



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Διπλωματική Εργασία

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

υπό

**ΠΑΝΑΓΙΩΤΗ ΠΡΟΜΠΟΝΑ**

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

**2017**

Επιβλέπων Καθηγητής: Παπακωσταντίνου Χρήστος

**© 2017 Παναγιώτης Προμπονάς**

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. Παπακωσταντίνου Χρήστος

**(Επιβλέπων)** Επίκουρος Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών,  
Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

**Δεύτερος Εξεταστής** Δρ. Παναγούλη Ολυμπία

Επίκουρη Καθηγήτρια, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών,  
Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

**Τρίτος Εξεταστής** Δρ. Τζάρος Κωσταντίνος

Λέκτορας ΠΔ407/80, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών,  
Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

## Ευχαριστίες

Πρώτα απ' όλα, θέλω να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της διπλωματικής εργασίας μου, Επίκουρο Καθηγητή κ. Παπακωσταντίνου Χρήστο, για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγησή του κατά τη διάρκεια της δουλειάς μου. Επίσης, είμαι ευγνώμων στα υπόλοιπα μέλη της εξεταστικής επιτροπής της διπλωματικής εργασίας μου, Καθηγητές κ. Τζάρο Κωσταντίνο και κ. Παναγούλη Ολυμπία για την προσεκτική ανάγνωση της εργασίας μου και για τις πολύτιμες υποδείξεις τους. Οφείλω ευχαριστίες στον κ. Καρακατσανίδη Σταύρο για την πολύτιμη βοήθειά του καθ' όλη τη διάρκεια του χρόνου υλοποίησης της διπλωματικής μου εργασίας. Ευχαριστώ τους φίλους μου για την ηθική υποστήριξή τους και τους ευχαριστώ για την κατανόησή τους, ιδιαίτερα κατά τη διάρκεια των τελευταίων μηνών της προσπάθειάς μου. Πάνω απ' όλα, είμαι ευγνώμων στους γονείς μου, Ιουλιανό και Φωτεινή Προμπονά για την ολόψυχη αγάπη και υποστήριξή τους όλα αυτά τα χρόνια. Αφιερώνω αυτή την εργασία στην μητέρα μου και στον πατέρα μου.

Προμπονάς Παναγιώτης



# ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΡΙΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Προμπονάς Παναγιώτης

Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, 2017

**Επιβλέπων Καθηγητής:** Παπακωσταντίνου Χρήστος, Επίκουρος Καθηγητής Π.Θ.

## Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η αποτίμηση και η ενίσχυση βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. ενός τριώροφου υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, εφαρμόζοντας την ανελαστική ανάλυση Pushover. Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε για τη μελέτη αποτίμησης και ενίσχυσης είναι το NEXT 2016. Αρχικά, γίνεται μια εισαγωγή στο Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και αναφέρονται οι χαρακτηριστικές παράμετροι που χρειάζονται στη μελέτη αποτίμησης. Στη συνέχεια, παρατίθενται η δομή της διπλωματικής εργασίας και παρουσιάζονται οι μέθοδοι διάγνωσης βλαβών και οι στρατηγικές επέμβασης σε υφιστάμενα κτίρια. Έπειτα, γίνεται η παρουσίαση του υφιστάμενου κτιρίου, η εισαγωγή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών και του υφιστάμενου οπλισμού στο στατικό πρόγραμμα για τη κατάλληλη προσομοίωσή του. Ακολουθεί η μελέτη αποτίμησης με ανελαστική ανάλυση Pushover έχοντας ορίσει την στάθμη επιτελεστικότητας και άλλες σημαντικές παραμέτρους. Από την εξαγωγή των αποτελεσμάτων της προκύπτει ότι το κτίριο δεν επαρκεί για ιδιομορφική ανάλυση τόσο κατά τη διεύθυνση  $x$  όσο και κατά τη  $y$ , για τη στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικές βλάβες”. Αυτό έχει ως συνέπεια την διερεύνηση πιθανών μεθόδων ενίσχυσης και ύστερα από αυτή αποφασίστηκε να εφαρμοστούν τρεις μέθοδοι ενίσχυσης, με χρήση μανδυνών σκυροδέματος, εξωτερικά επικολλούμενων ινοπλισμένων πολυμερών και ελαφρά οπλισμένων τοιχείων. Μετά από την

εφαρμογή της κάθε μεθόδου έγινε ανάλυση Pushover που έδειξε ότι το κτίριο επαρκεί για κάθε μέθοδο και για κάθε διεύθυνση σεισμικής φόρτισης. Τέλος, γίνεται σύγκριση και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων για την υφιστάμενη και την ενισχυμένη κατάσταση του κτιρίου και παρατίθεται μια εκτίμηση του κόστους της κάθε μεθόδου για την εξαγωγή χρήσιμων συμπερασμάτων.

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΡΟΛΟΓΟΣ.....	15
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1</b> .....	16
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	16
1.1. Βασικές έννοιες για τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ).....	16
1.2. Στάθμες Επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. ....	17
1.2.1 Καμπύλη απαίτησης ικανότητας.....	21
1.2.2 Διγραμμικοποίηση καμπύλης αντίστασης.....	22
1.3 Ανελαστική Ανάλυση Pushover .....	23
1.4 Συντελεστής $a_u / a_1$ .....	25
1.5 Οργάνωση διπλωματικής εργασίας.....	26
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2</b> .....	27
ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ .....	27
2.1 Γενικά.....	27
2.2 Στρατηγικές Επεμβάσεων .....	28
2.3 Συστήματα Επεμβάσεων .....	29
2.3.1 Επέμβαση σε μεμονωμένα στοιχεία .....	31
2.3.2 Συνολική επέμβαση στο φορέα .....	31
2.4 Μέθοδοι ενίσχυσης και τεχνικές εφαρμογής.....	32
2.4.1 Κατασκευή τοιχωμάτων εντός πλαισίου .....	33
2.4.1.1 Τοιχώματα από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα .....	33
2.4.1.2 Προκατασκευασμένα τοιχώματα (panels).....	34
2.4.1.3 Τοιχώματα από σπλισμένη ή άσπλη τοιχοποιία .....	35
2.4.2 Προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίου .....	36
2.4.3 Κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων .....	37
2.5 Διατμητικά τοιχώματα.....	38
2.5.1 Εσωτερικά – Εμφαντούμενα τοιχώματα (infill shear walls) .....	38
2.5.1.1 Προσθήκη απλού γεμίματος .....	40
2.5.1.2 Τοιχωματοποίηση πλαισίων .....	40
2.5.2 Εξωτερικά τοιχώματα (exterior shear walls).....	42

2.5.2.1 Προσθήκη νέων παράπλευρων τοιχωμάτων .....	44
2.6 Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος .....	44
2.6.1 Είδη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος .....	48
2.6.2 Διαδικασία κατασκευής μανδύων .....	50
2.6.3 Μεταφορά αξονικού φορτίου.....	51
2.6.4 Έλεγχοι .....	52
2.6.5 Συντήρηση.....	54
2.7 Χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών.....	55
2.7.1 Γενικά.....	55
2.7.2 Κατηγορίες σύνθετων υλικών .....	57
2.7.3 Ιδιότητες σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή .....	60
2.7.4 Υλικά Ινών .....	60
2.7.5 Μήτρες σύνθετων υλικών.....	63
2.7.5.1 Περιβαλλοντικές συνθήκες .....	65
2.7.6 Διαδικασία εφαρμογής σύνθετων υλικών.....	69
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 .....</b>	<b>73</b>
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ .....	73
3.1 Γενικά.....	73
3.2 Προσομοίωση της κατασκευής.....	74
3.2.1 Περιγραφή της διαδικασίας.....	75
3.2.2 Δημιουργία προσομοιώματος κατασκευής στο περιβάλλον του Next 2016 .....	77
3.2.2.1 Γενικές πληροφορίες για τα δομικά στοιχεία .....	79
3.2.3 Περιγραφή κατασκευής.....	80
3.2.3.1 Εποπτεία της δυστροπίας της κατασκευής .....	86
3.2.4 Καθορισμός παραμέτρων για Ανελαστική Ανάλυση Pushover .....	87
3.2.4.1 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων .....	88
3.2.4.2 Στάθμη επιτελεσματικότητας .....	88
3.3 Αρχική επίλυση φορέα βάσει Ε.Α.Κ. – 2000 .....	89
3.4 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης Pushover για κάθε διεύθυνση.....	91
3.4.1 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης για διεύθυνση χ .....	91
3.4.2 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης για διεύθυνση γ .....	105

<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4</b> .....	119
ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ.....	119
4.1 Μέθοδος ενίσχυσης Α .....	120
4.1.1 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης .....	133
4.1.2 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης για διεύθυνση $\chi$ .....	133
4.1.3 Λόγοι επάρκειας ενισχυμένων δομικών μελών.....	138
4.1.4 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης για διεύθυνση $\gamma$ .....	140
4.1.5 Λόγοι επάρκειας ενισχυμένων δομικών μελών.....	145
4.2 Μέθοδος ενίσχυσης Β .....	148
4.2.1 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης .....	156
4.2.2 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης για διεύθυνση $\chi$ .....	156
4.2.3 Λόγοι επάρκειας ενισχυμένων δομικών μελών.....	161
4.2.4 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης για διεύθυνση $\gamma$ .....	164
4.2.5 Λόγοι επάρκειας ενισχυμένων δομικών μελών.....	169
4.3 Μέθοδος ενίσχυσης Γ .....	172
4.3.1 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης .....	185
4.3.2 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης για διεύθυνση $\chi$ .....	185
4.3.3 Λόγοι επάρκειας ενισχυμένων δομικών μελών.....	190
4.3.4 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης για διεύθυνση $\gamma$ .....	193
4.3.5 Λόγοι επάρκειας ενισχυμένων δομικών μελών.....	198
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5</b> .....	203
ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ .....	203
5.1 Σύγκριση αποτελεσμάτων για σεισμική φόρτιση κατά τη διεύθυνση $\chi$ .....	203
5.1.1 Διάγραμμα δύναμης Ρ – μετακίνησης οροφής $\delta$ .....	203
5.2 Σύγκριση αποτελεσμάτων για σεισμική φόρτιση κατά τη διεύθυνση $\gamma$ .....	210
5.2.1 Διάγραμμα δύναμης Ρ – μετακίνησης οροφής $\delta$ .....	211
5.3 Αξιολόγηση αποτελεσμάτων για κάθε μέθοδο ενίσχυσης .....	217
5.3.1 Αξιολόγηση αποτελεσμάτων για τη μέθοδο ενίσχυσης Α.....	218
5.3.2 Αξιολόγηση αποτελεσμάτων για τη μέθοδο ενίσχυσης Β.....	221
5.3.3 Αξιολόγηση αποτελεσμάτων για τη μέθοδο ενίσχυσης Γ .....	224
5.4 Εκτίμηση κόστους για κάθε μέθοδο ενίσχυσης.....	227

<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6</b> .....	233
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	233
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	237

## **ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ**

### **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1**

Πίνακας 1- 1:Στόχοι Επιτελεστικότητα κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013).....	20
--	----

### **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2**

Πίνακας 2- 1:Ιδιότητες υάλου-S και υάλου-E (Σπυράκος, 2004).....	61
Πίνακας 2- 2:Ιδιότητες ρητινών (Σπυράκος, 2004).....	65

### **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3**

Πίνακας 3- 1:Μετατοπίσεις διαφραγμάτων για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ και γ .....	89
Πίνακας 3- 2:Δείκτης σχετικής μεταθετότητας ανά διάφραγμα για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ και γ.....	90
Πίνακας 3- 3:Διατμητική Αστοχία δομικών μελών .....	97
Πίνακας 3- 4:Διατμητική Αστοχία δομικών μελών .....	99
Πίνακας 3- 5:Διατμητική Αστοχία δομικών μελών .....	101
Πίνακας 3- 6:Διατμητική Αστοχία δομικών μελών .....	103
Πίνακας 3- 7:Διατμητική Αστοχία δομικών μελών .....	111
Πίνακας 3- 8:Διατμητική Αστοχία δομικών μελών .....	113
Πίνακας 3- 9:Διατμητική Αστοχία δομικών μελών .....	115
Πίνακας 3- 10:Διατμητική Αστοχία δομικών μελών .....	117

### **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4**

Πίνακας 4- 1:Χαρακτηριστικά Ινοπλισμένου Πολυμερούς που χρησιμοποιήθηκε στην ενίσχυση.....	121
Πίνακας 4- 2:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών.....	139
Πίνακας 4- 3:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών.....	139
Πίνακας 4- 4:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών.....	140
Πίνακας 4- 5:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών.....	140
Πίνακας 4- 6:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών.....	146
Πίνακας 4- 7:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών.....	146
Πίνακας 4- 8:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών.....	147
Πίνακας 4- 9:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών.....	147
Πίνακας 4- 10:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών.....	162

Πίνακας 4- 11:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών .....	162
Πίνακας 4- 12:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών .....	163
Πίνακας 4- 13:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών .....	164
Πίνακας 4- 14:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών .....	170
Πίνακας 4- 15:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών .....	170
Πίνακας 4- 16 Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών .....	171
Πίνακας 4- 17 Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών .....	172
Πίνακας 4- 18:Σύγκριση χαρακτηριστικών αρχικού-ενισχυμένου υποστυλώματος .....	173
Πίνακας 4- 19:Σύγκριση χαρακτηριστικών αρχικού-ενισχυμένου υποστυλώματος .....	176
Πίνακας 4- 20:Σύγκριση χαρακτηριστικών αρχικού-ενισχυμένου υποστυλώματος .....	179
Πίνακας 4- 21:Σύγκριση χαρακτηριστικών αρχικού-ενισχυμένου υποστυλώματος .....	182
Πίνακας 4- 22:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών .....	191
Πίνακας 4- 23:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών .....	191
Πίνακας 4- 24 Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών .....	192
Πίνακας 4- 25:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών .....	193
Πίνακας 4- 26:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών .....	199
Πίνακας 4- 27:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών .....	200
Πίνακας 4- 28 Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών .....	201
Πίνακας 4- 29 Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών .....	202

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

Πίνακας 5- 1:Υπολογισμός συνολικού κόστους για μέθοδο ενίσχυσης Α .....	228
Πίνακας 5- 2:Υπολογισμός συνολικού κόστους για μέθοδο ενίσχυσης Β .....	229
Πίνακας 5- 3:Υπολογισμός συνολικού κόστους για μέθοδο ενίσχυσης Γ .....	230

## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Σχήμα 1- 1:Διάγραμμα απαίτησης ικανότητας (Δρίτσος, 2005) .....	21
Σχήμα 1- 2:Κατασκευή ιδεατής διγραμμικής απεικόνισης της καμπύλης ικανότητας (Ψυχάρης, 2015) .....	23
Σχήμα 1- 3:Καμπύλη αντίστασης κατασκευής (LH Λογισμική, 2013) .....	25

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Σχήμα 2- 1:Στρατηγικές ενίσχυσης (Σπυράκος, 2004) .....	30
Σχήμα 2- 2:Τοιχοποιία με διαζώματα (Σπυράκος, 2004) .....	36
Σχήμα 2- 3:Εσωτερικό τοίχιο (Σπυράκος, 2004) .....	39
Σχήμα 2- 4:Εμφάνωση πάχους μικρότερου ή ίσου με το πλάτος της δοκού (Δρίτσος, 2003) .....	41
Σχήμα 2- 5:Εμφάνωση πάχους μεγαλύτερου του πλάτους της δοκού (Δρίτσος, 2003) .....	41
Σχήμα 2- 6:Εξωτερικά τοιχώματα παράλληλα στην όψη (Σπυράκος, 2004) .....	42

Σχήμα 2- 7:Εξωτερικά τοιχώματα κάθετα στην όψη (Σπυράκος, 2004) .....	43
Σχήμα 2- 8:Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύες Ο.Σ. (Βαρδακαστάνης, Δομικοί έλεγχοι) .....	45
Σχήμα 2- 9:Ενίσχυση δοκού με μανδύες Ο.Σ. (Βαρδακαστάνης, Δομικοί έλεγχοι).....	46
Σχήμα 2- 10:Είδη ανοιχτών μανδύων σκυροδέματος (Γ.Παναγόπουλος, Ενισχύσεις-Επισκευές υφιστάμενων κτιρίων).....	47
Σχήμα 2- 11:Χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Βαρδακαστάνης, Δομικοί έλεγχοι).....	49
Σχήμα 2- 12:Ενίσχυση δομικού μέλους με ελάσματα από σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή (Βαρδακαστάνης, Δομικοί έλεγχοι).....	56
Σχήμα 2- 13:Γενικοί τύποι σύνθετων υλικών (Σπυράκος, 2004) .....	58
Σχήμα 2- 14:Τύποι σύνθετων υλικών ινών (Σπυράκος, 2004).....	59

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Σχήμα 3- 1:Αναθεωρημένος χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας .....	74
Σχήμα 3- 2:Τρισδιάστατο προσομοίωμα της υπό μελέτη κατασκευής .....	75
Σχήμα 3- 3:Μοντέλο επίλυσης φορέα .....	77
Σχήμα 3- 4:Ξυλότυπος 1 <sup>ης</sup> Στάθμης (3 <sup>ος</sup> όροφος) .....	81
Σχήμα 3- 5:Ξυλότυπος 2 <sup>ης</sup> Στάθμης (2 <sup>ος</sup> όροφος) .....	82
Σχήμα 3- 6:Ξυλότυπος 3 <sup>ης</sup> Στάθμης (1 <sup>ος</sup> όροφος) .....	83
Σχήμα 3- 7:Ξυλότυπος 4 <sup>ης</sup> Στάθμης (Ισόγειο) .....	84
Σχήμα 3- 8:Ξυλότυπος 5 <sup>ης</sup> Στάθμης (Θεμελίωση) .....	85
Σχήμα 3- 9:Σχηματική απεικόνιση ελέγχου δυστρεψιάς 4 <sup>ης</sup> Στάθμης (Ισόγειο) .....	86
Σχήμα 3- 10:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ (θέση δημιουργίας 1 <sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης).....	92
Σχήμα 3- 11:Θέση δημιουργίας 1 <sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης.....	93
Σχήμα 3- 12:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ (θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης) .....	94
Σχήμα 3- 13:Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης .....	94
Σχήμα 3- 14:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ (θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης) .....	95
Σχήμα 3- 15:Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης .....	96
Σχήμα 3- 16:Στατική Ανεπάρκεια δομικών μελών 1 <sup>ης</sup> Στάθμης.....	98
Σχήμα 3- 17:Στατική Ανεπάρκεια δομικών μελών 2 <sup>ης</sup> Στάθμης.....	100
Σχήμα 3- 18:Στατική Ανεπάρκεια δομικών μελών 3 <sup>ης</sup> Στάθμης.....	102
Σχήμα 3- 19:Στατική Ανεπάρκεια δομικών μελών 4 <sup>ης</sup> Στάθμης.....	104
Σχήμα 3- 20:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ (θέση δημιουργίας 1 <sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης).....	105
Σχήμα 3- 21:Θέση δημιουργίας 1 <sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης.....	106
Σχήμα 3- 22:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ (θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης) .....	107
Σχήμα 3- 23:Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης .....	108
Σχήμα 3- 24:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ (θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης) .....	109
Σχήμα 3- 25:Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης .....	109



Σχήμα 3- 26:Στατική Ανεπάρκεια δομικών μελών 1 <sup>ης</sup> Στάθμης.....	112
Σχήμα 3- 27:Στατική Ανεπάρκεια δομικών μελών 2 <sup>ης</sup> Στάθμης.....	114
Σχήμα 3- 28:Στατική Ανεπάρκεια δομικών μελών 3 <sup>ης</sup> Στάθμης.....	116
Σχήμα 3- 29:Στατική Ανεπάρκεια δομικών μελών 4 <sup>ης</sup> Στάθμης.....	118

#### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Σχήμα 4- 1:Όψη SikaWrap -230C .....	121
Σχήμα 4- 2:Ενίσχυση δομικών μελών 1 <sup>ης</sup> Στάθμης .....	122
Σχήμα 4- 3:Διατομές Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχείων .....	123
Σχήμα 4- 4:Ενίσχυση δομικών μελών 2 <sup>ης</sup> Στάθμης .....	125
Σχήμα 4- 5:Διατομές Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχείων .....	126
Σχήμα 4- 6:Ενίσχυση δομικών μελών 3 <sup>ης</sup> Στάθμης .....	128
Σχήμα 4- 7:Διατομές Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχείων .....	129
Σχήμα 4- 8:Ενίσχυση δομικών μελών 4 <sup>ης</sup> Στάθμης .....	131
Σχήμα 4- 9:Διατομές Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχείων .....	132
Σχήμα 4- 10:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ (θέση δημιουργίας 1 <sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης).....	134
Σχήμα 4- 11:Θέση δημιουργίας 1 <sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης.....	134
Σχήμα 4- 12:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ (θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης) .....	135
Σχήμα 4- 13:Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης .....	136
Σχήμα 4- 14:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ (θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης) .....	137
Σχήμα 4- 15:Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης .....	137
Σχήμα 4- 16:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ (θέση δημιουργίας 1 <sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης) .....	141
Σχήμα 4- 17:Θέση δημιουργίας 1 <sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης.....	142
Σχήμα 4- 18:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ (θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης) .....	143
Σχήμα 4- 19:Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης .....	143
Σχήμα 4- 20:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ (θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης) .....	144
Σχήμα 4- 21:Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης .....	145
Σχήμα 4- 22:Ενίσχυση δομικών μελών 1 <sup>ης</sup> Στάθμης .....	149
Σχήμα 4- 23:Διατομές Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχείων .....	150
Σχήμα 4- 24:Ενίσχυση δομικών μελών 2 <sup>ης</sup> Στάθμης .....	151
Σχήμα 4- 25:Διατομές Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχείων .....	152
Σχήμα 4- 26:Ενίσχυση δομικών μελών 3 <sup>ης</sup> Στάθμης .....	153
Σχήμα 4- 27:Διατομές Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχείων .....	154
Σχήμα 4- 28:Ενίσχυση δομικών μελών 4 <sup>ης</sup> Στάθμης .....	155
Σχήμα 4- 29:Διατομές Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχείων .....	156
Σχήμα 4- 30:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ (θέση δημιουργίας 1 <sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης).....	157

Σχήμα 4- 31:Θέση δημιουργίας 1 <sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης.....	158
Σχήμα 4- 32:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ (θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης) .....	159
Σχήμα 4- 33:Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης .....	159
Σχήμα 4- 34:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ (θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης) .....	160
Σχήμα 4- 35:Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης .....	161
Σχήμα 4- 36:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ (θέση δημιουργίας 1 <sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης) .....	165
Σχήμα 4- 37:Θέση δημιουργίας 1 <sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης.....	166
Σχήμα 4- 38:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ (θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης) .....	167
Σχήμα 4- 39:Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης .....	167
Σχήμα 4- 40:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ (θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης) .....	168
Σχήμα 4- 41:Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης .....	169
Σχήμα 4- 42:Ενίσχυση δομικών μελών 1 <sup>ης</sup> Στάθμης .....	174
Σχήμα 4- 43:Ενισχυμένες διατομές υποστυλωμάτων.....	175
Σχήμα 4- 44:Ενίσχυση δομικών μελών 2 <sup>ης</sup> Στάθμης .....	177
Σχήμα 4- 45:Ενισχυμένες διατομές υποστυλωμάτων.....	178
Σχήμα 4- 46:Ενίσχυση δομικών μελών 3 <sup>ης</sup> Στάθμης .....	180
Σχήμα 4- 47:Ενισχυμένες διατομές υποστυλωμάτων.....	181
Σχήμα 4- 48:Ενίσχυση δομικών μελών 4 <sup>ης</sup> Στάθμης .....	183
Σχήμα 4- 49:Ενισχυμένες διατομές υποστυλωμάτων.....	184
Σχήμα 4- 50:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ (θέση δημιουργίας 1 <sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης).....	186
Σχήμα 4- 51:Θέση δημιουργίας 1 <sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης.....	186
Σχήμα 4- 52:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ (θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης) .....	187
Σχήμα 4- 53:Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης .....	188
Σχήμα 4- 54:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ (θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης) .....	189
Σχήμα 4- 55:Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης .....	189
Σχήμα 4- 56:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ (θέση δημιουργίας 1 <sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης) .....	194
Σχήμα 4- 57:Θέση δημιουργίας 1 <sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης.....	195
Σχήμα 4- 58:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ (θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης) .....	196
Σχήμα 4- 59:Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης .....	196
Σχήμα 4- 60:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ (θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης) .....	197
Σχήμα 4- 61:Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης .....	198

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

Σχήμα 5- 1:Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης P και μετακίνησης οροφής δ για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού χ.....	204
Σχήμα 5- 2:Συγκριτικό διάγραμμα ικανότητας πλαστικής παραμόρφωσης για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά χ .....	206
Σχήμα 5- 3:Συγκριτικό διάγραμμα λόγου υπεραντοχής για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά χ.....	207
Σχήμα 5- 4:Συγκριτικό διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης για στοχευόμενη μετατόπιση για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά χ.....	207
Σχήμα 5- 5:Συγκριτικό διάγραμμα στοχευόμενης μετατόπισης (Στάθμη SD) για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά χ .....	208
Σχήμα 5- 6:Συγκριτικό διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης για μηχανισμό κατάρρευσης για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά χ.....	209
Σχήμα 5- 7:Συγκριτικό διάγραμμα μετακίνησης οροφής για μηχανισμό κατάρρευσης για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά χ.....	210
Σχήμα 5- 8:Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης P και μετακίνησης οροφής δ για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού γ.....	211
Σχήμα 5- 9:Συγκριτικό διάγραμμα ικανότητας πλαστικής παραμόρφωσης για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά γ .....	213
Σχήμα 5- 10:Συγκριτικό διάγραμμα λόγου υπεραντοχής για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά γ.....	214
Σχήμα 5- 11:Συγκριτικό διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης για στοχευόμενη μετατόπιση για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά γ .....	214
Σχήμα 5- 12:Συγκριτικό διάγραμμα στοχευόμενης μετατόπισης (Στάθμη SD) για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά γ .....	215
Σχήμα 5- 13:Συγκριτικό διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης για μηχανισμό κατάρρευσης για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά γ .....	216
Σχήμα 5- 14:Συγκριτικό διάγραμμα μετακίνησης οροφής για μηχανισμό κατάρρευσης για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά γ .....	217

## ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η Ελλάδα τη σήμερον ημέρα απαρτίζεται κατά κύριο λόγο από κατοικίες οπλισμένου σκυροδέματος οι οποίες οικοδομήθηκαν έως τα τέλη της δεκαετίας του 1970. Στο πέρασμα λοιπόν όλων αυτών των ετών έως σήμερα οι εν λόγω κατοικίες έχουν υποστεί διαφορετικής έκτασης η καθεμία βλάβες λόγω των σεισμικών διεγέρσεων. Επομένως η φθορά που έχουν υποστεί οι κατοικίες, δεδομένου και της ελλιπούς συντήρησης αυτών, έχει ως αποτέλεσμα να μειώνεται η αντοχή τους για την ανάληψη σεισμικών φορτίων. Άμεσο επακόλουθο αυτού του γεγονότος αποτελεί η αναγκαιότητα επέμβασης στον όλο και αυξανόμενο σε αριθμό υφιστάμενων κατασκευών για την ανάληψη σεισμικών φορτίων. Αξίζει να σημειωθεί στο σημείο αυτό πως σύμφωνα τόσο με τους στόχους ανασχεδιασμού που έχουν οριστεί όσο και με την ισχύουσα νομοθεσία οι στρατηγικές και τα συστήματα επεμβάσεων που ενδέχεται να προσδώσουν αποδεκτές λύσεις, ποικίλουν. Εκεί έγκειται και το έργο του μηχανικού ο οποίος καλείται αρχικά να αξιολογήσει την υφιστάμενη κατασκευή και στη συνέχεια να επιλέξει την βέλτιστη στρατηγική ή συνδυασμό στρατηγικών επεμβάσεων. Το εν λόγω έργο δυσχεραίνεται όμως από την αδυναμία του υπάρχοντος κανονισμού να καθοδηγήσει πλήρως και επαρκώς για κάθε περίπτωση τον εκάστοτε μηχανικό, καθιστώντας αυτόν μοναδικό υπεύθυνο να ερευνήσει με ακρίβεια την κάθε ιδιαίτερη περίπτωση και να οδηγηθεί στις ορθότερες αποφάσεις.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1. Βασικές έννοιες για τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Αρχικά στην Ελλάδα σήμερα η πλειονότητα των κτιρίων έχει σχεδιαστεί και κατασκευαστεί με βάση τους παλαιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς του 1959, του 1984 και του 1995. Επόμενο λοιπόν αποτελεί το γεγονός, ότι ένα μεγάλο ποσοστό κτιριακού αποθέματος στην Ελλάδα είναι κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα τα οποία δεν πληρούν τις απαραίτητες απαιτήσεις των σύγχρονων κανονισμών. Δεδομένου της υπάρχουσας κατάστασης η αναγκαιότητα και η σπουδαιότητα της διαδικασίας του ανασχεδιασμού και της ενίσχυσης των υφιστάμενων κτιρίων είναι εμφανής και χρήζει άμεσης εφαρμογής. Η επιτακτική ανάγκη για σεισμική αποτίμηση και ενίσχυση κτιρίων από σκυρόδεμα οδήγησε σταδιακά στη δημιουργία κανονισμών υπό μορφή μεθοδολογιών.

Σκοπός του 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 ενδεχόμενες επεμβάσεις, ενισχύσεις ή επισκευές. Έτσι λοιπόν αναπτύχθηκαν διάφορες διατάξεις υποχρεωτικής εφαρμογής οι οποίες αναφέρουν τα εξής:

- Τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου δομήματος.
- Τις ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας ανασχεδιασμένων δομημάτων ή μελών τους.
- Τον καθορισμό των τρόπων με τους οποίους μπορεί να γίνει επέμβαση, χωρίς να περιορίζεται ο μελετητής που επιθυμεί να προχωρήσει σε ακριβέστερους υπολογισμούς.
- Τη συσχέτιση του Κανονισμού Επεμβάσεων με άλλους Κανονισμούς

(Ημερίδα Κανονισμών Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ), Αθήνα 31.05.2012, Κοσμάς Στυλιανίδης, Καθηγητής Α.Π.Θ.)

Συνοψίζοντας οι σπουδαιότερες καινοτόμες ιδέες που απαρτίζουν τον Κανονισμό Επεμβάσεων είναι οι παρακάτω:

- Η συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό.
- Η επιτελεστικότητα, δηλαδή η επιθυμητή συμπεριφορά του κτιρίου.
- Η δυνατότητα να διαφοροποιηθεί η αποδεκτή πιθανότητα υπέρβασης μιας σεισμικής δράσης στα πλαίσια του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών.
- Η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων. Στις υπάρχουσες κατασκευές οι απαραίτητες πληροφορίες προκειμένου να πραγματοποιηθεί ανασχεδιασμός και αποτίμηση αυτών είναι ελλιπείς.
- Δύναται η δυνατότητα χρησιμοποίησης των πειραματικών τιμών αντοχής σκυροδέματος και χάλυβα.
- Η ύπαρξη πρόσθετων αυξητικών συντελεστών ασφαλείας ( $\gamma_{Sd}$ ,  $\gamma_{Rd}$ )
- Η ανελαστική ανάλυση, ως δυνατότητα υπολογιστικής τεκμηρίωσης κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό.
- Η διαφοροποίηση των δομικών στοιχείων σε κύρια και δευτερεύοντα. Τα δευτερεύοντα στοιχεία δύναται να υποστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις και βλάβες σε σχέση με τα πρωτεύοντα στοιχεία.

## **1.2. Στάθμες Επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.**

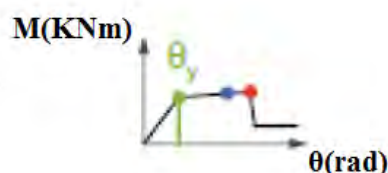
Ως στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται η επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής (επιτρεπτό επίπεδο βλαβών) για την αντίστοιχη σεισμική δράση σχεδιασμού. Παρακάτω παρατίθενται οι τρεις διαφορετικές κατηγορίες των σταθμών επιτελεστικότητας ανάλογα τόσο με την σοβαρότητα της βλάβης όσο και με βάση την οριακή γωνία στροφής χορδής.

### Περιορισμένων Βλαβών(A) (Damage Limitation- DL)- Άμεσης Χρήσης

Εδώ ο φορέας έχει από τη μια υποστεί ελαφριές βλάβες, αλλά από την άλλη τα δομικά του στοιχεία δεν έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό, διατηρώντας έτσι την αντοχή και την δυσκαμψία τους. Σε αυτή την περίπτωση οι όποιες μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων αμελούνται. Η απαίτηση σε όρους γωνίας στροφής χορδής για κύρια και δευτερεύοντα μέλη είναι :

$$\theta < \theta_{DL} = \theta_y$$

### Διαγραμματική Απεικόνιση Ροπών(M) – Γωνία στροφής χορδής( $\theta$ ):



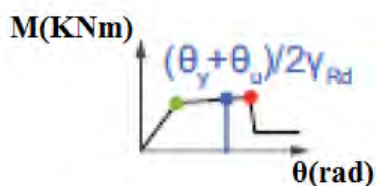
### Σημαντικών Βλαβών(B) (Severe Damage – SD) – Προστασία Ζωής

Εδώ ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες βλάβες, οι οποίες όμως είναι επιδιορθώσιμες. Τα δομικά στοιχεία έχουν την εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και δύναται να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Ακόμη οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων χαρακτηρίζονται μετρίου μεγέθους και ο φορέας έχει τη δυνατότητα να αντέξει ήπιας έντασης μετασεισμούς. Η απαίτηση σε όρους γωνίας στροφής χορδής εκφράζεται ως εξής :

$$\theta < \theta_{SD} = \frac{(\theta_u + \theta_y)}{2\gamma_{RD}} \quad \text{Για Πρωτεύοντα μέλη}$$

$$\theta < \theta_{SD} = \frac{(\theta_u + \theta_y)}{\gamma_{RD}} \quad \text{Για Δευτερεύοντα μέλη}$$

### Διαγραμματική Απεικόνιση Ροπών (M) – Γωνία στροφής χορδής (θ):



### Οιονεί Κατάρρευση (Γ) (Near Collapse – NC)

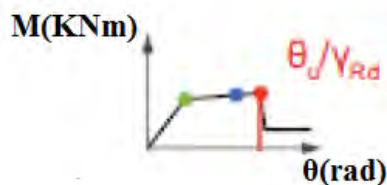
Εδώ ο φορέας έχει υποστεί εκτεταμένες βλάβες οι οποίες στο μεγαλύτερο ποσοστό τους είναι μη διορθώσιμες. Επίσης οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων λογίζονται ως μεγάλες. Τέλος ο φορέας μπορεί να παραλάβει τα προβλεπόμενα φορτία τόσο κατά τη διάρκεια του σεισμού όσο και μετά από αυτόν, όμως από την άλλη μεριά δεν έχει πλέον μεγάλο περιθώριο ασφαλείας έναντι είτε ολικής είτε μερικής κατάρρευσης αλλά απέναντι και σε μετέπειτα μετασεισμούς ακόμα και μεσαίας έντασης. Η απαίτηση σε όρους γωνίας στροφής χορδής εκφράζεται ως εξής :

$$\theta < \theta_{NC} = \frac{\theta_u}{\gamma_{RD}} \quad \text{Για Πρωτεύοντα μέλη}$$

$$\theta < \theta_{NC} = \theta_u \quad \text{Για Δευτερεύοντα μέλη}$$



Διαγραμματική Απεικόνιση Ροπών(M) – Γωνία στροφής χορδής(θ):



Στον Πίνακα 1-1 απεικονίζονται οι στόχοι αποτίμησης/ανασχεδιασμού σε σχέση με την εκάστοτε σπουδαιότητα του φορέα βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.

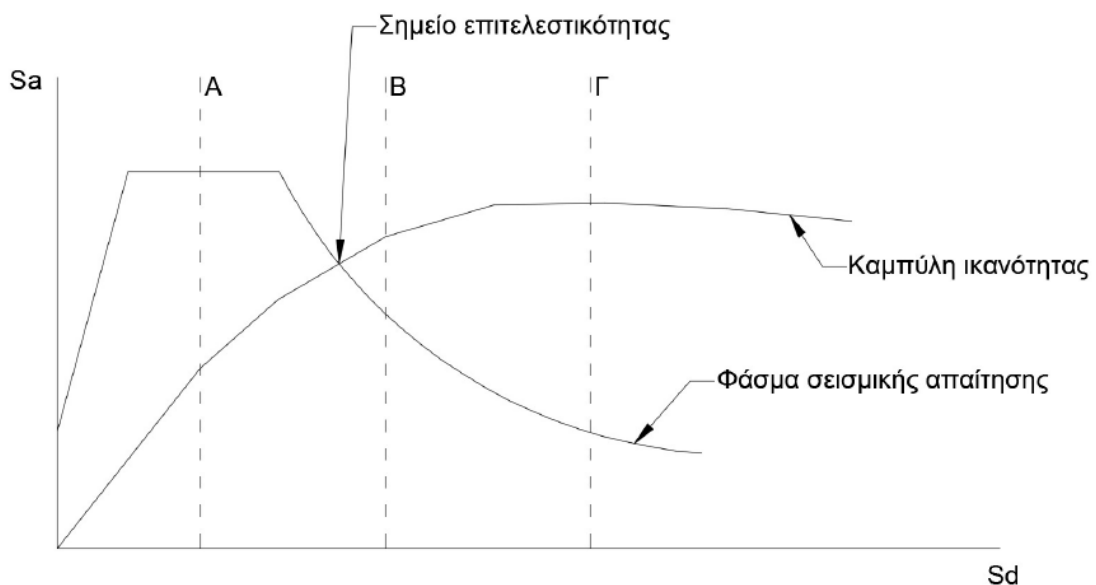
Πίνακας 1- 1:Στόχοι Επιτελεστικότητα κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013)

Πιθανότητα Υπέρβασης Σεισμικής Δράσης εντός του Συμβατικού Χρόνου Ζωής των 50 ετών	<b>ΣΤΑΘΜΗ Α</b> Μηδαμίνες Βλάβες (Άμεση Χρήση)	<b>ΣΤΑΘΜΗ Β</b> Σοβαρές Βλάβες (Ασφάλεια Ζωής)	<b>ΣΤΑΘΜΗ Γ</b> Οιονεί Κατάρρευση
<b>10%</b> (Σεισμικές Δράσεις κατά ΕΚ8-1)	<b>A1</b>	<b>B1</b>	<b>Γ1</b>
<b>50%</b> (Σεισμικές Δράσεις = 0,6 x ΕΚ8-1)	<b>A2</b>	<b>B2</b>	<b>Γ2</b>

- Σπουδαιότητα I
- Σπουδαιότητα II
- Σπουδαιότητα III
- Σπουδαιότητα IV

### 1.2.1 Καμπύλη απαίτησης ικανότητας

Όταν σε ένα φορέα έστω και ένα μέλος του ξεπεράσει το αντίστοιχο όριο επιτελεστικότητας ( σε όρους γωνίας στροφής χορδής) για μια δεδομένη στάθμη, τότε η κατάσταση αυτή γενικεύεται ως ανεπάρκεια ολόκληρης της κατασκευής. Οι έλεγχοι της επιτελεστικότητας λοιπόν δύναται να πραγματοποιηθούν εύκολα μετατρέποντας τόσο το φάσμα όσο και τη καμπύλη αντίστασης στην ADRS τους μορφή. Παρακάτω απεικονίζεται μια ενδεικτική καμπύλη απαίτησης ικανότητας για ένα φορέα.( Σχήμα 1.1).



Σχήμα 1- 1:Διάγραμμα απαίτησης ικανότητας (Δρίτσος, 2005)

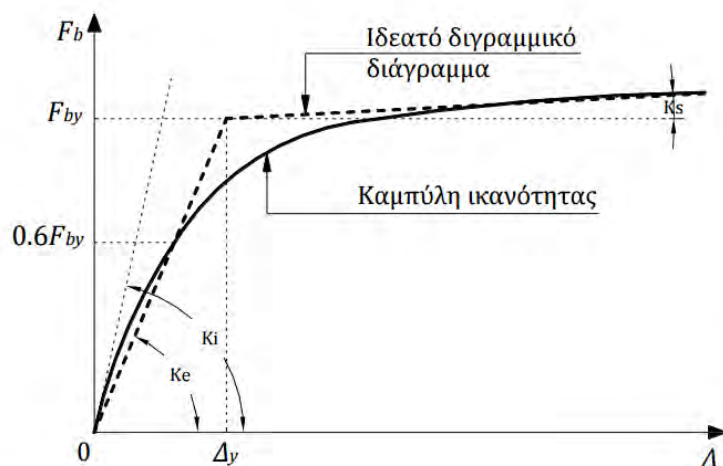
Στο παραπάνω διάγραμμα (Σχήμα 1-1) οι κατακόρυφες διακεκομμένες γραμμές αποτελούν τα όρια επιτελεστικότητας και η υπέρβαση αυτών καθιστά απαραίτητη την ενίσχυση του υφιστάμενου φορέα. Το σημείο επιτελεστικότητας (τομή διαγραμμάτων Καμπύλης ικανότητας- Φάσμα σεισμικής απαίτησης) αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση όπως αναφέρεται και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Επισημαίνεται ότι η στοχευόμενη μετακίνηση, λόγω των αυξημένων πλαστικών παραμορφώσεων δεν βρίσκεται ακριβώς στο σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας με το ελαστικό φάσμα, αλλά στο σημείο όπου θα αντιστοιχούσε η τομή

με ένα υποβαθμισμένο πλαστικό φάσμα, δηλαδή πιο αριστερά στο διάγραμμα (Γκουρνέλος, Συνέδριο :Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών 2017, Πάτρα 2017).

### 1.2.2 Διγραμμικοποίηση καμπύλης αντίστασης

Η διγραμμικοποίηση της καμπύλης αντίστασης ενός φορέα ή διαφορετικά η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης συνίσταται να είναι διγραμμική, με κλίση του πρώτου κλάδου ίση με  $K_e$  και του δεύτερου ίση με  $\alpha \cdot K_e$ . Το σημείο διαρροής ( $V_y$ ,  $\delta_y$ ) είναι το σημείο αλλαγής κλίσης. Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική πρέπει να πληρούν τις εξής προϋποθέσεις (Κ.Βαδαλούκας κ' Ζ.Μπαριτά, 2013) :

- Τα εμβαδά των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης πρέπει να είναι ίσα κατά προσέγγιση
- Στο 60% της  $V_y$  της εξιδανικευμένης καμπύλης οι δύο ευθείες πρέπει να τέμνονται
- Η ανηγμένη κλίση  $\alpha$  του δεύτερου κλάδου, ο οποίος εκτίνεται μέχρι το σημείο της πραγματικής καμπύλης όπου παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα, πρέπει να είναι θετική (ή μηδέν) χωρίς όμως να ξεπερνά το 0,10, ώστε να είναι συμβατή με τις παραδοχές για τον υπολογισμό της  $\delta_t$



Σχήμα 1- 2: Κατασκευή ιδεατής διγραμμικής απεικόνισης της καμπύλης ικανότητας (Ψυχάρης, 2015)

### 1.3 Ανελαστική Ανάλυση Pushover

Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό ενός υφιστάμενου κτιρίου, μπορούν να χρησιμοποιηθούν ποικίλες μέθοδοι. Μία από αυτές είναι και η ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover) όπου κύριος στόχος της είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία, όταν το κτίριο αυτό υπόκειται σε σεισμική δράση. Η εν λόγω μέθοδος εκφράζει με μεγάλη ακρίβεια τη συμπεριφορά των μελών μέσω της ενσωμάτωσης μη-γραμμικών προσομοιωμάτων των υλικών, ενώ ταυτόχρονα η σεισμική διέγερση εκφράζεται απλά μέσω μιας αυξανόμενης οριζόντιας στατικής φόρτισης. Η οριζόντια φόρτιση κατανέμεται ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις και αυξάνεται σταδιακά μέχρι την κατάρρευση του δομήματος. Ως κατάρρευση λογίζεται η δημιουργία πλαστικού μηχανισμού, ή η έλλειψη αντοχής του φορέα να αναλάβει τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας. Οι παραμορφώσεις που προκύπτουν στην κατασκευής συγκρίνονται σε επόμενο στάδιο με τα όρια παραμόρφωσης που ορίζουν οι στάθμες επιτελεστικότητας.

Η χρησιμοποίηση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης ή διαφορετικά της μεθόδου Pushover analysis έχει τους παρακάτω στόχους:

- Τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης του υφιστάμενου φορέα, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης κορυφής. Η καμπύλη αυτή λοιπόν, αποτελεί τον πυρήνα ελέγχου ικανοποίησης όλων των κριτηρίων επιτελεστικότητας.
- Την απόδειξη ύπαρξης επαρκούς υπεραντοχής ( $\alpha_u/\alpha_1$ ) στον φορέα.
- Την εποπτεία της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Έτσι με αυτόν τον τρόπο πραγματοποιείται η αποτύπωση της κατανομής των βλαβών στον φορέα και γίνεται εμφανής ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας καθώς και ο έλεγχος σχεδιαστικών απαιτήσεων, όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός ισχυρού υποστυλώματος-ασθενούς δοκού.

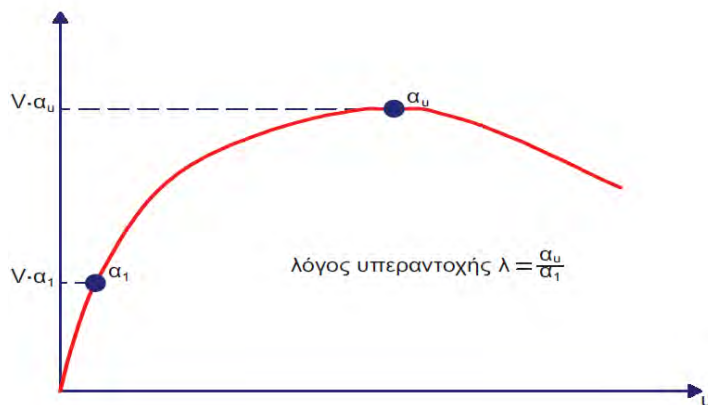
Επίσης η μέθοδος Pushover εν συγκρίσει με τη κλασική ελαστική μέθοδο παρουσιάζει τα εξής πλεονεκτήματα:

- Δίνει ακριβέστερα αποτελέσματα καθώς λαμβάνει υπόψη τόσο την δυσκαμψία των μελών όσο και την αντοχή τους.
- Εξασφαλίζεται η εποπτεία κατανομής των βλαβών στον φορέα.
- Δύναται να πραγματοποιηθεί έλεγχος επάρκειας του φορέα για διαφορετικές επιτελεστικότητες ταυτόχρονα.
- Παρέχει πληροφορίες όσον αφορά την μορφή της δομικής ανεπάρκειας και συμβάλλει αισθητά στο σχεδιασμό της ενίσχυσης είτε μέσω της αύξησης της αντοχής, είτε μέσω της αύξησης της πλαστιμότητας, είτε με το συνδυασμό αυτών.

## 1.4 Συντελεστής $a_u / a_1$

Ο λόγος  $a_u / a_1$  ονομάζεται συντελεστής υπεραντοχής λόγω της υπερστατικότητας του συστήματος και περιγράφει την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά ενέργεια μέσω πλαστικών παραμορφώσεων.

- $a_u$  : Η σεισμική δράση (τέμνουσα) που μετατρέπει το φορέα σε μηχανισμό (οριζοντίωση της καμπύλης τέμνουσας-μετακινήσεως του φορέα)
- $a_1$  : Η σεισμική δράση (τέμνουσα) που οδηγεί στην 1η διαρροή του φορέα. (Μωρέττη 2014)
- Τα μεγέθη  $a_u$  και  $a_1$  προκύπτουν θεωρητικά από τη καμπύλη τέμνουσας βάσης – μετάθεσης κορυφής του φορέα από ανελαστική στατική δράση όπως φαίνεται και στο ακόλουθο Σχήμα 1-2.



Σχήμα 1- 3: Καμπύλη αντίστασης κατασκευής (LH Λογισμική, 2013)

## 1.5 Οργάνωση διπλωματικής εργασίας

Στο Κεφάλαιο 1 γίνεται μια εισαγωγή στον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), και αναλύονται σημαντικές έννοιες στο αντικείμενο των επεμβάσεων και της αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας ενός κτιρίου, όπως η έννοια της στάθμης επιτελεστικότητας, της ανελαστικής ανάλυσης Pushover, της καμπύλης απαίτησης ικανότητας, της διγραμμικοποίησης της καμπύλης αντίστασης αλλά και του λόγου υπεραντοχής.

Στο Κεφάλαιο 2 μελετώνται τα κριτήρια για τη λήψη μιας απόφασης επέμβασης αλλά και ο στόχος που τίθεται σε κάθε περίπτωση επέμβασης. Επίσης περιγράφονται κάποιοι από τους βασικούς τρόπους ενίσχυσης, όπως και τα υλικά τα οποία χρησιμοποιούνται.

Στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζεται η εισαγωγή του υφιστάμενου κτιρίου στο στατικό πρόγραμμα NEXT 2016 και μετά από μελέτη με ανελαστική ανάλυση Pushover ελέγχεται αν ικανοποιεί τους στόχους που έχουν οριστεί για να εξαχθεί το συμπέρασμα αν χρειάζεται επέμβαση στο συγκεκριμένο κτίριο.

Στο Κεφάλαιο 4 αναφέρονται οι τρεις μέθοδοι επέμβασης που πραγματοποιήθηκαν στο κτίριο, όπου και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης Pushover της εκάστοτε μεθόδου ενίσχυσης Α, Β και Γ. Αξιολογούνται και γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν μεταξύ τους αλλά και με τον υφιστάμενο φορέα.

Στο Κεφάλαιο 5 γίνεται σύγκριση και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της υφιστάμενης κατάστασης με τους τρεις τρόπους ενίσχυσης (Α, Β, Γ) που πραγματοποιήθηκαν για κάθε διεύθυνση σεισμικής φόρτισης. Τέλος παρατίθεται μια εκτίμηση του κόστους για τη κάθε μέθοδο ενίσχυσης.

Στο κεφάλαιο 6 διατυπώνονται τα βασικά συμπεράσματα που προέκυψαν κατά τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των μεθόδων επέμβασης με τον υφιστάμενο φορέα.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

### ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

#### 2.1 Γενικά

Καταρχάς σε κάθε φορέα πραγματοποιείται στατικός-αντισεισμικός έλεγχος προκειμένου να γίνει αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του. Αν προκύψει ότι η φέρουσα κατασκευή δεν είναι σε θέση να παραλάβει με την απαιτούμενη ασφάλεια τα φορτία των ήδη υπαρχόντων ορόφων ή και εκείνων που πρόκειται να προστεθούν στο μέλλον, τότε επιβάλλεται η ενίσχυση αυτής, με οποιαδήποτε τεχνικά πρόσφορη επέμβαση στα υπάρχοντα φέροντα στοιχεία ή ακόμη και με την προσθήκη νέων στοιχείων ενίσχυσης. Σε αυτό το σημείο αξίζει να σημειωθούν ορισμένα κριτήρια που λογίζονται σοβαρά υπόψη πριν την επέμβαση σε ένα υφιστάμενο κτίριο.

#### Κριτήρια Επεμβάσεων

- Διάκριση του κτιρίου σε «μνημείο» ή σε απλή κατασκευή και εφαρμογή του εκάστοτε νομικού πλαισίου και αρχών που διέπουν το συγκεκριμένο κτίριο.
- Το οικονομικό κόστος τόσο της επέμβασης όσο και της μετέπειτα συντήρησης σε σχέση με την εγκατεστημένη υπάρχουσα αξία.
- Ο χρόνος εκτέλεσης των εργασιών
- Η δυνατότητα επαρκούς και ευσταθούς υποσύλωσης κατά την διάρκεια των εργασιών επισκευής.



## 2.2 Στρατηγικές Επεμβάσεων

Η στρατηγική των επεμβάσεων σχετίζεται κατά κύριο λόγο είτε με τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής είτε με τη μείωση της διακινδύνευσης σε αποδεκτά πάντα όρια. Όσον αφορά την ελάττωση της σεισμικής διακινδύνευσης δύναται να εφαρμοστούν στρατηγικές τόσο τεχνικής όσο και διαχειριστικής φύσης. Την πρώτη κατηγορία απαρτίζουν επιλογές, όπως η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα, η αύξηση της ικανότητας ανάληψης παραμορφώσεων και η μείωση της σεισμικής απαίτησης. Αντίστοιχα, η δεύτερη κατηγορία περιλαμβάνει διάφορα θέματα όπως, για το αν πρέπει να εκκενωθεί το κτίριο κατά τη διάρκεια των επεμβάσεων ή να συνεχίσει να βρίσκεται σε χρήση, για το αν θεωρείται αποδεκτή η υπάρχουσα σεισμική διακινδύνευση ή απαιτείται αλλαγή της χρήσης του κτιρίου έτσι ώστε να συμβαδίζει με την αποδεκτή διακινδύνευση, για το αν τελικά χρειάζεται κατεδάφιση του υφιστάμενου κτιρίου και αντικατάσταση με νέο, για το αν είναι ορθό να υλοποιηθούν οι προτεινόμενες επεμβάσεις προοδευτικά σε ένα μεγαλύτερης χρονικής διάρκειας πλάνο ή να ληφθούν προσωρινά μέτρα ενίσχυσης και τέλος για το γεγονός αν οι επεμβάσεις θα πραγματοποιηθούν εξωτερικά (επιβαρύνονται λιγότερο οι ένοικοι) ή εσωτερικά του κτιρίου (δεν αλλοιώνονται τα χαρακτηριστικά της εξωτερικής όψης).

Οι επεμβάσεις που γίνονται σε μια κατασκευή ως άμεσο στόχο έχουν την βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής αυτής στην περίπτωση του σεισμού. Ανάλογα με την συμπεριφορά της κατασκευής και τη χρήση που θέλουμε να αποδώσουμε στην κατασκευή καθώς επίσης και την ισχύουσα νομοθεσία προκύπτουν οι αποδεκτές λύσεις των επεμβάσεων. Για τον προσδιορισμό της βέλτιστης λύσης πρέπει να συνυπολογιστεί η στάθμη επιτελεστικότητας, ο χρονικός ορίζοντας της επέμβασης και τα οικονομικά χαρακτηριστικά αυτής (Σπυράκος, 2004).

Οι στρατηγικές επεμβάσεων είναι οι εξής:

- Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής με ενίσχυση υφιστάμενων στοιχείων.
- Αύξηση της πλαστιμότητας και βελτίωση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας της κατασκευής με ενίσχυση υφιστάμενων στοιχείων.
- Αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής με ενίσχυση υφιστάμενων στοιχείων ή και με προσθήκη νέων.
- Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής είτε μέσω μείωση της μάζας είτε μέσω εγκατάστασης συστημάτων σεισμικής μόνωσης και απορρόφησης σεισμικής ενέργειας.

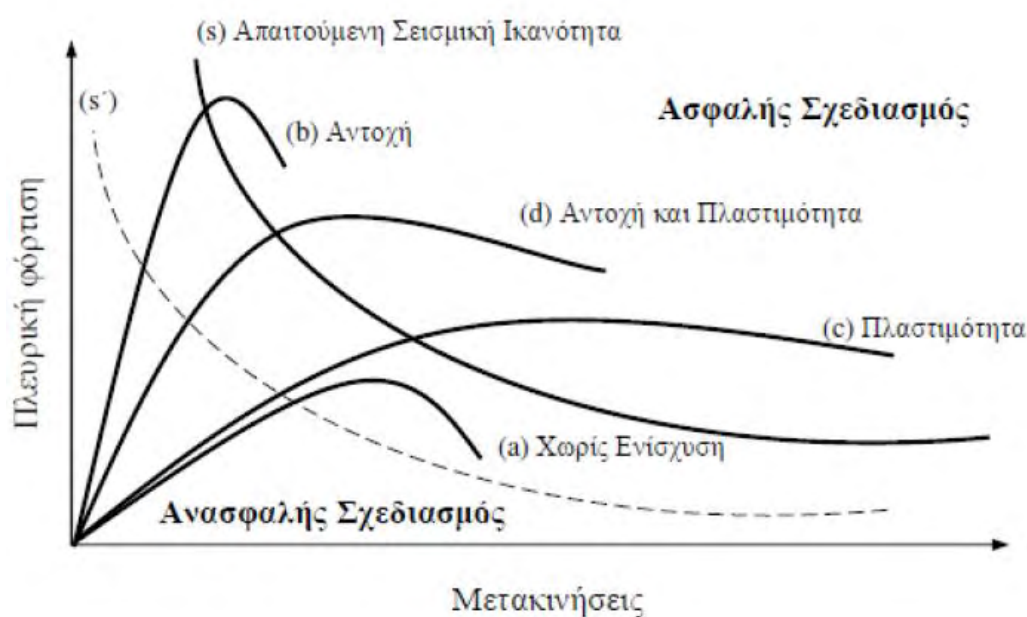
### **2.3 Συστήματα Επεμβάσεων**

Το σύστημα επεμβάσεων αποτελεί την οριστική απόφαση του εκάστοτε μηχανικού να επιλέξει τη συγκεκριμένη μέθοδο επέμβασης για την επίτευξη της στρατηγικής που έχει επιλεγεί. Προκειμένου ένας φορέας να επιδείξει αξιόπιστη σεισμική συμπεριφορά είναι απαραίτητο να διαθέτει ένα πλήρες σύστημα ανάληψης σεισμικών φορτίων, το οποίο να είναι ικανό να περιορίζει τις μετακινήσεις σε αποδεκτά επίπεδα βλαβών για την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεσματικότητας της κατασκευής που έχει ορισθεί.

Οι βασικοί παράγοντες που καθορίζουν σε μεγάλο βαθμό την ικανότητα του φορέα να αναλαμβάνει σεισμικά φορτία είναι:

- Η μάζα και η δυσκαμψία του φορέα
- Η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων του φορέα.
- Η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμική διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή.

Τα συστήματα επεμβάσεων λοιπόν, εξασφαλίζουν την απαιτούμενη σεισμική συμπεριφορά στο κτίριο επηρεαζόμενα άμεσα από τους παραπάνω παράγοντες και δύναται να εφαρμοστούν είτε μεμονωμένα είτε σε συνδυασμό. Επομένως για κάθε φορέα είναι όχι μόνο χρήσιμο αλλά και απαραίτητο να δημιουργηθεί μια υπερβολική καμπύλη, η οποία υποδηλώνει την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα του. Η εν λόγω καμπύλη λοιπόν απεικονίζει το όριο μεταξύ της ασφαλούς και ανασφαλούς επιλογής τρόπου ενίσχυσης. Δηλαδή μία κατασκευή θεωρείται ασφαλής όταν η καμπύλη που αναπαριστά τη συμπεριφορά της επεκτείνεται στην περιοχή πάνω από την καμπύλη (s) που απεικονίζει τον ασφαλή σχεδιασμό. Στην αντίθετη περίπτωση απαιτείται ενίσχυση (Σχήμα 2-1).



Σχήμα 2- 1:Στρατηγικές ενίσχυσης (Σπυράκος, 2004)

Συνοψίζοντας υπάρχουν δύο πιθανές εκδοχές τρόπων επέμβασης:

- Επέμβαση μεμονωμένα στα στοιχεία που έχουν υποστεί βλάβες
- Συνολική επέμβαση στο φορέα

### **2.3.1 Επέμβαση σε μεμονωμένα στοιχεία**

Πρόκειται για μια λύση η οποία επιλέγεται όταν η μειωμένη φέρουσα ικανότητα του φορέα οφείλεται αποκλειστικά σε ορισμένες βλάβες κάποιων στοιχείων. Ωστόσο απαιτείται η δέουσα προσοχή κατά την αξιολόγηση των μελών που χρήζουν ενίσχυσης, καθώς είναι δυνατόν να παρουσιάσουν μελλοντικά τις βλάβες από το σεισμό. Επίσης άξιο αναφοράς αποτελεί το γεγονός ότι η εμφάνιση κάποιας βλάβης σε ένα στοιχείο δεν εξαρτάται αποκλειστικά και μόνο από τη φέρουσα ικανότητά του αλλά και από την ενδεχόμενη ασυμμετρία στο φορέα, τη δράση τοιχοπληρώσεων αλλά και από τοπικές παρεμποδίσεις μετακινήσεων.

Η επέμβαση μεμονωμένα σε στοιχεία πραγματοποιείται κατά κύριο λόγο είτε με τη χρήση μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος είτε με τη χρήση σύνθετων υλικών, γεγονός που έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της συνολικής πλαστιμότητας της κατασκευής.

### **2.3.2 Συνολική επέμβαση στο φορέα**

Πρόκειται για μια συχνή διαδικασία που προτιμάται στην περίπτωση που ο φορέας απαρτίζεται από αρκετά στοιχεία με βλάβες και απαιτείται η συνολική αναδιάρθρωση των χαρακτηριστικών του. Δεδομένου το είδος των βλαβών αλλά και το επιδιωκόμενο αποτέλεσμα, καθορίζονται οι συγκεκριμένοι τρόποι επέμβασης στο φορέα.

- Κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού. Με τη μέθοδο αυτή επιτυγχάνεται αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής.
- Κατασκευή δικτυωτών συνδέσμων εντός του πλαισίου του φέροντα οργανισμού της κατασκευής. Με τη μέθοδο αυτή επιτυγχάνεται η αύξηση της πλαστιμότητας, της δυσκαμψίας και η μέτρια αύξηση της αντοχής της κατασκευής.

- Κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε συνέχεια και σύνδεση με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής. Με τη μέθοδο αυτή επιτυγχάνεται η αύξηση της πλαστιμότητας, της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής.
- Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων στην κατασκευή. Με τη μέθοδο αυτή επιτυγχάνεται μεγάλη αύξηση της πλαστιμότητας, της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής. Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται μόνο όταν οι απαιτήσεις βελτίωσης της συμπεριφοράς της κατασκευής είναι πολύ μεγάλες.
- Ενσωμάτωση συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή ακόμη και απορρόφησης σεισμικής ενέργειας. Αυτή η μέθοδος έχει σαν αποτέλεσμα να μειώνεται η εισαγόμενη σεισμική ένταση στη κατασκευή.

## **2.4 Μέθοδοι ενίσχυσης και τεχνικές εφαρμογής**

Εδώ αναγράφονται επιγραμματικά όλες οι πιθανές κύριες μέθοδοι συνολικής ενίσχυσης μιας κατασκευής. Αυτές είναι:

- Κατασκευή τοιχωμάτων εντός πλαισίου.
- Προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίου.
- Κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων.
- Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων στην κατασκευή.
- Ενσωμάτωση και κατασκευή συστημάτων απορρόφησης ενέργειας.
- Κατασκευή μανδυών σε στοιχεία της κατασκευής.
- Κατασκευή συνθετικών υλικών.

## **2.4.1 Κατασκευή τοιχωμάτων εντός πλαισίου**

Η προσθήκη τοιχωμάτων σε μια κατασκευή αποτελεί την πλέον ενδεδειγμένη μέθοδο προκειμένου να αυξηθεί τόσο η αντοχή όσο και η δυσκαμψία της. Ακόμη η συγκεκριμένη μέθοδος προτιμάται σε περιπτώσεις κατασκευών που χαρακτηρίζονται από έντονη ασυμμετρία κατανομής δυσκαμψίας καθ' ύψος ή ασυμμετρία των εκκεντρότητων δυσκαμψίας σε κάτοψη.

Οι τεχνικές για την προσθήκη τοιχωμάτων διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με τον τύπο τοιχώματος που χρησιμοποιείται:

- Τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα κατασκευασμένα στον τόπο του έργου.
- Προκατασκευασμένα τοιχώματα (panels).
- Τοιχοποιία από συμπαγές οπτόπλινθους ή τσιμεντόπλινθους.

### **2.4.1.1 Τοιχώματα από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα**

Τα συγκεκριμένα τοιχώματα κατασκευάζονται σε κατάλληλα πλαίσια του φέροντος οργανισμού της κατασκευής και συνδέονται με τα υπάρχοντα υποστυλώματα και τις δοκούς. Σε περίπτωση απαίτησης αυξημένης πλαστιμότητας στα τοιχώματα, τότε αυτά συνδέονται αποκλειστικά με τις δοκούς. Μεγάλης σπουδαιότητας στοιχείο αποτελεί η επίτευξη μεταφοράς των οριζόντιων δράσεων στα τοιχώματα. Προκειμένου να επιτευχθεί αυτό απαιτείται οι δοκοί στις οποίες συντρέχουν τα τοιχώματα να έχουν επαρκή διαμήκη οπλισμό για τη μεταφορά δυνάμεων, διαφορετικά χρειάζονται νέα οριζόντια στοιχεία σύνδεσης. Τέλος υπάρχει και η δυνατότητα ενίσχυσης με τοιχώματα εξωτερικά του φορέα, με την προϋπόθεση όμως να πραγματοποιηθούν οι κατάλληλες ενέργειες για τη μεταφορά των δυνάμεων από τον υφιστάμενο φορέα στα τοιχώματα.

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται για την εξασφάλιση της συνέχειας στις διεπιφάνειες παλαιού και νέου σκυροδέματος . Αυτό επιτυγχάνεται με χρήση κατάλληλων διατμητικών συνδέσμων που είναι είτε χημικά βλήτρα-αγκύρια , είτε δίδυμοι κλειστοί σύνδεσμοι , είτε μικροί κύβοι από σκυρόδεμα επικολλημένοι στα παλαιά στοιχεία και με την προϋπόθεση πως σε κάθε περίπτωση έχει εκτραχυνθεί η επιφάνεια του «παλαιού» στοιχείου. Επί προσθέτως άλλα κατασκευαστικά προβλήματα που προκύπτουν είναι η συστολή ξήρανσης (με συνέπεια την ρηγμάτωση της διεπιφάνειας) και η δυσκολία σκυροδέτησης. Για την αντιμετώπιση του πρώτου προβλήματος υπάρχουν ειδικά σκυροδέματα όπως το π.χ. το πολυμερικό καθώς και διάφορα κονιάματα τα οποία χαρακτηρίζονται κυρίως για την υψηλή πρόσφυση και την μικρή συστολή ξήρανσης και χρησιμοποιούνται για την προετοιμασία των επιφανειών διάστρωσης . Για το δεύτερο πρόβλημα που συμβαίνει λόγω της ανεπαρκούς πρόσβασης στην κορυφή με αποτέλεσμα την δημιουργία αρμού στο πάνω μέρος, αντιμετωπίζεται με τσιμεντενέσεις. (Μπελιοβάνης Πολυχρόνης,7<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο « Επισκευές Κατασκευών», Μάρτιος 2001)

#### **2.4.1.2 Προκατασκευασμένα τοιχώματα (panels)**

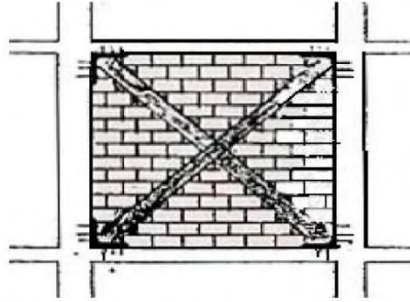
Τα προκατασκευασμένα τοιχώματα αποτελούν μια οικονομική σχετικά λύση, ειδικά εν συγκρίσει με τοιχώματα από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, όμως δεν προσδίδουν την ίδια αντοχή και δυσκαμψία στην κατασκευή. Τα προκατασκευασμένα στοιχεία έχουν τη δυνατότητα να συνδέονται με τα υφιστάμενα υποστυλώματα και με τις δοκούς με τεχνικές αγκυρώσεις. Εάν επιδιώκεται μια περισσότερη πλάσιμη συμπεριφορά τότε η σύνδεση γίνεται μόνο με τους δοκούς. Τα προκατασκευασμένα τοιχώματα διακρίνονται σε δύο είδη, όπως αναγράφεται παρακάτω:

- Προκατασκευασμένα τοιχώματα που είναι συμπαγή από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Προκατασκευασμένα τοιχώματα τύπου 'σάντουιτς' με εξωτερικούς φλοιούς από οπλισμένο σκυρόδεμα ή ενισχυμένα μεταλλικά φύλλα και εσωτερικό γέμισμα με κάποιο υλικό με μονωτικές ιδιότητες.

### **2.4.1.3 Τοιχώματα από οπλισμένη ή άοπλη τοιχοποιία**

Η τεχνική της ενίσχυσης με τοιχοποιία από συμπαγή τούβλα η τσιμεντόπλινθους είναι ιδιαίτερα διαδεδομένη (ειδικά στην Ελλάδα) και ταυτόχρονα αρκετά οικονομική αλλά δεν είναι πολύ αποτελεσματική. Χρησιμοποιείται συνήθως οπλισμένη στην οποία οι οπλισμοί αγκυρώνονται στο περιμετρικό πλαίσιο με ειδικές ρητίνες αγκύρωσης ή με ειδικά αγκύρια και ηλεκτροσυγκόλληση των οπλισμών. Επί προσθέτως, δύναται να χρησιμοποιηθούν για καλύτερα αποτελέσματα τοιχοποιίες ενισχυμένες με χιαστί διαζώματα (Σχήμα 2.2). Επίσης, χρησιμοποιείται και άοπλη τοιχοποιία στην οποία η ανεπάρκεια της σύνδεσης της διεπιφάνειας και η σημαντικά μικρότερη αντοχή του υλικού σε σχέση με το σκυρόδεμα δεν επιτρέπει μια εγγυημένη προβλεπόμενη συμπεριφορά και η χρησιμοποίησή στην πράξη γίνεται για να εξισορροπηθούν υφιστάμενες ακαμψίες του ίδιου τύπου (εκκεντρότητες σε κάτοψη ή ασυμμετρίες καθ' ύψος). Τέλος, μειονέκτημα αποτελεί και το μεγάλος ίδιο βάρος της τοιχοποιίας που στις περιπτώσεις ισογείων αντιμετωπίζεται χωρίς πρόβλημα.





Σχήμα 2- 2:Τοιχοποιία με διαζώματα (Σπυράκος, 2004)

#### 2.4.2 Προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίου

Η μέθοδος αυτή αυξάνει αισθητά την αντοχή και την δυσκαμψία του φορέα, ενώ ταυτόχρονα συνεισφέρει και στην πλαστιμότητά του. Τα δικτυωτά συστήματα κατά κύριο λόγο είναι μεταλλικά και σε πολύ πιο σπάνιες περιπτώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι η δυνατότητα ανελαστικής παραμόρφωσης των μεταλλικών στοιχείων προσφέρει στην κατασκευή την ικανότητα βέλτιστης απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας.

Ορισμένα πλεονεκτήματα της μεθόδου αυτής είναι το μικρό ίδιο βάρος της ενίσχυσης και η ταχύτητα της κατασκευής χωρίς ταυτόχρονα να παρεμποδίζεται ο φωτισμός των εσωτερικών χώρων.

Τα στοιχεία που χρήζουν ιδιαίτερης προσοχής στην μέθοδο αυτή είναι:

- Ο λυγισμός των μεταλλικών ράβδων των δικτυωμάτων. Ο λυγισμός αποτελεί έναν από τους κρισιμότερους παράγοντες για την αποτελεσματικότητα της μεθόδου. Στην περίπτωση χιαστί διαγωνίων (συνηθέστερη περίπτωση) μπορούν να θεωρηθούν συνθήκες αμφίπακτου στύλου. Για την αποφυγή λυγισμού στην περίπτωση των χιαστί διαγωνίων προβλέπεται τοπική ελάττωση της διατομής στα σημεία σύνδεσης.
- Οι κατασκευαστικές διατάξεις σύνδεσης των μεταλλικών στοιχείων με τον φέροντα οργανισμό της κατασκευής.
- Η ανακατανομή της έντασης του φορέα. Λόγω των νέων εντατικών μεγεθών που εισάγονται στο φορέα απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στην αντοχή των

κόμβων καθώς αποτελούν τα στοιχεία σύνδεσης του υφιστάμενου φορέα με τα νέα στοιχεία. Πιθανή ανεπάρκεια κόμβων συνεπάγεται τροποποίηση της κατασκευαστικής διάταξης σύνδεσης των μεταλλικών στοιχείων στο φορέα, με αποτέλεσμα να ενισχύονται παράλληλα και οι κόμβοι.

### **2.4.3 Κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων**

Η μέθοδος κατασκευής πλευρικών τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων έχει ως στόχο την ουσιαστική αύξηση της πλαστιμότητας του φορέα, με ταυτόχρονη μικρή αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του. Προτιμάται η τοποθέτηση αυτών σε επιλεγμένες θέσεις, έτσι ώστε να ενισχύονται μεμονωμένα υποστυλώματα που δεν έχουν επαρκή αντοχή ή πλαστιμότητα.

Η προσθήκη των τοιχωμάτων γίνεται κατά την διεύθυνση που είναι επιθυμητή η αύξηση της αντοχής ή και κατά τις δύο διευθύνσεις σε περίπτωση ύπαρξης γωνιακού υποστυλώματος. Τα εν λόγω τοιχώματα κατασκευάζονται συνήθως από έγχυτο σκυρόδεμα. Επίσης σκόπιμο είναι να πραγματοποιείται αποφόρτιση και υποστύλωση των κύριων στοιχείων (πλακών, δοκών) έτσι ώστε το τοίχωμα να αναλάβει τμήμα των κατακόρυφων φορτίσεων.

Τα στοιχεία που χρήζουν ιδιαίτερης προσοχής στην μέθοδο αυτή είναι:

- Η σύνδεση των παλαιών και των νέων στοιχείων. Για την επίτευξη της σύνδεσης γίνεται εκτράχυνση της επιφάνειας επαφής των υφισταμένων στοιχείων και χρήση διατμητικών συνδέσμων.
- Η ανακατανομή της έντασης στο σύνολο του φορέα, δίνοντας ιδιαίτερη βαρύτητα στη περιοχή σύνδεσης των νέων στοιχείων με τις γειτονικές δοκούς. Η καμπτική ένταση στις νέες παρειές στήριξης των δοκών είναι

αρκετά αυξημένη, όμως είναι ταυτόχρονα απαραίτητη η ύπαρξη επαρκούς αντοχής και πλαστιμότητας στις περιοχές αυτές.

## **2.5 Διατμητικά τοιχώματα**

Η κατασκευή διατμητικών τοιχωμάτων αποτελεί μια διαφορετική κατηγορία ενίσχυσης, που έχει ως κύριο μέλημα την παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων που δέχεται ο φορέας. Η εν λόγω μέθοδος λοιπόν χαρακτηρίζεται από την προσθήκη τοιχωμάτων με απώτερο σκοπό την συνολική ενίσχυση του φορέα. Τέτοιες τεχνικές που αποσκοπούν στην αύξηση της αντοχής ολόκληρης της κατασκευής, βασίζονται στη λογική της μείωσης των μετακινήσεων του φορέα σε επίπεδα μικρότερα από τα μέγιστα επιτρεπτά. Έτσι λοιπόν με τη προσθήκη των προαναφερθέντων διατμητικών τοιχωμάτων μειώνονται οι μετακινήσεις του φορέα, καθώς αυξάνονται τόσο η δυσκαμψία όσο και η μάζα του.

Στη πράξη διακρίνονται δύο κατηγορίες διατμητικών τοιχείων, όπου για την επιλογή μία εξ'αυτών λαμβάνονται υπόψη η ευκολία εφαρμογής της μεθόδου, η προσδοκώμενη συμπεριφορά και το κόστος. Οι δύο κατηγορίες είναι:

- Τα εσωτερικά ή εμφατούμενα διατμητικά τοιχώματα (infill shear walls).
- Τα εξωτερικά τοιχεία (exterior shear walls).

### **2.5.1 Εσωτερικά – Εμφατούμενα τοιχώματα (infill shear walls)**

Η εμφάτνωση τοιχωμάτων εντός υφιστάμενων πλαισίων πραγματοποιείται με σκοπό την αύξηση της φέρουσας ικανότητας του φορέα, ακόμα δε και σε περιπτώσεις που τα κτίρια έχουν πληγεί όπου και πάλι βελτιώνουν αισθητά τη συμπεριφορά τους. Πιο συνηθισμένος τρόπος εφαρμογής τους είναι η καθαίρεση των τοιχοπληρώσεων ανάμεσα σε κατακόρυφα στοιχεία του φέροντος οργανισμού, όπως απεικονίζεται και στο Σχήμα 2.3.



Σχήμα 2- 3:Εσωτερικό τοιχείο (Σπυράκος, 2004)

Στο σημείο αυτό αξίζει να σημειωθεί πως απαραίτητη προϋπόθεση για την αποτελεσματική λειτουργία των τοιχωμάτων αποτελεί η θέση και η οργάνωσή τους. Τα τοιχώματα πρέπει να είναι όσο το δυνατόν περισσότερο ισοκαταναμημένα και συμμετρικά ως προς τις δύο διευθύνσεις. Επίσης η διάταξη τους οφείλει να είναι κοντά στη περίμετρο του κτιρίου, αυξάνοντας έτσι τη δυστρεψία του συστήματος. Ακόμη για την αποτελεσματική λειτουργία των τοιχίων αυτών σημαντικό ρόλο παίζει η σύνδεση με τα παράπλευρα υποστυλώματα και η ύπαρξη ενός ελάχιστου εγκάρσιου και διαμήκους οπλισμού περίσφιγξης.

Άξιο αναφοράς αποτελεί το γεγονός πως ακόμα και στην περίπτωση που κάποια από τα εμφανιζόμενα τοιχώματα δεν αγκυρωθούν σωστά ή αστοχήσουν πρόωρα, η ύπαρξή τους συνεχίζει να βελτιώνει σε μικρότερο βαθμό τη συμπεριφορά του φορέα.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσον αφορά την εμφάνιση τοιχωμάτων εντός υφιστάμενων πλαισίων είναι υψίστης σημασίας η κατάλληλη σύνδεση και ασφαλής θεμελίωση των στοιχείων αυτών. Σε κάθε περίπτωση ελέγχονται οι επιπτώσεις των εισαγόμενων νέων εντατικών μεγεθών στο σύνολο των συντρεχόντων δομικών μελών, καθώς και στις καθιζήσεις και στα στοιχεία θεμελίωσης του υφιστάμενου

κτιρίου. Επίσης μεγάλη προσοχή χρειάζεται στον υπολογισμό της γωνίας στροφής του θεμελίου, κατά κύριο λόγο εξαιτίας της έκκεντρης θλίψης. Τέλος προτείνεται όπου καθίσταται δυνατό τα στοιχεία αυτά να συνδέονται με την υπάρχουσα θεμελίωση, η οποία ταυτόχρονα θα ενισχύεται.

### **2.5.1.1 Προσθήκη απλού γεμίματος**

Τα γεμίματα των επιλεγμένων προς πλήρωση πλαισίων μπορεί να γίνονται, είτε με χρήση αόπλου ή οπλισμένου σκυροδέματος, είτε με τοιχοποιία. Στην περίπτωση απλού γεμίματος με τη χρήση σκυροδέματος είναι αναγκαία η χρήση βλήτρων στις οριζόντιες επιφάνειες επαφής με το πλαίσιο. Στην αντίθετη περίπτωση όπου η πλήρωση συνίσταται με κατασκευή τοιχοπλήρωσης, δύναται να υλοποιηθεί δίχως να λαμβάνονται ειδικά μέτρα σύνδεσης με το υπάρχον πλαίσιο (δηλαδή χωρίς χρήση οπλισμού αγκύρωσης ή βλήτρα στην περίμετρο).

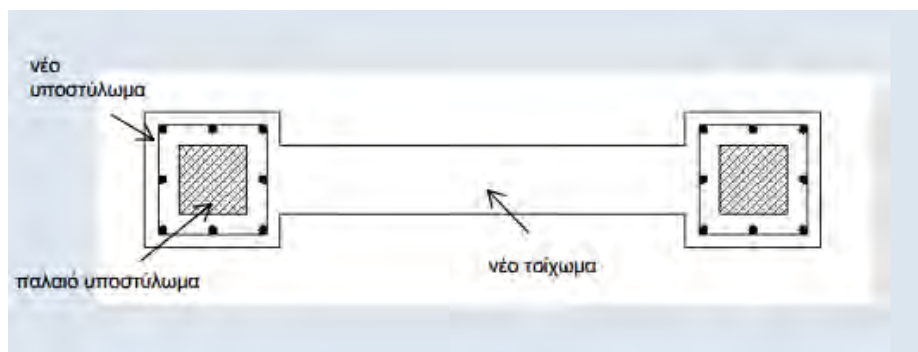
Σε τέτοιου είδους επεμβάσεις απαραίτητη ενέργεια αποτελεί ο έλεγχος των πρόσθετων τεμνουσών σε δοκούς και υποστυλώματα του υφιστάμενου φορέα, όπως αυτός παραμορφώνεται κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού και να λαμβάνονται τα απαραίτητα κατασκευαστικά μέτρα για να εξασφαλισθεί η λειτουργία του μηχανισμού τριβής μεταξύ γεμίματος και πλαισιώματος στο άνω και κάτω μέρος.

### **2.5.1.2 Τοιχωματοποίηση πλαισίων**

Η εμφάνιση πλαισίων, με χρήση οπλισμένου σκυροδέματος, απαιτεί εξασφάλιση της σύνδεσης του τοιχώματος με τον περιβάλλοντα φέρον οργανισμό, με σκοπό τη διασφάλιση της καμπτικής συνέχειας του δημιουργούμενου νέου πολυώροφου τοιχώματος σε όλο του το ύψος. Προκειμένου να ικανοποιηθεί η απαίτηση αυτή, μπορεί να χρειαστεί η αύξηση των τοιχωμάτων στην οριζόντιά τους

διάσταση με τρόπο που να περιβάλλει τα εκατέρωθεν υποστυλώματα υπό μορφή κλειστών ή ανοιχτών μανδυνών. Στο εσωτερικό των μανδυνών απαιτείται η τοποθέτηση κατακόρυφων συνεχών σπλισμών κάμψης και κλειστών εγκάρσιων συνδετήρων, οι οποίοι να προσφέρουν την προσδοκώμενη πλαστιμότητα.

Ενδεικτικά παρουσιάζονται στα παρακάτω Σχήματα 2-4 και 2-5 εμφαντώσεις πλαισίων.



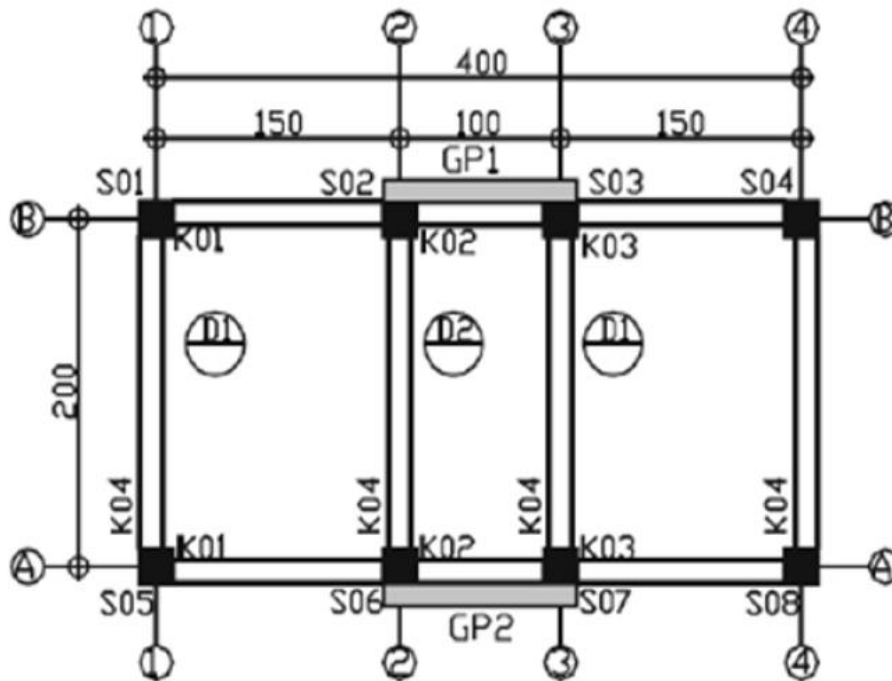
Σχήμα 2- 4:Εμφάντωση πάχους μικρότερου ή ίσου με το πλάτος της δοκού (Δρίτσος, 2003)



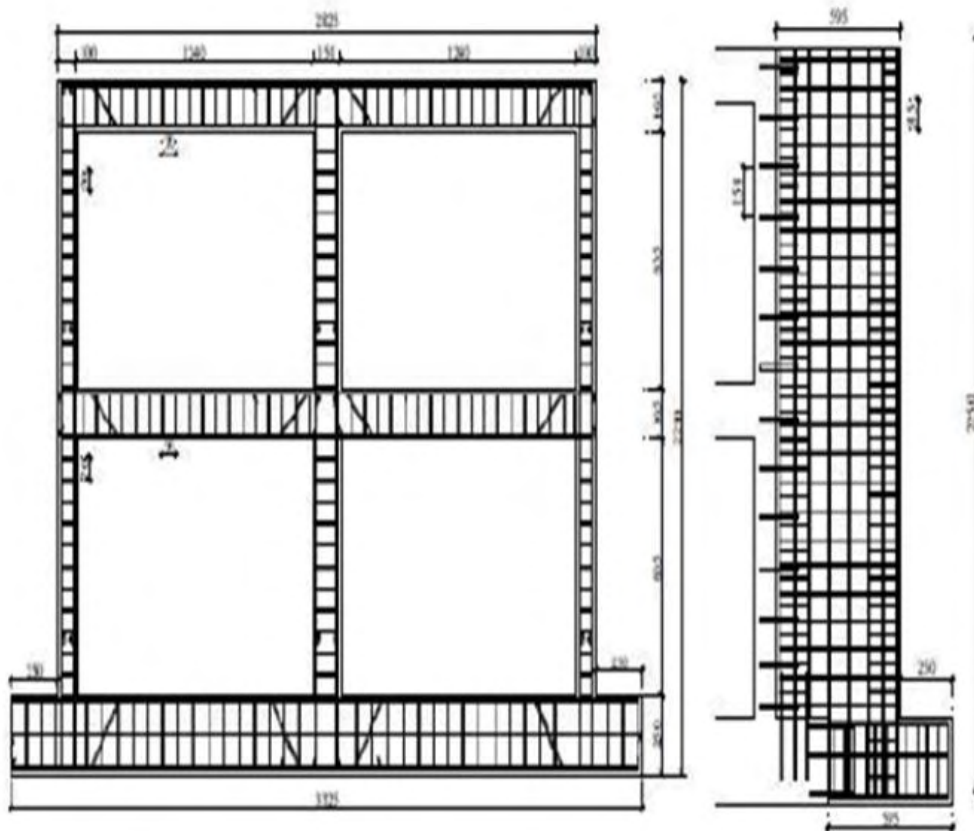
Σχήμα 2- 5:Εμφάντωση πάχους μεγαλύτερου του πλάτους της δοκού (Δρίτσος, 2003)

## 2.5.2 Εξωτερικά τοιχώματα (exterior shear walls)

Πρόκειται για μια μέθοδο η οποία δεν χρήζει ιδιαίτερης εφαρμογής, όμως τα τελευταία χρόνια έχει προσελκύσει αρκετούς ερευνητές να μελετήσουν περαιτέρω τη συγκεκριμένη περίπτωση. Τα εξωτερικά διατμητικά τοιχώματα δύναται να κατασκευαστούν είτε περιμετρικά του κτιρίου παράλληλα στις όψεις (Σχήμα 2-6) είτε σαν προέκταση αυτών λειτουργώντας ουσιαστικά μόνο στη μία διεύθυνση (Σχήμα 2-7).



Σχήμα 2- 6:Εξωτερικά τοιχώματα παράλληλα στην όψη (Σπυράκος, 2004)



Σχήμα 2- 7:Εξωτερικά τοιχώματα κάθετα στην όψη (Σπυράκος, 2004)

Πολύ σημαντικό πλεονέκτημα αυτής της μεθόδου αποτελεί το γεγονός ότι για την κατασκευή αυτών δεν απαιτείται ούτε η εκκένωση των εσωτερικών χώρων αλλά και κατά συνέπεια ούτε και η αναστάτωση των ενοίκων. Στην εν λόγω μέθοδο λοιπόν επηρεάζεται μόνο η αρχιτεκτονική όψη της κατασκευής και απαιτείται η δέουσα προσοχή στο κομμάτι της σύνδεσης των νέων τοιχωμάτων με τα παλαιά στοιχεία του φέροντα οργανισμού, έτσι ώστε να συμπεριφέρονται ως ένα σύστημα σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς. Έχει αποδειχθεί, μέσω πειραματικών διατάξεων, ότι η συνεισφορά των εξωτερικών τοιχωμάτων εξαρτάται αποκλειστικά από την επίτευξη μονολιθικής σύνδεσης μεταξύ των στοιχείων. Σε πειράματα, όπου οι αγκυρώσεις και τα βλήτρα αστόχησαν πρόωρα, τα πλαίσια τείνουν να συμπεριφέρονται ως μη ενισχυμένα πλαίσια. Λαμβάνοντας όλα αυτά υπόψη, φαίνεται η σημασία και η σπουδαιότητα του να υπάρξει ορθή διαστασιολόγηση των συνδέσμων μεταξύ των παλαιών και των νέων στοιχείων, έτσι ώστε να επιτευχθεί το



προσδοκώμενο αποτέλεσμα. Σε αυτό σημείο δίνει απαντήσεις ο ΚΑΝ.ΕΠΕ εισάγοντας την έννοια των πλευρικών τοιχωμάτων.

### **2.5.2.1 Προσθήκη νέων παράπλευρων τοιχωμάτων**

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στην αντίστοιχη παράγραφο αναφέρεται σε ενδεδειγμένους τρόπους σύνδεσης των νέων τοιχωμάτων με τα υπάρχοντα στοιχεία του φέροντος οργανισμού. Οι σύνδεσμοι πρέπει να τοποθετούνται στη στάθμη των πλακών κατά μήκος των δοκών και των παράπλευρων υποστυλωμάτων. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στην πραγματοποίηση της ορθής και πλήρης σύνδεσης των στοιχείων, έτσι ώστε να είναι πιθανή η ασφαλής μεταφορά των σεισμικών αξονικών και διατμητικών φορτίων. Συγκεκριμένα, συνιστάται η διαστασιολόγηση των μεταλλικών συνδέσμων (βλήτρα, αγκύρια) με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε να συμπεριφέρονται ελαστικά κατά τον σεισμό σχεδιασμού.

Επίσης σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. απαιτείται ο συνδυασμός της θεμελίωσης των νέων τοιχωμάτων με τις υφιστάμενες θεμελιώσεις. Τέλος, όπου κρίνεται απαραίτητο, πρέπει να πραγματοποιείται έλεγχος των διαφραγμάτων αφού έχουν προστεθεί τα τοιχώματα και να ενισχύονται οι πλάκες και οι δοκοί που εφάπτονται αυτών με κατάλληλη αύξηση του πάχους τους.

## **2.6 Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος**

Η πιο συνηθισμένη και ταυτόχρονα αποτελεσματική μέθοδο ενίσχυσης ενός φέροντος οργανισμού τη σημερινή εποχή είναι η κατασκευή μανδύων σκυροδέματος. Έτσι επιτυγχάνεται η αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας του φορέα. Συνήθως εφαρμόζεται σε περιπτώσεις υποστυλωμάτων που έχουν υποστεί σοβαρές βλάβες ή γενικότερα όταν διαπιστώνεται έλλειψη της απαραίτητης αντοχής ή άλλων χαρακτηριστικών τους. Επίσης η κατασκευή μανδύων

οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιείται και στις περιπτώσεις ενίσχυσης δοκών, που είτε εμφανίζουν βλάβες, είτε πρόκειται να αυξηθεί το φορτίο που παραλαμβάνουν. Στην περίπτωση των σεισμικών καταπονήσεων οι βλάβες των δοκών επικεντρώνονται στην περιοχή του κόμβου δοκού-υποστυλώματος.

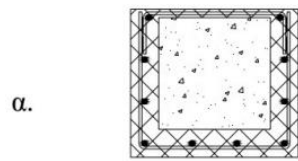


Σχήμα 2- 8: Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύες Ο.Σ. (Βαρδακαστάνης, Δομικοί έλεγχοι)

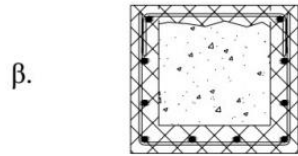
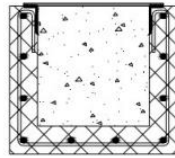


Σχήμα 2- 9:Ενίσχυση δοκού με μανδύες Ο.Σ. (Βαρδακαστάνης, Δομικοί έλεγχοι)

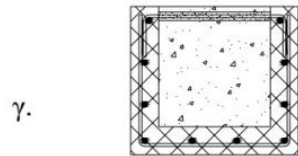
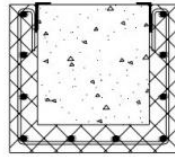
Η μέθοδος αυτή περιλαμβάνει την αύξηση της διατομής του υποστυλώματος με νέο σκυρόδεμα και νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά του αρχικού στοιχείου και μπορεί να εκτείνεται είτε σε όλο το μήκος του υποστυλώματος (ολικός μανδύας) είτε σε ένα μόνο τμήμα του (τοπικός μανδύας). Σε περίπτωση που είναι επιθυμητή η αύξηση της διατμητικής αντοχής του υποστυλώματος αλλά όχι και της καμπτικής, ο μανδύας σκυροδέματος επιμηκύνεται μέχρι και 30-40mm από την παρειά της δοκού. Επιπροσθέτως ένας μανδύας δύναται να περιβάλλει τόσο ολόκληρη τη διατομή (κλειστός μανδύας) όσο και ένα μέρος αυτής (ανοιχτός μανδύας). Η δεύτερη περίπτωση εφαρμόζεται σε περιπτώσεις όμορων κτιρίων, όπου δεν είναι εφικτή η επέμβαση σε μία τουλάχιστον από τις πλευρές του υποστυλώματος.



δ.



ε.



- α. Νέοι συνδετήρες με εξωτερική ράβδο ή λάμα και συγκόλληση  
 β,γ. Νέοι συνδετήρες με διαμπερές χάντρωμα ή τρύπα και συγκόλληση  
 δ. Νέοι συνδετήρες συγκολλημένοι σε δύο γωνιακά ( π.χ. L 50X10X5 mm) και εξωτερική λάμα  
 ε. Νέοι συνδετήρες συγκολλημένοι σε δύο γωνιακά ( π.χ. L 50X10X5 mm) στερεωμένα στο υποστύλωμα με βλήτρα.

Σχήμα 2- 10:Είδη ανοιχτών μανδύων σκυροδέματος  
 (Γ.Παναγόπουλος, Ενισχύσεις-Επισκευές υφιστάμενων κτιρίων)

Τέλος η ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος επιφέρει πέρα από τα παραπάνω και τα ακόλουθα θετικά στοιχεία στον φορέα:

- Δεν μεταβάλλεται η αρχιτεκτονική όψη της ενισχυμένης κατασκευής.
- Αυξάνεται ο βαθμός πυροπροστασίας.
- Περικλείει το υφιστάμενο στοιχείο με αποτέλεσμα της μείωση της λυγηρότητάς του.
- Βελτίωση της συμπεριφοράς του υφιστάμενου υποστυλώματος λόγω περίσφιγξης.

## 2.6.1 Είδη μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος

Τα είδη των μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος που χρησιμοποιούνται με σκοπό την ενίσχυση ενός φορέα είναι τα εξής:

- **Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα**

Το σημαντικότερο πλεονέκτημα αυτού του είδους των μανδυών είναι η εύκολη σκυροδέτηση ακόμα και με τη παρουσία πυκνού διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού. Η διαδικασία εφαρμογής του σκυροτσιμεντοπήγματος περιλαμβάνει την τοποθέτηση αδρανών σε καλούπια και στη συνέχεια την πλήρωση των μεταξύ τους κενών με υγροποιημένο τσιμέντο υπό πίεση. Τα αδρανή έχουν ελάχιστο μέγεθος κόκκων 10-15 mm. Με τη χρήση σκυροτσιμεντοπήγματος μειώνεται σε σημαντικό βαθμό το πρόβλημα της συστολής ξηράνσεως, καθώς τα αδρανή, που βρίσκονται ήδη σε επαφή μεταξύ τους, περιορίζουν τη συστολή ξηράνσεως στο ελάχιστο. (Σπυράκος 2004)

- **Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα**

Με τη χρησιμοποίηση ειδικών σκυροδεμάτων ή τσιμεντοκονιαμάτων είναι δυνατόν να υλοποιηθούν μανδύες εξαιρετικά μικρού πάχους. Το κύριο πλεονέκτημα τους είναι ότι αποκτούν σε σύντομο χρονικό διάστημα μεγαλύτερη αντοχή από το απλό σκυρόδεμα. Όμως από την άλλη μεριά το κόστος κατασκευής τους είναι μεγάλο, με αποτέλεσμα η χρήση τους να προτιμάται μόνο σε περιπτώσεις που απαιτείται μανδύας μικρού πάχους.

- **Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα**

Η κατασκευή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αποτελεί την ιδανική περίπτωση όταν το συνολικό του πάχος δεν υπερβαίνει τα 10cm. Ακόμη για την εφαρμογή αυτής της μεθόδου δεν είναι απαραίτητη η χρήση ξυλότυπου, όμως απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στην εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα. Άξιο αναφοράς αποτελεί το γεγονός ότι στη συγκεκριμένη κατηγορία μανδυών η συστολή ξηράνσεως είναι

μεγαλύτερη σε σχέση με τις υπόλοιπες, οπότε είναι επιτακτική η ανάγκη της ορθής συντήρησής τους με εφαρμογή όλων των σχετικών διατάξεων του Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος.



Σχήμα 2- 11:Χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Βαρδακαστάνης, Δομικοί έλεγχοι)

- **Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα**

Έγχυτο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται στις περιπτώσεις όπου ο μανδύας που πρόκειται να παρασκευαστεί έχει πάχος που υπερβαίνει τα 8cm. Για τη σκυροδέτηση του εν λόγω μανδύα απαραίτητη είναι η χρήση ξυλότυπου. Ακόμη πρέπει να τονιστεί ότι το μέγεθος των αδρανών δεν πρέπει να είναι μεγάλο αλλά και ότι η διαδικασία της χύτευσης οφείλει να πραγματοποιείται κάτω από χαμηλή πίεση. Επιπλέον λόγω της επίδρασης της συστολής ξήρανσης, συνίσταται η χρήση ρευστοποιητών και πρόσμικτων με σκοπό την παρεμπόδισή της. Τέλος σημαντικό μειονέκτημα της μεθόδου αυτής είναι η δυσκολία σκυροδέτησης ιδιαίτερα στην κορυφή του υποστυλώματος.

## 2.6.2 Διαδικασία κατασκευής μανδυών

Η συνήθης διαδικασία που απαιτείται για την κατασκευή μανδυών είναι η ακόλουθη (Γ.Παναγόπουλος, Ενισχύσεις-Επισκευές Υφιστάμενων Κτιρίων):

- Αποφορτίζονται και υποστυλώνονται οι πλάκες και οι δοκοί που συντρέχουν στο προς ενίσχυση υποστύλωμα.
- Απομακρύνεται το αποδιοργανωμένο σκυρόδεμα και αποκαθίσταται η συνέχεια του υποστυλώματος επισκευάζοντας τις τυχόν προϋπάρχουσες τοπικές βλάβες (π.χ. λυγισμένες ράβδοι οπλισμού).
- Αποκαλύπτονται οι οπλισμοί σε θέσεις που έχουν προεπιλεγεί για συγκόλληση με νέους οπλισμούς (εφόσον προβλέπεται).
- Διανοίγονται και προετοιμάζονται οι οπές στις θέσεις αγκύρωσης των νέων ράβδων οπλισμού και στις θέσεις που προβλέπονται βλήτρα.
- Εκτραχύνεται η επιφάνεια του σκυροδέματος με επιμέλεια σε βάθος 6 mm με κατάλληλο μηχανικό εξοπλισμό ή με υδροαμμοβολή, έτσι ώστε να απομακρυνθεί η εξωτερική επιδερμική στρώση τσιμεντοπολτού και να αποκαλυφθούν τα αδρανή.
- Καθαρίζεται επιμελώς η επιφάνεια χρησιμοποιώντας αέρα υπό πίεση, και το εσωτερικό των οπών με αναρρόφηση από τον πυθμένα.
- Αγκυρώνονται στα άκρα τους οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού με χημική πάκτωση (χρήση κόλλας).
- Αγκυρώνονται τα μηχανικά ή χημικά βλήτρα (εφόσον και όπου προβλέπονται).
- Τοποθετούνται και ηλεκτροσυγκολλούνται τα χαλύβδινα παρεμβλήματα σύνδεσης παλαιών και νέων οπλισμών (αναρτήρες), εφόσον προβλέπονται συγκολλήσεις.
- Τοποθετούνται νέοι συνδετήρες.
- Γίνεται ο τελικός καθαρισμός των επιφανειών με αέρα και νερό υπό πίεση.
- Διαβρέχεται η επιφάνεια του παλαιού σκυροδέματος τουλάχιστον 6 ώρες πριν την σκυροδέτηση του νέου σκυροδέματος. Η διαβροχή πρέπει να

γίνεται και στον ξυλότυπο (εφόσον υπάρχει) και στα αδρανή για την περίπτωση του σκυροτσιμεντοπήγματος.

- Σκυροδετείται ο μανδύας και ακολουθούν τα μέτρα συντήρησης σύμφωνα με τις προβλεπόμενες διατάξεις του Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος.

### **2.6.3 Μεταφορά αξονικού φορτίου**

Προκειμένου να πραγματοποιηθεί αξιολόγηση του μεγέθους του αξονικού φορτίου που μεταφέρεται στους μανδύες υποστυλωμάτων όταν γενικά αυξηθεί το αξονικό φορτίο του παλαιού υποστυλώματος, έχει προταθεί ένα μαθηματικό μοντέλο το οποίο υπολογίζει τις δυνάμεις και τις αντίστοιχες σχετικές ολισθήσεις στη διεπιφάνεια παλαιού – νέου σκυροδέματος. Οι εν λόγω μαθηματικές σχέσεις που έχουν προταθεί μέχρι σήμερα είναι κατά κύριο λόγο προσεγγιστικές, αφού το κομμάτι της έρευνας πάνω στο συγκεκριμένο κλάδο δεν έχει επεκταθεί ιδιαιτέρως.

Υπάρχουν λοιπόν 6 τρόποι μεταφοράς δυνάμεων μεταξύ του υφιστάμενου υποστυλώματος και του μανδύα, οι οποίοι είναι οι παρακάτω:

- Μεταφορά δυνάμεων μέσω του μηχανισμού τριβής.
- Μεταφορά δυνάμεων μέσω συγκολλημένων οπλισμών.
- Μεταφορά δυνάμεων μέσω της περιοχής βλάβης μετά από αποκατάσταση της συνέχειας.
- Μεταφορά δυνάμεων από τον υπερκείμενο όροφο απευθείας στον μανδύα.
- Μεταφορά δυνάμεων μέσω των παλαιών οπλισμών.
- Μεταφορά δυνάμεων μέσω του μηχανισμού δράσης βλήτρου.



## 2.6.4 Έλεγχοι

Προκειμένου να αξιολογηθεί η ποιότητα και να εκτιμηθούν τα κύρια χαρακτηριστικά του μανδύα σκυροδέματος, έχουν αναπτυχθεί τέσσερις μορφές ελέγχου οι οποίες είναι:

- Οπτικός Έλεγχος
- Γεωμετρικός Έλεγχος
- Μηχανικός (κρουστικός) Έλεγχος
- Εργαστηριακός Έλεγχος

### Οπτικός Έλεγχος

Ο οπτικός έλεγχος πραγματοποιείται τόσο κατά τη διάρκεια τοποθέτησης του μανδύα όσο και μετά το πέρας αυτής της διαδικασίας. Τα κύρια στοιχεία που αξιολογούνται μέσα από τον οπτικό έλεγχο είναι η διάκριση στρώσεων στο μανδύα, η ύπαρξη και το μέγεθος αδρανών και οπών τόσο στο σκυρόδεμα όσο και γύρω από τους οπλισμούς αλλά και η κατάσταση των οριακών επιφανειών του μανδύα. Τέλος σύμφωνα με το μέγεθος των ελαττωμάτων που παρατηρήθηκαν διακρίνονται 5 βασικές κατηγορίες για κάθε μια από αυτές τις περιπτώσεις.

### Γεωμετρικός Έλεγχος

Ο γεωμετρικός έλεγχος γίνεται συνήθως μετά την ολοκλήρωση της σκυροδέτησης και αφορά τον εντοπισμό αποκλίσεων από την προβλεπόμενη στη μελέτη γεωμετρία των κατασκευαζόμενων στοιχείων. Τέτοια στοιχεία μπορεί να είναι το πάχος του μανδύα, η κατακορυφότητα, η επιπεδότητα αλλά και η καμπυλότητα της τελικής επιφάνειας. Η τάξη απόκλισης δεν πρέπει να ξεπερνά το 0,5% της μεγαλύτερης διάστασης του δομικού στοιχείου επί του οποίου πραγματοποιείται η επέμβαση και οφείλει να είναι πάντοτε μικρότερη από 20mm.

### **Μηχανικός (κρουστικός) Έλεγχος**

Ο μηχανικός (κρουστικός) έλεγχος πραγματοποιείται επί τόπου στη κατασκευή και σχετίζεται με τη στερεότητα και τη συνοχή της επεμβάσεως. Γίνεται με ελαφριές κρούσεις με σφυρί βάρους 1kg στο μανδύα, έχοντας ως στόχο τόσο τον έλεγχο της δημιουργίας ρωγμών στη διεπιφάνεια επεμβάσεως όσο και τον έλεγχο του ήχου από τις κρούσεις. Έτσι περιοχές στις οποίες δημιουργούνται ρωγμές ή ο ήχος είναι υπόκωφος, επισημαίνονται ως κρίσιμες και απεικονίζονται στα αντίστοιχα σχέδια.

### **Εργαστηριακός Έλεγχος**

Ο εργαστηριακός έλεγχος περιλαμβάνει δύο κατηγορίες δοκιμών.

Η πρώτη κατηγορία αφορά δοκιμές που γίνονται σε δοκίμια-καρότα που αποκόπτονται από φατνωματικά δοκίμια με ελάχιστες διαστάσεις 600×600×120 mm, στα οποία έχει γίνει εκτόξευση σκυροδέματος ειδικώς και μόνο για την λήψη δοκιμών.

Η πρώτη κατηγορία δοκιμών έχει ως στόχο τον έλεγχο ικανοποίησης των κριτηρίων συμμόρφωσης για την προβλεπόμενη θλιπτική αντοχή του μανδύα. Είναι πιθανόν όμως να σχετίζεται και με άλλες ιδιότητες ή χαρακτηριστικά, ανάλογα με τις απαιτήσεις του εκάστοτε έργου. Μερικά τέτοια χαρακτηριστικά μπορεί να είναι το μέτρο ελαστικότητας σε θλίψη ή εφελκυσμό, η αντοχή σε κάμψη, η δυσθραυστότητα ή ακόμα και ειδικότερες ιδιότητες όπως η πυκνότητα και η αντίσταση σε παγετό.

Η δεύτερη κατηγορία αφορά δοκιμές που γίνονται σε δοκίμια-καρότα που αποκόπτονται από το μανδύα στην εργασία επέμβασης.

Οι εργαστηριακές δοκιμές της δεύτερης κατηγορίας πραγματοποιούνται για δύο κύριους λόγους. Ο πρώτος αφορά την εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής του μανδύα όπως αυτός διαστρώθηκε και συντηρήθηκε κάτω από τις πραγματικές συνθήκες του έργου. Ο δε δεύτερος μεγάλης σημασίας λόγος σχετίζεται με την εξασφάλιση επαρκούς συνάφειας μεταξύ του μανδύα και του υφιστάμενου μέλους.

## 2.6.5 Συντήρηση

Αμέσως μετά την τοποθέτηση του μανδύα σκυροδέματος απαιτείται η συντήρηση αυτού, η οποία διαρκεί από 7 μέχρι 14 μέρες στις περισσότερες περιπτώσεις. Η διάρκεια της συντήρησης σχετίζεται άμεσα τόσο από τις περιβαλλοντικές συνθήκες όσο και από τα ίδια τα χαρακτηριστικά του φορέα.

Το σπουδαιότερο σημείο όσον αφορά την συντήρηση του μανδύα σκυροδέματος είναι η επίτευξη του κατάλληλου ποσοστού υγρασίας, το οποίο προκειμένου να επιτευχθεί υπάρχουν δύο ξεχωριστοί μέθοδοι.

- Ψεκασμοί με ειδικά υγρά που δημιουργούν ένα είδος μεμβράνης γύρω από το μανδύα με σκοπό την επιβράδυνση της εξάτμισης.
- Διαβροχή με κατάκλιση της περιοχής με σκοπό την αντικατάσταση του νερού που εξατμίζεται.

Στη περίπτωση όπου ο φορέας έχει κατασκευαστεί σε περιοχή με τοπική υγρασία κοντά στο 95%, τότε είναι δυνατόν να αποφευχθούν οι παραπάνω μέθοδοι συντήρησης.

Τέλος στην περίπτωση που είναι δύσκολη η πραγματοποίηση των παραπάνω μεθόδων συντήρησης, δύναται να αντικατασταθούν με διαβροχή της επιφάνειας του μανδύα με νερό ανά 2 ώρες για 7 μέρες και ανά 4 ώρες για τις υπόλοιπες 7. Η διαδικασία αυτή οφείλει όμως να ξεκινήσει αμέσως μετά την σκυροδέτηση του μανδύα και χρειάζεται να επιβλέπεται συνεχώς.

## 2.7 Χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών

### 2.7.1 Γενικά

Στη σημερινή εποχή έχει σημειωθεί σημαντική πρόοδος στο τομέα της τεχνολογίας των δομικών υλικών, γεγονός που είχε σαν αποτέλεσμα την ανάπτυξη ποικίλων νέων προϊόντων, που με την πάροδο του χρόνου χρησιμοποιήθηκαν σε αρκετές εφαρμογές της επιστήμης του Πολιτικού Μηχανικού. Μεταξύ των προϊόντων αυτών σημαντική θέση κατέχουν τα σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή (fiber reinforced polymer composites), τα οποία αποτελούνται από ίνες υψηλής αντοχής και υψηλού μέτρου ελαστικότητας (πχ άνθρακα, γυαλιού, αραμιδίου) σε παχύρρευστη σκληρυμένη μήτρα ρητινών. Οι ίνες και η μήτρα διατηρούν τις φυσικές και χημικές τους ιδιότητες ως μεμονωμένα στοιχεία και ταυτόχρονα παράγουν ένα συνδυασμό ιδιοτήτων που δεν είναι δυνατόν να επιτευχθεί από κανένα συστατικό στοιχείο όταν δρα μόνο του.

Τα τελευταία χρόνια, με την πρόοδο των πειραμάτων έχει εξελιχτεί η τεχνολογία τους σχετικά με τις ιδιότητες τους, την παραγωγή τους και τη διάρκεια ζωής τους. Έτσι, έχει εδραιωθεί σταδιακά η εφαρμογή τους σε τεχνικά έργα, με αποτέλεσμα την αύξηση της παραγωγής και τη μείωση του κόστους. Πλέον το ¼ της παραγωγής των συνθετικών υλικών χρησιμοποιείται σε έργα Πολιτικού Μηχανικού. (Σπυράκος, 2004)

Γενικά ορισμένες εφαρμογές των ινοπλισμένων πολυμερών είναι οι ακόλουθες:

- Αύξηση της αντοχής σε τέμνουσα. Η επιπλέον τέμνουσα παραλαμβάνεται από τα επικολλητά φύλλα ινοπλισμένου πολυμερούς.
- Αύξηση αντοχής σε κάμψη.
- Ενίσχυση υποστυλωμάτων και αύξηση της πλαστιμότητας. Η αύξηση της πλαστιμότητας επιτυγχάνεται μέσω της τριαξονικής θλίψης που

αναπτύσσεται με την περίσφιξη. Έτσι κατά αυτό τον τρόπο αυξάνεται η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος.

- Έλεγχος ρηγματώσεως και συρραφή ρωγμών.

Συνοψίζοντας λοιπόν, προκύπτει το συμπέρασμα ότι με τη χρήση των ινοπλισμένων πολυμερών υλικών βελτιώνεται αισθητά η ικανότητα του φορέα να αναλαμβάνει σεισμικά φορτία και ταυτόχρονα ενισχύεται η φέρουσα ικανότητά του.



Σχήμα 2- 12:Ενίσχυση δομικού μέλους με ελάσματα από σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή (Βαρδακαστάνης, Δομικοί έλεγχοι)

Σε αυτό το σημείο αξίζει να σημειωθεί όμως ότι η χρήση ινοπλισμένων πολυμερών υλικών πρέπει να αποφεύγεται στις περιπτώσεις όπου:

- Τα στοιχεία που επρόκειτο να ενισχυθούν έχουν υποστεί σημαντική διάβρωση στον οπλισμό τους.
- Ο υφιστάμενος οπλισμός δεν εξασφαλίζει την πλάστιμη συμπεριφορά του στοιχείου.

- Τα στοιχεία έχουν υποστεί σημαντική μείωση της αντοχής τους και ταυτόχρονα αγνοείται η κατάσταση υπόστρωσης όπου θα εφαρμοστεί το υλικό.

Προκειμένου να υπάρξει μια καλύτερη αντίληψη μεγεθών σχετικά με τα ινοπλισμένα πολυμερή παρουσιάζονται οι δύο παρακάτω παρατηρήσεις:

- 2 στρώσεις 'κοινού' υφάσματος ινών άνθρακα (πάχους 0,12mm) 'ισοδυναμούν' με σπλισμό διάτμησης S500 Φ8/10.
- 2-3 στρώσεις δίνουν δείκτη πλαστιμότητας  $\mu\theta = \mu\delta > 4-5$  και αποτρέπουν αστοχία σε ματίσεις σε αρκετές συνήθεις περιπτώσεις. (Τριανταφύλλου, 2000)

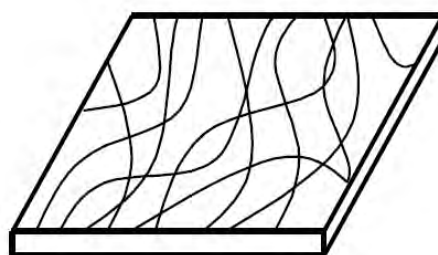
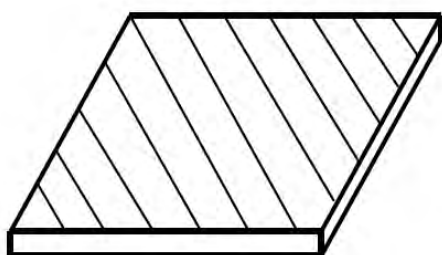
### 2.7.2 Κατηγορίες σύνθετων υλικών

Ανάλογα με τη μορφή του συστατικού ενίσχυσης, τα σύνθετα υλικά κατατάσσονται σε τρεις μεγάλες κατηγορίες:

- Σύνθετα υλικά ινών (fibrous composites) τα οποία μπορεί να αποτελούνται από ίνες εμποτισμένες σε ρητίνη ή και όχι.
- Σύνθετα υλικά στρωμάτων (laminated composites) τα οποία αποτελούνται από επίπεδα διαφόρων υλικών.
- Σύνθετα υλικά σωματιδίων (particulate composites) τα οποία αποτελούνται από σωματίδια διαφόρων υλικών σε ένα σώμα.

Ακόμη σύμφωνα με τον προσανατολισμό των ινών τα σύνθετα υλικά διακρίνονται σε:

- Προσανατολισμένα (directional), των οποίων οι ίνες είναι συνεχείς και έχουν όλες την ίδια διεύθυνση. (Σχήμα 2.11(α))
- Μη προσανατολισμένα (random), των οποίων οι ίνες είναι τυχαία τοποθετημένες στο συνθετικό υλικό. (Σχήμα 2.11(β))



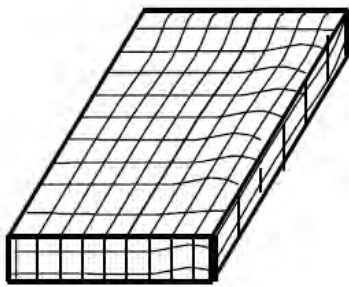
(α) Προσανατολισμένο σύνθετο υλικό. (β) Μη προσανατολισμένο σύνθετο υλικό.

Σχήμα 2- 13:Γενικοί τύποι σύνθετων υλικών (Σπυράκος, 2004)

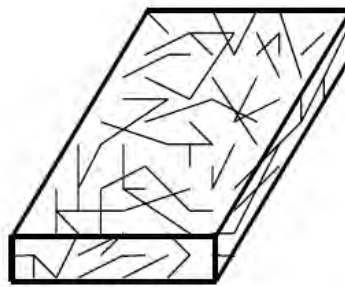
Οι ίνες των συνθετικών υλικών τοποθετούνται με ποικίλους τρόπους ανάλογα με τις ανάγκες της εκάστοτε εφαρμογής. Άρα σύμφωνα με τον τρόπο τοποθέτησης αλλά και το συνδυασμό των ινών στο συνθετικό υλικό, τα συνθετικά υλικά διακρίνονται σε τέσσερις βασικές κατηγορίες, οι οποίες είναι οι εξής:

- Πλεκτών ινών (woven fiber), τα οποία αποτελούν ένα συνεχές σώμα χωρίς επιμέρους στρώματα, οπότε δεν υπάρχει και δυνατότητα αποκόλλησης. Δεδομένου όμως τόσο της κατανομής μεγάλων τάσεων όσο και της χρήσης σε υψηλό ποσοστό ρητίνης, η αντοχή τους είναι μειωμένη σε μεγάλο βαθμό. (Σχήμα 2.12(α))
- Ασυνεχών ινών (chopped fiber), τα οποία αποτελούνται από μικρές ίνες διάσπαρτες μέσα στο συνθετικό υλικό. Οι μηχανικές τους αντοχές είναι αρκετά μικρότερες από τις αντίστοιχες των συνεχών ινών. (Σχήμα 2.12(β))

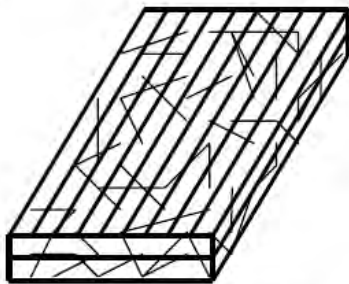
- Υβριδικά (hybrid), τα οποία αποτελούνται είτε από συνεχείς και ασυνεχείς ίνες, είτε από περισσότερους του ενός τύπους ινών (πχ ύαλο και γραφίτη). Βρίσκουν εφαρμογή σε περιπτώσεις όπου το σύνθετο υλικό ινών μόνο του δεν έχει τις απαραίτητες ιδιότητες. (Σχήμα 2.12(γ))
- Συνεχών ινών (continuous fiber), όπου στρώματα συνεχών ινών-ρητίνης τοποθετούνται στην επιθυμητή διεύθυνση και συνδέονται αποτελώντας ένα σώμα. Επίσης παρουσιάζουν μεγάλη αντοχή, γεγονός όμως που δεν καθιστά απίθανη και την αποκόλληση μεταξύ των στρωμάτων. (Σχήμα 2.12(δ))



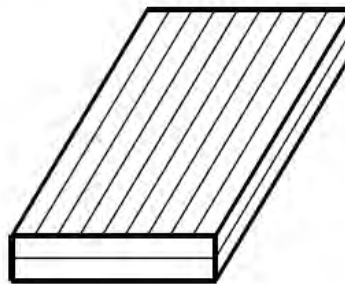
(α) Σύνθετο υλικό πλεκτών ινών.



(β) Σύνθετο υλικό ασυνεχών ινών.



(γ) Υβριδικό σύνθετο υλικό.



(δ) Σύνθετο υλικό συνεχών ινών.

Σχήμα 2- 14:Τύποι σύνθετων υλικών ινών (Σπυράκος, 2004)

Τα σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή που χρησιμοποιούνται κατά κύριο λόγο για την ενίσχυση κατασκευών ανήκουν στην κατηγορία των σύνθετων υλικών συνεχών ινών (directional continuous fibrous composites). Εξαιτίας του συγκεκριμένου προσανατολισμού των ινών το σύνθετο υλικό που προκύπτει συμπεριφέρεται ανισοτροπικά, σε αντιστοιχία με τη συμπεριφορά του οπλισμένου σκυροδέματος. Αυτή η ανισοτροπική συμπεριφορά αποτελεί σπουδαίο πλεονέκτημα καθώς δίνει στο μελετητή τη δυνατότητα να διευθετήσει κατά τέτοιο



τρόπο τις στρώσεις του σύνθετου υλικού έτσι ώστε να ενισχύσει το μέλος στη διεύθυνση που αναπτύσσονται οι υψηλότερες τάσεις.

### 2.7.3 Ιδιότητες σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή

1. Χαμηλό ειδικό βάρος.
2. Υψηλός λόγος αντοχής προς βάρος.
3. Υψηλός λόγος μέτρου ελαστικότητας προς βάρος.
4. Ανθεκτικότητα σε ηλεκτροχημική διάβρωση.
5. Γραμμικότητα στην καμπύλη έντασης-παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία τους.
6. Τα υλικά που συνθέτουν τις μήτρες είναι πλάστιμα, ενώ οι ίνες συμπεριφέρονται ελαστικά. Η συμπεριφορά, όμως, των σύνθετων υλικών καθορίζεται κυρίως από τις ίνες, οι οποίες αποτελούν και τον κύριο φορέα μεταφοράς φορτίου. Έτσι, η θραύση είναι η τυπική μορφή αστοχίας των σύνθετων υλικών όταν αυτά καταπονούνται από οριακή τιμή τάσης. (Τριανταφύλλου, 2000)

### 2.7.4 Υλικά Ινών

Οι τρεις επικρατέστεροι τύποι ινών που χρησιμοποιούνται σε σύνθετα υλικά είναι τα υαλονήματα, τα ανθρακονήματα και οι ίνες πολυαραμίδης.

