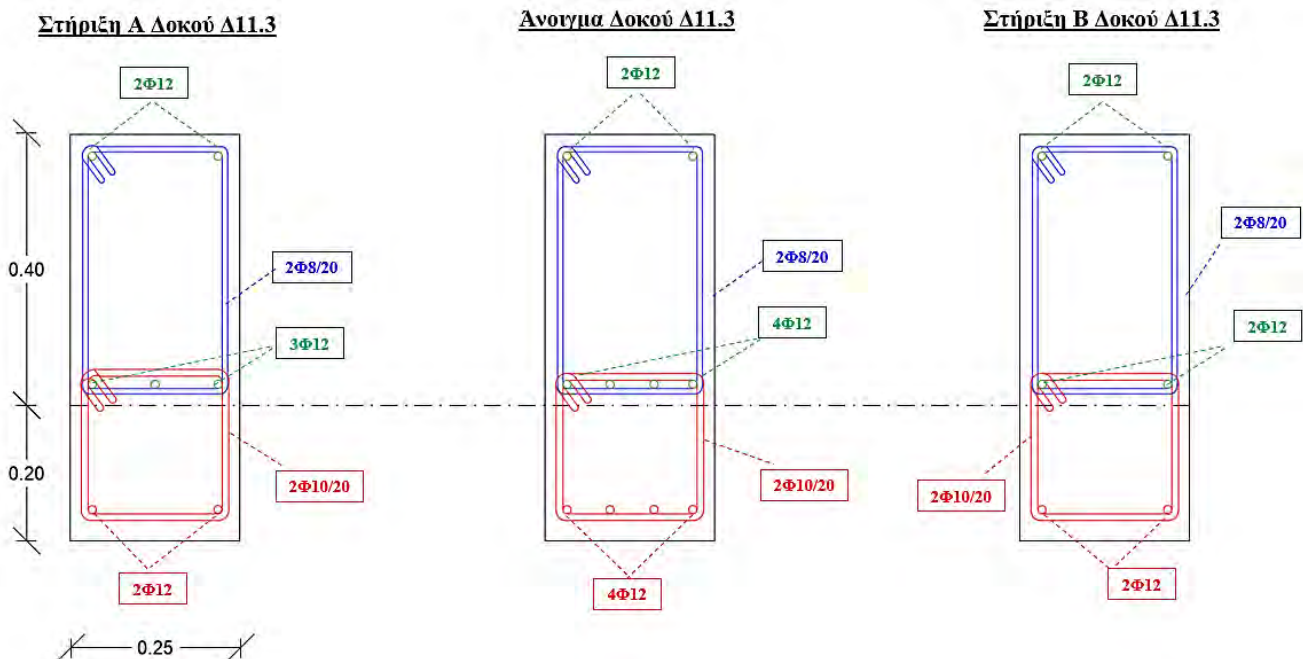
Η δοκός Δ11.3 παρουσίασε καμπτική αστοχία στον κόμβο αρχής της και για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας, SD και NC. Στους Πίνακες 5.8.1 και 5.8.2. παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.12 απεικονίζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ11.3 στα δύο άκρα της καθώς και στο άνοιγμά της.

Πίνακας 5.8.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ11.3 (C)

Δοκός 11.3 (Δεύτερος Όροφος)	
Μήκος Δοκού, $L$	2.89 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b \cdot h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b' \cdot h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.8.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ11.3 (C)

Δοκός 11.3 (Δεύτερος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη A	Άνοιγμα	Στήριξη B
Υφιστάμενος	Άνω	2Φ12	2Φ12	2Φ12
	Κάτω	3Φ12	4Φ12	2Φ12
Πρόσθετος	Κάτω	+ 2Φ12	+ 4Φ12	+ 2Φ12



Σχήμα 5.12. Μέθοδος Ενίσχυσης A - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ11.3(C)

• Δοκός 11.4 – Στάθμη Οροφής Δεύτερου Ορόφου (C)

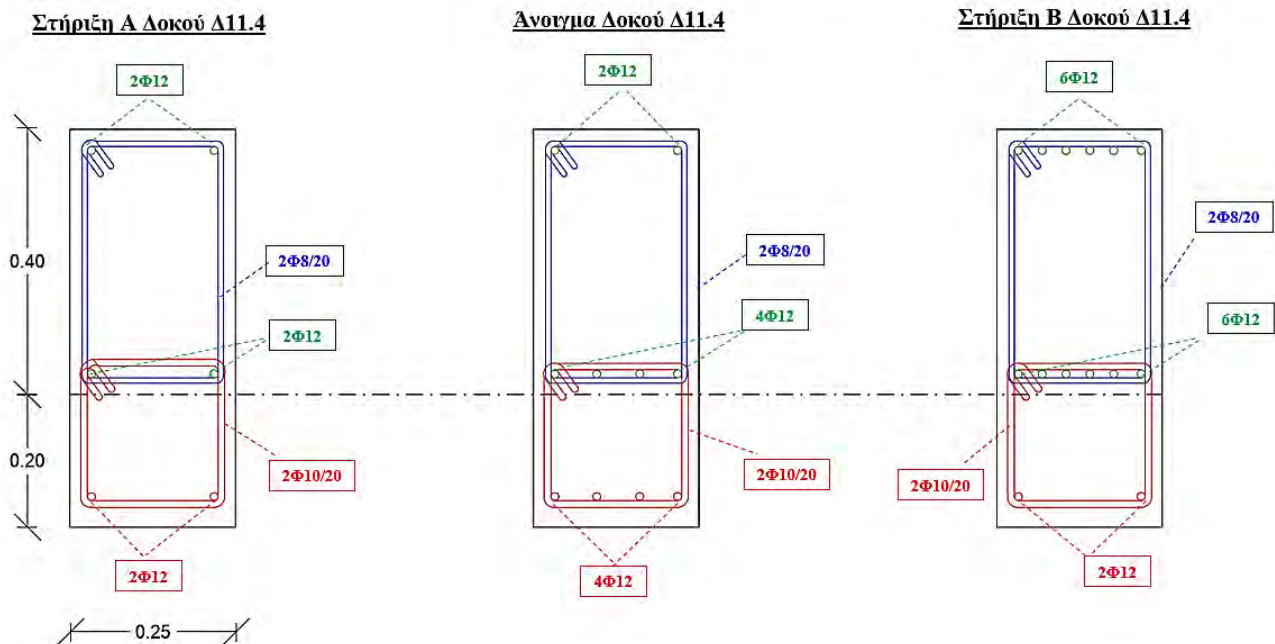
Η δοκός Δ11.4 παρουσίασε καμπτική και διατμητική αστοχία στον κόμβο αρχής της και για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας, SD και NC. Στους Πίνακες 5.9.1 και 5.9.2. παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.13 απεικονίζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ11.4 στα δύο άκρα της καθώς και στο άνοιγμά της.

Πίνακας 5.9.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ11.4 (C)

Δοκός 11.4 (Δεύτερος Όροφος)	
Μήκος Δοκού, $L$	2.69 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b \cdot h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b' \cdot h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.9.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ11.4 (C)

Δοκός 11.4 (Δεύτερος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη A	Άνοιγμα	Στήριξη B
Υφιστάμενος	Άνω	2Φ12	2Φ12	6Φ12
	Κάτω	2Φ12	4Φ12	6Φ12
Πρόσθετος	Κάτω	<b>+ 2Φ12</b>	<b>+ 4Φ12</b>	<b>+ 2Φ12</b>



Σχήμα 5.13. Μέθοδος Ενίσχυσης Α - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ11.4(C)

• Δοκός 19.1 – Στάθμη Οροφής Δεύτερου Ορόφου (C)

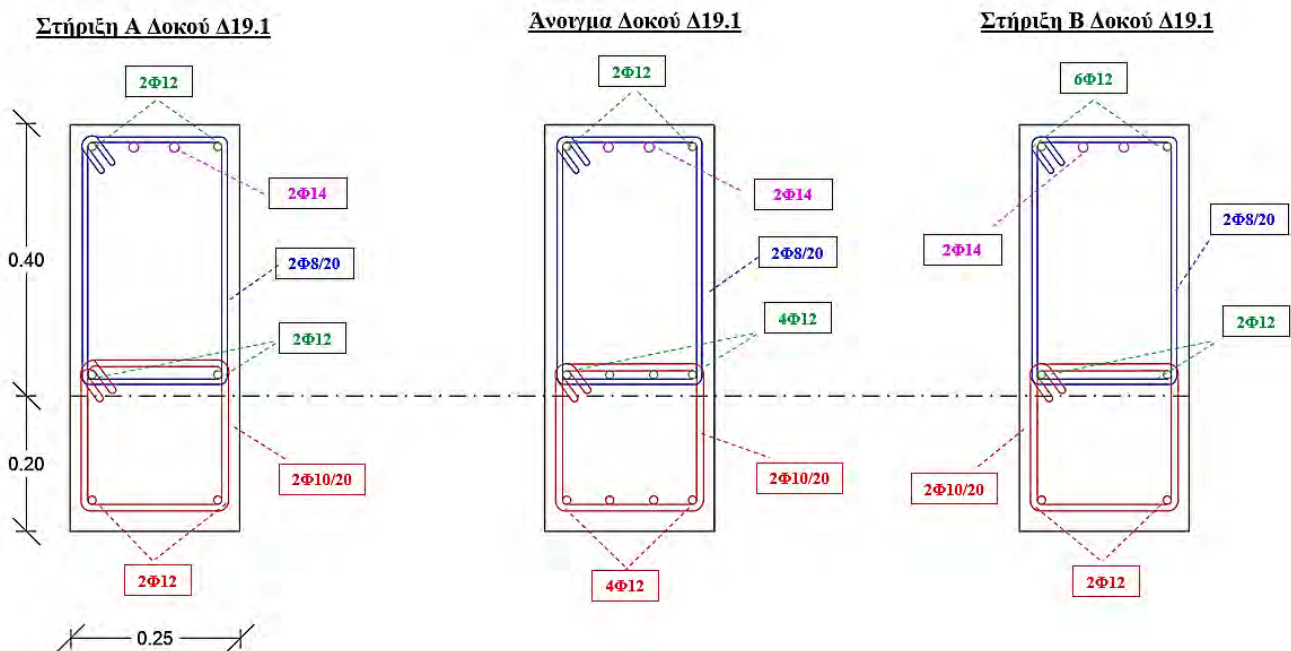
Η δοκός Δ19.1 παρουσίασε καμπτική αστοχία στον κόμβο τέλους της μόνο για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC. Στους Πίνακες 5.10.1 και 5.10.2. παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.14 απεικονίζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ19.1 στα δύο άκρα της καθώς και στο άνοιγμά της.

Πίνακας 5.10.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ19.1 (C)

Δοκός 19.1 (Δεύτερος Όροφος)	
Μήκος Δοκού , $L$	2.25 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b*h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b'*h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.10.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ19.1 (C)

Δοκός 19.1 (Δεύτερος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη Α	Άνοιγμα	Στήριξη Β
Υφιστάμενος	Άνω	2Φ12+2Φ14	2Φ12+2Φ14	2Φ12+2Φ14
	Κάτω	2Φ12	4Φ12	2Φ12
Πρόσθετος	Κάτω	<b>+ 2Φ12</b>	<b>+ 4Φ12</b>	<b>+ 2Φ12</b>



Σχήμα 5.14. Μέθοδος Ενίσχυσης Α - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ19.1(C)

• Δοκός 22.1 – Στάθμη Οροφής Δεύτερου Ορόφου (C)

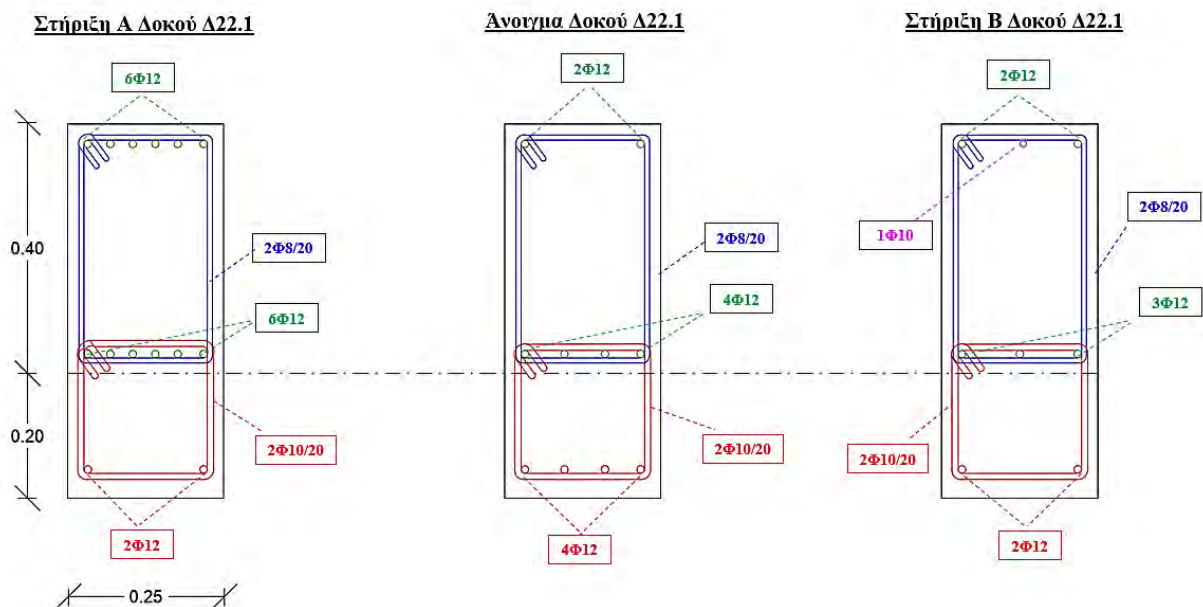
Η δοκός Δ22.1 παρουσίασε διατμητική αστοχία στον κόμβο τέλους της με πολύ μικρό λόγο επάρκειας λ. Στους Πίνακες 5.11.1 και 5.11.2. παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.15 απεικονίζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ22.1 στα δύο άκρα της καθώς και στο άνοιγμά της.

Πίνακας 5.11.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ22.1 (C)

Δοκός 22.1 (Δεύτερος Όροφος)	
Μήκος Δοκού , $L$	3.00 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b*h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b'*h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.11.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ22.1 (C)

Δοκός 22.1 (Δεύτερος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη $A$	Άνοιγμα	Στήριξη $B$
Υφιστάμενος	Άνω	6Φ12	2Φ12	2Φ12+1Φ10
	Κάτω	6Φ12	4Φ12	3Φ12
Πρόσθετος	Κάτω	+ 2Φ12	+ 4Φ12	+ 2Φ12



Σχήμα 5.15. Μέθοδος Ενίσχυσης A - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ22.1(C)



### 5.2.3. Ενίσχυση υποστυλωμάτων και δοκών με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών (FRP)

Η μέθοδος ενίσχυσης με μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή (FRP) είναι η συνηθέστερη πρακτική που χρησιμοποιείται για την αύξηση της καμπτικής και κυρίως της διατμητικής αντοχής των μελών. Με την εφαρμογή μανδύων ινοπλισμένων πολυμερών, βελτιώνεται η σεισμική ικανότητα των επιμέρους τμημάτων του δομήματος μειώνοντας τις μετατοπίσεις λόγω σεισμικής διέγερσης. Η κύρια λειτουργία τους είναι η παραλαβή των διατμητικών δυνάμεων παίζοντας το ρόλο του εγκάρσιου οπλισμού.

Οι ενισχύσεις με FRP έλαβαν χώρα σε δοκούς και υποστυλώματα του ισόγειου, του πρώτου ορόφου και του δεύτερου ορόφου. Τα στοιχεία που ενισχύθηκαν με ινοπλισμένα πολυμερή παρουσίασαν σχετικά μικρό λόγο επάρκειας στη στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση NC» για τέμνουσες δυνάμεις.

Είναι αξιοσημείωτο το γεγονός ότι από τις 27 δοκούς που ενισχύθηκαν με FRP, οι δοκοί Δ26.1(B), Δ9.1(C) και Δ22.1(C) είναι ήδη ενισχυμένες με πρόσθετη στρώση οπλισμένου σκυροδέματος. Η «διπλή» ενίσχυση εφαρμόστηκε κυρίως για να μην αυξηθεί περαιτέρω η διατομή των μελών, διότι ο λόγος ανεπάρκειας που προέκυψε από την αύξηση της διατομής ήταν εκτός των ορίων με πολύ μικρή διαφορά. Τα ενισχυόμενα μέλη καταγράφονται στον Πίνακα 5.12. Με το γράμμα «Δ» συμβολίζονται οι δοκοί, με το γράμμα «Κ» συμβολίζονται τα υποστυλώματα ενώ με μπλε χρώμα σημειώνονται οι δοκοί οι οποίες έχουν υποστεί «διπλή» ενίσχυση.

Πίνακας 5.12. Δομικά μέλη ενισχυόμενα με μανδύες FRP ανά όροφο

Ισόγειο	Πρώτος Όροφος	Δεύτερος Όροφος
Δ2.2	Δ2.1	<b>Δ9.1</b>
Δ6.1	Δ2.2	Δ17.1
Δ8.1	Δ6.1	Δ21.2
Δ9.1	Δ8.1	<b>Δ22.1</b>
Δ10.1	Δ10.1	Δ22.2
Δ10.2	Δ10.2	K11
Δ13.1	Δ11.1	K15
Δ17.1	Δ11.4	K21
Δ21.2	Δ13.1	
Δ22.1	Δ22.1	
Δ22.2	Δ22.2	
K21	<b>Δ26.1</b>	





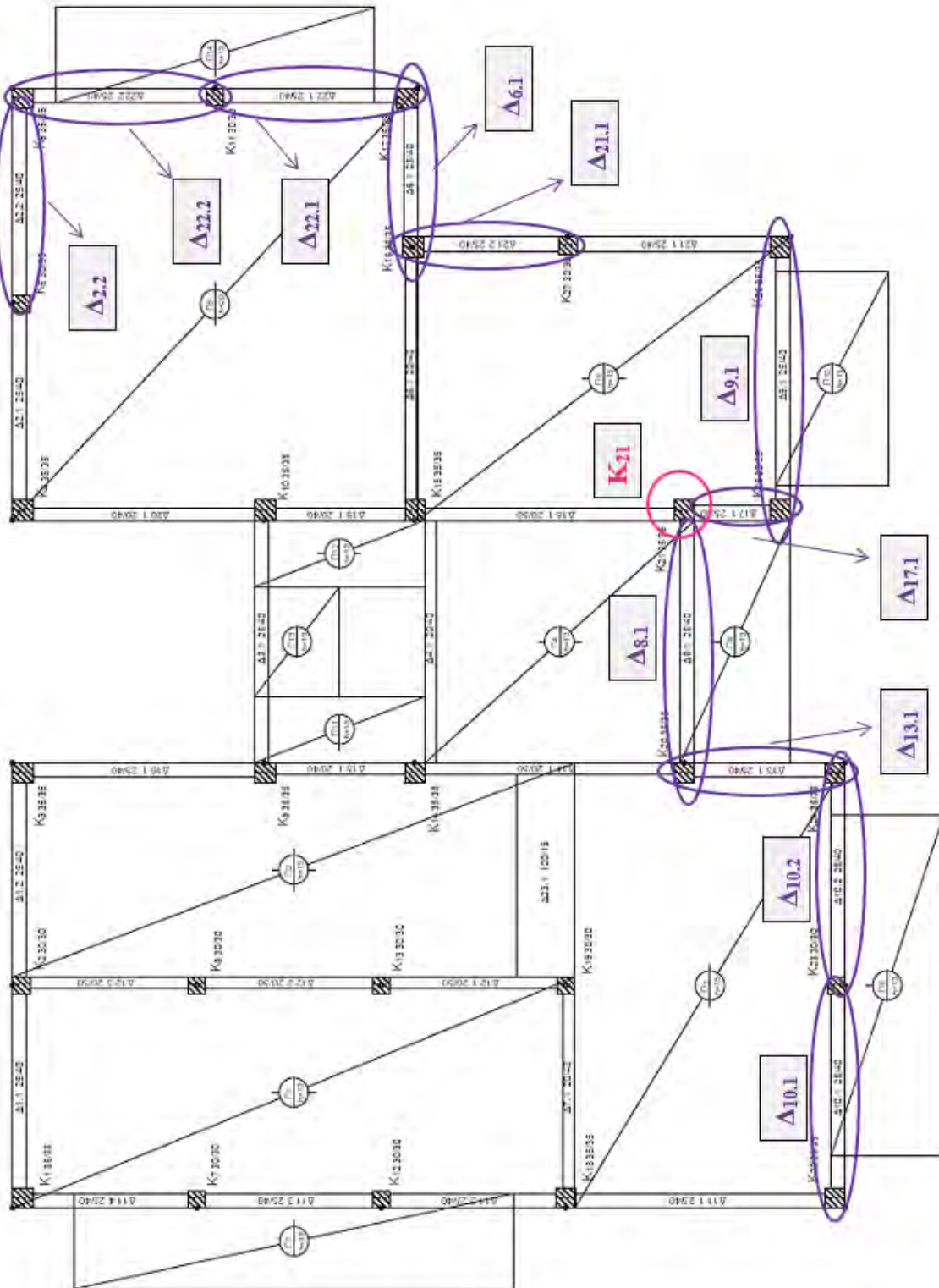
Για την αύξηση της φέρουσας ικανότητας των δομικών στοιχείων έγινε χρήση του πλεκτού υφάσματος SikaWrap®- 230C, της εταιρίας Sika. Το συγκεκριμένο ύφασμα αποτελείται από ίνες άνθρακα μονής διεύθυνσεως, μέσω αντοχών, σχεδιασμένο για τοποθέτηση εφαρμόζοντας είτε τη ξηρή είτε την υγρή μέθοδο. Στον πίνακα 5.13 αναγράφονται τα τεχνικά χαρακτηριστικά και οι μηχανικές ιδιότητες του συγκεκριμένου προϊόντος [26].

Οι μανδύες εφαρμόζονται περιμετρικά του στοιχείου. Η διεύθυνση των ινών είναι παράλληλη με αυτή του εγκάρσιου οπλισμού αναπληρώνοντας με αυτόν τον τρόπο τον απαιτούμενο χαλύβδινο οπλισμό.

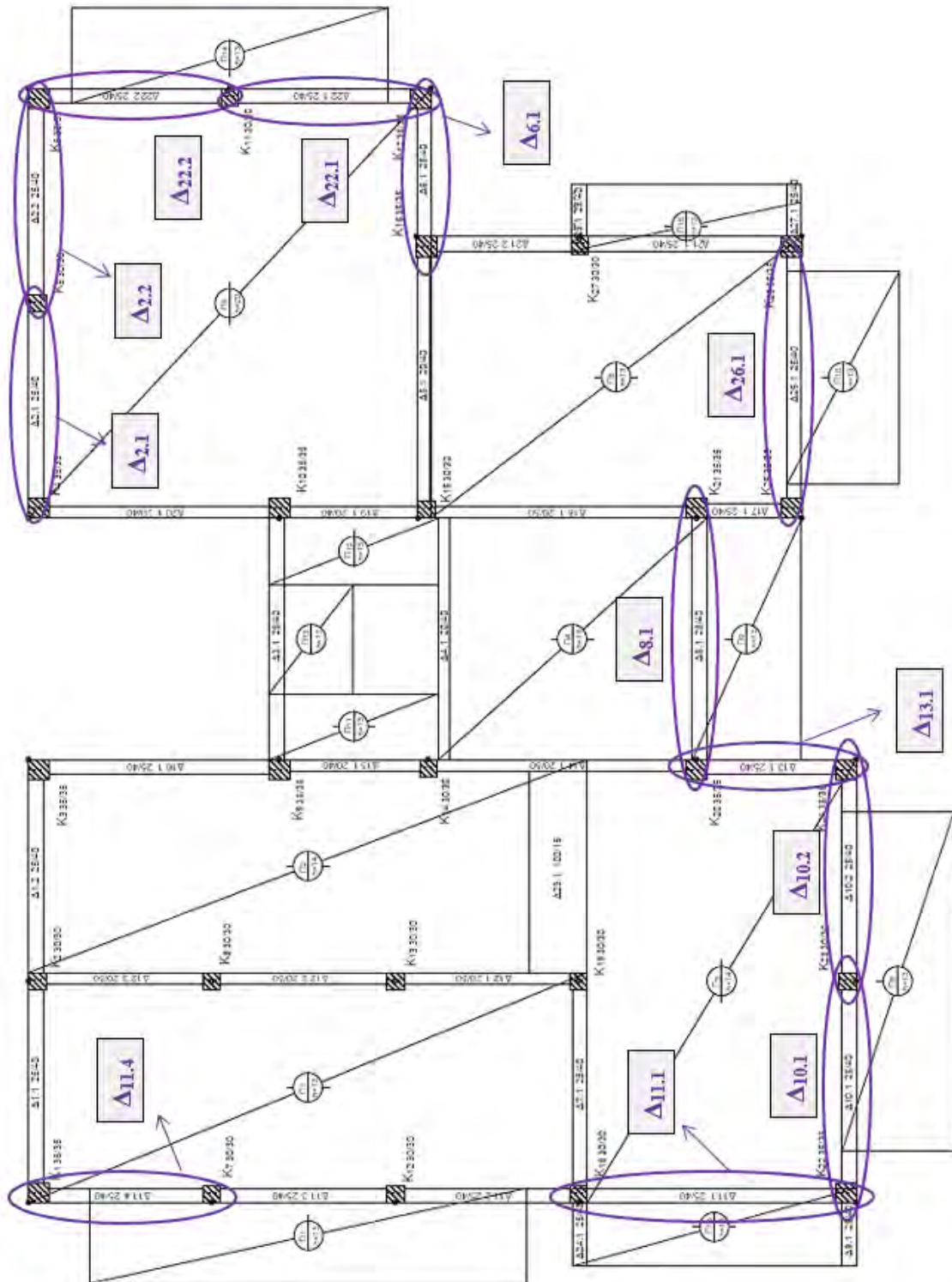
Πίνακας 5.13. Τεχνικά χαρακτηριστικά και μηχανικές ιδιότητες μανδύα FRP

Βάρος Υφάσματος, B	235g/m <sup>2</sup> ±10g/m <sup>2</sup>
Πάχος Διαστρωμάτωσης, t <sub>f</sub>	0.129 mm
Πυκνότητα Ινών, ρ	1.82 g/cm <sup>3</sup>
Χαρακτηριστικό Μέτρο Ελαστικότητας, E	220 Gpa
Χαρακτηριστική Εφελκυστική Αντοχή, f <sub>tk</sub>	3200 Mpa
Οριακή Παραμόρφωση σε εφελκυσμό, ε <sub>f</sub>	1.45%

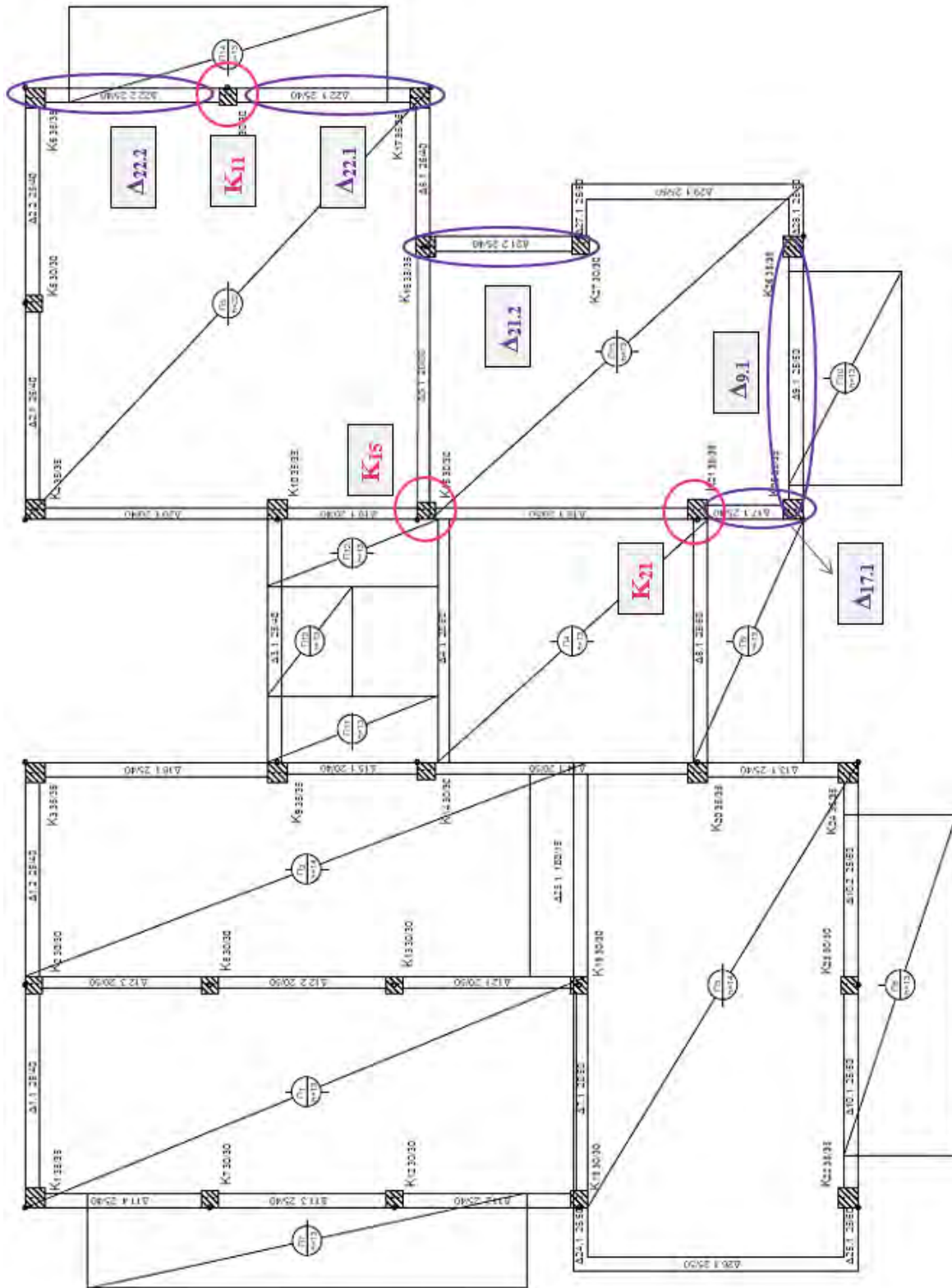
Στα σχήματα 5.16-5.18 παρουσιάζονται οι δοκοί και τα υποστυλώματα που ενισχύθηκαν με FRP στη στάθμη του ισογείου, του πρώτου και του δεύτερου ορόφου. Με μωβ χρώμα απεικονίζονται οι δοκοί ενώ με ροζ τα υποστυλώματα. Παρατηρείται ότι σε όλες τις στάθμες των ορόφων, οι δοκοί που εμφάνισαν διατμητική αστοχία για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC καθώς και για την SD, είναι περιμετρικές. Μια πιθανή εξήγηση για την ανεπάρκεια των μελών είναι η ότι οι εξώστες (πρόβολοι) ασκούν στις δοκούς επιπλέον φορτίο, αυξάνοντας την τέμνουσα δύναμη λόγω στρέψης και κατά τον άξονα κάθε μέλους.



Σχήμα 5.16. Ενισχυμένα μέλη ισογείου με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών FRP (Μέθοδος Ενίσχυσης Α)



Σχήμα 5.17. Ενισχυμένα μέλη πρώτου ορόφου με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών FRP (Μέθοδος Ενίσχυσης Α)



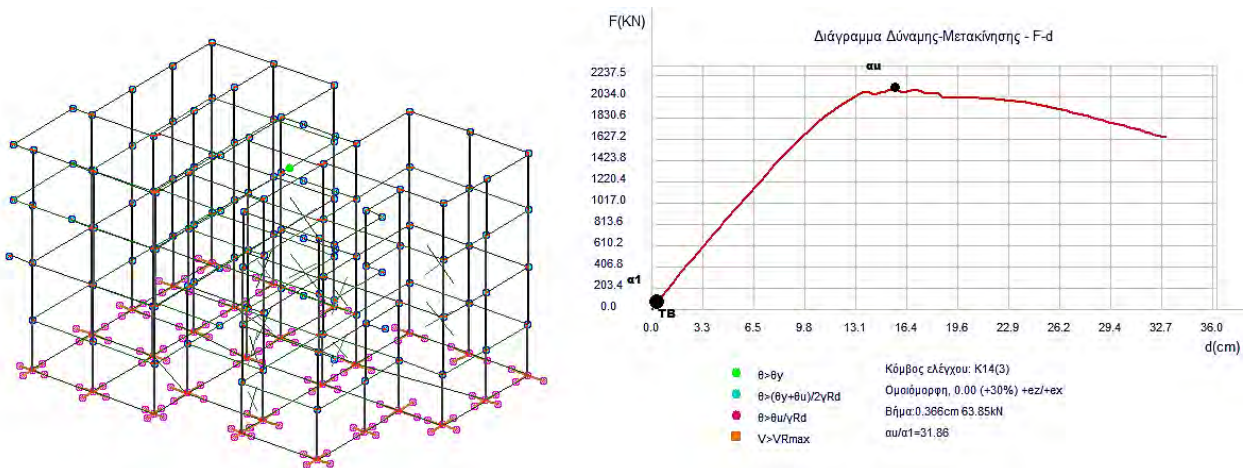
Σχήμα 5.18. Ενισχυμένα μέλη δεύτερου ορόφου με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών FRP (Μέθοδος Ενίσχυσης Α)

## 5.2.4. Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Ενισχυόμενου Φορέα με Εφαρμογή Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης Pushover

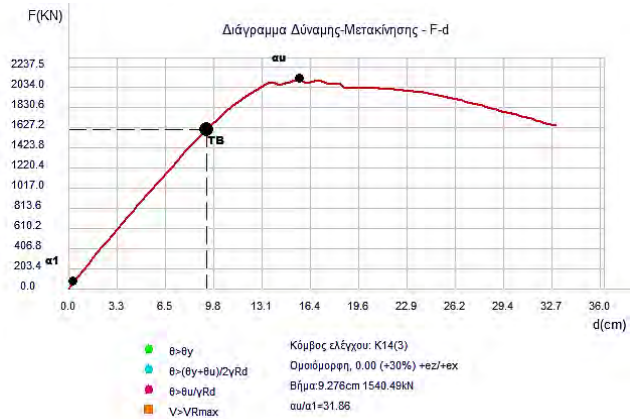
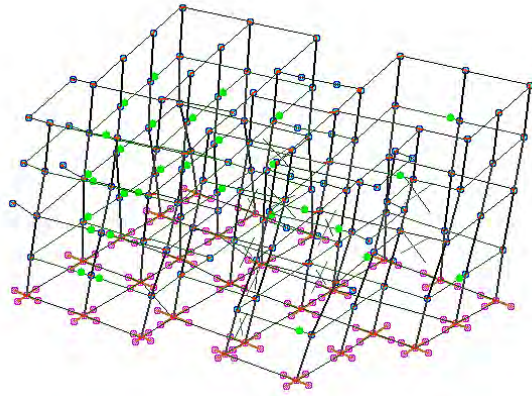
Στην ενότητα 5.2.4. ελέγχεται η Φέρουσα Ικανότητα της ενισχυόμενης κατασκευής μέσω της Μεθόδου Ενίσχυσης Α. Ο έλεγχος επιτυγχάνεται με εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης Pushover, όπως και στο Κεφάλαιο 4 . Η αποτίμηση της Φέρουσας Ικανότητας πραγματοποιείται στη διεύθυνση X και Z, για ιδιομορφική και ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης. Ακολούθως, αξιολογούνται το Διάγραμμα Δύναμης – Μετατόπισης (F-d) τη στιγμή της δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης, μια τυχαία χρονική στιγμή κατά τη διαρροή και τη στιγμή της κατάρρευσης, η Καμπύλη Απαιτήσης – Ικανότητας (ADRS) και η σεισμική επάρκεια του κάθε στοιχείου .

### 5.2.4.1. Διάγραμμα Δύναμης-Μετατόπισης στη διεύθυνση X

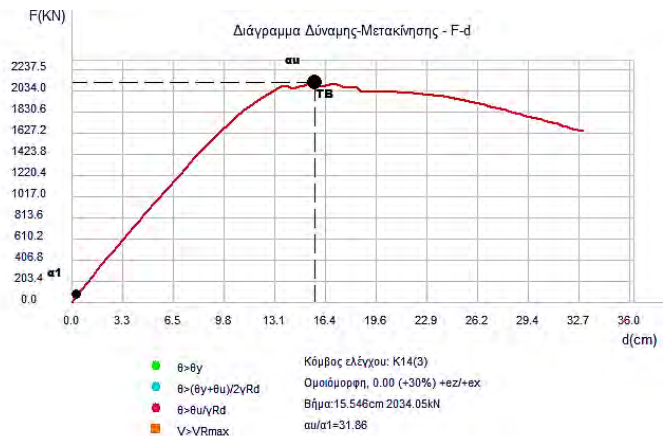
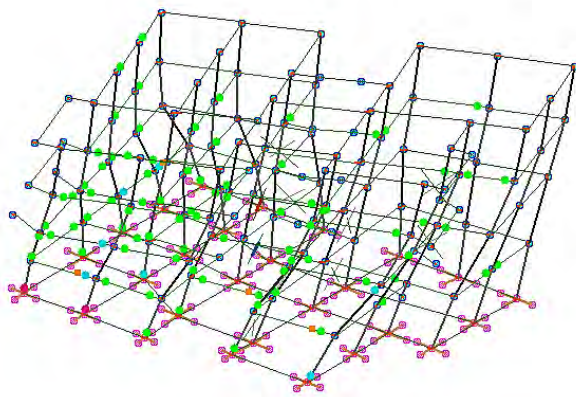
Στην ενότητα αυτή παρατίθεται το Διάγραμμα Δύναμης – Μετατόπισης (F-d) με ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης στη διεύθυνση X τη στιγμή της δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης, Σχήμα 5.19, κατά τη διαρροή, Σχήμα 5.20, και τη στιγμή της κατάρρευσης, Σχήμα 5.21.



Σχήμα 5.19: Διάγραμμα F-d (x) – Στιγμή δημιουργίας πρώτης πλαστικής άρθρωσης (Μέθοδος Ενίσχυσης Α)



Σχήμα 5.20: Διάγραμμα F-d (x) – Τυχαία χρονική στιγμή κατά τη διαρροή του φορέα (Μέθοδος Ενίσχυσης Α)



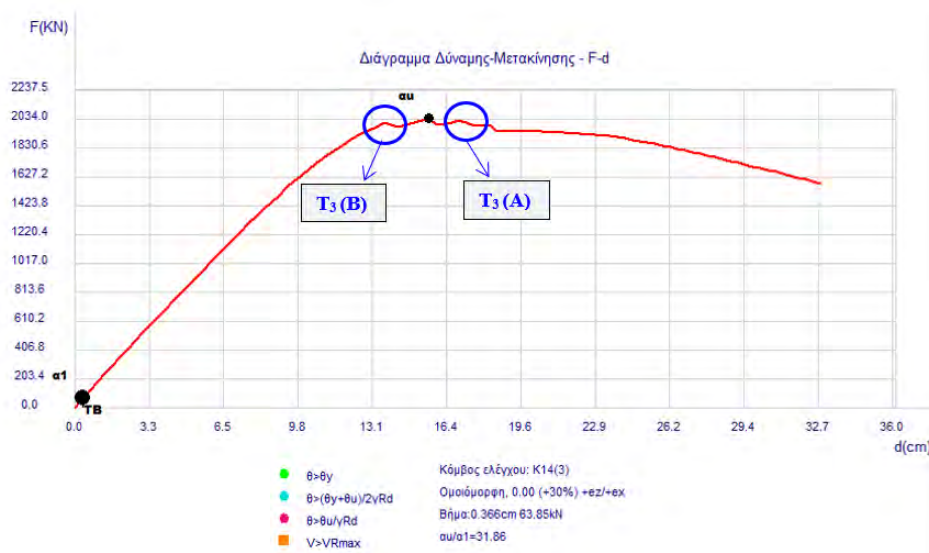
Σχήμα 5.21: Διάγραμμα F-d (x) – Στιγμή κατάρρευσης του φορέα (Μέθοδος Ενίσχυσης Α)

Από τα Σχήματα 5.19- 5.21, αντλήθηκαν οι εξής πληροφορίες:

- Λόγος Υπεραντοχής  $\lambda=\alpha_u/\alpha_1$ : Ο λόγος υπεραντοχής που προέκυψε με την εφαρμογή της ανάλυσης ισούται με  $\lambda=31.86$ . Η εισαγωγή των τοιχωμάτων καθώς και οι υπόλοιπες ενισχύσεις που έλαβαν χώρα, συνείσφεραν στη μείωση του λόγου υπεραντοχής κατά το 1/4 περίπου.
- Σημείο  $\alpha_1$ : Η πρώτη πλαστική άρθρωση του φορέα εμφανίζεται στη δοκό Δ16.1 στη στάθμη της οροφής του δεύτερου ορόφου όπως και στην περίπτωση άνευ ενισχύσεων. Στο σημείο αυτό η τιμή της τέμνουσας που αντιστοιχίζεται η

πρώτη διαρροή ισούται με  $V=63.85$  kN με μετακίνηση οροφής ίση με 0.366 cm.

- Διάστημα μεταξύ των σημείων  $\alpha_1$ - $\alpha_u$ : Σύμφωνα με το υπόμνημα του Σχήματος 5.20, στο διάστημα αυτό τα μέλη δεν ικανοποιούν τον περιορισμό της στάθμης επιτελεστικότητας «Περιορισμένων Βλαβών» με γωνία στροφής μέλους μεγαλύτερη της οριακής γωνίας.
- Σημείο  $\alpha_u$ : Από το Σχήμα 5.21 είναι εμφανές ότι όλα τα μέλη ικανοποιούν τις απαιτήσεις της στάθμης επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση (NC)», Σχέση 1.4, ενώ τα περισσότερα μέλη δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις της στάθμης επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών (SD)». Η τιμή της τέμνουσας που δημιουργείται ο μηχανισμός κατάρρευσης ισούται με  $V_x=2034$  kN με μετακίνηση οροφής ίση με  $\delta_x=15.546$  cm.
- Μορφή Διαγράμματος: Παρατηρήθηκε ότι για τη διεύθυνση φόρτισης x, το μόνο τοίχωμα που εμφάνισε ανεπάρκεια στον έλεγχο στροφής της στάθμης επιτελεστικότητας NC είναι το τοίχωμα  $T_3$ , στο ισόγειο και στον πρώτο όροφο. Η διεύθυνση του  $T_3$  είναι κάθετη στη διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης. Στο Σχήμα 5.22 τονίζονται οι περιοχές ασυνέχειας του διαγράμματος όπου τα προαναφερθέντα τοιχώματα εμφανίζουν γωνία στροφής χορδής μεγαλύτερη από την οριακή της στάθμης επιτελεστικότητας NC.



Σχήμα 5.22: Συμπεριφορά Τοιχωμάτων κατά τη διεύθυνση X (Μέθοδος Ενίσχυσης A)

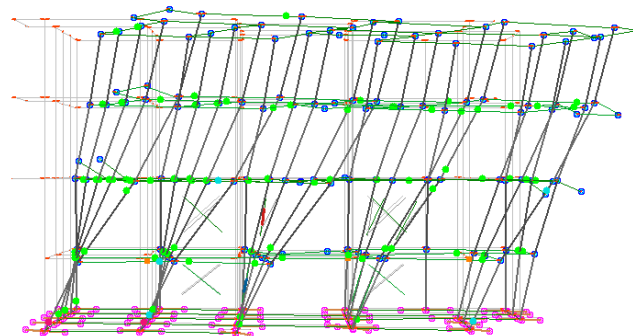
Στον Πίνακα 5.14 παρατίθενται συγκεντρωτικά οι τιμές των τεμνουσών βάσεων του ενισχυόμενου δομήματος και των αντίστοιχων μετακινήσεων της οροφής αυτού για τις περιπτώσεις που προαναφέρθηκαν. Επιπροσθέτως, στο Σχήμα 5.23 απεικονίζεται ο μηχανισμός κατάρρευσης του φορέα κατά την επιβολή της ομοιόμορφης κατανομής φορτίων στη διεύθυνση X.

#### Δείκτης Πλαστιμότητας

Επόμενο βήμα αποτελεί ο υπολογισμός του δείκτη πλαστιμότητας. Ο δείκτης Πλαστιμότητας ορίζεται ως ο λόγος της παραμόρφωσης (μετακίνησης) κατά τη δημιουργία του μηχανισμού κατάρρευσης προς την παραμόρφωση του κτιρίου κατά τη δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης.

Πίνακας 5.14: Τιμή τέμνουσας βάσης, μετακίνησης κορυφής και λόγου υπεραντοχής στις θέσεις  $a_1$  και  $a_u$  στη διεύθυνση X (Μέθοδος Ενίσχυσης Α)

	Τέμνουσα Βάσης, $V_x$ (kN)	Μετακίνηση Κορυφής, $\delta_x$ (cm)
Σημείο διαρροής, $a_1$	63.85	0.37
Σημείο κατάρρευσης, $a_u$	2034.00	15.5
Λόγος υπεραντοχής, $a_1/a_u$	31.86	
Δείκτης πλαστιμότητας $\delta_1/\delta_u$	41.89	



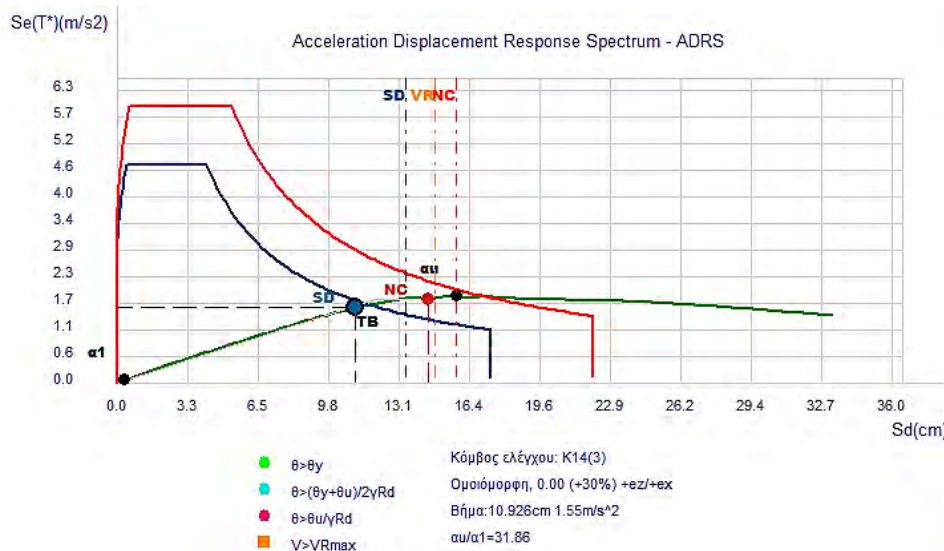
Σχήμα 5.23: Μηχανισμός Κατάρρευσης κτιρίου κατά τη διεύθυνση X (Μέθοδος Ενίσχυσης Α)

#### **5.2.4.2. Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας στη διεύθυνση X**

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας του δομήματος για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας και για ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης κατά τη διεύθυνση X. Σύμφωνα με το υπόμνημα του Σχήματος 5.24. και 5.25, για την καμπύλη αντίστασης ισχύει ότι:

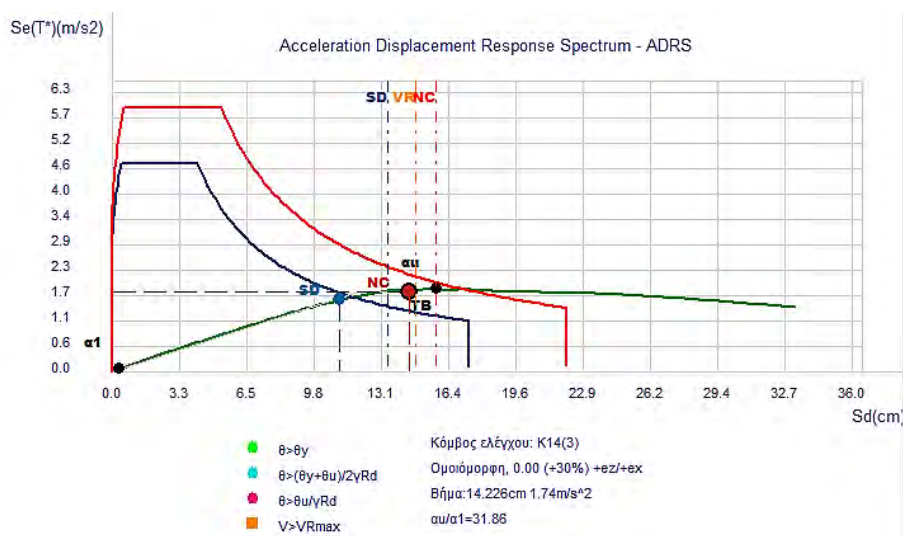


- Η μπλε κουκίδα συμβολίζει τη στοχευόμενη μετακίνηση της στάθμης επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών (SD)», όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.24. Το κριτήριο επάρκειας της κατασκευής για τη στάθμη αυτή ικανοποιείται.



Σχήμα 5.24: Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (ADRS) κατά x-Όριο επιτελεστικότητας SD

- Σύμφωνα με το Σχήμα 5.25, η κόκκινη κουκίδα συμβολίζει τη στοχευόμενη μετακίνηση της στάθμης επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση (NC)». Η κόκκινη διακεκομμένη ευθεία συμβολίζει την ικανότητα μετακίνησης της NC. Επομένως, ικανοποιείται το κριτήριο επάρκειας για τη στάθμη αυτή.

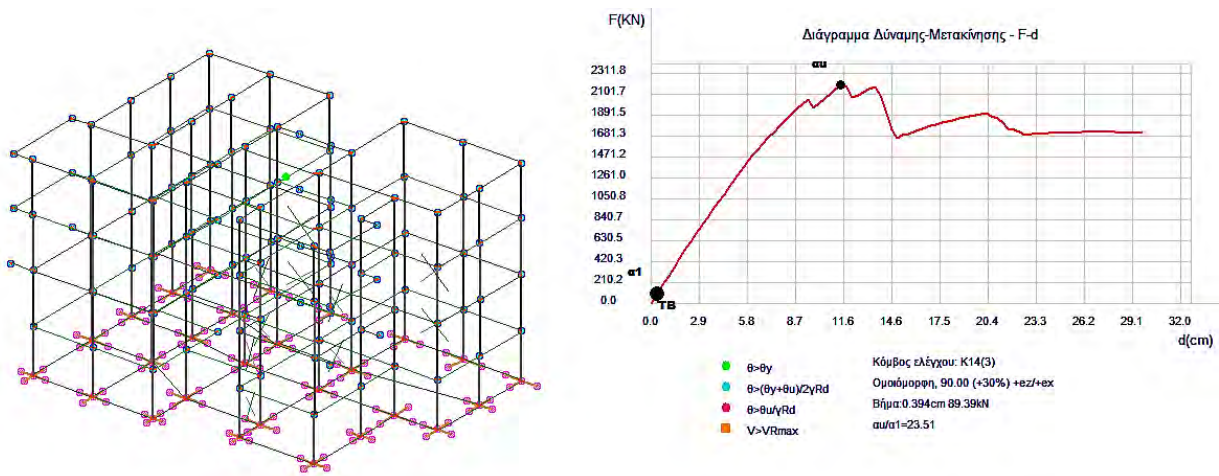


Σχήμα 5.25: Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (ADRS) κατά X-Όριο επιτελεστικότητας NC

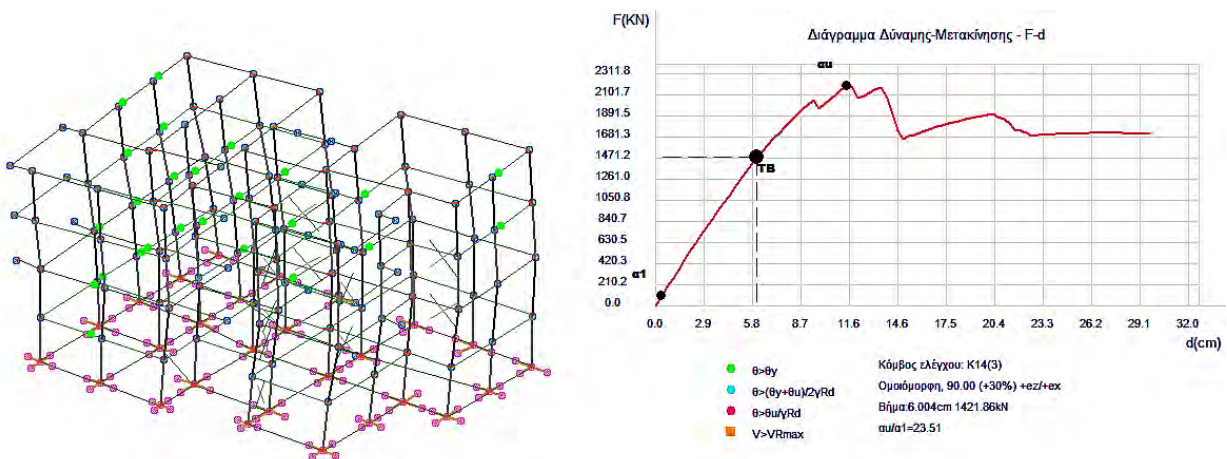
- Από τα Σχήματα 5.24 και 5.25 είναι εμφανές όσον αφορά τη στάθμη SD, το κτίριο πρώτα αστοχεί καμπτικά και στη συνέχεια επέρχεται η πρώτη διατμητική αστοχία. Για τη στάθμη NC, το κτίριο αρχικά αστοχεί διατμητικά.

### 5.2.4.3. Διάγραμμα Δύναμης Μετατόπισης F-d στη διεύθυνση Z

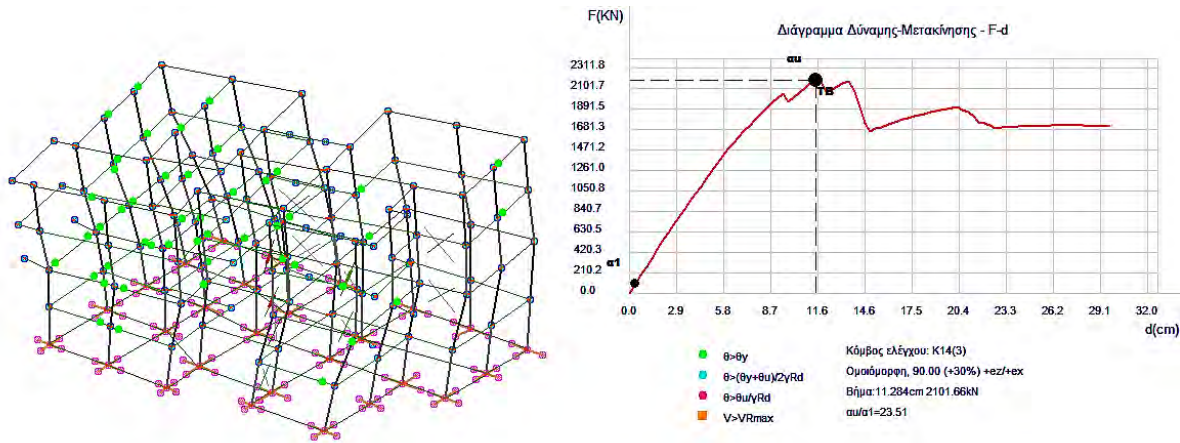
Στα Σχήματα 5.26- 5.28 , για την δεύτερη διεύθυνση ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης κατά Z παρατίθεται το Διάγραμμα Δύναμης – Μετατόπισης (F-d), για τις τρεις περιπτώσεις που διερευνήθηκαν και στην Ενότητα 5.2.4.1.



Σχήμα 5.26: Διάγραμμα F-d (z) – Στιγμή δημιουργίας πρώτης πλαστικής άρθρωσης



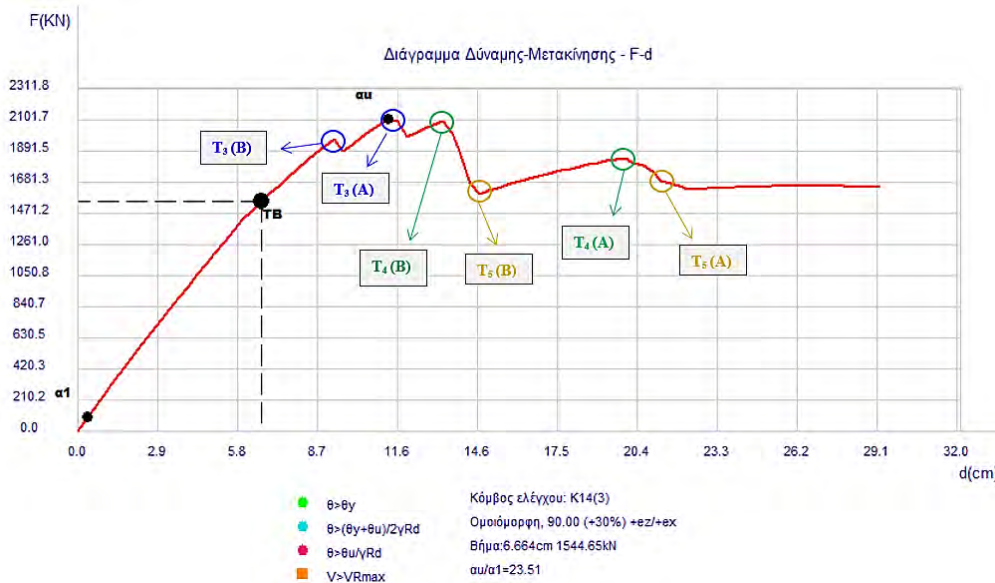
Σχήμα 5.27: Διάγραμμα F-d (z) – Τυχαία χρονική στιγμή κατά τη διαρροή του φορέα



Σχήμα 5.28: Διάγραμμα F-d (z) – Τυχαία χρονική στιγμή κατά τη διαρροή του φορέα

Για τα Σχήματα 5.26- 5.28, προκύπτουν οι εξής σχολιασμοί:

- Λόγος Υπεραντοχής  $\lambda = \alpha_u / \alpha_1$ : Η τιμή του λόγου υπεραντοχής που υπολογίστηκε με την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης είναι ίση με  $\lambda = 23.51$ .
- Σημείο  $\alpha_1$ : Η πρώτη πλαστική άρθρωση του φορέα εμφανίζεται στη δοκό Δ16.1 στη στάθμη της οροφής του δεύτερου ορόφου. Η τιμή της τέμνουσας που αντιστοιχίζεται η πρώτη διαρροή ισούται με  $V = 89.39$  kN με μετακίνηση οροφής ίση με 0.394 cm.
- Διάστημα μεταξύ των σημείων  $\alpha_1 - \alpha_u$ : Σύμφωνα με το του Σχήμα 5.27, στο διάστημα αυτό τα περισσότερα μέλη δεν ικανοποιούν τον περιορισμό της στάθμης επιτελεστικότητας «Περιορισμένων Βλαβών» .
- Σημείο  $\alpha_u$ : Η τιμή της τέμνουσας που δημιουργείται ο μηχανισμός κατάρρευσης ισούται με  $V_z = 2101.66$  kN με μετακίνηση οροφής ίση με  $\delta_z = 11.284$  cm.
- Μορφή Διαγράμματος: Παρατηρήθηκε ότι για τη διεύθυνση φόρτισης z, τα τοιχώματα που εμφάνισαν ανεπάρκεια στον έλεγχο στροφής της στάθμης επιτελεστικότητας NC είναι τα T<sub>3</sub>, T<sub>4</sub>, και T<sub>5</sub>, με διεύθυνση παράλληλη στη διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης. Στο Σχήμα 5.29 σημειώνονται οι περιοχές ασυνέχειας του διαγράμματος όπου τα προαναφερθέντα τοιχώματα εμφανίζουν γωνία στροφής χορδής μεγαλύτερη από την οριακή της στάθμης επιτελεστικότητας NC. Τονίζεται ότι μέχρι τη στιγμή της κατάρρευσης μόνο το τοίχωμα T<sub>3</sub> αστόχησε.



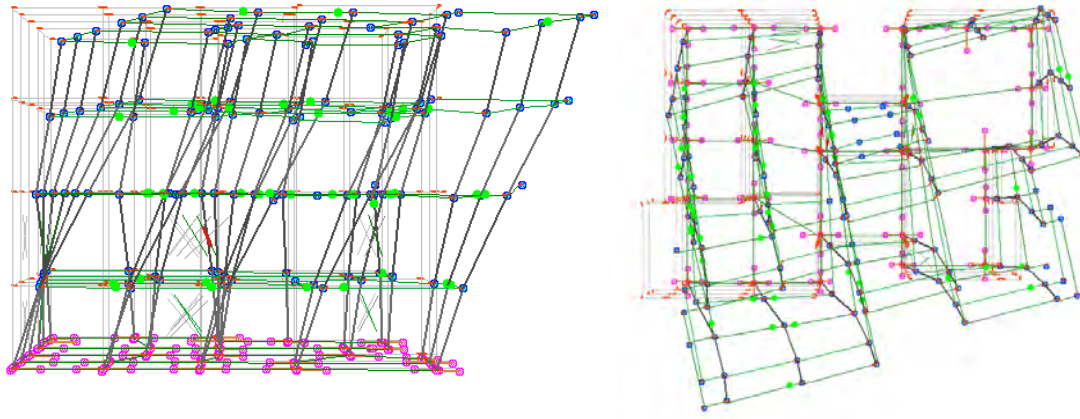
Σχήμα 5.29: Συμπεριφορά Τοιχωμάτων κατά τη διεύθυνση Z (Μέθοδος Ενίσχυσης A)

Από το διάγραμμα του Σχήματος 5.29, είναι αξιοσημείωτη η πτώση της αντοχής του συνολικού φορέα, τη στιγμή που αστοχεί έστω και ένα τοίχωμα.

Στον Πίνακα 5.15 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι τιμές των τεμνουσών βάσεων του κτιρίου και των αντίστοιχων μετακινήσεων της οροφής αυτού για τις περιπτώσεις που προαναφέρθηκαν. Ο μηχανισμός κατάρρευσης του φορέα κατά την επιβολή της ομοιόμορφης κατανομής φορτίων στη διεύθυνση z απεικονίζεται στο Σχήμα 5.30 και 5.31.

Πίνακας 5.15: Τιμή τέμνουσας βάσης, μετακίνησης κορυφής και λόγου υπεραντοχής στις θέσεις  $\alpha_1$  και  $\alpha_u$  στη διεύθυνση Z (Μέθοδος Ενίσχυσης A)

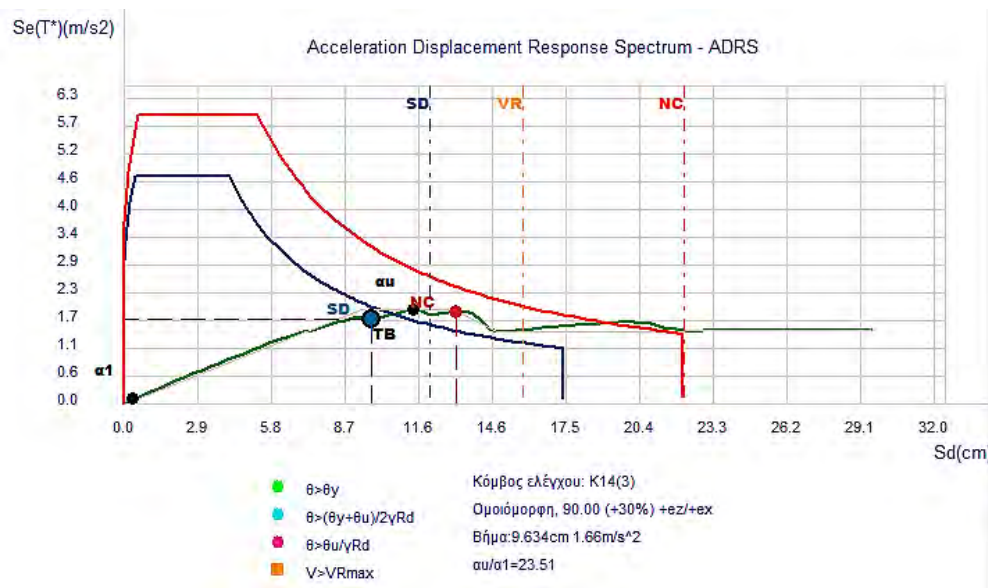
	Τέμνουσα Βάσης, $V_z$ (kN)	Μετακίνηση Κορυφής, $\delta_z$ (cm)
Σημείο διαρροής, $\alpha_1$	89.39	0.4
Σημείο κατάρρευσης, $\alpha_u$	2101.66	11.3
Λόγος υπεραντοχής, $\alpha_1 / \alpha_u$	23.51	
Δείκτης πλαστιμότητας $\delta_1 / \delta_u$	28.25	



Σχήμα 5.30, 5.31. Μηχανισμός Κατάρρευσης κτιρίου κατά τη διεύθυνση Z (Μέθοδος Ενίσχυσης A)

#### 5.2.4.4. Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας στη διεύθυνση Z

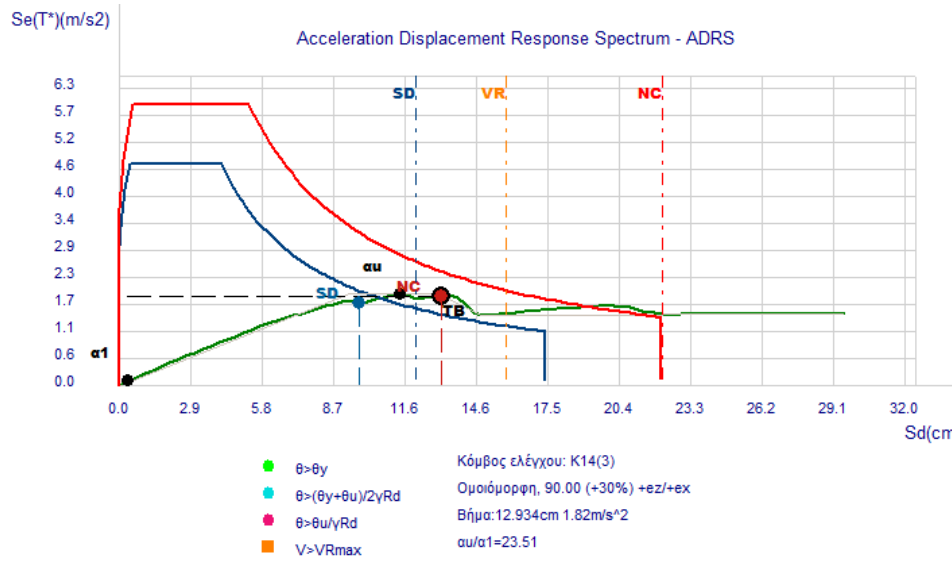
Στην ενότητα αυτή παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας του δομήματος για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας για ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης κατά τη διεύθυνση Z του ενισχυόμενου φορέα. Για το υπόμνημα του Σχήματος 5.32. και 5.33, ισχύει ότι και στην Ενότητα 5.2.4.2. Παρατηρείται ότι ικανοποιείται το κριτήριο επάρκειας της κατασκευής για τη στάθμη αυτή εφόσον η διακεκομμένη ευθεία βρίσκεται δεξιά της μπλε κουκκίδας.



Σχήμα 5.32: Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (ADRS) κατά Z- Όριο επιτελεστικότητας SD

Για την καμπύλη αντίστασης ισχύει ότι:

- Παρατηρώντας το Σχήμα 5.33., το κριτήριο επάρκειας της κατασκευής και για τις 2 στάθμες επιτελεσματικότητας ικανοποιείται.



Σχήμα 5.33: Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (ADRS) κατά Z-Όριο επιτελεσματικότητας NC

- Με βάση τα Σχήματα 5.32 και 5.33, η ευθεία που συμβολίζει τη διατμητική αντοχή βρίσκεται αριστερά της ευθείας που συμβολίζει την ικανότητα μετακίνησης της στάθμης NC και δεξιά της αντίστοιχης ευθείας της στάθμης SD. Αυτό συνεπάγεται ότι όσον αφορά τη στάθμη NC, το κτίριο πρώτα αστοχεί καμπτικά και στη συνέχεια επέρχεται η πρώτη διατμητική αστοχία. Για τη στάθμη SD, το κτίριο αρχικά αστοχεί διατμητικά.

### 5.2.5. Έλεγχος επάρκειας ενισχυόμενων δομικών μελών

Εφαρμόζοντας στατική ανελαστική ανάλυση Pushover στον ενισχυόμενο φορέα A, το κτίριο επαρκεί για όλες τις επιλεγθείσες στάθμες επιτελεσματικότητας. Με την ολοκλήρωση των ενισχύσεων, οι λόγοι επάρκειας όλων των δοκών είναι εντός των ορίων όσον αφορά στην καμπτική και διατμητική αντοχή των στάθμων επιτελεσματικότητας NC και SD. Το ίδιο παρατηρείται και στα υποστυλώματα.

Οι νέοι τροποποιημένοι λόγοι επάρκειας των υποστυλωμάτων και των δοκών καταγράφονται στους Πίνακες 5.16 και 5.19, αντίστοιχα. Για τα μέλη ισχύει:



- Με κόκκινο χρώμα αναγράφονται τα στοιχεία των οποίων ο λόγος επάρκειας επιδιορθώθηκε με την προσθήκη τοιχωμάτων, χωρίς περαιτέρω ενισχύσεις.
- Με μπλε χρώμα αναγράφονται τα μέλη τα οποία εμφάνισαν λόγο επάρκειας εκτός των επιτρεπόμενων ορίων αφού προηγήθηκε η κατασκευή των ελαφρά οπλισμένων τοιχείων.

Οι μέγιστες τιμές του λόγου επάρκειας των δοκών και των υποστυλωμάτων παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον Πίνακα 5.18 και Πίνακα 5.19, αντίστοιχα.

Πίνακας 5.16: Μέθοδος Ενίσχυσης Α - Νέοι λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων

Στάθμη Οροφής	Υποστύλωμα	Λόγος Ανεπάρκειας, λ					
		Σημαντικών Βλαβών, SD		Οιονεί Κατάρρευση, NC		Τέμνουσα Δύναμη, $V_y$	
		Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους	Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους	Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους
Ισόγειο (0)	<b>K15</b>	0.33	0.20	0.31	0.18	0.33	0.25
	<b>K18</b>	0.60	0.25	0.65	0.21	0.33	0.37
	<b>K20</b>	0.55	0.28	0.56	0.23	0.47	0.25
	K21	0.45	0.21	0.43	0.19	0.51	0.21
Πρώτος Οροφος (1)	<b>K14</b>	0.14	0.12	0.16	0.15	0.13	0.18
Δεύτερος Οροφος (2)	<b>K11</b>	0.62	0.51	0.69	0.58	0.13	0.33
	<b>K15</b>	0.55	0.57	0.61	0.64	0.31	0.31
	<b>K21</b>	0.48	0.40	0.59	0.48	0.39	0.42

Πίνακας 5.18: Μέθοδος Ενίσχυσης Α - Μέγιστες τιμές λόγου επάρκειας δοκών

	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Δοκός	Λόγος Επάρκειας
Έλεγχος Στροφής	<b>SD</b>	Δ15.1 (2)	0.89
	<b>NC</b>	Δ11.4 (1)	1.00
Έλεγχος Διάτμησης	<b>SD</b>	Δ8.1(2)	0.86
	<b>NC</b>	Δ9.1(0)	0.99

Πίνακας 5.19: Μέθοδος Ενίσχυσης Α - Μέγιστες τιμές λόγου επάρκειας υποστυλωμάτων

	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Υποστύλωμα	Λόγος Επάρκειας
Έλεγχος Στροφής	<b>SD</b>	K14 (2)	0.87
	<b>NC</b>	K22 (0)	0.98
Έλεγχος Διάτμησης	<b>SD</b>	K20 (2)	0.73
	<b>NC</b>	516 (0)	0.84

Πίνακας 5.17: Μέθοδος Ενίσχυσης Α - Νέοι λόγοι επάρκειας δοκών

Στάθμη Οροφής	Δοκός	Λόγος Ανεπάρκειας, λ					
		Σημαντικών Βλαβών, SD		Οιονεί Κατάρρευση, NC		Τέμνουσα Δύναμη, V <sub>y</sub>	
		Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους	Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους	Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους
Ισόγειο (0)	<b>Δ2.1</b>	0.05	0.06	0.04	0.06	0.28	0.36
	Δ2.2	0.05	0.04	0.05	0.03	0.26	0.18
	Δ6.1	0.24	0.34	0.25	0.36	0.64	0.61
	Δ8.1	0.36	0.38	0.42	0.43	0.94	0.95
	Δ9.1	0.50	0.52	0.56	0.58	0.98	0.99
	Δ10.1	0.49	0.71	0.53	0.82	0.69	0.94
	Δ10.2	0.67	0.47	0.77	0.53	0.91	0.70
	<b>Δ11.4</b>	0.64	0.35	0.74	0.37	0.98	0.76
	Δ13.1	0.16	0.17	0.20	0.19	0.30	0.51
	Δ17.1	0.09	0.13	0.17	0.22	0.45	0.59
	Δ21.2	0.15	0.25	0.17	0.28	0.39	0.37
	Δ22.1	0.32	0.32	0.32	0.40	0.62	0.63
	Δ22.2	0.31	0.31	0.42	0.32	0.66	0.62
Πρώτος Όροφος (1)	Δ2.1	0.23	0.15	0.21	0.12	0.32	0.36
	Δ2.2	0.14	0.24	0.10	0.22	0.37	0.32
	<b>Δ5.1</b>	0.25	0.33	0.22	0.39	0.76	0.78
	Δ6.1	0.37	0.51	0.36	0.50	0.59	0.62
	Δ8.1	0.47	0.47	0.52	0.51	0.87	0.88
	Δ10.1	0.70	0.88	0.76	0.91	0.77	0.87
	Δ10.2	0.74	0.51	0.83	0.56	0.91	0.69
	Δ11.1	0.53	0.73	0.69	0.81	0.69	0.84
	<b>Δ11.2</b>	0.81	0.70	0.98	0.76	0.97	0.78
	<b>Δ11.3</b>	0.70	0.76	0.87	0.84	0.86	0.85
	Δ11.4	0.81	0.41	1.00	0.43	0.98	0.57
	Δ13.1	0.27	0.37	0.30	0.36	0.39	0.58
	Δ17.1	0.21	0.24	0.24	0.22	0.80	0.93
	<b>Δ19.1</b>	0.32	0.43	0.36	0.63	0.48	0.58
	<b>Δ21.1</b>	0.34	0.53	0.38	0.68	0.73	0.83
	<b>Δ21.2</b>	0.43	0.23	0.53	0.63	0.71	0.84
Δ22.1	0.43	0.23	0.53	0.63	0.71	0.84	
Δ22.2	0.17	0.39	0.59	0.41	0.82	0.67	
Δ26.1	0.27	0.38	0.24	0.48	0.64	0.73	
Δεύτερος Όροφος (2)	<b>Δ9.1</b>	0.41	0.83	0.48	0.83	0.59	0.74
	Δ11.2	0.40	0.50	0.36	0.44	0.67	0.66
	Δ11.3	0.33	0.40	0.33	0.40	0.48	0.52
	<b>Δ11.4</b>	0.56	0.51	0.54	0.57	0.71	0.72
	<b>Δ17.1</b>	0.61	0.56	0.67	0.60	0.91	0.88
	<b>Δ19.1</b>	0.29	0.79	0.26	0.89	0.56	0.69
	<b>Δ21.2</b>	0.59	0.74	0.61	0.77	0.60	0.71
	Δ22.1	0.84	0.58	0.88	0.73	0.74	0.71
<b>Δ22.2</b>	0.49	0.85	0.61	0.91	0.61	0.88	



### 5.3. Δεύτερη Μέθοδος Ενίσχυσης (B)

Η δεύτερη μέθοδος ενισχύσεων περιλαμβάνει:

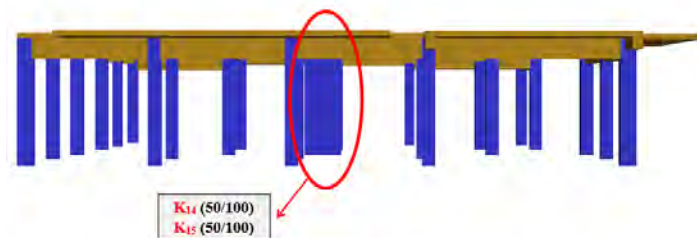
- Ενίσχυση των κεντρικών υποστυλωμάτων  $K_{14}$  και  $K_{15}$  στο ισόγειο και στον πρώτο όροφο με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος
- Ενίσχυση δοκών με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών (FPR) και πρόσθετες στρώσεις οπλισμένου σκυροδέματος
- Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών (FRP)

#### 5.3.1. Κατασκευή Μανδύων Οπλισμένου Σκυροδέματος σε Υποστυλώματα του Ισογείου και του Πρώτου Ορόφου

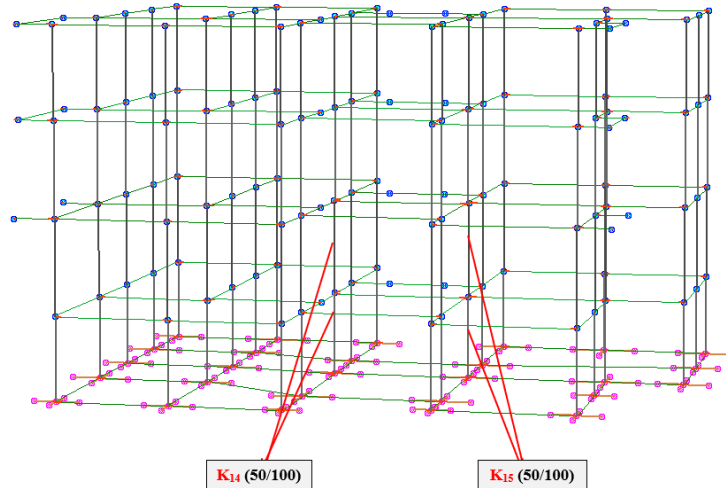
Η ιδιαιτερότητα της δεύτερης μεθόδου ενισχύσεων είναι η προσθήκη μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε δύο κεντρικά υποστυλώματα στο ισόγειο και στον πρώτο όροφο. Η διατομή των υποστυλωμάτων αυξάνεται με νέες στρώσεις σκυροδέματος και νέο διαμήκη και εγκάρσιο οπλισμό περιμετρικά της υφιστάμενης διατομής. Στόχος της προσθήκης των μανδύων είναι η αύξηση της καμπτικής και διατμητικής αντοχής του υποστυλώματος όπως επίσης και η βελτίωση της πλαστιμότητας όλου του δομήματος.