- **Ίνες Υαλού**

Κατ' αρχάς η παραγωγή τους γίνεται από ύαλο που τήκεται. Ιδιαίτερο χαρακτηριστικό του υάλου αποτελεί το γεγονός ότι δεν παρουσιάζει πλήρως κρυσταλλική δομή αλλά ούτε έχει και ιδιότητες ρευστού. Υπάρχουν έξι διαφορετικοί τύποι υαλονημάτων, όπου δύο εξ αυτών χρησιμοποιούνται

αποκλειστικά για την ενίσχυση μιας κατασκευής. Οι εν λόγω τύποι υαλονημάτων είναι ο ύαλος-S, ο οποίος έχει μεγάλη εφελκυστική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας εν συγκρίσει με τους υπόλοιπους και ο ύαλος-E, ο οποίος αρκετές φορές προτιμάται έναντι του ύαλου-S λόγω του χαμηλού του κόστους.

Πίνακας 2- 1:Ιδιότητες υάλου-S και υάλου-E (Σπυράκος, 2004)

Είδος υαλονήματος	Εφελκυστική αντοχή (MPa)	Μέτρο ελαστικότητας (GPa)	Επιμήκυνση θραύσης (%)	Ποικνότητα (gr/cm <sup>3</sup> )
ύαλος-E	2000 – 3000	70 – 75	3.0 – 4.5	2.54
ύαλος-S	3500 – 4800	85 – 90	4.5 – 5.5	2.48

Οι ίνες υάλου παρότι χαρακτηρίζονται από την ανθεκτικότητά τους στη πλειοψηφία των διαλυτών, αντιδρούν όμως με συγκεκριμένες αλκαλικές ενώσεις και ισχυρά οξέα. Ο ύαλος προσφέρει θερμική και ηλεκτρική μόνωση. Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι ο ύαλος δεν παρουσιάζει ερπυστικές παραμορφώσεις αλλά είναι ευπαθής στη διάβρωση, ιδιότητες που επηρεάζονται όπως και οι παραπάνω που αναφέρθηκαν από τις περιβαλλοντικές συνθήκες καθώς και τη μήτρα που επιλέγεται για τη παραγωγή του σύνθετου υλικού.

- **Ίνες Άνθρακα**

Ο άνθρακας παράγεται από πολυακρυλονιτρίλιο, πίσσα ή ρεγιόν με πυρόλυση σε πολύ υψηλή θερμοκρασία, η οποία συχνά ξεπερνάει και τους 3000° C. Έτσι μέσα από τη διαδικασία της πυρόλυσης απομακρύνονται από το πολυμερές του άνθρακα διάφορες ενώσεις κυανίου και άτομα υδρογόνου. Οι ίνες του άνθρακα χαρακτηρίζονται ως χημικά αδρανείς στη πλειοψηφία των διαφόρων διαλυτών. Επίσης παρουσιάζουν μεγάλη αντοχή

στις υψηλές θερμοκρασίες και ανθεκτικότητα σε κόπωση, ερπυσμό και διάβρωση. Όμως δεδομένου ότι αποτελεί ευγενές μέταλλο, δύναται να προκαλέσει γαλβανική διάβρωση των μετάλλων που έρχεται σε επαφή, για αυτό το λόγο πρέπει να αποφεύγεται η απευθείας επαφή των ανθρακονημάτων με χάλυβα ή αλουμίνιο.

Τέλος οι ίνες του άνθρακα που συναντώνται στο εμπόριο έχουν εφελκυστική αντοχή από 2100 MPa έως 6800 MPa ( η πιο σύνηθες τιμή για ποικίλες εφαρμογές είναι τα 3500 MPa), μέτρο ελαστικότητας που κυμαίνεται από 215 GPa έως 700 GPa και επιμήκυνση θραύσης από 0,2% έως 2,5% (ανάλογα με είδος του νήματος και τη μέθοδο κατασκευής).

- **Ίνες Πολυαραμίδης**

Κύρια εφαρμογή των συγκεκριμένων ινών αποτελεί η προστασία των κατασκευών από κρουστικά φορτία. Σημαντικά χαρακτηριστικά αυτών είναι το γεγονός ότι παρουσιάζουν μεγάλο μέτρο ελαστικότητας και υψηλή πυκνότητα. Η επικρατέστερη τιμή της εφελκυστικής αντοχής αυτών είναι 3800 MPa, το μέτρο ελαστικότητας τους κυμαίνεται από 70 GPa έως 130 GPa, ενώ η επιμήκυνση θραύσης τους είναι από 2,5% έως 5,0%.

Επιπροσθέτως εμφανίζουν μεγάλη ανθεκτικότητα στους διαλύτες και υψηλή αντοχή σε κόπωση και τριβή, ενώ υπό δεδομένη τάση παρουσιάζουν και ερπυστικές παραμορφώσεις. Τέλος λαμβάνοντας υπόψη το γεγονός ότι οι εν λόγω ίνες είναι υδρόφιλες, με αποτέλεσμα να παρατηρείται μερική απώλεια αντοχής, πρέπει να αποφεύγεται η τοποθέτησή τους σε υγρό περιβάλλον.

Τα σπουδαιότερα πλεονεκτήματα της μεθόδου ενίσχυσης με σύνθετα ινοπλισμένα πολυμερή έναντι των παραδοσιακών μεθόδων είναι τα εξής:

- Πολύ καλές ιδιότητες του βάρους προς την αντοχή του.
- Δεν απαιτείται σημαντική προετοιμασία στο εργοτάξιο και η όχληση στους χρήστες είναι αμελητέα.
- Η διαθεσιμότητα του υλικού σε σχετικά απεριόριστο μήκος.

- Ανθεκτικότητα σε διάβρωση.
- Η προετοιμασία των προς ενίσχυση στοιχείων καθώς και η εφαρμογή των ινοπλισμένων πολυμερών σ' αυτά είναι απλή.
- Τα ινοπλισμένα πολυμερή δύναται να εφαρμοστούν και σε στοιχεία όπου δεν υπάρχει επαρκής χώρος γύρω τους.
- Το βάρος τους είναι σχετικά μικρό και δεν χρειάζεται βαρύς ή ειδικός εξοπλισμός.
- Δεν μεταβάλλεται η αρχιτεκτονική του χώρου, καθώς η αύξηση του πάχους των ενισχυμένων στοιχείων είναι πάρα πολύ μικρή.

Από την άλλη μεριά η χρήση των σύνθετων υλικών στα πλαίσια της ενίσχυσης αποτελεί μια καινοτόμα διαδικασία με ελάχιστη πρακτική εφαρμογή όμως μέχρι σήμερα. Έτσι σε περίπτωση επιλογής μεθόδων που απαιτούν τη χρήση των σύνθετων υλικών, ο εκάστοτε μηχανικός οφείλει να γνωρίζει καλά και τα παρακάτω μειονεκτήματα των συγκεκριμένων υλικών.

- Το υψηλό κόστος των υλικών.
- Απαιτούνται περιορισμένα εξειδικευμένα και ειδικά πεπαιδευμένα συνεργεία.
- Χαμηλή αντίσταση σε υψηλές θερμοκρασίες.
- Έλλειψη πλαστιμότητας (όχι ικανότητας παραμόρφωσης).

### **2.7.5 Μήτρες σύνθετων υλικών**

Η μήτρα έχει ως στόχο να συνδέσει τις ίνες μεταξύ τους κατά τέτοιο τρόπο έτσι ώστε να είναι δυνατή η μεταφορά φορτίου μέσα από αυτές. Ως μήτρες για την παραγωγή σύνθετων υλικών συνήθως χρησιμοποιούνται ρητίνες, οι οποίες ταυτόχρονα συνεισφέρουν τόσο στην ανθεκτικότητα όσο και στην ηλεκτρική μόνωση του υλικού. Προκειμένου να αναπτυχθεί μια ισχυρή μηχανική και χημική σύνδεση μεταξύ ινών και ρητίνης, είναι απαραίτητη η ύπαρξη συνάφειας μεταξύ

τους. Οι ρητίνες από τη φύση τους είναι ασθενέστερες από τις ίνες και εμφανίζουν μεγαλύτερη ευαισθησία στους χημικούς διαλύτες, τα οξέα, τις βάσεις και το νερό. Έτσι για την παραγωγή σύνθετων υλικών προκειμένου να ενισχυθούν οι διάφορες κατασκευές χρησιμοποιούνται ρητίνες οι οποίες διακρίνονται στις εξής κατηγορίες:

- **Εποξικές ρητίνες**

Οι εποξικές ρητίνες ως μήτρες για την παραγωγή σύνθετων υλικών αποτελούν την ιδανικότερη περίπτωση ρητινών. Εμφανίζουν μεγάλη αντοχή, ικανοποιητική συγκολλητική ικανότητα, χαμηλή συστολή ξήρανσης, καθώς και ανθεκτικότητα σε κόπωση και χημική διάβρωση. Ακόμη ο συντελεστής εξώδους της συγκεκριμένης κατηγορίας ρητινών είναι συγκριτικά μεγαλύτερος σε σχέση με τις άλλες δύο κατηγορίες, παρουσιάζει υψηλότερο κόστος και απαιτεί μεγαλύτερο χρονικό διάστημα προκειμένου να αναπτύξει πλήρως τις μηχανικές του ιδιότητες.

- **Πολυεστερικές ρητίνες**

Πρόκειται για ακόρεστους πολυεστέρες που παράγονται από την αντίδραση γλυκόλης, είτε με διβασικά οξέα είτε με ανυδρίδες, δηλαδή μέσω μιας εξώθερμης χημικής αντίδρασης. Οι πολυεστέρες παρουσιάζουν μέτρια ανθεκτικότητα στους διαλύτες και τα οξέα, ενώ ταυτόχρονα είναι ευπαθείς στις βάσεις και στο νερό υψηλής θερμοκρασίας. Επίσης χαρακτηρίζονται από μικρότερη ανθεκτικότητα σε κόπωση σε σχέση με τις άλλες δύο κατηγορίες και εμφανίζουν παραμόρφωση θραύσης κοντά στο 1%. Τέλος, δεν ενδείκνυται η χρήση τους σε κατασκευές που κατοικούνται γιατί εκπέμπουν δυσάρεστη οσμή που οφείλεται στη χημική τους σύσταση.

- **Βινυλεστερικές ρητίνες**

Πρόκειται για υβριδικές ρητίνες που παράγονται με αλυσιδωτές αντιδράσεις ενός εποξικού πολυμερούς με ακρυλικές ή μεθακρυλικές

ενώσεις. Οι βινυλεστερικές ρητίνες, ειδικά σε σχέση με τις πολυεστερικές, είναι αρκετά πιο εύκαμπτες, πιο σκληρές, ανθεκτικότερες σε κόπωση και λιγότερο χημικά ενεργές, όμως παρουσιάζουν ακριβώς το ίδιο πρόβλημα δυσσομίας. Από την άλλη μεριά δεν εμφανίζουν τόσο υψηλή αντοχή και ανθεκτικότητα σε κόπωση όπως οι εποξικές ρητίνες. Επίσης η συστολή ξηράνσεως τους είναι γενικά της τάξης του 5με 10%. Τέλος, το κόστος τους στις περισσότερες των περιπτώσεων είναι μεταξύ του κόστους των εποξικών και των πολυεστερικών.

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται συνοπτικά οι σημαντικότερες ιδιότητες των προαναφερθέντων κατηγοριών ρητινών.

Πίνακας 2- 2:Ιδιότητες ρητινών (Σπυράκος, 2004)

Είδος ρητίνης	Εφελκυστική αντοχή (MPa)	Μέτρο ελαστικότητας (GPa)	Επιμήκυνση θραύσης (%)	Πυκνότητα (gr/cm <sup>3</sup> )
Εποξική	55 – 130	2.0 – 4.5	4.0 – 14.0	1.20 – 1.30
Πολυεστερική	35 – 104	2.1 – 4.1	< 5.0	1.10 – 1.46
Βινυλεστερική	73 – 81	3.0 – 3.6	3.5 – 5.5	1.12 – 1.32

### 2.7.5.1 Περιβαλλοντικές συνθήκες

Τα σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών έχουν τέτοια κατασκευαστική αξία έτσι ώστε να είναι ανθεκτικά κάτω από φυσιολογικές συνθήκες περιβάλλοντος σε μακροχρόνιες περιόδους. Συγκεκριμένα, οι προδιαγραφές κάτω από τις οποίες τα σύνθετα υλικά συνυπάρχουν αρμονικά με τις συνθήκες περιβάλλοντος είναι οι ακόλουθες:

- Η θερμοκρασία να κυμαίνεται από -30° C έως 60° C για μεγάλης διάρκειας έκθεση και από 650° C έως 1100° C για μικρής διάρκειας έκθεση σε φωτιά.

- Η υγρασία να χαρακτηρίζεται από πλήρης βύθιση σε γλυκό ή αλμυρό νερό για έκθεση μακράς διάρκειας από 0° C έως 40° C.
- Το pH να κυμαίνεται από 3.0 έως 10.0 για μακρά χρήση
- Η υπεριώδης ακτινοβολία να έχει σχετικό δείκτη ίσο με 10.0 για μακρά έκθεση.
- Οι υδρογονάνθρακες να απορροφώνται σε σημαντικό βαθμό για μακρές χρονικές περιόδους.

### **Επίδραση της θερμοκρασίας του περιβάλλοντος**

Η θερμοκρασία πέρα από την οποία μειώνονται αισθητά τα μηχανικά χαρακτηριστικά αλλά αλλοιώνεται και γενικά η όλη συμπεριφορά του ινοπλισμένου πολυμερούς ονομάζεται θερμοκρασία υαλώδους μετάπτωσης ( $T_g$ ). Ξεπερνώντας λοιπόν αυτή τη θερμοκρασία η ρητίνη γίνεται πιο εύκαμπτη, αλλά ταυτόχρονα μειώνεται η συμμετοχή της και η ικανότητά της να κατανέμει ισομερώς τα φορτία στις ίνες. Αυτό είναι δυνατόν να έχει σαν αποτέλεσμα υπέρβαση της αντοχής, άρα και πιθανή αστοχία. Η συγκεκριμένη διαδικασία είναι εξελικτική και δύναται σε ακραίες περιπτώσεις να επιφέρει απομείωση της φέρουσας ικανότητας του ινοπλισμένου πολυμερούς ακόμα και σε ποσοστό 40%.

Η συμπεριφορά των σύνθετων υλικών σε περίπτωση ύπαρξης πυρκαγιάς είναι η ανάφλεξη αυτών καθώς δεν αντέχουν τις αρκετά υψηλές θερμοκρασίες που αναπτύσσονται. Για το λόγο αυτό ορθή είναι η ύπαρξη ειδικών μέτρων πυροπροστασίας όπως είναι το επίχρισμα (40-50 mm), η επάλειψη με ειδική ρητίνη ή η επένδυση με γυψοσανίδα. Το επίχρισμα έχει τη δυνατότητα να προστατέψει τα υλικά και κυρίως τη ρητίνη από τις υψηλές θερμοκρασίες, αλλά και από τη γήρανση λόγω της υπεριώδους ακτινοβολίας.

### **Συμπεριφορά στο νερό**

Η επίδραση του νερού στα σύνθετα υλικά είναι μικρής σημασίας και ταυτόχρονα απαιτείται αρκετό χρονικό διάστημα προκειμένου να εκδηλωθεί. Βέβαια, ο χρόνος αυτός εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό και από τη θερμοκρασία του

νερού, καθώς οι υψηλές θερμοκρασίες σε αυτό επιφέρουν ταχύτερα δυσμενέστερες επιπτώσεις από τη διείδυση υγρασίας. Όμως παρόλα αυτά με χρήση της κατάλληλης ρητίνης, τα ινοπλισμένα πολυμερή ανθρακονημάτων είναι σε θέση να ενισχύσουν στοιχεία που βρίσκονται ακόμα και μέσα στο νερό. Αυτοί οι τύποι σύνθετων υλικών χρησιμοποιούνται σε αρκετές περιπτώσεις και για στεγανωτική μόνωση στοιχείων.

### **Υπεριώδης ακτινοβολία (UV)**

Η υπεριώδης ακτινοβολία έχει αρνητικές επιπτώσεις στα σύνθετα υλικά, με την σημαντικότερη εξ αυτών να είναι η μείωση της αντοχής τους. Επίσης άλλες πιθανές επιπτώσεις είναι η χρωματική αλλοίωση, καθώς και η δημιουργία μικρορηγματώσεων. Επομένως για τη προστασία των σύνθετων υλικών απαιτείται η χρήση επιχρισμάτων ή ειδικών βαφών.

### **Γαλβανική διάβρωση**

Η γαλβανική διάβρωση προκαλείται από την επαφή ινών άνθρακα με το χάλυβα. Το πρόβλημα αυτό δεν υφίσταται όταν χρησιμοποιούνται ίνες υάλου ή πολυαραμίδης με τα συνθετικά υλικά.

### **Ερπυσμός**

Ο βαθμός ερπυσμού εξαρτάται, κυρίως, από το υλικό των ινών και από τον προσανατολισμό τους σε σχέση με την εφαρμοζόμενη ένταση. Τα σύνθετα υλικά που είναι πιο επιρρεπείς στο φαινόμενο του ερπυσμού είναι οι ίνες πολυαραμίδης και οι ρητίνες, ενώ αντίθετα τα ανθρακονήματα και τα υαλονήματα έχουν ελαστική συμπεριφορά. Τέλος ο ερπυσμός των σύνθετων υλικών στα πλαίσια της ενίσχυσης των κατασκευών δεν μελετάται σε σημαντικό βαθμό, καθώς τα σύνθετα υλικά αναπτύσσουν τάσεις μόνο για τα πρόσθετα φορτία.



### **Θραύση και διάβρωση λόγω έντασης**

Στην πλειοψηφία των ινοπλισμένων πολυμερών παρατηρείται το φαινόμενο της θραύσης λόγω έντασης υπό διατηρούμενη φόρτιση. Η διάβρωση λόγω έντασης πραγματοποιείται όταν η ατμόσφαιρα που περιβάλλει το σύνθετο υλικό περιέχει διαβρωτικά στοιχεία, τα οποία σε συνδυασμό με μια δράση διατηρούμενης φόρτισης προκαλούν αστοχία. Οι παράγοντες που επηρεάζουν και τα δύο φαινόμενα είναι ο χρόνος έκθεσης, το επίπεδο της έντασης, ο περιβάλλοντας χώρος, η μήτρα και οι ίνες του υλικού.

### **Κόπωση**

Μεγαλύτερη αντοχή στο φαινόμενο της κόπωσης εμφανίζουν κατά κύριο λόγο τα ανθρακονήματα, στη συνέχεια οι ίνες πολυαραμίδης και τέλος τα υαλονήματα. Έχοντας το ίδιο κριτήριο αντοχής σε κόπωση, κατατάσσονται ανάλογα και οι κατηγορίες ρητινών με την ακόλουθη σειρά. Ισχυρότερη αντοχή παρουσιάζουν οι εποξικές ρητίνες, εν συνεχεία είναι οι πολυεστερικές και τέλος οι βινυλεστερικές. Προκειμένου όμως τα υλικά να αναπτύσσουν στο έπακρο τις αντοχές τους θα πρέπει η συχνότητα της επαναλαμβανόμενης φόρτισης να μην ξεπερνά τα 10 Hz, έτσι ώστε να αποφεύγεται η παραγωγή θερμότητας στο πολυμερές.

### **Κρούση**

Σχετικά με τις επιπτώσεις της κρούσης στα σύνθετα υλικά, την καλύτερη συμπεριφορά παρουσιάζουν κατά σειρά τα σύνθετα υλικά με ίνες πολυαραμίδης (είναι χαρακτηριστικό ότι χρησιμοποιούνται και για την παραγωγή αλεξίσφαιρων γιλέκων), ακολουθούν αυτά με ίνες υάλου και τέλος αυτά με ίνες άνθρακα.

## 2.7.6 Διαδικασία εφαρμογής σύνθετων υλικών

Η διαδικασία εφαρμογής των σύνθετων υλικών στα πλαίσια της ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών αποτελείται από δύο βασικά στάδια. Το πρώτο είναι η προετοιμασία της επιφάνειας του προς ενίσχυση στοιχείου και το δεύτερο είναι η επικόλληση των στρώσεων του σύνθετου υλικού.

Αξίζει να σημειωθεί η καθοριστικότητα της ορθής εφαρμογής του πρώτου σταδίου, έτσι ώστε να επιτευχθεί η επιδιωκόμενη συμπεριφορά του ενισχυμένου στοιχείου και κατά συνέπεια να υπάρξει αρμονική συνεργασία μεταξύ παλαιού και νέου υλικού.

Βασική προϋπόθεση για την επιθυμητή λειτουργία του ενισχυμένου μέλους είναι να υπάρχει σύμφυση και επαφή μεταξύ των επιφανειών του παλαιού και του νέου υλικού. Ο όρος σύμφυση αναφέρεται στις εφελκυστικές μοριακές δυνάμεις που δρουν κατά μήκος της διεπιφάνειας μεταξύ των δύο υλικών.

Προκειμένου να επιτευχθεί ορθή σύνδεση μεταξύ των σύνθετων υλικών και της προς ενίσχυση επιφάνειας απαιτούνται διάφορες συγκολλητικές ουσίες, όπως είναι οι εποξικές κόλλες, οι πολυεστερικές και άλλες. Οι συγκολλητικές ουσίες δρουν έτσι ώστε να εξασφαλίζουν τη σύνδεση και την κοινή λειτουργία του σύνθετου υλικού με το σκυρόδεμα. Οι σημαντικότερες προϋποθέσεις που οφείλουν να πληρούν οι συγκολλητικές ουσίες είναι οι παρακάτω:

- Θερμοκρασία υαλώδους μετάπτωσης  $T_g \geq 45^\circ \text{C}$ .
- Επάρκεια αντοχής σε ερπυσμό και υγρασία.
- Ελάχιστη διατμητική αντοχή στους  $20^\circ \text{C}$  ίση με  $18 \text{Mpa}$ .
- Ικανότητα πλήρωσης κενών και εφαρμογή σε κατακόρυφες και ανεστραμμένες επιφάνειες.
- Ανθεκτικότητα στην αλκαλική φύση του σκυροδέματος.

Τέλος, προκειμένου να επιτευχθεί η προσδοκώμενη σύμφυση, θα πρέπει να υπάρχει άμεση επαφή της συγκολλητικής ουσίας και των δύο επιφανειών, καθώς και απουσία αδύναμων και ενανθρακωμένων στρώσεων ή σκόνης από την επιφάνεια του σκυροδέματος. (Σπυράκος, 2004)

### **Προετοιμασία επιφάνειας σκυροδέματος**

Σκοπός της προετοιμασίας της επιφάνειας του σκυροδέματος είναι η απομάκρυνση τυχόν αδύναμων ή ενανθρακωμένων στρώσεων, καθώς και η εξομάλυνσή της, έτσι ώστε να επιτευχθεί η καλύτερη δυνατή συγκόλληση των στρώσεων του σύνθετου υλικού σε αυτή.

Η συγκεκριμένη διαδικασία έχει μεγαλύτερη σημασία για την αντοχή στη σύνδεση βραχυχρόνια από ότι μακροχρόνια, γεγονός που επηρεάζει άμεσα τη συμπεριφορά του ενισχυμένου στοιχείου με τη πάροδο του χρόνου. Επίσης υψίστης σημασίας ενέργεια για την ορθή προετοιμασία του σκυροδέματος, αποτελεί η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου προετοιμασίας, η οποία σχετίζεται τόσο με τον προσανατολισμό της επιφάνειας του σκυροδέματος αλλά και με το κόστος, τη κλίμακα και τη τοποθεσία του έργου και άλλα.

Λαμβάνοντας λοιπόν όλα τα παραπάνω υπόψη για την ορθή προετοιμασία του σκυροδέματος, επιτυγχάνεται η δημιουργία μιας στρώσης σχετικά ομοιόμορφου πάχους και ταυτόχρονα γίνεται μέγιστη η ικανότητα μεταφοράς διατμητικής τάσης. Συνοπτικά η εν λόγω διαδικασία προετοιμασίας σκυροδέματος περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

- Απομάκρυνση σκυροδέματος που δεν πληροί της προδιαγραφές και αντικατάσταση του με υλικά καλύτερης ποιότητας.
- Απομάκρυνση του σκυροδέματος που έχει υψηλή περιεκτικότητα σε τσιμέντο μέσω της μεθόδου της αμμοβολής.
- Απομάκρυνση σκόνης ή θραυσμάτων μέσω πεπιεσμένου αέρα.

Τέλος το χρονικό διάστημα που μεσολαβεί μεταξύ της προετοιμασίας της επιφάνειας και της επικόλλησης των στρώσεων του σύνθετου υλικού, καλό είναι να είναι όσον το δυνατόν μικρότερο, έτσι ώστε να μην δημιουργηθεί πάλι ενανθράκωση του σκυροδέματος.

### **Τυπική τεχνική τοποθέτησης**

Η τυπική διαδικασία εφαρμογής των σύνθετων υλικών συνήθως συνιστάται από τους ίδιους τους προμηθευτές και είναι η παρακάτω (Βασιλόπουλος Κ.- Ταγματάρχης Α., «Επισκευές Κατασκευών», Μάρτιος 2002):

- Απομακρύνεται η επιδερμική στρώση σκυροδέματος στην επιφάνεια που θα γίνει η επικόλληση, έτσι ώστε να αποκαλυφθούν τα αδρανή σε βάθος περίπου 5 mm, με ειδικό εξοπλισμό.
- Εφόσον το συνθετικό υλικό καλύπτει και τις γωνίες του στοιχείου σκυροδέματος, αυτές εξομαλύνονται και λειαίνονται για να αποκτήσουν καμπυλότητα με ακτίνα 30 mm.
- Η επιφάνεια σκυροδέματος καθαρίζεται καλά, διαβρέχεται με νερό υπό πίεση και μετά στεγνώνεται. Η τελική υγρασία της επιφάνειας του σκυροδέματος δεν πρέπει να είναι περισσότερο από 4%.
- Η επιφάνεια του σκυροδέματος εμποτίζεται με αραιό διάλυμα εποξειδικής ρητίνης εάν κριθεί ότι είναι ιδιαίτερα πορώδης ή υπάρχουν μικρορηγματώσεις. Στη συνέχεια η επιφάνεια επαλείφεται με παχύρρευστο συγκολλητικό υλικό που συνήθως είναι εποξειδικός στόκος.
- Μετά την σκλήρυνση του συγκολλητικού υλικού, η επιφάνεια λειαίνεται με επιμέλεια έτσι ώστε να μην υπάρχει ανωμαλία σε ύψος μεγαλύτερο από 1 mm.
- Η επιφάνεια αναμονής επαλείφεται με εποξειδική ρητίνη πάχους 1-2 mm με κατάλληλο ιξώδες που διευκολύνει την τοποθέτηση του φύλλου. Η κόλλα τοποθετείται με μεγαλύτερο πάχος που είναι της τάξης των 10 mm, στην κεντρική περιοχή επαφής, έτσι ώστε κατά την τοποθέτηση του φύλλου η κόλλα να προχωράει προς τα έξω όταν συμπιεστεί.

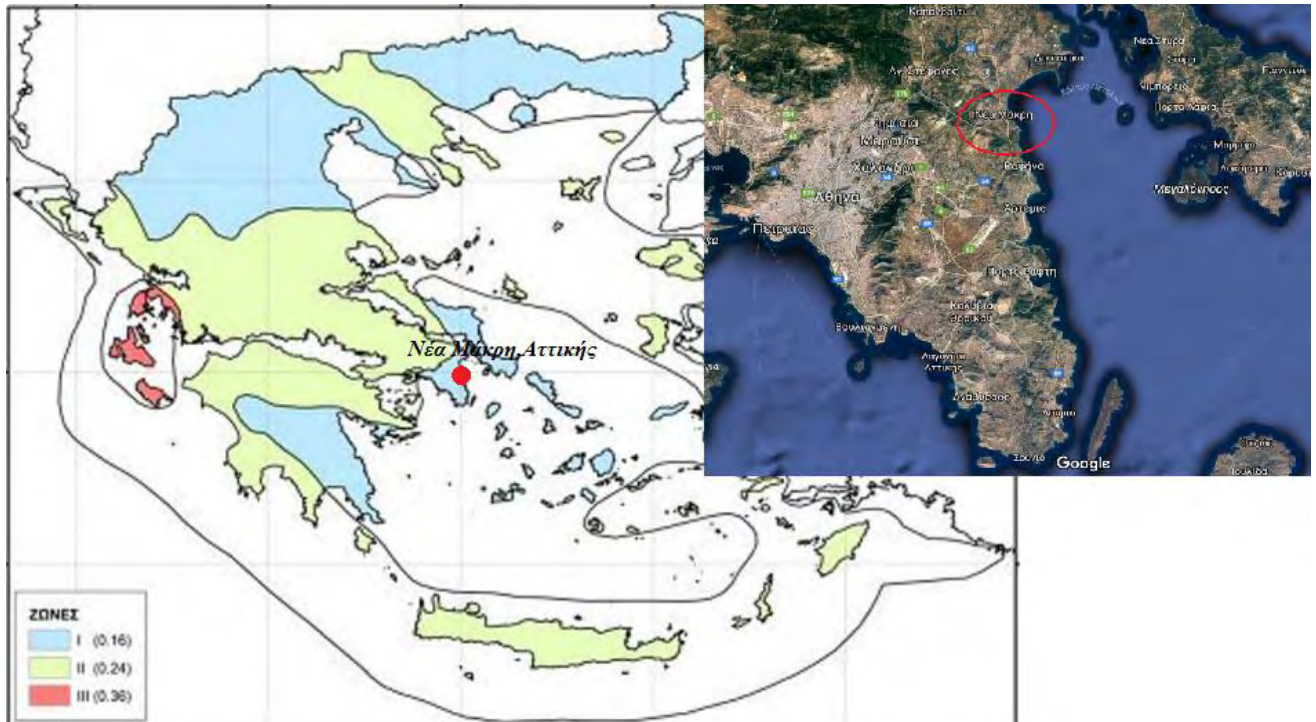
- Το φύλλο του σύνθετου υλικού τοποθετείται στην επιφάνεια αναμονής εφαρμόζοντας ομοιόμορφη πίεση, με τρόπο τέτοιο ώστε να μην εγκλωβιστεί αέρας.
- Μετά από το πέρασμα μισής έως μιας ώρας αφαιρείται το προστατευτικό κάλυμμα του φύλλου και οι ίνες απαλείφονται με μια δεύτερη στρώση της ίδιας ρητίνης.
- Αν προβλέπεται η τοποθέτηση περισσότερων φύλλων, η διαδικασία επαναλαμβάνεται.
- Τελικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένα πεταχτό τσιμεντοκονίαμα για προστασία των φύλλων από υψηλές θερμοκρασίες και περιβαλλοντικές προσβολές.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

### ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

#### 3.1 Γενικά

Πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια διπλωματικής εργασίας για το τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας μελέτη για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και την ενίσχυση ενός υφιστάμενου κτιρίου μέσω του στατικού προγράμματος Next 2016. Το εν λόγω κτίριο βρίσκεται στην τοποθεσία Νέα Μάκρη της ευρύτερης περιφέρειας Αττικής η οποία συγκαταλέγεται στη Ζώνη Ι σεισμικής επικινδυνότητας με συντελεστή  $\alpha = 0,16g$  κατά ΕΑΚ2000. Πρόκειται για τουριστικό συγκρότημα Bungalous με έτος ανοικοδόμησης το 1977, το οποίο δεν εμφανίζει τη παρούσα χρονική στιγμή εμφανείς βλάβες αλλά κρίνεται αναγκαία η διαδικασία αποτίμησης και ενδεχόμενης ενίσχυσης ,με στόχο την βελτίωση της σεισμικής του συμπεριφοράς έναντι μελλοντικών σεισμών. Παρακάτω παρατίθεται ο νέος χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας, όπως αυτός αναθεωρήθηκε το 2004, εστιάζοντας στην περιοχή μελέτης Νέα Μάκρη Αττικής.



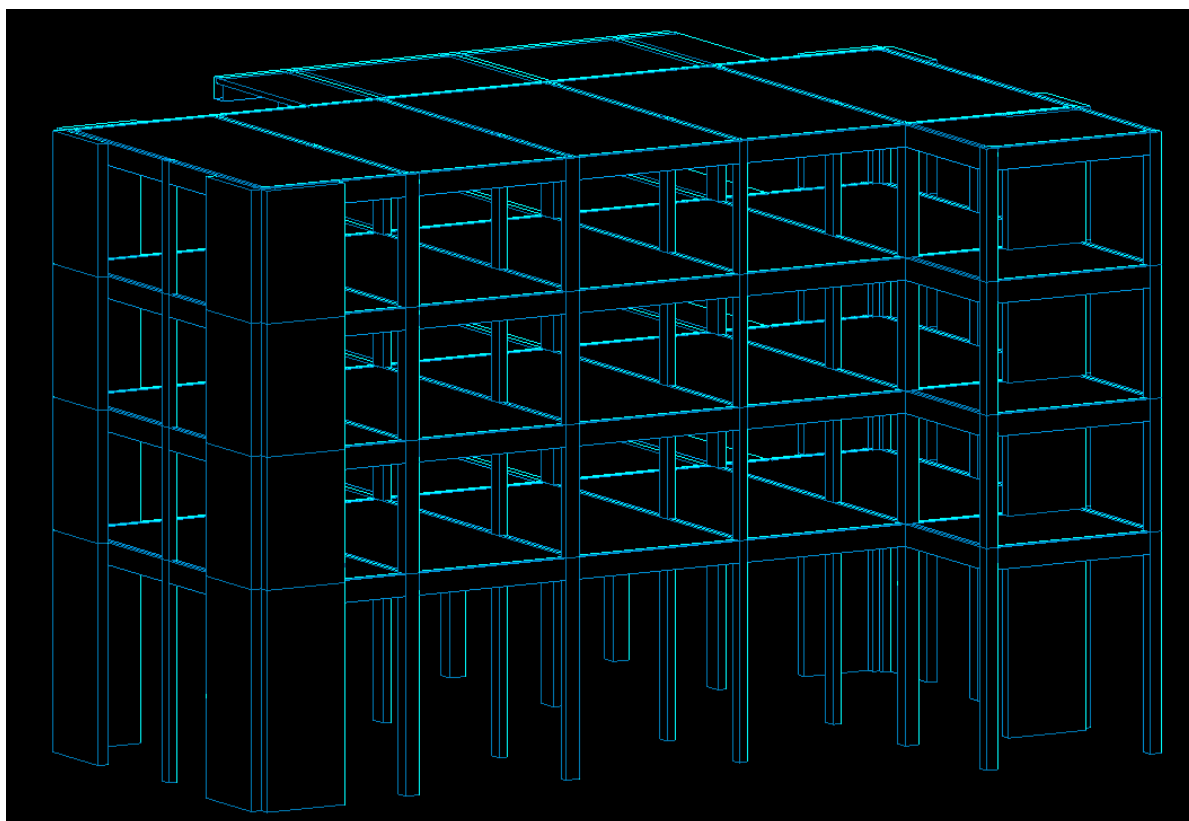
Σχήμα 3- 1:Αναθεωρημένος χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας

### 3.2 Προσομοίωση της κατασκευής

Καταρχήν πρόκειται για μια τριώροφη κατασκευή, χωρίς την ύπαρξη υπογείου όπου ο κάθε όροφος έχει έκταση  $248\text{m}^2$ . Ο φέρων οργανισμός του έργου είναι από σπλισμένο σκυρόδεμα και ο οργανισμός πλήρωσης από οπτοπλινθοδομές. Αξίζει να σημειωθεί ότι το κτίριο παρουσιάζει:

- Κανονικότητα σε κάτοψη.
- Μη κανονικότητα καθ' ύψος εξαιτίας της μεταβολής του ύψους ισογείου σε σχέση με τους τρεις ορόφους καθώς  $H_{\text{ισογ}} = 5\text{m}$  και  $H_{\text{Α}'} = H_{\text{Β}'} = H_{\text{Γ}'} = 3\text{m}$ . Επίσης λόγω αυξημένου ύψους του ισογείου θα μπορούσε να θεωρηθεί ως "μαλακός" όροφος.

Το τρισδιάστατο προσομοίωμα του εν λόγω φορέα απεικονίζεται παρακάτω στο Σχήμα 3-2:



Σχήμα 3- 2:Τρισδιάστατο προσομοίωμα της υπό μελέτη κατασκευής

### 3.2.1 Περιγραφή της διαδικασίας

Προκειμένου ένα κτίριο να αξιολογηθεί ότι χρήζει ενίσχυσης, αρχικά πρέπει να πραγματοποιηθεί αποτίμηση της φέρουσας ικανότητάς του. Έτσι λαμβάνοντας και ταυτόχρονα μελετώντας αυτά τα αποτελέσματα, ο εκάστοτε μηχανικός καταλήγει σε διάφορες μορφές επεμβάσεων αν αυτές απαιτούνται φυσικά. Συνοπτικά, η συνολική μελέτη περιλαμβάνει με αλληλουχία την ακόλουθη σειρά ενεργειών:

- Εισαγωγή προσομοιώματος της κατασκευής στο στατικό πρόγραμμα Next 2016. Αρχικά δημιουργήθηκε ο κατάλληλος κάναβος έτσι ώστε να τοποθετηθούν ορθά στις προβλεπόμενες συντεταγμένες και με σωστή



γεωμετρία τα υποστυλώματα ,οι δοκοί και τέλος οι πλάκες για κάθε στάθμη θεμελίωσης. Να σημειωθεί ότι ο φορέας πακτώνεται στη βάση του, έτσι ώστε να παρουσιάζει σωστή συμπεριφορά έναντι σεισμού.

- Εισαγωγή των υφιστάμενων οπλισμών στο μοντέλο, που προέκυψαν σύμφωνα με τον ισχύοντα κανονισμό της περιόδου κατασκευής και αναγράφονται στον εκάστοτε ξυλότυπο της μελέτης.
- Προσδιορισμός της στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.)
- Καθορισμός της μέσης αντοχής σκυροδέματος ( $f_{cm}$ ), της μέσης αντοχής χάλυβα διαμήκους οπλισμού ( $f_{ym}$ ) και της μέσης αντοχής χάλυβα συνδετήρων ( $f_{yw}$ ).
- Καθορισμός της στάθμης επιτελεστικότητας βάση της οποίας θα πραγματοποιηθεί ο έλεγχος επάρκειας έναντι σεισμού, καθώς και της σεισμικής απαίτησης που αντιστοιχεί σ' αυτήν.
- Επίλυση φορέα βάσει Ε.Α.Κ.-2000 (σεισμός κατά  $\chi, \gamma$  διεύθυνση) με ιδιομορφική ανάλυση. Προσδιορισμός μέγιστων μετατοπίσεων κατά  $\chi, \gamma$  διεύθυνση ανά διάφραγμα, υπολογισμός δείκτη σχετικής μεταθετότητας  $\theta$ . Αρχική εκτίμηση κατάστασης υφιστάμενου κτιρίου (Προκαταρκτική μελέτη).
- Επίλυση βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ (σεισμός κατά  $\chi, \gamma$  διεύθυνση) με ιδιομορφική ανάλυση. Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης, καμπύλη αντίστασης(F-d) και υπολογισμός συντελεστών επάρκειας κάθε μέλους για την εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας.
- Αξιολόγηση των αποτελεσμάτων.
- Επιλογή συγκεκριμένου μεθόδου επέμβασης στο κτίριο συνολικά ή μεμονωμένα σε στοιχεία αν απαιτείται.
- Επανάληψη της διαδικασίας αποτίμησης τόσο για τα υφιστάμενα όσο και για τα ενισχυόμενα μέλη του φορέα και πραγματοποίηση του απαραίτητου ελέγχου επάρκειας αυτών.

### 3.2.2 Δημιουργία προσομοιώματος κατασκευής στο περιβάλλον του Next 2016

Έχοντας λοιπόν τοποθετήσει όλα τα απαραίτητα δομικά στοιχεία της κατασκευής (υποστυλώματα, δοκοί, πλάκες) με τη σωστή γεωμετρία και στην ορθή θέση, δημιουργήθηκε το κατάλληλο μοντέλο επίλυσης το οποίο απεικονίζεται στο Σχήμα 3-3. Επόμενο βήμα αποτέλεσε ο καθορισμός σε αυτό σημαντικών παραγόντων όπως είναι τα επιβαλλόμενα φορτία (μόνιμα και κινητά), τα υλικά κατασκευής, τα σεισμικά χαρακτηριστικά του κτιρίου αλλά και τα χαρακτηριστικά του εδάφους.



Σχήμα 3- 3:Μοντέλο επίλυσης φορέα

**Παραδοχή:** Στη στάθμη θεμελίωσης (5) θεωρείται ότι έχουμε πλήρη πάκτωση του φορέα

### **Μόνιμα Φορτία**

- Ίδιο Βάρος

Το ίδιο βάρος της κατασκευής υπολογίζεται άμεσα από το πρόγραμμα σύμφωνα με τις γεωμετρικές διαστάσεις των εκάστοτε δομικών στοιχείων αλλά και το αντίστοιχο ειδικό τους βάρος. Συγκεκριμένα για το οπλισμένο σκυρόδεμα θεωρήθηκε τιμή για το ειδικό του βάρος ίση με  $25.0 \text{ KN/m}^3$ .

- Μπατική Οπτοπλινθοδομή

Το φορτίο της μπατικής οπτοπλινθοδομής ασκείται στα περιμετρικά δοκάρια και είναι  $3.60 \text{ KN/m}^2$ .

- Δρομική Οπτοπλινθοδομή

Το φορτίο της δρομικής οπτοπλινθοδομής ασκείται στα ενδιάμεσα δοκάρια και είναι ίσο με  $1.8 \text{ KN/m}^2$ .

- Επικάλυψη Δαπέδων

Το φορτίο αυτό ασκείται ομοιόμορφα κατανεμημένα στις πλάκες των δαπέδων και ισούται με  $1.2 \text{ KN/m}^2$ .

### **Κινητά Φορτία**

- Πλάκες Τουριστικού Συγκροτήματος

Οι πλάκες φορτίζονται με  $2.0 \text{ KN/m}^2$ .

- Πρόβολοι

Οι πρόβολοι φορτίζονται με  $5.0 \text{ KN/m}^2$ .

### **Υλικά Κατασκευής**

Για την ανοικοδόμηση λοιπόν του συγκεκριμένου τουριστικού συγκροτήματος λήφθηκαν οι παρακάτω παραδοχές όπως αυτές αναγράφονται και στο ξυλότυπο οροφής ισογείου.

- Σκυρόδεμα ποιότητας B225 (Ισοδύναμη ποιότητα:C16/20).
- Χάλυβας διαμήκους οπλισμού St III (Ισοδύναμη ποιότητα:S400).
- Χάλυβας εγκάρσιου οπλισμού/συνδετήρων St I (Ισοδύναμη ποιότητα:S220).

### **Σεισμικά Χαρακτηριστικά**

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω πρόκειται για μια ξενοδοχειακή μονάδα τύπου Bungalows, η οποία ανήκει στη Ζώνη Ι σεισμικής επικινδυνότητας με συντελεστή  $\alpha = 0,16g$ . Επίσης συγκαταλέγεται στη κατηγορία σπουδαιότητας II, δηλαδή στα Συνήθη κτίρια. Επίσης θεωρήθηκε κατηγορία εδάφους B κατά ΕΑΚ 2000.

### **Χαρακτηριστικά Εδάφους**

Η επιτρεπόμενη τάση εδάφους είναι  $\sigma_{\text{επ}} = 150.00 \text{ KN/m}^2$ .

## **3.2.2.1 Γενικές πληροφορίες για τα δομικά στοιχεία**

### **Υποστυλώματα**

Ο φορέας αποτελείται από διάφορων διαστάσεων υποστυλώματα όπως 20/35, 20/45, 20/50 αλλά και αρκετών γωνιακών υποστυλωμάτων διαστάσεων 35/35/20. Έτσι στο πρόγραμμα Next 2016 δόθηκε η σωστή γεωμετρία αυτών και η ορθή τοποθέτησή τους βάσει του ξυλότυπου.

### **Δοκοί**

Ο ξυλότυπος αποτελείται στη πλειοψηφία του από δοκούς διαστάσεων 20/50, όπως αυτές προσομοιώθηκαν και στο πρόγραμμα αφού πρώτα είχε ορισθεί η γεωμετρία τους σ' αυτό.

### **Πλάκες**

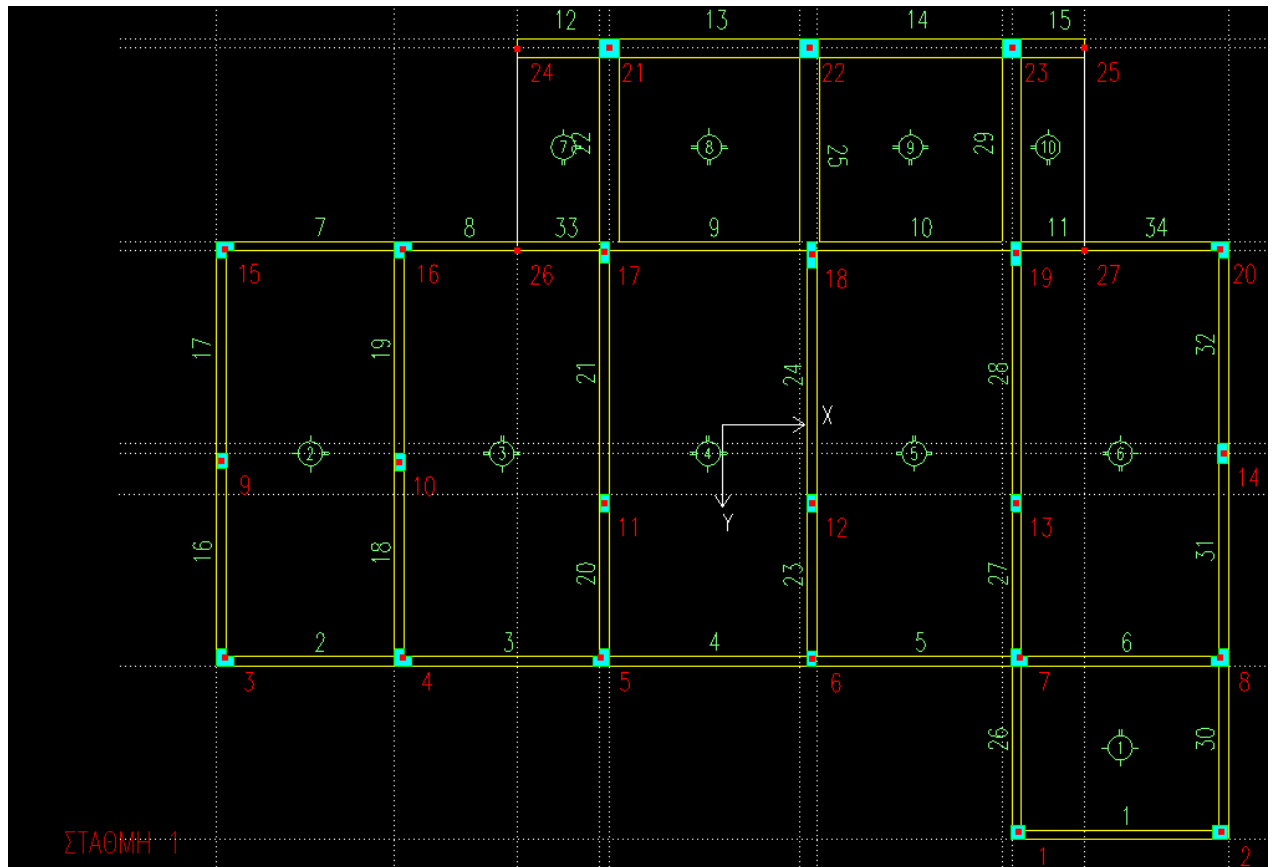
Το πάχος των πλακών παρουσιάζει κατά κύριο λόγο ομοιογένεια σε όλο τον ξυλότυπο ορόφου και ισούται με 12 cm. Εισάγονται στο Next 2016 οι γεωμετρικές διαστάσεις και το πού εδράζεται η κάθε πλάκα.

### **3.2.3 Περιγραφή κατασκευής**

Στο σημείο αυτό εφόσον έχουν ήδη καθορισθεί οι γεωμετρικές διαστάσεις των δομικών στοιχείων αλλά και η θέση στην οποία εδράζονται, επόμενο ήταν να τοποθετηθεί και ο υφιστάμενος οπλισμός σ' αυτά. Έτσι λοιπόν παρακάτω παρουσιάζονται οι ξυλότυποι των διαφόρων σταθμών όπως αυτοί φαίνονται στο στατικό πρόγραμμα Next 2016.

### Στάθμη 1 (3<sup>ος</sup> όροφος)

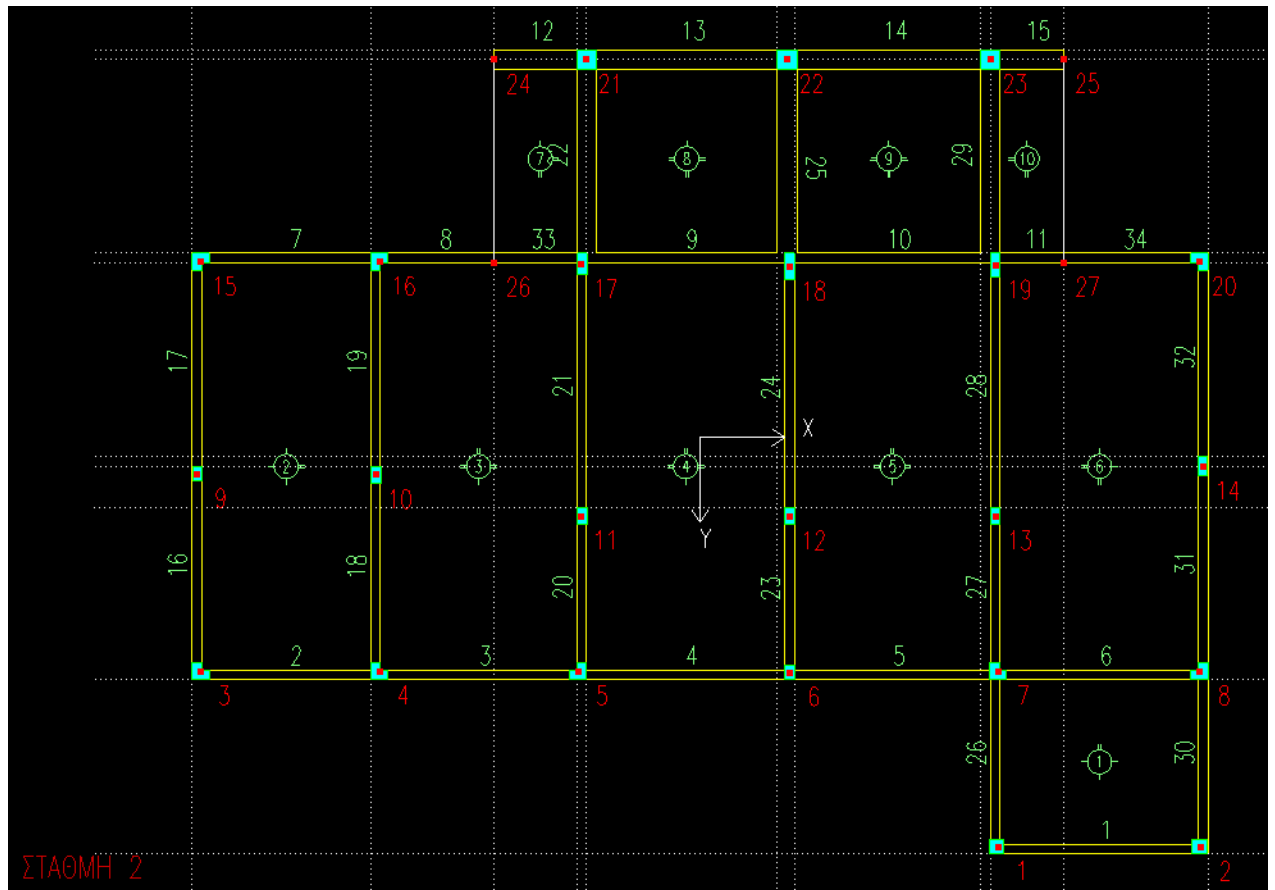
Η 1<sup>η</sup> στάθμη βρίσκεται σε υψόμετρο 14m από τη στάθμη του εδάφους και απεικονίζεται στο Σχήμα 3-4.



Σχήμα 3- 4: Ξυλότυπος 1<sup>ης</sup> Στάθμης (3<sup>ος</sup> όροφος)

## Στάθμη 2 (2<sup>ος</sup> όροφος)

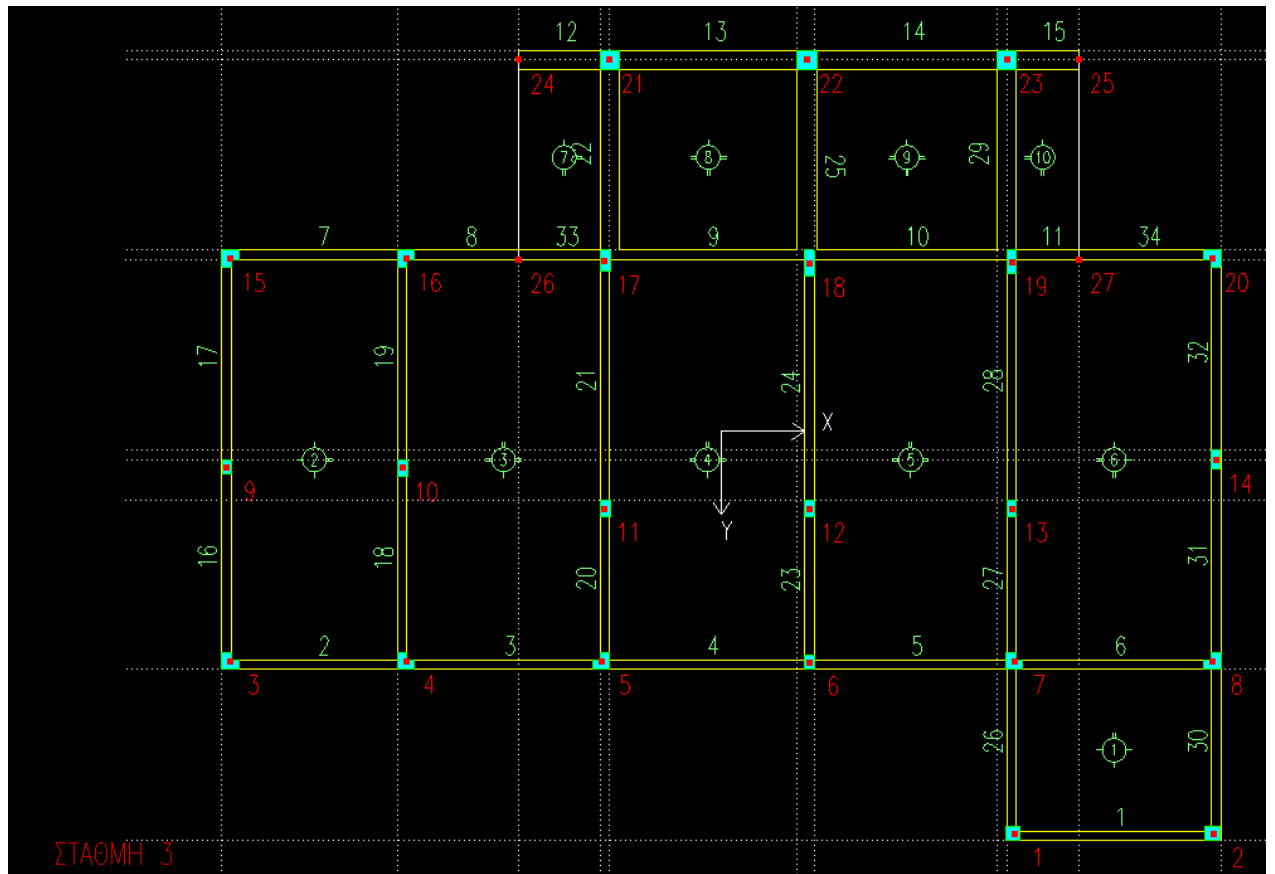
Η 2<sup>η</sup> στάθμη βρίσκεται σε υψόμετρο 11m από τη στάθμη του εδάφους και απεικονίζεται στο Σχήμα 3-5.



Σχήμα 3- 5:Ξυλότυπος 2<sup>ης</sup> Στάθμης (2<sup>ος</sup> όροφος)

### Στάθμη 3 (1<sup>ος</sup> όροφος)

Η 3<sup>η</sup> στάθμη βρίσκεται σε υψόμετρο 8.0 m από τη στάθμη του εδάφους και απεικονίζεται στο Σχήμα 3-6.

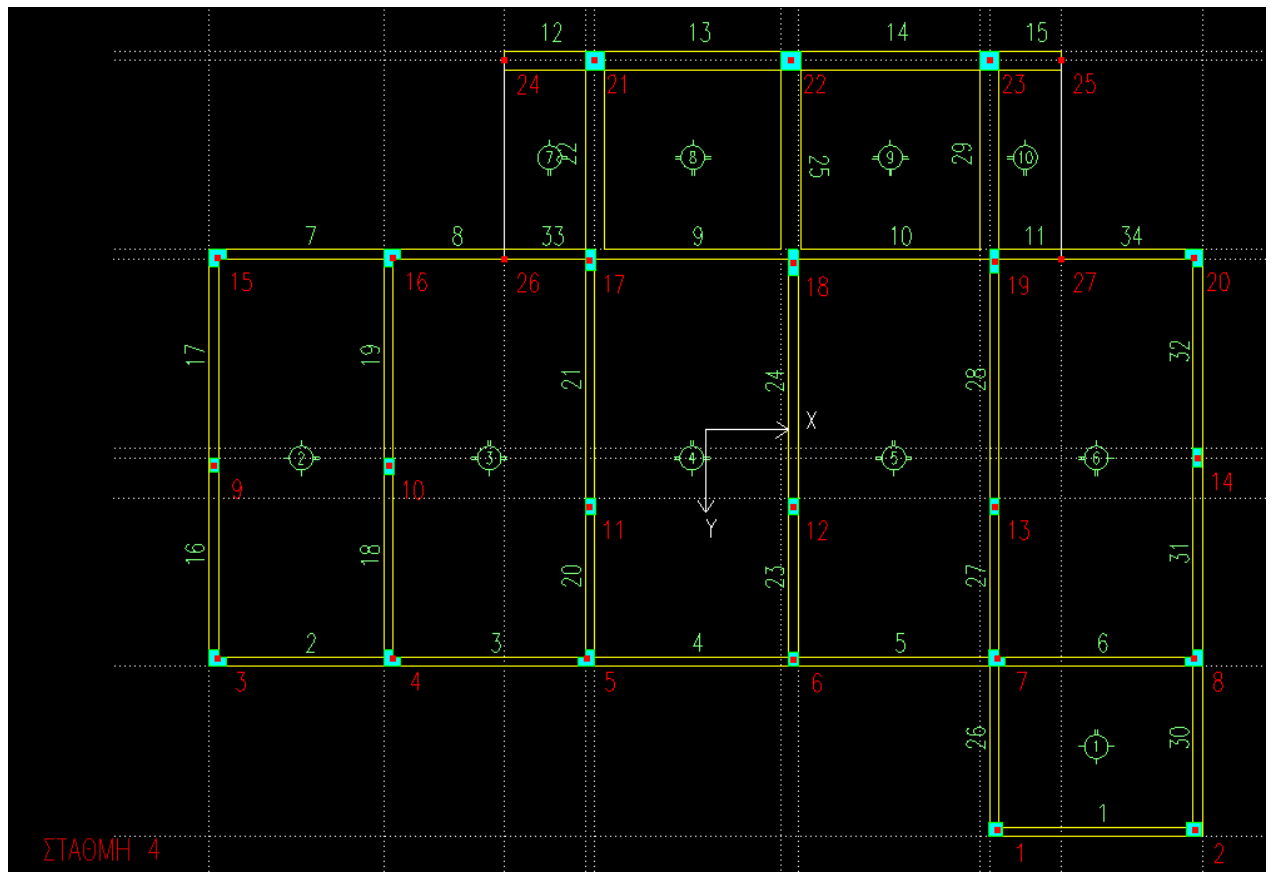


Σχήμα 3- 6: Ξυλότυπος 3<sup>ης</sup> Στάθμης (1<sup>ος</sup> όροφος)



### Στάθμη 4 (Ισόγειο)

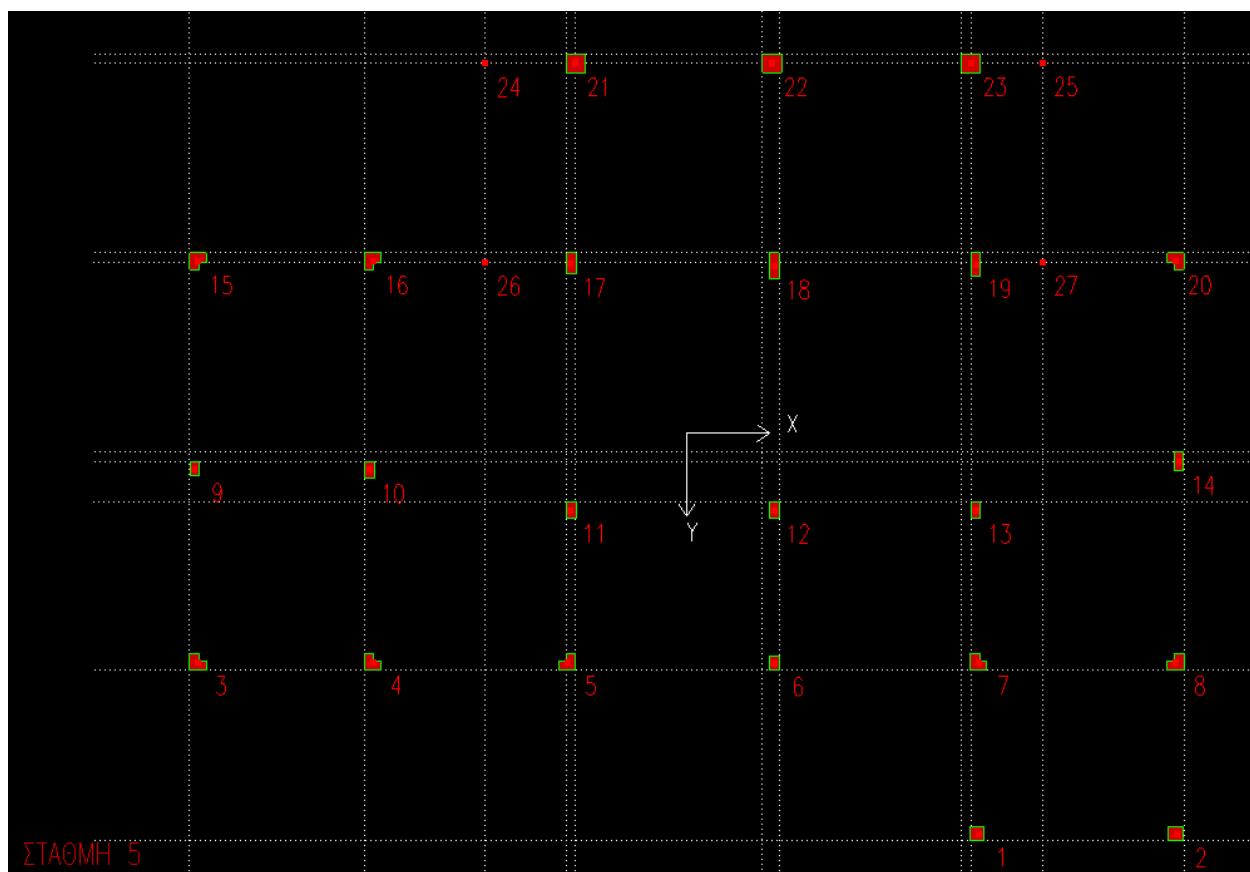
Η 4<sup>η</sup> στάθμη βρίσκεται σε υψόμετρο 5.0 m από τη στάθμη του εδάφους και απεικονίζεται στο Σχήμα 3-7.