#### Χαρακτηριστικά Μανδύα Οπλισμένου Σκυροδέματος

Για τα κεντρικά υποστυλώματα επιλέγονται μανδύες κλειστού τύπου. Δεδομένου ότι το πάχος της νέας στρώσης είναι μεγαλύτερο από 8 cm, προτείνεται η χρήση μανδύων από έγχυτο σκυρόδεμα. Τα εν λόγω ορθογωνικά υποστυλώματα είναι τοποθετημένα κοντά στο κέντρο μάζας της οικοδομής περιβάλλοντας τον πυρήνα του κλιμακοστασίου. Τα υποστυλώματα προς ενίσχυση του ισογείου και του πρώτου ορόφου παρουσιάζονται στα σχήματα 5.34 - 5.37.



Σχήμα 5.34. Αύξηση διατομής υποστυλώματος με οπλισμένο σκυρόδεμα (FESPA)



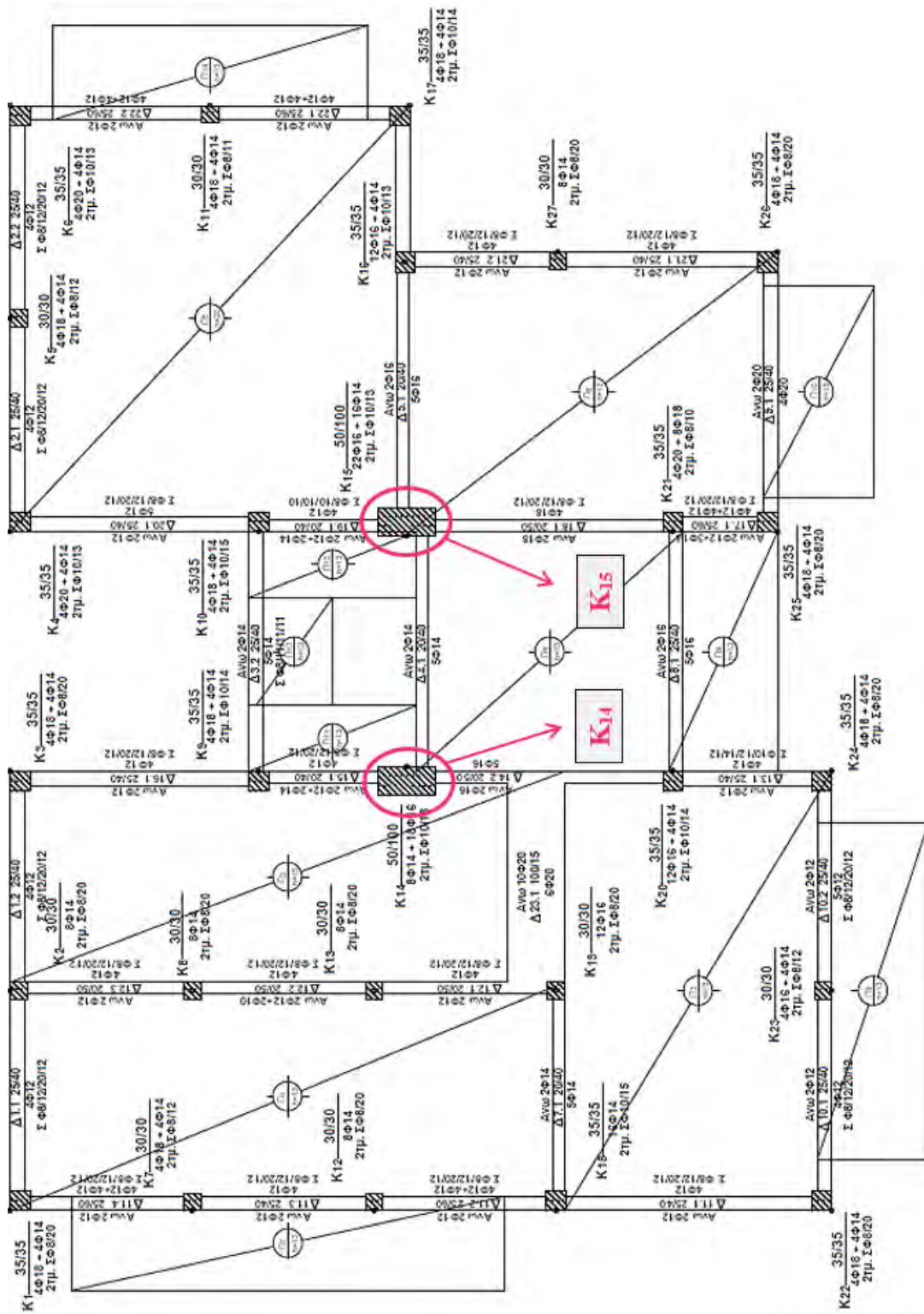
Σχήμα 5.35. Υποστυλώματα προς ενίσχυση – Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου

Η διατομή των υποστυλωμάτων παρουσιάζει μία μικρή μείωση στη διατομή καθ' ύψος. Οι νέες διαστάσεις των μελών καταγράφονται στον Πίνακα 5.20. Η ποιότητα του σκυροδέματος είναι κατηγορίας C 25/30 ενώ η ποιότητα του χάλυβα που χρησιμοποιείται είναι B500.

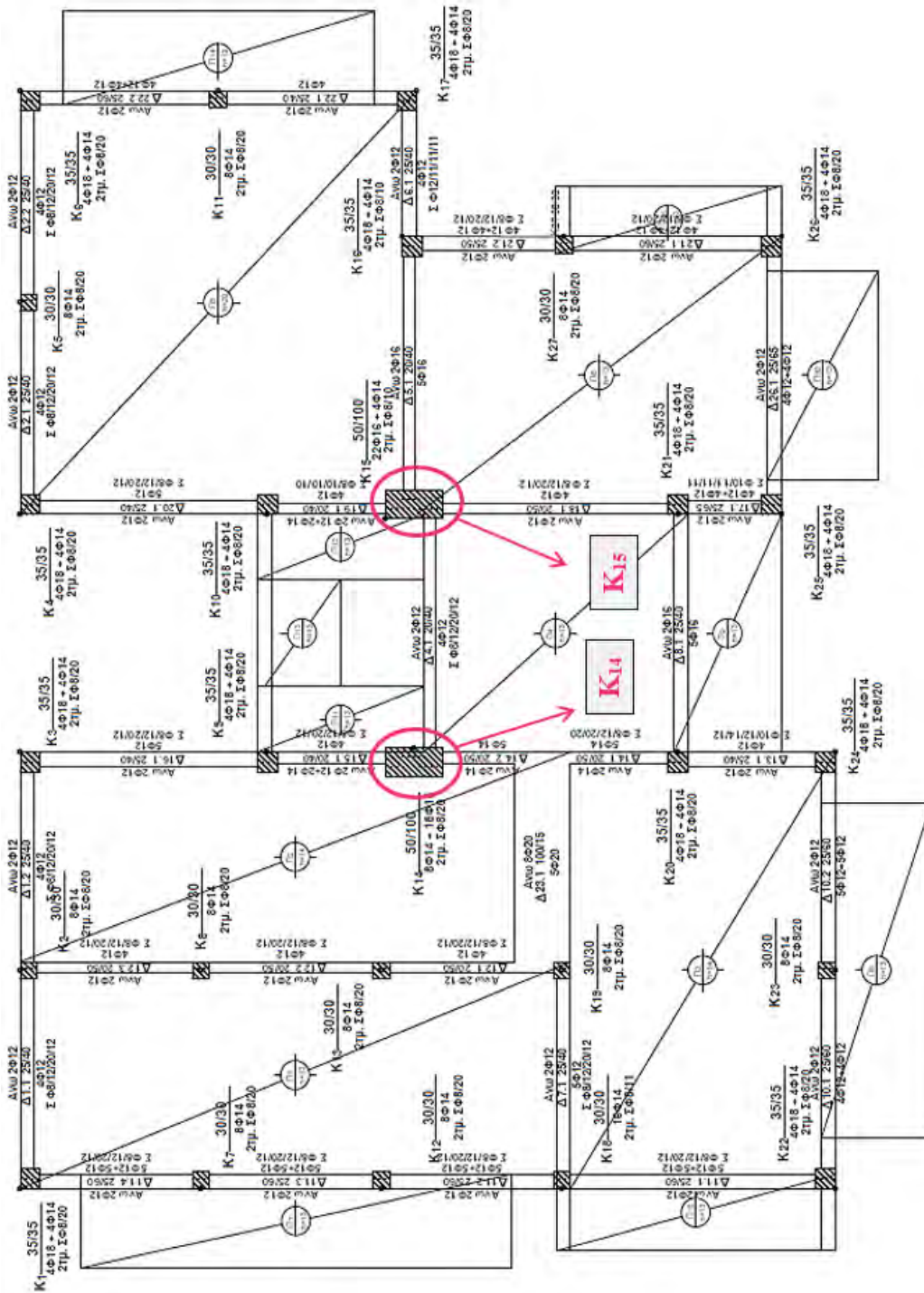
Πίνακας 5.20. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και ιδιότητες υποστυλωμάτων προς ενίσχυση

	K <sub>14</sub> (A)	K <sub>14</sub> (B)	K <sub>15</sub> (A)	K <sub>15</sub> (B)
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b \cdot h$	35x35 cm <sup>2</sup>	30x30 cm <sup>2</sup>	35x35 cm <sup>2</sup>	30x30 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b' \cdot h'$	50x100 cm <sup>2</sup>			

Σύμφωνα με τη στατική μελέτη ενίσχυσης, ο μανδύας οπλίζεται με συγκόλληση του νέου οπλισμού στον παλιό με καβίλιες ή «πάπιες» καθώς και με προσθήκη εγκάρσιου συνδέσμου τύπου «S». Τονίζεται ότι ο νέος εγκάρσιος οπλισμός προτείνεται να είναι ανά 10 cm. Για λόγους προσομοίωσης στο πρόγραμμα FESPA, ο νέος εγκάρσιος οπλισμός έχει τα ίδια χαρακτηριστικά με τον παλιό.



Σχήμα 5.36. Αύξηση διατομής Υποστυλωμάτων – Κάτοψη Ισογείου



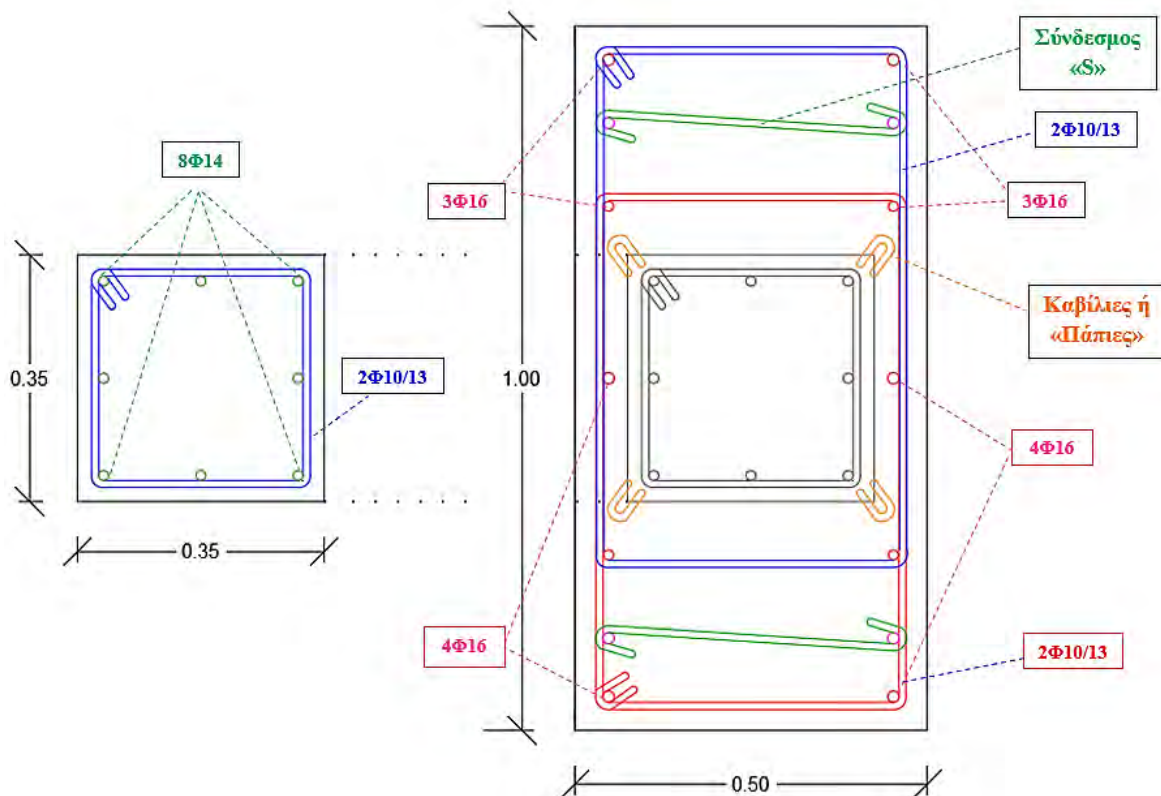
Σχήμα 5.37. Αύξηση διατομής Υποστυλωμάτων – Κάτοψη Πρώτου Ορόφου

• Υποστύλωμα Κ.14 – Ισόγειο (Α)

Ο μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος του υποστυλώματος Κ.14 απεικονίζεται στο Σχήμα 5.38. Στον Πίνακα 5.21 καταγράφονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί του ενισχυόμενου υποστυλώματος Κ.14.

Πίνακας 5.21 Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Κ.14 (Α)

Υποστύλωμα Κ <sub>14</sub> (Ισόγειο)	
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b \cdot h$	35x35 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b' \cdot h'$	50x100 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/13
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/10
Υφιστάμενος Διαμήκης Οπλισμός	8Φ14
Πρόσθετος Διαμήκης Οπλισμός	<b>+ 18Φ16</b>



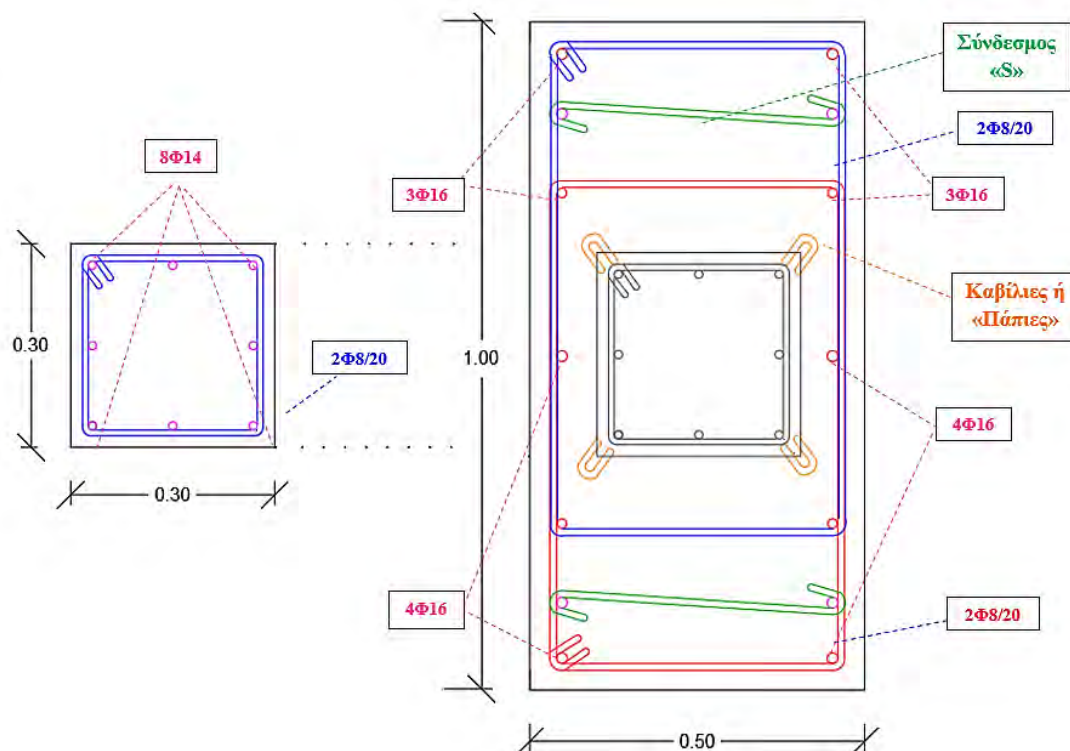
Σχήμα 5.38. Μέθοδος Ενίσχυσης Β – Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος υποστυλώματος Κ.14(Α)

• Υποστύλωμα Κ.14 – Πρώτος Όροφος (Β)

Ομοίως, ο μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος του υποστυλώματος Κ.14 του πρώτου ορόφου παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.39. Στον Πίνακα 5.22 καταγράφονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί του ενισχυόμενου υποστυλώματος Κ.14.

Πίνακας 5.22. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Κ.14 (Β)

Υποστύλωμα Κ <sub>14</sub> (Πρώτος Όροφος)	
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b \cdot h$	30x30 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b' \cdot h'$	50x100 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/10
Υφιστάμενος Διαμήκης Οπλισμός	8Φ14
Πρόσθετος Διαμήκης Οπλισμός	<b>+ 18Φ16</b>



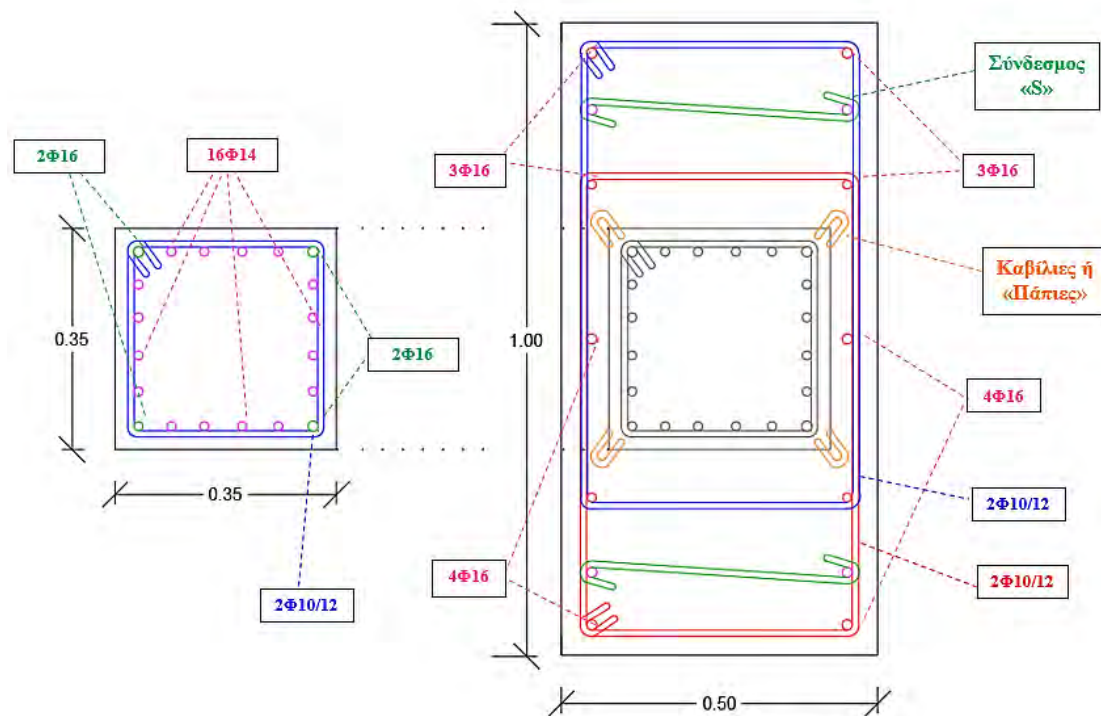
Σχήμα 5.39. Μέθοδος Ενίσχυσης Β – Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος υποστυλώματος Κ.14(Β)

• Υποστύλωμα Κ.15 – Ισόγειο (Α)

Στο Σχήμα 5.40 απεικονίζεται ο μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος του υποστυλώματος Κ.15 του ισόγειου. Στον Πίνακα 5.23 καταγράφονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί του ενισχυόμενου υποστυλώματος Κ.15.

Πίνακας 5.23. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Κ.15 (Α)

Υποστύλωμα Κ <sub>15</sub> (Ισόγειο)	
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b \cdot h$	35x35 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b' \cdot h'$	50x100 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/13
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/10
Υφιστάμενος Διαμήκης Οπλισμός	4Φ16+16Φ14
Πρόσθετος Διαμήκης Οπλισμός	<b>+ 18Φ16</b>



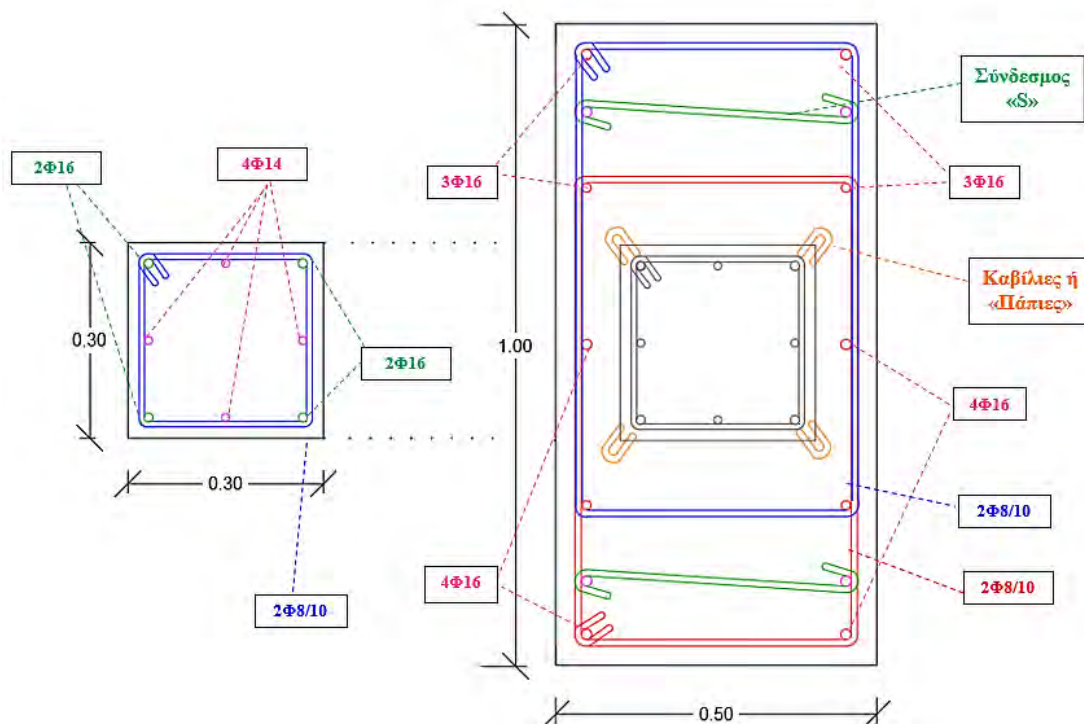
Σχήμα 5.40. Μέθοδος Ενίσχυσης Β – Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος υποστυλώματος Κ.15 (Α)

• Υποστύλωμα Κ.15 – Πρώτος Όροφος (Β)

Στο Σχήμα 5.41 παρουσιάζεται το ενισχυόμενο υποστύλωμα Κ.15 με προσθήκη μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος του πρώτου ορόφου. Στον Πίνακα 5.24 καταγράφονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί του ενισχυόμενου υποστυλώματος Κ.15.

Πίνακας 5.24. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Κ.15 (Β)

Υποστύλωμα Κ <sub>15</sub> (Πρώτος Όροφος)	
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b*h$	30x30 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b'*h'$	50x100 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/10
Υφιστάμενος Διαμήκης Οπλισμός	4Φ16+4Φ14
Πρόσθετος Διαμήκης Οπλισμός	<b>+ 18Φ16</b>



Σχήμα 5.41. Μέθοδος Ενίσχυσης Β – Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος υποστυλώματος Κ.15 (Β)



### 5.3.2. Ενίσχυση δοκών με πρόσθετες στρώσεις οπλισμένου σκυροδέματος

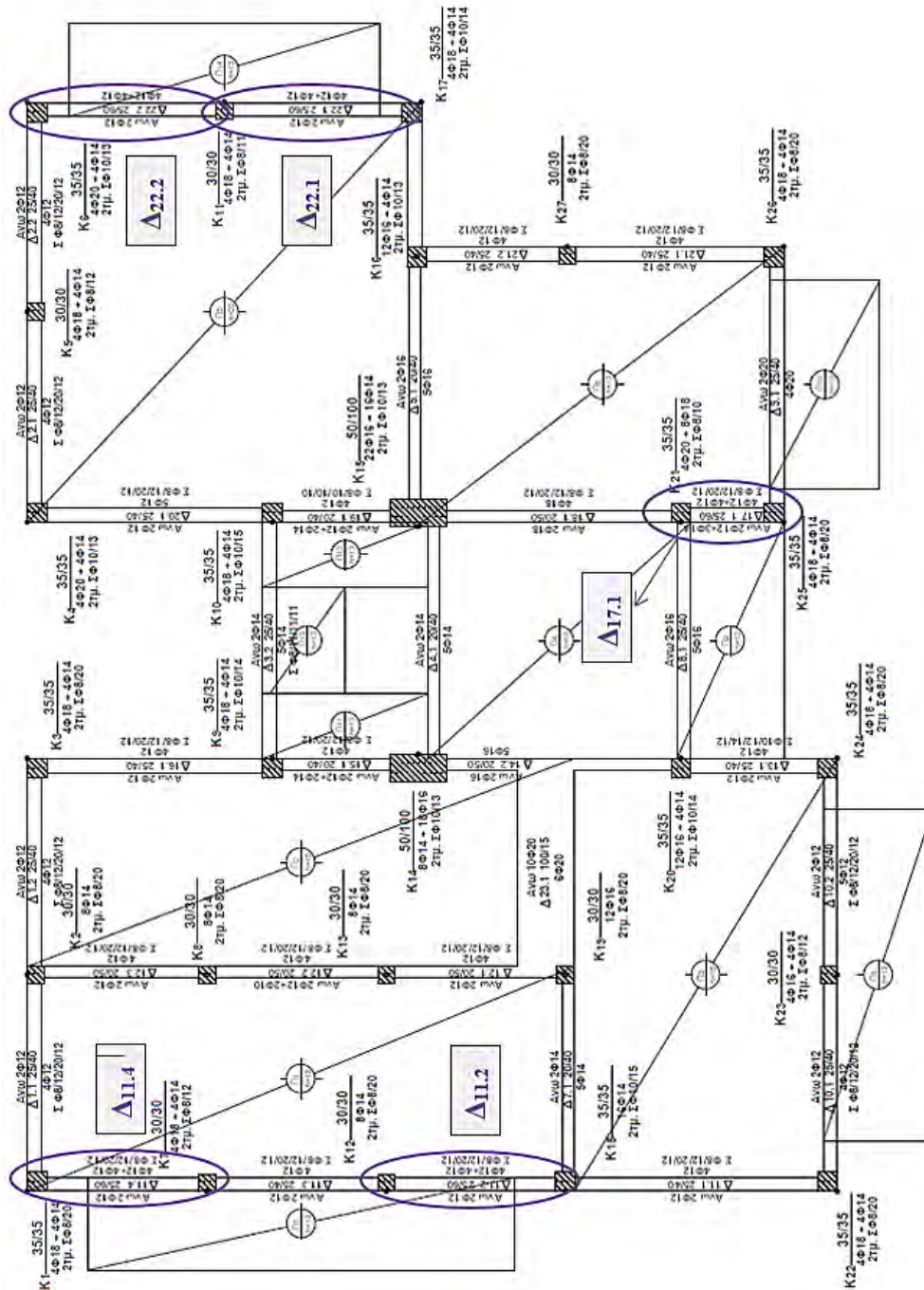
Στην ενότητα αυτή, θα παρουσιαστεί η μέθοδος ενίσχυσης των δοκών με πρόσθετες στρώσεις οπλισμένου σκυροδέματος, όπως ακριβώς και στην Μέθοδο Ενίσχυσης Α. Με την αύξηση της διατομής των κεντρικών υποστυλωμάτων που περιεγράφηκε στην ενότητα 5.3.1. επιδιορθώθηκαν οι βλάβες δύο δοκών του ισογείου και του πρώτου ορόφου. Ωστόσο, η δημιουργία των μανδυνών δημιούργησε νέες βλάβες σε δοκούς του ισογείου, του πρώτου και του δεύτερου ορόφου. Στον Πίνακα 5.25 παρατίθενται οι δοκοί προς ενίσχυση, οι οποίες εμφάνισαν λόγο επάρκειας  $\lambda > 1$  λόγω κατασκευής μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος σε τέσσερα υποστυλώματα.

Πίνακας 5.25. Λόγος Ανεπάρκειας Δοκών λόγω Κατασκευής Μανδύα Ο/Σ

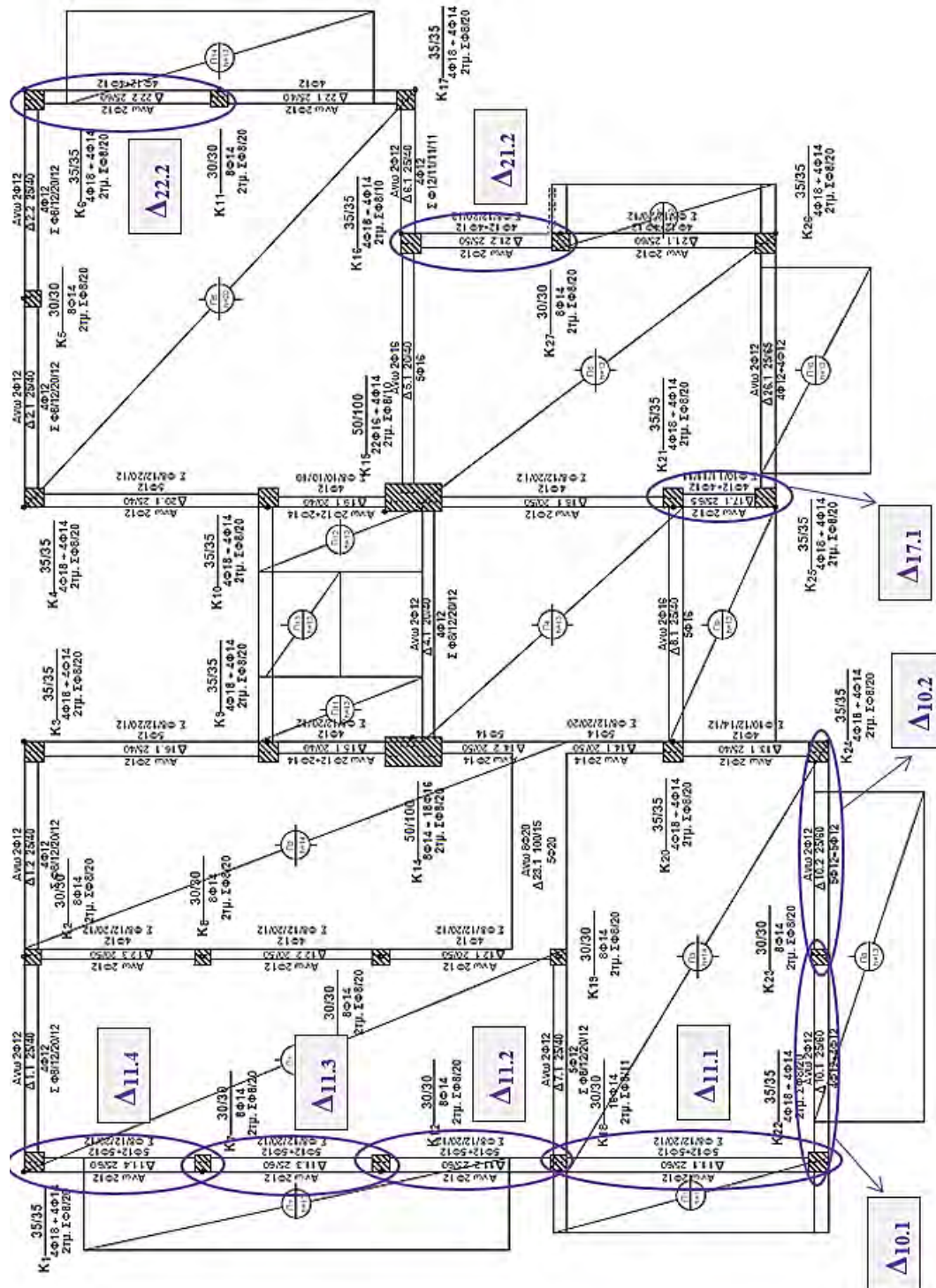
Στάθμη Οροφής	Δοκός	Λόγος Ανεπάρκειας, $\lambda$					
		Σημαντικών Βλαβών, SD		Οιονεί Κατάρρευση, NC		Τέμνουσα Δύναμη, $V_y$	
		Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους	Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους	Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους
(0)	Δ5.1	0.58	0.38	0.58	0.69	<b>1.06</b>	0.99
	Δ11.2	0.98	0.80	<b>1.08</b>	0.82	0.77	0.62
(1)	Δ14.2	-	<b>1.11</b>	-	<b>1.07</b>	-	<b>1.01</b>
(2)	Δ9.1	0.45	0.87	0.48	0.86	0.81	<b>1.03</b>
	Δ22.2	0.64	0.64	0.70	0.67	<b>1.00</b>	0.98

Στον Πίνακα 5.3 αναγράφονται τα γεωμετρικά και τεχνικά χαρακτηριστικά των στρώσεων οπλισμένου σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκαν στη Μέθοδο Β. Τονίζεται πως το πάχος των στρώσεων σκυροδέματος,  $t$ , μεταβλήθηκε για τις ανάγκες ενίσχυσης ορισμένων δοκαριών.

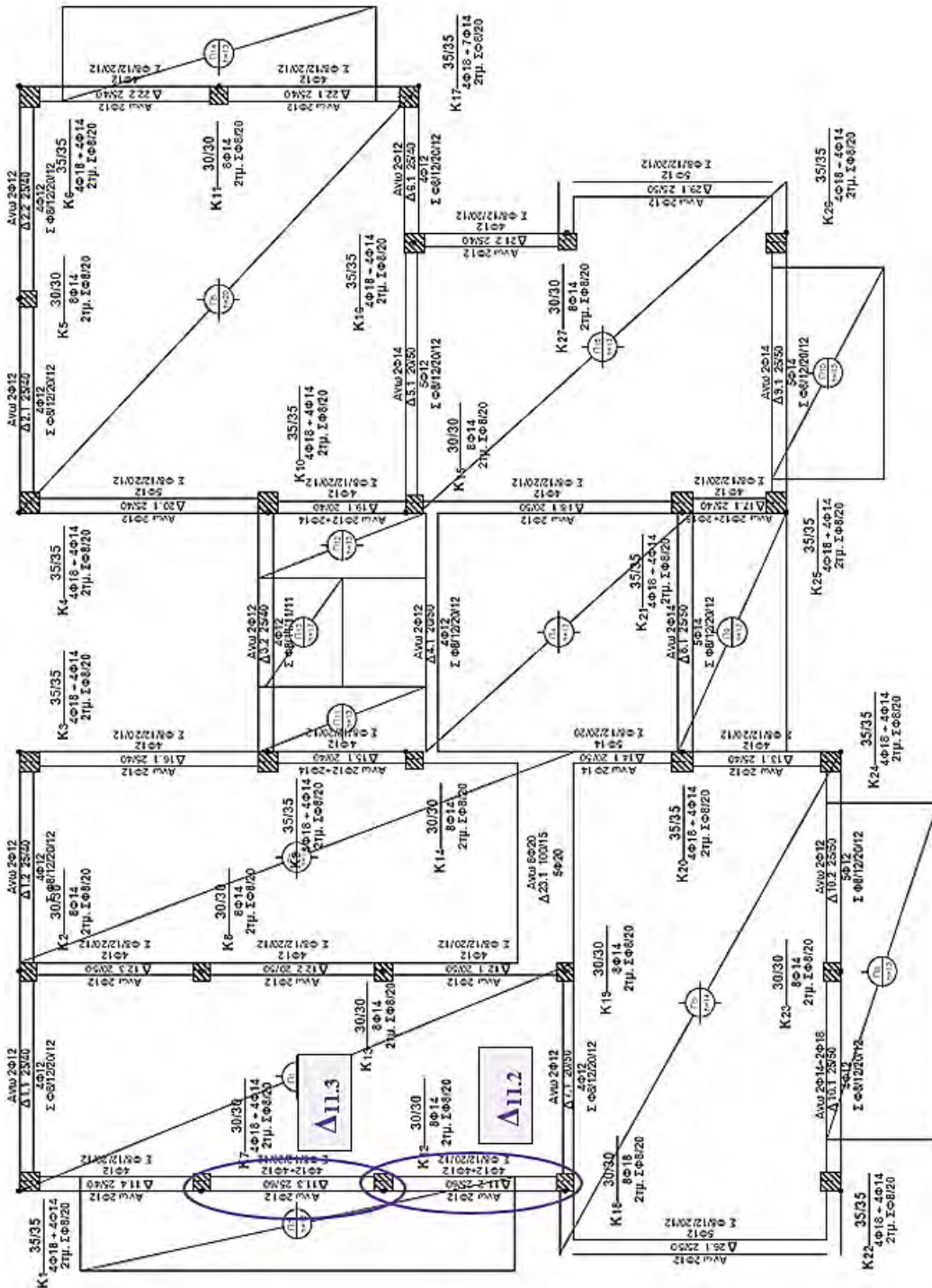
Ακολουθεί η αναλυτική περιγραφή ενίσχυσης των δοκών μέσω στρωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος. Στα Σχήματα 5.42, 5.43 και 5.44 απεικονίζονται οι δοκοί προς ενίσχυση του ισογείου, του πρώτου και του δεύτερου ορόφου, αντίστοιχα.



Σχήμα 5.42. Ενισχυμένες δοκοί ισογείου με στρώσεις οπλισμένου σκυροδέματος (Μέθοδος Ενίσχυσης Β)



Σχήμα 5.43. Ενισχυμένες δοκοί πρώτου ορόφου με στρώσεις οπλισμένου σκυροδέματος (Μέθοδος Ενίσχυσης Β)



Σχήμα 5.44. Ενισχυμένες δοκοί δεύτερου ορόφου με στρώσεις οπλισμένου σκυροδέματος (Μέθοδος Ενίσχυσης Β)

• Δοκός 11.2 – Στάθμη Οροφής Ισογείου (Α)

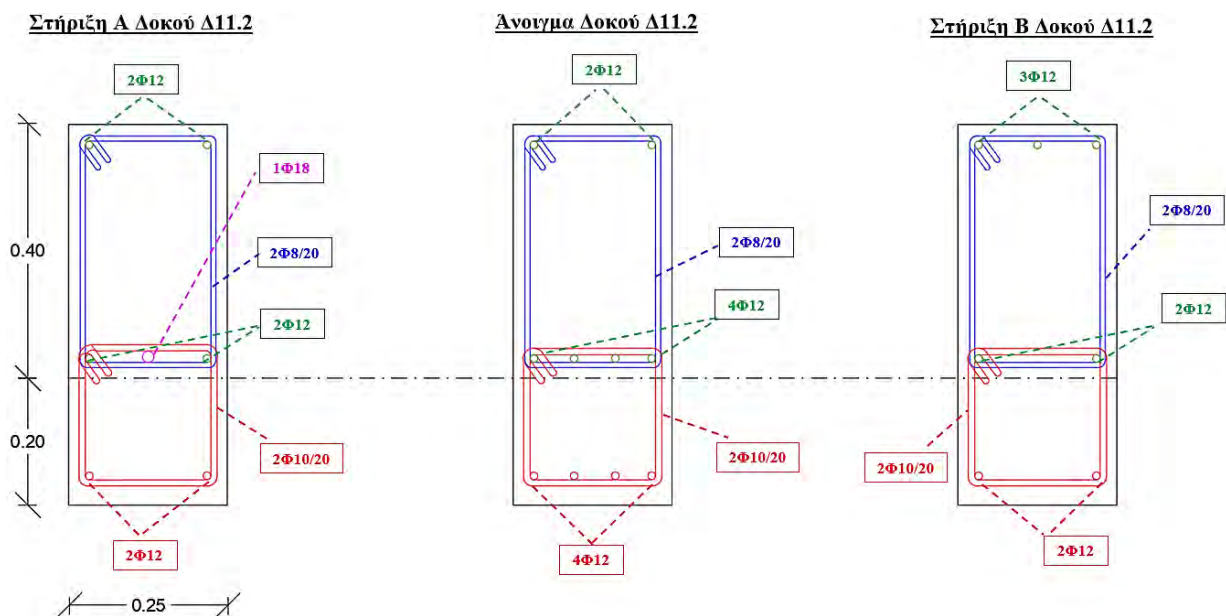
Η εξωτερική δοκός 11.2 αστοχεί καμπτικά στο ένα άκρο της για την στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση NC». Στους Πίνακες 5.26.1 και 5.26.2, καταγράφονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.45 παρουσιάζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ11.2 καθ' όλο το μήκος της. Σημειώνεται ότι με κόκκινο χρώμα απεικονίζεται ο νέος διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός της διατομής.

Πίνακας 5.26.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ11.2

Δοκός 11.2 (Ισόγειο)	
Μήκος Δοκού , $L$	2.87 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b*h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b'*h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.26.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ11.2

Δοκός 11.2 (Ισόγειο)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη Α	Άνοιγμα	Στήριξη Β
Υφιστάμενος	Άνω	2Φ12	2Φ12	3Φ12
	Κάτω	2Φ12+1Φ18	4Φ12	2Φ12
Πρόσθετος	Κάτω	<b>+ 2Φ12</b>	<b>+ 4Φ12</b>	<b>+ 2Φ12</b>



Σχήμα 5.45. Μέθοδος Ενίσχυσης Β - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ11.2 (Α)

• Δοκός 11.4 – Στάθμη Οροφής Ισογείου (Α)

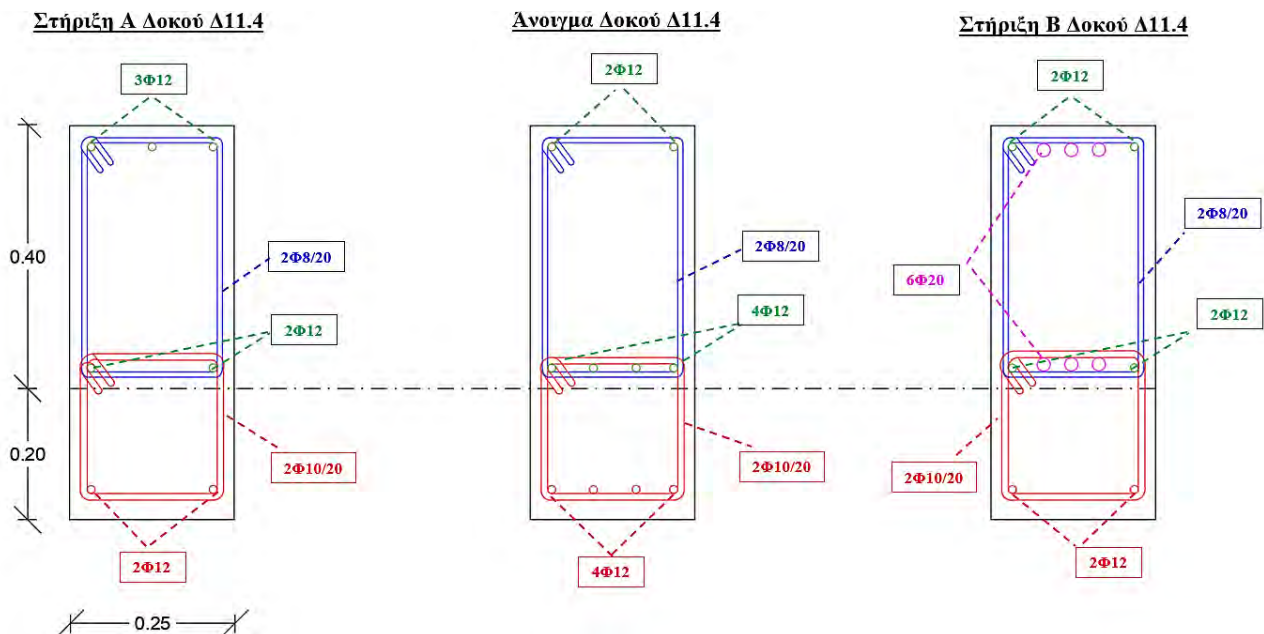
Η εξωτερική δοκός 11.4 αστοχεί καμπτικά και διατμητικά στον κόμβο αρχής της για την στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση NC». Στους Πίνακες 5.27.1 και 5.27.2, παρατίθενται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.46 παρουσιάζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ11.4 .

Πίνακας 5.27.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ11.4

Δοκός 11.4 (Ισόγειο)	
Μήκος Δοκού , $L$	2.69 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b*h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b'*h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.27.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ11.4

Δοκός 11.4 (Ισόγειο)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη Α	Άνοιγμα	Στήριξη Β
Υφιστάμενος	Άνω	3Φ12	2Φ12	2Φ12+3Φ20
	Κάτω	2Φ12	4Φ12	2Φ12+3Φ20
Πρόσθετος	Κάτω	<b>+ 2Φ12</b>	<b>+ 4Φ12</b>	<b>+ 2Φ12</b>



Σχήμα 5.46. Μέθοδος Ενίσχυσης Β - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ11.4 (Α)

- Δοκός 17.1 – Στάθμη Οροφής Ισογείου (Α)

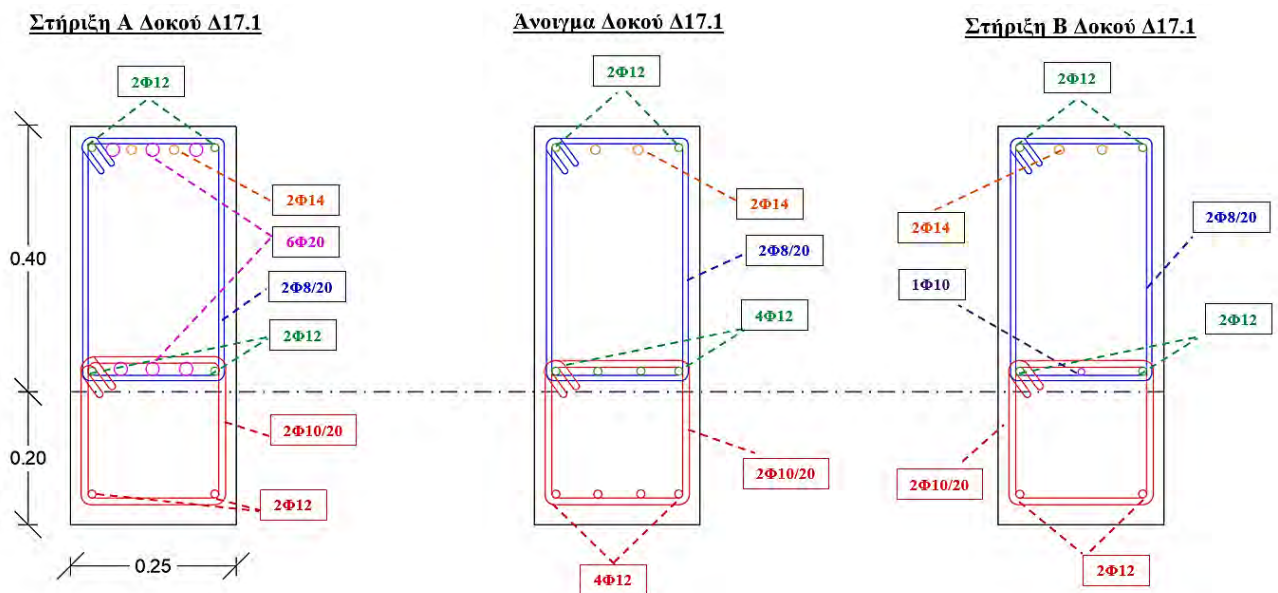
Η εξωτερική δοκός 17.1 αστοχεί διατμητικά και στα δύο άκρα της για την στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση NC». Στους Πίνακες 5.28.1 και 5.28.2, παρατίθενται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.47 παρουσιάζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ17.1 .

Πίνακας 5.28.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ17.1

Δοκός 17.1 (Ισόγειο)	
Μήκος Δοκού , $L$	1.30 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b \cdot h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b' \cdot h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.28.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ17.1

Δοκός 17.1 (Ισόγειο)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη Α	Ανοιγμα	Στήριξη Β
Υφιστάμενος	Άνω	2Φ12+3Φ20+2Φ14	2Φ12+2Φ14	2Φ12+2Φ14
	Κάτω	2Φ12+3Φ20	4Φ12	2Φ12+1Φ10
Πρόσθετος	Κάτω	<b>+ 2Φ12</b>	<b>+ 4Φ12</b>	<b>+ 2Φ12</b>



Σχήμα 5.47. Μέθοδος Ενίσχυσης Β - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ17.1 (Α)

• Δοκός 22.1 – Στάθμη Οροφής Ισογείου (Α)

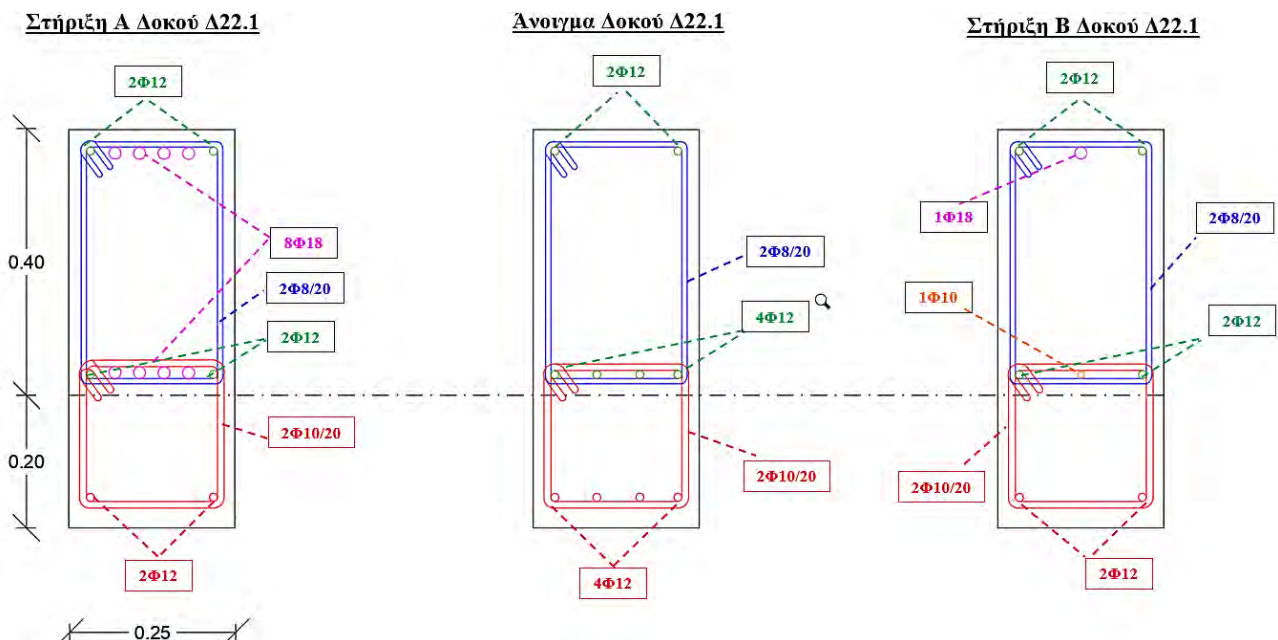
Η εξωτερική δοκός 22.1 εμφάνισε μεγάλο λόγο επάρκειας όσον αφορά στην τέμνουσα για την στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση NC». Στους Πίνακες 5.29.1 και 5.29.2, παρατίθενται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.48 παρουσιάζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ22.1.

Πίνακας 5.29.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ22.1

Δοκός 22.1 (Ισόγειο)	
Μήκος Δοκού, $L$	3.00 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b \cdot h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b' \cdot h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.29.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ22.1

Δοκός 22.1 (Ισόγειο)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη Α	Άνοιγμα	Στήριξη Β
Υφιστάμενος	Άνω	2Φ12+4Φ18	2Φ12	2Φ12+1Φ18
	Κάτω	2Φ12+4Φ18	4Φ12	2Φ12+1Φ10
Πρόσθετος	Κάτω	+ 2Φ12	+ 4Φ12	+ 2Φ12



Σχήμα 5.48. Μέθοδος Ενίσχυσης Β - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ22.1 (Α)



• Δοκός 22.2 – Στάθμη Οροφής Ισογείου (Α)

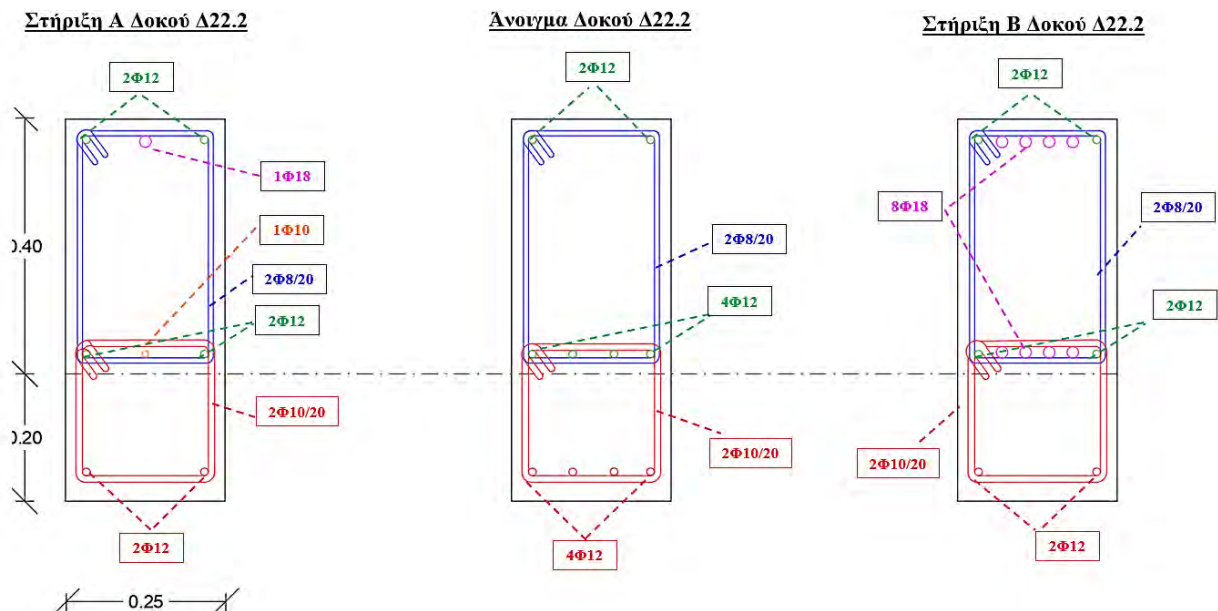
Ομοίως με την εξωτερική δοκός Δ22.1, η δοκός 22.2 εμφάνισε μεγάλο λόγο επάρκειας όσον αφορά την τέμνουσα για την στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση NC». Στους Πίνακες 5.30.1 και 5.30.2, παρατίθενται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.49 παρουσιάζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ22.2.

Πίνακας 5.30.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ22.2

Δοκός 22.2 (Ισόγειο)	
Μήκος Δοκού, $L$	3.00 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b \cdot h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b' \cdot h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.30.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ22.2

Δοκός 22.2 (Ισόγειο)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη Α	Άνοιγμα	Στήριξη Β
Υφιστάμενος	Άνω	2Φ12+1Φ18	2Φ12	2Φ12+4Φ18
	Κάτω	2Φ12+1Φ10	4Φ12	2Φ12+4Φ18
Πρόσθετος	Κάτω	<b>+ 2Φ12</b>	<b>+ 4Φ12</b>	<b>+ 2Φ12</b>



Σχήμα 5.49. Μέθοδος Ενίσχυσης Β - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ22.2 (Α)

• Δοκός 10.1 – Στάθμη Οροφής Πρώτου Ορόφου (B)

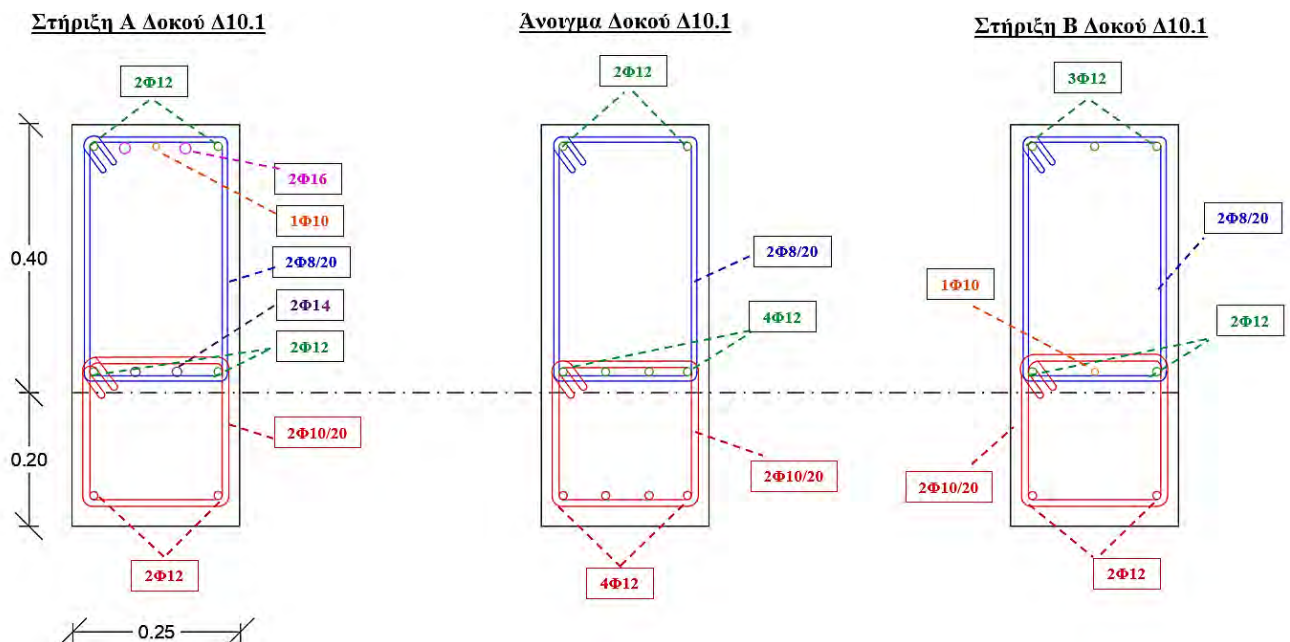
Η δοκός 10.1 εμφάνισε καμπτική και διατμητική αστοχία και για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας. Στους Πίνακες 5.31.1 και 5.31.2, παρατίθενται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.50 παρουσιάζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ10.1 .

Πίνακας 5.31.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ10.1

Δοκός 10.1 (Πρώτος Όροφος)	
Μήκος Δοκού , $L$	3.35 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b*h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b'*h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.31.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ10.1

Δοκός 10.1 (Πρώτος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη Α	Άνοιγμα	Στήριξη Β
Υφιστάμενος	Άνω	2Φ12+2Φ16+1Φ10	2Φ12	3Φ12
	Κάτω	2Φ12+2Φ14	4Φ12	2Φ12+1Φ10
Πρόσθετος	Κάτω	+ 2Φ12	+ 4Φ12	+ 2Φ12



Σχήμα 5.50. Μέθοδος Ενίσχυσης Β - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ10.1 (B)

• Δοκός 10.2 – Στάθμη Οροφής Πρώτου Ορόφου (B)

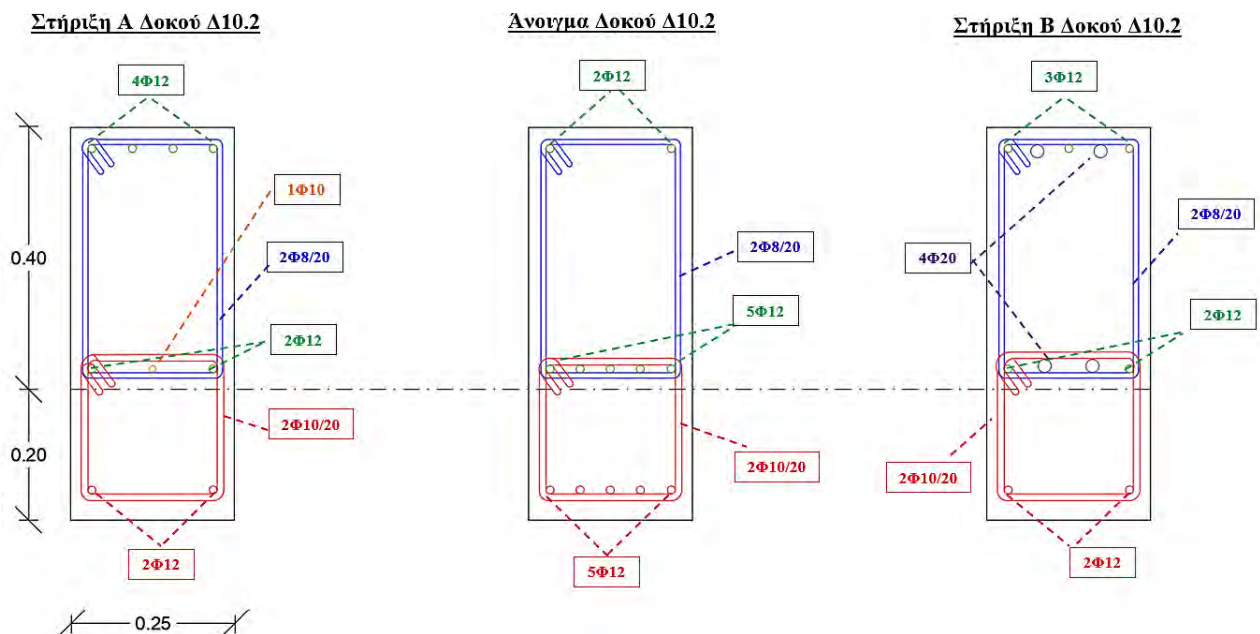
Η δοκός 10.2 εμφάνισε καμπτική και διατμητική αστοχία στη στάθμη επιτελεστικότητας NC. Στους Πίνακες 5.32.1 και 5.32.2, καταγράφονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.51 παρουσιάζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ10.2 .

Πίνακας 5.32.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ10.2

Δοκός 10.2 (Πρώτος Όροφος)	
Μήκος Δοκού , $L$	3.35 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b*h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b'*h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.32.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ10.2

Δοκός 10.2 (Πρώτος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη Α	Άνοιγμα	Στήριξη Β
Υφιστάμενος	Άνω	4Φ12	2Φ12	3Φ12+2Φ20
	Κάτω	2Φ12+1Φ10	5Φ12	2Φ12+2Φ20
Πρόσθετος	Κάτω	<b>+ 2Φ12</b>	<b>+ 5Φ12</b>	<b>+ 2Φ12</b>



Σχήμα 5.51. Μέθοδος Ενίσχυσης Β - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ10.2 (B)

• Δοκός 11.1 – Στάθμη Οροφής Πρώτου Ορόφου (B)

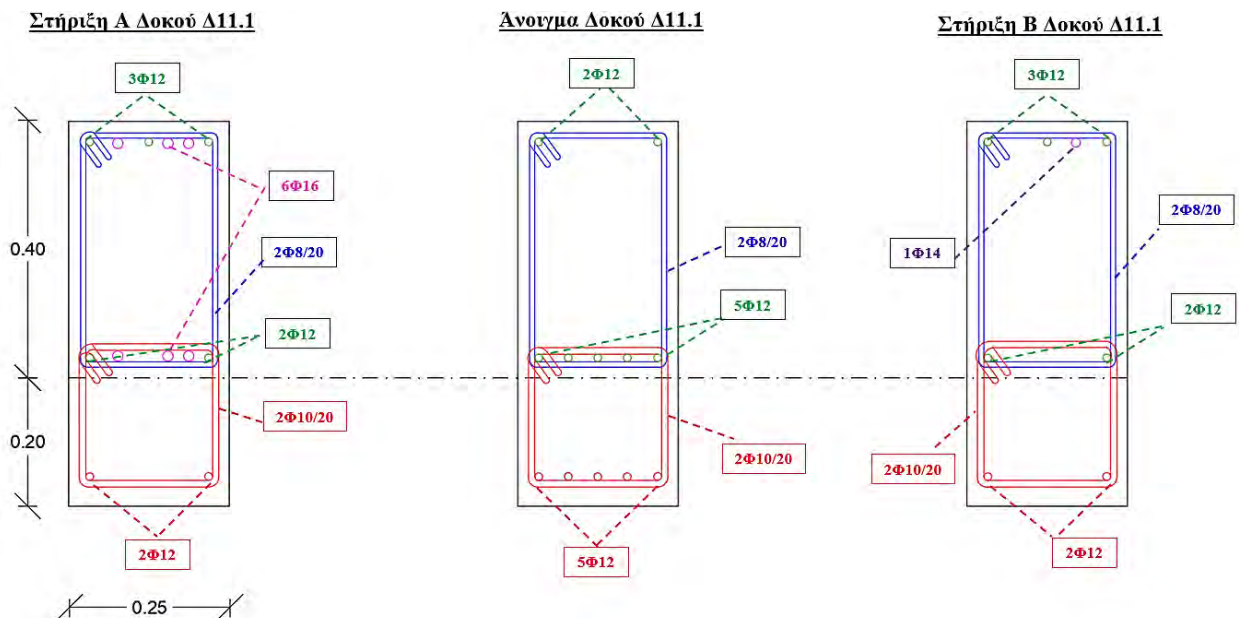
Για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, η δοκός 11.1 εμφάνισε καμπτική και διατμητική αστοχία και στα δύο άκρα της. Στους Πίνακες 5.33.1 και 5.33.2, καταγράφονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.52 παρουσιάζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ11.1 .

Πίνακας 5.33.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ11.1

Δοκός 11.1 (Πρώτος Όροφος)	
Μήκος Δοκού , $L$	4.33 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b*h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b'*h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.33.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ11.1

Δοκός 11.1 (Πρώτος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη Α	Άνοιγμα	Στήριξη Β
Υφιστάμενος	Άνω	3Φ12+3Φ16	2Φ12	3Φ12+1Φ14
	Κάτω	2Φ12+3Φ16	5Φ12	2Φ12
Πρόσθετος	Κάτω	<b>+ 2Φ12</b>	<b>+ 5Φ12</b>	<b>+ 2Φ12</b>



Σχήμα 5.52. Μέθοδος Ενίσχυσης Β - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ11.1 (B)

• Δοκός 11.2 – Στάθμη Οροφής Πρώτου Ορόφου (B)

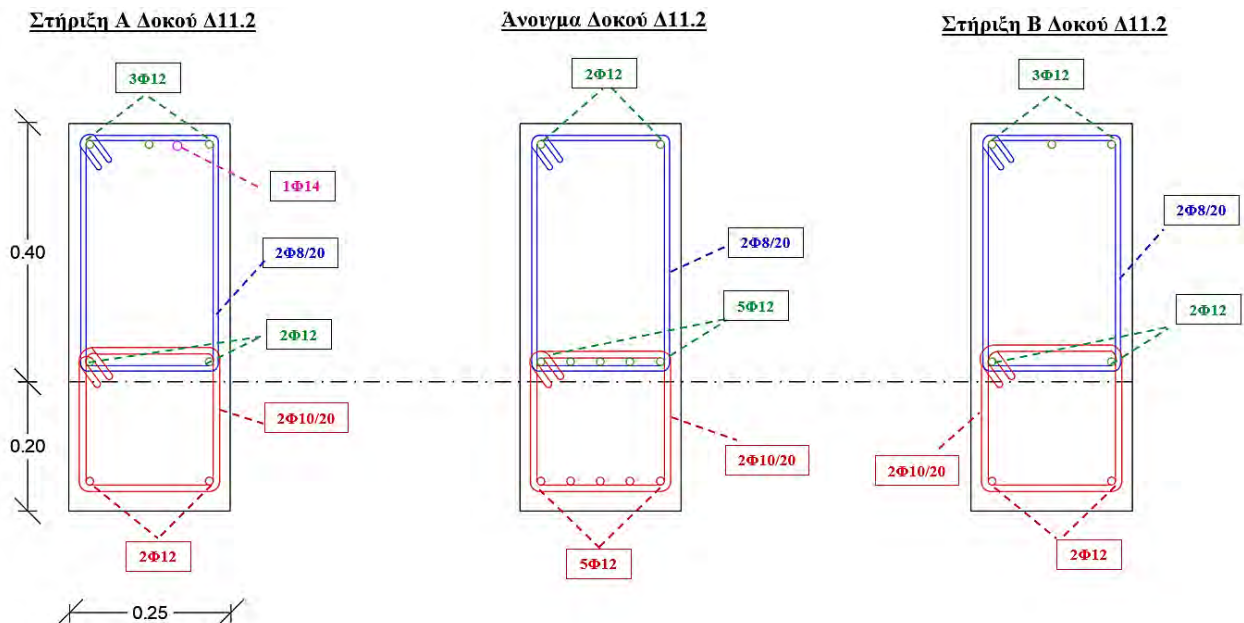
Για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, η δοκός 11.2 εμφάνισε καμπτική και διατμητική αστοχία και στα δύο άκρα της. Στους Πίνακες 5.34.1 και 5.34.2, καταγράφονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.53 παρουσιάζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ11.2 .

Πίνακας 5.34.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ11.2

Δοκός 11.2 (Πρώτος Όροφος)	
Μήκος Δοκού , $L$	3.89 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b \cdot h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b' \cdot h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.34.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ11.2

Δοκός 11.2 (Πρώτος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη Α	Άνοιγμα	Στήριξη Β
Υφιστάμενος	Άνω	3Φ12+1Φ14	2Φ12	3Φ12
	Κάτω	2Φ12	5Φ12	2Φ12
Πρόσθετος	Κάτω	<b>+ 2Φ12</b>	<b>+ 5Φ12</b>	<b>+ 2Φ12</b>



Σχήμα 5.53. Μέθοδος Ενίσχυσης Β - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ11.2 (B)

• Δοκός 11.3 – Στάθμη Οροφής Πρώτου Ορόφου (B)

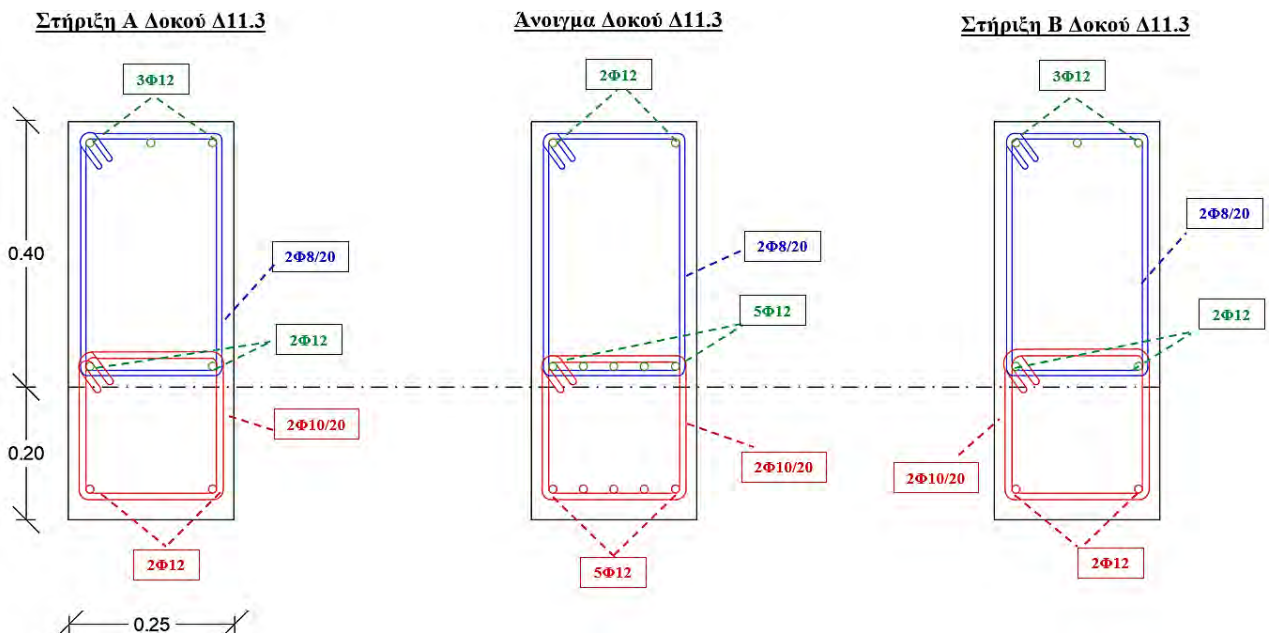
Για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, η δοκός 11.3 εμφάνισε καμπτική και διατμητική αστοχία και στα δύο άκρα της. Στους Πίνακες 5.35.1 και 5.35.2, καταγράφονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.54 παρουσιάζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ11.3 .

Πίνακας 5.35.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ11.3

Δοκός 11.3 (Πρώτος Όροφος)	
Μήκος Δοκού , $L$	3.89 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b*h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b'*h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.35.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ11.3

Δοκός 11.3 (Πρώτος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη A	Άνοιγμα	Στήριξη B
Υφιστάμενος	Άνω	3Φ12	2Φ12	3Φ12
	Κάτω	2Φ12	5Φ12	2Φ12
Πρόσθετος	Κάτω	<b>+ 2Φ12</b>	<b>+ 5Φ12</b>	<b>+ 2Φ12</b>



Σχήμα 5.54. Μέθοδος Ενίσχυσης B - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ11.3 (B)

• Δοκός 11.4 – Στάθμη Οροφής Πρώτου Ορόφου (B)

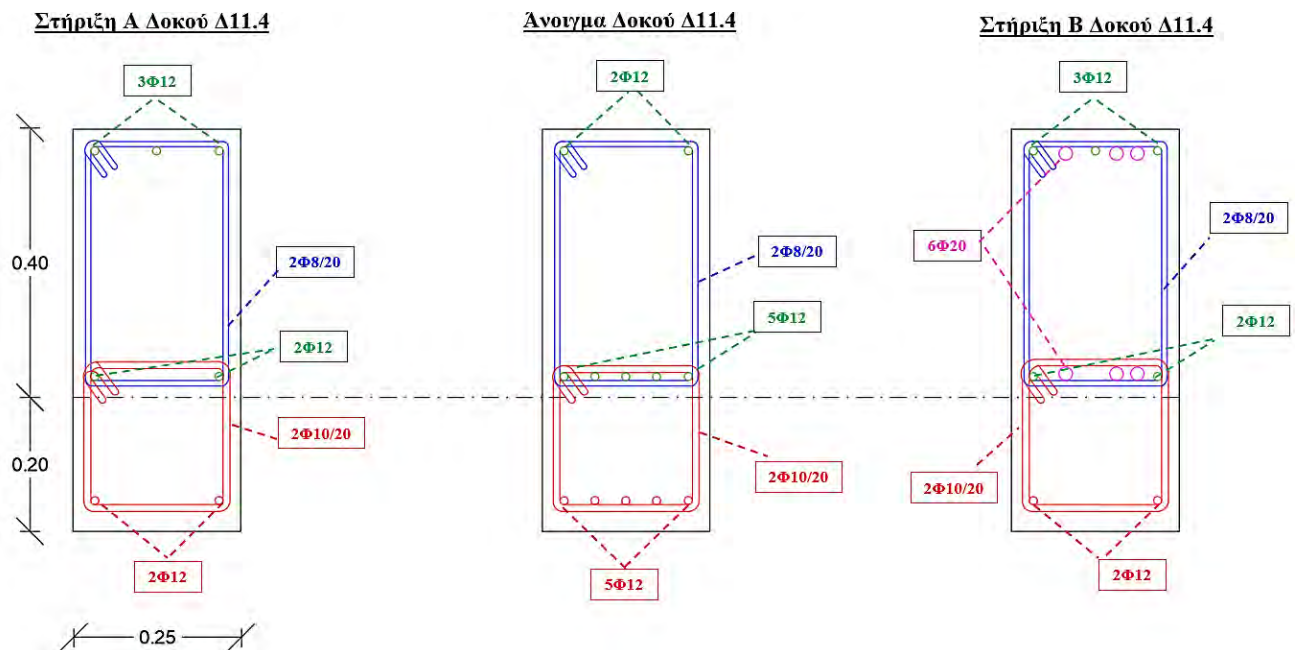
Για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, η δοκός 11.4 εμφάνισε καμπτική και διατμητική αστοχία και στα δύο άκρα της. Στους Πίνακες 5.36.1 και 5.36.2, καταγράφονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.55 παρουσιάζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ11.4 .