Σχήμα 3- 7:Ξυλότυπος 4<sup>ης</sup> Στάθμης (Ισόγειο)

### Στάθμη 5 - Θεμελίωση

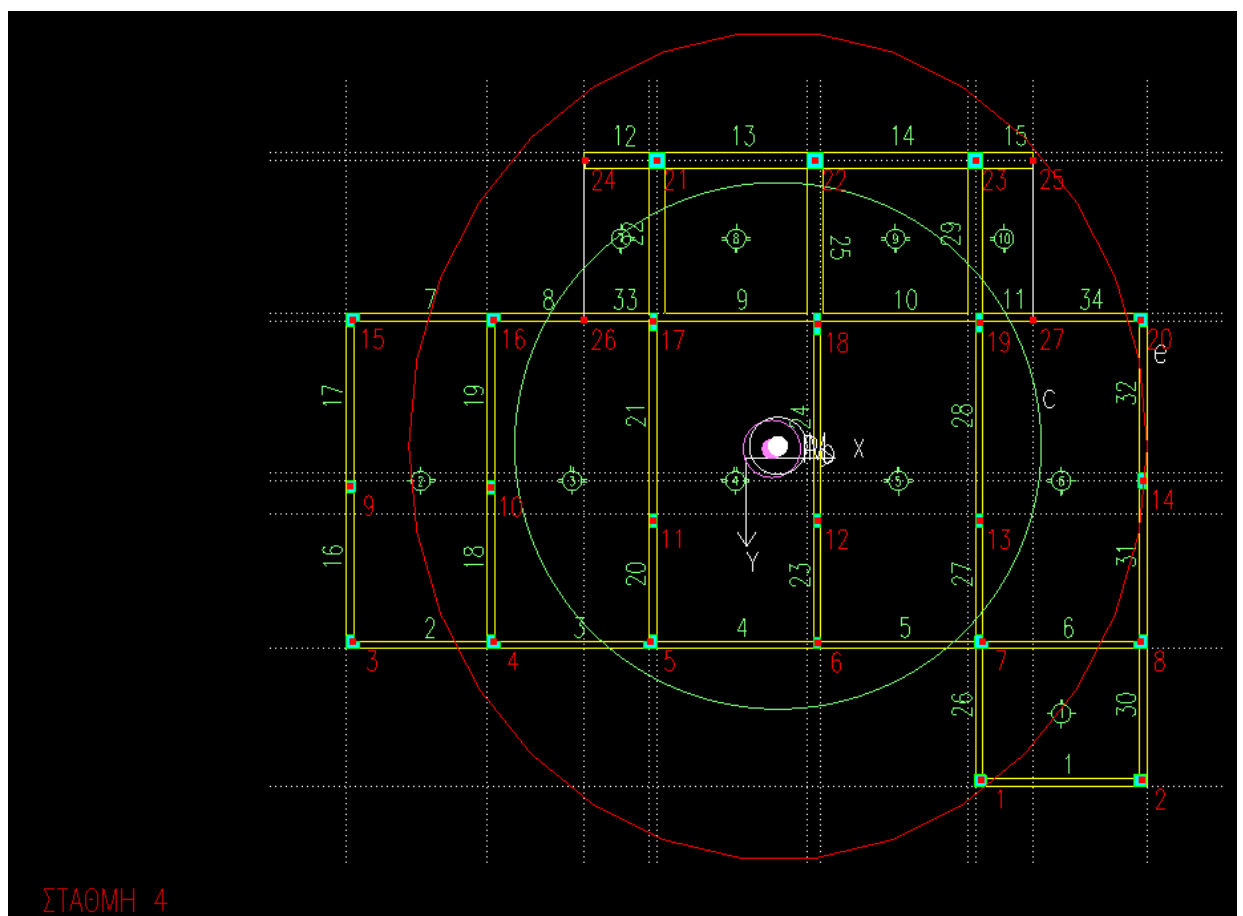
Η 5<sup>η</sup> στάθμη βρίσκεται σε υψόμετρο 1.0 m κάτω από τη στάθμη του εδάφους και απεικονίζεται στο Σχήμα 3-8. Εδώ έγινε η παραδοχή ότι τα υποστρώματα είναι πλήρως πακτωμένα στη στάθμη του εδάφους. Υπάρχουν συνδετήριοι δοκοί τόσο κατά τη διεύθυνση  $x$  όσο και κατά τη  $y$ . Επίσης οι διαστάσεις των μεμονωμένων πεδίων είναι σχετικά μεγάλες για τις απαιτήσεις εκείνης της εποχής.



Σχήμα 3- 8:Ξυλότυπος 5<sup>ης</sup> Στάθμης (Θεμελίωση)

### 3.2.3.1 Εποπτεία της δυστροψίας της κατασκευής

Επόμενο βήμα λοιπόν αποτέλεσε ο έλεγχος δυστροψίας του κάθε ορόφου αλλά και όλου του φορέα γενικότερα. Αξίζει να σημειωθεί ότι το κτίριο παρουσιάζει πλήρη ομοιομορφία ως προς την δυσκαμψία κάθε ορόφου. Παρακάτω παρουσιάζεται ο ξυλότυπος οροφής ισογείου, στον οποίο απεικονίζεται τόσο κέντρο Ελαστικής Στροφής  $P_0$ , όσο και το κέντρο Μάζας  $M_0$  (Σχήμα 3-9). Η παρουσίαση του εν λόγω σχήματος που λήφθηκε μέσω του στατικού προγράμματος Next σχετίζεται με την 4<sup>η</sup> στάθμη (Ισόγειο) καθώς αυτή αποτελεί την κρίσιμη στάθμη του φορέα, τόσο για την αντισεισμική συμπεριφορά που μελετάται, όσο και για το γεγονός ότι αποτελεί το λεγόμενο "μαλακό" όροφο λόγω του αυξημένου ύψους του σε σχέση με τους άλλους ορόφους.



Σχήμα 3- 9:Σχηματική απεικόνιση ελέγχου δυστροψίας 4<sup>ης</sup> Στάθμης (Ισόγειο)

Λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα που προέκυψαν από το πρόγραμμα ότι :

- Ο κύκλος με κέντρο το  $M_o$  βρίσκεται εντός της έλλειψης με κέντρο το  $P_o$ .
- $e_{ox} \leq 0.30r_x$
- $e_{oy} \leq 0.30r_y$

Προκύπτει το συμπέρασμα ότι πρόκειται για κτίριο κανονικό σε κάτοψη σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8. Παρατηρείται επίσης, ότι ικανοποιείται το κριτήριο της στρεπτικής δυσκαμψίας, αφού για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης  $x$  και  $y$ , η ακτίνα δυστρεψίας είναι μεγαλύτερη από την ακτίνα αδρανείας, γεγονός που επαληθεύεται και από τη παρακάτω σχέση:

$$r_x \geq I_s$$

Σχέση 3.1

### 3.2.4 Καθορισμός παραμέτρων για Ανελαστική Ανάλυση Pushover

Με τη διαδικασία Pushover επιβάλλονται οριζόντιες πλευρικές φορτίσεις, με ένα αυξανόμενο ρυθμό σχηματίζοντας διαδοχικά πλαστικές αρθρώσεις στα μέλη, ωστόσο η κατασκευή να φτάσει σε οριακό σημείο κατάρρευσης.

Στη συγκεκριμένη περίπτωση μελέτης του υφιστάμενου κτιρίου θα πραγματοποιηθεί ιδιομορφική σεισμική φόρτιση τόσο κατά τη διεύθυνση  $x$  όσο και κατά τη διεύθυνση  $y$ . Το εν λόγω κτίριο παρουσιάζει παρόμοια σεισμική συμπεριφορά τόσο για σεισμό κατά διεύθυνση  $x$  όσο και κατά  $y$ , καθώς η δυσκαμψία στις δύο διευθύνσεις δεν διαφέρει αισθητά.

Απώτερος σκοπός της ιδιομορφικής σεισμικής φόρτισης είναι η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης ( Διάγραμμα Δύναμης – Μετατόπισης) που υποδηλώνει την σεισμική απόκριση του φορέα. Τέλος θα προκύψουν τα ανάλογα αποτελέσματα

για τη σεισμική επάρκεια κάθε μέλους μεμονωμένα, ώστε να αξιολογηθεί αν χρειάζεται κάποια ενίσχυση.

#### **3.2.4.1 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων**

Στις υφιστάμενες κατασκευές, οι αριθμητικές τιμές των δεδομένων που υπεισέρχονται στην αποτίμηση και στον ανασχεδιασμό, ενδέχεται να υπόκεινται σε σφάλματα σημαντικότερα απ'ότι στην περίπτωση των νέων κατασκευών. Έτσι λοιπόν διακρίνονται τρεις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων, οι οποίες είναι η υψηλή, η ικανοποιητική και η ανεκτή. (KAN.ΕΠΕ. 2012)

Στη παρούσα διπλωματική εργασία, η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων θεωρήθηκε ικανοποιητική, καθώς έχει εφαρμοσθεί ο ξυλότυπος της στατικής μελέτης που περιλαμβάνεται στην οικοδομική άδεια.

#### **3.2.4.2 Στάθμη επιτελεστικότητας**

Ως στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται η επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής (επιτρεπτό επίπεδο βλαβών) για την αντίστοιχη σεισμική δράση σχεδιασμού. Ο καθορισμός του στόχου εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής.

Δεδομένου ότι το κτίριο μελέτης συγκαταλέγεται στη κατηγορία σπουδαιότητας II (σύνηθες κτίριο) και σύμφωνα με τους ανεκτούς στόχους υφιστάμενων κτιρίων, πρέπει να ελεγχθεί αν πληρεί τους ελέγχους για την στάθμη επιτελεστικότητας B2 (SD). Για τη εν λόγω στάθμη B2 η πιθανότητα υπέρβασης εντός 50 ετών είναι 50% και μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.085. Τέλος, πρέπει να πραγματοποιηθεί έλεγχος ότι για οποιαδήποτε μετακίνηση ίση με την στοχευόμενη, δεν θα υπάρξει κανένα μέλος που να υπερβαίνει την οριακή τιμή της γωνίας

στροφής χορδής . Σε αντίθετη περίπτωση απαιτείται ενίσχυση της κατασκευής προς αύξηση της αντοχής.

### 3.3 Αρχική επίλυση φορέα βάσει Ε.Α.Κ. – 2000

Αρχικό βήμα αποτέλεσε η επίλυση του υφιστάμενου κτιρίου βάσει του Ε.Α.Κ.-2000, κάνοντας έτσι λοιπόν μια **Προκαταρκτική Μελέτη**, από όπου προέκυψαν τα δείγματα ότι το κτίριο χρήζει ενίσχυσης καθώς δεν πληροί τις απαραίτητες προϋποθέσεις του ισχύοντος κανονισμού. Συγκεκριμένα στα αποτελέσματα που προέκυψαν από το στατικό πρόγραμμα Next 2016, καταγράφηκαν έντονα μεγάλες μετακινήσεις της τάξεως των 10cm-20cm σε κάθε διάφραγμα αλλά ταυτόχρονα και ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας  $\theta$  παρουσίασε τιμές σε διαφράγματα που υπέρβαιναν το 0,10. Αναλυτικότερα τα αποτελέσματα έχουν ως εξής:

Πίνακας 3- 1:Μετατοπίσεις διαφραγμάτων για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $\chi$  και  $\gamma$

ΣΤΑΘΜΗ	ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΚΑΤΑ ΑΞΟΝΑ Χ(cm)	ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΚΑΤΑ ΑΞΟΝΑ Υ(cm)
1	20,3	18,4
2	18,8	17,0
3	16,0	14,4
4	11,8	10,6

Πίνακας 3- 2: Δείκτης σχετικής μεταθετότητας ανά διάφραγμα για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ και γ

Διάφραγμα	Δείκτης σχετικής μεταθετότητας κατά χ (Θ)	Δείκτης σχετικής μεταθετότητας κατά γ (Θ)
1/2	0.034	0.022
2/3	0.065	0.041
3/4	0.108	0.067
4/5	0.195	0.124

#### Δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ από Ε.Α.Κ.-2000

Ισχύει ότι,

$$\theta = \frac{N_{ολ} \cdot \Delta}{V_{ολ} \cdot h} \quad , \quad \theta < 0,10$$

Όπου,

$N_{ολ}$  ,  $V_{ολ}$  : είναι αντίστοιχα οι συνολικές αξονική και τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου.

$h$  : ύψος ορόφου.

$\Delta$  : είναι η υπολογιστική σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου και η τιμή του λαμβάνεται από τη σχέση.

$$\Delta = q * \Delta_{ελ}$$

Όπου,

$q$  : συντελεστής συμπεριφοράς και για το σκυρόδεμα λαμβάνει την τιμή 3,5

$\Delta_{ελ}$  : σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου, μετρούμενη στο επίπεδο του δυσμενέστερου περιμετρικού πλαισίου όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση είτε με την ισοδύναμη στατική μέθοδο είτε με τη δυναμική μέθοδο

Από συνδυασμό τόσο των μεγάλων μετατοπίσεων όσο και της υπέρβασης του ορίου του δείκτη  $\theta$  προέκυψε το συμπέρασμα ότι υπερисχύουν τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης βάσει του Ε.Α.Κ.-2000 και έτσι το κτίριο χρήζει περαιτέρω ενίσχυσης έναντι σεισμού, δηλαδή κρίνεται αναγκαία η αύξηση της ακαμψίας κατά τις διευθύνσεις  $\chi, \gamma$ .

### **3.4 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης Pushover για κάθε διεύθυνση**

Έχοντας ολοκληρώσει την εισαγωγή όλων των απαραίτητων παραμέτρων, μέσω της διαδικασίας που περιγράφηκε παραπάνω, πραγματοποιείται η αποτίμηση του φορέα με την ανελαστική μέθοδο Pushover, μέσω της οποίας προκύπτουν τα ακόλουθα αποτελέσματα για ιδιομορφική ανάλυση τόσο κατά τη διεύθυνση  $\chi$  όσο και κατά τη διεύθυνση  $\gamma$ .

#### **3.4.1 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης για διεύθυνση $\chi$**

Στη συγκεκριμένη περίπτωση ο φορέας φορτίζεται με σεισμικές φορτίσεις δυναμικής κατανομής κατά τη διεύθυνση  $\chi$ . Κατά την εν λόγω διεύθυνση δεν υπάρχουν καθόλου τοιχώματα να αναλάβουν το μεγαλύτερο ποσοστό της σεισμικής φόρτισης, με αποτέλεσμα ο υφιστάμενος φορέας να καταπονείται αρκετά σε αυτή

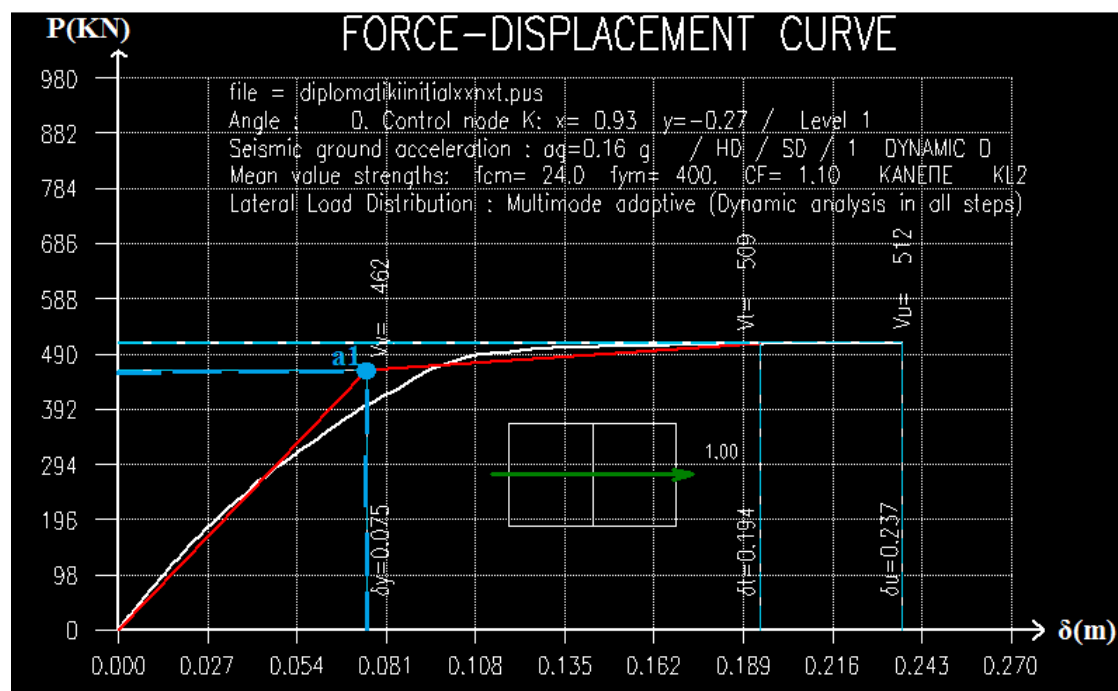


τη διεύθυνση. Έπειτα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων επιλύσεων, προκύπτει το παρακάτω **διάγραμμα δύναμης P – μετακίνησης οροφής δ**, μέσω του οποίου εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα για την επάρκεια του φορέα.

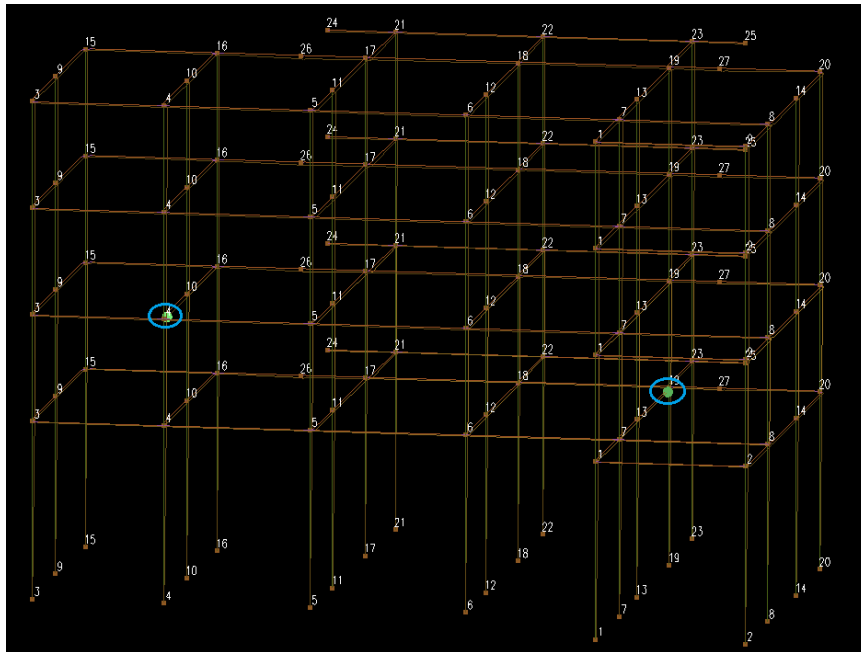
- **Διάγραμμα δύναμης P – μετακίνησης οροφής δ**

Στα παρακάτω σχήματα 3-10, 3-12, 3-14 παρουσιάζονται τα αντίστοιχα διαγράμματα δύναμης – μετακίνησης οροφής από τη στιγμή της δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης μέχρι τη στιγμή της κατάρρευσης του φορέα, σχολιάζοντας ταυτόχρονα τα εκάστοτε αποτελέσματα.

1) Θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης



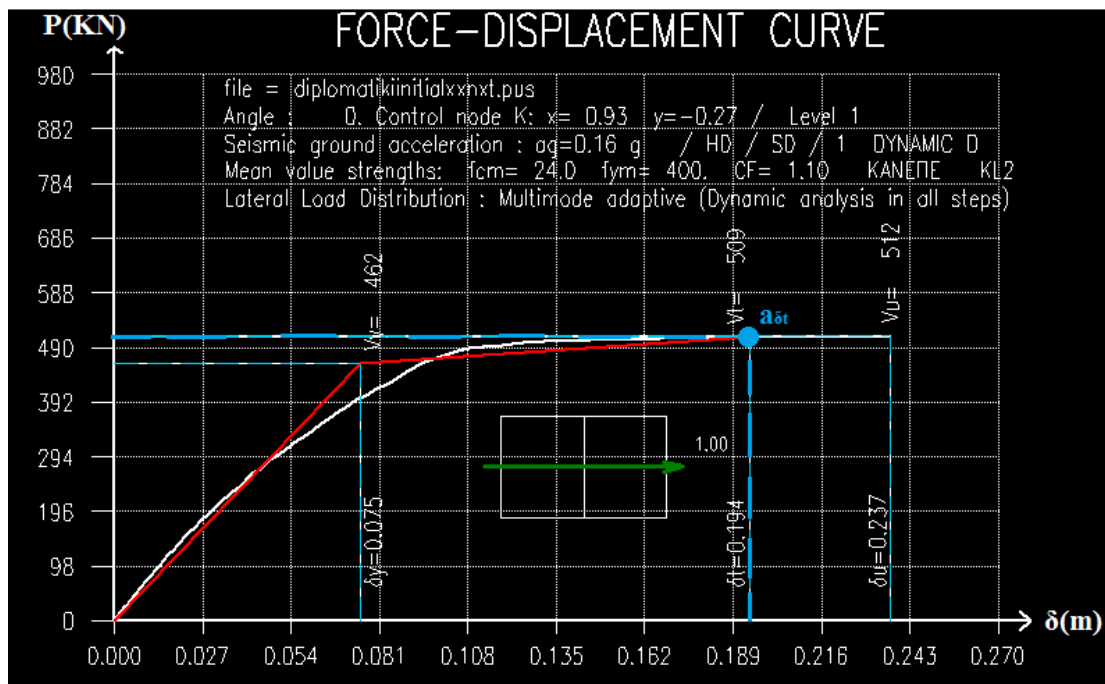
Σχήμα 3- 10: Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ (θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης)



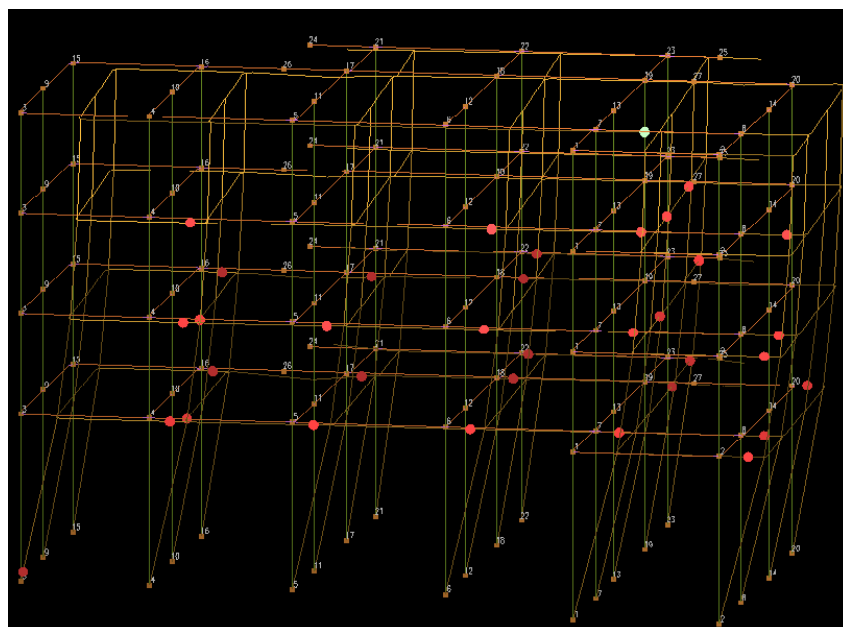
Σχήμα 3- 11:Θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης

Στο Σχήμα 3-10 παρατηρείται ότι από την αρχή των αξόνων μέχρι και το σημείο α1 ο φορέας συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς κανένα δομικό του στοιχείο δεν έχει επέλθει σε διαρροή μέχρι εκείνη τη στιγμή. Από εκείνη τη στιγμή και έπειτα δημιουργούνται ταυτόχρονα οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις στο δεξί άκρο της δοκού 28 που βρίσκεται στη στάθμη 4 (ισόγειο) αλλά και στο αριστερό άκρο της δοκού 18 στη στάθμη 3 (1<sup>ος</sup> όροφος). Έπειτα δημιουργούνται και άλλες πλαστικές αρθρώσεις και σε άλλα δομικά μέλη του φορέα έως ότου επέλθει η κατάρρευση. Από το Σχήμα 3-10 παρατηρείται ότι για την δημιουργία των δύο πρώτων ταυτόχρονων πλαστικών αρθρώσεων η τέμνουσα βάσης  $P$  έχει τιμή ίση με 462 KN και η μετακίνηση οροφής  $\delta$  τιμή ίση με 0,075 m, εφόσον εκείνη τη στιγμή ίσχυε ότι  $\theta > \theta_y$ . Τέλος ο λόγος υπεραντοχής του κτιρίου είναι 1,1.

2) Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης



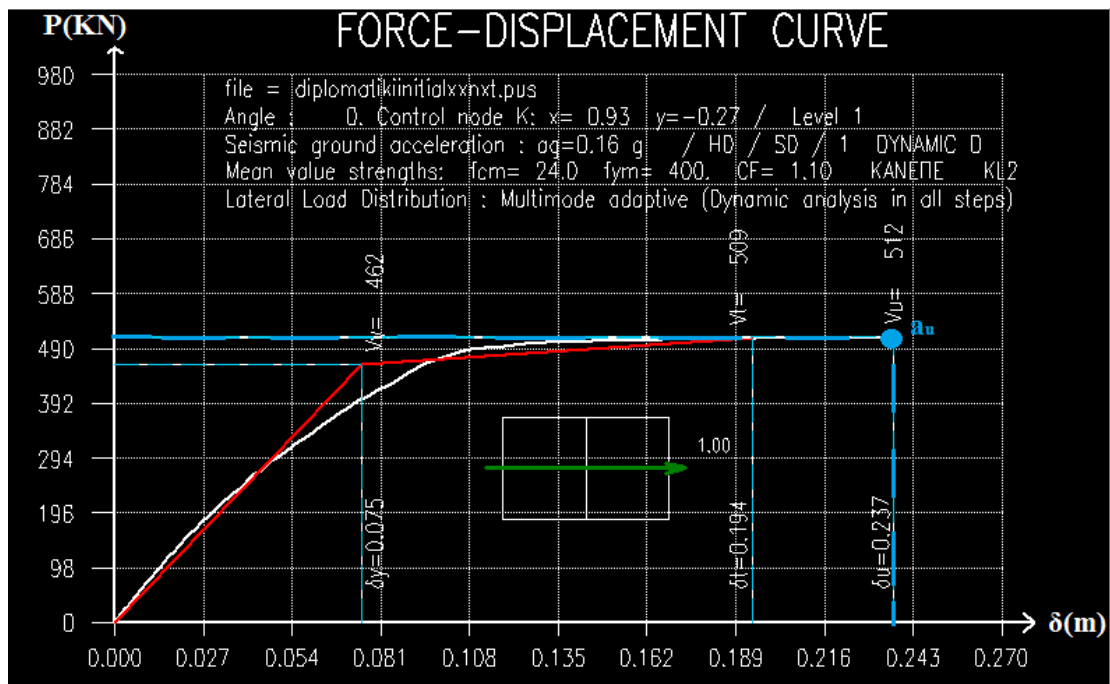
Σχήμα 3- 12: Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής  $\delta$  για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $\chi$  (θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης)



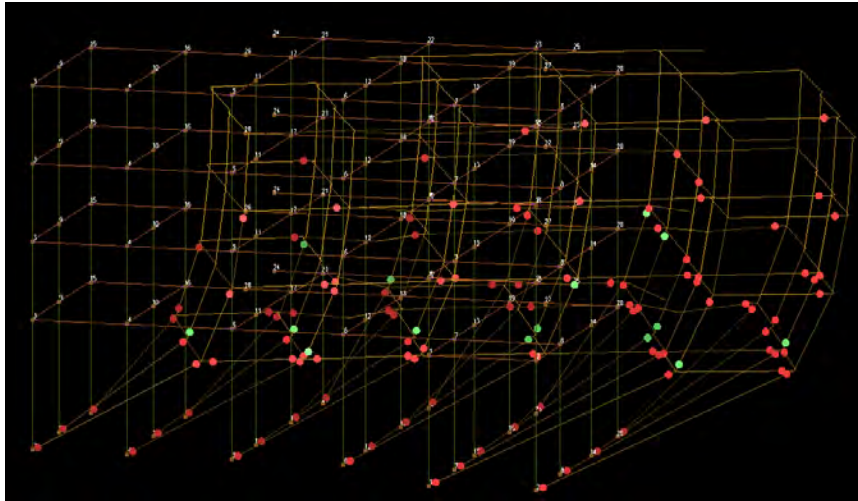
Σχήμα 3- 13: Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης

Πλέον σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε περισσότερες δοκούς αλλά και σε υποστυλώματα όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3-13. Η στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta_t$  δείχνει τη μέγιστη μετακίνηση που δύναται να επέλθει ο φορέας σύμφωνα βέβαια και με τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει ορισθεί, δηλαδή το ανεκτό επιθυμητό όριο βλαβών που έχει καθορισθεί. Στην εν λόγω περίπτωση παρατηρείται η δημηργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων, οι οποίες ως επί το πλείστον βρίσκονται σε δοκούς σε διάφορες στάθμες του φορέα. Τέλος η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης  $V_t$  ισούται με 509 kN και προκαλεί στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta_t$  ίση με 0,194 m.

### 3) Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης



Σχήμα 3- 14: Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής  $\delta$  για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $\chi$  (θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης)



Σχήμα 3- 15:Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης

Στη θέση αι, πραγματοποιείται η θεωρητική κατάρρευση της κατασκευής, μετά από το σχηματισμό επαρκώς ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3-15. Συγκεκριμένα παρατηρείται η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων τόσο στα άκρα δοκών όσο και στα άκρα υποστυλωμάτων, γεγονός που υποδεικνύει και το μηχανισμό κατάρρευσης ορόφου, ικανοποιείται δηλαδή η σχέση  $\theta > \theta_{SD} = \frac{(\theta_u + \theta_y)}{2\gamma_{RD}}$  για πρωτεύοντα μέλη για στάθμη επιτελεστικότητας SD. Επίσης σημειώνονται μόνο διατμητικές αστοχίες στα μέλη του φορέα, γεγονός που ικανοποιείται από το κριτήριο  $V > V_{Rmax}$ . Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται τη στιγμή που η τέμνουσα βάσης είναι  $P = 512 \text{ KN}$  και η αντίστοιχη μετατόπιση της οροφής  $\delta_u = 0,237 \text{ m}$ .

- **Λόγοι Επάρκειας δομικών μελών**

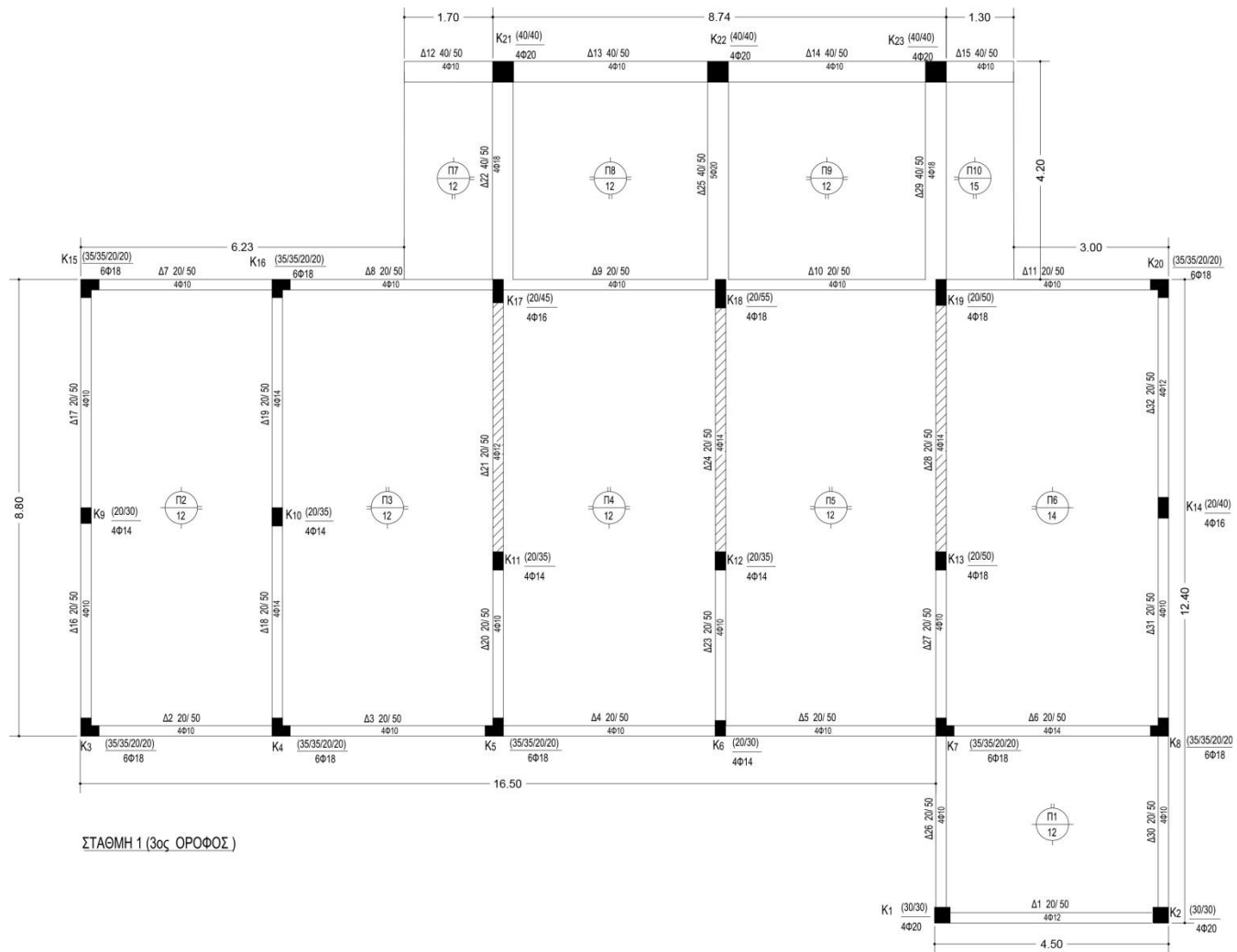
Οι λόγοι επάρκειας (ικανότητα / απαίτηση) υποδεικνύουν εάν και κατά πόσο ένα μέλος του φέροντος οργανισμού έχει ξεπεράσει την οριακή τιμή γωνίας στροφής χορδής  $\theta$  ( $cap = \theta_{lim} / \theta$ ) ή τέμνουσας δύναμης ( $cap = V_R / V$ ) που αντιστοιχούν στη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει καθορισθεί. Εφόσον  $cap \geq 1$ , τότε το κριτήριο ικανοποιείται, αλλιώς το κτίριο δεν επαρκεί για την συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας. Συνεπώς απαιτείται ενίσχυση του υπάρχοντος φορέα.

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 1<sup>η</sup> Στάθμη

Παρακάτω στο Σχήμα 3-16 παρατίθεται ο ξυλότυπος της 1<sup>ης</sup> στάθμης (3<sup>ος</sup> όροφος) στον οποίο απεικονίζεται με γραμμοσκίαση η διατμητική αστοχία των δοκών. Επίσης στον Πίνακα 3-3 παρουσιάζονται και αναλυτικά τα αποτελέσματα ανεπάρκειας των δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω. Τέλος δεν παρουσιάζεται καμπτική αστοχία στη συγκεκριμένη στάθμη.

Πίνακας 3- 3: Διατμητική Αστοχία δομικών μελών

<b>Διατμητική Αστοχία</b>		
<b>Στάθμη 1</b>		
<b>Δομικό Μέλος</b>	<b>Cap Αρχής</b>	<b>Cap Τέλους</b>
Δ 21	0.94	1.08
Δ 24	0.99	1.00
Δ 28	0.81	0.86



Σχήμα 3- 16:Στατική Ανεπάρκεια δομικών μελών 1<sup>ης</sup> Στάθμης

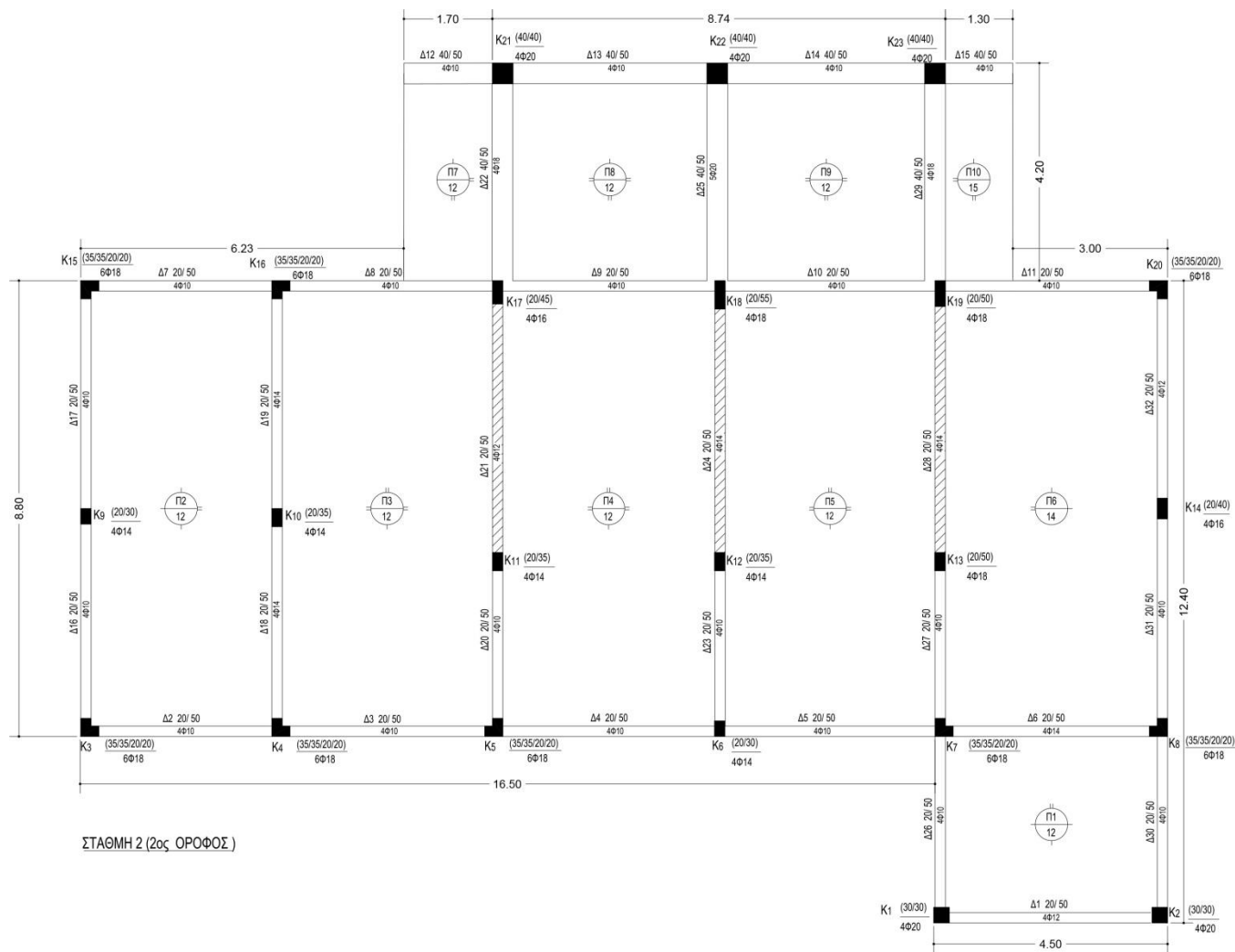
## Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 2<sup>η</sup> Στάθμη

Παρακάτω στο Σχήμα 3-17 παρατίθεται ο ξυλότυπος της 2<sup>ης</sup> στάθμης (2<sup>ος</sup> όροφος) στον οποίο απεικονίζεται με γραμμοσκίαση η διατμητική αστοχία των δοκών. Επίσης στον Πίνακα 3-4 παρουσιάζονται και αναλυτικά τα αποτελέσματα ανεπάρκειας των δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω. Τέλος δεν παρουσιάζεται καμπτική αστοχία στη συγκεκριμένη στάθμη.

Πίνακας 3- 4: Διατμητική Αστοχία δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 2		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 21	0.89	1.14
Δ 24	0.99	1.01
Δ 28	0.81	0.87





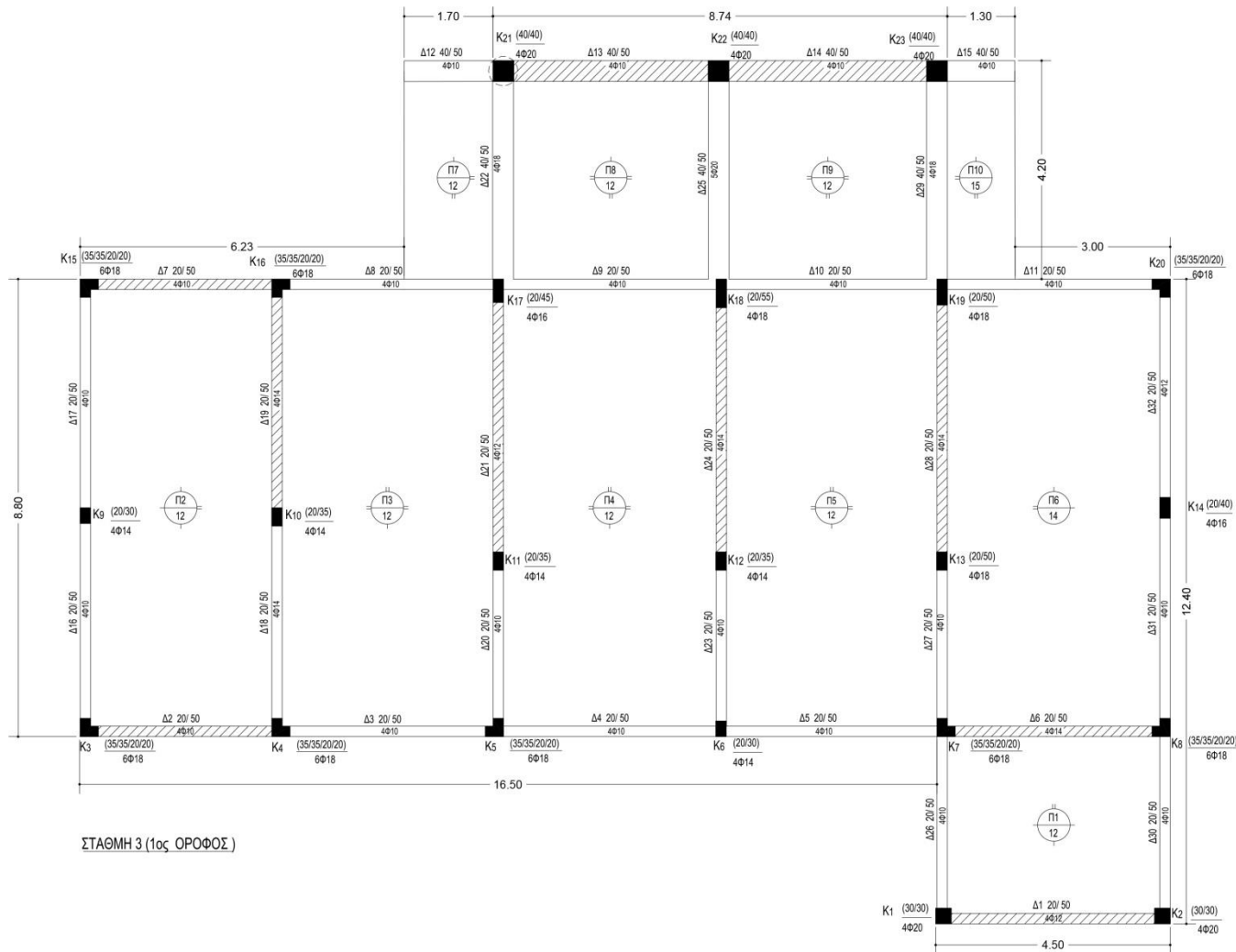
Σχήμα 3- 17:Στατική Ανεπάρκεια δομικών μελών 2<sup>ης</sup> Στάθμης

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 3<sup>η</sup> Στάθμη

Παρακάτω στο Σχήμα 3-18 παρατίθεται ο ξυλότυπος της 3<sup>ης</sup> στάθμης (1<sup>ος</sup> όροφος) στον οποίο απεικονίζεται με γραμμοσκίαση η διατμητική αστοχία των δοκών και μέσω ενός κύκλου των υποστυλωμάτων. Επίσης στον Πίνακα 3-5 παρουσιάζονται και αναλυτικά τα αποτελέσματα ανεπάρκειας των δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω. Τέλος δεν παρουσιάζεται καμπτική αστοχία στη συγκεκριμένη στάθμη.

Πίνακας 3- 5: Διατμητική Αστοχία δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 3		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 1	50.00	0.95
Δ 2	11.39	0.97
Δ 6	8.19	0.98
Δ 7	6.84	0.93
Δ 13	6.17	0.80
Δ 14	1.33	0.74
Δ 19	0.99	1.77
Δ 21	0.89	1.14
Δ 24	1.02	0.98
Δ 28	0.84	0.84
Κ 21	0.92	16.47



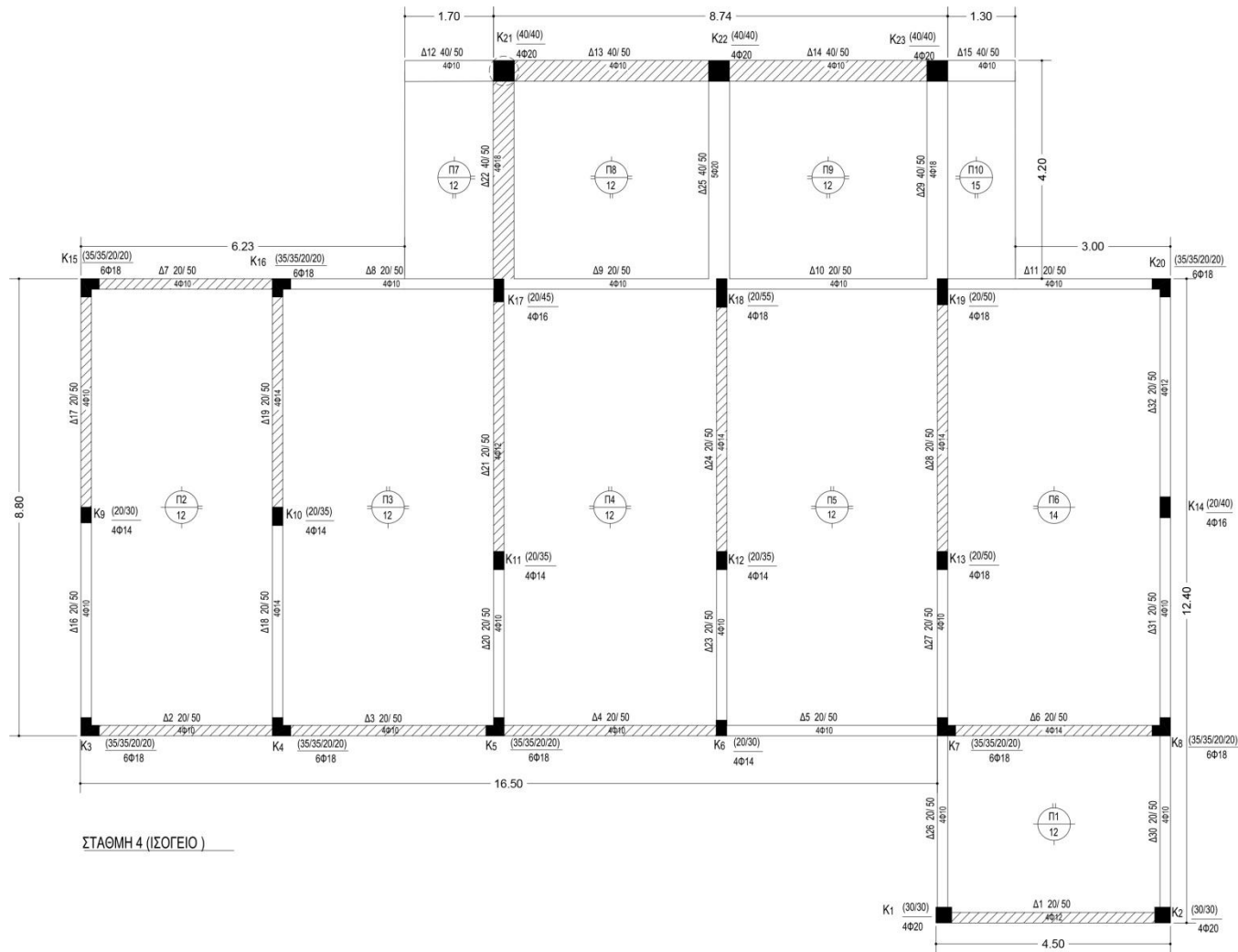
Σχήμα 3- 18:Στατική Ανεπάρκεια δομικών μελών 3<sup>ης</sup> Στάθμης

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 4<sup>η</sup> Στάθμη

Παρακάτω στο Σχήμα 3-19 παρατίθεται ο ξυλότυπος της 4<sup>ης</sup> στάθμης (Ισόγειο) στον οποίο απεικονίζεται με γραμμοσκίαση η διατμητική αστοχία των δοκών και μέσω ενός κύκλου των υποστυλωμάτων. Επίσης στον Πίνακα 3-6 παρουσιάζονται και αναλυτικά τα αποτελέσματα ανεπάρκειας των δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω. Τέλος δεν παρουσιάζεται καμπτική αστοχία στη συγκεκριμένη στάθμη.

Πίνακας 3- 6: Διατμητική Αστοχία δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 4		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 1	5.38	0.81
Δ 2	3.97	0.83
Δ 3	50.00	0.94
Δ 4	7.38	0.95
Δ 6	5.05	0.72
Δ 7	3.69	0.82
Δ 13	2.56	0.64
Δ 14	1.23	0.72
Δ 17	0.85	9.08
Δ 19	0.85	2.69
Δ 21	0.76	1.40
Δ 22	0.96	8.13
Δ 24	1.03	0.98
Δ 28	0.86	0.82
Κ 21	0.98	0.61



Σχήμα 3- 19:Στατική Ανεπάρκεια δομικών μελών 4<sup>ης</sup> Στάθμης

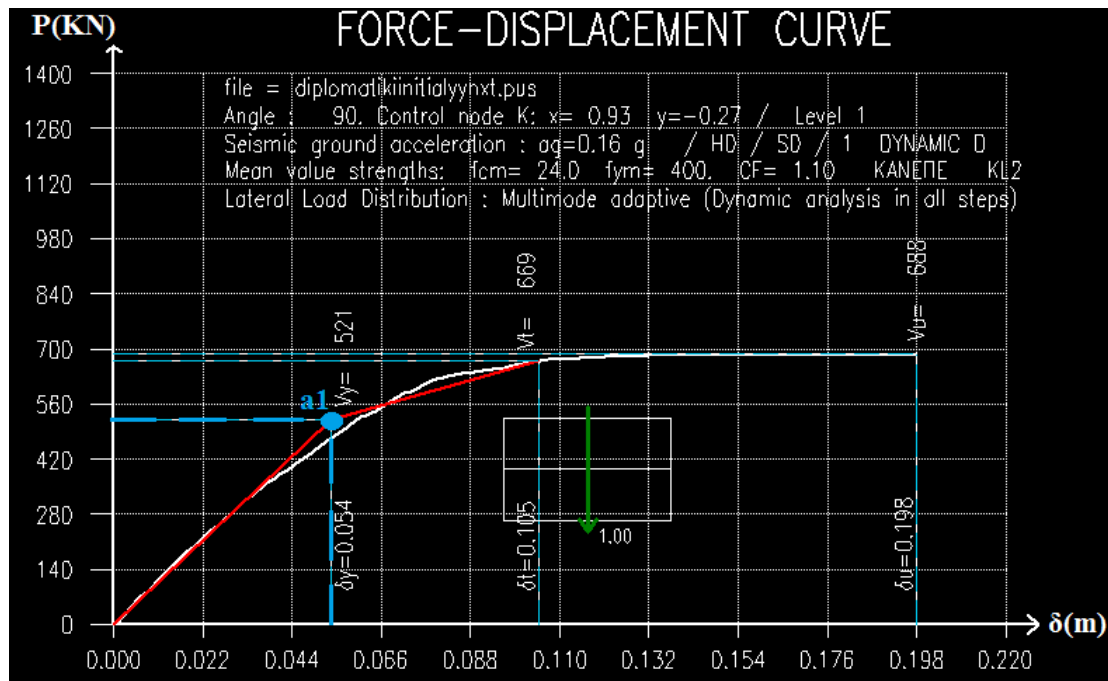
### 3.4.2 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης για διεύθυνση $\gamma$

Σε αυτήν τη περίπτωση ο φορέας φορτίζεται με σεισμικές φορτίσεις δυναμικής κατανομής κατά τη διεύθυνση  $\gamma$ . Κατά την εν λόγω διεύθυνση δεν υπάρχουν καθόλου τοιχώματα να αναλάβουν το μεγαλύτερο ποσοστό της σεισμικής φόρτισης, με αποτέλεσμα ο υφιστάμενος φορέας να καταπονείται αρκετά και σε αυτή τη διεύθυνση. Έπειτα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων επιλύσεων, προκύπτει το παρακάτω **διάγραμμα δύναμης  $P$  – μετακίνησης οροφής  $\delta$** , μέσω του οποίου εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα για την επάρκεια του φορέα.

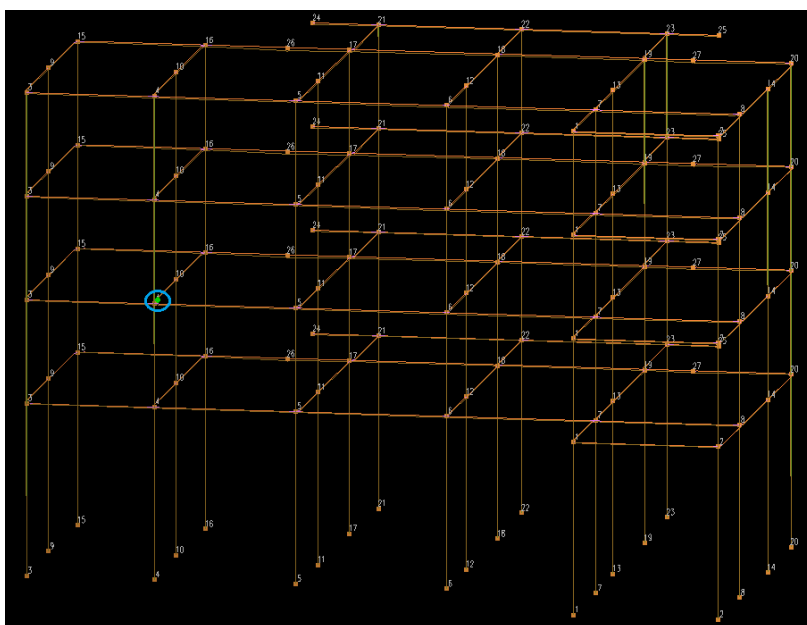
- **Διάγραμμα δύναμης  $P$  – μετακίνησης οροφής  $\delta$**

Στα παρακάτω σχήματα 3-20, 3-22, 3-24 παρουσιάζονται τα αντίστοιχα διαγράμματα δύναμης – μετακίνησης οροφής από τη στιγμή της δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης μέχρι τη στιγμή της κατάρρευσης του φορέα, σχολιάζοντας ταυτόχρονα τα εκάστοτε αποτελέσματα.

- 1) Θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης



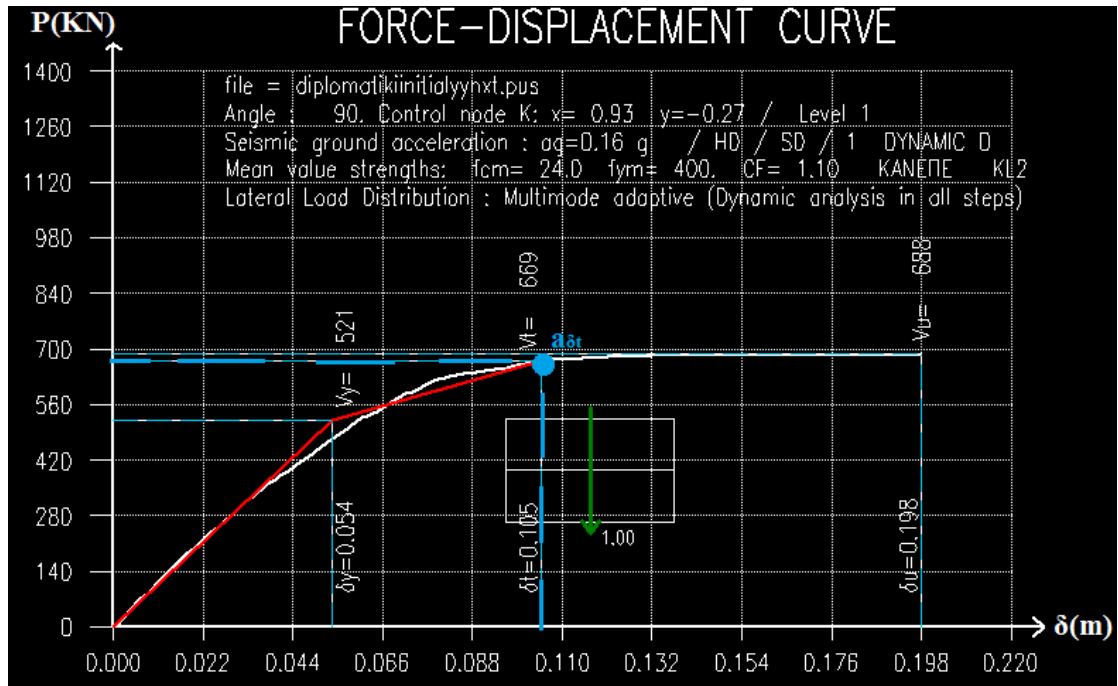
Σχήμα 3- 20: Διάγραμμα δύναμης  $P$  - μετακίνησης οροφής  $\delta$  για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $\gamma$  (θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης)



Σχήμα 3- 21:Θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης

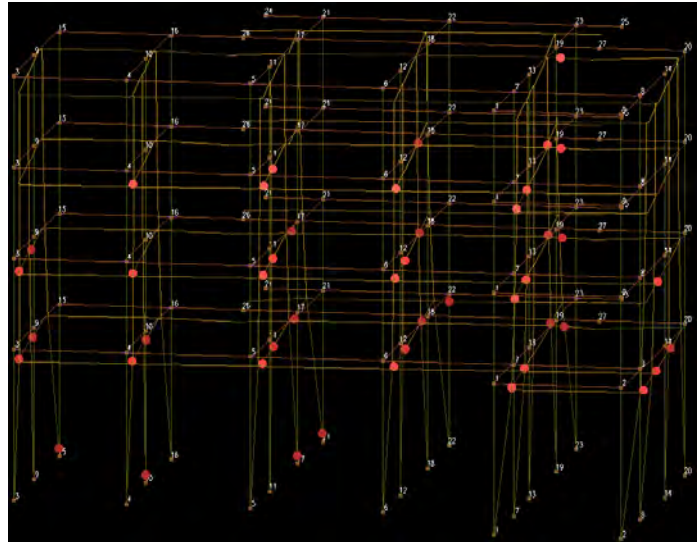
Στο Σχήμα 3-20 παρατηρείται ότι από την αρχή των αξόνων μέχρι και το σημείο α1 ο φορέας συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς κανένα δομικό του στοιχείο δεν έχει επέλθει σε διαρροή μέχρι εκείνη τη στιγμή. Από εκείνη τη στιγμή και έπειτα δημιουργείται η πρώτη πλαστική άρθρωση στο αριστερό άκρο της δοκού 18 που βρίσκεται στη στάθμη 3 (1<sup>ος</sup> όροφος). Έπειτα δημιουργούνται και άλλες πλαστικές αρθρώσεις και σε άλλα δομικά μέλη του φορέα έως ότου επέλθει η κατάρρευση. Από το Σχήμα 3-20 παρατηρείται ότι για την δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης η τέμνουσα βάσης P έχει τιμή ίση με 521 KN και η μετακίνηση οροφής δ τιμή ίση με 0,054 m, εφόσον εκείνη τη στιγμή ίσχυε ότι  $\theta > \theta_y$ . Τέλος ο λόγος υπεραντοχής του κτιρίου είναι 1,32.

2) Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης



Σχήμα 3- 22:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής  $\delta$  για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $\gamma$  (θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης)

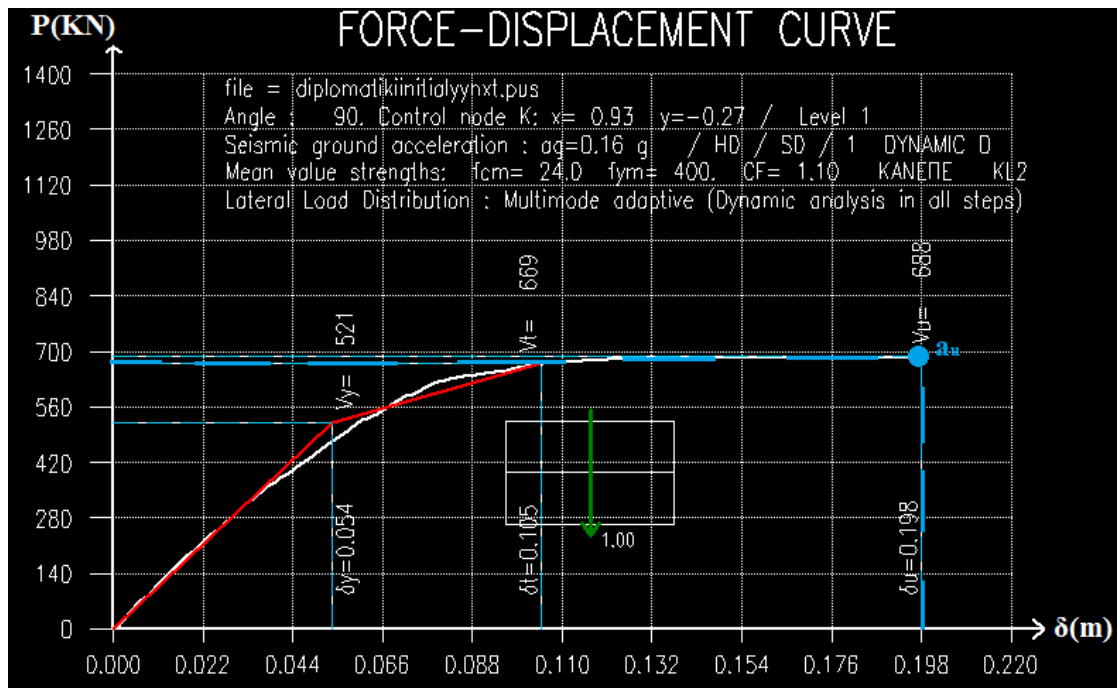




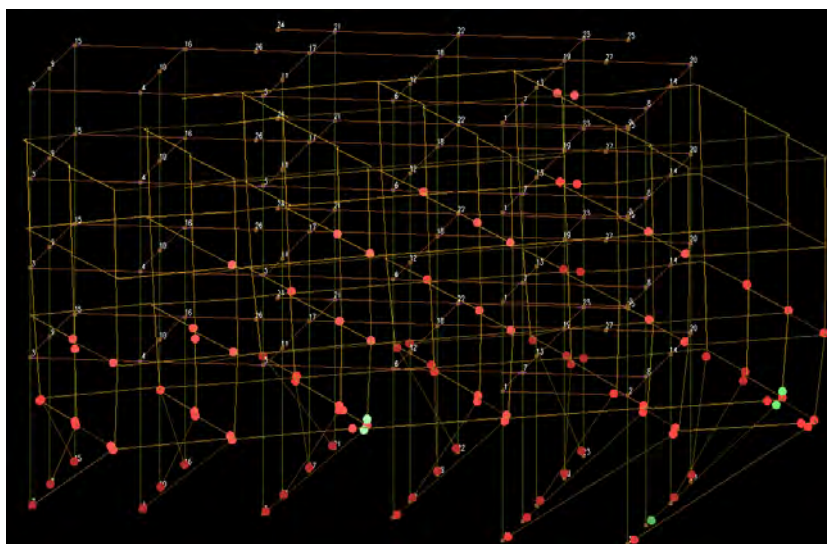
Σχήμα 3- 23:Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης

Πλέον σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε περισσότερες δοκούς αλλά και σε υποστυλώματα όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3-23. Η στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta_t$  δείχνει τη μέγιστη μετακίνηση που δύναται να επέλθει ο φορέας σύμφωνα βέβαια και με τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει ορισθεί, δηλαδή το ανεκτό επιθυμητό όριο βλαβών που έχει καθορισθεί. Στην εν λόγω περίπτωση παρατηρείται η δημιουργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων, οι οποίες ως επί το πλείστον βρίσκονται σε δοκούς σε διάφορες στάθμες του φορέα. Τέλος η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης  $V_t$  ισούται με 69 KN και προκαλεί στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta_t$  ίση με 0,105 m.

3) Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης



Σχήμα 3- 24:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής  $\delta$  για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $\gamma$  (θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης)



Σχήμα 3- 25:Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης

Στη θέση  $\alpha u$ , πραγματοποιείται η θεωρητική κατάρρευση της κατασκευής, μετά από το σχηματισμό επαρκώς ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3-25. Συγκεκριμένα παρατηρείται η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων τόσο στα άκρα δοκών όσο και στα άκρα υποστυλωμάτων, γεγονός που υποδεικνύει και το μηχανισμό κατάρρευσης ορόφου, ικανοποιείται δηλαδή η σχέση  $\theta > \theta_{SD} = \frac{(\theta u + \theta y)}{2\gamma_{RD}}$  για πρωτεύοντα μέλη για στάθμη επιτελεστικότητας SD. Επίσης σημειώνονται μόνο διατμητικές αστοχίες στα μέλη του φορέα, γεγονός που ικανοποιείται από το κριτήριο  $V > V_{Rmax}$ . Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται τη στιγμή που η τέμνουσα βάσης είναι  $P = 688 \text{ KN}$  και η αντίστοιχη μετατόπιση της οροφής  $\delta_u = 0,198 \text{ m}$ .

- **Λόγοι Επάρκειας δομικών μελών**

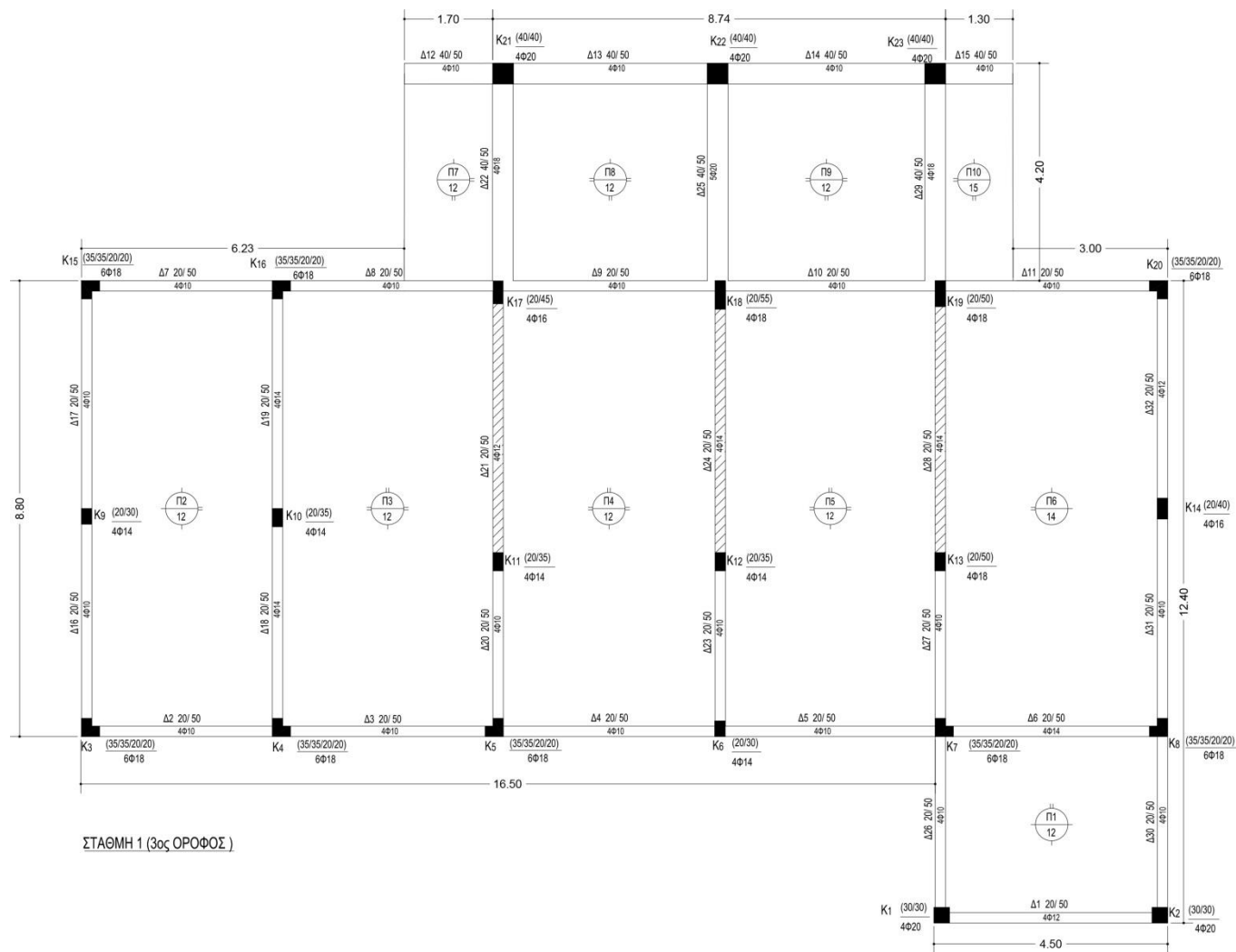
Οι λόγοι επάρκειας (ικανότητα / απαίτηση) υποδεικνύουν εάν και κατά πόσο ένα μέλος του φέροντος οργανισμού έχει ξεπεράσει την οριακή τιμή γωνίας στροφής χορδής  $\theta$  ( $cap = \theta_{lim} / \theta$ ) ή τέμνουσας δύναμης ( $cap = V_R / V$ ) που αντιστοιχούν στη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει καθορισθεί. Εφόσον  $cap \geq 1$ , τότε το κριτήριο ικανοποιείται, αλλιώς το κτίριο δεν επαρκεί για την συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας. Συνεπώς απαιτείται ενίσχυση του υπάρχοντος φορέα.

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 1<sup>η</sup> Στάθμη

Παρακάτω στο Σχήμα 3-26 παρατίθεται ο ξυλότυπος της 1<sup>ης</sup> στάθμης (3<sup>ος</sup> όροφος) στον οποίο απεικονίζεται με γραμμοσκίαση η διατμητική αστοχία των δοκών. Επίσης στον Πίνακα 3-7 παρουσιάζονται και αναλυτικά τα αποτελέσματα ανεπάρκειας των δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω. Τέλος δεν παρουσιάζεται καμπτική αστοχία στη συγκεκριμένη στάθμη.

Πίνακας 3- 7: Διατμητική Αστοχία δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 1		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 21	0.86	1.18
Δ 24	0.92	1.10
Δ 28	0.76	0.92



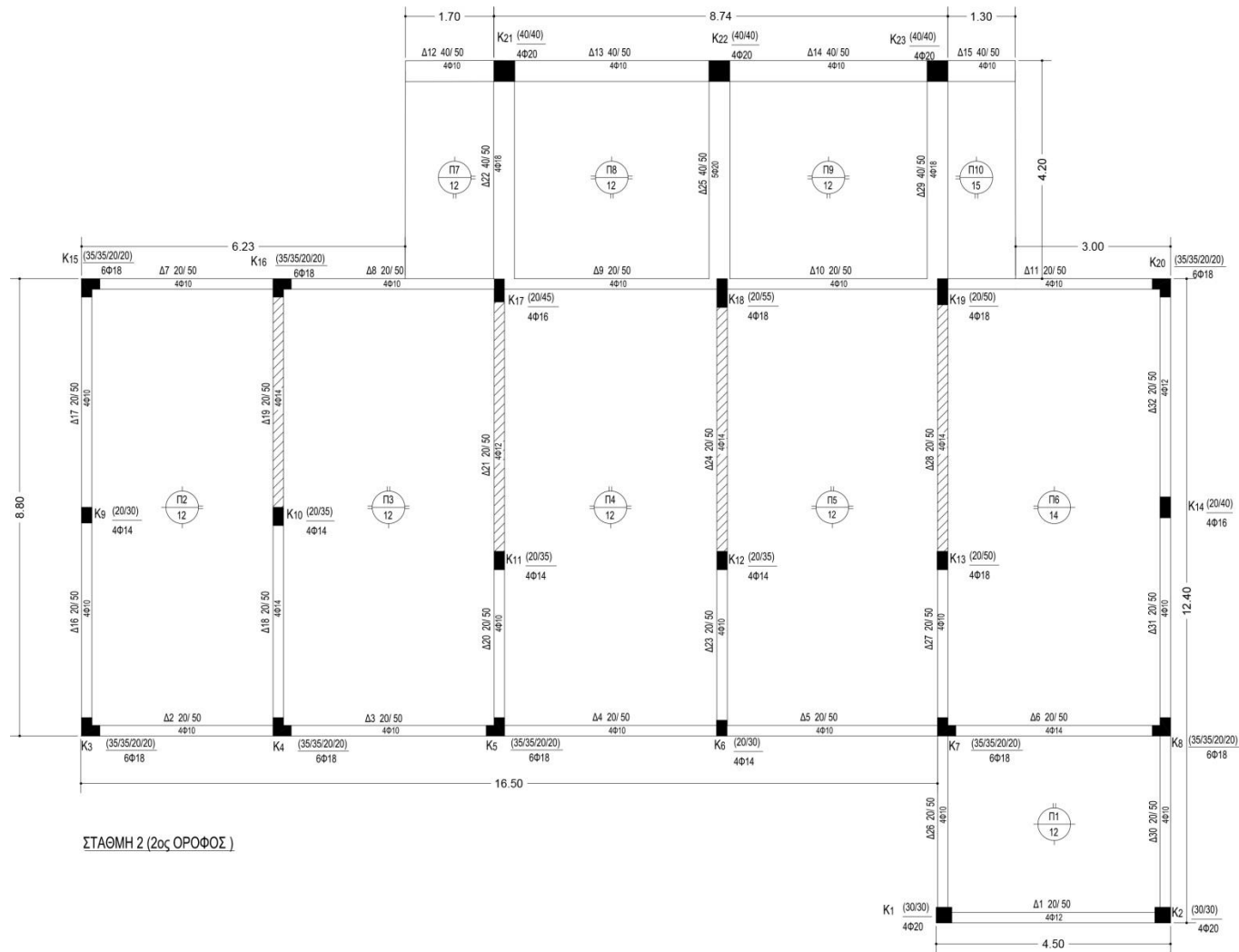
Σχήμα 3- 26:Στατική Ανεπάρκεια δομικών μελών 1<sup>ης</sup> Στάθμης

## Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 2<sup>η</sup> Στάθμη

Παρακάτω στο Σχήμα 3-27 παρατίθεται ο ξυλότυπος της 2<sup>ης</sup> στάθμης (2<sup>ος</sup> όροφος) στον οποίο απεικονίζεται με γραμμοσκίαση η διατμητική αστοχία των δοκών. Επίσης στον Πίνακα 3-8 παρουσιάζονται και αναλυτικά τα αποτελέσματα ανεπάρκειας των δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω. Τέλος δεν παρουσιάζεται καμπτική αστοχία στη συγκεκριμένη στάθμη.

Πίνακας 3- 8: Διατμητική Αστοχία δομικών μελών

<b>Διατμητική Αστοχία</b>		
<b>Στάθμη 2</b>		
<b>Δομικό Μέλος</b>	<b>Cap Αρχής</b>	<b>Cap Τέλους</b>
Δ 19	0.93	2.05
Δ 21	0.79	1.34
Δ 24	0.81	1.31
Δ 28	0.67	1.07



Σχήμα 3- 27:Στατική Ανεπάρκεια δομικών μελών 2<sup>ης</sup> Στάθμης

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 3<sup>η</sup> Στάθμη

Παρακάτω στο Σχήμα 3-28 παρατίθεται ο ξυλότυπος της 3<sup>ης</sup> στάθμης (1<sup>ος</sup> όροφος) στον οποίο απεικονίζεται με γραμμοσκίαση η διατμητική αστοχία των δοκών. Επίσης στον Πίνακα 3-9 παρουσιάζονται και αναλυτικά τα αποτελέσματα ανεπάρκειας των δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω. Τέλος δεν παρουσιάζεται καμπτική αστοχία στη συγκεκριμένη στάθμη.

Πίνακας 3- 9: Διατμητική Αστοχία δομικών μελών

<b>Διατμητική Αστοχία</b>		
<b>Στάθμη 3</b>		
<b>Δομικό Μέλος</b>	<b>Cap Αρχής</b>	<b>Cap Τέλους</b>
Δ 17	0.94	4.48
Δ 19	0.75	4.97
Δ 21	0.74	1.49
Δ 22	0.80	7.87
Δ 24	0.77	1.42
Δ 25	50.00	0.98
Δ 28	0.59	1.36
Δ 32	0.95	7.80





## Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 4<sup>η</sup> Στάθμη

Παρακάτω στο Σχήμα 3-29 παρατίθεται ο ξυλότυπος της 4<sup>ης</sup> στάθμης (Ισόγειο) στον οποίο απεικονίζεται με γραμμοσκίαση η διατμητική αστοχία των δοκών και μέσω ενός κύκλου των υποστυλωμάτων. Επίσης στον Πίνακα 3-10 παρουσιάζονται και αναλυτικά τα αποτελέσματα ανεπάρκειας των δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω. Τέλος δεν παρουσιάζεται καμπτική αστοχία στη συγκεκριμένη στάθμη

Πίνακας 3- 10: Διατμητική Αστοχία δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 4		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 14	0.99	45.19
Δ 16	0.99	8.27
Δ 17	0.80	26.59
Δ 18	0.88	2.64
Δ 19	0.67	50.00
Δ 20	0.95	5.44
Δ 21	0.66	1.86
Δ 22	0.69	2.69
Δ 24	0.70	1.74
Δ 25	4.86	0.83
Δ 28	0.51	1.97
Δ 29	0.89	6.59
Δ 32	0.90	15.05
Κ 21	2.90	0.64
Κ 22	2.53	0.74
Κ 23	2.87	0.68



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

### ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Στο κεφάλαιο 3 πραγματοποιήθηκε η εισαγωγή του φορέα στο στατικό πρόγραμμα Next 2016 και ολοκληρώθηκε η προσομοίωσή του ρυθμίζοντας τα κατάλληλα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των μελών και τις κατάλληλες παραμέτρους που αφορούν τη μελέτη αποτίμησης με Pushover. Έπειτα από την ολοκλήρωση της ανάλυσης, το πρόγραμμα υπολόγισε τους λόγους επάρκειας των δομικών μελών και διαπιστώθηκε ποια εξ αυτών επαρκούν και ποια όχι. Παρακάτω θα αναλυθούν οι τρεις μέθοδοι ενίσχυσης που επιλέχθηκαν προκειμένου να βελτιωθεί η σεισμική συμπεριφορά του φορέα.

#### **1) ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ Α**

- Κατασκευή τεσσάρων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων
- Ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων με τη χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών (FRP)

#### **2) ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ Β**

- Κατασκευή δύο ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων
- Ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων με τη χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών (FRP)

#### **3) ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ Γ**

- Ενίσχυση υποστυλωμάτων με τη χρήση Μανδύα Οπλισμένου Σκυροδέματος
- Ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων με τη χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών (FRP)

## 4.1 Μέθοδος ενίσχυσης A

Ύστερα από την ολοκλήρωση αποτίμησης του υφιστάμενου φορέα, παρατηρήθηκε ότι καταπονείται μόνο διατμητικά (λόγω ύπαρξης ισχυρών τεμνουσών στα δομικά μέλη), γεγονός που εκφράζεται από την ύπαρξη πληθώρας διατμητικών αστοχιών κατά κύριο λόγο σε δοκούς σε όλες τις στάθμες του φορέα. Έτσι λοιπόν ακολουθήθηκε η στρατηγική ενίσχυσης, η οποία περιλάμβανε την κατασκευή τεσσάρων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων σε συνδυασμό με τη χρήση ινοπλισμένου πολυμερούς (FRP), με στόχο τόσο την αύξηση της δυσκαμψίας συνολικά του φορέα όσο και την αντιμετώπιση της διατμητικής αστοχίας των δομικών μελών.

Προκειμένου να υπάρξει καλύτερη κατανόηση της εν λόγω στρατηγικής, παρακάτω παρατίθεται αναλυτικά ανά στάθμη πως ενισχύθηκε ο υφιστάμενος φορέας.

- **Ενίσχυση 1<sup>ης</sup> Στάθμης**

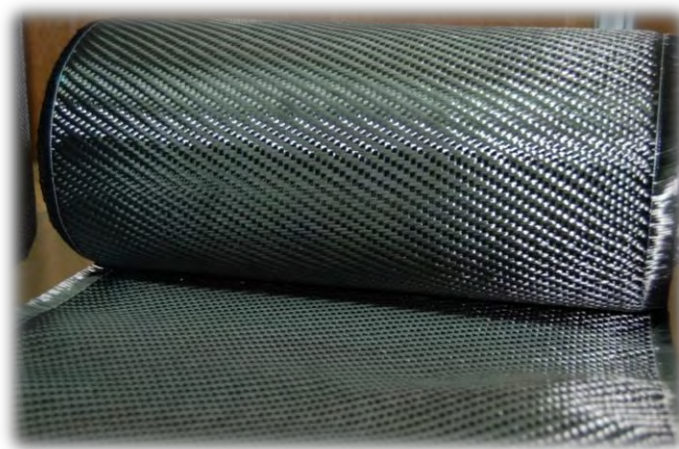
Στη εν λόγω στάθμη κατασκευάστηκαν τέσσερα ελαφρά οπλισμένα τοιχεία (T26, T27, T28, T29) περίπου ίδιων διαστάσεων και με τρόπο τέτοιο, έτσι ώστε να μην αλλάζουν το κέντρο ελαστικής στροφής του κτιρίου αλλά ταυτόχρονα αυξάνοντας τη δυσκαμψία του. Πρόκειται για ελαφρά οπλισμένα τοιχεία όπου για την κατασκευή τους χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C 30/35 και χάλυβας B500C για σχάρα οπλισμού Φ8/15 cm.

Στη συνέχεια ενισχύθηκαν κατά κύριο λόγο οι δοκοί με τη χρήση ινοπλισμένων πολυμερών (FRP) έτσι ώστε να αντιμετωπιστεί η διατμητική αστοχία των συγκεκριμένων δομικών μελών. Πραγματοποιήθηκε λοιπόν χρήση του υλικού SikaWrap-230C. Το συγκεκριμένο υλικό είναι ένα πλεκτό ύφασμα με ίνες άνθρακα μονής διεύθυνσεως, μέσω αντοχών, σχεδιασμένο για τοποθέτηση χρησιμοποιώντας την ξηρή ή την υγρή μέθοδο εφαρμογής. Με την εφαρμογή τους, βελτιώνεται η σεισμική συμπεριφορά των μελών και αυξάνεται η αντίσταση έναντι σεισμικών μετακινήσεων, χωρίς όμως να μεταβάλλονται τα γεωμετρικά

χαρακτηριστικά τους. Παρακάτω στο Πίνακα 4-1 αναγράφονται τα χαρακτηριστικά αλλά και το πάχος του ινοπλισμένου πολυμερούς που χρησιμοποιήθηκε και στο Σχήμα 4-1 απεικονίζεται η όψη του.

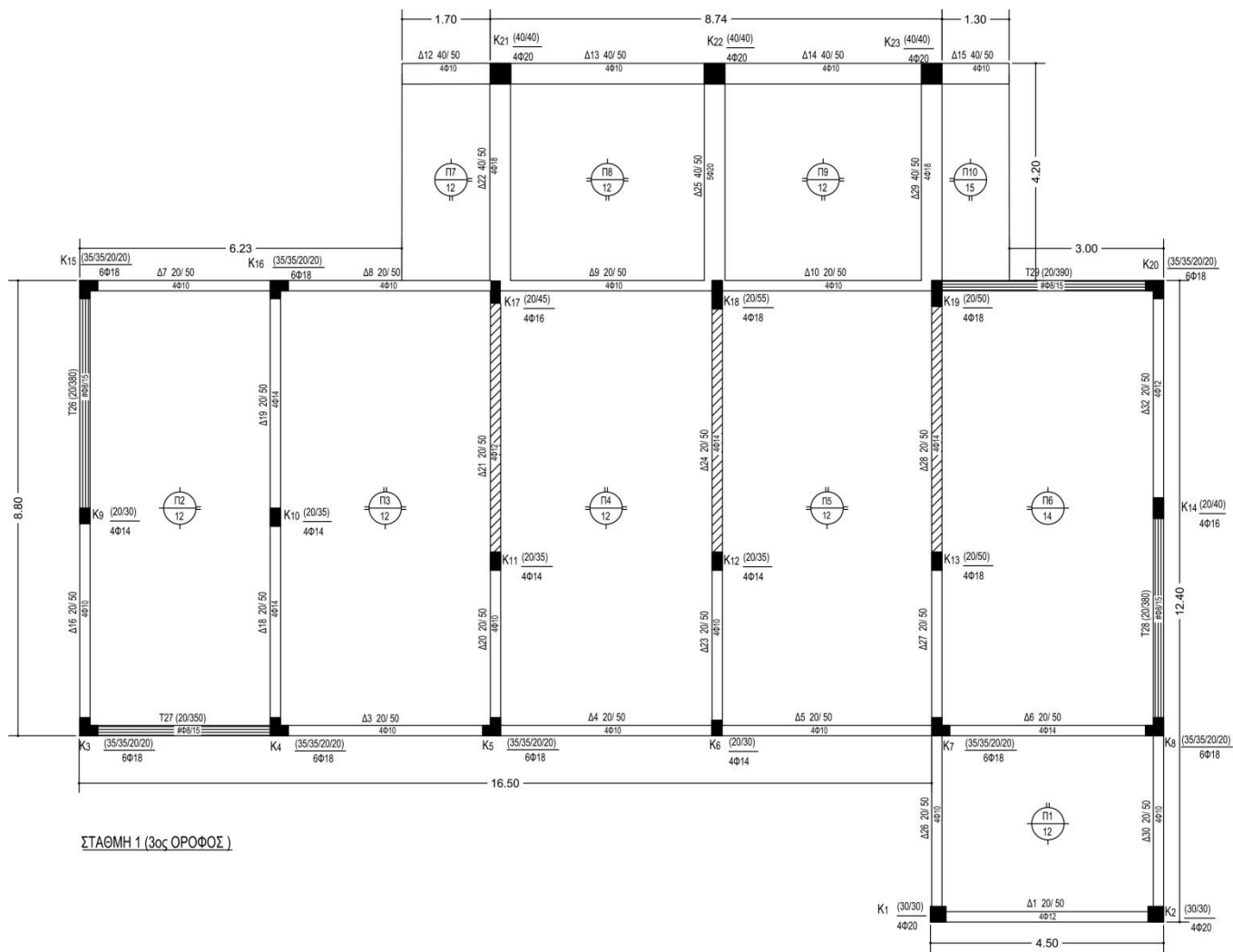
Πίνακας 4- 1:Χαρακτηριστικά Ινοπλισμένου Πολυμερούς που χρησιμοποιήθηκε στην ενίσχυση

<b>SikaWrap - 230C</b>	
<b>Πάχος</b>	0.131 mm
<b>Εφελκυστική Αντοχή</b>	$F_{frp} = 4300 \text{ MPa}$
<b>Μέτρο Ελαστικότητας</b>	$E_{frp} = 238 \text{ GPa}$
<b>Παραμόρφωση Θραύσης</b>	$\epsilon_{frp} = 1,8\%$



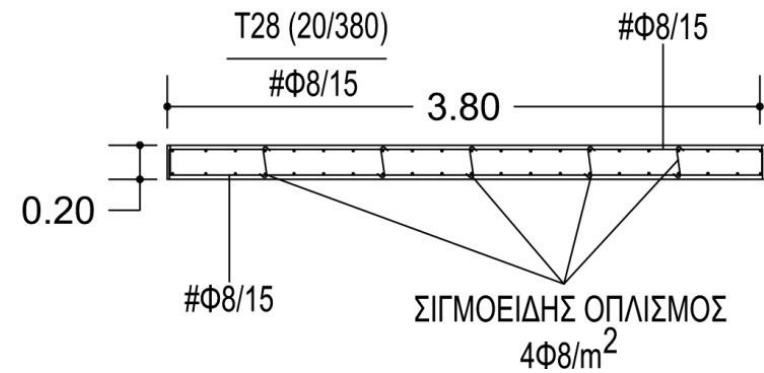
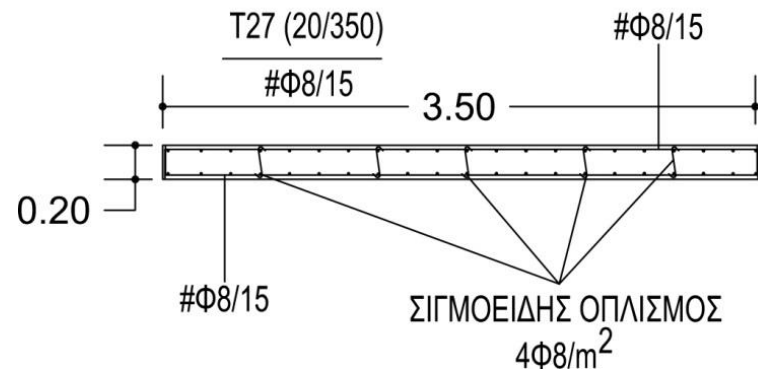
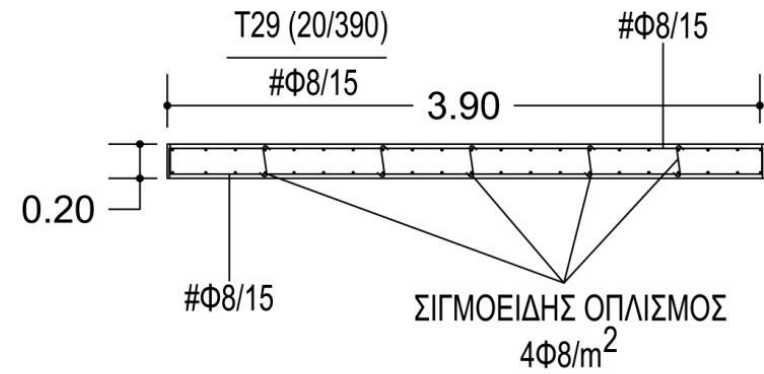
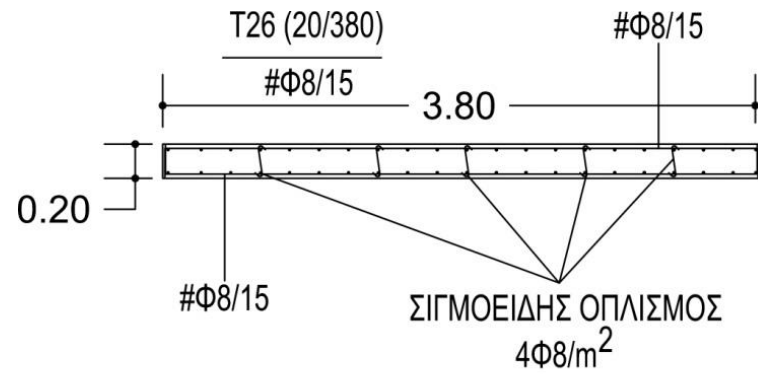
Σχήμα 4- 1:Όψη SikaWrap -230C

Παρακάτω στο Σχήμα 4-2 απεικονίζεται με ακρίβεια τόσο η κατασκευή των τεσσάρων τοιχείων όσο και τα δομικά μέλη που ενισχύθηκαν με τη χρήση ινοπλισμένου πολυμερούς SikaWrap -230C (γραμμοσκιασμένα δοκάρια).



Σχήμα 4- 2:Ενίσχυση δομικών μελών 1<sup>ης</sup> Στάθμης

- Κατασκευή Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων T26, T27, T28, T29



Σχήμα 4- 3: Διατομές Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχείων

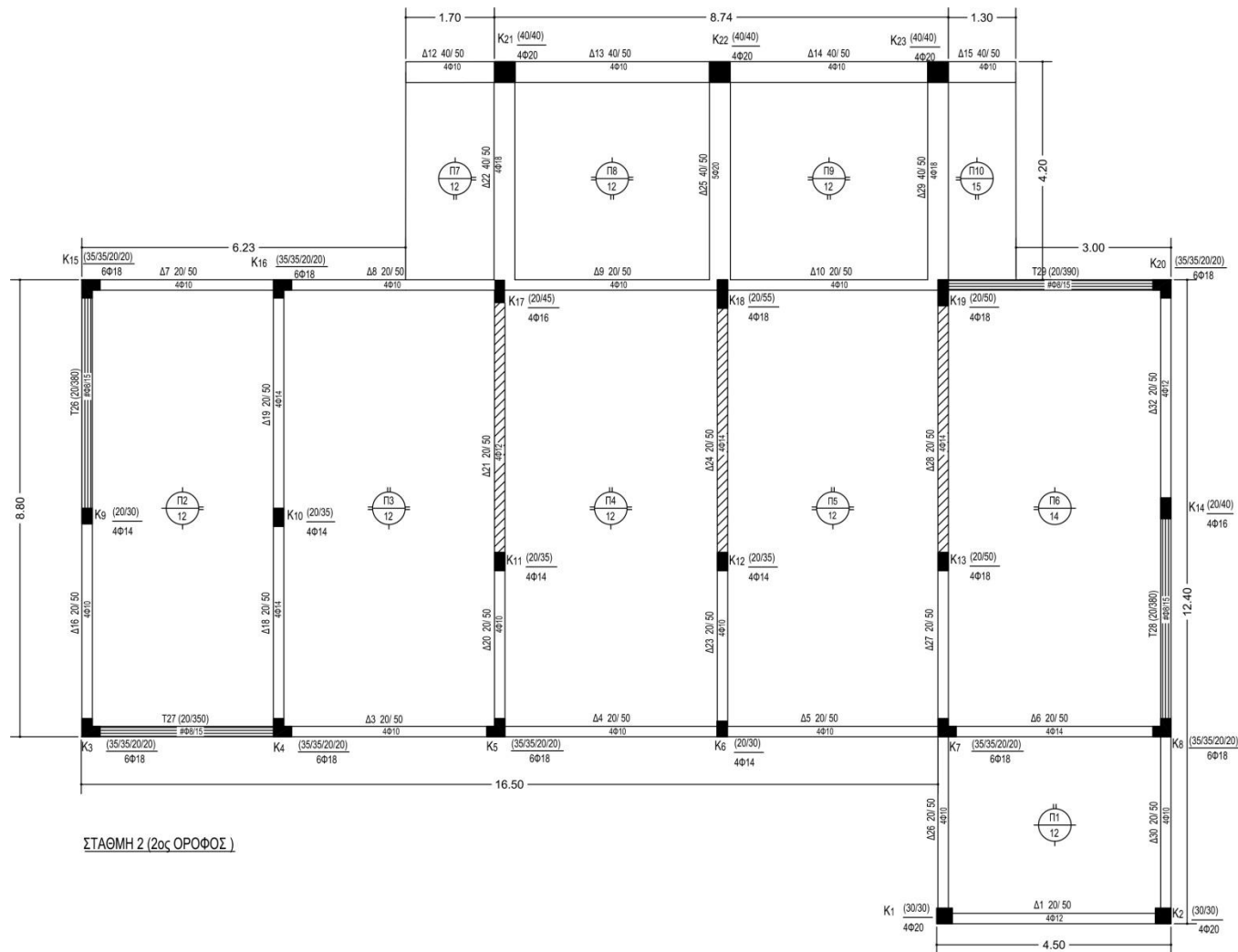


- **Ενίσχυση 2<sup>ης</sup> Στάθμης**

Στη συγκεκριμένη στάθμη κατασκευάστηκαν τέσσερα ελαφρά οπλισμένα τοιχεία (T26, T27, T28, T29) περίπου ίδιων διαστάσεων και με τρόπο τέτοιο, έτσι ώστε να μην αλλάζουν το κέντρο ελαστικής στροφής του κτιρίου αλλά ταυτόχρονα αυξάνοντας τη δυσκαμψία του. Πρόκειται για ελαφρά οπλισμένα τοιχεία όπου για την κατασκευή τους χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C 30/35 και χάλυβας B500 C για σχάρα οπλισμού Φ8/15 cm.

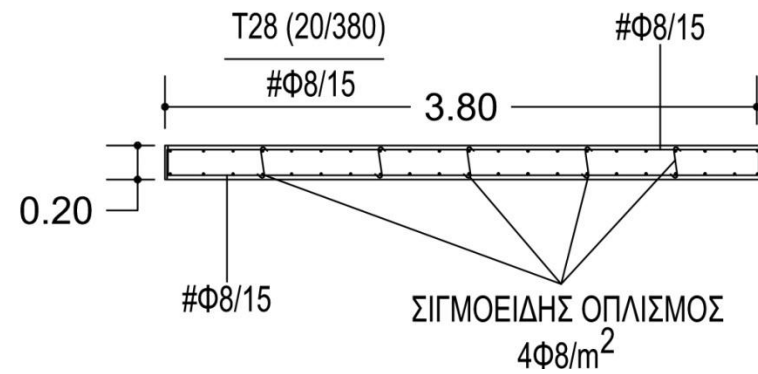
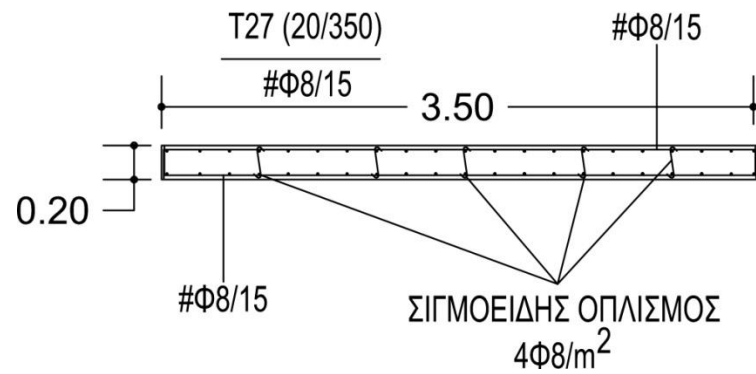
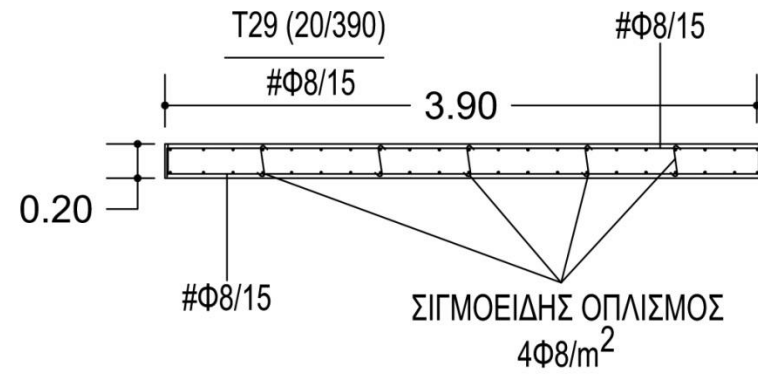
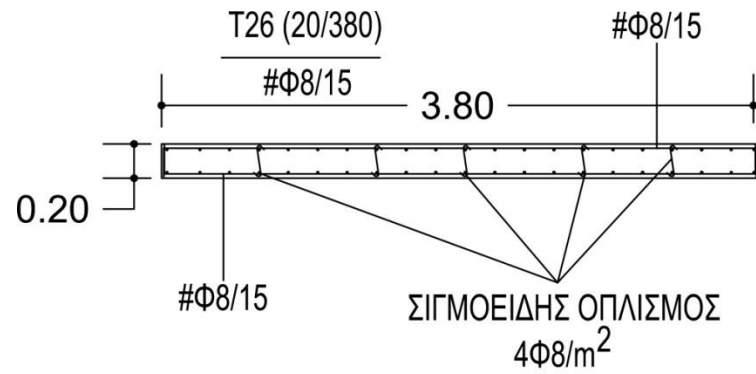
Στη συνέχεια ενισχύθηκαν κατά κύριο λόγο οι δοκοί με τη χρήση ινοπλισμένων πολυμερών (FRP) έτσι ώστε να αντιμετωπιστεί η διατμητική αστοχία των συγκεκριμένων δομικών μελών. Πραγματοποιήθηκε λοιπόν χρήση του υλικού SikaWrap-230C.

Παρακάτω στο Σχήμα 4-4 απεικονίζεται με ακρίβεια τόσο η κατασκευή των τεσσάρων τοιχείων όσο και τα δομικά μέλη που ενισχύθηκαν με τη χρήση ινοπλισμένου πολυμερούς SikaWrap -230C (γραμμοσκιασμένα δοκάρια).



Σχήμα 4- 4:Ενίσχυση δομικών μελών 2<sup>ης</sup> Στάθμης

- Κατασκευή Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων T26, T27, T28, T29



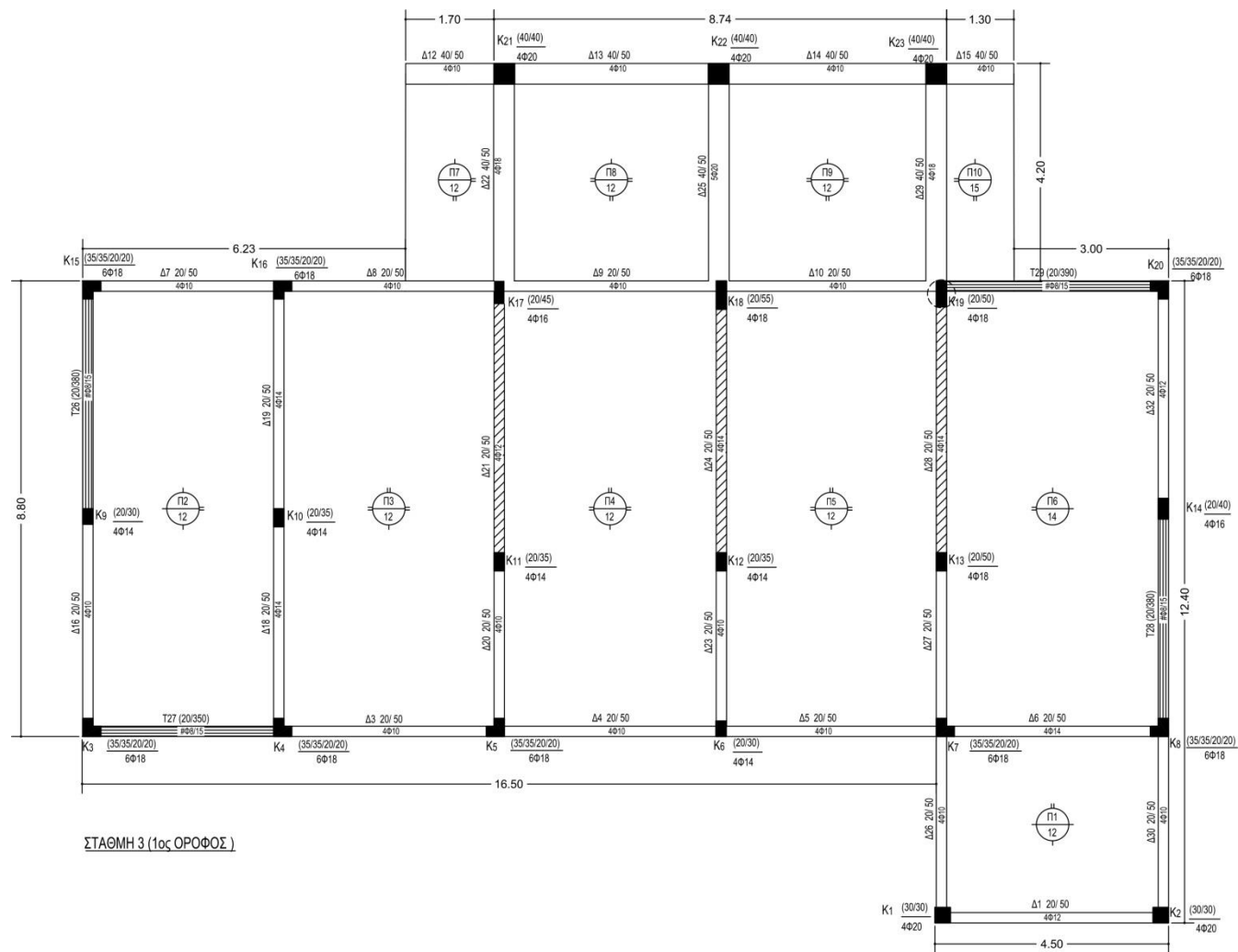
Σχήμα 4- 5: Διατομές Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχείων

- **Ενίσχυση 3<sup>ης</sup> Στάθμης**

Στη συγκεκριμένη στάθμη κατασκευάστηκαν τέσσερα ελαφρά οπλισμένα τοιχεία (T26, T27, T28, T29) περίπου ίδιων διαστάσεων και με τρόπο τέτοιο, έτσι ώστε να μην αλλάζουν το κέντρο ελαστικής στροφής του κτιρίου αλλά ταυτόχρονα αυξάνοντας τη δυσκαμψία του. Πρόκειται για ελαφρά οπλισμένα τοιχεία όπου για την κατασκευή τους χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C 30/35 και χάλυβας B500 C για σχάρα οπλισμού Φ8/15 cm.

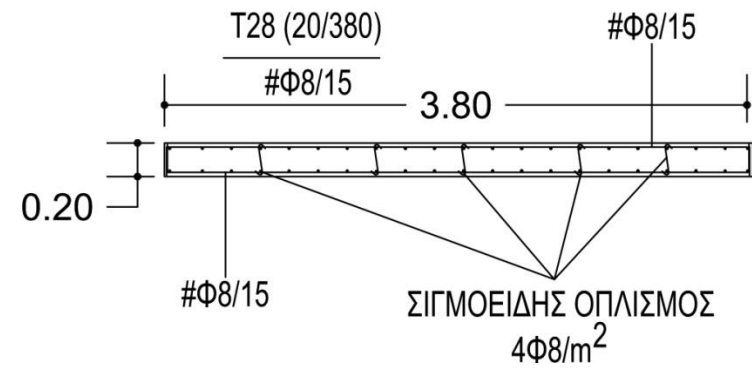
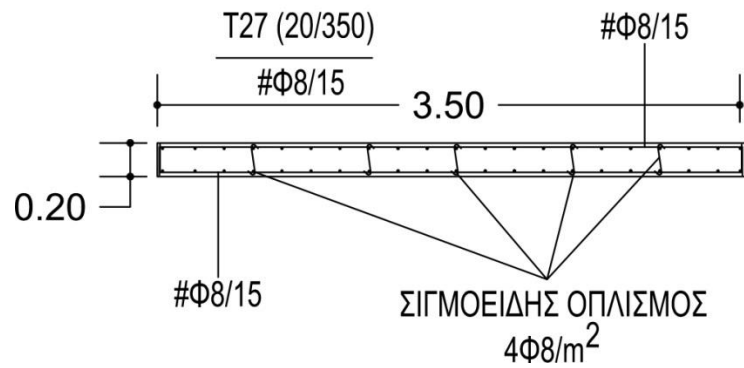
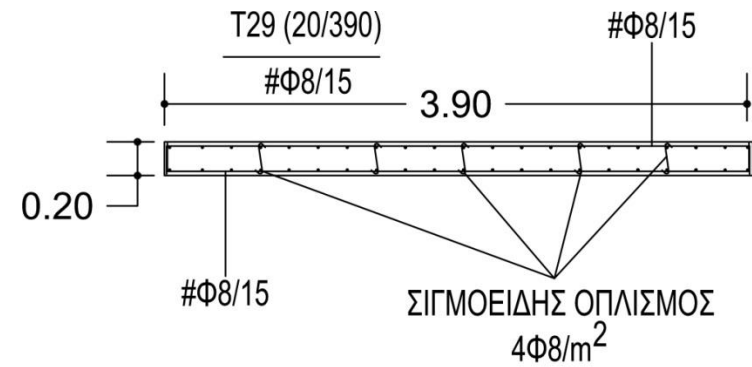
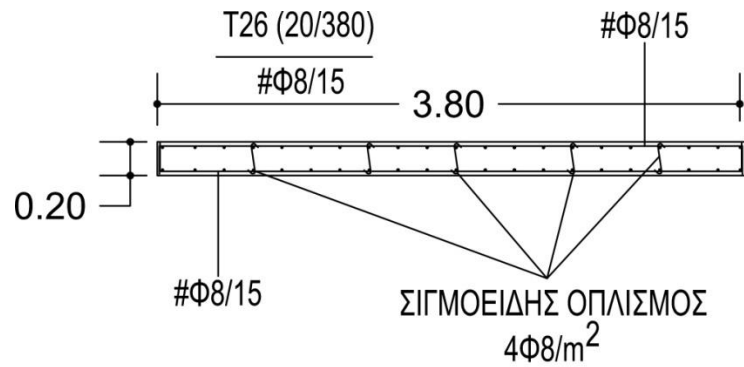
Στη συνέχεια ενισχύθηκαν κατά κύριο λόγο οι δοκοί και ένα υποστύλωμα με τη χρήση ινοπλισμένων πολυμερών (FRP) έτσι ώστε να αντιμετωπιστεί η διατμητική αστοχία των συγκεκριμένων δομικών μελών. Πραγματοποιήθηκε λοιπόν χρήση του υλικού SikaWrap-230C.

Παρακάτω στο Σχήμα 4-6 απεικονίζεται με ακρίβεια τόσο η κατασκευή των τεσσάρων τοιχείων όσο και τα δομικά μέλη που ενισχύθηκαν με τη χρήση ινοπλισμένου πολυμερούς SikaWrap -230C (γραμμοσκιασμένα δοκάρια και κυκλωμένο υποστύλωμα).



Σχήμα 4- 6:Ενίσχυση δομικών μελών 3<sup>ης</sup> Στάθμης

- Κατασκευή Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων T26, T27, T28, T29



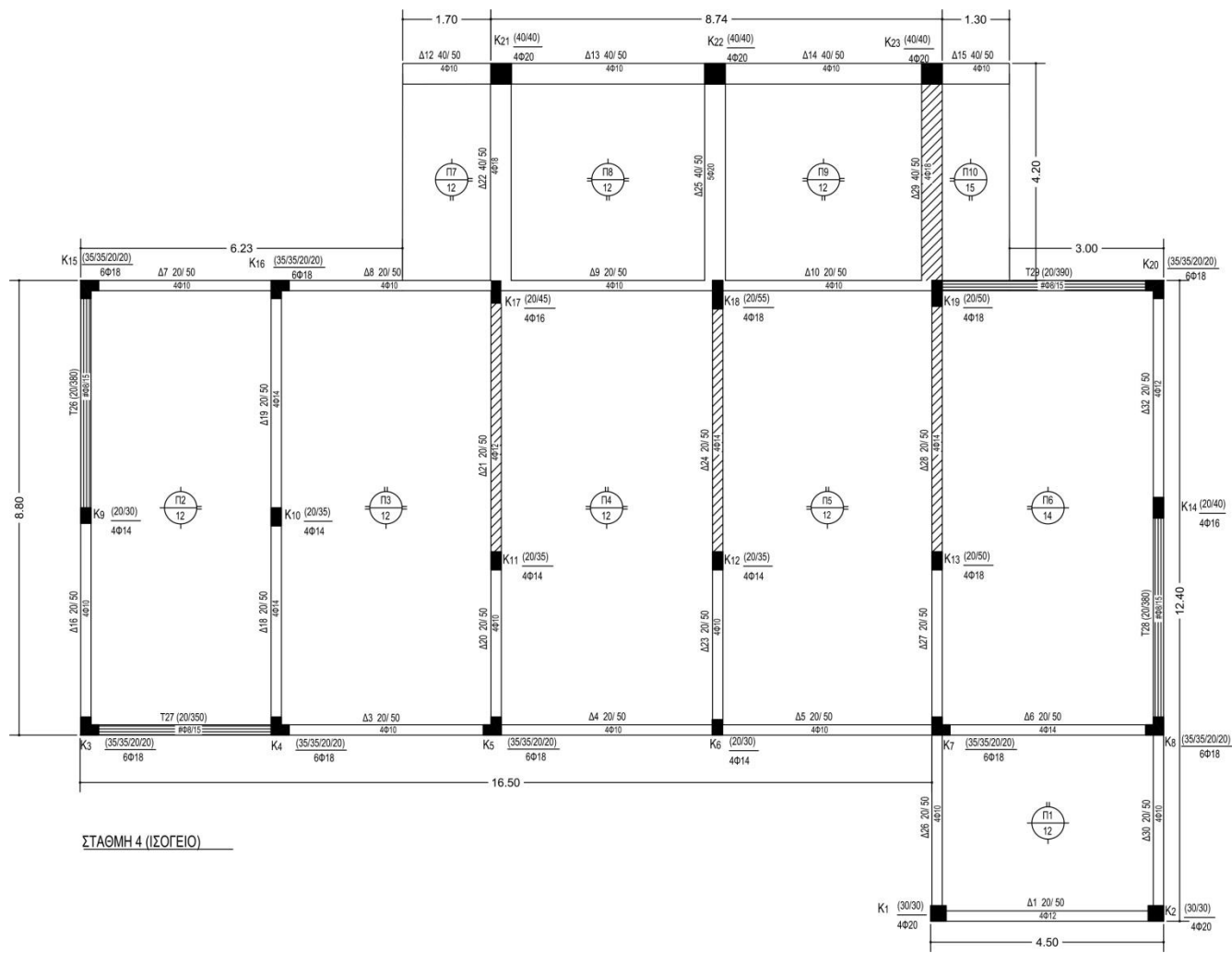
Σχήμα 4- 7: Διατομές Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχείων

- **Ενίσχυση 4<sup>ης</sup> Στάθμης**

Στη συγκεκριμένη στάθμη κατασκευάστηκαν τέσσερα ελαφρά οπλισμένα τοιχεία (T26, T27, T28, T29) περίπου ίδιων διαστάσεων και με τρόπο τέτοιο, έτσι ώστε να μην αλλάζουν το κέντρο ελαστικής στροφής του κτιρίου αλλά ταυτόχρονα αυξάνοντας τη δυσκαμψία του. Πρόκειται για ελαφρά οπλισμένα τοιχεία όπου για την κατασκευή τους χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C 30/35 και χάλυβας B500 C για σχάρα οπλισμού Φ8/15 cm.

Στη συνέχεια ενισχύθηκαν κατά κύριο λόγο οι δοκοί με τη χρήση ινοπλισμένων πολυμερών (FRP) έτσι ώστε να αντιμετωπιστεί η διατμητική αστοχία των συγκεκριμένων δομικών μελών. Πραγματοποιήθηκε λοιπόν χρήση του υλικού SikaWrap-230C.

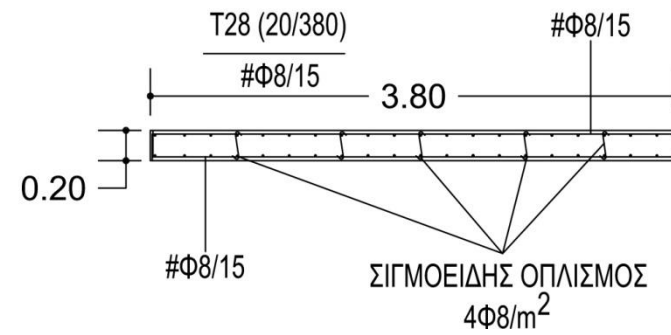
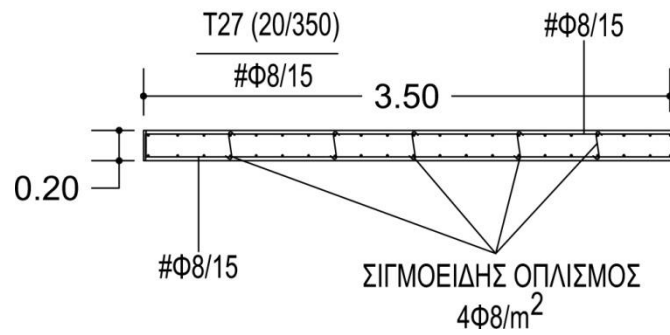
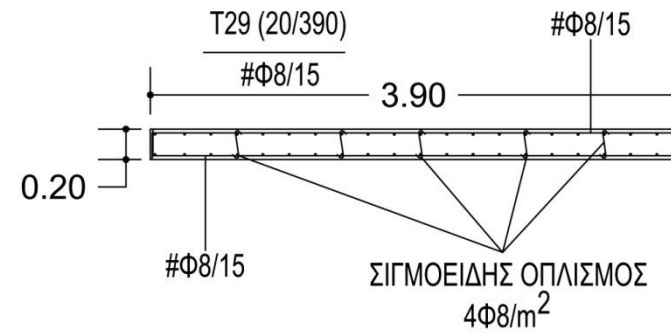
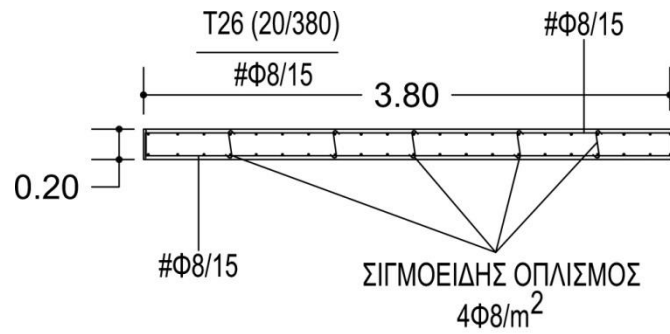
Παρακάτω στο Σχήμα 4-8 απεικονίζεται με ακρίβεια τόσο η κατασκευή των τεσσάρων τοιχείων όσο και τα δομικά μέλη που ενισχύθηκαν με τη χρήση ινοπλισμένου πολυμερούς SikaWrap -230C (γραμμοσκιασμένα δοκάρια).



Σχήμα 4- 8:Ενίσχυση δομικών μελών 4<sup>ης</sup> Στάθμης



- Κατασκευή Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων T26, T27, T28, T29



Σχήμα 4- 9: Διατομές Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχείων

#### 4.1.1 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης

Έπειτα από την ολοκλήρωση της ενίσχυσης των δομικών μελών που εμφάνιζαν στατική ανεπάρκεια, αλλά και την ενίσχυση όλου του φορέα γενικότερα με την κατασκευή των τεσσάρων τοιχωμάτων, προκύπτουν τα ακόλουθα αποτελέσματα για ιδιομορφική ανάλυση για κάθε διεύθυνση σεισμού στο υφιστάμενο κτίριο. Βέβαια αξίζει να σημειωθεί ότι τα τοιχώματα T26 και T28 είναι τοποθετημένα συμμετρικά ως προς τον άξονα γγ', ενώ τα τοιχώματα T27 και T29 ως προς τον χχ', γεγονός που διατηρεί τη κανονικότητα σε κάτοψη που προϋπήρχε εξ αρχής.