Πίνακας 5.36.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ11.4

Δοκός 11.4 (Πρώτος Όροφος)	
Μήκος Δοκού , $L$	3.69 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b*h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b'*h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.36.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ11.4

Δοκός 11.4 (Πρώτος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη Α	Άνοιγμα	Στήριξη Β
Υφιστάμενος	Άνω	3Φ12	2Φ12	3Φ12+3Φ20
	Κάτω	2Φ12	5Φ12	2Φ12+3Φ20
Πρόσθετος	Κάτω	<b>+ 2Φ12</b>	<b>+ 5Φ12</b>	<b>+ 2Φ12</b>



Σχήμα 5.55. Μέθοδος Ενίσχυσης Β - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ11.4 (B)

• Δοκός 17.1 – Στάθμη Οροφής Πρώτου Ορόφου (B)

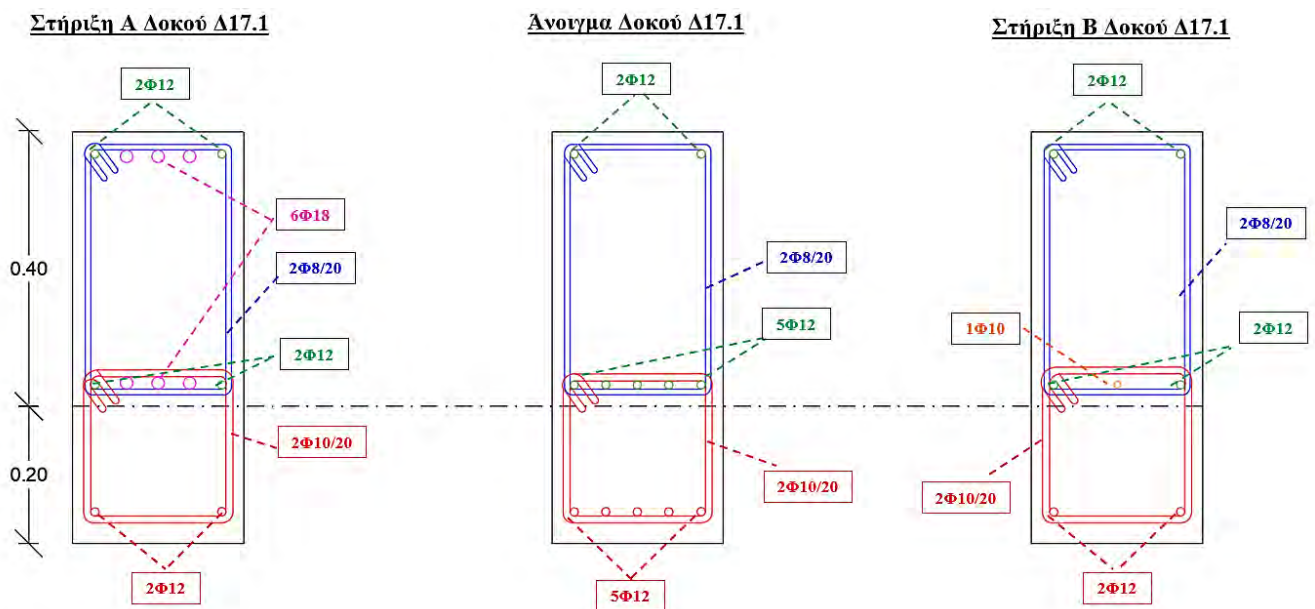
Για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, η δοκός 17.1 εμφάνισε καμπτική και διατμητική αστοχία και στα δύο άκρα της. Στους Πίνακες 5.37.1 και 5.37.2, καταγράφονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.56 παρουσιάζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ17.1 .

Πίνακας 5.37.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ17.1

Δοκός 17.1 (Πρώτος Όροφος)	
Μήκος Δοκού , $L$	1.30 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b*h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b'*h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.37.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ17.1

Δοκός 17.1 (Πρώτος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη Α	Άνοιγμα	Στήριξη Β
Υφιστάμενος	Άνω	2Φ12+3Φ18	2Φ12	2Φ12
	Κάτω	2Φ12+3Φ18	4Φ12	2Φ12+1Φ10
Πρόσθετος	Κάτω	<b>+ 2Φ12</b>	<b>+ 4Φ12</b>	<b>+ 2Φ12</b>



Σχήμα 5.56. Μέθοδος Ενίσχυσης Β - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ17.1 (B)



• Δοκός 21.2 – Στάθμη Οροφής Πρώτου Ορόφου (B)

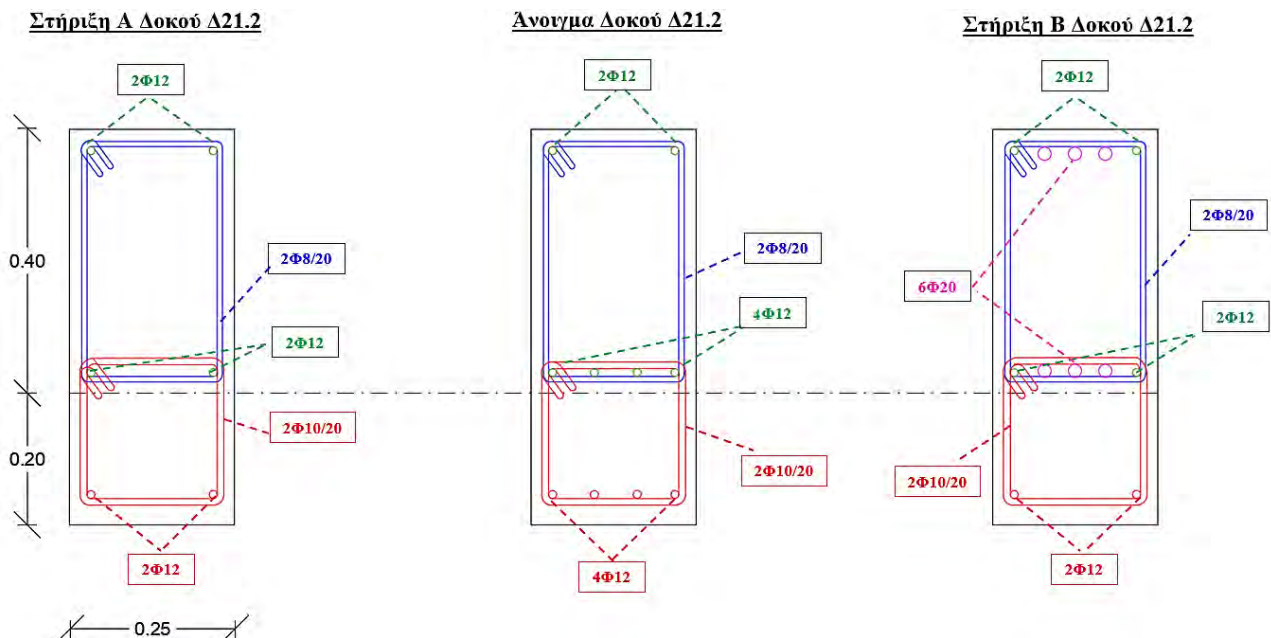
Για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, η δοκός 21.2 εμφάνισε καμπτική και διατμητική αστοχία και στα δύο άκρα της. Στους Πίνακες 5.38.1 και 5.38.2, καταγράφονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.57 παρουσιάζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ21.2 .

Πίνακας 5.38.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ21.2

Δοκός 21.2 (Πρώτος Όροφος)	
Μήκος Δοκού , $L$	2.36 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b \cdot h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b' \cdot h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.38.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ21.2

Δοκός 21.2 (Πρώτος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη A	Άνοιγμα	Στήριξη B
Υφιστάμενος	Άνω	2Φ12	2Φ12	2Φ12+3Φ20
	Κάτω	2Φ12	4Φ12	2Φ12+3Φ20
Πρόσθετος	Κάτω	+ 2Φ12	+ 4Φ12	+ 2Φ12



Σχήμα 5.57. Μέθοδος Ενίσχυσης Β - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ21.2 (B)

• Δοκός 22.2 – Στάθμη Οροφής Πρώτου Ορόφου (B)

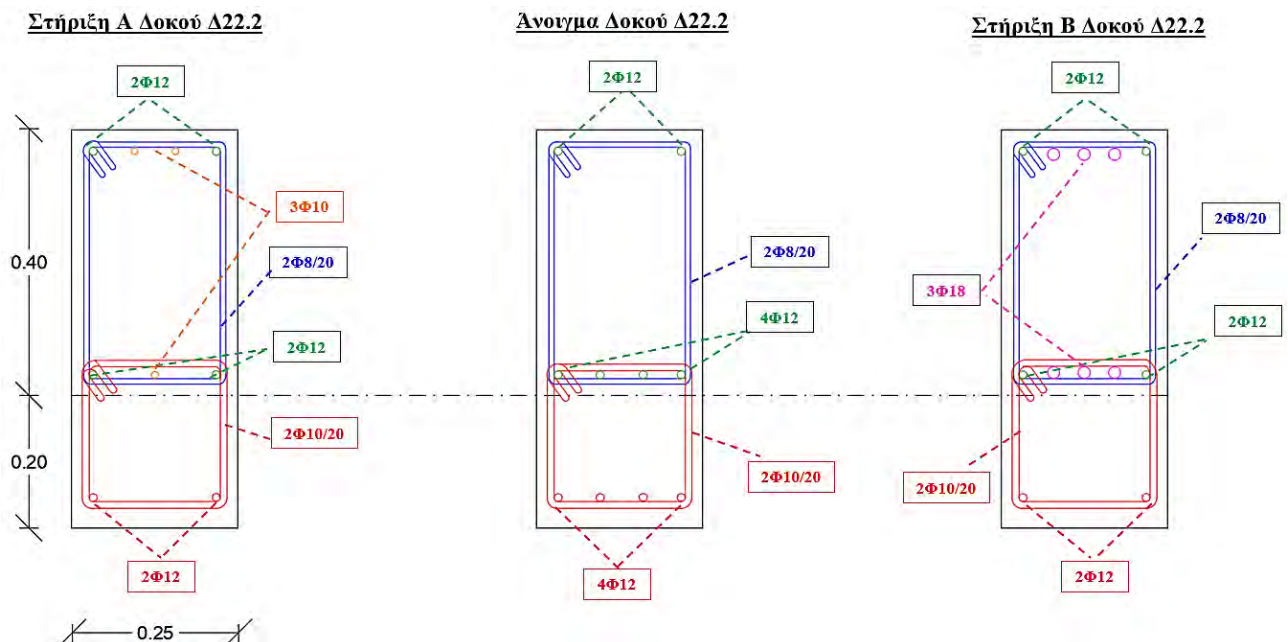
Η δοκός 22.2 εμφάνισε καμπτική και διατμητική αστοχία και στα δύο άκρα της για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC. Στους Πίνακες 5.39.1 και 5.39.2, καταγράφονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.58 παρουσιάζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ22.2 .

Πίνακας 5.39.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ22.2

Δοκός 22.2 (Πρώτος Όροφος)	
Μήκος Δοκού , $L$	3.00 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b*h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b'*h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.39.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ22.2

Δοκός 22.2 (Πρώτος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη A	Άνοιγμα	Στήριξη B
Υφιστάμενος	Άνω	2Φ12+2Φ10	2Φ12	2Φ12+3Φ18
	Κάτω	2Φ12+1Φ10	4Φ12	2Φ12+3Φ18
Πρόσθετος	Κάτω	<b>+ 2Φ12</b>	<b>+ 4Φ12</b>	<b>+ 2Φ12</b>



Σχήμα 5.58. Μέθοδος Ενίσχυσης B - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ22.2 (B)

• Δοκός 11.2 – Στάθμη Οροφής Δεύτερου Ορόφου (C)

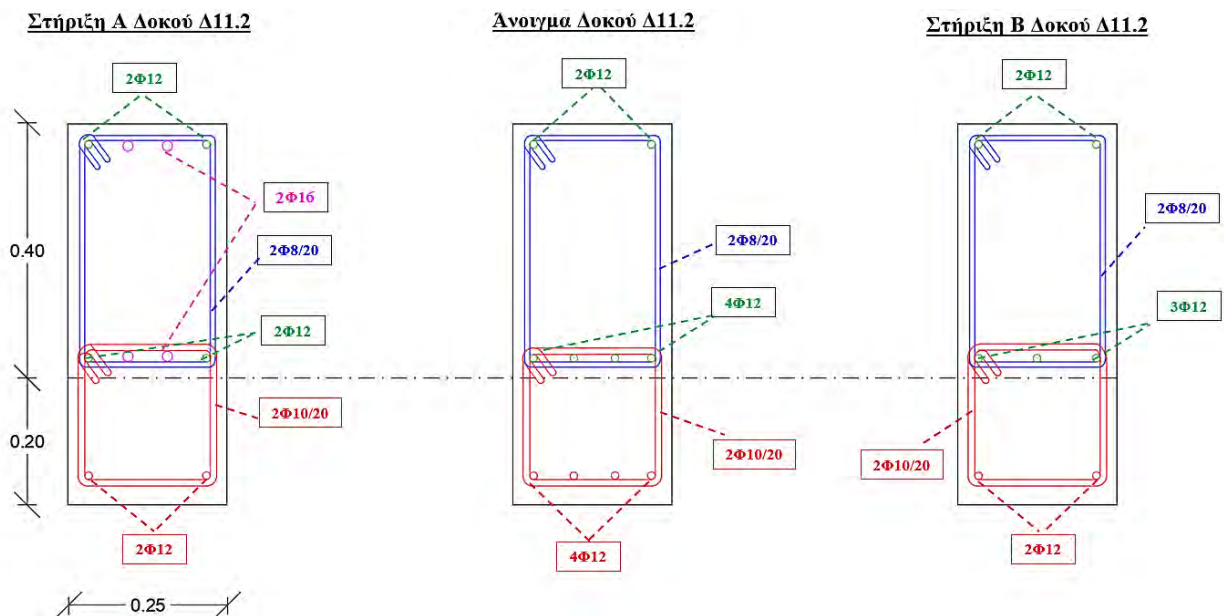
Για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, η δοκός 11.2 εμφάνισε καμπτική αστοχία στον κόμβο τέλους. Στους Πίνακες 5.40.1 και 5.40.2, καταγράφονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.59 παρουσιάζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ11.2 .

Πίνακας 5.40.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ11.2

Δοκός 11.2 (Δεύτερος Όροφος)	
Μήκος Δοκού , $L$	3.89 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b*h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b'*h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.40.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ11.2

Δοκός 11.2 (Δεύτερος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη Α	Άνοιγμα	Στήριξη Β
Υφιστάμενος	Άνω	2Φ12+2Φ16	2Φ12	2Φ12
	Κάτω	2Φ12+2Φ16	4Φ12	3Φ12
Πρόσθετος	Κάτω	<b>+ 2Φ12</b>	<b>+ 4Φ12</b>	<b>+ 2Φ12</b>



Σχήμα 5.59. Μέθοδος Ενίσχυσης Β - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ11.2 (Γ)

• Δοκός 11.3 – Στάθμη Οροφής Δεύτερου Ορόφου (C)

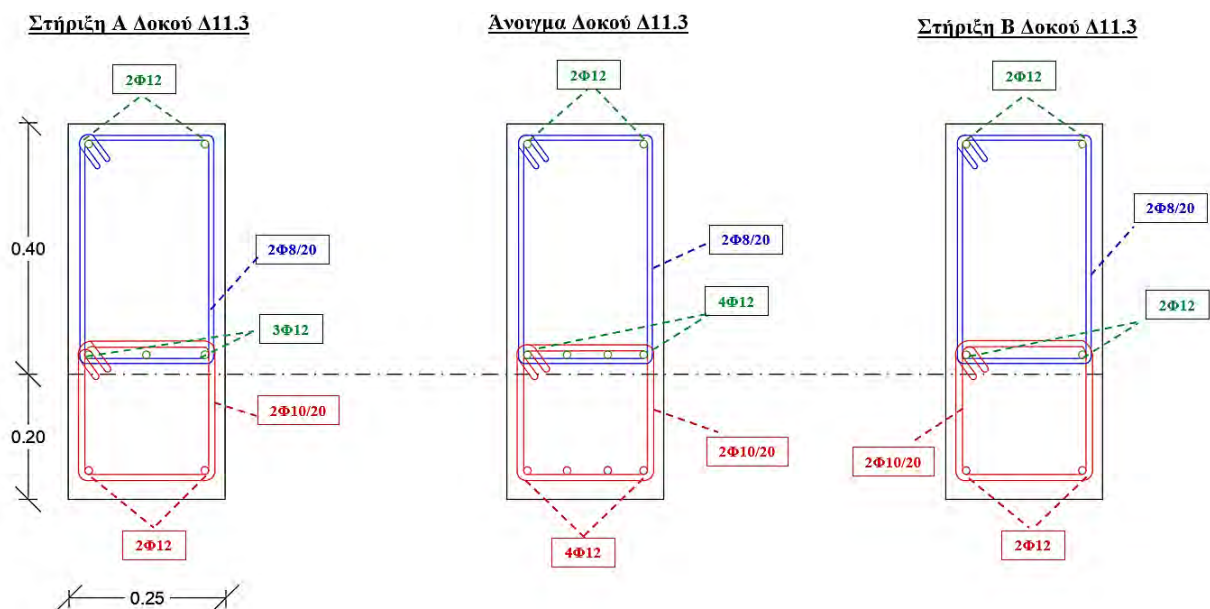
Για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, η δοκός 11.3 εμφάνισε καμπτική αστοχία στον κόμβο αρχής. Στους Πίνακες 5.41.1 και 5.41.2, καταγράφονται τα χαρακτηριστικά της νέας διατομής και οι νέοι οπλισμοί. Στο Σχήμα 5.60 παρουσιάζεται ο υφιστάμενος και ο νέος οπλισμός της διατομής Δ11.3 .

Πίνακας 5.41.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης διατομής Δ11.3

Δοκός 11.3 (Δεύτερος Όροφος)	
Μήκος Δοκού , $L$	3.89 m
Αρχικές διαστάσεις διατομής, $b \cdot h$	25x40 cm <sup>2</sup>
Νέες διαστάσεις διατομής, $b' \cdot h'$	25x60 cm <sup>2</sup>
Αρχικός Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20
Πρόσθετος Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ10/20

Πίνακας 5.41.2. Υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί διατομής Δ11.3

Δοκός 11.3 (Δεύτερος Όροφος)				
Είδος Διαμήκη Οπλισμού	Θέση	Στήριξη Α	Άνοιγμα	Στήριξη Β
Υφιστάμενος	Άνω	2Φ12	2Φ12	2Φ12
	Κάτω	3Φ12	4Φ12	2Φ12
Πρόσθετος	Κάτω	<b>+ 2Φ12</b>	<b>+ 4Φ12</b>	<b>+ 2Φ12</b>



Σχήμα 5.60. Μέθοδος Ενίσχυσης Β - Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ11.3 (Γ)



### 5.3.3. Ενίσχυση υποστυλωμάτων και δοκών με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών (FRP)

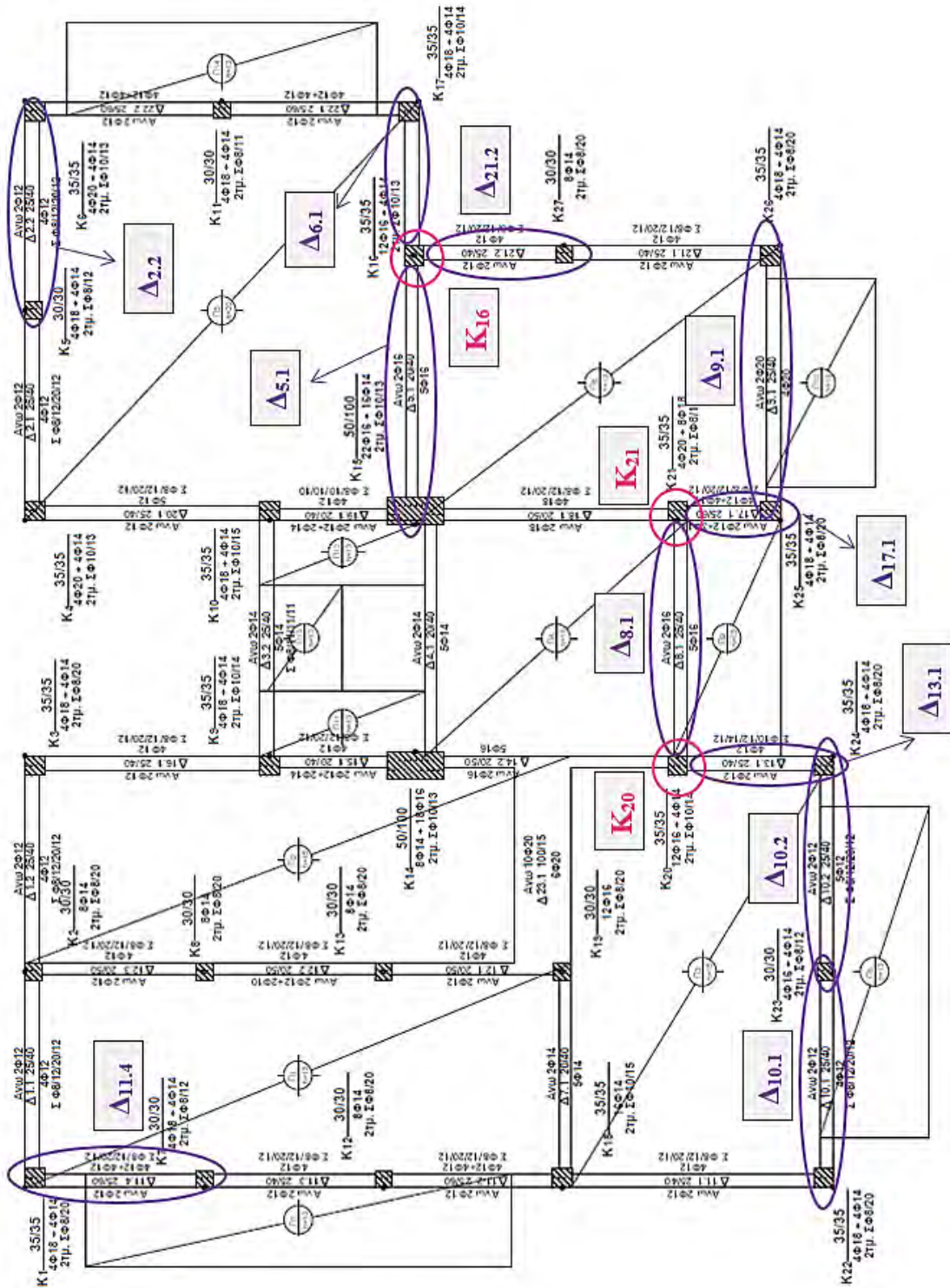
Οι ενισχύσεις με FRP έλαβαν χώρα σε δοκούς και υποστυλώματα του ισόγειου, του πρώτου ορόφου και του δεύτερου ορόφου (Σχήματα 5.63-5.65) . Τα στοιχεία που ενισχύθηκαν με ινοπλισμένα πολυμερή παρουσίασαν σχετικά μικρό λόγο επάρκειας στη στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση NC» για τέμνουσες δυνάμεις.

Είναι αξιοσημείωτο το γεγονός ότι από τις 23 δοκούς που ενισχύθηκαν με FRP, οι δοκοί Δ11.4(A), Δ17.1(A) και η Δ17.1(B) είναι ήδη ενισχυμένες με πρόσθετη στρώση οπλισμένου σκυροδέματος. Η «διπλή» ενίσχυση εφαρμόστηκε κυρίως για να μην αυξηθεί περαιτέρω η διατομή των μελών, διότι ο λόγος ανεπάρκειας που προέκυψε από την αύξηση της διατομής ήταν εκτός των ορίων με πολύ μικρή διαφορά. Τα ενισχυόμενα μέλη καταγράφονται στον Πίνακα 5.42. Με το γράμμα «Δ» συμβολίζονται οι δοκοί ενώ με το γράμμα «Κ» συμβολίζονται τα υποστυλώματα. Επιπλέον, με μπλε χρώμα σημειώνονται οι δοκοί οι οποίες έχουν υποστεί «διπλή» ενίσχυση με μία στρώση ινοπλισμένου μανδύα ενώ με κόκκινο χρώμα παρουσιάζονται οι δοκοί οι οποίες ενισχύθηκαν με διπλή στρώση μανδύα ινοπλισμένων πολυμερών.

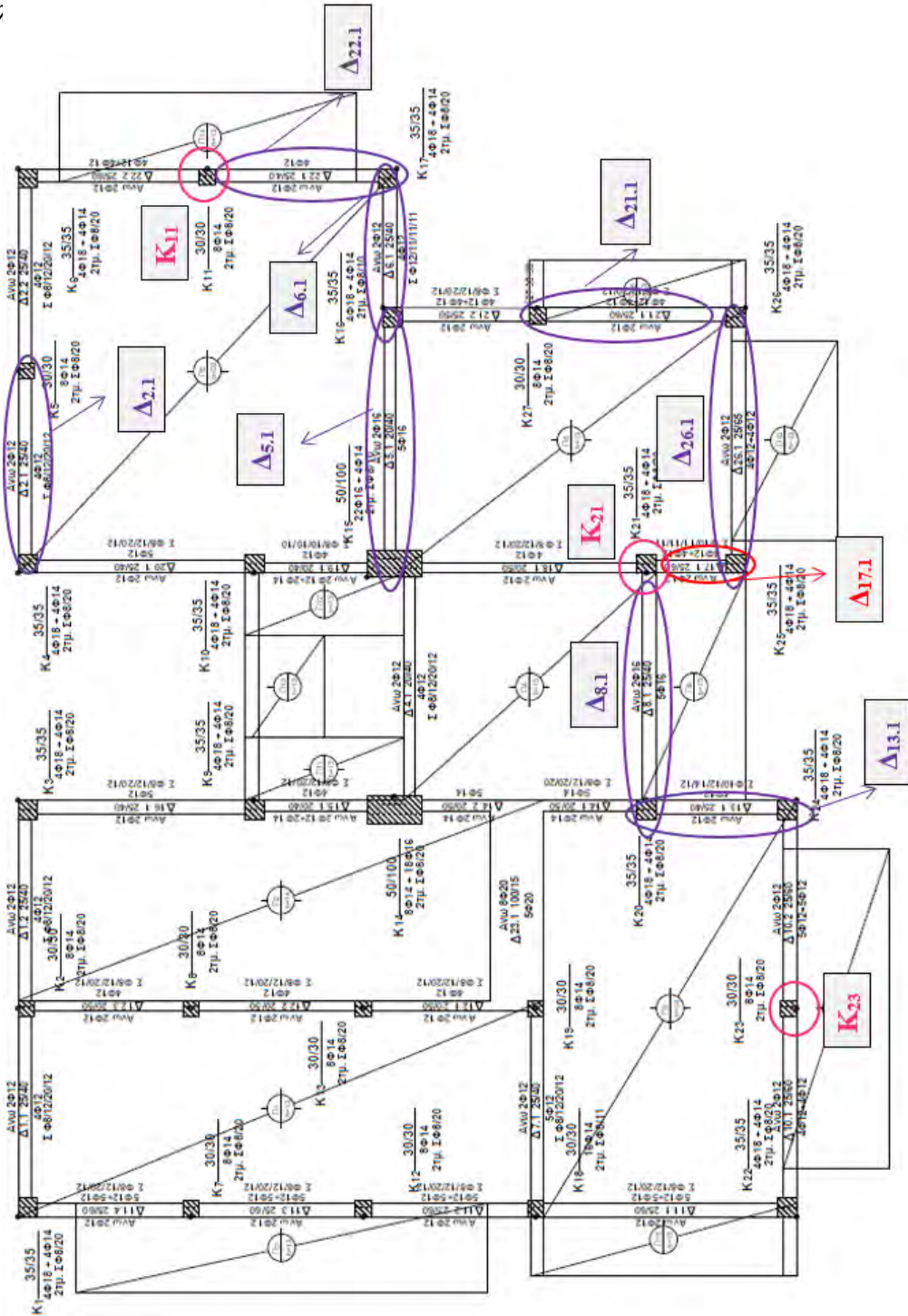
Πίνακας 5.42. Δομικά μέλη ενισχυόμενα με μανδύες FRP ανά όροφο

Ισόγειο	Πρώτος Όροφος	Δεύτερος Όροφος
Δ2.2	Δ2.1	Δ9.1
Δ5.1	Δ5.1	Δ22.1
Δ6.1	Δ6.1	Δ22.2
Δ8.1	Δ8.1	K11
Δ9.1	Δ13.1	
Δ10.1	<b>Δ17.1</b>	
Δ10.2	Δ21.1	
<b>Δ11.4</b>	Δ22.2	
Δ13.1	Δ61.1	
<b>Δ17.1</b>	K11	
Δ21.2	K21	
K16	K23	
K20		
K21		

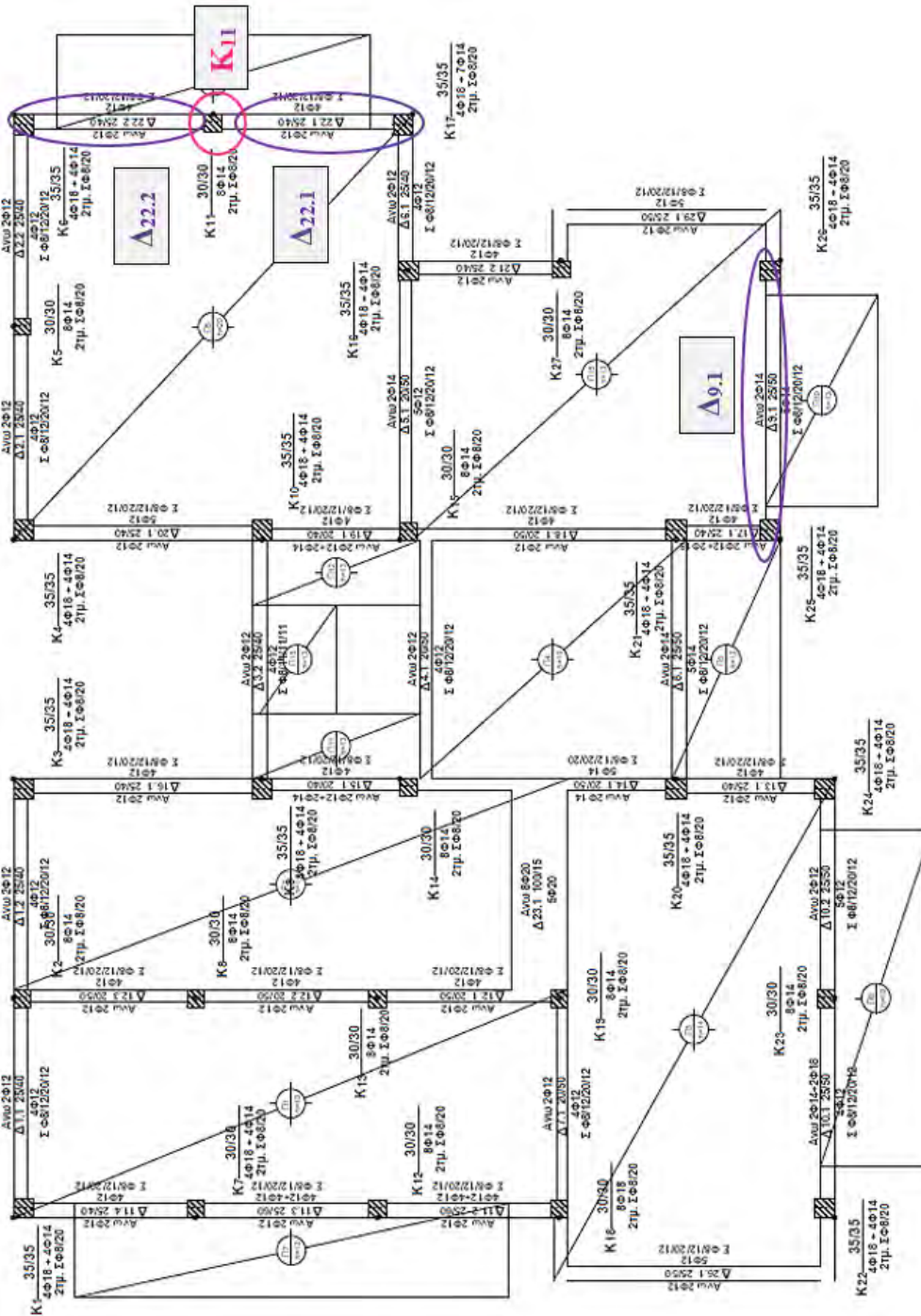
Ο μανδύας FRP που χρησιμοποιήθηκε κατά την εφαρμογή της Μεθόδου Ενίσχυσης Β είναι ίδιος με αυτόν της Μεθόδου Ενίσχυσης Α. Τα τεχνικά χαρακτηριστικά του και οι μηχανικές του ιδιότητες αναγράφονται στον Πίνακα 5.13.



Σχήμα 5.63. Ενισχυμένα μέλη ισογείου με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών FRP (Μέθοδος Ενίσχυσης B)



Σχήμα 5.64. Ενισχυμένα μέλη πρώτου ορόφου με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών FRP (Μέθοδος Ενίσχυσης Β)



Σχήμα 5.65. Ενισχυμένα μέλη δεύτερου ορόφου με μανδύες ινοπλισμένον πολυμερών FRP (Μέθοδος Ενίσχυσης Β)

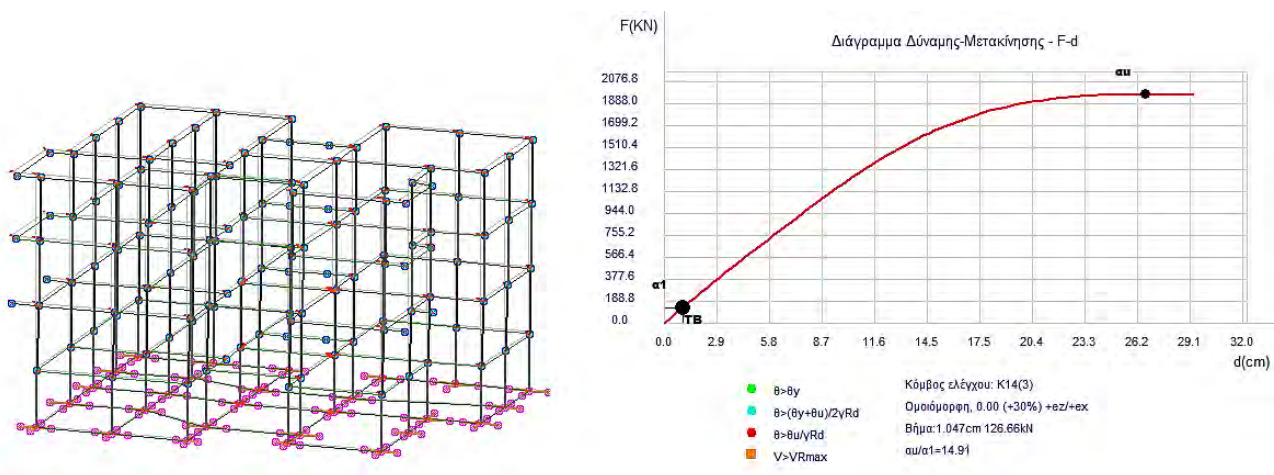


### 5.3.4. Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Ενισχυόμενου Φορέα με Εφαρμογή Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης Pushover

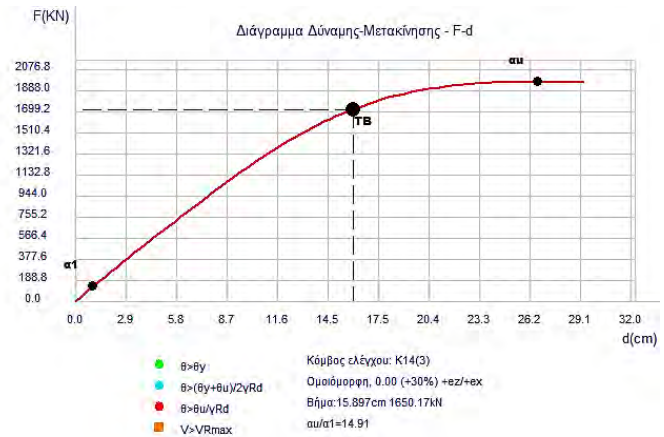
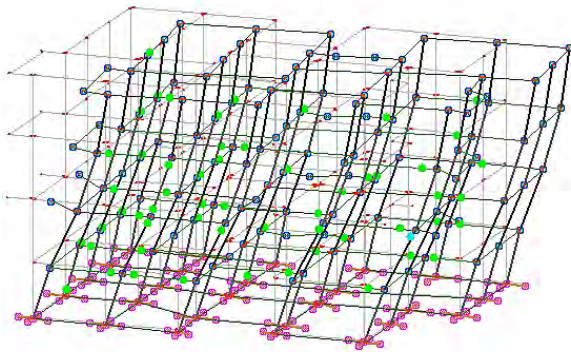
Στην ενότητα 5.3.4. ελέγχεται η Φέρουσα Ικανότητα της ενισχυόμενης κατασκευής σύμφωνα με τη Μέθοδο B . Όπως και στην Ενότητα 5.2.4, εφαρμόζεται στατική ανελαστική ανάλυση Pushover. Η αποτίμηση της Φέρουσας Ικανότητας πραγματοποιείται στη διεύθυνση X και Z, για ιδιομορφική και ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης. Στη συνέχεια, αναλύεται το Διάγραμμα Δύναμης – Μετατόπισης (F-d) τη στιγμή της δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης, μια τυχαία χρονική στιγμή κατά τη διαρροή και τη στιγμή της κατάρρευσης, η Καμπύλη Απαίτησης – Ικανότητας (ADRS) και η σεισμική επάρκεια του κάθε στοιχείου .

#### 5.3.4.1. Διάγραμμα Δύναμης-Μετατόπισης στη διεύθυνση X

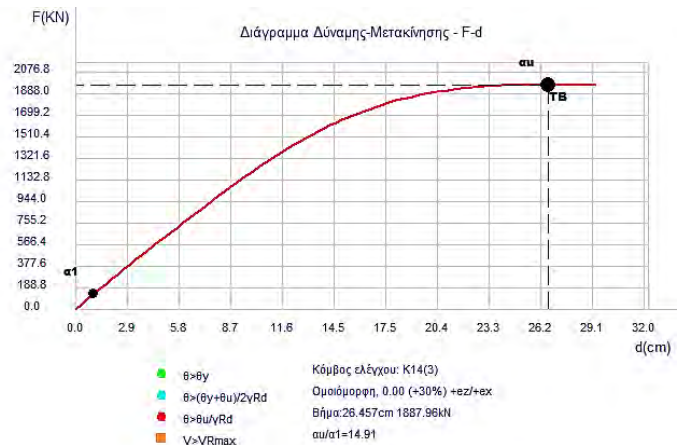
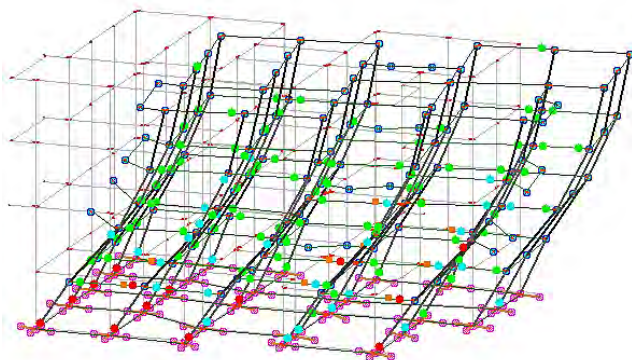
Στην ενότητα αυτή παρατίθεται το Διάγραμμα Δύναμης – Μετατόπισης (F-d) με ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης στη διεύθυνση X τη στιγμή της δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης, Σχήμα 5.66, κατά τη διαρροή, Σχήμα 5.67, και τη στιγμή της κατάρρευσης, Σχήμα 5.68.



Σχήμα 5.66: Διάγραμμα F-d (x) – Στιγμή δημιουργίας πρώτης πλαστικής άρθρωσης (Μέθοδος Ενίσχυσης B)



Σχήμα 5.67: Διάγραμμα F-d (x) – Τυχαία χρονική στιγμή κατά τη διαρροή του φορέα (Μέθοδος Ενίσχυσης B)



Σχήμα 5.68: Διάγραμμα F-d (x) – Στιγμή κατάρρευσης του φορέα (Μέθοδος Ενίσχυσης B)

Μελετώντας τα Σχήματα 5.66- 5.68, αντλήθηκαν οι εξής πληροφορίες:

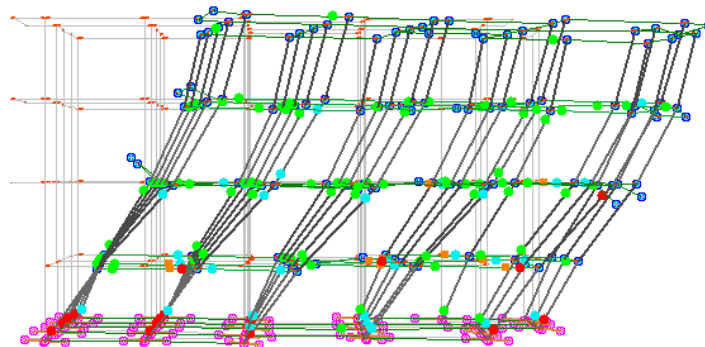
- Λόγος Υπεραντοχής  $\lambda = \alpha_u / \alpha_1$ : Ο λόγος υπεραντοχής που προέκυψε με την εφαρμογή της ανάλυσης ισούται με  $\lambda = 14.91$ . Η αύξηση των δύο κεντρικών υποστρωμάτων και οι υπόλοιπες ενισχύσεις που έλαβαν χώρα, συνείσφεραν στη μείωση του λόγου υπεραντοχής περίπου κατά τα 2/3.
- Σημείο  $\alpha_1$ : Η πρώτη πλαστική άρθρωση του φορέα εμφανίζεται στη δοκό Δ11.4 στη στάθμη της οροφής του δεύτερου ορόφου. Τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης, η τιμή της τέμνουσας ισούται με  $V = 126.66$  kN με μετακίνηση οροφής ίση με 1.047 cm.

- Διάστημα μεταξύ των σημείων  $\alpha_1$ - $\alpha_u$ : Σύμφωνα με το υπόμνημα του Σχήματος 5.67, στο διάστημα αυτό τα μέλη δεν ικανοποιούν τον περιορισμό της στάθμης επιτελεστικότητας «Περιορισμένων Βλαβών» με γωνία στροφής μέλους μεγαλύτερη της οριακής γωνίας.
- Σημείο  $\alpha_u$ : Από το Σχήμα 5.68 παρατηρείται ότι ορισμένα μέλη του ισογείου και του πρώτου ορόφου δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις της στάθμης επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση (NC)», Σχέση 1.4, ενώ τα περισσότερα μέλη δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις της στάθμης επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών (SD)». Η τιμή της τέμνουσας που δημιουργείται ο μηχανισμός κατάρρευσης ισούται με  $V_x=1888$  kN με μετακίνηση οροφής ίση με  $\delta_x=26.457$  cm.

Στον Πίνακα 5.43 παρατίθενται συγκεντρωτικά οι τιμές των τεμνουσών βάσεων του ενισχυόμενου δομήματος και των αντίστοιχων μετακινήσεων της οροφής αυτού για τις περιπτώσεις που προαναφέρθηκαν. Επιπλέον, στο Σχήμα 5.69 απεικονίζεται ο μηχανισμός κατάρρευσης του φορέα κατά την επιβολή της ομοιόμορφης κατανομής φορτίων στη διεύθυνση x.

Πίνακας 5.43: Τιμή τέμνουσας βάσης, μετακίνησης κορυφής και λόγου υπεραντοχής στις θέσεις  $\alpha_1$  και  $\alpha_u$  στη διεύθυνση X (Μέθοδος Ενίσχυσης B)

	Τέμνουσα Βάσης, $V_x$ (kN)	Μετακίνηση Κορυφής, $\delta_x$ (cm)
Σημείο διαρροής, $\alpha_1$	126.66	1.00
Σημείο κατάρρευσης, $\alpha_u$	1888.00	26.50
Λόγος υπεραντοχής, $\alpha_1 / \alpha_u$	14.91	
Δείκτης πλαστιμότητας $\delta_1 / \delta_u$	26.50	

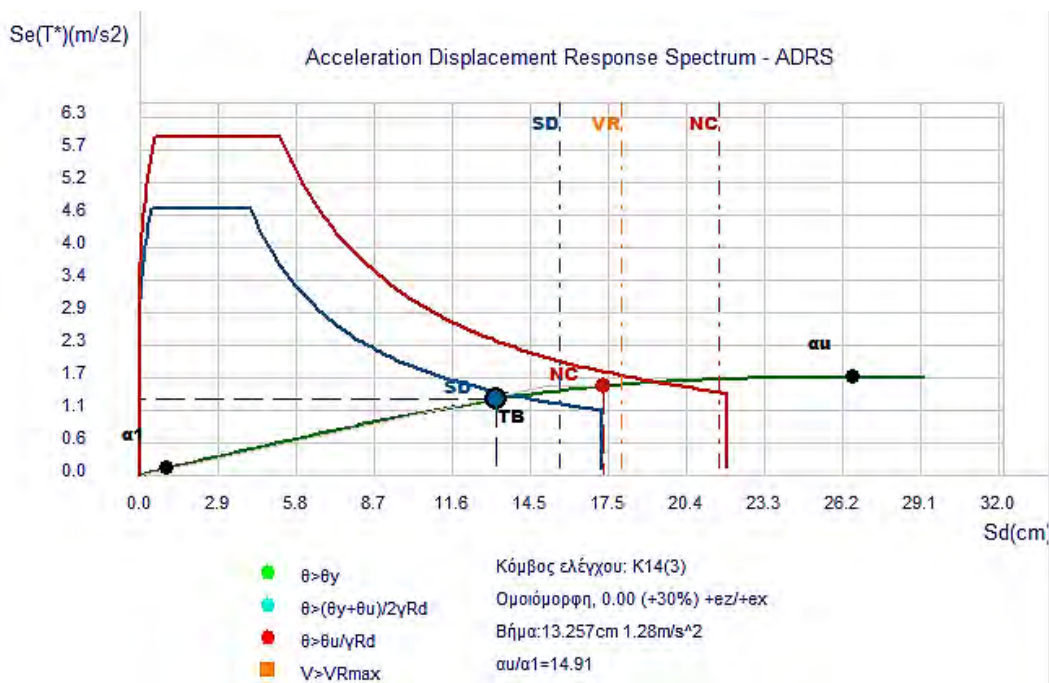


Σχήμα 5.69: Μηχανισμός Κατάρρευσης κτιρίου κατά τη διεύθυνση X (Μέθοδος Ενίσχυσης B)

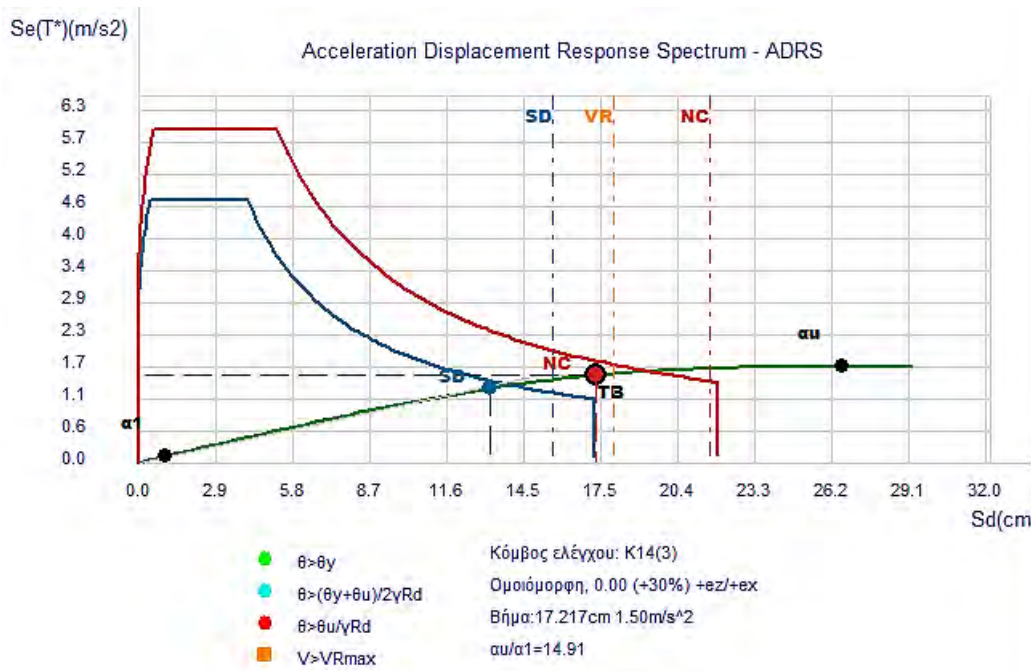
### 5.3.4.2. Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας στη διεύθυνση X

Ακολουθεί η ανάλυση του διαγράμματος απαίτησης – ικανότητας του ενισχυόμενου φορέα για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας και για ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης κατά τη διεύθυνση X. Σύμφωνα με το υπόμνημα του Σχήματος 5.70 και 5.71, η πράσινη καμπύλη συμβολίζει την αντίσταση του δομήματος. Πάνω της σημειώνονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις των στάθμων επιτελεστικότητας που επιλέχθηκαν καθώς και οι αντίστοιχες ικανότητες μετακίνησης. Για την καμπύλη αντίστασης ισχύει ότι:

- Η μπλε κουκίδα συμβολίζει τη στοχευόμενη μετακίνηση της στάθμης επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών (SD)», όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.70. Το κριτήριο επάρκειας της στάθμης SD της κατασκευής ικανοποιείται δεδομένου ότι η διακεκομμένη ευθεία βρίσκεται δεξιά της μπλε κουκίδας.



Σχήμα 5.70: Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (ADRS) κατά X-Όριο επιτελεστικότητας SD

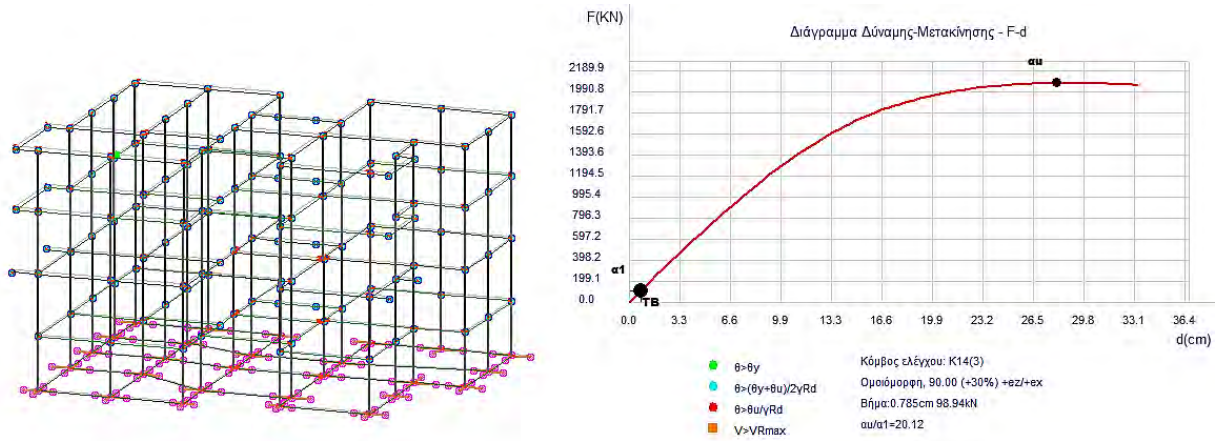


Σχήμα 5.71: Διάγραμμα Απαιτήσης – Ικανότητας (ADRS) κατά X-Όριο επιτελεστικότητας NC

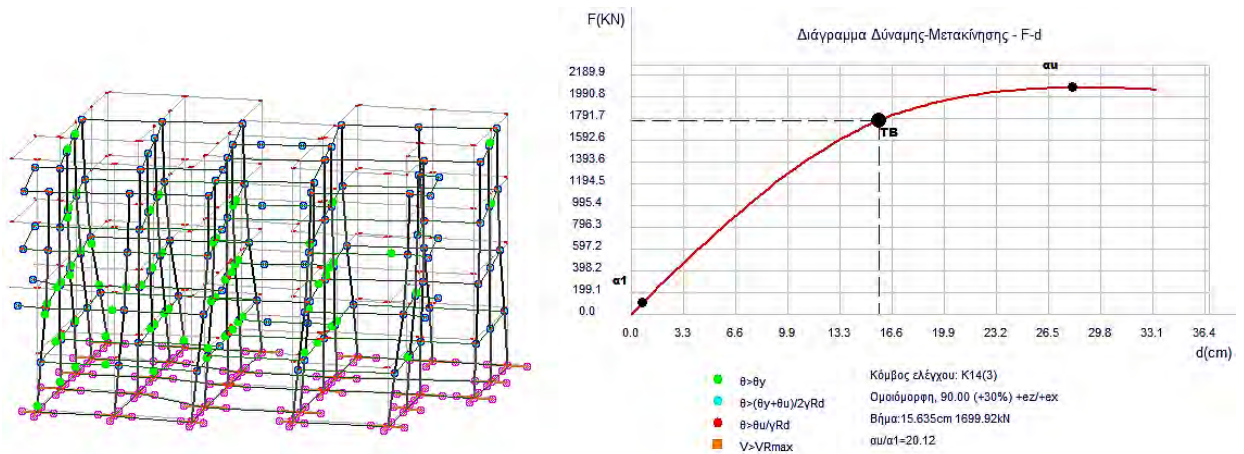
- Σύμφωνα με το Σχήμα 5.71, η κόκκινη κουκίδα συμβολίζει τη στοχευόμενη μετακίνηση της στάθμης επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση (NC)» ενώ η κόκκινη διακεκομμένη ευθεία συμβολίζει την ικανότητα μετακίνησης της NC. Εφόσον η διακεκομμένη βρίσκεται δεξιά της αντίστοιχης κουκίδας, το κριτήριο επάρκειας της στάθμης NC ικανοποιείται.
- Από τα Σχήματα 5.70 και 5.71 είναι φανερό ότι η κίτρινη ευθεία της διατμητικής αντοχής βρίσκεται αριστερά της ευθείας που συμβολίζει την ικανότητα μετακίνησης της στάθμης NC και δεξιά της αντίστοιχης ευθείας της στάθμης SD. Αυτό συνεπάγεται ότι όσον αφορά στη στάθμη SD, το κτίριο πρώτα αστοχεί καμπτικά και στη συνέχεια επέρχεται η πρώτη διατμητική αστοχία. Για τη στάθμη NC, το κτίριο αρχικά αστοχεί διατμητικά.

### 5.3.4.3. Διάγραμμα Απαιτήσης – Ικανότητας στη διεύθυνση Z

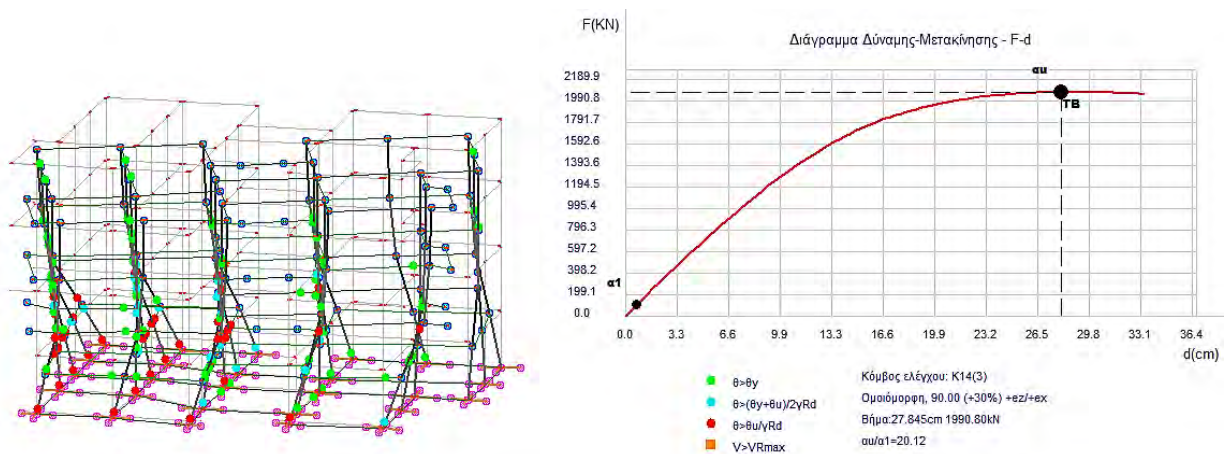
Στα Σχήματα 5.72- 5.73 , παρατίθεται το Διάγραμμα Δύναμης – Μετατόπισης (F-d) της διεύθυνσης Z ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης, για τις τρεις περιπτώσεις που διερευνήθηκαν και στην Ενότητα 5.3.4.1.



Σχήμα 5.72: Διάγραμμα F-d (z) – Στιγμή δημιουργίας πρώτης πλαστικής άρθρωσης (Μέθοδος Ενίσχυσης B)



Σχήμα 5.73: Διάγραμμα F-d (z) – Τυχαία χρονική στιγμή κατά τη διαρροή του φορέα (Μέθοδος Ενίσχυσης B)



Σχήμα 5.74: Διάγραμμα F-d (z) – Τυχαία χρονική στιγμή κατά τη διαρροή του φορέα (Μέθοδος Ενίσχυσης B)



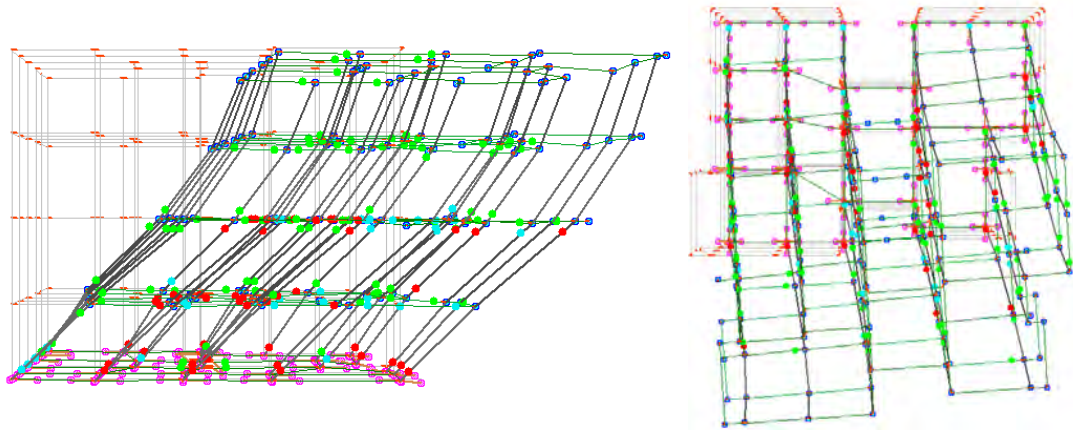
Σύμφωνα με τα Σχήματα 5.72- 5.74, ισχύουν τα εξής:

- Λόγος Υπεραντοχής  $\lambda = a_u/a_1$ : Η τιμή του λόγου υπεραντοχής που υπολογίστηκε με την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης είναι ίση με  $\lambda = 20.12$ .
- Σημείο  $a_1$ : Όπως και στη διεύθυνση φόρτισης κατά x, η πρώτη πλαστική άρθρωση του φορέα εμφανίζεται στη δοκό Δ16.1 στη στάθμη της οροφής του δεύτερου ορόφου. Η τιμή της τέμνουσας που αντιστοιχίζεται η πρώτη διαρροή ισούται με  $V = 98.94$  kN με μετακίνηση οροφής ίση με  $0.785$  cm.
- Διάστημα μεταξύ των σημείων  $a_1 - a_u$ : Σύμφωνα με το υπόμνημα του Σχήματος 5.73, στο διάστημα αυτό τα μέλη δεν ικανοποιούν τον περιορισμό της στάθμης επιτελεστικότητας «Περιορισμένων Βλαβών» με γωνία στροφής μέλους μεγαλύτερη της οριακής γωνίας.
- Σημείο  $a_u$ : Η τιμή της τέμνουσας που δημιουργείται ο μηχανισμός κατάρρευσης ισούται με  $V_z = 1990.80$  kN με μετακίνηση οροφής ίση με  $\delta_z = 27.845$  cm. Από το Σχήμα 5.74 διαπιστώνεται ότι ο φορέας παραμορφώνεται στρεπτικά όσο αυξάνεται το σεισμικό φορτίο κατά τη διεύθυνση Z.

Οι τιμές των τεμνουσών βάσεων του κτιρίου και των αντίστοιχων μετακινήσεων της οροφής αυτού παρατίθενται συγκεντρωτικά στον Πίνακα 5.44. Ο μηχανισμός κατάρρευσης του φορέα κατά την επιβολή της ομοιόμορφης κατανομής φορτίων στη διεύθυνση Z απεικονίζεται στο Σχήμα 5.75 και 5.76.

Πίνακας 5.44: Τιμή τέμνουσας βάσης, μετακίνησης κορυφής και λόγου υπεραντοχής στις θέσεις  $a_1$  και  $a_u$  στη διεύθυνση Z (Μέθοδος Ενίσχυσης B)

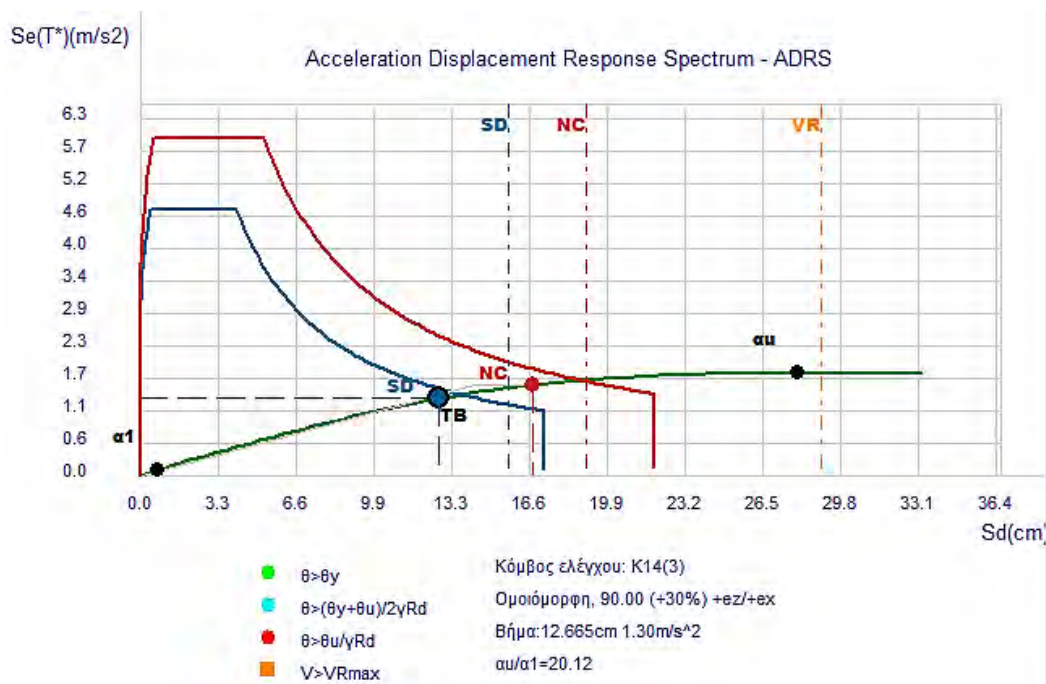
	Τέμνουσα Βάσης, $V_x$ (kN)	Μετακίνηση Κορυφής, $\delta_x$ (cm)
Σημείο διαρροής, $a_1$	98.94	0.8
Σημείο κατάρρευσης, $a_u$	2101.66	27.8
Λόγος υπεραντοχής, $a_1/a_u$	20.12	
Δείκτης πλαστιμότητας $\delta_1/\delta_u$	34.75	



Σχήμα 5.75. Μηχανισμός Κατάρρευσης κτιρίου κατά τη διεύθυνση Z (Μέθοδος Ενίσχυσης B)

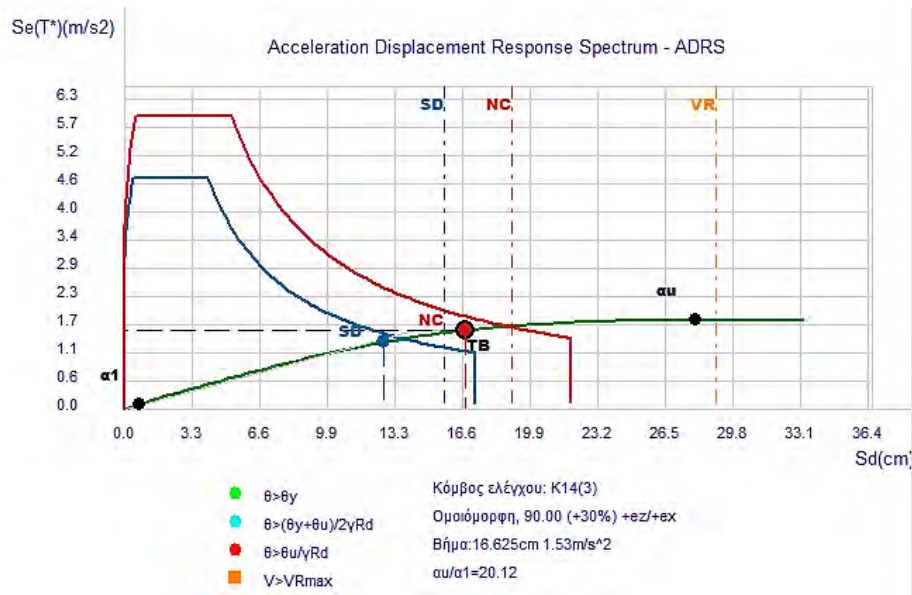
#### 5.3.4.4. Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας στη διεύθυνση z

Για το υπόμνημα του Σχήματος 5.76. και 5.77, ισχύει ότι και στην Ενότητα 5.3.4.2. Παρατηρείται ότι ικανοποιείται το κριτήριο επάρκειας της κατασκευής για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD.



Σχήμα 5.76. Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (ADRS) κατά Z – Όριο επιτελεστικότητας SD





Σχήμα 5.33: Διάγραμμα Απαιτήσης – Ικανότητας (ADRS) κατά Z-Όριο επιτελεστικότητας NC

Για την καμπύλη αντίστασης ισχύει ότι:

- Σύμφωνα με το Σχήμα 5.76., το κριτήριο επάρκειας της κατασκευής και για τις 2 στάθμες επιτελεστικότητας ικανοποιείται.
- Η ευθεία που συμβολίζει τη διατμητική αντοχή βρίσκεται αριστερά από τις δύο ευθείες των ικανοτήτων μετακίνησης των δύο στάθμεων. Επομένως, και για τις δύο στάθμες, το κτίριο πρώτα αστοχεί καμπτικά.

### 5.3.5. Έλεγχος επάρκειας ενισχυόμενων δομικών μελών

Εφαρμόζοντας στατική ανελαστική ανάλυση Pushover στον ενισχυόμενο φορέα, το κτίριο επαρκεί για όλες τις επιλεχθείσες στάθμες επιτελεστικότητας. Με την ολοκλήρωση των ενισχύσεων, οι λόγοι επάρκειας όλων των δοκών είναι εντός των ορίων όσον αφορά στην καμπτική και διατμητική αντοχή των στάθμεων επιτελεστικότητας NC και SD. Το ίδιο παρατηρείται και στα υποστυλώματα. Οι νέοι τροποποιημένοι λόγοι επάρκειας των υποστυλωμάτων και των δοκών καταγράφονται στους Πίνακες 5.45 και 5.48, αντίστοιχα. Για τα μέλη ισχύει:

- Με κόκκινο χρώμα αναγράφονται τα στοιχεία των οποίων ο λόγος επάρκειας επιδιορθώθηκε με την αύξηση της διατομής τεσσάρων υποστυλωμάτων, χωρίς περαιτέρω ενισχύσεις.



- Με μπλε χρώμα αναγράφονται τα μέλη τα οποία εμφάνισαν λόγο επάρκειας εκτός των επιτρεπόμενων ορίων αφού προηγήθηκε η κατασκευή των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος στα εν λόγω υποστυλώματα.

Οι μέγιστες τιμές του λόγου επάρκειας των δοκών και των υποστυλωμάτων παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον Πίνακα 5.46 και Πίνακα 5.47, αντίστοιχα.

Πίνακας 5.45: Μέθοδος Ενίσχυσης Β - Νέοι λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων

Στάθμη Οροφής	Υποστύλωμα	Λόγος Ανεπάρκειας, λ					
		Σημαντικών Βλαβών, SD		Οιονεί Κατάρρευση, NC		Τέμνουσα Δύναμη, V <sub>v</sub>	
		Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους	Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους	Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους
Ισόγειο (0)	<b>K15</b>	0.56	0.13	0.59	0.19	0.64	0.68
	<b>K16</b>	0.51	0.21	0.53	0.16	0.50	0.42
	<b>K18</b>	0.85	0.52	0.98	0.48	0.76	0.91
	K20	0.56	0.32	0.56	0.30	0.50	0.54
	K21	0.51	0.35	0.53	0.34	0.52	0.59
Πρώτος Όροφος (1)	<b>K11</b>	0.73	0.77	0.77	0.85	0.06	0.38
	<b>K14</b>	0.28	0.18	0.30	0.15	0.42	0.42
	<b>K21</b>	0.52	0.45	0.53	0.41	0.40	0.42
	<b>K23</b>	0.35	0.61	0.31	0.66	0.33	0.05
Δεύτερος Όροφος (2)	<b>K11</b>	0.54	0.27	0.59	0.23	0.04	0.30

Πίνακας 5.46: Μέθοδος Ενίσχυσης Α - Μέγιστες τιμές λ δοκών

	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Δοκός	Λόγος Επάρκειας
Έλεγχος Στροφής	<b>SD</b>	Δ14.2 (1)	0.98
	<b>NC</b>	Δ14.2 (1)	1.00
Έλεγχος Διάτμησης	<b>SD</b>	Δ7.1(0)	0.86
	<b>NC</b>	Δ17.1(1)	0.98

Πίνακας 5.47: Μέθοδος Ενίσχυσης Α - Μέγιστες τιμές λ υποστυλωμάτων

	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Υποστύλωμα	Λόγος Επάρκειας
Έλεγχος Στροφής	<b>SD</b>	K26 (1)	0.93
	<b>NC</b>	K18 (0)	0.98
Έλεγχος Διάτμησης	<b>SD</b>	K18 (2)	0.85
	<b>NC</b>	K18 (0)	0.91

Πίνακας 5.48: Μέθοδος Ενίσχυσης Β - Νέοι λόγοι επάρκειας δοκών

Στάθμη Οροφής	Δοκός	Λόγος Ανεπάρκειας, λ					
		Σημαντικών Βλαβών, SD		Οιονεί Κατάρρευση, NC		Τέμνουσα Δύναμη, V <sub>y</sub>	
		Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους	Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους	Κόμβος Αρχής	Κόμβος Τέλους
Ισόγειο (0)	<b>Δ2.1</b>	0.44	0.78	0.43	0.79	0.67	0.95
	Δ2.2	0.80	0.41	0.85	0.39	0.79	0.47
	<b>Δ5.1</b>	0.57	0.36	0.58	0.43	0.94	0.88
	Δ6.1	0.40	0.52	0.38	0.54	0.82	0.80
	Δ8.1	0.39	0.40	0.46	0.47	0.90	0.95
	Δ9.1	0.48	0.56	0.51	0.58	0.95	0.98
	Δ10.1	0.49	0.76	0.53	0.78	0.69	0.91
	Δ10.2	0.68	0.49	0.74	0.48	0.91	0.68
	<b>Δ11.2</b>	0.65	0.68	0.69	0.71	0.65	0.69
	Δ11.4	0.80	0.39	0.86	0.37	0.76	0.54
	Δ13.1	0.37	0.34	0.37	0.37	0.56	0.75
	Δ17.1	0.26	0.26	0.27	0.30	0.73	0.82
	Δ21.2	0.59	0.45	0.73	0.45	0.79	0.49
	Δ22.1	0.38	0.37	0.40	0.50	0.87	0.93
	Δ22.2	0.29	0.43	0.40	0.43	0.79	0.77
Πρώτος Όροφος (1)	Δ2.1	0.49	0.66	0.54	0.77	0.49	0.75
	<b>Δ2.2</b>	0.73	0.54	0.84	0.58	0.80	0.49
	Δ5.1	0.72	0.65	0.74	0.68	0.95	0.90
	Δ6.1	0.53	0.69	0.58	0.72	0.69	0.82
	Δ8.1	0.56	0.56	0.61	0.59	0.93	0.93
	Δ10.1	0.52	0.22	0.61	0.17	0.79	0.65
	Δ10.2	0.20	0.38	0.15	0.38	0.73	0.80
	Δ11.1	0.55	0.47	0.66	0.55	0.78	0.89
	Δ11.2	0.56	0.50	0.73	0.53	0.73	0.58
	Δ11.3	0.54	0.42	0.42	0.46	0.59	0.61
	Δ11.4	0.59	0.40	0.65	0.37	0.93	0.79
	Δ13.1	0.43	0.62	0.49	0.74	0.48	0.83
	<b>Δ14.2</b>	-	0.98	-	1.00	-	0.94
	Δ17.1	0.36	0.48	0.38	0.75	0.73	0.98
	<b>Δ19.1</b>	0.91	0.91	0.96	0.96	0.73	0.74
	Δ21.1	0.43	0.72	0.44	0.76	0.75	0.90
	Δ21.2	0.83	0.54	0.88	0.58	0.87	0.70
Δ22.1	0.60	0.14	0.66	0.10	0.78	0.73	
Δ22.2	0.10	0.44	0.07	0.41	0.87	0.84	
Δ26.1	0.25	0.32	0.21	0.45	0.60	0.69	
Δεύτερος Όροφος (2)	<b>Δ9.1</b>	0.43	0.88	0.46	0.84	0.57	0.77
	Δ11.2	0.34	0.42	0.31	0.39	0.61	0.61
	Δ11.3	0.26	0.57	0.27	0.60	0.48	0.54
	Δ22.1	0.73	0.59	0.76	0.67	0.79	0.71
	<b>Δ22.2</b>	0.66	0.70	0.72	0.73	0.79	0.76

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

### Αξιολόγηση Αποτελεσμάτων

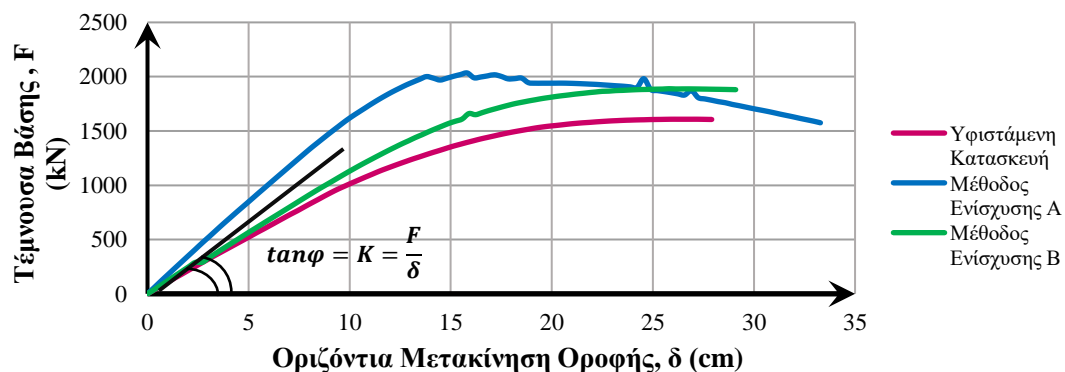
Στο Κεφάλαιο 6 πραγματοποιείται αξιολόγηση των ενισχυόμενων φορέων ως προς το υφιστάμενο δόμημα. Για τις τρεις καταστάσεις του κτιρίου αλλά και για κάθε διεύθυνση ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης, συγκρίνονται τα εξής μεγέθη:

- Το Διάγραμμα Δύναμης – Μετατόπισης
- Ο λόγος υπεραντοχής
- Ο δείκτης πλαστιμότητας
- Οι τιμές της τέμνουσας βάσης και της αντίστοιχης μετακίνησης κατά τη δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης και κατά την κατάρρευση
- Το Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας για τη στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών SD» και «Οιονεί Κατάρρευση NC»

#### 6.1. Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης στη διεύθυνση X - Σύγκριση Μεθόδων Ενίσχυσης

##### 6.1.1. Διάγραμμα Τέμνουσας Δύναμης – Μετατόπισης Κορυφής

Στο Σχήμα 6.1 απεικονίζεται το διάγραμμα Τέμνουσας Δύναμης – Μετακίνησης κατά τη διεύθυνση X του υφιστάμενου κτιρίου, του ενισχυόμενου κτιρίου με ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα (Μέθοδος A) και του ενισχυόμενου κτιρίου με προσθήκη μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος σε δύο κεντρικά υποστυλώματα (Μέθοδος B).