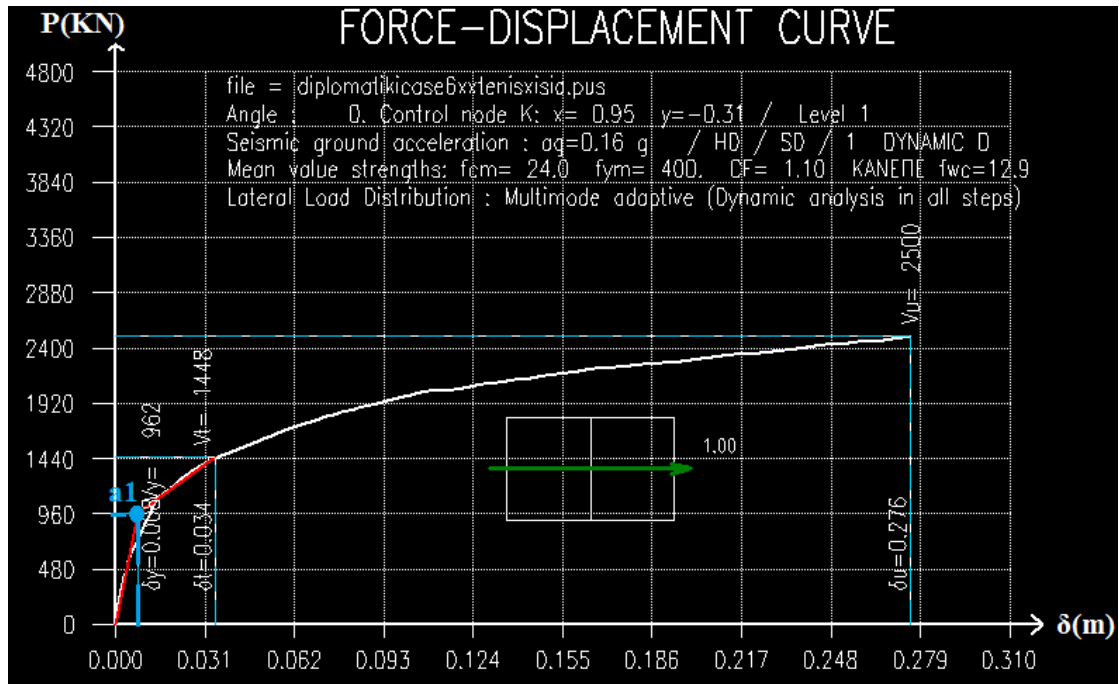
#### 4.1.2 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης για διεύθυνση χ

Στη συγκεκριμένη περίπτωση ο φορέας φορτίζεται με σεισμικές φορτίσεις δυναμικής κατανομής κατά τη διεύθυνση χ. Κατά την εν λόγω διεύθυνση θα λειτουργήσουν τα δύο ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα, τα οποία θα παραλάβουν και το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής ενέργειας. Έπειτα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων επιλύσεων, προκύπτει το παρακάτω **διάγραμμα δύναμης P – μετακίνησης οροφής δ**, μέσω του οποίου εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα για την επάρκεια του φορέα.

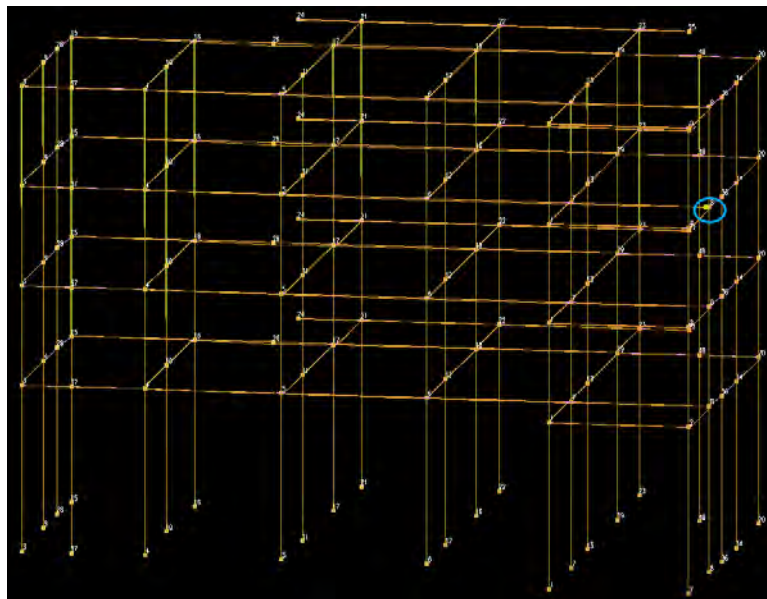
- **Διάγραμμα δύναμης P – μετακίνησης οροφής δ**

Στα παρακάτω σχήματα 4-10, 4-12, 4-14 παρουσιάζονται τα αντίστοιχα διαγράμματα δύναμης – μετακίνησης οροφής από τη στιγμή της δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης μέχρι τη στιγμή της κατάρρευσης του φορέα, σχολιάζοντας ταυτόχρονα τα εκάστοτε αποτελέσματα.

1) Θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης



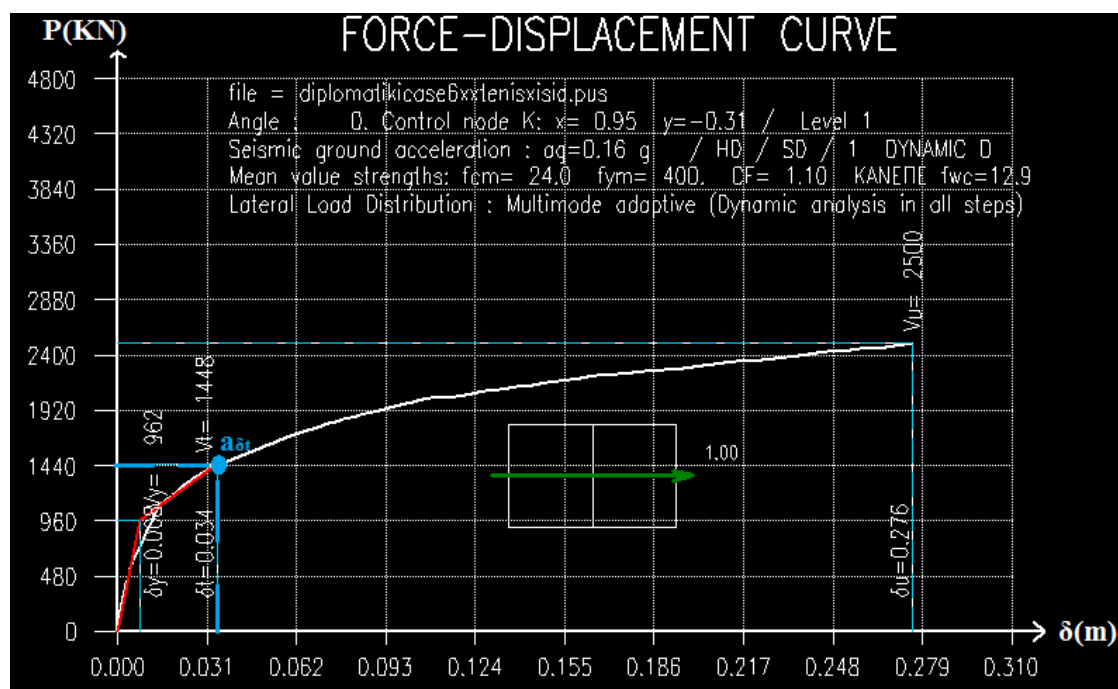
Σχήμα 4- 10:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής  $\delta$  για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $\chi$  (θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης)



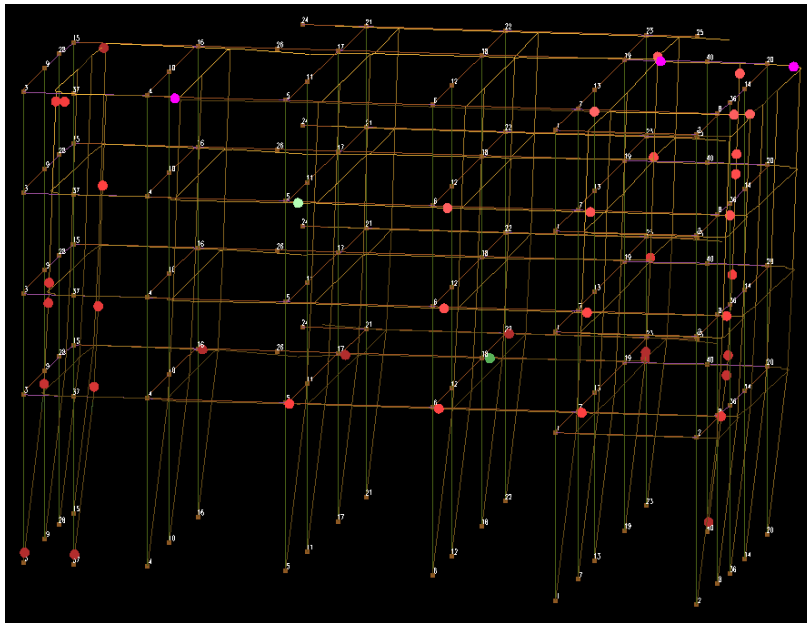
Σχήμα 4- 11:Θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης

Στο Σχήμα 4-10 παρατηρείται ότι από την αρχή των αξόνων μέχρι και το σημείο α1 ο φορέας συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς κανένα δομικό του στοιχείο δεν έχει επέλθει σε διαρροή μέχρι εκείνη τη στιγμή. Από εκείνη τη στιγμή και έπειτα δημιουργούνται ταυτόχρονα οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις στο δεξί άκρο της δοκού 6 που βρίσκεται στη στάθμη 2 (2<sup>ος</sup> όροφος). Έπειτα δημιουργούνται και άλλες πλαστικές αρθρώσεις και σε άλλα δομικά μέλη του φορέα έως ότου επέλθει η κατάρρευση. Από το Σχήμα 4-10 παρατηρείται ότι για την δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης η τέμνουσα βάσης P έχει τιμή ίση με 962 KN και η μετακίνηση οροφής δ τιμή ίση με 0,008 m, εφόσον εκείνη τη στιγμή ίσχυε ότι  $\theta > \theta_y$ . Τέλος ο λόγος υπεραντοχής του κτιρίου είναι 2,6.

## 2) Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης



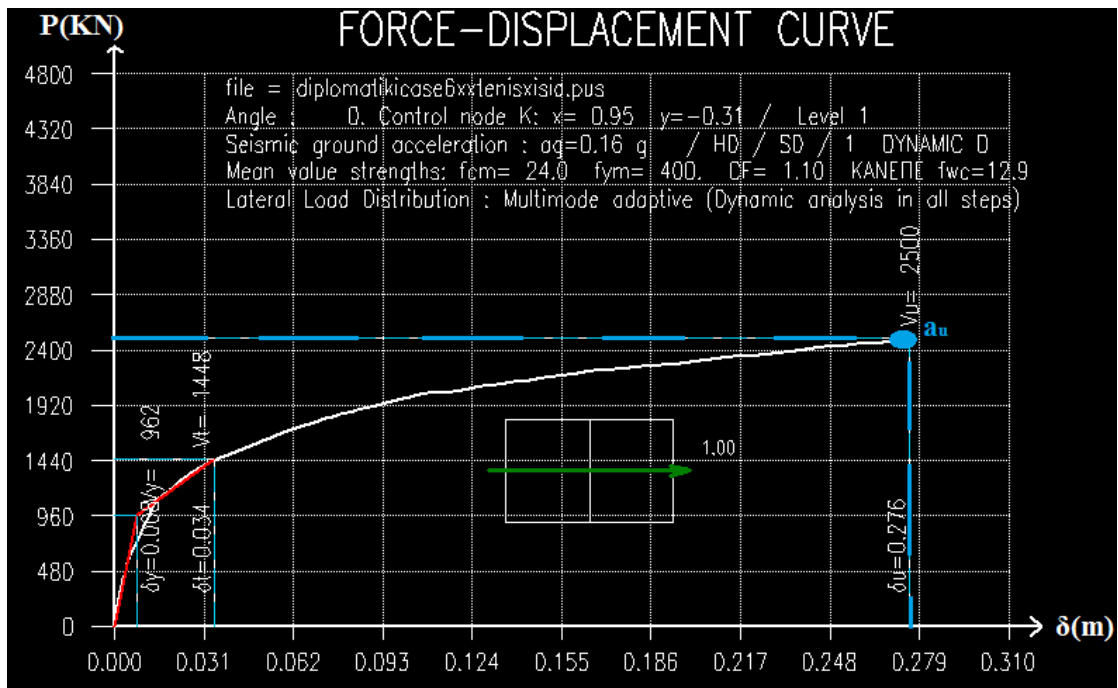
Σχήμα 4- 12:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ (θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης)



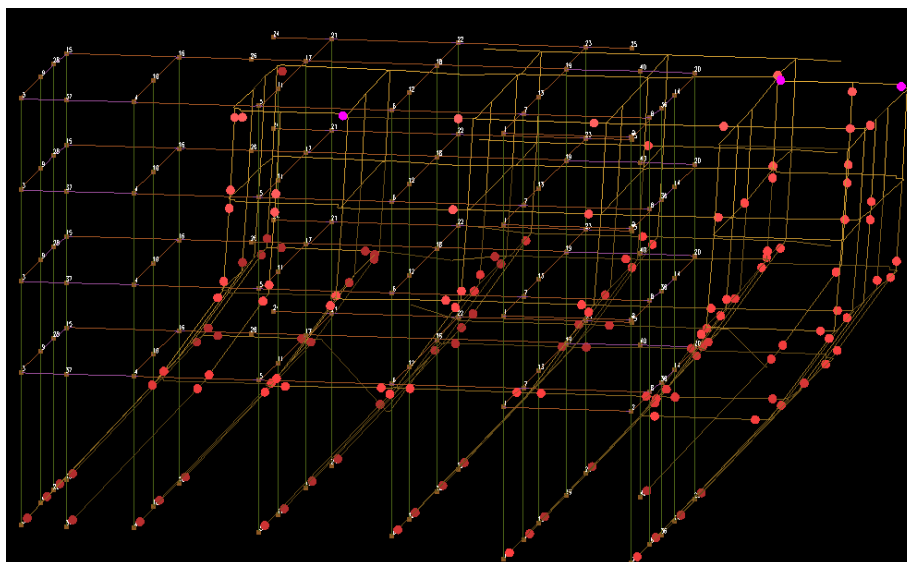
Σχήμα 4- 13:Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης

Πλέον σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε περισσότερες δοκούς αλλά και σε υποστυλώματα όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4-13. Η στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta_t$  δείχνει τη μέγιστη μετακίνηση που δύναται να επέλθει ο φορέας σύμφωνα βέβαια και με τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει ορισθεί, δηλαδή το ανεκτό επιθυμητό όριο βλαβών που έχει καθορισθεί. Στην εν λόγω περίπτωση παρατηρείται η δημιουργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων, οι οποίες ως επί το πλείστον βρίσκονται σε δοκούς σε διάφορες στάθμες του φορέα. Τέλος η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης  $V_t$  ισούται με 1448 KN και προκαλεί στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta_t$  ίση με 0,034 m.

3) Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης



Σχήμα 4- 14: Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ (θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης)



Σχήμα 4- 15: Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης

Στη θέση αι, πραγματοποιείται η θεωρητική κατάρρευση της κατασκευής, μετά από το σχηματισμό επαρκώς ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4-15, ικανοποιείται δηλαδή η σχέση  $\theta > \theta_{SD} = \frac{(\theta_u + \theta_y)}{2\gamma_{RD}}$  για πρωτεύοντα μέλη για στάθμη επιτελεστικότητας SD. Επίσης σημειώνονται μόνο διατμητικές αστοχίες στα μέλη του φορέα, γεγονός που ικανοποιείται από το κριτήριο  $V > V_{Rmax}$ . Η κίνηση του κτιρίου είναι κυρίως μεταφορική και λιγότερο στρεπτική κατά τη στιγμή δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης. Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται τη στιγμή που η τέμνουσα βάσης είναι  $P = 2500 \text{ KN}$  και η αντίστοιχη μετατόπιση της οροφής  $\delta_u = 0,276 \text{ m}$ .

#### 4.1.3 Λόγοι επάρκειας ενισχυμένων δομικών μελών

- **Λόγοι Επάρκειας δομικών μελών**

Οι λόγοι επάρκειας (ικανότητα / απαίτηση) υποδεικνύουν εάν και κατά πόσο ένα μέλος του φέροντος οργανισμού έχει ξεπεράσει την οριακή τιμή γωνίας στροφής χορδής  $\theta$  ( $cap = \theta_{lim} / \theta$ ) ή τέμνουσας δύναμης ( $cap = V_R / V$ ) που αντιστοιχούν στη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει καθορισθεί. Εφόσον  $cap \geq 1$ , τότε το κριτήριο ικανοποιείται, αλλιώς το κτίριο δεν επαρκεί για την συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας. Συνεπώς απαιτείται ενίσχυση του υπάρχοντος φορέα.

#### **Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 1<sup>η</sup> Στάθμη**

Στον Πίνακα 4-2 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 2:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 1		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 21	1.75	1.84
Δ 24	1.82	1.77
Δ 28	1.64	1.47

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 2<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-3 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 3:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 2		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 21	1.72	1.87
Δ 24	1.80	1.78
Δ 28	1.61	1.49

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 3<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-4 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.



Πίνακας 4- 4:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 3		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 21	1.73	1.86
Δ 24	1.8	1.78
Δ 28	1.61	1.50
Κ 19	1.17	50.00

#### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 4<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-5 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 5:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 4		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 21	1.75	1.84
Δ 24	1.82	1.76
Δ 28	1.61	1.50
Δ 29	1.05	1.65

#### **4.1.4 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης για διεύθυνση γ**

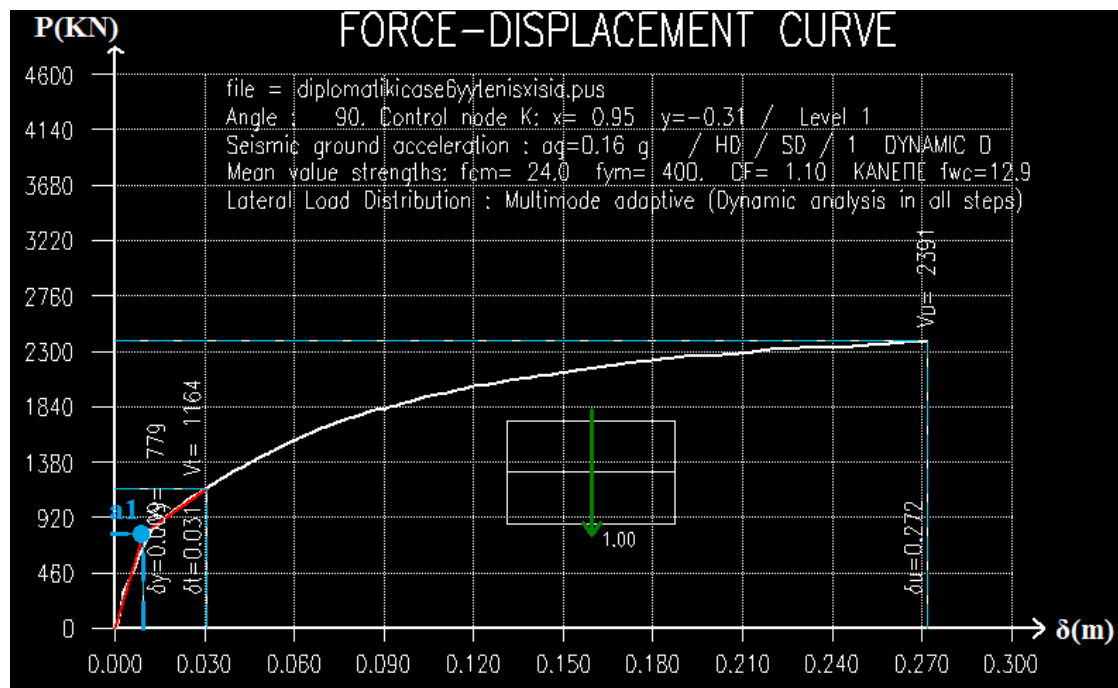
Στη συγκεκριμένη περίπτωση ο φορέας φορτίζεται με σεισμικές φορτίσεις δυναμικής κατανομής κατά τη διεύθυνση γ. Κατά την εν λόγω διεύθυνση θα λειτουργήσουν τα άλλα δύο ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα, τα οποία θα παραλάβουν και το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής ενέργειας. Έπειτα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων επιλύσεων, προκύπτει το παρακάτω **διάγραμμα**

δύναμης  $P$  – μετακίνησης οροφής  $\delta$ , μέσω του οποίου εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα για την επάρκεια του φορέα.

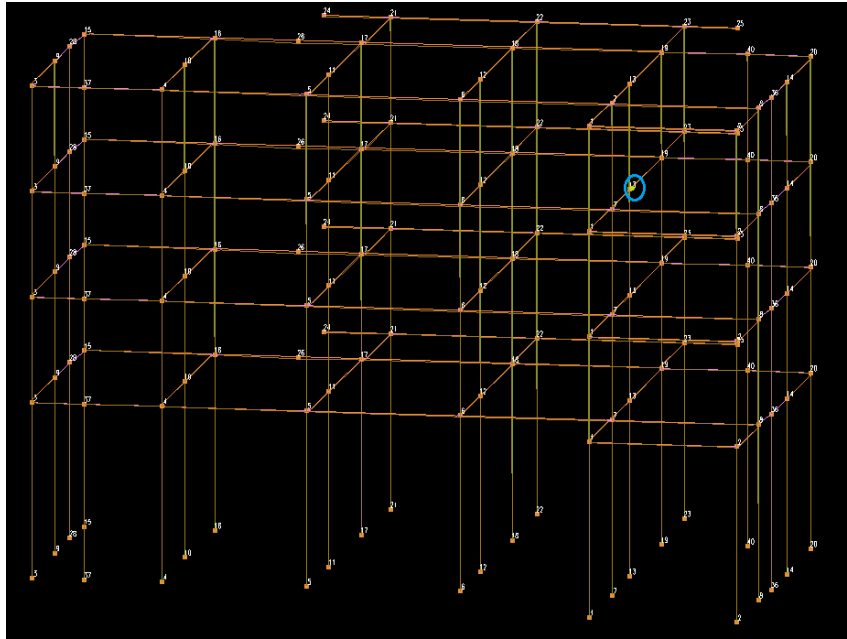
- Διάγραμμα δύναμης  $P$  – μετακίνησης οροφής  $\delta$

Στα παρακάτω σχήματα 4-16, 4-18, 4-20 παρουσιάζονται τα αντίστοιχα διαγράμματα δύναμης – μετακίνησης οροφής από τη στιγμή της δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης μέχρι τη στιγμή της κατάρρευσης του φορέα, σχολιάζοντας ταυτόχρονα τα εκάστοτε αποτελέσματα.

1) Θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης



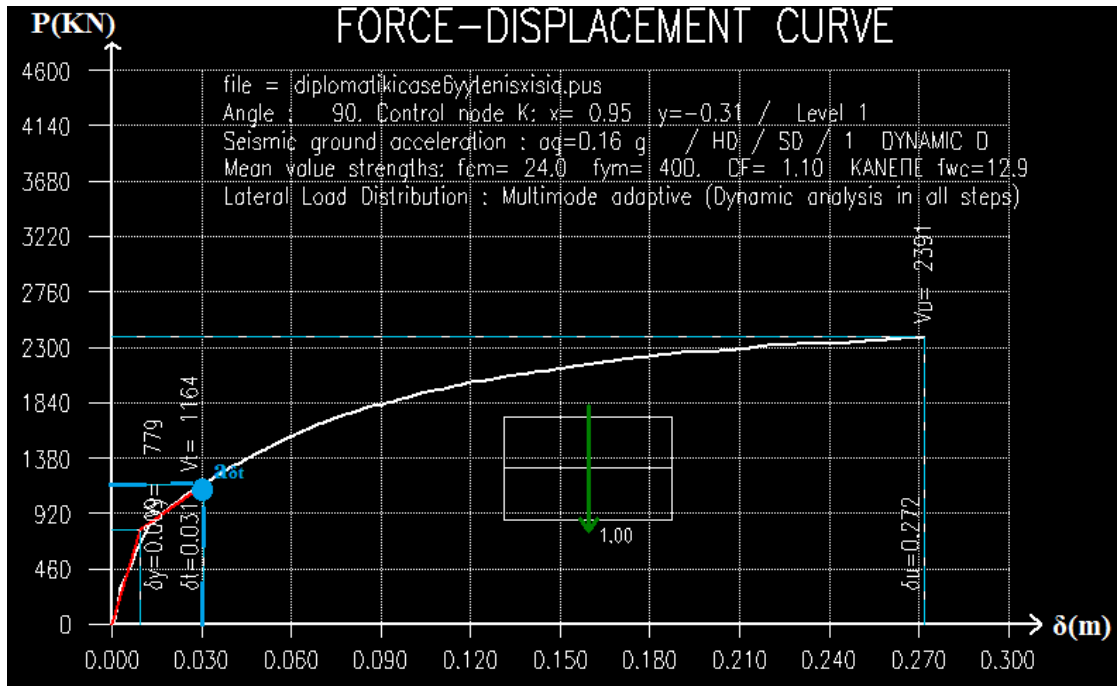
Σχήμα 4- 16:Διάγραμμα δύναμης  $P$  - μετακίνησης οροφής  $\delta$  για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $y$  (θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης)



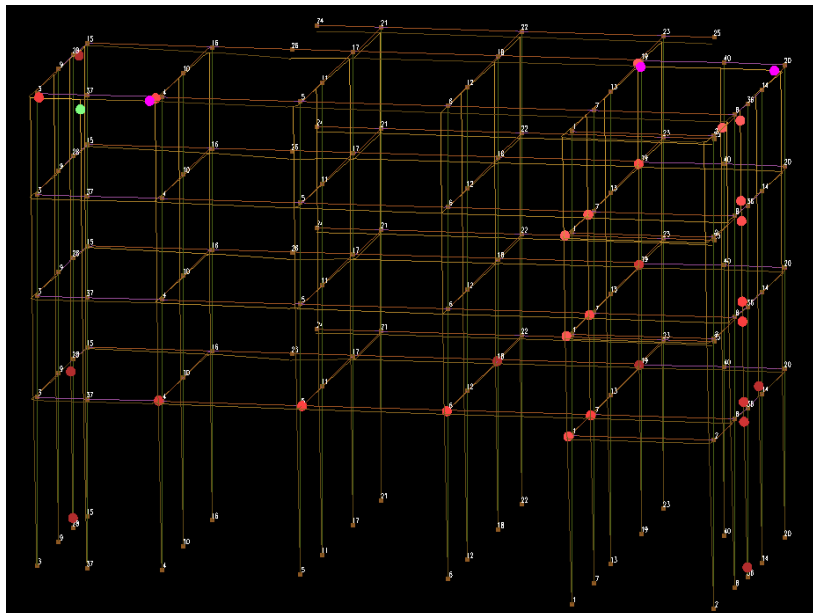
Σχήμα 4- 17:Θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης

Στο Σχήμα 4-16 παρατηρείται ότι από την αρχή των αξόνων μέχρι και το σημείο α1 ο φορέας συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς κανένα δομικό του στοιχείο δεν έχει επέλθει σε διαρροή μέχρι εκείνη τη στιγμή. Από εκείνη τη στιγμή και έπειτα δημιουργείται η πρώτη πλαστική άρθρωση στο αριστερό άκρο της δοκού 29 που βρίσκεται στη στάθμη 2 (2<sup>ος</sup> όροφος). Έπειτα δημιουργούνται και άλλες πλαστικές αρθρώσεις και σε άλλα δομικά μέλη του φορέα έως ότου επέλθει η κατάρρευση. Από το Σχήμα 4-16 παρατηρείται ότι για την δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης η τέμνουσα βάση  $P$  έχει τιμή ίση με 779 KN και η μετακίνηση οροφής  $\delta$  τιμή ίση με 0,009 m, εφόσον εκείνη τη στιγμή ίσχυε ότι  $\theta > \theta_y$ . Τέλος ο λόγος υπεραντοχής του κτιρίου είναι 3,07.

2) Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης



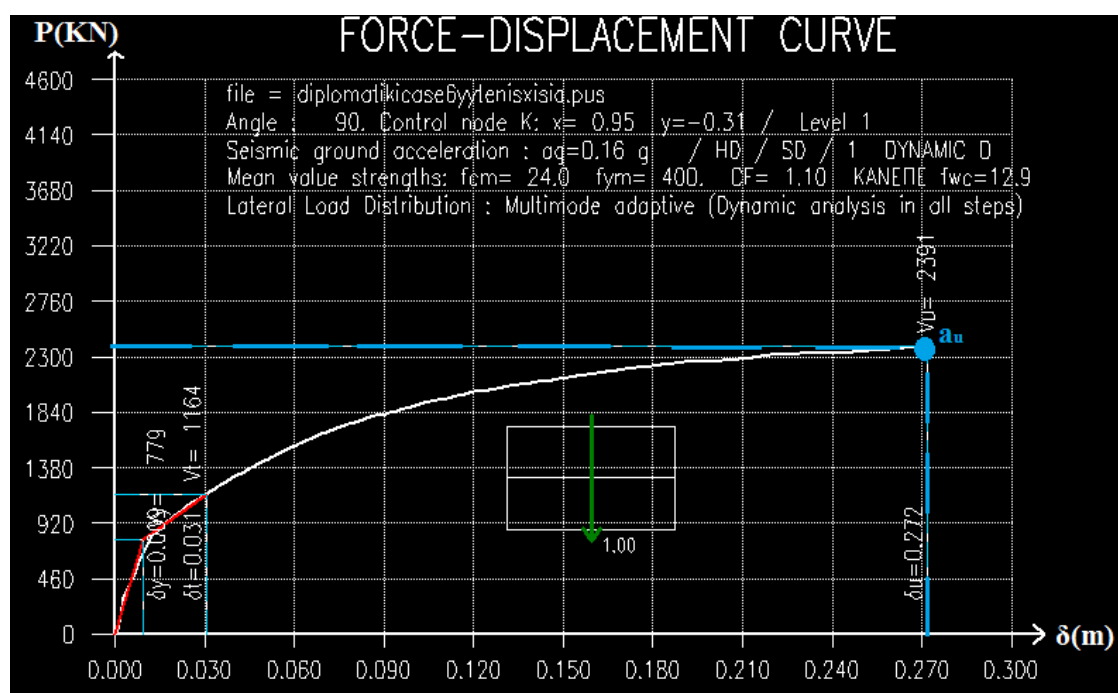
Σχήμα 4- 18:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ (θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης)



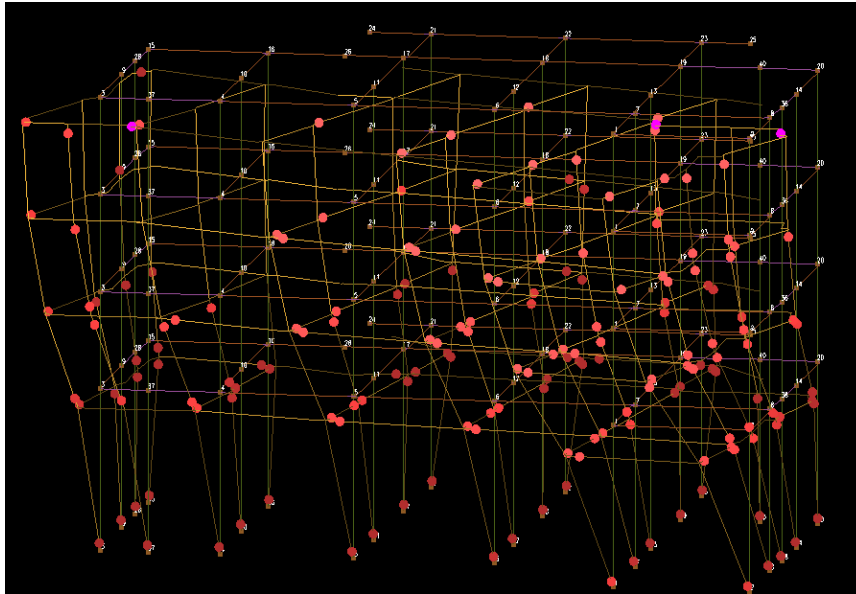
Σχήμα 4- 19:Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης

Πλέον σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε περισσότερες δοκούς αλλά και σε υποστυλώματα όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4-19. Η στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta_t$  δείχνει τη μέγιστη μετακίνηση που δύναται να επέλθει ο φορέας σύμφωνα βέβαια και με τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει ορισθεί, δηλαδή το ανεκτό επιθυμητό όριο βλαβών που έχει καθορισθεί. Στην εν λόγω περίπτωση παρατηρείται η δημιουργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων, οι οποίες ως επί το πλείστον βρίσκονται σε δοκούς σε διάφορες στάθμες του φορέα. Τέλος η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης  $V_t$  ισούται με 1164 kN και προκαλεί στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta_t$  ίση με 0,031 m.

### 3) Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης



Σχήμα 4- 20:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής  $\delta$  για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $\gamma$  (θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης)



Σχήμα 4- 21:Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης

Στη θέση αι, πραγματοποιείται η θεωρητική κατάρρευση της κατασκευής, μετά από το σχηματισμό επαρκώς ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4-21, ικανοποιείται δηλαδή η σχέση  $\theta > \theta_{SD} = \frac{(\theta u + \theta y)}{2\gamma RD}$  για πρωτεύοντα μέλη για στάθμη επιτελεστικότητας SD. Επίσης σημειώνονται μόνο διατμητικές αστοχίες στα μέλη του φορέα, γεγονός που ικανοποιείται από το κριτήριο  $V > V_{Rmax}$ . Η κίνηση του κτιρίου είναι κυρίως μεταφορική και λιγότερο στρεπτική κατά τη στιγμή δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης. Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται τη στιγμή που η τέμνουσα βάσης είναι  $P = 2391$  KN και η αντίστοιχη μετατόπιση της οροφής  $\delta_u = 0,272$  m.

#### 4.1.5 Λόγοι επάρκειας ενισχυμένων δομικών μελών

- **Λόγοι Επάρκειας δομικών μελών**

Οι λόγοι επάρκειας (ικανότητα / απαίτηση) υποδεικνύουν εάν και κατά πόσο ένα μέλος του φέροντος οργανισμού έχει ξεπεράσει την οριακή τιμή γωνίας στροφής χορδής  $\theta$  ( $cap = \theta_{lim} / \theta$ ) ή τέμνουσας δύναμης ( $cap = V_R / V$ ) που

αντιστοιχούν στη στάθμη επιτελεσματικότητας που έχει καθορισθεί. Εφόσον  $cap \geq 1$  , τότε το κριτήριο ικανοποιείται , αλλιώς το κτίριο δεν επαρκεί για την συγκεκριμένη στάθμη επιτελεσματικότητας. Συνεπώς απαιτείται ενίσχυση του υπάρχοντος φορέα.

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 1<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-6 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 6:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 1		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 21	1.63	1.98
Δ 24	1.68	1.92
Δ 28	1.48	1.63

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 2<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-7 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 7:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 2		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 21	1.55	2.10
Δ 24	1.60	2.04
Δ 28	1.39	1.73

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 3<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-8 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 8: Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 3		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 21	1.55	2.10
Δ 24	1.59	2.04
Δ 28	1.39	1.75
Κ 19	2.47	48.77

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 4<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-9 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 9: Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 4		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 21	1.47	2.26
Δ 24	1.46	2.32
Δ 28	1.27	1.96
Δ 29	1.48	3.84



## 4.2 Μέθοδος ενίσχυσης Β

Ύστερα από την ολοκλήρωση αποτίμησης του υφιστάμενου φορέα, παρατηρήθηκε ότι καταπονείται μόνο διατμητικά (λόγω ύπαρξης ισχυρών τεμνουσών στα δομικά μέλη), γεγονός που εκφράζεται από την ύπαρξη πληθώρας διατμητικών αστοχιών κατά κύριο λόγο σε δοκούς σε όλες τις στάθμες του φορέα. Έτσι λοιπόν ακολουθήθηκε η στρατηγική ενίσχυσης, η οποία περιλάμβανε την κατασκευή δύο ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων σε συνδυασμό με τη χρήση ινοπλισμένου πολυμερούς (FRP), με στόχο τόσο την αύξηση της δυσκαμψίας συνολικά του φορέα όσο και την αντιμετώπιση της διατμητικής αστοχίας των δομικών μελών.

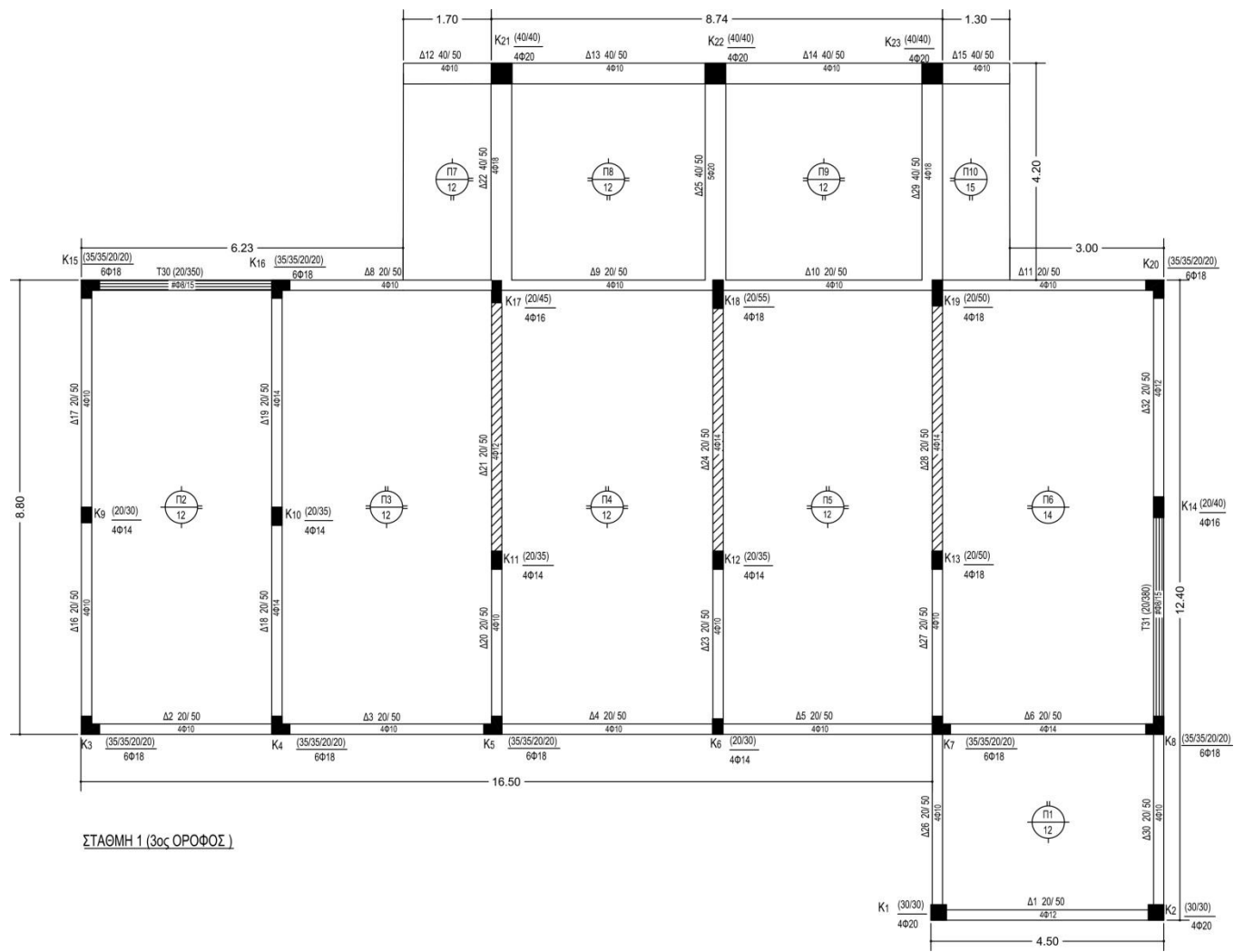
Προκειμένου να υπάρξει καλύτερη κατανόηση της εν λόγω στρατηγικής, παρακάτω παρατίθεται αναλυτικά ανά στάθμη πως ενισχύθηκε ο υφιστάμενος φορέας.

- **Ενίσχυση 1<sup>ης</sup> Στάθμης**

Στη εν λόγω στάθμη κατασκευάστηκαν δύο ελαφρά οπλισμένα τοιχεία (T30, T31) περίπου ίδιων διαστάσεων και με τρόπο τέτοιο, έτσι ώστε να μην μεταβάλλουν αισθητά το κέντρο ελαστικής στροφής του κτιρίου αλλά ταυτόχρονα αυξάνοντας τη δυσκαμψία του. Πρόκειται για ελαφρά οπλισμένα τοιχεία όπου για την κατασκευή τους χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C 30/35 και χάλυβας B500C για σχάρα οπλισμού Φ8/15 cm.

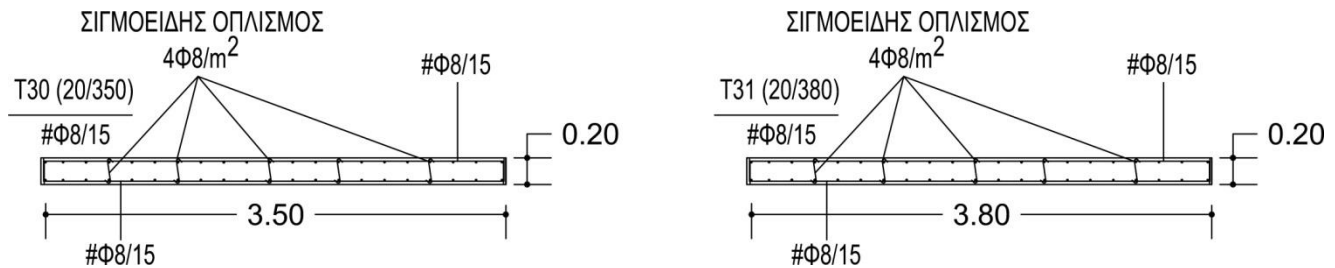
Στη συνέχεια ενισχύθηκαν κατά κύριο λόγο οι δοκοί με τη χρήση ινοπλισμένων πολυμερών (FRP) έτσι ώστε να αντιμετωπιστεί η διατμητική αστοχία των συγκεκριμένων δομικών μελών. Πραγματοποιήθηκε λοιπόν χρήση του υλικού SikaWrap-230C, οι ιδιότητες και τα χαρακτηριστικά του οποίου προαναφέρθηκαν στην μέθοδο ενίσχυσης Α.

Παρακάτω στο Σχήμα 4-22 απεικονίζεται με ακρίβεια τόσο η κατασκευή των δύο τοιχείων όσο και τα δομικά μέλη που ενισχύθηκαν με τη χρήση ινοπλισμένου πολυμερούς SikaWrap -230C (γραμμοσκιασμένα δοκάρια).



Σχήμα 4- 22:Ενίσχυση δομικών μελών 1<sup>ης</sup> Στάθμης

- Κατασκευή Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων T30, T31



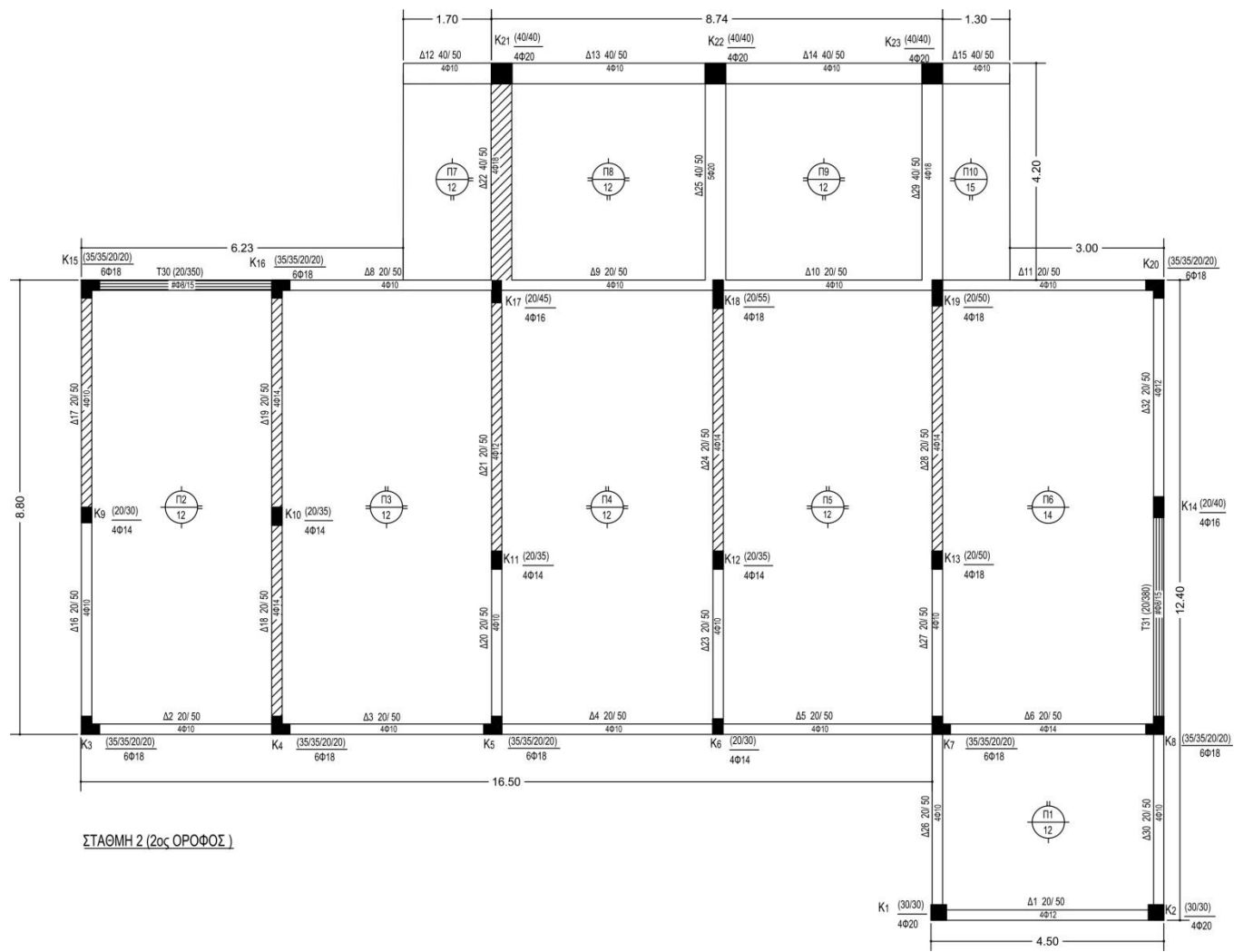
Σχήμα 4- 23: Διατομές Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχείων

- Ενίσχυση 2<sup>ης</sup> Στάθμης

Στη εν λόγω στάθμη κατασκευάστηκαν δύο ελαφρά οπλισμένα τοιχεία (T30, T31) περίπου ίδιων διαστάσεων και με τρόπο τέτοιο, έτσι ώστε να μην μεταβάλλουν αισθητά το κέντρο ελαστικής στροφής του κτιρίου αλλά ταυτόχρονα αυξάνοντας τη δυσκαμψία του. Πρόκειται για ελαφρά οπλισμένα τοιχεία όπου για την κατασκευή τους χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C 30/35 και χάλυβας B500C για σχάρα οπλισμού Φ8/15 cm.

Στη συνέχεια ενισχύθηκαν κατά κύριο λόγο οι δοκοί με τη χρήση ινοπλισμένων πολυμερών (FRP) έτσι ώστε να αντιμετωπιστεί η διατμητική αστοχία των συγκεκριμένων δομικών μελών. Πραγματοποιήθηκε λοιπόν χρήση του υλικού SikaWrap-230C.

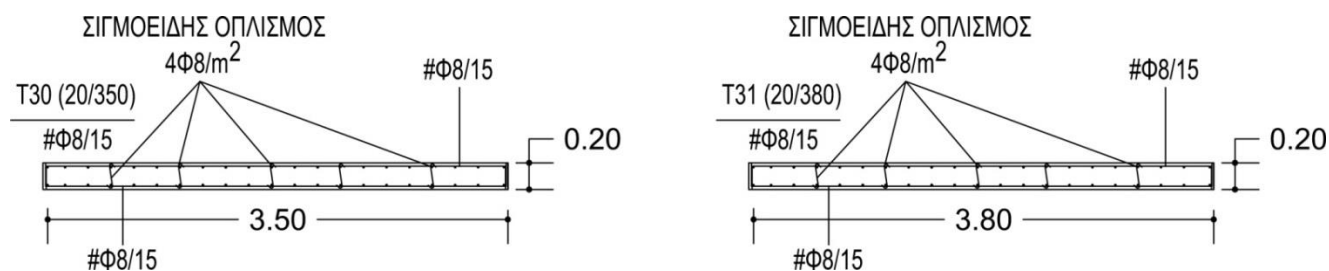
Παρακάτω στο Σχήμα 4-24 απεικονίζεται με ακρίβεια τόσο η κατασκευή των δύο τοιχείων όσο και τα δομικά μέλη που ενισχύθηκαν με τη χρήση ινοπλισμένου πολυμερούς SikaWrap -230C (γραμμοσκιασμένα δοκάρια).



ΣΤΑΘΜΗ 2 (2ος ΟΡΟΦΟΣ)

Σχήμα 4- 24:Ενίσχυση δομικών μελών 2<sup>ης</sup> Σταθμης

- Κατασκευή Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων T30, T31



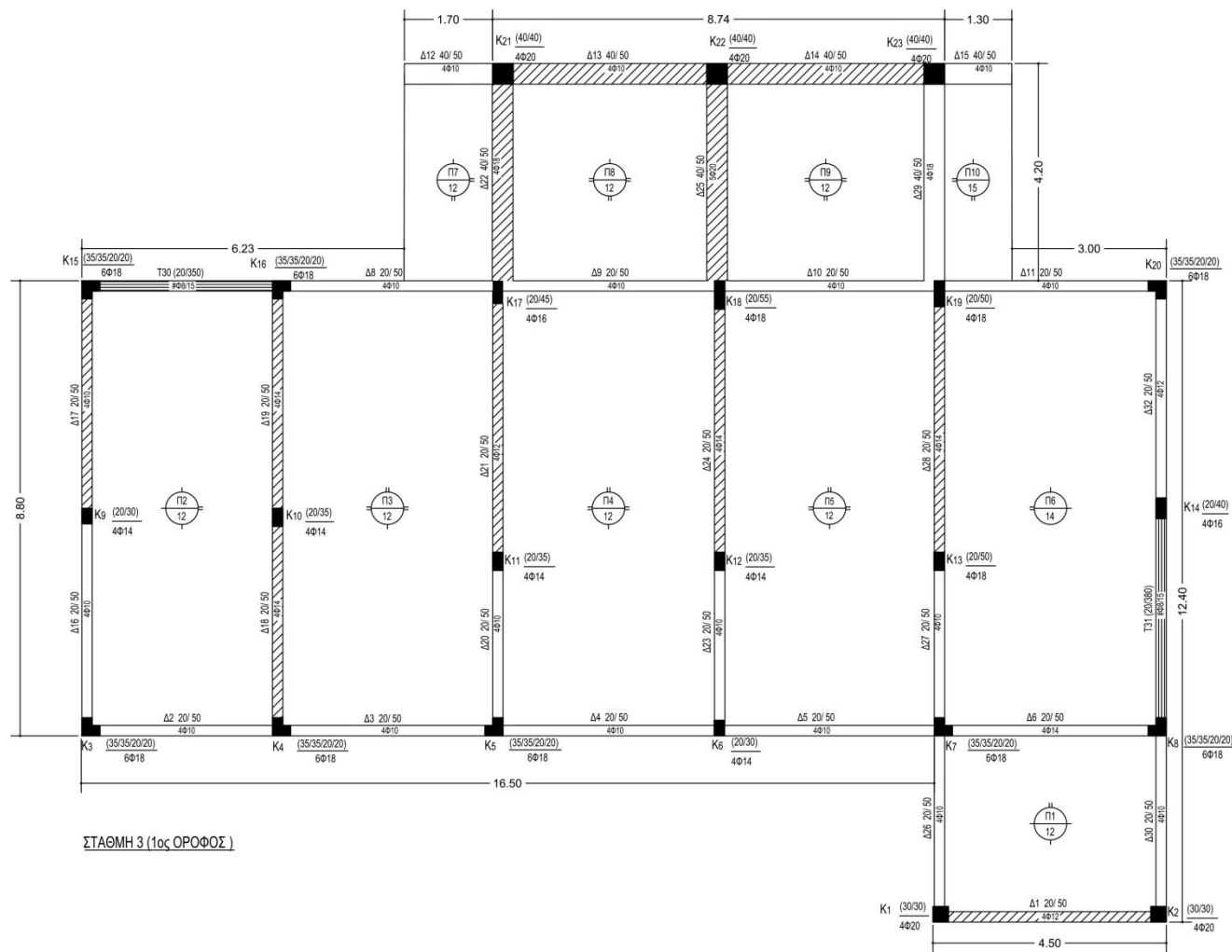
Σχήμα 4- 25: Διατομές Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχείων

- Ενίσχυση 3<sup>ης</sup> Στάθμης

Στη εν λόγω στάθμη κατασκευάστηκαν δύο ελαφρά οπλισμένα τοιχεία (T30, T31) περίπου ίδιων διαστάσεων και με τρόπο τέτοιο, έτσι ώστε να μην μεταβάλλουν αισθητά το κέντρο ελαστικής στροφής του κτιρίου αλλά ταυτόχρονα αυξάνοντας τη δυσκαμψία του. Πρόκειται για ελαφρά οπλισμένα τοιχεία όπου για την κατασκευή τους χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C 30/35 και χάλυβας B500C για σχάρα οπλισμού Φ8/15 cm.

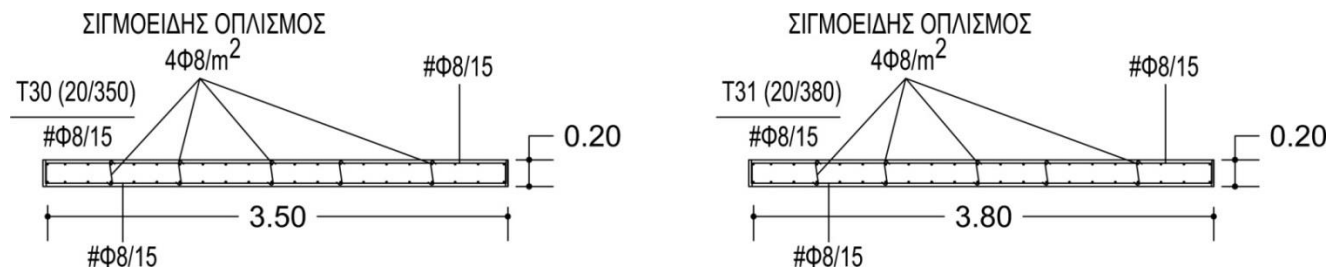
Στη συνέχεια ενισχύθηκαν κατά κύριο λόγο οι δοκοί με τη χρήση ινοπλισμένων πολυμερών (FRP) έτσι ώστε να αντιμετωπιστεί η διατμητική αστοχία των συγκεκριμένων δομικών μελών. Πραγματοποιήθηκε λοιπόν χρήση του υλικού SikaWrap-230C.

Παρακάτω στο Σχήμα 4-26 απεικονίζεται με ακρίβεια τόσο η κατασκευή των δύο τοιχείων όσο και τα δομικά μέλη που ενισχύθηκαν με τη χρήση ινοπλισμένου πολυμερούς SikaWrap -230C (γραμμοσκιασμένα δοκάρια).



Σχήμα 4- 26:Ενίσχυση δομικών μελών 3<sup>ης</sup> Στάθμης

- Κατασκευή Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων T30, T31



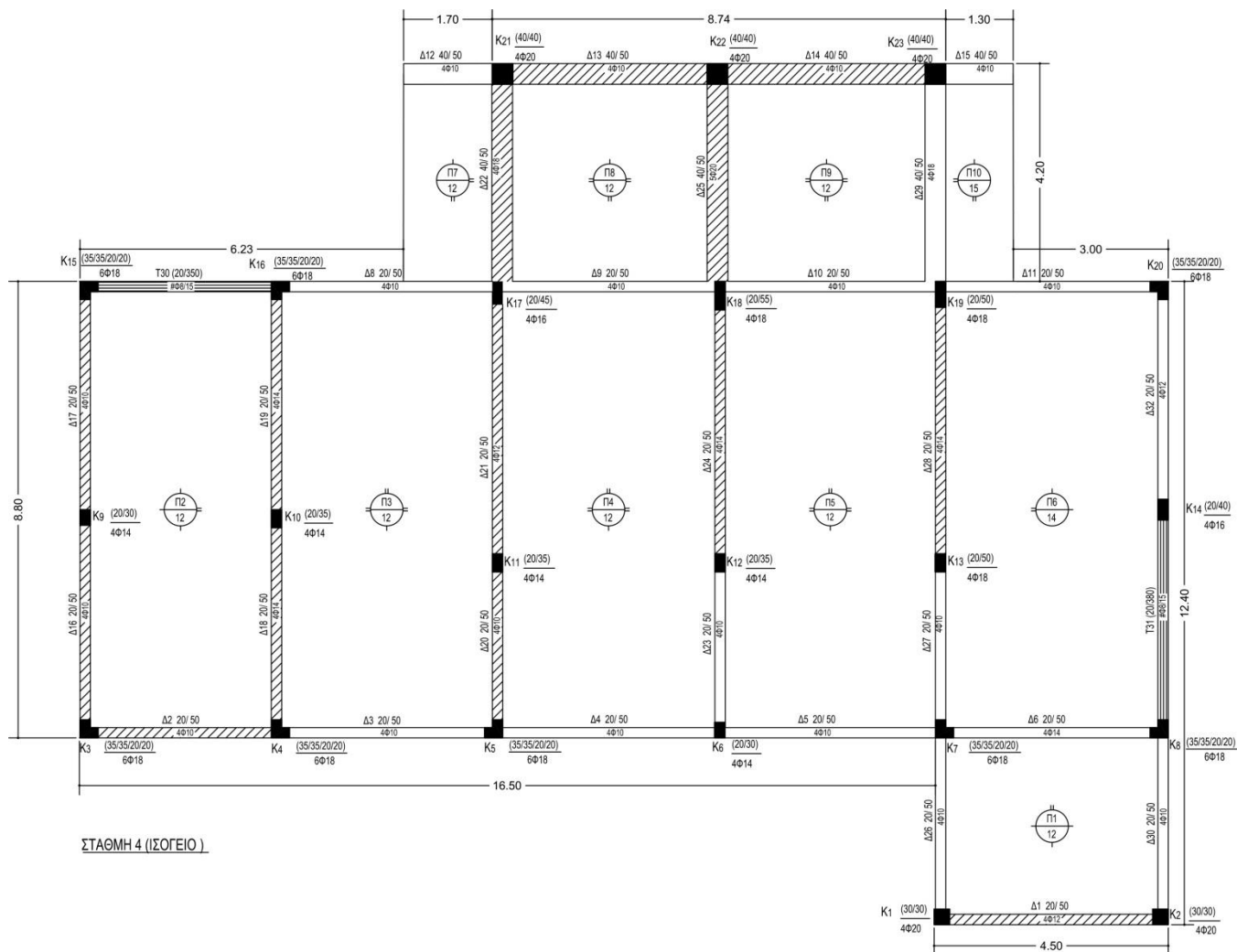
Σχήμα 4- 27: Διατομές Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχείων

- Ενίσχυση 4<sup>ης</sup> Στάθμης

Στη εν λόγω στάθμη κατασκευάστηκαν δύο ελαφρά οπλισμένα τοιχεία (T30, T31) περίπου ίδιων διαστάσεων και με τρόπο τέτοιο, έτσι ώστε να μην μεταβάλλουν αισθητά το κέντρο ελαστικής στροφής του κτιρίου αλλά ταυτόχρονα αυξάνοντας τη δυσκαμψία του. Πρόκειται για ελαφρά οπλισμένα τοιχεία όπου για την κατασκευή τους χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C 30/35 και χάλυβας B500C για σχάρα οπλισμού Φ8/15 cm.

Στη συνέχεια ενισχύθηκαν κατά κύριο λόγο οι δοκοί με τη χρήση ινοπλισμένων πολυμερών (FRP) έτσι ώστε να αντιμετωπιστεί η διατμητική αστοχία των συγκεκριμένων δομικών μελών. Πραγματοποιήθηκε λοιπόν χρήση του υλικού SikaWrap-230C.

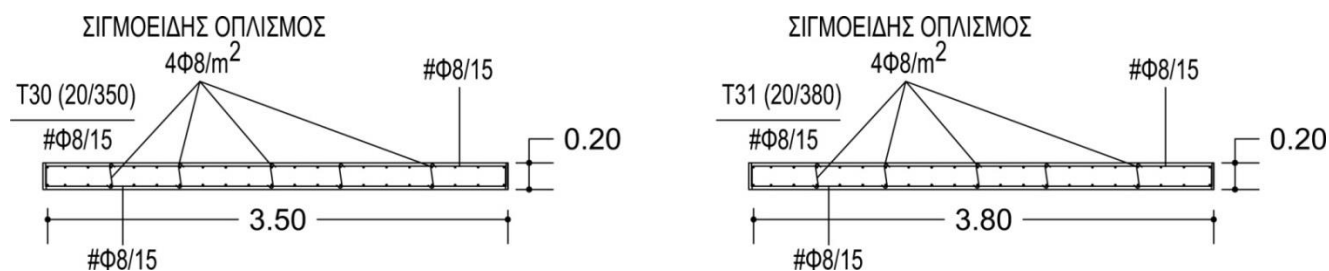
Παρακάτω στο Σχήμα 4-28 απεικονίζεται με ακρίβεια τόσο η κατασκευή των δύο τοιχείων όσο και τα δομικά μέλη που ενισχύθηκαν με τη χρήση ινοπλισμένου πολυμερούς SikaWrap -230C (γραμμοσκιασμένα δοκάρια).