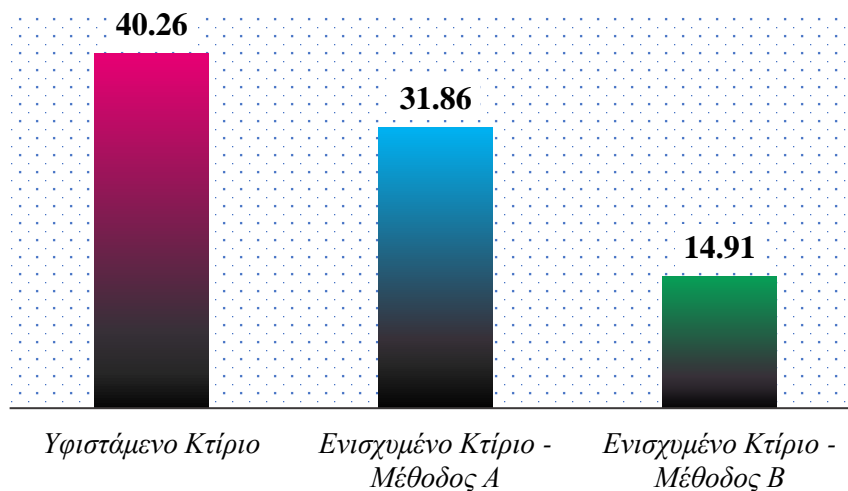
Σχήμα 6.1. Σύγκριση διαγραμμάτων Δύναμης – Μετατόπισης (F-δ)

Μελετώντας το Σχήμα 6.1 προκύπτουν οι εξής παρατηρήσεις:

- Η δυσκαμψία του κτιρίου ορίζεται ως η κλίση της καμπύλης του διαγράμματος Δύναμης – Μετατόπισης. Η κλίση της καμπύλης που προκύπτει με εφαρμογή της Μεθόδου Α είναι η μεγαλύτερη από τις τρεις. Αυτό συνεπάγεται ότι με την κατασκευή τοιχωμάτων στο ισόγειο και στον πρώτο όροφο αυξήθηκε σημαντικά η δυσκαμψία του φορέα.
- Παρατηρείται ότι και στις τρεις περιπτώσεις, ο φορέας εξακολουθεί να αναπτύσσει ανελαστικές παραμορφώσεις μετά τη μετατροπή του σε μηχανισμό κατάρρευσης. Το φαινόμενο αυτό είναι αναμενόμενο διότι ο φορέας είναι αμιγώς πλαισιακός.

### 6.1.2. Λόγος Υπεραντοχής Μελών

Για τις τρεις περιπτώσεις της κατασκευής μελετάται ο λόγος υπεραντοχής  $\lambda$ . Σύμφωνα με το Σχήμα 6.2, ο υπάρχων φορέας εμφανίζει την μεγαλύτερη τιμή του  $\lambda$ , δηλαδή μέχρι τη στιγμή της κατάρρευσης αναπτύσσει πολύ μεγάλες παραμορφώσεις. Με την εισαγωγή τοιχωμάτων, ο φορέας γίνεται πιο δύσκαμπτος με μικρότερο πλατό διαρροής.

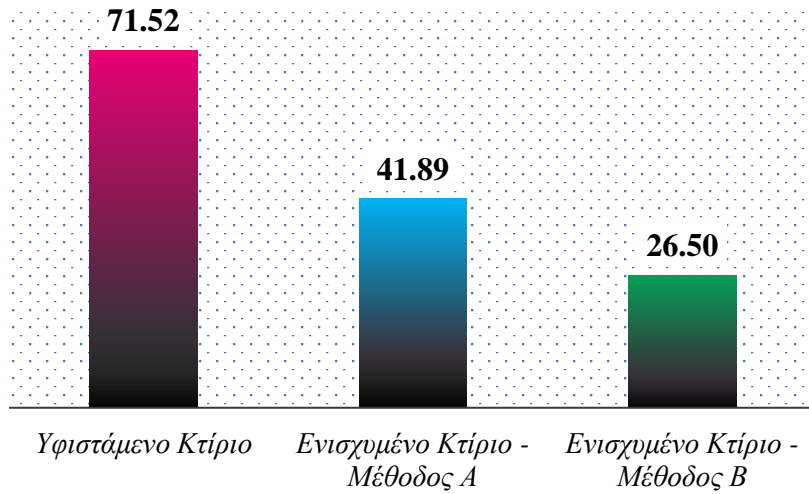


Σχήμα 6.2. Συγκριτική Αναπαράσταση του Λόγου Υπεραντοχής,  $\lambda$

### 6.1.3. Δείκτης Πλαστιμότητας

Στη συνέχεια γίνεται σύγκριση του δείκτη πλαστιμότητας,  $\mu$ , για κάθε φορέα. Από το Σχήμα 6.3, διαπιστώνεται ότι ο δείκτης πλαστιμότητας του αρχικού φορέα είναι ο

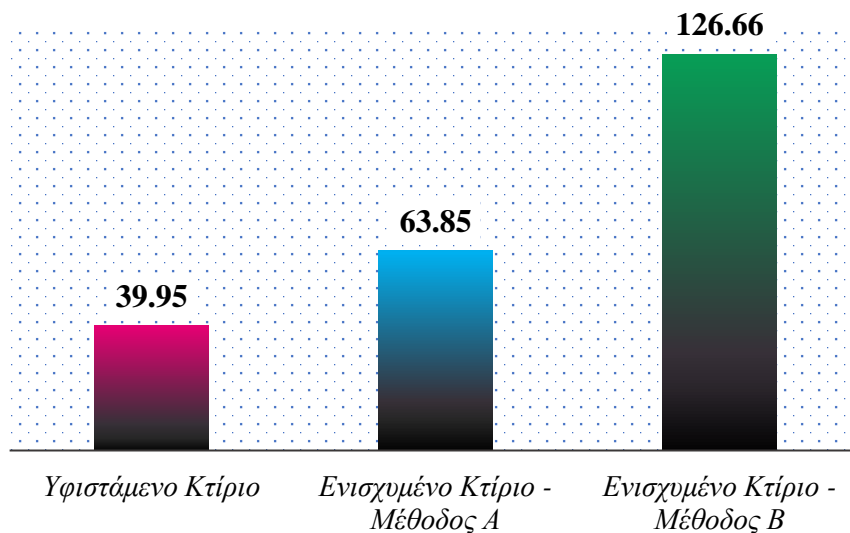
μεγαλύτερος από τους τρεις, επαληθεύοντας όσα προαναφέρθηκαν περί πλάστιμου φορέα.



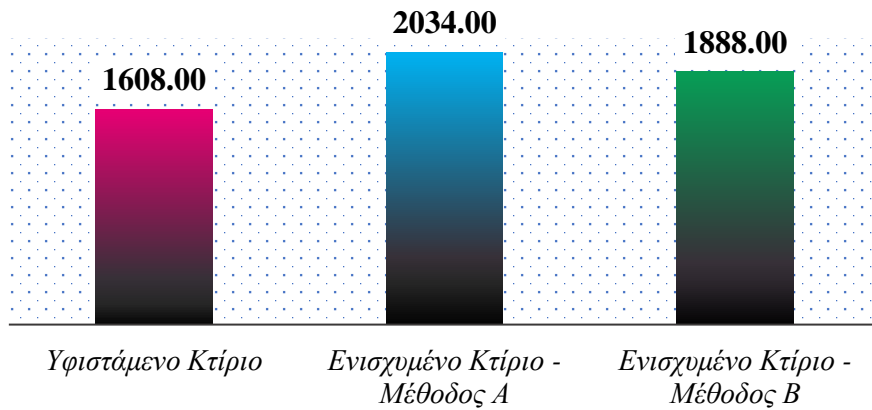
Σχήμα 6.3. Συγκριτική Αναπαράσταση του Δείκτη Πλαστιμότητας,  $\mu$

#### 6.1.4. Δημιουργία Πλαστικών Αρθρώσεων

Στα σχήματα 6.4 και 6.5 απεικονίζεται για κάθε φορέα η τιμή της τέμνουσας βάσης τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης και τη στιγμή της κατάρρευσης, αντιστοίχως.

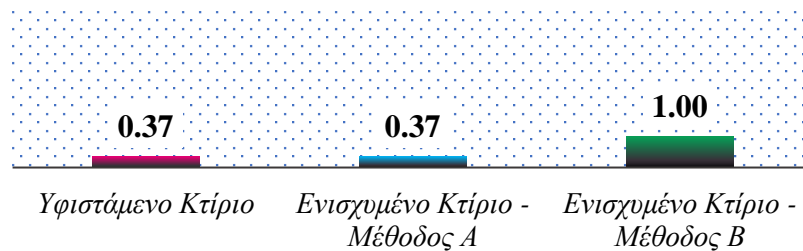


Σχήμα 6.4. Τέμνουσα Βάσης, F (kN) – Πρώτη Πλαστική Άρθρωση

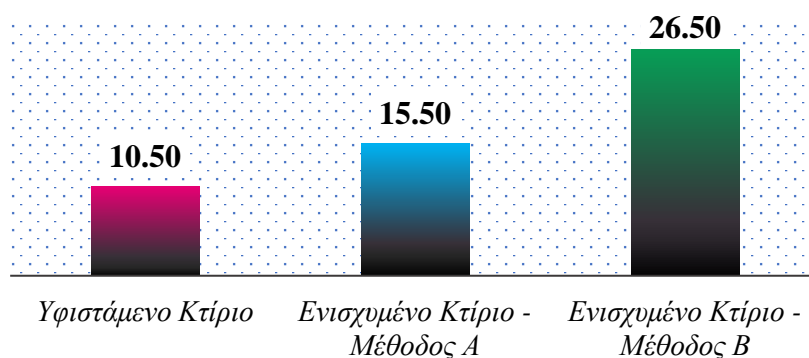


Σχήμα 6.5. Τέμνουσα Βάσης, F (kN) – Μηχανισμός Κατάρρευσης

Στα Σχήματα 6.6 και 6.7 αναπαρίσταται η μετακίνηση της κορυφής στις δύο προαναφερθείσες περιπτώσεις.

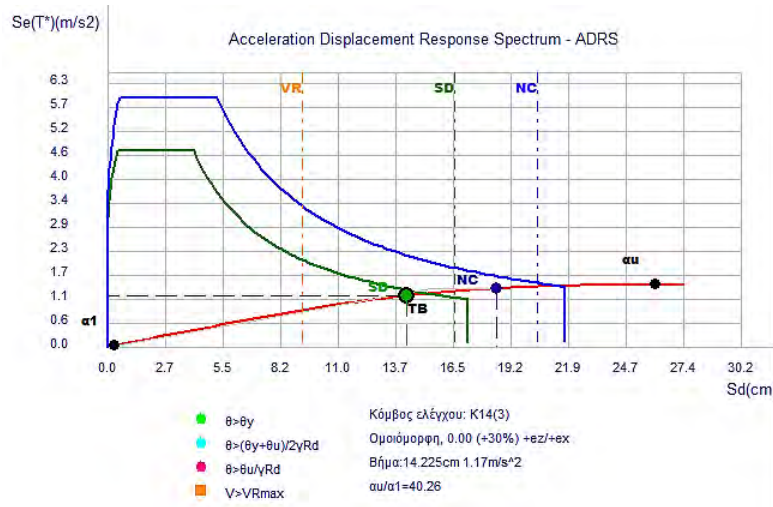


Σχήμα 6.6. Μετακίνηση κορυφής, δ (cm) – Πρώτη Πλαστική Άρθρωση

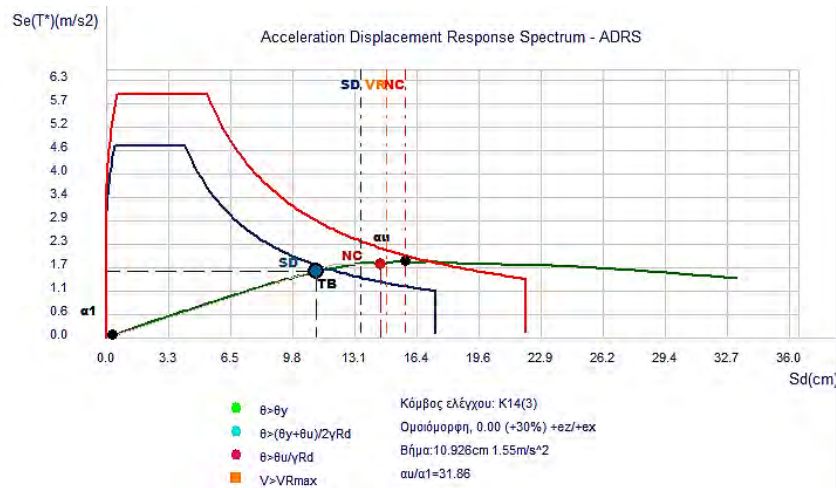


Σχήμα 6.7. Μετακίνηση κορυφής, δ (cm) – Μηχανισμός Κατάρρευσης

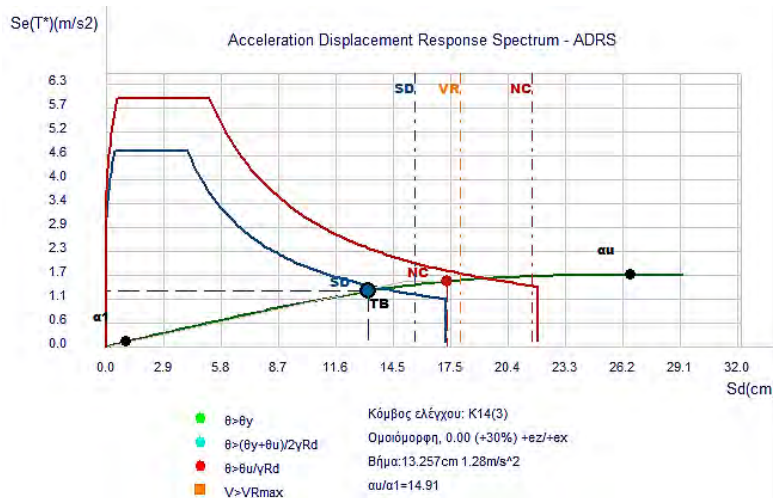
### 6.1.5. Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (A.D.R.S.)



Σχήμα 6.8. Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Υφιστάμενου Κτιρίου



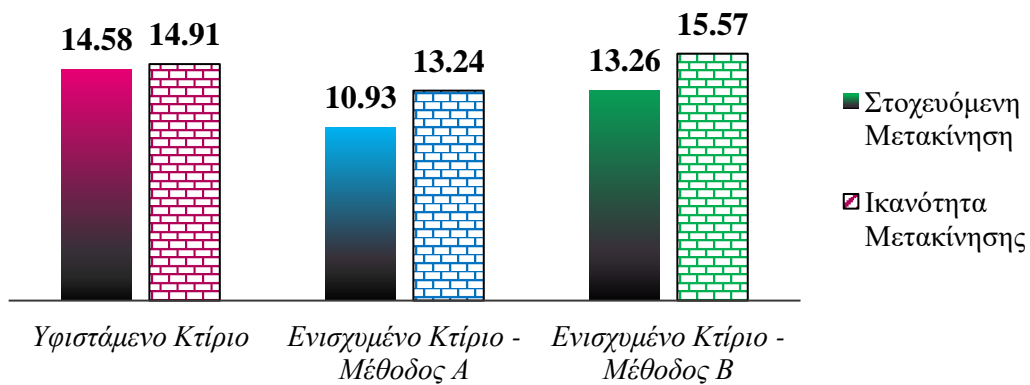
Σχήμα 6.9. Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Ενισχυμένου Κτιρίου (Μέθοδος Α)



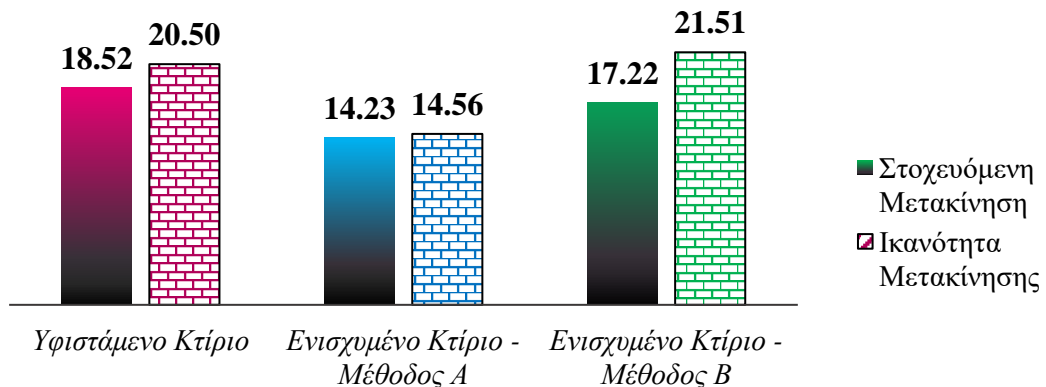
Σχήμα 6.10. Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Ενισχυμένου Κτιρίου (Μέθοδος Β)



Στην Ενότητα αυτή πραγματοποιείται σύγκριση των διαγραμμάτων Απαίτησης – Ικανότητας μεταξύ των 3 περιπτώσεων βασιζόμενη στα διαγράμματα απαίτησης-ικανότητας των Σχημάτων 6.8-6.10. Η στοχευόμενη μετακίνηση σε σχέση με την ικανότητα μετακίνησης της εκάστοτε στάθμης επιτελεστικότητας, απεικονίζεται στα Σχήματα 6.11 και 6.12. Είναι φανερό ότι σε όλες τις περιπτώσεις, οι απαιτήσεις των στάθμων επιτελεστικότητας ικανοποιούνται.

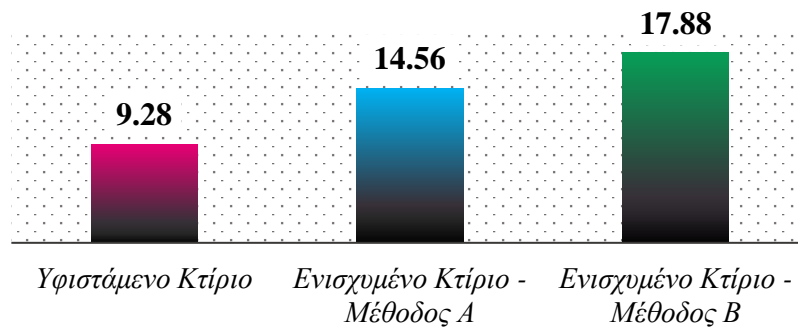


Σχήμα 6.11. Στάθμη SD - Στοχευόμενη Μετακίνηση και Ικανότητα Μετακίνησης μελών (cm)



Σχήμα 6.12. Στάθμη NC - Στοχευόμενη Μετακίνηση και Ικανότητα Μετακίνησης μελών (cm)

Στο Σχήμα 6.13 απεικονίζεται η τιμή της μετακίνησης κορυφής του φορέα τη στιγμή που λαμβάνει χώρα η πρώτη διατμητική αστοχία.



Σχήμα 6.13. Μετακίνηση κορυφής,  $\delta$  (cm) – Πρώτη Διατμητική Αστοχία

### 6.1.6. Σύγκριση Μεθόδων Ενίσχυσης για Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης κατά τον άξονα x

Αξιολογώντας τα παραπάνω ραβδογράμματα των Σχημάτων 6.2 έως 6.12, προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Η οικοδομή επαρκεί είτε ενισχυθεί με τη Μέθοδο A, είτε με τη Μέθοδο B για φόρτιση κατά x και για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας.
- Και οι δύο μέθοδοι ενίσχυσης συνείσφεραν στην αύξηση της ικανότητας έναντι τέμνουσας του δομήματος, ιδιαίτερα εφαρμόζοντας τη Μέθοδο A με την κατασκευή 5 ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων.
- Η μορφή του διαγράμματος Δύναμης – Μετατόπισης του υφιστάμενου φορέα και του ενισχυμένου φορέα B έχει την ίδια μορφή, με τη μέθοδο B να προηγείται του υπάρχοντος φορέα όσον αφορά την αντοχή. Αντιθέτως, η καμπύλη ενισχυμένου φορέα A εμφανίζει ορισμένες ασυνέχειες οι οποίες αντιστοιχούν στις αστοχίες των τοιχωμάτων. Επιπλέον, η καμπύλη της Μεθόδου A έχει τη μεγαλύτερη κλίση σε σύγκριση με τις άλλες δύο περιπτώσεις η οποία ισούται τη δυσκαμψία σύμφωνα με σχέση 6.1.

$$\tan\varphi = K = \frac{F}{\delta} \quad (6.1)$$

- Ο υφιστάμενος φορέας εμφανίζει τον μεγαλύτερο λόγο υπεραντοχής  $\lambda$ , ενώ ο ενισχυμένος φορέας B αναπτύσσει τον μικρότερο λόγο. Διαπιστώνεται λοιπόν ότι με εφαρμογή της Μεθόδου ενίσχυσης B, η πρώτη πλαστική άρθρωση



λαμβάνει χώρα για μεγαλύτερη μετακίνηση από ότι ισχύει στις άλλες δύο περιπτώσεις.

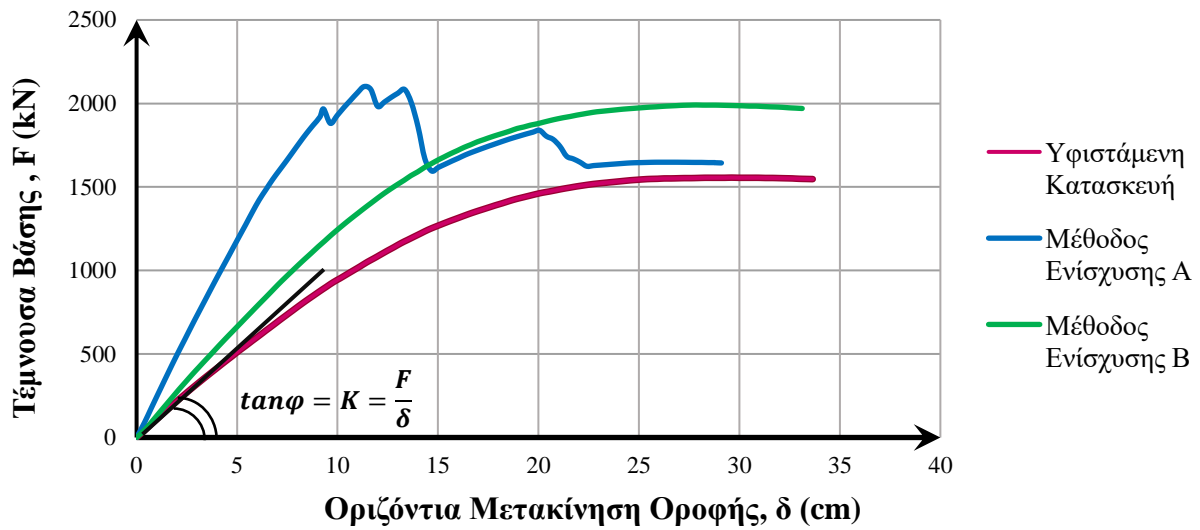
- Διαπιστώνεται ότι ο ενισχυόμενος, με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, φορέας αναπτύσσει τη μεγαλύτερη τέμνουσα στη βάση του τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης. Το γεγονός αυτό επαληθεύει τη μικρή τιμή του αντίστοιχου λόγου υπεραντοχής.
- Ο λόγος υπεραντοχής των ενισχυμένων φορέων έχει μειωθεί σημαντικά, ιδιαίτερα του ενισχυμένου φορέα Β. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η πρώτη πλαστική άρθρωση στον υφιστάμενο φορέα συμβαίνει για αρκετά μικρή τέμνουσα βάσης.
- Κατά τη δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης, η μετακίνηση κορυφής της Μεθόδου Α παρέμεινε ίδια ενώ της Μεθόδου Β τριπλασιάστηκε. Επομένως, το ενισχυμένο κτίριο Β είναι ικανό να εμφανίσει περισσότερες ελαστικές παραμορφώσεις.
- Η τέμνουσα βάσης του ενισχυμένου κτιρίου Β κατά τη δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης έχει αυξηθεί ενώ η κλίση του διαγράμματος δεν έχει αλλάξει ιδιαίτερα.
- Η στοχευόμενη μετακίνηση εξακολουθεί να είναι μικρότερη της ικανότητας μετακίνησης και για τα δύο ενισχυμένα δομήματα. Παρατηρείται ότι για τις δύο στάθμες επιτελεσματικότητας, NC και SD, το ενισχυμένο κτίριο Β έχει τη μεγαλύτερη διαφορά.
- Επιπροσθέτως, για τις ενισχυμένες κατασκευές Α και Β επιβεβαιώνεται ότι η πρώτη διατμητική αστοχία λαμβάνει χώρα για μεγαλύτερη μετακίνηση κορυφής, συγκριτικά με το υφιστάμενο κτίριο. Αυτό σημαίνει ότι δημιουργούνται περισσότερες πλαστικές αρθρώσεις καμπτικού τύπου πριν το δόμημα αστοχήσει διατμητικά.

## **6.2. Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης στη διεύθυνση Z – Σύγκριση Μεθόδων Ενίσχυσης**

### **6.2.1. Διάγραμμα Τέμνουσας Δύναμης – Μετατόπισης Κορυφής**

Στο Σχήμα 6.14 απεικονίζεται το διάγραμμα Τέμνουσας Δύναμης – Μετακίνησης κατά τη διεύθυνση Z του υφιστάμενου κτιρίου, του ενισχυόμενου κτιρίου με ελαφρά

οπλισμένα τοιχώματα (Μέθοδος Α) και του ενισχυόμενου κτιρίου με προσθήκη μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος σε δύο κεντρικά υποστυλώματα (Μέθοδος Β).

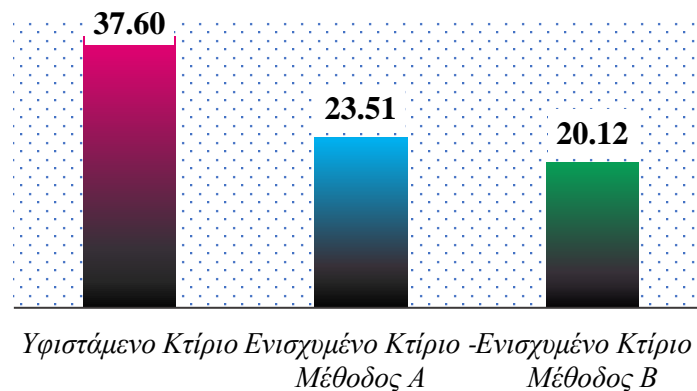


Σχήμα 6.14. Σύγκριση διαγραμμάτων Δύναμης – Μετατόπισης (F-δ)

Παρατηρείται ότι και για φόρτιση κατά Z, η κλίση της καμπύλης που προκύπτει με εφαρμογή της Μεθόδου Α είναι η μεγαλύτερη από τις τρεις. Αυτό συνεπάγεται ότι με την κατασκευή τοιχωμάτων στο ισόγειο και στον πρώτο όροφο αυξήθηκε η δυσκαμψία του φορέα.

### 6.2.2. Λόγος Υπεραντοχής Μελών

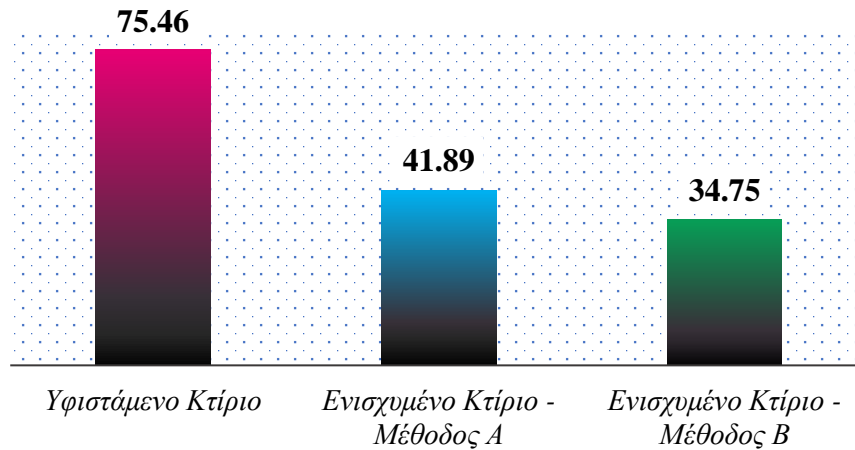
Σύμφωνα με το Σχήμα 6.3, ο υπάρχων φορέας εμφανίζει την μεγαλύτερη τιμή του λ, δηλαδή μέχρι τη στιγμή της κατάρρευσης αναπτύσσει πολύ μεγάλες παραμορφώσεις. Με την εφαρμογή των ενισχύσεων, ο λόγος υπεραντοχής μειώνεται.



Σχήμα 6.15. Συγκριτική Αναπαράσταση του Λόγου Υπεραντοχής, λ

### 6.2.3. Δείκτης Πλαστιμότητας

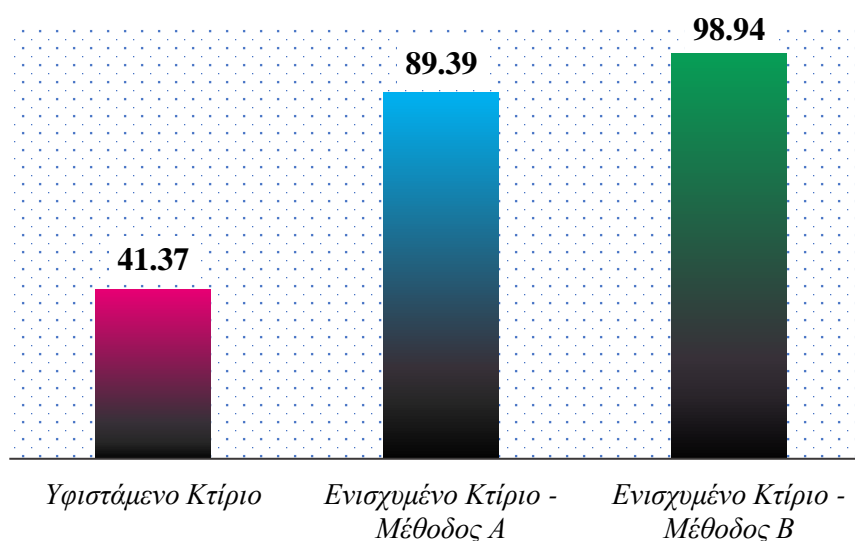
Στη συνέχεια γίνεται σύγκριση του δείκτη πλαστιμότητας,  $\mu$ , για κάθε φορέα. Από το Σχήμα 6.16, διαπιστώνεται ότι ο δείκτης πλαστιμότητας του αρχικού φορέα είναι ο μεγαλύτερος από τους τρεις, όπως και στην κατανομή φόρτισης κατά X.



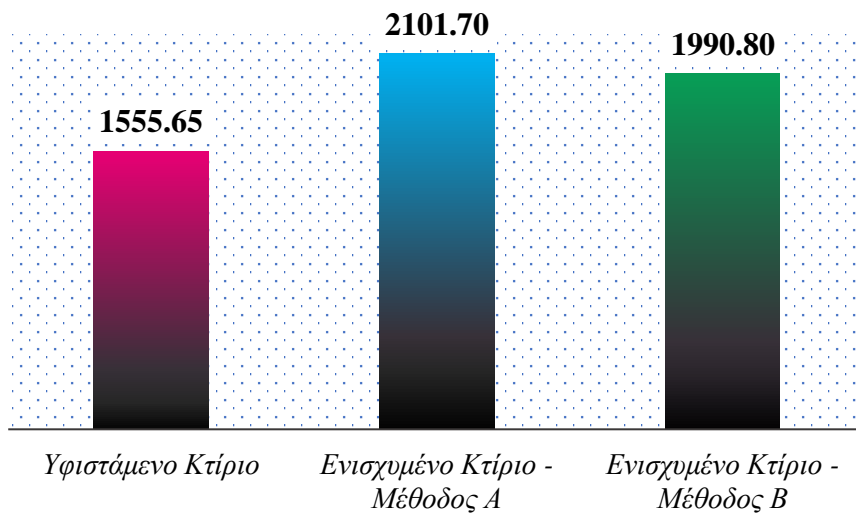
Σχήμα 6.16. Συγκριτική Αναπαράσταση του Δείκτη Πλαστιμότητας,  $\mu$

### 6.2.4. Δημιουργία Πλαστικών Αρθρώσεων

Στα σχήματα 6.16 και 6.17 απεικονίζεται για κάθε φορέα η τιμή της τέμνουσας βάσης τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης και τη στιγμή της κατάρρευσης, αντιστοίχως.

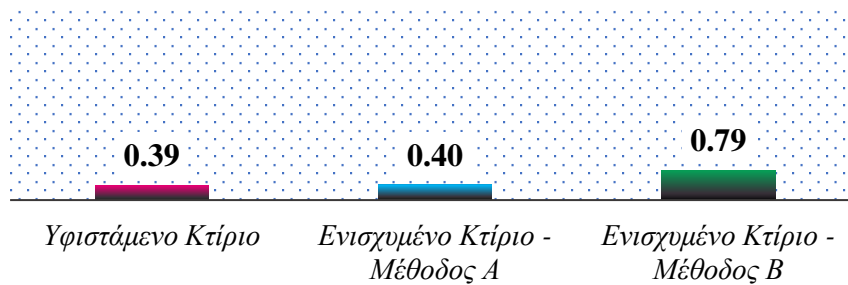


Σχήμα 6.17. Τέμνουσα Βάσης, F (kN) – Πρώτη Πλαστική Άρθρωση

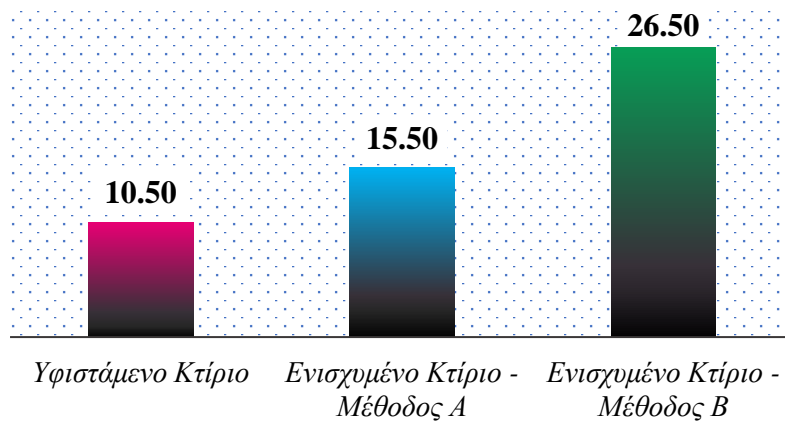


Σχήμα 6.18. Τέμνουσα Βάσης, F (kN) – Μηχανισμός Κατάρρευσης

Στα Σχήματα 6.19 και 6.20 αναπαρίσταται η μετακίνηση της κορυφής στις δύο προαναφερθείσες περιπτώσεις.

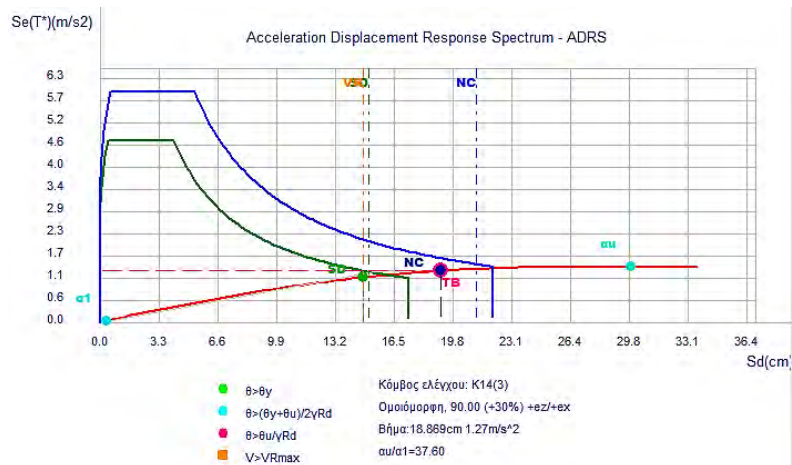


Σχήμα 6.19. Μετακίνηση κορυφής, δ (cm) – Πρώτη Πλαστική Άρθρωση

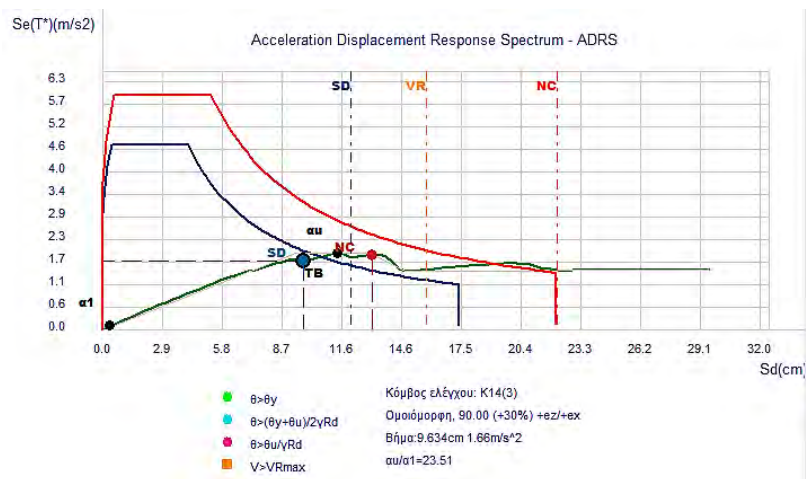


Σχήμα 6.20. Μετακίνηση κορυφής, δ (cm) – Μηχανισμός Κατάρρευσης

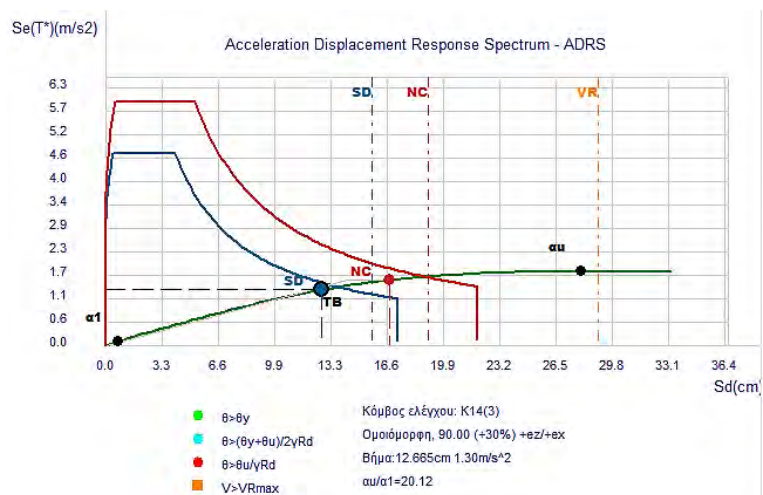
### 6.2.5. Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (A.D.R.S.)



Σχήμα 6.21. Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Υφιστάμενου Κτιρίου

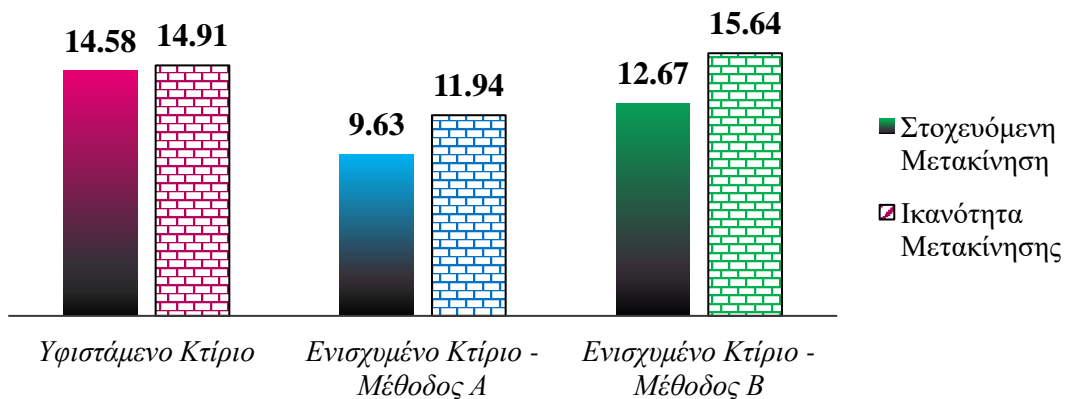


Σχήμα 6.22. Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Ενισχυμένου Κτιρίου (Μέθοδος Α)

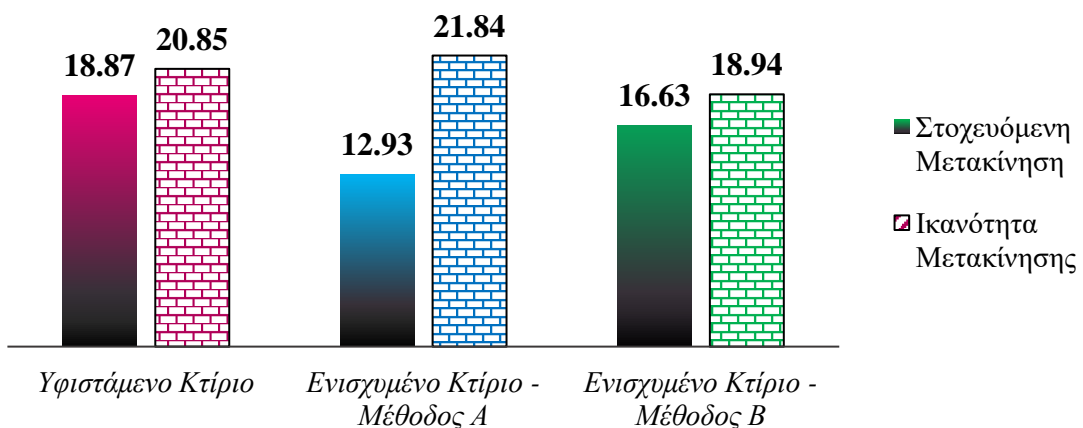


Σχήμα 6.23. Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Ενισχυμένου Κτιρίου (Μέθοδος Β)

Στην Ενότητα αυτή πραγματοποιείται σύγκριση των διαγραμμάτων Απαίτησης – Ικανότητας μεταξύ των 3 περιπτώσεων σύμφωνα με τα αποτελέσματα που παρήχθησαν από τα διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας των Σχημάτων – 6.21-6.24. Είναι φανερό ότι σε όλες τις περιπτώσεις, οι απαιτήσεις των στάθμεων επιτελεστικότητα ικανοποιείται.



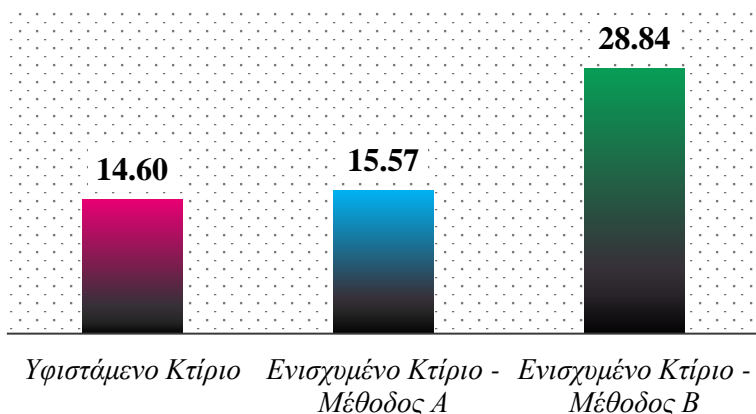
Σχήμα 6.24. Στάθμη SD - Στοχευόμενη Μετακίνηση (Συμπαγές) και Ικανότητα Μετακίνησης μελών (cm)



Σχήμα 6.25. Στάθμη NC - Στοχευόμενη Μετακίνηση (Συμπαγές) και Ικανότητα Μετακίνησης μελών (cm)

Στο Σχήμα 6.26 απεικονίζεται η τιμή της μετακίνησης κορυφής του φορέα τη στιγμή που λαμβάνει χώρα η πρώτη διατμητική αστοχία.





Σχήμα 6.26. Μετακίνηση κορυφής, δ (cm) – Πρώτη Διατμητική Αστοχία

#### 6.2.6. Σύγκριση Μεθόδων Ενίσχυσης για Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης κατά τον άξονα Z

Αξιολογώντας τα παραπάνω ραβδογράμματα των Σχημάτων 6.14 έως 6.26, προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Η οικοδομή επαρκεί και στη διεύθυνση Z είτε ενισχυθεί με τη Μέθοδο A, είτε με τη Μέθοδο B για τις στάθμες επιτελεσματικότητας «Σημαντικών Βλαβών SD» και «Οιονεί Κατάρρευση NC».
- Η μορφή του διαγράμματος Δύναμης – Μετατόπισης του υφιστάμενου φορέα και του ενισχυμένου φορέα B έχει την ίδια μορφή. Με τους μανδύες σπλισμένου σκυροδέματος και τις περαιτέρω ενισχύσεις, η αντοχή του φορέα αυξήθηκε διατηρώντας τη μορφή της ομαλής καμπύλης. Ωστόσο, η καμπύλη λόγω εισαγωγής πέντε εμφανιζόμενων τοιχωμάτων παρουσιάζει έντονες ασυνέχειες οι οποίες αντιστοιχούν στις αστοχίες των τοιχωμάτων. Επιπροσθέτως, η καμπύλη της Μεθόδου A έχει τη μεγαλύτερη κλίση σε σύγκριση με τις άλλες δύο περιπτώσεις η οποία αντιπροσωπεύει τη δυσκαμψία. Το κύριο μειονέκτημά του είναι ότι συγκριτικά με τους άλλους δύο φορείς, η στιγμή της κατάρρευσης λαμβάνει χώρα για μικρότερη μετακίνηση κορυφής.
- Ο αρχικός φορέας εμφανίζει τον μεγαλύτερο λόγο υπεραντοχής  $\lambda$ , ενώ ο ενισχυμένος φορέας B αναπτύσσει τον μικρότερο λόγο. Όπως και για τη φόρτιση x, με την εφαρμογή της Μεθόδου ενίσχυσης B, η πρώτη πλαστική



άρθρωση λαμβάνει χώρα για μεγαλύτερη μετακίνηση από ότι ισχύει στις άλλες δύο περιπτώσεις.

- Διαπιστώνεται ότι ο ενισχυόμενος, με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, φορέας αναπτύσσει τη μεγαλύτερη τέμνουσα στη βάση του τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης. Το γεγονός αυτό επαληθεύει τη μικρή τιμή του αντίστοιχου λόγου υπεραντοχής.
- Ο λόγος υπεραντοχής των ενισχυμένων φορέων έχει μειωθεί σημαντικά, ιδιαίτερα του ενισχυμένου φορέα Β. Αυτό συνεπάγεται ότι η κατασκευή πλέον είναι ικανή να παραμορφωθεί ελαστικά για μεγαλύτερες μετακινήσεις πριν τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων.
- Κατά τη δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης, η μετακίνηση κορυφής της Μεθόδου Α και Β είναι διπλάσια της αντίστοιχης μετακίνησης του υφιστάμενου κτιρίου. Συνεπώς, τα ενισχυμένα κτίρια Α και Β είναι ικανά να εμφανίσουν περισσότερες ελαστικές παραμορφώσεις.
- Η τέμνουσα βάσης του ενισχυμένου κτιρίου Β κατά τη δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης έχει αυξηθεί ενώ η κλίση του διαγράμματος δεν έχει αλλάξει ιδιαίτερα.
- Η στοχευόμενη μετακίνηση εξακολουθεί να είναι μικρότερη της ικανότητας μετακίνησης και για τα δύο ενισχυμένα δομήματα. Παρατηρείται ότι για τις δύο στάθμες επιτελεσματικότητας,  $NC$  και  $SD$ , το ενισχυμένο κτίριο Β παρουσιάζει τη μεγαλύτερη διαφορά.
- Αξιοσημείωτη είναι η διαφορά της μετακίνησης της μεθόδου Β με τις υπόλοιπες 2 όσον αφορά στην πρώτη διατμητική αστοχία. Παρατηρείται ότι η πρώτη διατμητική αστοχία συμβαίνει για μεγαλύτερη μετακίνηση κορυφής, συγκριτικά με το υφιστάμενο κτίριο.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

### Συμπεράσματα

Η παρούσα εργασία αναφέρεται στην αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός τριώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η ιδιαιτερότητα του συγκεκριμένου δομήματος είναι ότι κατασκευάστηκε χωρίς τοιχώματα. Για την αποτίμηση του κτιρίου εφαρμόστηκαν στατικές ανελαστικές αναλύσεις Pushover για τις στάθμες επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών SD» και «Οιονεί Κατάρρευση NC».

Λαμβάνοντας υπόψη την ανεπάρκεια του κτιρίου για τις δύο στάθμες, διερευνήθηκαν πιθανές μέθοδοι ενίσχυσης του δομήματος και επιλέχθηκαν δύο στρατηγικές που αφορούν κυρίως το ισόγειο και τον πρώτο όροφο:

- Μέθοδος Ενίσχυσης Α: Προσθήκη πέντε ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων, ενίσχυση δοκών με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος και ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών (FRP).
- Μέθοδος Ενίσχυσης Β: Κατασκευή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος σε δύο κεντρικά υποστύλωματα στον πυρήνα του κλιμακοστασίου, ενίσχυση δοκών με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος και ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών (FRP).

Η κατασκευή αντιμετωπίστηκε ως δόμημα σπουδαιότητας III. Αυτό συνεπάγεται ότι το κτίριο θα κληθεί να ικανοποιήσει τις δυσμενέστερες απαιτήσεις ως προς τις στάθμες επιτελεστικότητας.

Δεδομένου ότι οι δύο στρατηγικές αξιολογήθηκαν και συγκρίθηκαν με το αρχικό υφιστάμενο δόμημα, προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα :

- Εφαρμόζοντας τις δύο μεθόδους ενίσχυσης σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., το κτίριο κρίθηκε επαρκές για τις στάθμες επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών SD» και «Οιονεί Κατάρρευση».
- Για ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης στη διεύθυνση X το κτίριο επαρκεί και για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας. Στη διεύθυνση Z όμως, το κτίριο ικανοποιεί οριακά τις ανάγκες της στάθμης επιτελεστικότητας «Σημαντικών



Βλαβών SD». Και στις δύο περιπτώσεις, η διατμητική αστοχία προηγείται της καμπτικής με αποτέλεσμα να καθιστά το κτίριο ανίκανο να παραλάβει διατμητικά φορτία όπως είναι οι σεισμικές διεγέρσεις. Κρίθηκε σκόπιμη, λοιπόν, η επέμβαση στο κτίριο με στόχο την αύξηση της δυσκαμψίας του .

- Οι περισσότεροι δοκοί παρουσίασαν κυρίως διατμητική ανεπάρκεια στα άκρα τους, παρά καμπτική π.χ. λόγω στατικών φορτίων.
- Το μεγαλύτερο ποσοστό των μελών προς ενίσχυση βρισκόταν στη στάθμη του ισόγειου και ήταν κυρίως οι περιμετρικές δοκοί. Τα υποστυλώματα εμφάνισαν ελάχιστες βλάβες.
- Οι περιμετρικές δοκοί εμφάνισαν τόσο διατμητική, όσο και καμπτική επάρκεια στα άκρα τους στην παρειά ένωσης της δοκού με εξώστη. Στην επιφάνεια αυτή αναπτύσσονται στρεπτικές δυνάμεις οι οποίες δημιουργούν διατμητικές τάσεις στη δοκό.
- Όσον αφορά στις Μεθόδους Ενίσχυσης, η κατασκευή των ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων στο ισόγειο και στον πρώτο όροφο, δημιούργησε νέα προβλήματα στον φέροντα οργανισμό, ιδιαίτερα στη στάθμη οροφής του δεύτερου ορόφου. Το ίδιο παρατηρήθηκε και κατά την εφαρμογή της Μεθόδου B, σε μικρότερη κλίμακα.
- Για όλες τις περιπτώσεις επεμβάσεων, η πρώτη πλαστική άρθρωση εμφανίστηκε στη στάθμη οροφής του δεύτερου ορόφου.
- Μετά την ολοκλήρωση των επεμβάσεων, κυρίως με την εφαρμογή της Μεθόδου Ενίσχυσης B, η διατμητική αντοχή του φορέα βελτιώθηκε ικανοποιώντας τη στάθμη επιτελεστικότητας SD. Αναλυτικότερα, για τους νέους φορείς, η πρώτη διατμητική αστοχία συμβαίνει για μεγαλύτερη μετακίνηση κορυφής.
- Η καταλληλότητα μιας μεθόδου ενίσχυσης, πέραν της ικανοποίησης των παραμέτρων επεμβάσεων που αναλύθηκαν στην παρούσα διπλωματική, αποτελεί συνάρτηση του χρόνου, της κατηγορίας του κτιρίου, της χρήσης του αλλά κυρίως του κόστους κατασκευής.



## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

---

- [1] Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2013). Αθήνα: Ο.Α.Σ.Π.
- [2] Αντισεισμικός Κανονισμός 1959 (1984). Θεσσαλονίκη: Εκδόσεις Υπηρεσίας Δημοσιευμάτων ΑΠΘ
- [3] Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός. (2006). Αθήνα: ΣΙΔΕΝΟΡ Α.Ε.
- [4] Eurocode 2 – Σχεδιασμός Φορέων από Σκυρόδεμα. (2005). Αθήνα: Ελληνικός Οργανισμός Τυποποίησης (ΕΛΟΤ)
- [5] Pushover Θεωρητικά Στοιχεία. Ανακτήθηκε 18 Μαρτίου 2019 από [http://www.lhlogismiki.gr/wp-content/uploads/2014/02/FespaR\\_pushover\\_theoritika\\_stoixeia1.pdf](http://www.lhlogismiki.gr/wp-content/uploads/2014/02/FespaR_pushover_theoritika_stoixeia1.pdf)
- [6] Βλάχα, Μ. & Φλογέρας, Α. (2003). Ενίσχυση κτιρίων με προσθήκη τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος. *9<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο Επισκευών Κατασκευών, Μάρτιος 2003*. Ανακτήθηκε 20 Μαρτίου 2019, από <http://www.episkevesold.civil.upatras.gr/ergasies%202003/13.pdf>
- [7] Ψυχάρης, Γ.(2015). *Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας*. Ανακτήθηκε 12 Απριλίου, 2019, από <https://pithos.oceanos.grnet.gr/public/YgsT3QtUXEWAogsoTYDLi6>
- [8] Δρίτσος, Σ. Η. (2005). *Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα*. Πάτρα: Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών
- [9] Καίρης, Σ. & Χατζηβασιλειάδης, Α. (2008). Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. *14<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο Επισκευών Κατασκευών, Φεβρουάριος 2008*. Ανακτήθηκε 18 Μαρτίου 2019, από <http://www.episkevesold.civil.upatras.gr/ergasies>



- [10] Σπυράκος, Κ. (2004). *Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία*. Αθήνα: Εκδόσεις Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας
- [11] Κόκκινος, Ν. & Τσιριγωτάκης, Σ. (2011). Ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών με τη μέθοδο των εμφατούμενων τοιχωμάτων. *17<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο Επισκευών Κατασκευών, Φεβρουάριος 2011*. Ανακτήθηκε 30 Μαρτίου 2019, από <https://docplayer.gr/47066644-Enishysi-yfistamenon-kataskeyon-me-ti-metho-o-ton-emfatnoymenon-toihomaton-kokkinos-nikolaos-tsirigotakis-stayros-perilipsi-1.html>
- [12] Δρίτσος, Σ. Η. (2003). *Στρατηγικές και σχεδιασμός αντισεισμικής ενίσχυσης Κτιρίων*. Ανακτήθηκε 16 Απριλίου, 2019. από <http://www.teepelop.gr/wp-content/uploads/2003/11/dritsos.pdf>
- [13] Μπελιοβάνης, Π. (2001). Ενίσχυση της ακαμψίας ενός κτιρίου. *7<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο Επισκευών Κατασκευών, Μάρτιος 2001* (σσ. 147-158). Ανακτήθηκε 27 Μαρτίου 2019, από <http://www.episkevesold.civil.upatras.gr/ergasies%202001/E7.pdf>
- [14] Gunito Constructions. Ανακτήθηκε 18 Μαρτίου 2019 από <http://www.gunitoconstructions.gr/gunito-projects/>
- [15] Τριανταφύλλου, Α. Χ. (2013). *Δομικά Υλικά*. Πάτρα: Αυτοέκδοση
- [16] Beam strengthening. (2008, Οκτώβριος). Ανακτήθηκε 18 Μαρτίου 2019 από <https://www.horseen.com/project/frp-reinforcement-brick-concrete-structure-reinforcement>
- [17] House Service. Ανακτήθηκε 18 Μαρτίου 2019 από <http://www.house-service.gr/service.php?sid=27>
- [18] Τριανταφύλλου, Α. Χ. (2004). *Ενισχύσεις Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος με Σύνθετα Υλικά (Ινοπλισμένα Πολυμερή)*. Πάτρα: Αυτοέκδοση



[19] Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000. (2005). Αθήνα: Ο.Α.Σ.Π.

[20] Εγχειρίδιο σκυροδέτησης. (2008, 18 Ιουνίου). Ανακτήθηκε 2 Δεκεμβρίου 2018 από [http://www.interbeton.gr/userfiles/file/media\\_kit/185807\\_askiste\\_beton.pdf](http://www.interbeton.gr/userfiles/file/media_kit/185807_askiste_beton.pdf)

[21] Νέος Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος. (2016). Αθήνα: INTERBETON

[22] Νέος χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας. (2003). Αθήνα: Ο.Α.Σ.Π.

[23] Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 1954 (1954). *Εφημερίδα της Κυβέρνησης του Βασιλείου της Ελλάδος*, σελ. 160.

[24] Eurocode 8 – Αντισεισμικός Κανονισμός, Μέρος 2 - Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας κτιρίων και επεμβάσεις. (2005). Αθήνα: Ελληνικός Οργανισμός Τυποποίησης (ΕΛΟΤ)

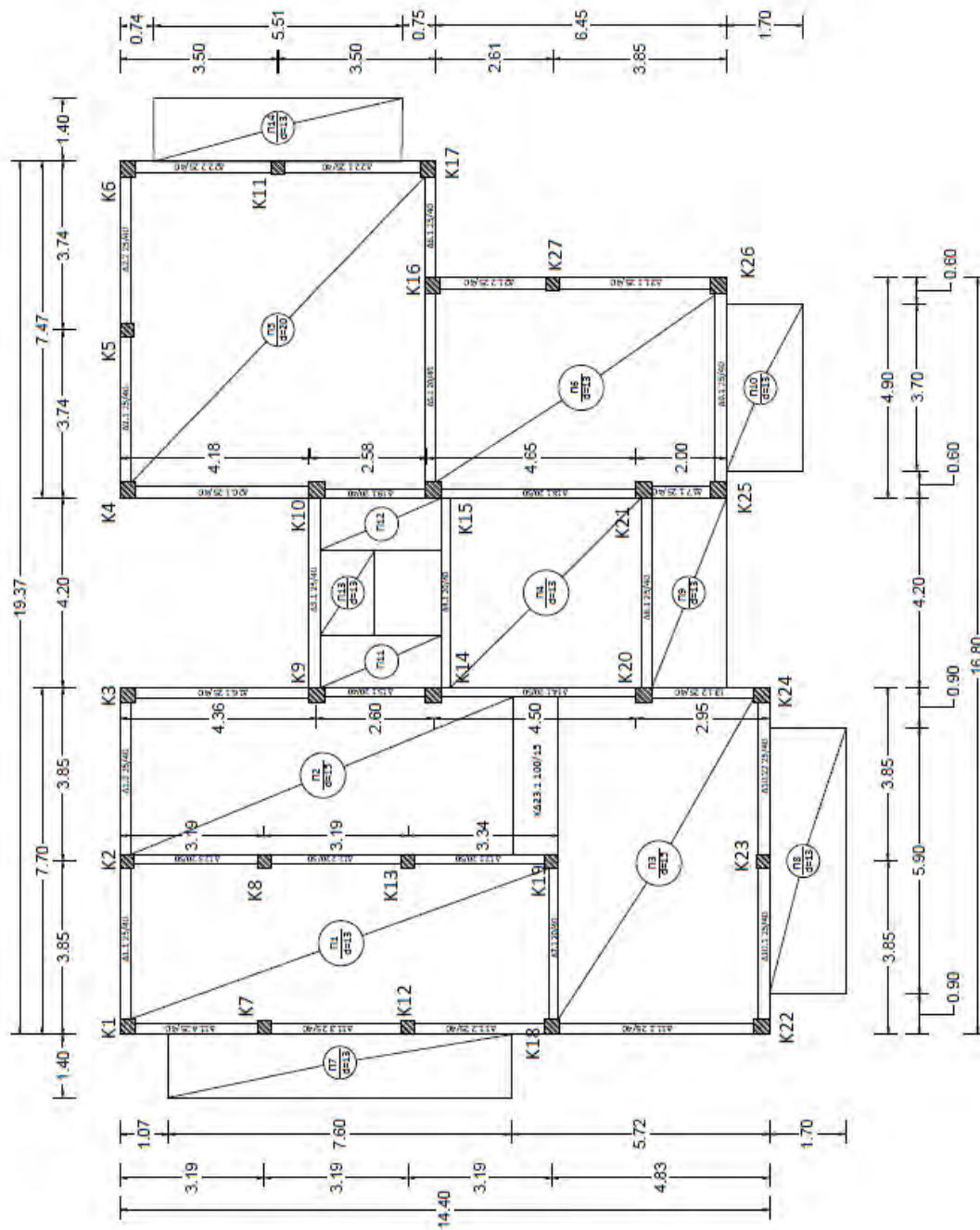
[25] Κωνσταντινίδης, Α. (2013). *Αντισεισμικά κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, Τόμος Β*. Αθήνα: Ιδιωτική

[26] Πλεκτό ύφασμα με ίνες άνθρακα μονής διεύθυνσεως, σχεδιασμένο για εφαρμογές δομητικής επέμβασης ως μέρος του συστήματος ενισχύσεων Sika. (2014, 6 Απριλίου). Ανακτήθηκε 15 Μαΐου 2019 από [http://www.domochemica.com.cy/assets/mainmenu/414/docs/Sikawrap\\_230\\_c\\_gr.pdf](http://www.domochemica.com.cy/assets/mainmenu/414/docs/Sikawrap_230_c_gr.pdf)

# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

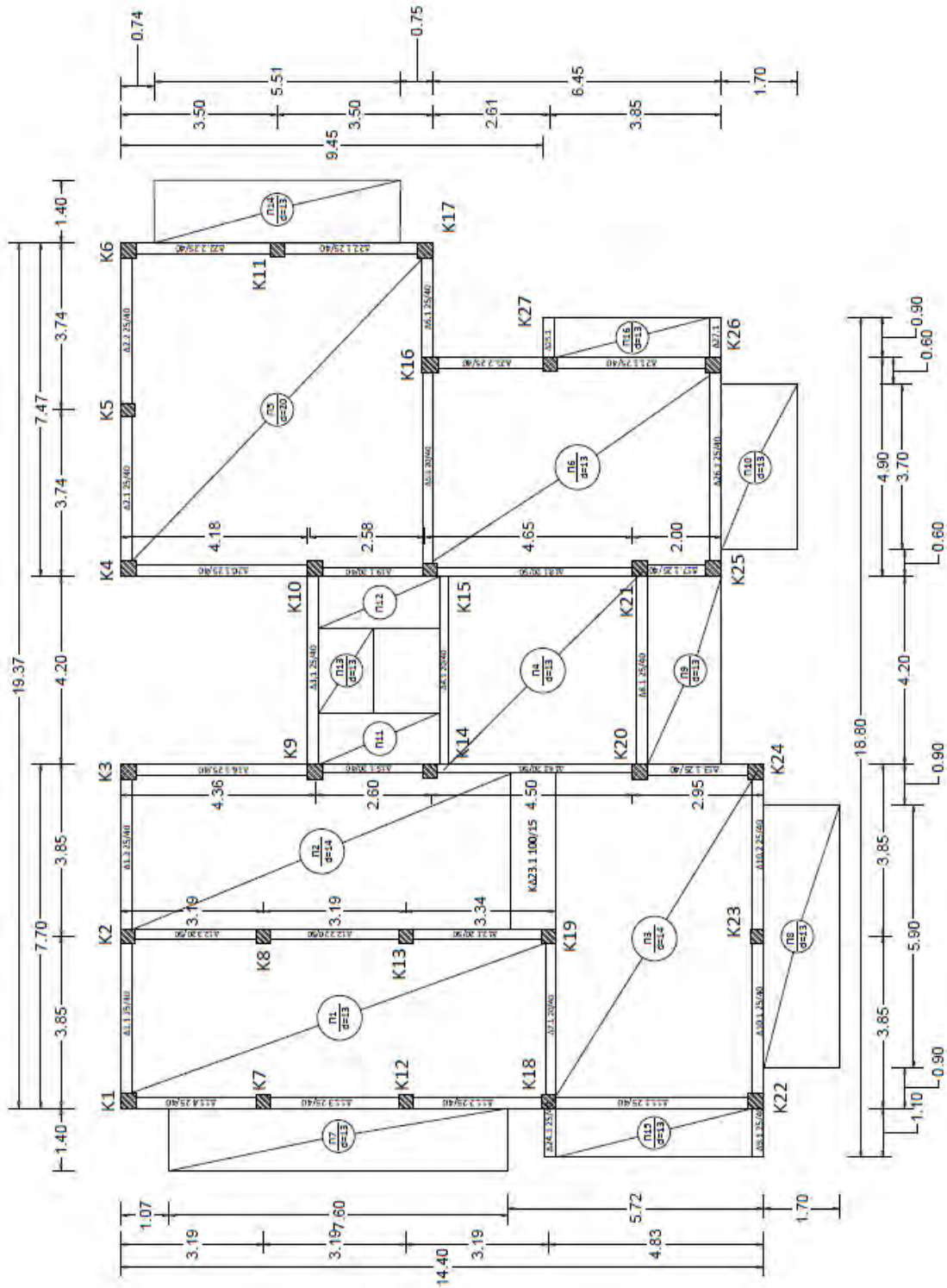
## Κατόψεις Στάθμεων Υφιστάμενου Κτιρίου

Στο Παράρτημα της παρούσας διπλωματικής εργασίας παρουσιάζονται μέσω κατόψεων οι διαστάσεις των ορόφων του δομήματος.

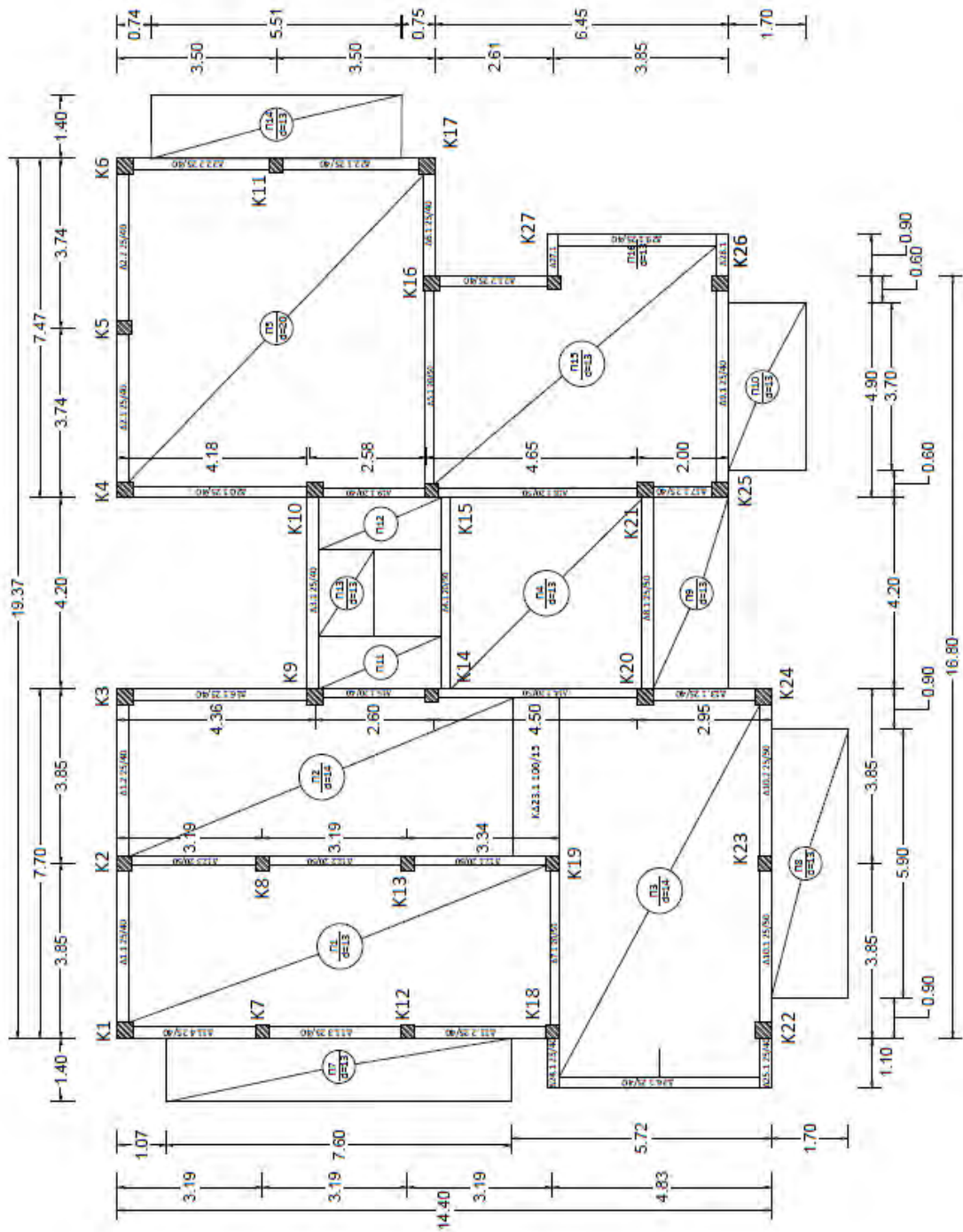


Σχήμα Π.1: Κάτοψη οροφής ισογείου (AutoCad)

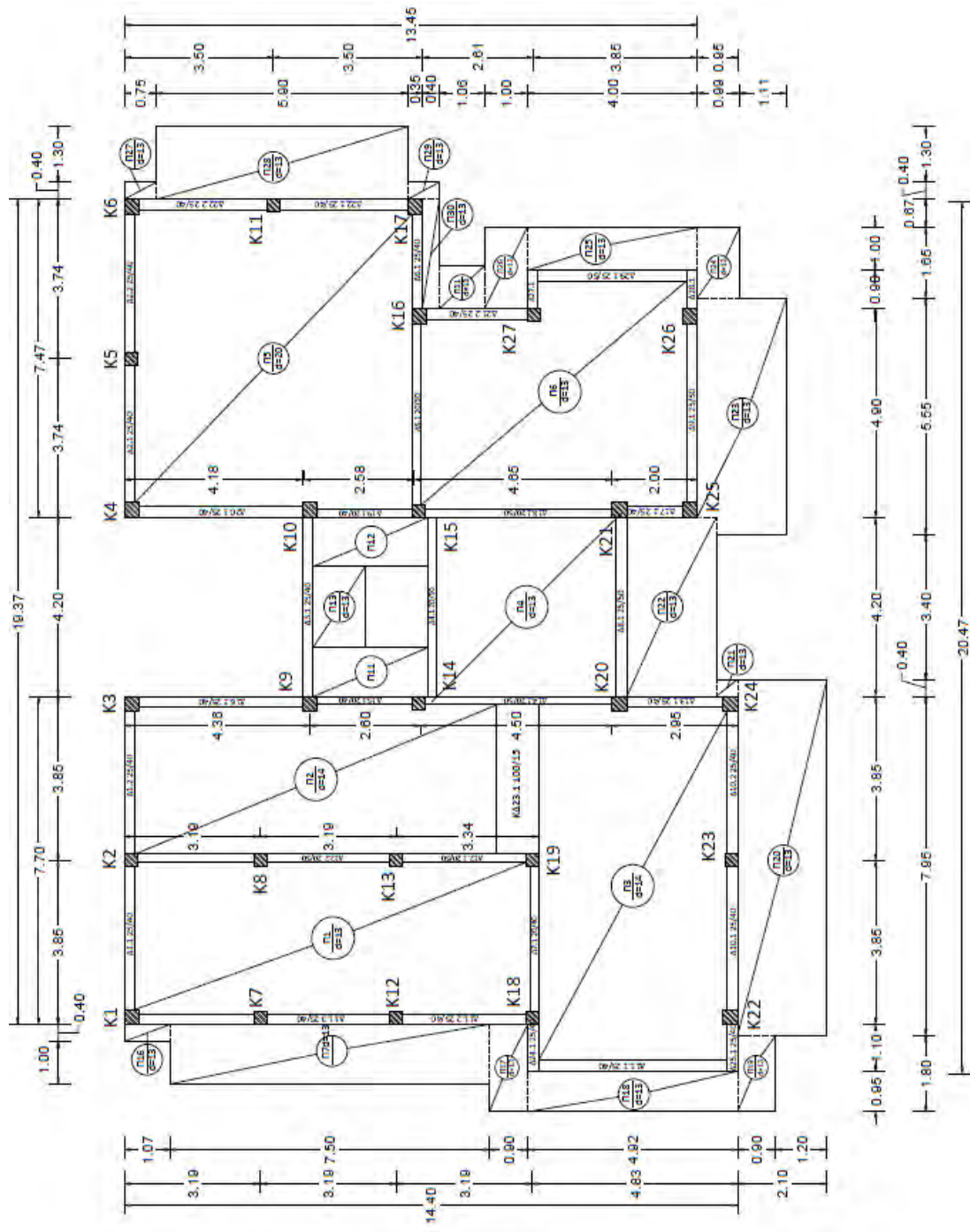




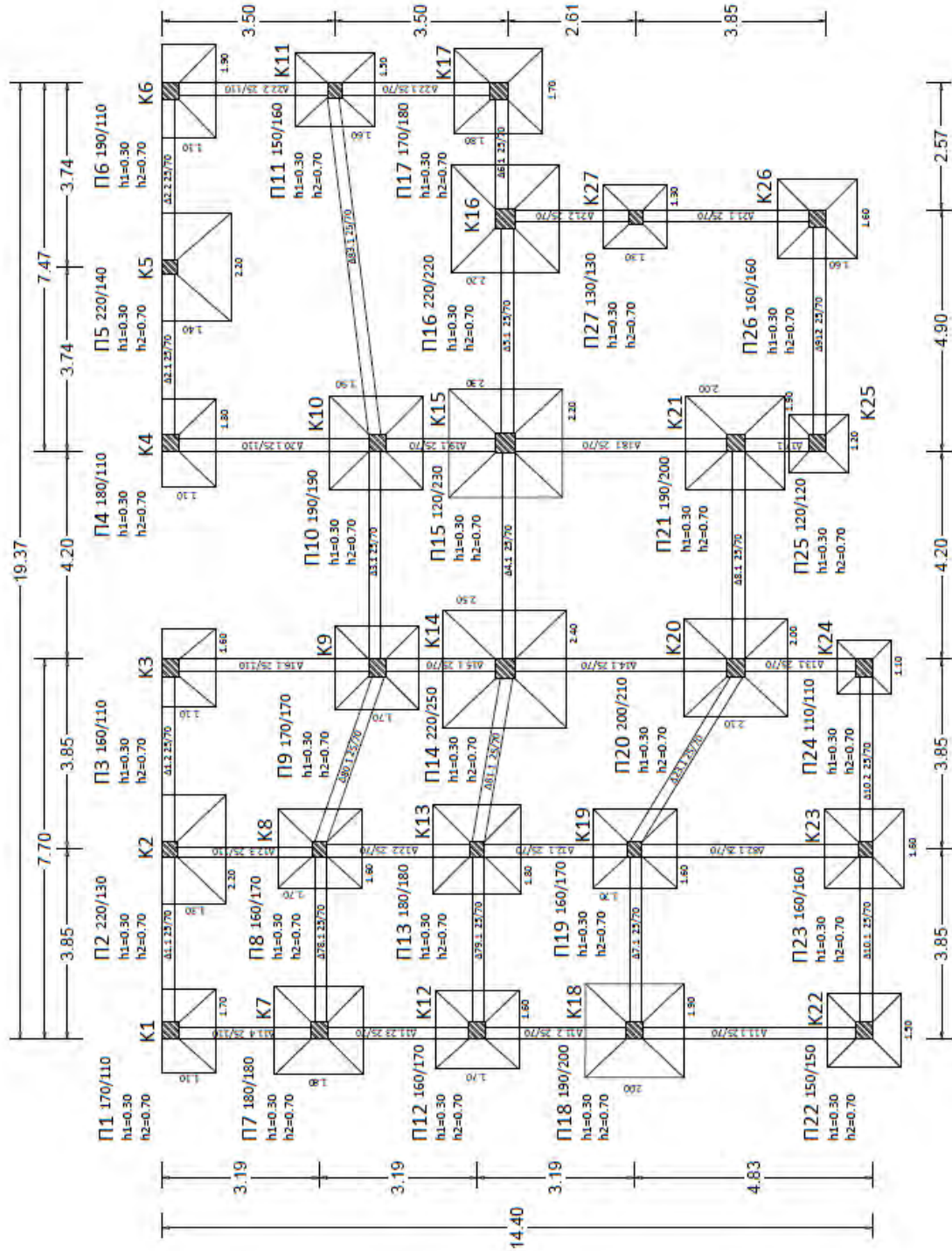
Σχήμα Π.2: Κάτοψη οροφής πρώτου ορόφου (AutoCad)



Σχήμα Π.3: Κάτοψη οροφής δεύτερου ορόφου (AutoCad)



Σχήμα Π.4: Κάτοψη οροφής τρίτου ορόφου (AutoCad)



Σχήμα Π.5: Κάτοψη στάθμης θεμελίωσης (AutoCad)