Σχήμα 4- 28:Ενίσχυση δομικών μελών 4<sup>ης</sup> Σταθμης



- Κατασκευή Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων T30, T31



Σχήμα 4- 29: Διατομές Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχείων

#### 4.2.1 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης

Έπειτα από την ολοκλήρωση της ενίσχυσης των δομικών μελών που εμφάνιζαν στατική ανεπάρκεια, αλλά και την ενίσχυση όλου του φορέα γενικότερα με την κατασκευή των δύο τοιχωμάτων, προκύπτουν τα ακόλουθα αποτελέσματα για ιδιομορφική ανάλυση για κάθε διεύθυνση σεισμού στο υφιστάμενο κτίριο. Βέβαια αξίζει να σημειωθεί ότι η κατασκευή των τοιχωμάτων T30 και T31 πραγματοποιήθηκε πλην όλων των άλλων και με γνώμονα να μην απομακρυνθεί αισθητά το κέντρο μάζας  $M_o$  του κτιρίου από το κέντρο ελαστικής στροφής  $P_o$ , διατηρώντας έτσι την υπάρχουσα κανονικότητα σε κάτοψη.

#### 4.2.2 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης για διεύθυνση $\chi$

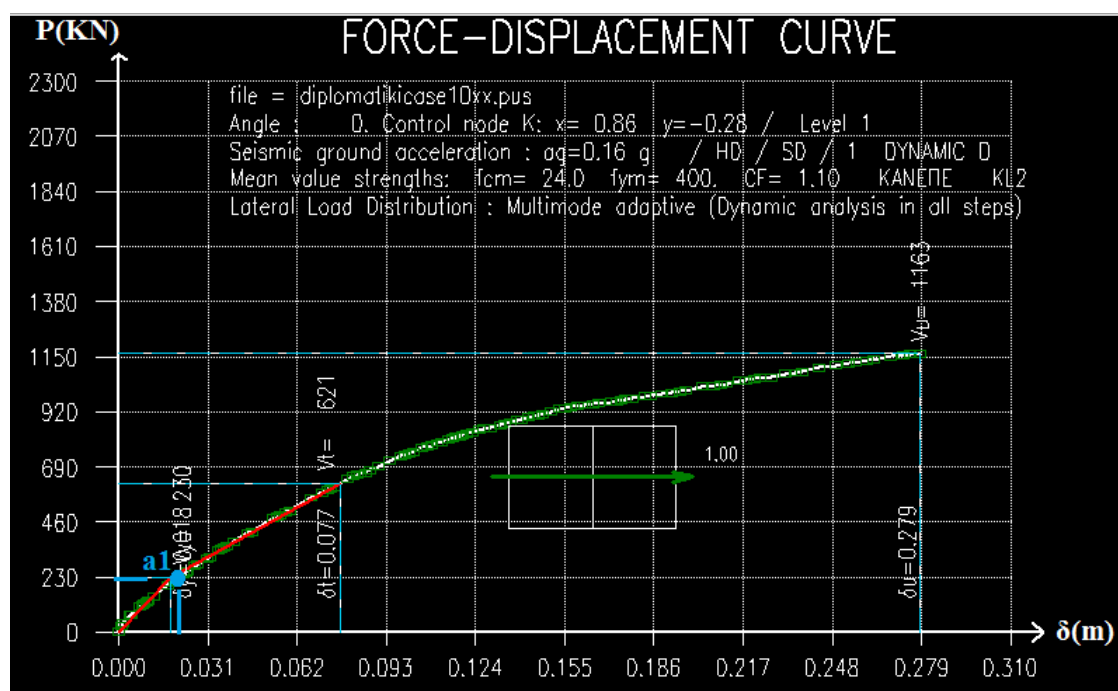
Στη συγκεκριμένη περίπτωση ο φορέας φορτίζεται με σεισμικές φορτίσεις δυναμικής κατανομής κατά τη διεύθυνση  $\chi$ . Κατά την εν λόγω διεύθυνση θα λειτουργήσει μονάχα το ένα ελαφρά οπλισμένο τοίχωμα, το οποίο θα παραλάβει και το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής ενέργειας. Έπειτα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων επιλύσεων, προκύπτει το παρακάτω **διάγραμμα δύναμης P –**

μετακίνησης οροφής  $\delta$ , μέσω του οποίου εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα για την επάρκεια του φορέα.

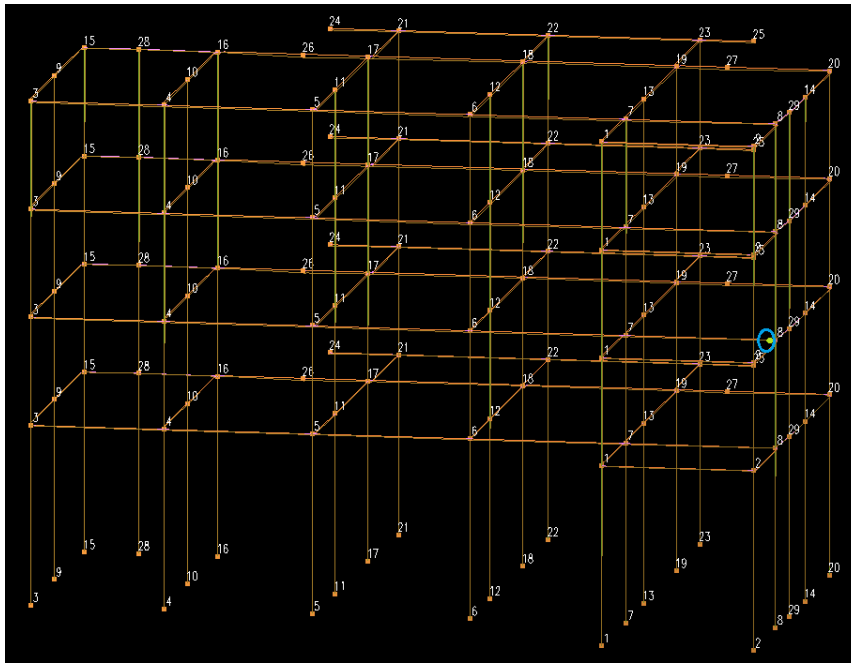
- Διάγραμμα δύναμης  $P$  – μετακίνησης οροφής  $\delta$

Στα παρακάτω σχήματα 4-30, 4-32, 4-34 παρουσιάζονται τα αντίστοιχα διαγράμματα δύναμης – μετακίνησης οροφής από τη στιγμή της δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης μέχρι τη στιγμή της κατάρρευσης του φορέα, σχολιάζοντας ταυτόχρονα τα εκάστοτε αποτελέσματα.

1) Θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης



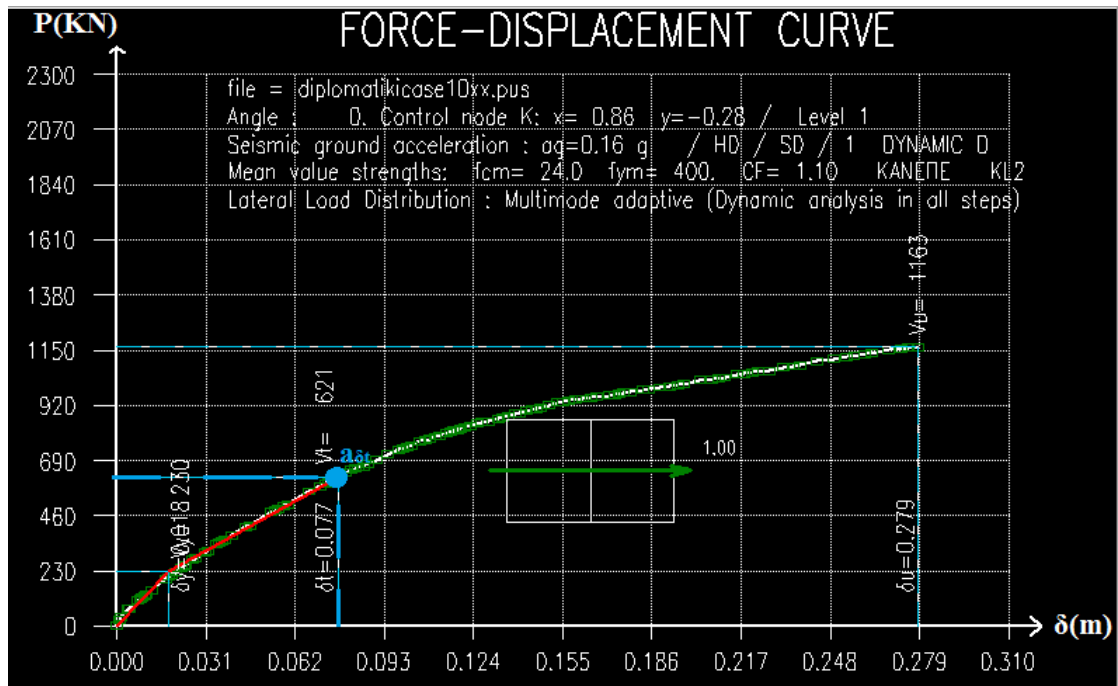
Σχήμα 4- 30:Διάγραμμα δύναμης  $P$  - μετακίνησης οροφής  $\delta$  για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $\chi$  (θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης)



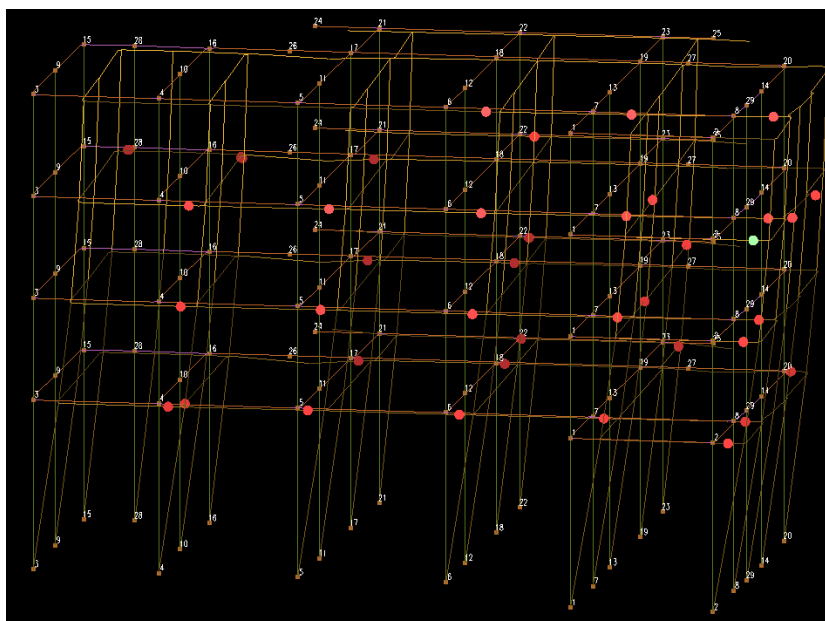
Σχήμα 4- 31:Θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης

Στο Σχήμα 4-30 παρατηρείται ότι από την αρχή των αξόνων μέχρι και το σημείο α1 ο φορέας συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς κανένα δομικό του στοιχείο δεν έχει επέλθει σε διαρροή μέχρι εκείνη τη στιγμή. Από εκείνη τη στιγμή και έπειτα δημιουργείται η πρώτη πλαστική άρθρωση στο δεξιό άκρο της δοκού 6 που βρίσκεται στη στάθμη 3 (1<sup>ος</sup> όροφος). Έπειτα δημιουργούνται και άλλες πλαστικές αρθρώσεις και σε άλλα δομικά μέλη του φορέα έως ότου επέλθει η κατάρρευση. Από το Σχήμα 4-30 παρατηρείται ότι για την δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης η τέμνουσα βάσης P έχει τιμή ίση με 230 KN και η μετακίνηση οροφής δ τιμή ίση με 0,018 m, εφόσον εκείνη τη στιγμή ίσχυε ότι  $\theta > \theta_y$ . Τέλος ο λόγος υπεραντοχής του κτιρίου είναι 5,05.

2) Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης



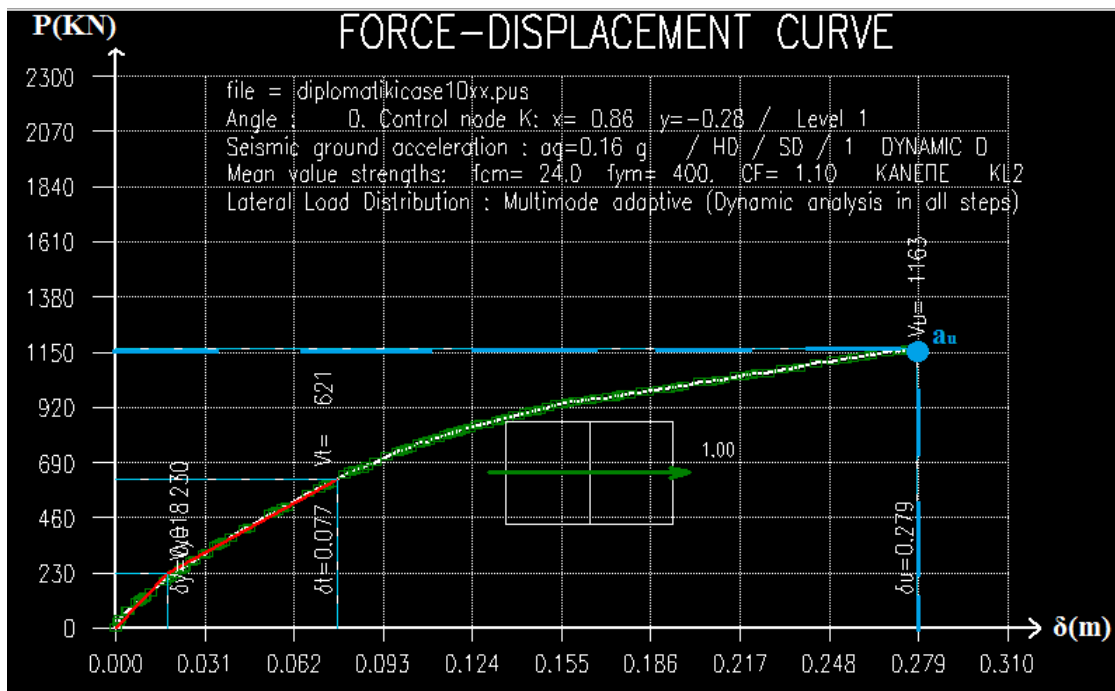
Σχήμα 4- 32:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ (θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης)



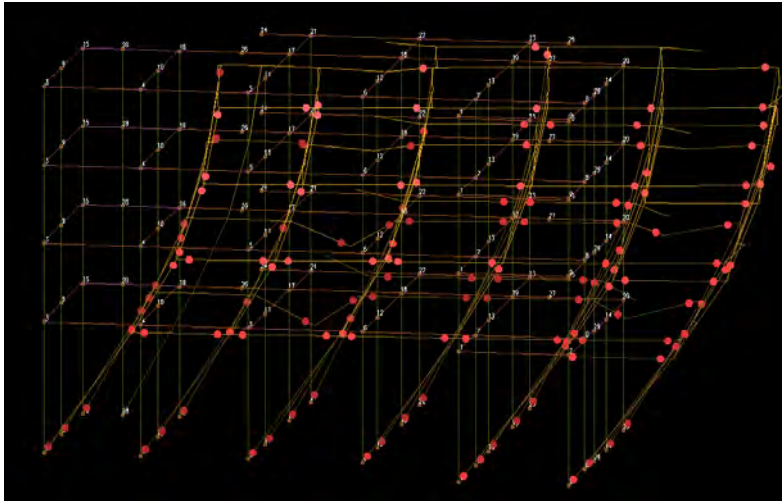
Σχήμα 4- 33:Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης

Πλέον σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε περισσότερες δοκούς αλλά και σε υποστυλώματα όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4-33. Η στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta_t$  δείχνει τη μέγιστη μετακίνηση που δύναται να επέλθει ο φορέας σύμφωνα βέβαια και με τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει ορισθεί, δηλαδή το ανεκτό επιθυμητό όριο βλαβών που έχει καθορισθεί. Στην εν λόγω περίπτωση παρατηρείται η δημιουργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων, οι οποίες ως επί το πλείστον βρίσκονται σε δοκούς σε διάφορες στάθμες του φορέα. Τέλος η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης  $V_t$  ισούται με 621 kN και προκαλεί στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta_t$  ίση με 0,077 m.

### 3) Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης



Σχήμα 4- 34: Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής  $\delta$  για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $\chi$  (θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης)



Σχήμα 4- 35:Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης

Στη θέση αι, πραγματοποιείται η θεωρητική κατάρρευση της κατασκευής, μετά από το σχηματισμό επαρκώς ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4-15, ικανοποιείται δηλαδή η σχέση  $\theta > \theta_{SD} = \frac{(\theta_u + \theta_y)}{2\gamma_{RD}}$  για πρωτεύοντα μέλη για στάθμη επιτελεστικότητας SD. Επίσης σημειώνονται μόνο διατμητικές αστοχίες στα μέλη του φορέα, γεγονός που ικανοποιείται από το κριτήριο  $V > V_{Rmax}$ . Η κίνηση του κτιρίου είναι κυρίως μεταφορική και λιγότερο στρεπτική κατά τη στιγμή δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης. Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται τη στιγμή που η τέμνουσα βάσης είναι  $P = 1163 \text{ KN}$  και η αντίστοιχη μετατόπιση της οροφής  $\delta_u = 0,279 \text{ m}$ .

#### 4.2.3 Λόγοι επάρκειας ενισχυμένων δομικών μελών

- **Λόγοι Επάρκειας δομικών μελών**

Οι λόγοι επάρκειας (ικανότητα / απαίτηση) υποδεικνύουν εάν και κατά πόσο ένα μέλος του φέροντος οργανισμού έχει ξεπεράσει την οριακή τιμή γωνίας στροφής χορδής  $\theta$  ( $cap = \theta_{lim} / \theta$ ) ή τέμνουσας δύναμης ( $cap = V_R / V$ ) που αντιστοιχούν στη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει καθορισθεί. Εφόσον  $cap \geq 1$ ,

τότε το κριτήριο ικανοποιείται , αλλιώς το κτίριο δεν επαρκεί για την συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας. Συνεπώς απαιτείται ενίσχυση του υπάρχοντος φορέα.

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 1<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-10 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 10:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 1		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 21	1.71	1.88
Δ 24	1.79	1.79
Δ 28	1.55	1.55

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 2<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-11 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 11:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 2		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 17	1.40	1.78
Δ 18	1.12	1.71
Δ 19	1.17	1.29
Δ 21	14.65	1.96
Δ 22	1.57	1.54
Δ 24	1.75	1.83
Δ 28	1.54	1.56

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 3<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-12 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 12:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

<b>Διατμητική Αστοχία</b>		
<b>Στάθμη 3</b>		
<b>Δομικό Μέλος</b>	<b>Cap Αρχής</b>	<b>Cap Τέλους</b>
Δ 1	20.83	1.86
Δ 13	32.4	1.80
Δ 14	16.67	1.79
Δ17	1.26	2.08
Δ18	1.09	1.78
Δ19	1.80	2.61
Δ21	1.62	1.99
Δ22	1.42	1.79
Δ24	1.74	1.85
Δ25	2.34	1.63
Δ28	1.55	1.54

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 4<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-13 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.



Πίνακας 4- 13:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 4		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 1	32.77	1.78
Δ 2	50.00	1.94
Δ 13	50.00	1.65
Δ 14	6.69	1.58
Δ 16	1.47	2.15
Δ 17	1.16	2.41
Δ 18	1.26	1.50
Δ 19	1.69	3.05
Δ 20	1.55	1.85
Δ 21	1.64	1.96
Δ 22	1.29	2.27
Δ 24	1.74	1.84
Δ 25	3.07	1.47
Δ 28	1.57	1.53

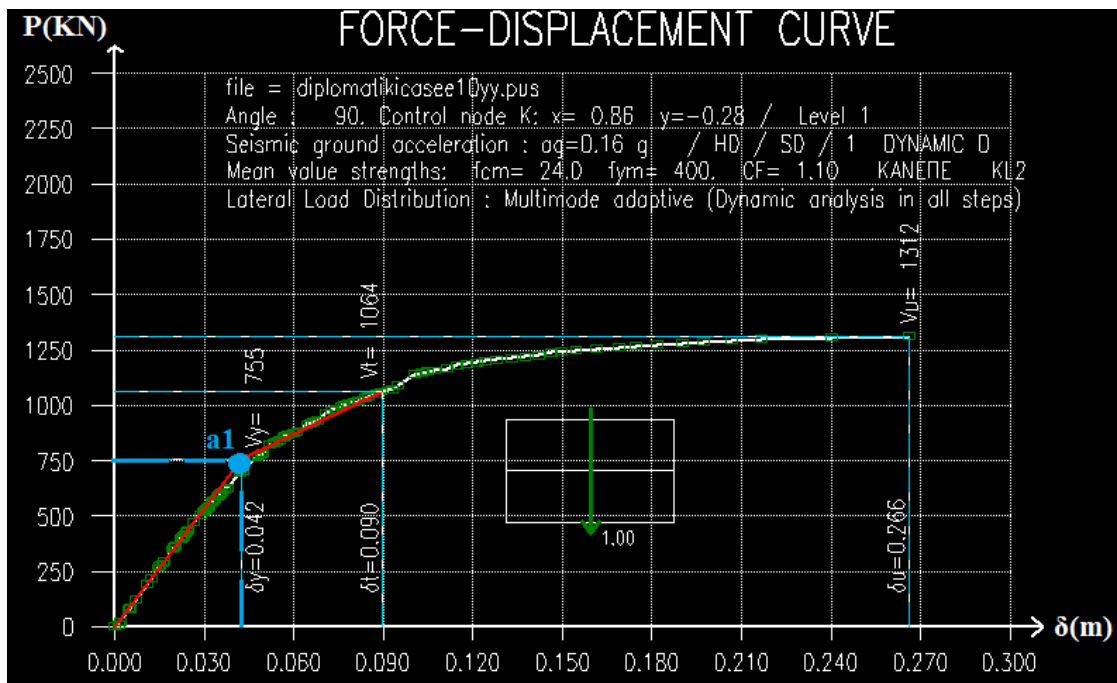
#### 4.2.4 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης για διεύθυνση y

Στη συγκεκριμένη περίπτωση ο φορέας φορτίζεται με σεισμικές φορτίσεις δυναμικής κατανομής κατά τη διεύθυνση y. Κατά την εν λόγω διεύθυνση θα λειτουργήσει το άλλο ελαφρά οπλισμένο τοιχείο που είχε παραμείνει ανενεργό στο σεισμό με διεύθυνση x, το οποίο παραλάβει και το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής ενέργειας. Έπειτα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων επιλύσεων, προκύπτει το παρακάτω **διάγραμμα δύναμης P – μετακίνησης οροφής δ**, μέσω του οποίου εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα για την επάρκεια του φορέα.

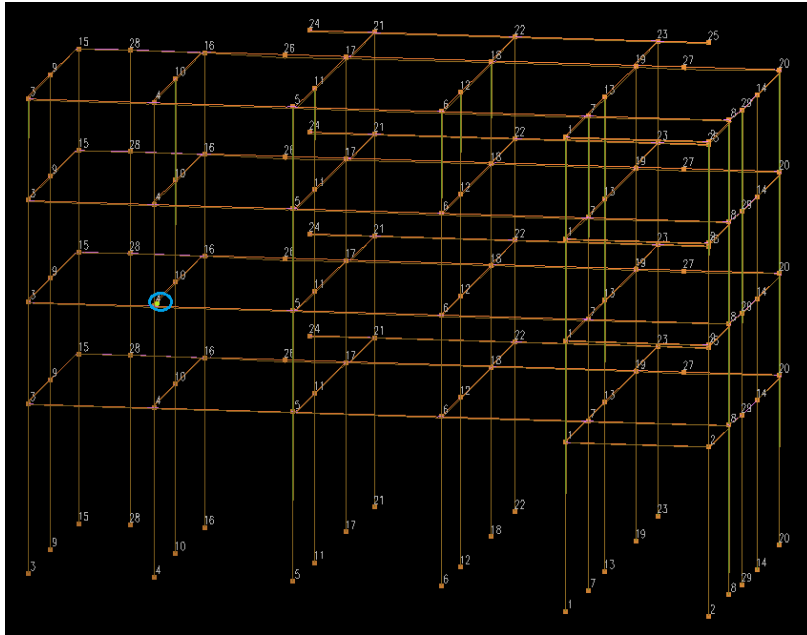
- Διάγραμμα δύναμης P – μετακίνησης οροφής δ

Στα παρακάτω σχήματα 4-36, 4-38, 4-40 παρουσιάζονται τα αντίστοιχα διαγράμματα δύναμης – μετακίνησης οροφής από τη στιγμή της δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης μέχρι τη στιγμή της κατάρρευσης του φορέα, σχολιάζοντας ταυτόχρονα τα εκάστοτε αποτελέσματα.

1) Θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης



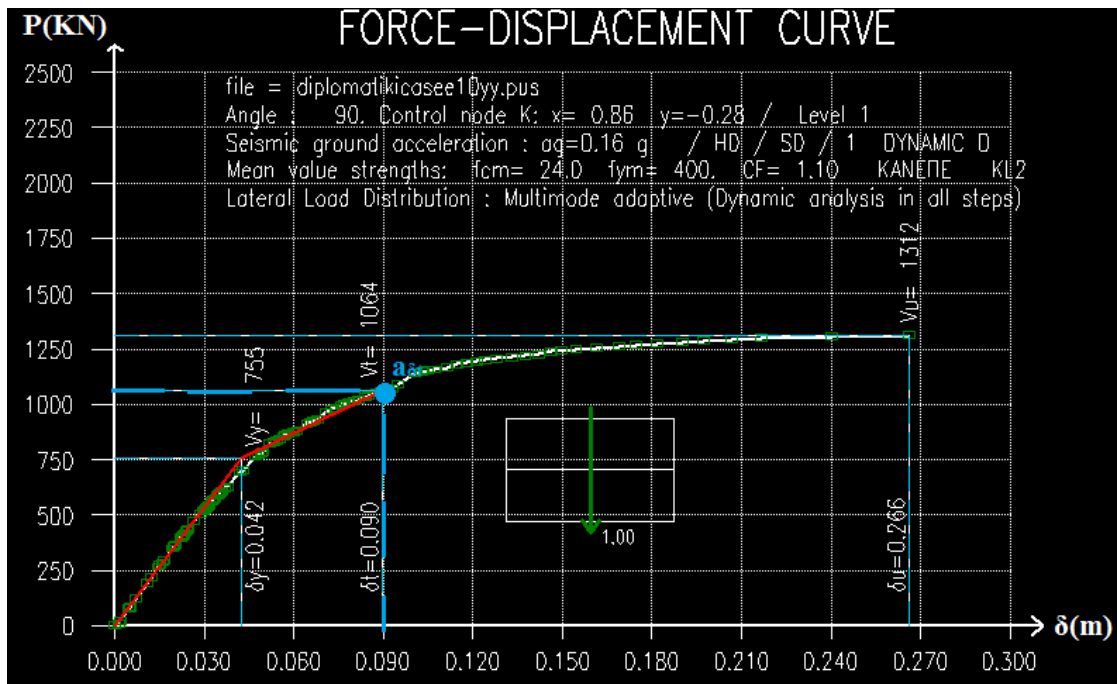
Σχήμα 4- 36:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ (θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης)



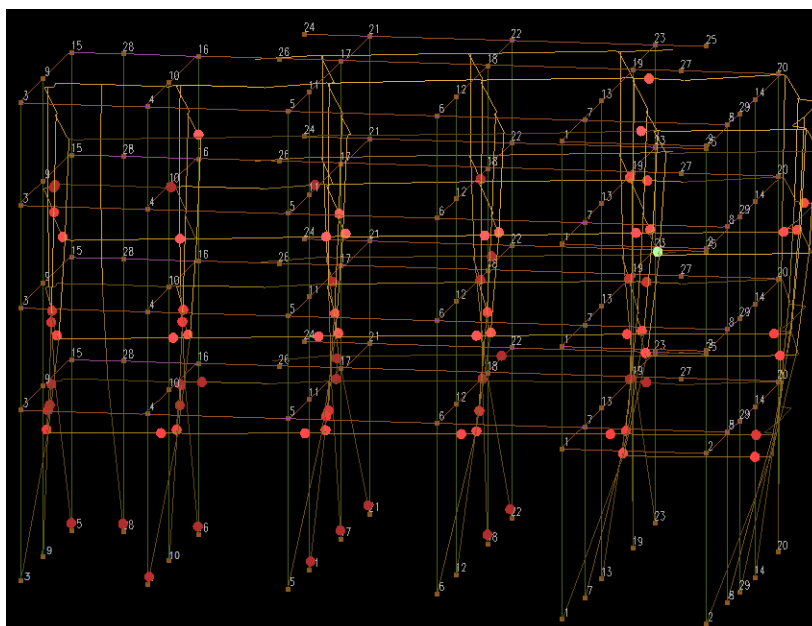
Σχήμα 4- 37:Θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης

Στο Σχήμα 4-36 παρατηρείται ότι από την αρχή των αξόνων μέχρι και το σημείο α1 ο φορέας συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς κανένα δομικό του στοιχείο δεν έχει επέλθει σε διαρροή μέχρι εκείνη τη στιγμή. Από εκείνη τη στιγμή και έπειτα δημιουργείται η πρώτη πλαστική άρθρωση στο αριστερό άκρο της δοκού 18 που βρίσκεται στη στάθμη 3 (1<sup>ος</sup> όροφος). Έπειτα δημιουργούνται και άλλες πλαστικές αρθρώσεις και σε άλλα δομικά μέλη του φορέα έως ότου επέλθει η κατάρρευση. Από το Σχήμα 4-36 παρατηρείται ότι για την δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης η τέμνουσα βάσης P έχει τιμή ίση με 755 KN και η μετακίνηση οροφής δ τιμή ίση με 0,042 m, εφόσον εκείνη τη στιγμή ίσχυε ότι  $\theta > \theta_y$ . Τέλος ο λόγος υπεραντοχής του κτιρίου είναι 1,74.

2) Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης



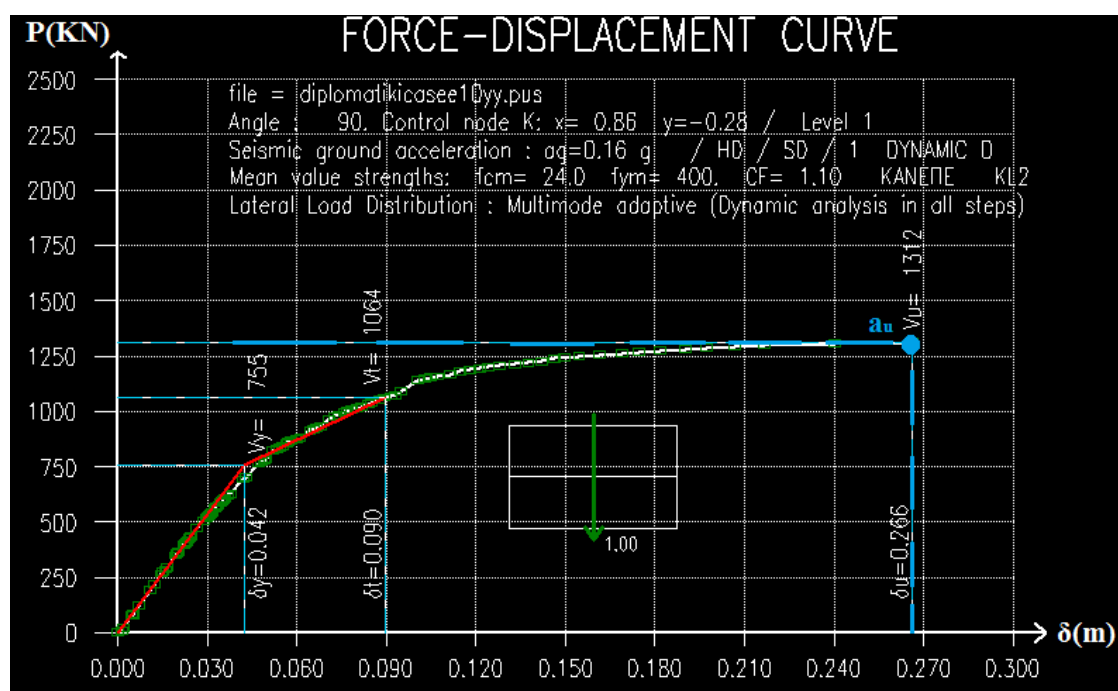
Σχήμα 4- 38:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ (θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης)



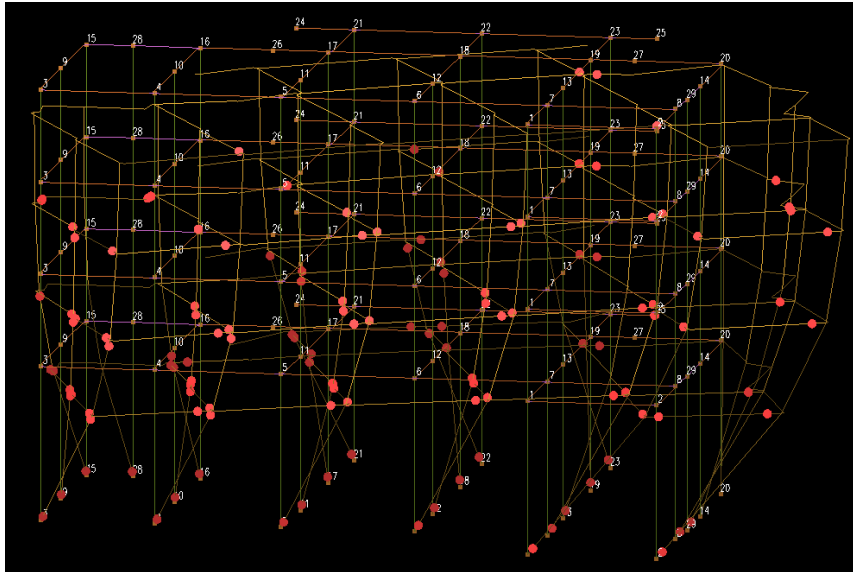
Σχήμα 4- 39:Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης

Πλέον σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε περισσότερες δοκούς αλλά και σε υποστυλώματα όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4-39. Η στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta_t$  δείχνει τη μέγιστη μετακίνηση που δύναται να επέλθει ο φορέας σύμφωνα βέβαια και με τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει ορισθεί, δηλαδή το ανεκτό επιθυμητό όριο βλαβών που έχει καθορισθεί. Στην εν λόγω περίπτωση παρατηρείται η δημιουργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων, οι οποίες ως επί το πλείστον βρίσκονται σε δοκούς σε διάφορες στάθμες του φορέα. Τέλος η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης  $V_t$  ισούται με 1064 kN και προκαλεί στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta_t$  ίση με 0,090 m.

### 3) Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης



Σχήμα 4- 40:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής  $\delta$  για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $y$  (θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης)



Σχήμα 4- 41:Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης

Στη θέση αι, πραγματοποιείται η θεωρητική κατάρρευση της κατασκευής, μετά από το σχηματισμό επαρκώς ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4-41, ικανοποιείται δηλαδή η σχέση  $\theta > \theta_{SD} = \frac{(\theta_u + \theta_y)}{2\gamma_{RD}}$  για πρωτεύοντα μέλη για στάθμη επιτελεστικότητας SD. Επίσης σημειώνονται μόνο διατμητικές αστοχίες στα μέλη του φορέα, γεγονός που ικανοποιείται από το κριτήριο  $V > V_{Rmax}$ . Η κίνηση του κτιρίου είναι κυρίως μεταφορική και λιγότερο στρεπτική κατά τη στιγμή δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης. Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται τη στιγμή που η τέμνουσα βάσης είναι  $P = 1312 \text{ KN}$  και η αντίστοιχη μετατόπιση της οροφής  $\delta_u = 0,266 \text{ m}$ .

#### 4.2.5 Λόγοι επάρκειας ενισχυμένων δομικών μελών

- **Λόγοι Επάρκειας δομικών μελών**

Οι λόγοι επάρκειας (ικανότητα / απαίτηση) υποδεικνύουν εάν και κατά πόσο ένα μέλος του φέροντος οργανισμού έχει ξεπεράσει την οριακή τιμή γωνίας στροφής χορδής  $\theta$  ( $cap = \theta_{lim} / \theta$ ) ή τέμνουσας δύναμης ( $cap = V_R / V$ ) που αντιστοιχούν στη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει καθορισθεί. Εφόσον  $cap \geq 1$ ,

τότε το κριτήριο ικανοποιείται , αλλιώς το κτίριο δεν επαρκεί για την συγκεκριμένη στάθμη επιτελεσματικότητας. Συνεπώς απαιτείται ενίσχυση του υπάρχοντος φορέα.

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 1<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-14 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 14:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 1		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 21	1.57	2.07
Δ 24	1.67	1.94
Δ 28	1.45	1.65

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 2<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-15 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 15:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 2		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 17	1.78	6.78
Δ 18	1.55	4.35
Δ 19	1.41	4.96
Δ 21	1.44	2.32
Δ 22	1.50	12.35
Δ 24	1.50	2.23
Δ 28	1.37	1.77

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 3<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-16 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 16 Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

<b>Διατμητική Αστοχία</b>		
<b>Στάθμη 3</b>		
<b>Δομικό Μέλος</b>	<b>Cap Αρχής</b>	<b>Cap Τέλους</b>
Δ 1	20.11	1.02
Δ 13	1.38	29.83
Δ 14	1.11	10.28
Δ17	1.54	16.39
Δ18	1.64	3.81
Δ19	1.17	20.09
Δ21	1.29	2.80
Δ22	1.18	8.52
Δ24	1.39	2.51
Δ25	50.00	1.54
Δ28	1.26	1.98

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 4<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-17 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.



Πίνακας 4- 17 Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 4		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 1	38.46	1.56
Δ 2	50.00	1.10
Δ 13	1.14	4.02
Δ 14	1.69	50.00
Δ 16	1.64	35.83
Δ 17	1.37	46.33
Δ 18	1.39	6.06
Δ 19	1.07	31.03
Δ 20	1.61	14.57
Δ 21	1.16	3.66
Δ 22	1.07	4.74
Δ 24	1.27	3.00
Δ 25	8.69	1.32
Δ 28	1.14	2.40

### 4.3 Μέθοδος ενίσχυσης Γ

Ύστερα από την ολοκλήρωση αποτίμησης του υφιστάμενου φορέα, παρατηρήθηκε ότι καταπονείται μόνο διατμητικά (λόγω ύπαρξης ισχυρών τεμνουσών στα δομικά μέλη), γεγονός που εκφράζεται από την ύπαρξη πληθώρας διατμητικών αστοχιών κατά κύριο λόγο σε δοκούς σε όλες τις στάθμες του φορέα. Έτσι λοιπόν ακολουθήθηκε η στρατηγική ενίσχυσης, η οποία περιλάμβανε την ενίσχυση των τεσσάρων γωνιακών υποστυλωμάτων (Κ3, Κ8, Κ15, Κ20) με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος σε συνδυασμό με τη χρήση ινοπλισμένου πολυμερούς (FRP), με στόχο τόσο την αύξηση της δυσκαμψίας συνολικά του φορέα όσο και την αντιμετώπιση της διατμητικής αστοχίας των δομικών μελών.

Προκειμένου να υπάρξει καλύτερη κατανόηση της εν λόγω στρατηγικής, παρακάτω παρατίθεται αναλυτικά ανά στάθμη πως ενισχύθηκε ο υφιστάμενος φορέας.

- **Ενίσχυση 1<sup>ης</sup> Στάθμης**

Στη εν λόγω στάθμη ενισχύθηκαν τα γωνιακά υποστυλώματα (Κ3, Κ8, Κ15, Κ20) με μανδύα σκυροδέματος, προσδίδοντας έτσι μια μεγάλη αύξηση στην αντοχή, στην πλαστιμότητα και στη συνολική δυσκαμψία του φορέα. Η τεχνική της κατασκευής μανδυνών σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης τόσο της διατμητικής όσο και της καμπτικής αντοχής τους. Η χρήση μανδυνών σκυροδέματος περιλαμβάνει αύξηση της διατομής του στοιχείου με νέο σκυρόδεμα και με νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά του αρχικού στοιχείου.

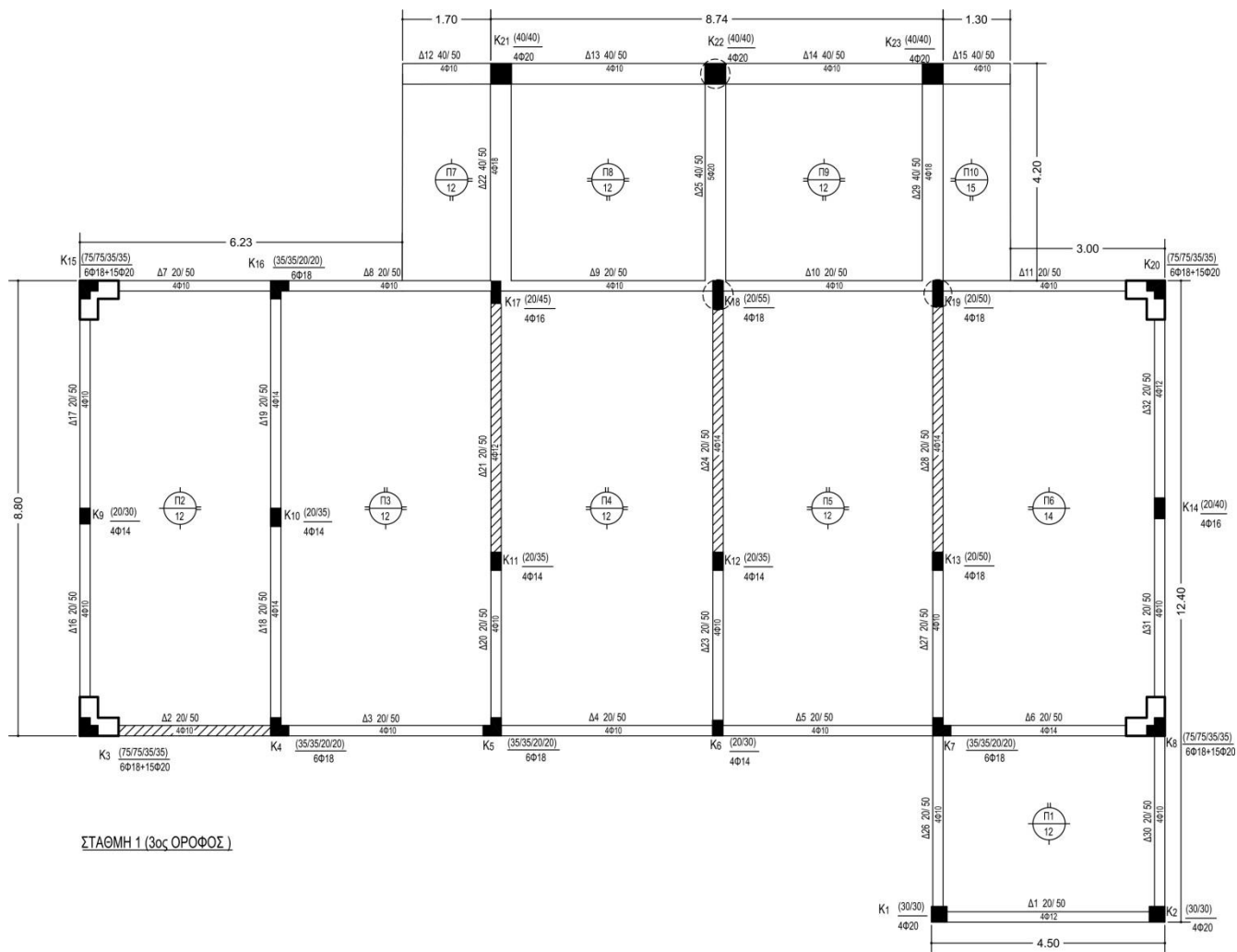
Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων, ήταν έγχυτο σκυρόδεμα C20/25, και χάλυβας B500C για τους διαμήκεις οπλισμούς και τους συνδετήρες. Η σύνδεση παλαιού και νέου σκυροδέματος πραγματοποιήθηκε με τη χρήση βλήτρων χάλυβα ποιότητας B500C, διαμέτρου Φ20 και μήκους 15 cm, φροντίζοντας να ικανοποιούν τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. περί ελαχίστου μήκους οπλισμού. Οι διαφορές αρχικών και τελικών υποστυλωμάτων (μετά την ενίσχυση) παρουσιάζονται συνοπτικά στον παρακάτω Πίνακα 4-18, καθώς τα γωνιακά υποστυλώματα που ενισχύθηκαν ήταν όμοια και ακολουθήθηκε η ίδια στρατηγική ενίσχυσης.

Πίνακας 4- 18: Σύγκριση χαρακτηριστικών αρχικού-ενισχυμένου υποστυλώματος

Χαρακτηριστικά	Αρχικό Υποστύλωμα	Τελικό Υποστύλωμα
Διαστάσεις	35/35/20	75/75/35
Διαμήκης Οπλισμός	6Φ18	6Φ18+15Φ20
Εγκάρσιος Οπλισμός	ΣΦ8/20cm	ΣΦ10/10cm

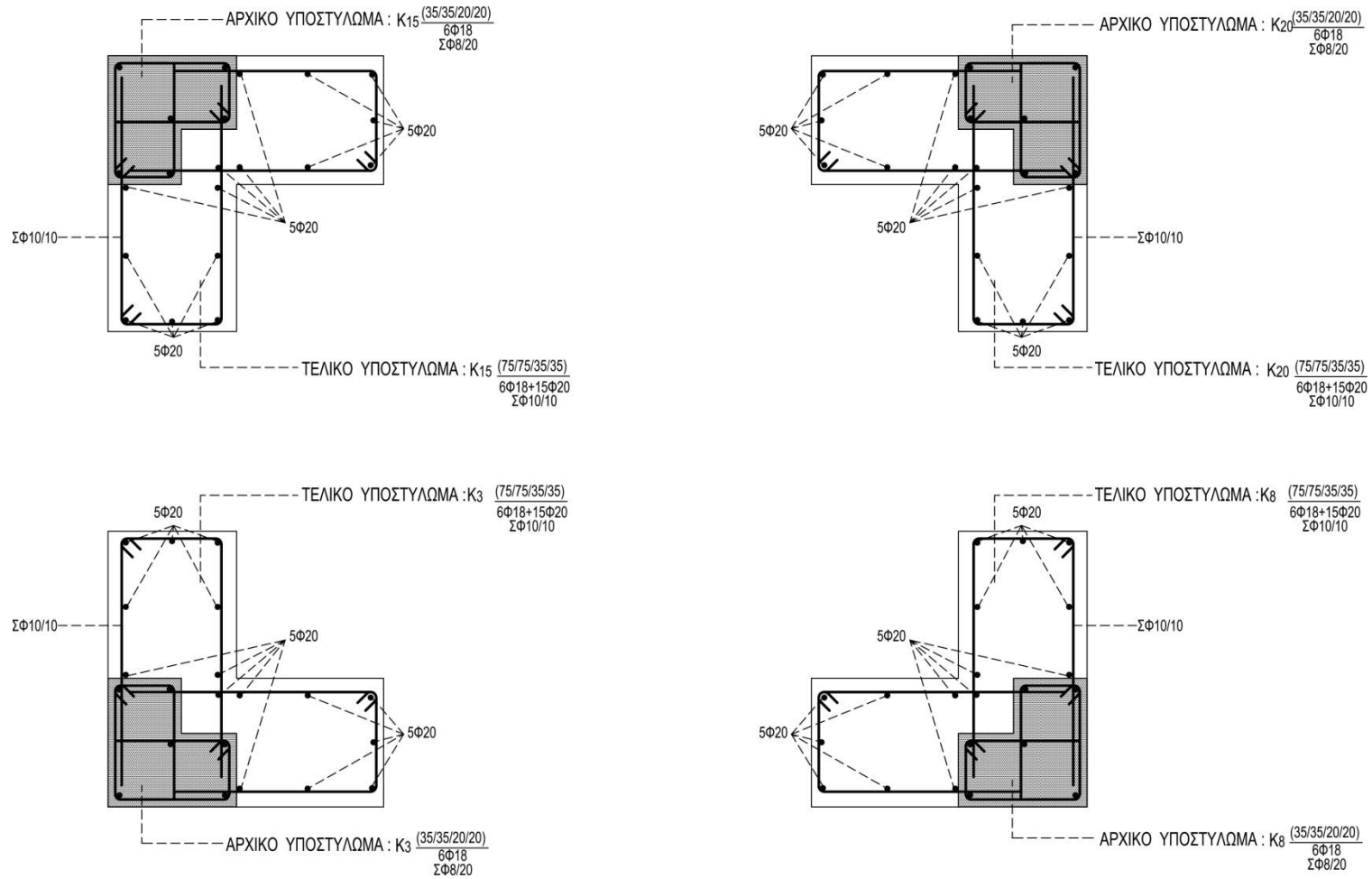
Στη συνέχεια ενισχύθηκαν κατά κύριο λόγο οι δοκοί και κάποια υποστυλώματα με τη χρήση ινοπλισμένων πολυμερών (FRP) έτσι ώστε να αντιμετωπιστεί η διατμητική αστοχία των συγκεκριμένων δομικών μελών. Πραγματοποιήθηκε λοιπόν χρήση του υλικού SikaWrap-230C.

Παρακάτω στο Σχήμα 4-42 απεικονίζονται με ακρίβεια τόσο τα ενισχυμένα γωνιακά υποστυλώματα όσο και τα δομικά μέλη που ενισχύθηκαν με τη χρήση ινοπλισμένου πολυμερούς SikaWrap -230C (γραμμοσκιασμένα δοκάρια και κυκλωμένα υποστυλώματα).



Σχήμα 4- 42:Ενίσχυση δομικών μελών 1<sup>ης</sup> Στάθμης

- Ενίσχυση Υποστυλωμάτων K3, K8, K15, K20 με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος



Σχήμα 4- 43:Ενισχυμένες διατομές υποστυλωμάτων

- **Ενίσχυση 2<sup>ης</sup> Στάθμης**

Στη εν λόγω στάθμη ενισχύθηκαν τα γωνιακά υποστυλώματα (Κ3, Κ8, Κ15, Κ20) με μανδύα σκυροδέματος, προσδίδοντας έτσι μια μεγάλη αύξηση στην αντοχή, στην πλαστιμότητα και στη συνολική δυσκαμψία του φορέα. Η τεχνική της κατασκευής μανδύων σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης τόσο της διατμητικής όσο και της καμπτικής αντοχής τους. Η χρήση μανδύων σκυροδέματος περιλαμβάνει αύξηση της διατομής του στοιχείου με νέο σκυρόδεμα και με νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά του αρχικού στοιχείου.

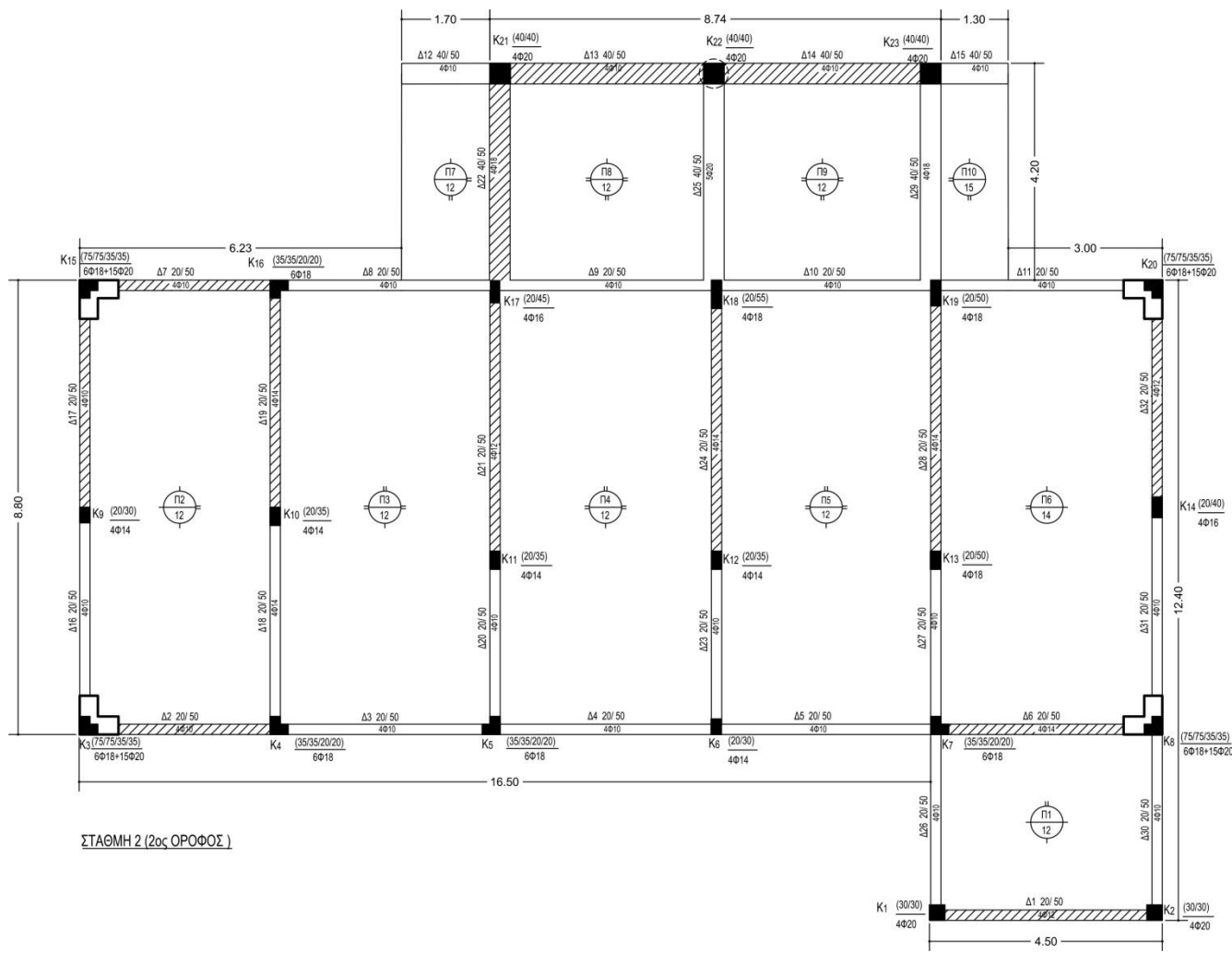
Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων, ήταν έγχυτο σκυρόδεμα C20/25, και χάλυβας B500C για τους διαμήκεις οπλισμούς και τους συνδετήρες. Η σύνδεση παλαιού και νέου σκυροδέματος πραγματοποιήθηκε με τη χρήση βλήτρων χάλυβα ποιότητας B500C, διαμέτρου Φ20 και μήκους 15 cm, φροντίζοντας να ικανοποιούν τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. περί ελαχίστου μήκους οπλισμού. Οι διαφορές αρχικών και τελικών υποστυλωμάτων (μετά την ενίσχυση) παρουσιάζονται συνοπτικά στον παρακάτω Πίνακα 4-19, καθώς τα γωνιακά υποστυλώματα που ενισχύθηκαν ήταν όμοια και ακολουθήθηκε η ίδια στρατηγική ενίσχυσης.

Πίνακας 4- 19: Σύγκριση χαρακτηριστικών αρχικού-ενισχυμένου υποστυλώματος

Χαρακτηριστικά	Αρχικό Υποστύλωμα	Τελικό Υποστύλωμα
<b>Διαστάσεις</b>	35/35/20	75/75/35
<b>Διαμήκης Οπλισμός</b>	6Φ18	6Φ18+15Φ20
<b>Εγκάρσιος Οπλισμός</b>	ΣΦ8/20cm	ΣΦ10/10cm

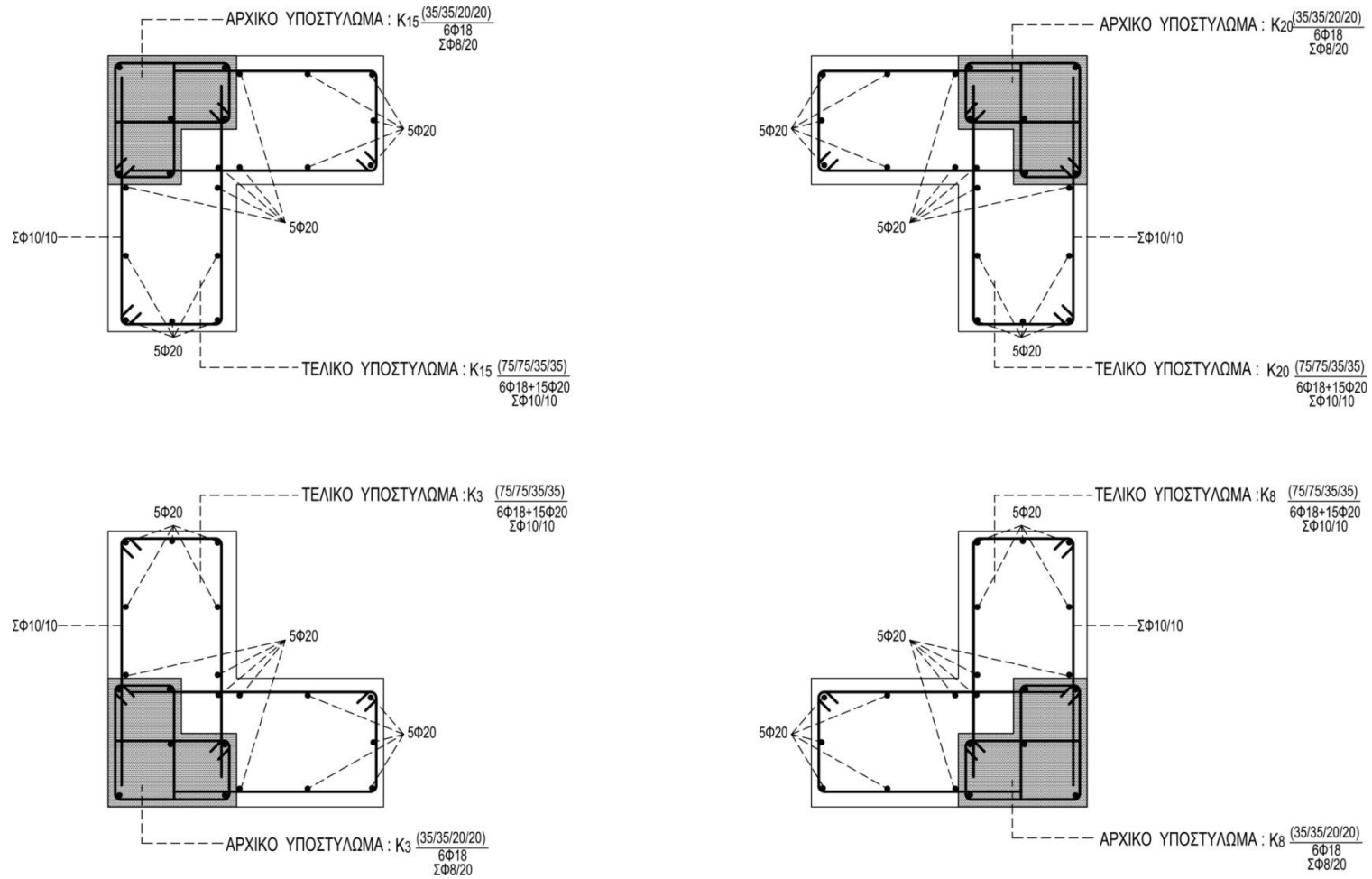
Στη συνέχεια ενισχύθηκαν κατά κύριο λόγο οι δοκοί και κάποια υποστυλώματα με τη χρήση ινοπλισμένων πολυμερών (FRP) έτσι ώστε να αντιμετωπιστεί η διατμητική αστοχία των συγκεκριμένων δομικών μελών. Πραγματοποιήθηκε λοιπόν χρήση του υλικού SikaWrap-230C.

Παρακάτω στο Σχήμα 4-44 απεικονίζονται με ακρίβεια τόσο τα ενισχυμένα γωνιακά υποστυλώματα όσο και τα δομικά μέλη που ενισχύθηκαν με τη χρήση ινοπλισμένου πολυμερούς SikaWrap -230C (γραμμοσκιασμένα δοκάρια και κυκλωμένα υποστυλώματα).



Σχήμα 4- 44:Ενίσχυση δομικών μελών 2<sup>ης</sup> Στάθμης

- Ενίσχυση Υποστυλωμάτων K3, K8, K15, K20 με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος



Σχήμα 4- 45:Ενισχυμένες διατομές υποστυλωμάτων

- **Ενίσχυση 3<sup>ης</sup> Στάθμης**

Στη εν λόγω στάθμη ενισχύθηκαν τα γωνιακά υποστυλώματα (Κ3, Κ8, Κ15, Κ20) με μανδύα σκυροδέματος, προσδίδοντας έτσι μια μεγάλη αύξηση στην αντοχή, στην πλαστιμότητα και στη συνολική δυσκαμψία του φορέα. Η τεχνική της κατασκευής μανδυνών σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης τόσο της διατμητικής όσο και της καμπτικής αντοχής τους. Η χρήση μανδυνών σκυροδέματος περιλαμβάνει αύξηση της διατομής του στοιχείου με νέο σκυρόδεμα και με νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά του αρχικού στοιχείου.

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων, ήταν έγχυτο σκυρόδεμα C20/25, και χάλυβας B500C για τους διαμήκεις οπλισμούς και τους συνδετήρες. Η σύνδεση παλαιού και νέου σκυροδέματος πραγματοποιήθηκε με τη χρήση βλήτρων χάλυβα ποιότητας B500C, διαμέτρου Φ20 και μήκους 15 cm, φροντίζοντας να ικανοποιούν τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. περί ελαχίστου μήκους οπλισμού. Οι διαφορές αρχικών και τελικών υποστυλωμάτων (μετά την ενίσχυση) παρουσιάζονται συνοπτικά στον παρακάτω Πίνακα 4-20, καθώς τα γωνιακά υποστυλώματα που ενισχύθηκαν ήταν όμοια και ακολουθήθηκε η ίδια στρατηγική ενίσχυσης.

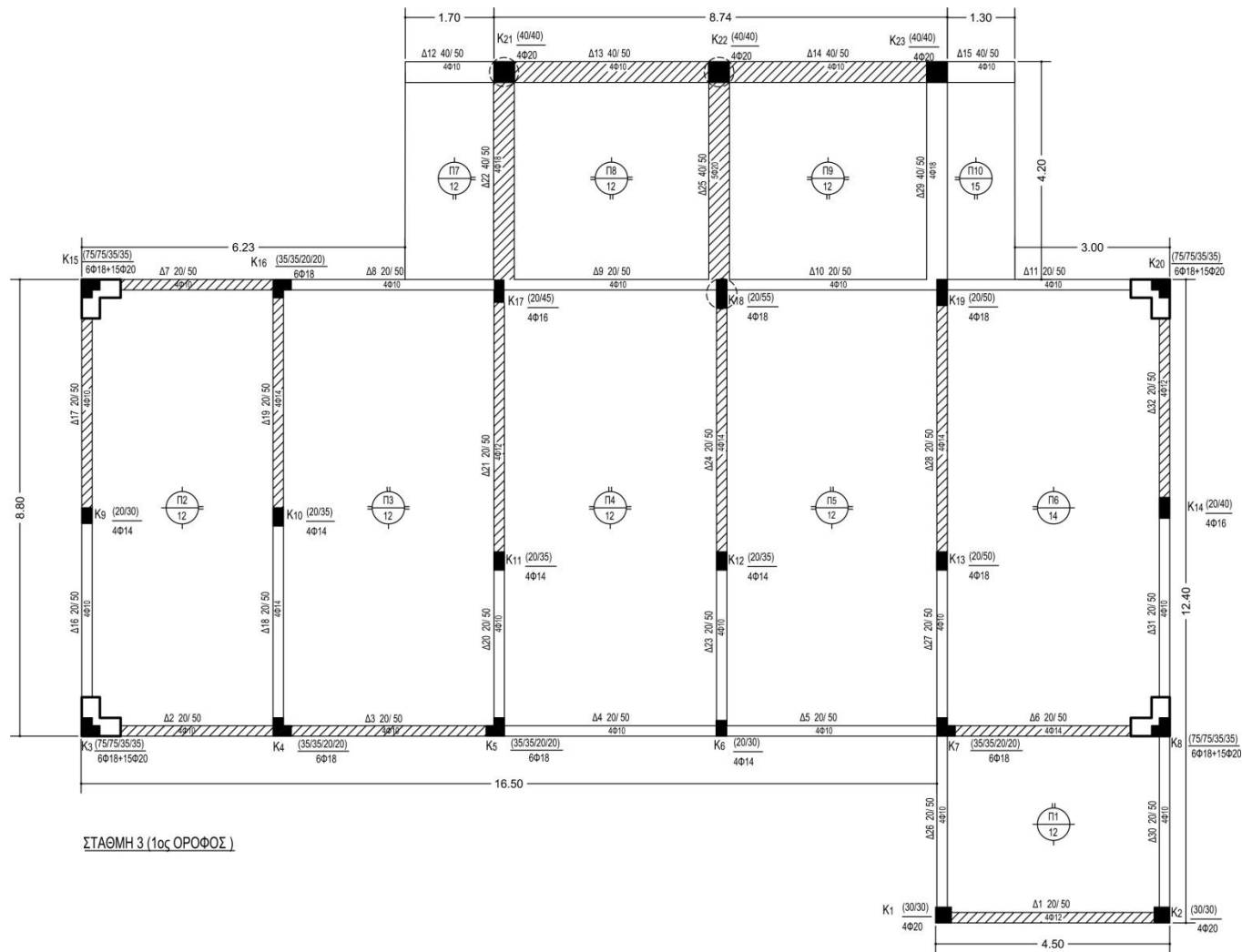
Πίνακας 4- 20: Σύγκριση χαρακτηριστικών αρχικού-ενισχυμένου υποστυλώματος

Χαρακτηριστικά	Αρχικό Υποστύλωμα	Τελικό Υποστύλωμα
<b>Διαστάσεις</b>	35/35/20	75/75/35
<b>Διαμήκης Οπλισμός</b>	6Φ18	6Φ18+15Φ20
<b>Εγκάρσιος Οπλισμός</b>	ΣΦ8/20cm	ΣΦ10/10cm

Στη συνέχεια ενισχύθηκαν κατά κύριο λόγο οι δοκοί και κάποια υποστυλώματα με τη χρήση ινοπλισμένων πολυμερών (FRP) έτσι ώστε να αντιμετωπιστεί η διατμητική αστοχία των συγκεκριμένων δομικών μελών. Πραγματοποιήθηκε λοιπόν χρήση του υλικού SikaWrap-230C.

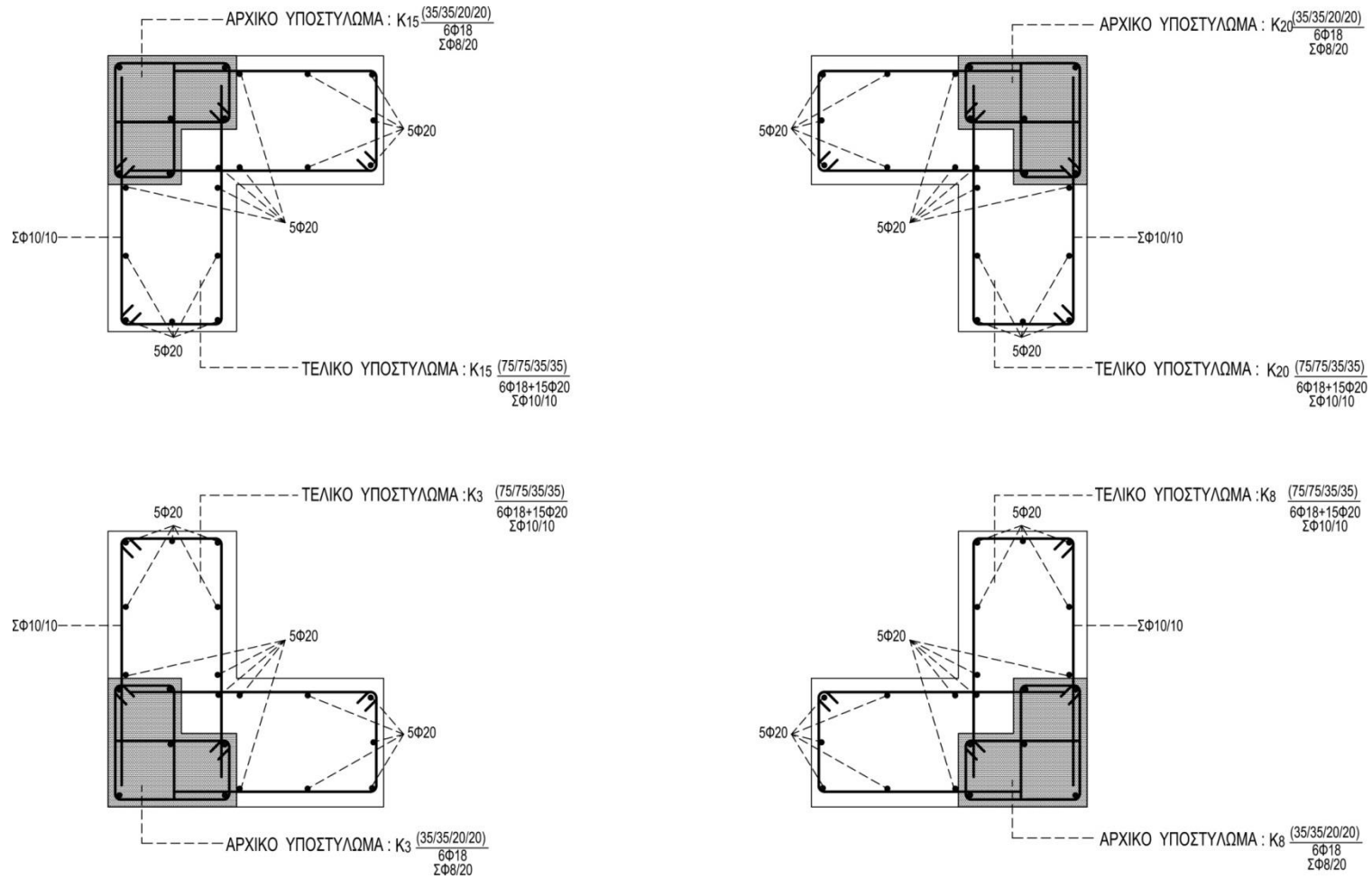
Παρακάτω στο Σχήμα 4-46 απεικονίζονται με ακρίβεια τόσο τα ενισχυμένα γωνιακά υποστυλώματα όσο και τα δομικά μέλη που ενισχύθηκαν με τη χρήση ινοπλισμένου πολυμερούς SikaWrap -230C (γραμμοσκιασμένα δοκάρια και κυκλωμένα υποστυλώματα).





Σχήμα 4- 46:Ενίσχυση δομικών μελών 3<sup>ης</sup> Στάθμης

- Ενίσχυση Υποστυλωμάτων K3, K8, K15, K20 με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος



Σχήμα 4- 47:Ενισχυμένες διατομές υποστυλωμάτων

- **Ενίσχυση 4<sup>ης</sup> Στάθμης**

Στη εν λόγω στάθμη ενισχύθηκαν τα γωνιακά υποστυλώματα (Κ3, Κ8, Κ15, Κ20) με μανδύα σκυροδέματος, προσδίδοντας έτσι μια μεγάλη αύξηση στην αντοχή, στην πλαστιμότητα και στη συνολική δυσκαμψία του φορέα. Η τεχνική της κατασκευής μανδυών σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης τόσο της διατμητικής όσο και της καμπτικής αντοχής τους. Η χρήση μανδυών σκυροδέματος περιλαμβάνει αύξηση της διατομής του στοιχείου με νέο σκυρόδεμα και με νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά του αρχικού στοιχείου.

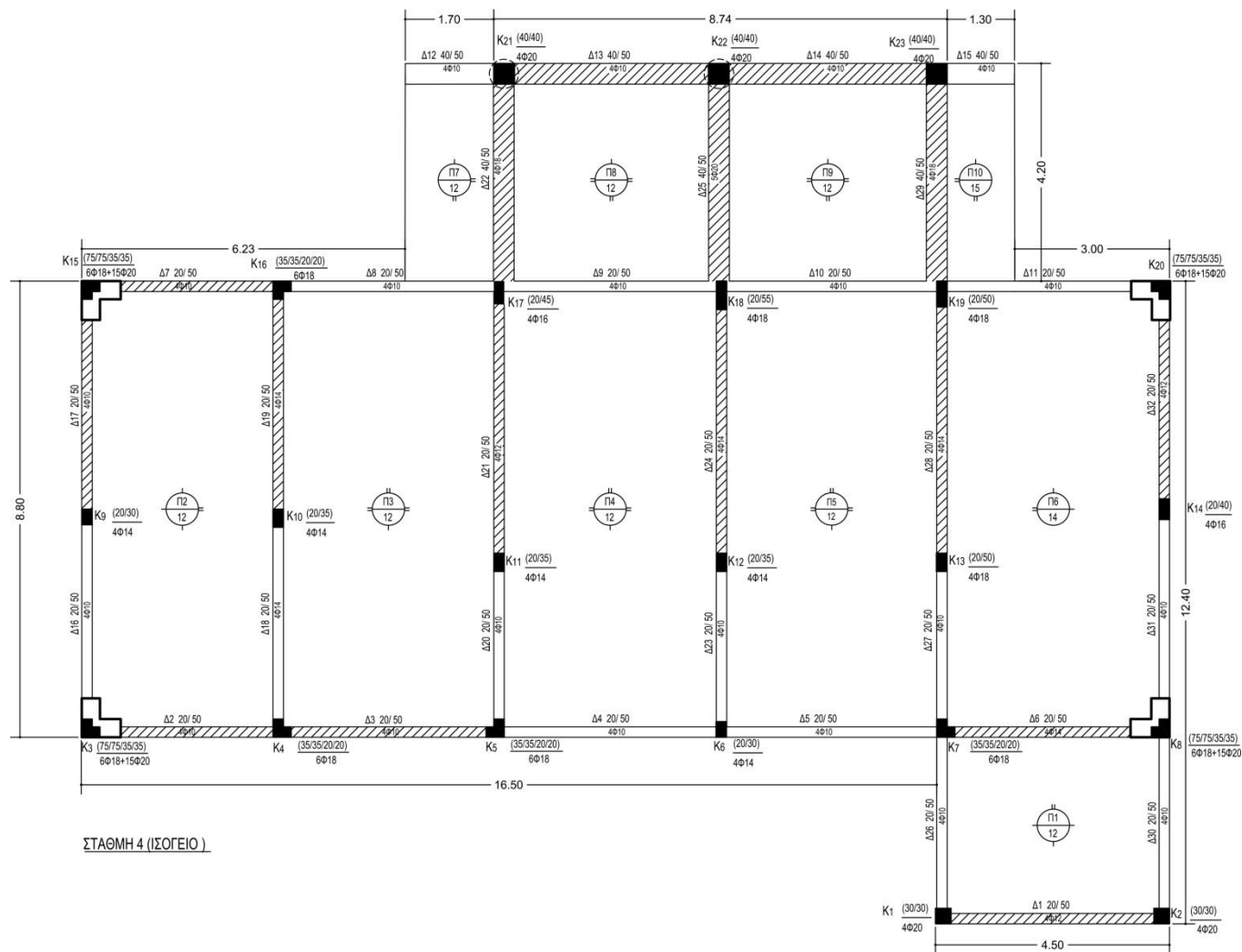
Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων, ήταν έγχυτο σκυρόδεμα C20/25, και χάλυβας B500C για τους διαμήκεις οπλισμούς και τους συνδετήρες. Η σύνδεση παλαιού και νέου σκυροδέματος πραγματοποιήθηκε με τη χρήση βλήτρων χάλυβα ποιότητας B500C, διαμέτρου Φ20 και μήκους 15 cm, φροντίζοντας να ικανοποιούν τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. περί ελαχίστου μήκους οπλισμού. Οι διαφορές αρχικών και τελικών υποστυλωμάτων (μετά την ενίσχυση) παρουσιάζονται συνοπτικά στον παρακάτω Πίνακα 4-21, καθώς τα γωνιακά υποστυλώματα που ενισχύθηκαν ήταν όμοια και ακολουθήθηκε η ίδια στρατηγική ενίσχυσης.

Πίνακας 4- 21: Σύγκριση χαρακτηριστικών αρχικού-ενισχυμένου υποστυλώματος

Χαρακτηριστικά	Αρχικό Υποστύλωμα	Τελικό Υποστύλωμα
<b>Διαστάσεις</b>	35/35/20	75/75/35
<b>Διαμήκης Οπλισμός</b>	6Φ18	6Φ18+15Φ20
<b>Εγκάρσιος Οπλισμός</b>	ΣΦ8/20cm	ΣΦ10/10cm

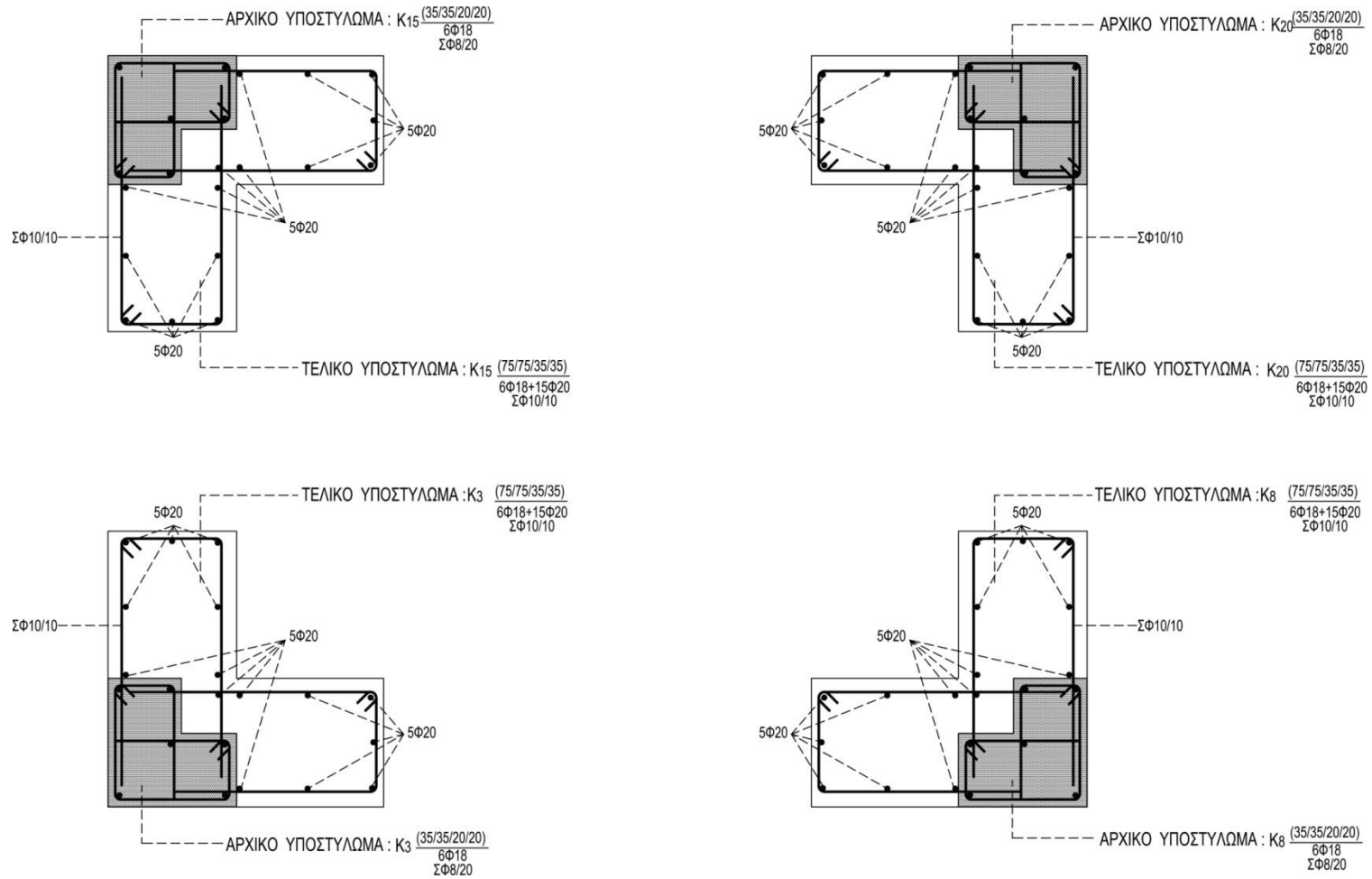
Στη συνέχεια ενισχύθηκαν κατά κύριο λόγο οι δοκοί και κάποια υποστυλώματα με τη χρήση ινοπλισμένων πολυμερών (FRP) έτσι ώστε να αντιμετωπιστεί η διατμητική αστοχία των συγκεκριμένων δομικών μελών. Πραγματοποιήθηκε λοιπόν χρήση του υλικού SikaWrap-230C.

Παρακάτω στο Σχήμα 4-48 απεικονίζονται με ακρίβεια τόσο τα ενισχυμένα γωνιακά υποστυλώματα όσο και τα δομικά μέλη που ενισχύθηκαν με τη χρήση ινοπλισμένου πολυμερούς SikaWrap -230C (γραμμοσκιασμένα δοκάρια και κυκλωμένα υποστυλώματα).



Σχήμα 4- 48:Ενίσχυση δομικών μελών 4<sup>ης</sup> Στάθμης

- Ενίσχυση Υποστυλωμάτων K3, K8, K15, K20 με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος



Σχήμα 4- 49:Ενισχυμένες διατομές υποστυλωμάτων

### 4.3.1 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης

Έπειτα από την ολοκλήρωση της ενίσχυσης των δομικών μελών που εμφάνιζαν στατική ανεπάρκεια, αλλά και την ενίσχυση όλου του φορέα γενικότερα μέσω της επέμβασης με μανδύα σκυροδέματος των τεσσάρων γωνιακών υποστυλωμάτων, προκύπτουν τα ακόλουθα αποτελέσματα για ιδιομορφική ανάλυση για κάθε διεύθυνση σεισμού στο υφιστάμενο κτίριο. Βέβαια αξίζει να σημειωθεί ότι η αύξηση της διατομής των υποστυλωμάτων ήταν ομοιόμορφη κατά τις διευθύνσεις  $\chi, \gamma$  και δεδομένου το γεγονός ότι αυτά ισαπέχουν από το κέντρο μάζας  $M_0$ , το κέντρο ελαστικής στροφής  $P_0$  δεν επηρεάστηκε καθόλου, διατηρώντας έτσι την υπάρχουσα κανονικότητα σε κάτοψη του φορέα.

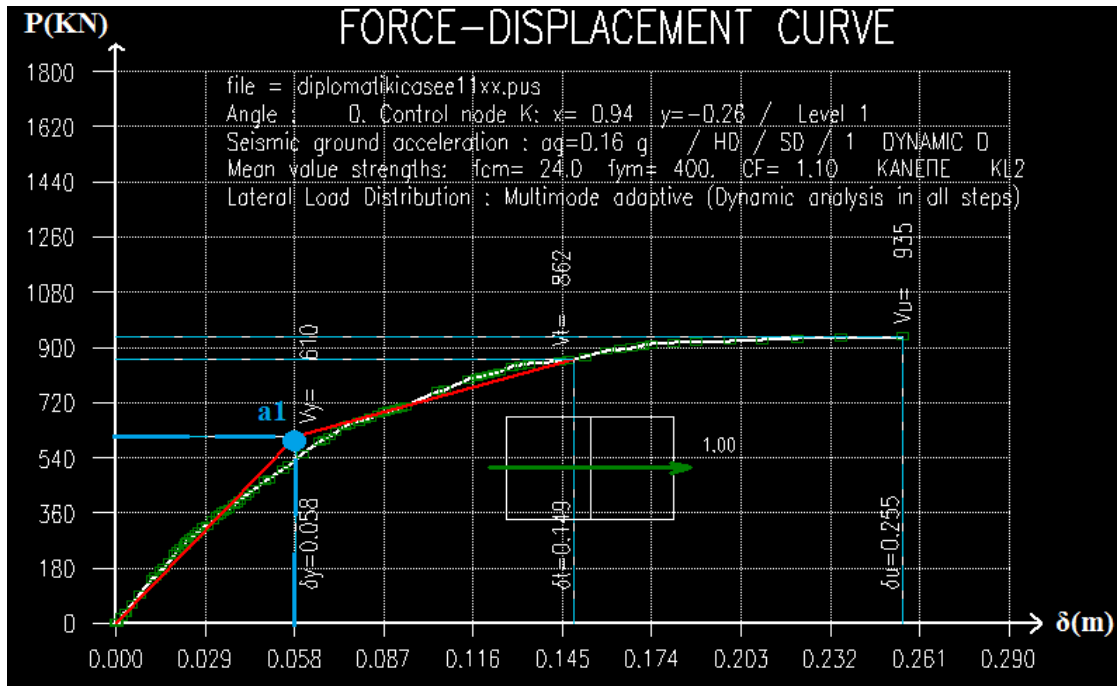
### 4.3.2 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης για διεύθυνση $\chi$

Στη συγκεκριμένη περίπτωση ο φορέας φορτίζεται με σεισμικές φορτίσεις δυναμικής κατανομής κατά τη διεύθυνση  $\chi$ . Κατά την εν λόγω διεύθυνση θα λειτουργήσουν ισοδύναμα και τα τέσσερα ενισχυμένα υποστυλώματα, τα οποία θα παραλάβουν και το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής ενέργειας. Έπειτα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων επιλύσεων, προκύπτει το παρακάτω **διάγραμμα δύναμης  $P$  – μετακίνησης οροφής  $\delta$** , μέσω του οποίου εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα για την επάρκεια του φορέα.

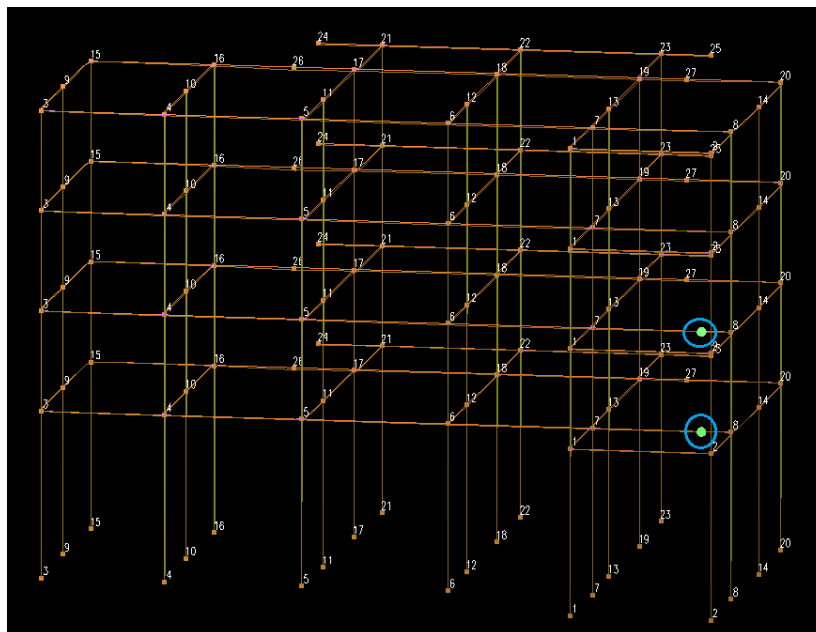
- **Διάγραμμα δύναμης  $P$  – μετακίνησης οροφής  $\delta$**

Στα παρακάτω σχήματα 4-50, 4-52, 4-54 παρουσιάζονται τα αντίστοιχα διαγράμματα δύναμης – μετακίνησης οροφής από τη στιγμή της δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης μέχρι τη στιγμή της κατάρρευσης του φορέα, σχολιάζοντας ταυτόχρονα τα εκάστοτε αποτελέσματα.

1) Θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης



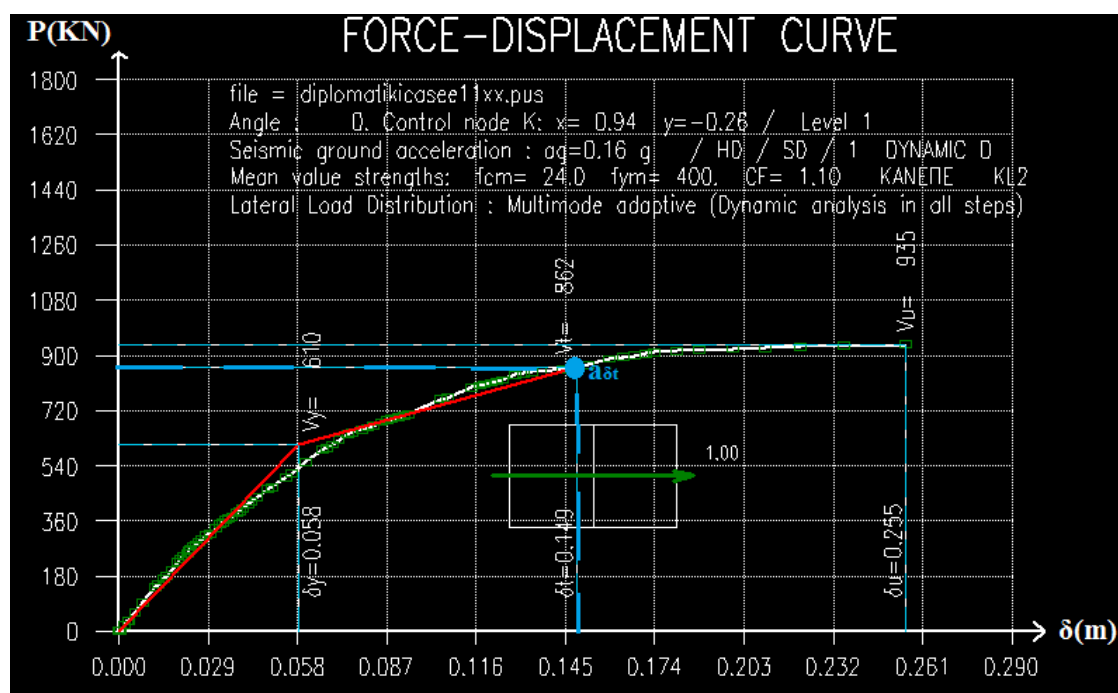
Σχήμα 4- 50: Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ (θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης)



Σχήμα 4- 51: Θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης

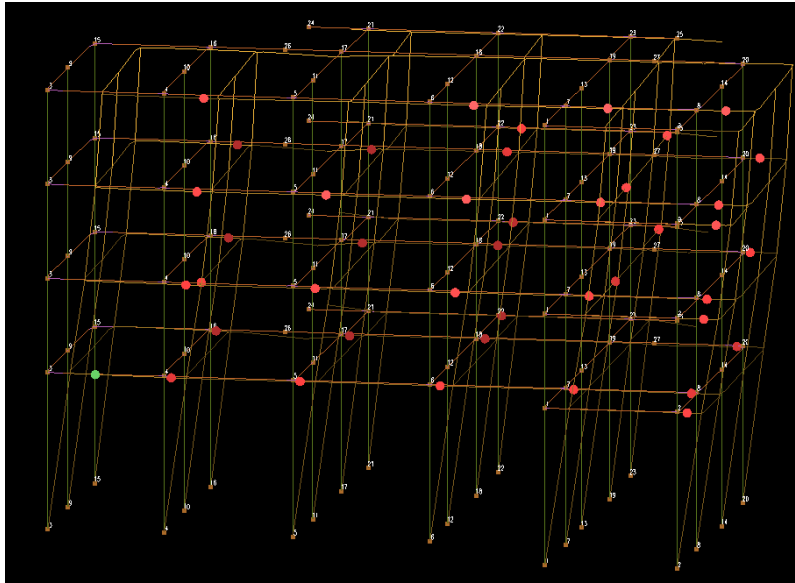
Στο Σχήμα 4-50 παρατηρείται ότι από την αρχή των αξόνων μέχρι και το σημείο α1 ο φορέας συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς κανένα δομικό του στοιχείο δεν έχει επέλθει σε διαρροή μέχρι εκείνη τη στιγμή. Από εκείνη τη στιγμή και έπειτα δημιουργούνται ταυτόχρονα οι πρώτες δύο πλαστικές αρθρώσεις, όπου η μιν μία είναι στο δεξί άκρο της δοκού 6 που βρίσκεται στη στάθμη 3 (1<sup>ος</sup> όροφος) και η άλλη στο δεξί άκρο της δοκού 6 που βρίσκεται στη στάθμη 4 (ισόγειο). Έπειτα δημιουργούνται και άλλες πλαστικές αρθρώσεις και σε άλλα δομικά μέλη του φορέα έως ότου επέλθει η κατάρρευση. Από το Σχήμα 4-50 παρατηρείται ότι για την δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης η τέμνουσα βάσης P έχει τιμή ίση με 610 KN και η μετακίνηση οροφής δ τιμή ίση με 0,058 m, εφόσον εκείνη τη στιγμή ισχυε ότι  $\theta > \theta_{γ}$ . Τέλος ο λόγος υπεραντοχής του κτιρίου είναι 1,54.

## 2) Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης



Σχήμα 4- 52:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ (θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης)

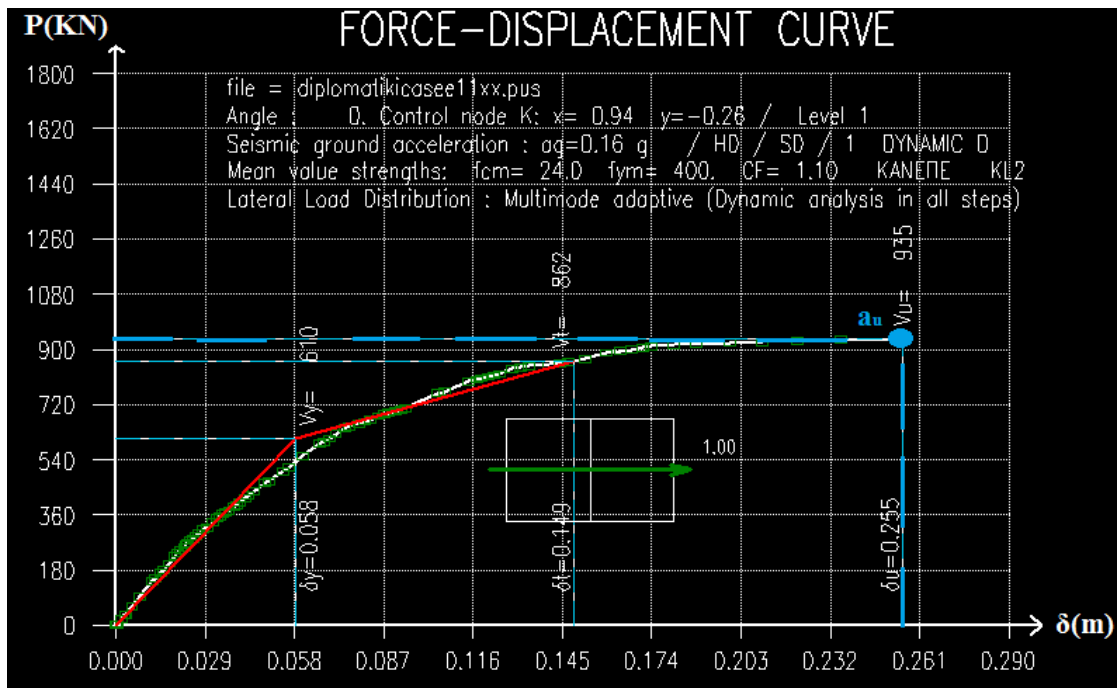




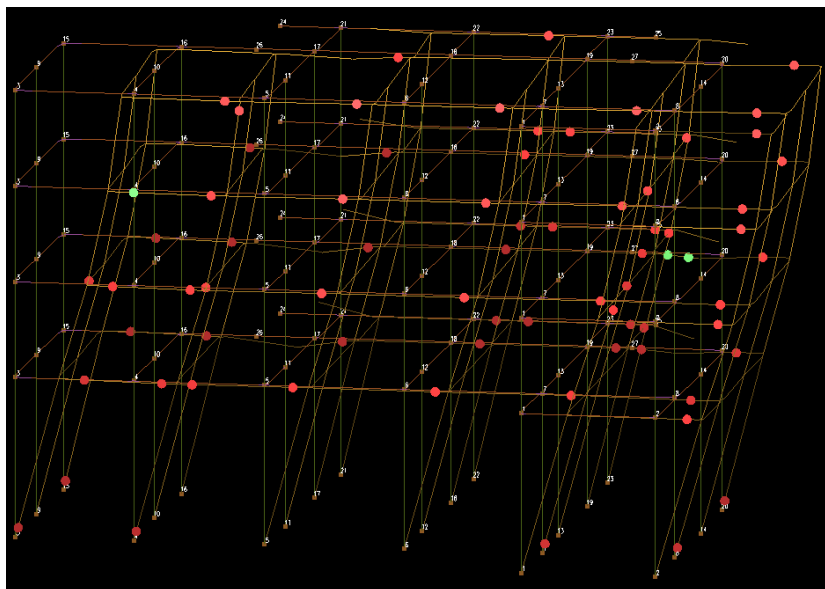
Σχήμα 4- 53:Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης

Πλέον σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε περισσότερες δοκούς αλλά και σε υποστυλώματα όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4-53. Η στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta_t$  δείχνει τη μέγιστη μετακίνηση που δύναται να επέλθει ο φορέας σύμφωνα βέβαια και με τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει ορισθεί, δηλαδή το ανεκτό επιθυμητό όριο βλαβών που έχει καθορισθεί. Στην εν λόγω περίπτωση παρατηρείται η δημιουργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων, οι οποίες ως επί το πλείστον βρίσκονται σε δοκούς σε διάφορες στάθμες του φορέα. Τέλος η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης  $V_t$  ισούται με 862 KN και προκαλεί στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta_t$  ίση με 0,149 m.

3) Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης



Σχήμα 4- 54:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής  $\delta$  για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $\chi$  (θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης)



Σχήμα 4- 55:Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης

Στη θέση αι, πραγματοποιείται η θεωρητική κατάρρευση της κατασκευής, μετά από το σχηματισμό επαρκώς ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4-55, ικανοποιείται δηλαδή η σχέση  $\theta > \theta_{SD} = \frac{(\theta_u + \theta_y)}{2\gamma_{RD}}$  για πρωτεύοντα μέλη για στάθμη επιτελεστικότητας SD. Επίσης σημειώνονται μόνο διατμητικές αστοχίες στα μέλη του φορέα, γεγονός που ικανοποιείται από το κριτήριο  $V > V_{Rmax}$ . Η κίνηση του κτιρίου είναι κυρίως μεταφορική και λιγότερο στρεπτική κατά τη στιγμή δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης. Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται τη στιγμή που η τέμνουσα βάσης είναι  $P = 935 \text{ KN}$  και η αντίστοιχη μετατόπιση της οροφής  $\delta_u = 0,255 \text{ m}$ .

#### 4.3.3 Λόγοι επάρκειας ενισχυμένων δομικών μελών

- **Λόγοι Επάρκειας δομικών μελών**

Οι λόγοι επάρκειας (ικανότητα / απαίτηση) υποδεικνύουν εάν και κατά πόσο ένα μέλος του φέροντος οργανισμού έχει ξεπεράσει την οριακή τιμή γωνίας στροφής χορδής  $\theta$  ( $cap = \theta_{lim} / \theta$ ) ή τέμνουσας δύναμης ( $cap = V_R / V$ ) που αντιστοιχούν στη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει καθορισθεί. Εφόσον  $cap \geq 1$ , τότε το κριτήριο ικανοποιείται, αλλιώς το κτίριο δεν επαρκεί για την συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας. Συνεπώς απαιτείται ενίσχυση του υπάρχοντος φορέα.

#### **Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 1<sup>η</sup> Στάθμη**

Στον Πίνακα 4-22 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 22:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 1		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 2	3.80	5.48
Δ 7	4.19	5.00
Δ 13	4.31	3.31
Δ 21	1.72	1.87
Δ 24	1.79	1.79
Δ 28	1.52	1.58
Κ 18	50.00	50.00
Κ 19	15.19	37.28
Κ 22	50.00	29.96

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 2<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-23 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 23:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 2		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 1	3.31	3.31
Δ 2	3.64	5.90
Δ 6	4.26	2.72
Δ 7	3.77	5.82
Δ 13	4.20	3.39
Δ 14	3.24	4.00
Δ 17	1.98	1.54
Δ 19	1.27	1.17
Δ 21	1.69	1.90
Δ 22	1.91	1.26
Δ 24	1.78	1.81
Δ 28	1.49	1.60
Δ 32	1.98	1.84
Κ 22	50.00	43.25

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 3<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-24 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 24 Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

<b>Διατμητική Αστοχία</b>		
<b>Στάθμη 3</b>		
<b>Δομικό Μέλος</b>	<b>Cap Αρχής</b>	<b>Cap Τέλους</b>
Δ 1	3.32	3.30
Δ 2	3.84	5.41
Δ 3	3.71	3.29
Δ6	4.10	2.80
Δ7	4.02	5.29
Δ13	4.24	3.36
Δ14	3.23	4.01
Δ17	1.92	1.58
Δ19	1.26	1.18
Δ21	1.71	1.88
Δ22	1.84	1.30
Δ24	1.78	1.80
Δ25	1.89	1.92
Δ28	1.50	1.60
Δ29	1.60	1.35
Δ32	1.95	1.87
Κ 18	50.00	50.00
Κ 21	27.85	25.44
Κ 22	50.00	36.44

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 4<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-25 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 25:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 4		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 1	3.34	3.27
Δ 2	4.24	4.73
Δ 3	3.71	3.29
Δ 6	3.84	2.95
Δ 7	4.66	4.43
Δ 13	4.34	3.28
Δ 14	3.15	4.12
Δ 17	1.84	1.63
Δ 19	1.22	1.23
Δ 21	1.74	1.85
Δ 22	1.67	1.44
Δ 24	1.80	1.78
Δ 25	2.05	1.80
Δ 28	1.53	1.57
Δ 29	1.46	1.48
Δ 32	1.91	1.90
Κ 21	50.00	50.00
Κ 22	50.00	50.00

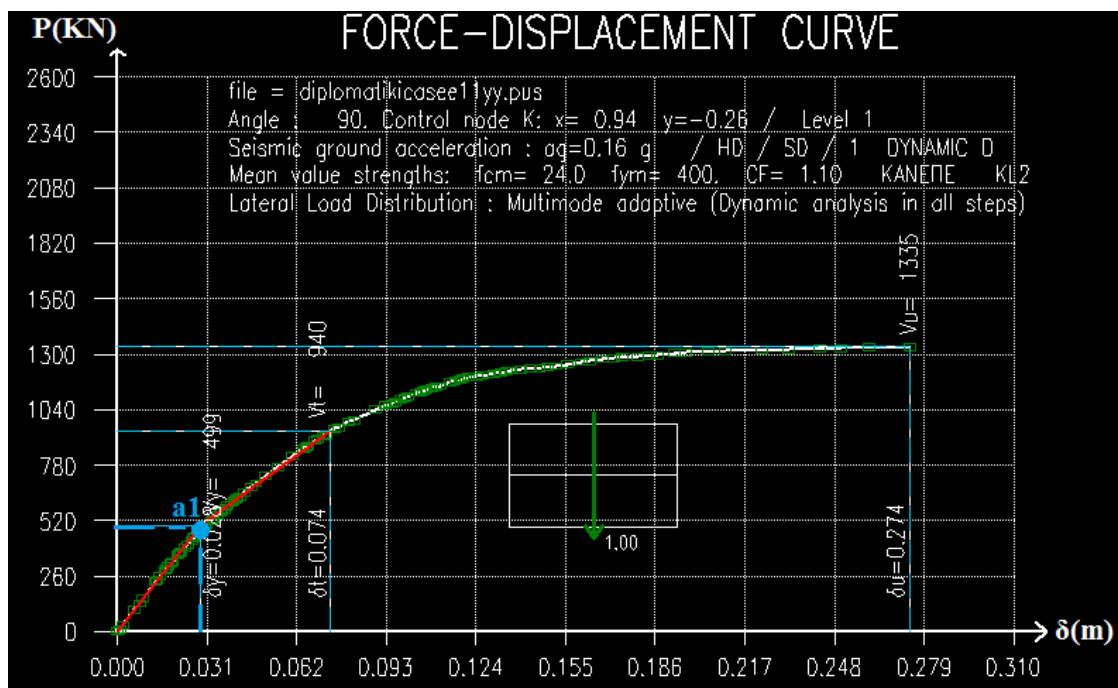
#### 4.3.4 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης για διεύθυνση $y$

Στη συγκεκριμένη περίπτωση ο φορέας φορτίζεται με σεισμικές φορτίσεις δυναμικής κατανομής κατά τη διεύθυνση  $y$ . Κατά την εν λόγω διεύθυνση θα λειτουργήσουν ισοδύναμα και τα τέσσερα ενισχυμένα υποστυλώματα, τα οποία θα παραλάβουν και το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής ενέργειας. Έπειτα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων επιλύσεων, προκύπτει το παρακάτω **διάγραμμα δύναμης  $P$  – μετακίνησης οροφής  $\delta$** , μέσω του οποίου εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα για την επάρκεια του φορέα.

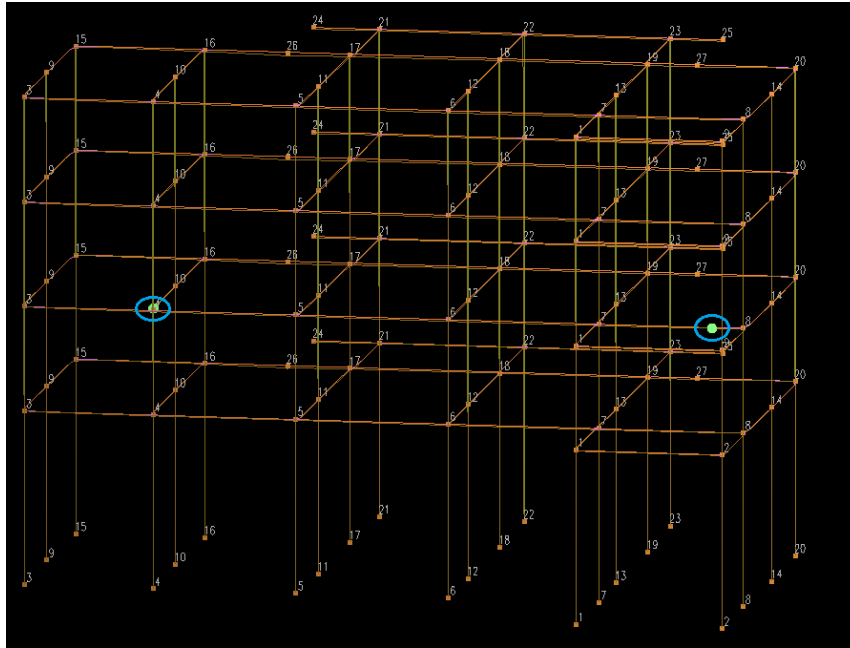
- Διάγραμμα δύναμης P – μετακίνησης οροφής δ

Στα παρακάτω σχήματα 4-56, 4-58, 4-60 παρουσιάζονται τα αντίστοιχα διαγράμματα δύναμης – μετακίνησης οροφής από τη στιγμή της δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης μέχρι τη στιγμή της κατάρρευσης του φορέα, σχολιάζοντας ταυτόχρονα τα εκάστοτε αποτελέσματα.

1) Θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης



Σχήμα 4- 56:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ (θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης)

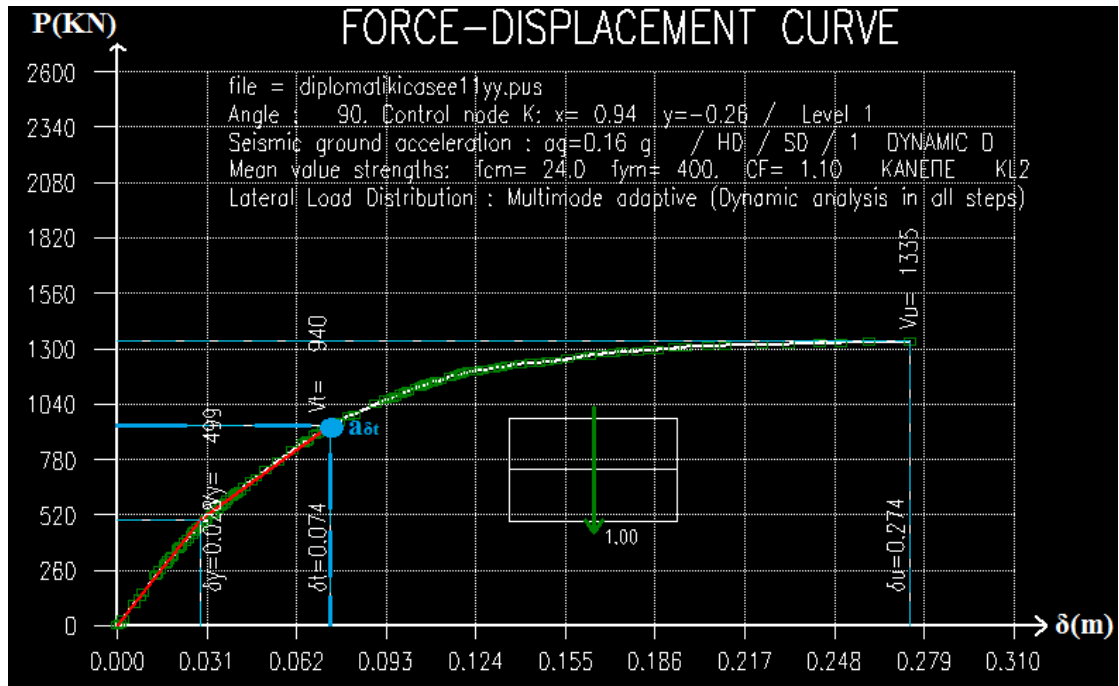


Σχήμα 4- 57:Θέση δημιουργίας 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης

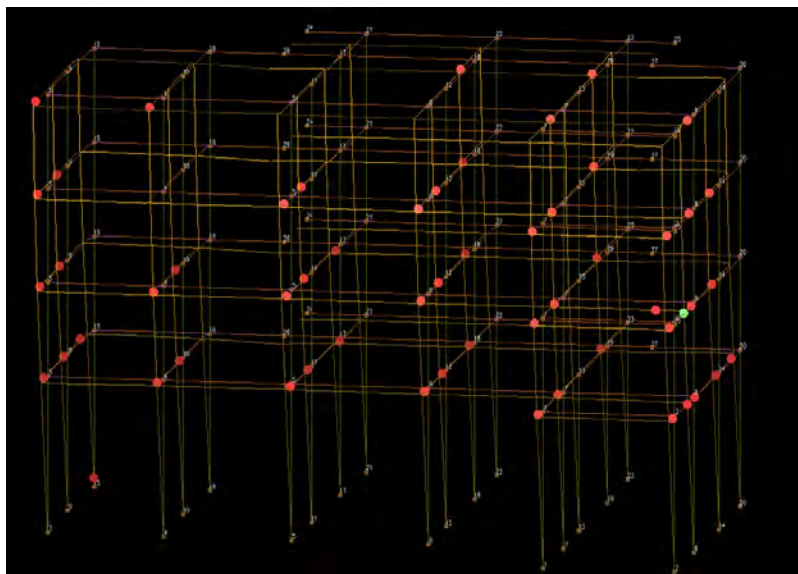
Στο Σχήμα 4-56 παρατηρείται ότι από την αρχή των αξόνων μέχρι και το σημείο α1 ο φορέας συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς κανένα δομικό του στοιχείο δεν έχει επέλθει σε διαρροή μέχρι εκείνη τη στιγμή. Από εκείνη τη στιγμή και έπειτα δημιουργούνται ταυτόχρονα οι πρώτες δύο πλαστικές αρθρώσεις, η μεν μια άρθρωση πραγματοποιείται στο αριστερό άκρο της δοκού 18 που βρίσκεται στη στάθμη 3 (1<sup>ος</sup> όροφος) και η άλλη στο δεξί άκρο της δοκού 6 που βρίσκεται πάλι στη στάθμη 3 (1<sup>ος</sup> όροφος). Έπειτα δημιουργούνται και άλλες πλαστικές αρθρώσεις και σε άλλα δομικά μέλη του φορέα έως ότου επέλθει η κατάρρευση. Από το Σχήμα 4-56 παρατηρείται ότι για την δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης η τέμνουσα βάσης P έχει τιμή ίση με 499 KN και η μετακίνηση οροφής δ τιμή ίση με 0,028 m, εφόσον εκείνη τη στιγμή ίσχυε ότι  $\theta > \theta_y$ . Τέλος ο λόγος υπεραντοχής του κτιρίου είναι 2,68.



2) Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης



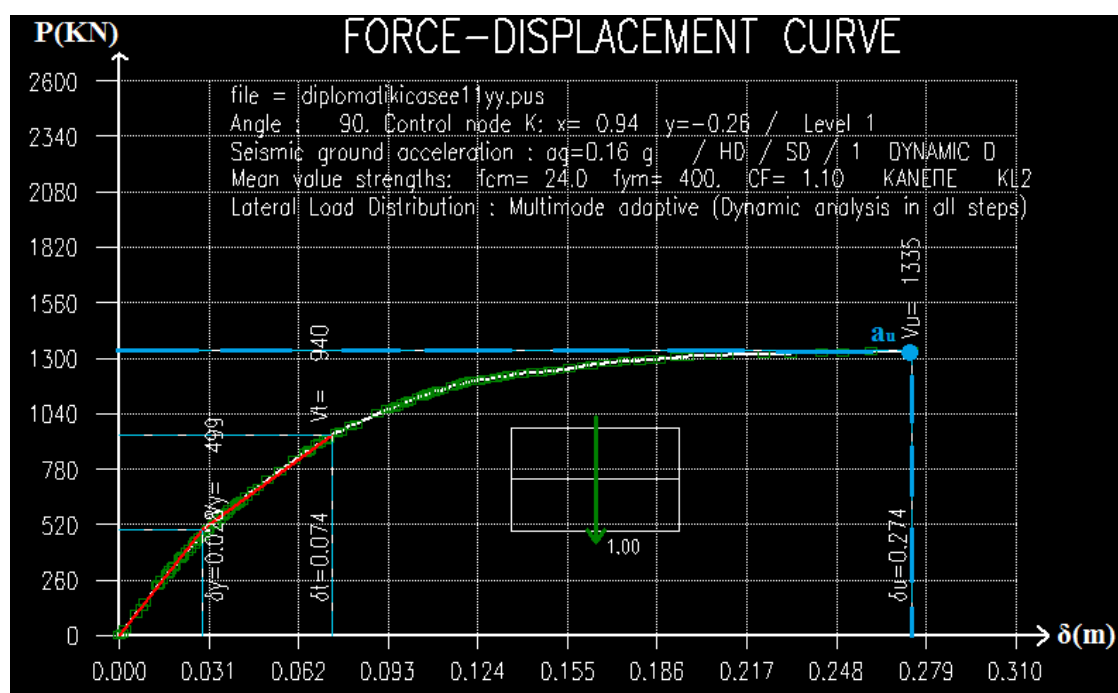
Σχήμα 4- 58:Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ (θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης)



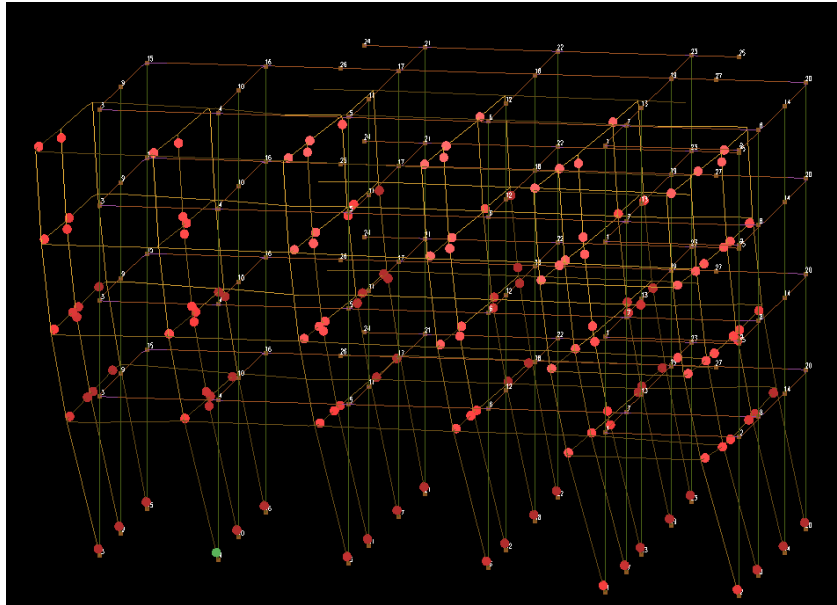
Σχήμα 4- 59:Θέση δημιουργίας στοχευόμενης μετατόπισης

Πλέον σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε περισσότερες δοκούς αλλά και σε υποστυλώματα όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4-59. Η στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta_t$  δείχνει τη μέγιστη μετακίνηση που δύναται να επέλθει ο φορέας σύμφωνα βέβαια και με τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει ορισθεί, δηλαδή το ανεκτό επιθυμητό όριο βλαβών που έχει καθορισθεί. Στην εν λόγω περίπτωση παρατηρείται η δημιουργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων, οι οποίες ως επί το πλείστον βρίσκονται σε δοκούς σε διάφορες στάθμες του φορέα. Τέλος η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης  $V_t$  ισούται με 940 kN και προκαλεί στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta_t$  ίση με 0,074 m.

### 3) Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης



Σχήμα 4- 60: Διάγραμμα δύναμης P - μετακίνησης οροφής  $\delta$  για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $\gamma$  (θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης)



Σχήμα 4- 61:Θέση δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης

Στη θέση αι, πραγματοποιείται η θεωρητική κατάρρευση της κατασκευής, μετά από το σχηματισμό επαρκώς ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4-61, ικανοποιείται δηλαδή η σχέση  $\theta > \theta_{SD} = \frac{(\theta_u + \theta_y)}{2\gamma_{RD}}$  για πρωτεύοντα μέλη για στάθμη επιτελεστικότητας SD. Επίσης σημειώνονται μόνο διατμητικές αστοχίες στα μέλη του φορέα, γεγονός που ικανοποιείται από το κριτήριο  $V > V_{Rmax}$ . Η κίνηση του κτιρίου είναι κυρίως μεταφορική και λιγότερο στρεπτική κατά τη στιγμή δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης. Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται τη στιγμή που η τέμνουσα βάσης είναι  $P = 1335$  KN και η αντίστοιχη μετατόπιση της οροφής  $\delta_u = 0,274$  m.

#### 4.3.5 Λόγοι επάρκειας ενισχυμένων δομικών μελών

- **Λόγοι Επάρκειας δομικών μελών**

Οι λόγοι επάρκειας (ικανότητα / απαίτηση) υποδεικνύουν εάν και κατά πόσο ένα μέλος του φέροντος οργανισμού έχει ξεπεράσει την οριακή τιμή γωνίας στροφής χορδής  $\theta$  ( $cap = \theta_{lim} / \theta$ ) ή τέμνουσας δύναμης ( $cap = V_R / V$ ) που αντιστοιχούν στη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει καθορισθεί. Εφόσον  $cap \geq 1$ ,

τότε το κριτήριο ικανοποιείται , αλλιώς το κτίριο δεν επαρκεί για την συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας. Συνεπώς απαιτείται ενίσχυση του υπάρχοντος φορέα.

#### **Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 1<sup>η</sup> Στάθμη**

Στον Πίνακα 4-26 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 26:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

<b>Διατμητική Αστοχία</b>		
<b>Στάθμη 1</b>		
<b>Δομικό Μέλος</b>	<b>Cap Αρχής</b>	<b>Cap Τέλους</b>
Δ 2	2.92	2.37
Δ 7	2.56	2.77
Δ 13	2.76	2.04
Δ 21	1.50	2.20
Δ 24	1.56	2.10
Δ 28	1.35	1.80
Κ 18	13.98	8.70
Κ 19	20.94	17.80
Κ 22	6.92	29.89

#### **Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 2<sup>η</sup> Στάθμη**

Στον Πίνακα 4-27 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 27:Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

Διατμητική Αστοχία		
Στάθμη 2		
Δομικό Μέλος	Cap Αρχής	Cap Τέλους
Δ 1	1.94	1.89
Δ 2	2.57	2.71
Δ 6	2.12	1.86
Δ 7	2.18	3.50
Δ 13	2.61	2.17
Δ 14	1.66	3.08
Δ 17	1.70	16.29
Δ 19	1.47	4.29
Δ 21	1.41	2.40
Δ 22	1.36	50.00
Δ 24	1.41	2.44
Δ 28	1.17	2.22
Δ 32	1.51	21.09
Κ 22	6.01	16.30

### Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 3<sup>η</sup> Στάθμη

Στον Πίνακα 4-28 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 28 Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

<b>Διατμητική Αστοχία</b>		
<b>Στάθμη 3</b>		
<b>Δομικό Μέλος</b>	<b>Cap Αρχής</b>	<b>Cap Τέλους</b>
Δ 1	1.89	1.93
Δ 2	2.71	2.55
Δ 3	1.89	1.92
Δ6	2.09	1.89
Δ7	2.115	3.57
Δ13	2.78	2.03
Δ14	1.78	2.81
Δ17	1.56	50.00
Δ19	1.24	9.90
Δ21	1.32	2.67
Δ22	1.20	9.90
Δ24	1.34	2.68
Δ25	20.48	1.45
Δ28	1.03	3.02
Δ29	1.55	6.86
Δ32	1.34	8.00
Κ 18	8.91	5.25
Κ 21	6.15	7.52
Κ 22	6.55	7.73

#### **Έλεγχος Επάρκειας δομικών μελών για 4<sup>η</sup> Στάθμη**

Στον Πίνακα 4-29 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα επάρκειας των ενισχυμένων δομικών μελών της εν λόγω στάθμης, ύστερα από την ολοκλήρωση των απαραίτητων ελέγχων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4- 29 Διατμητική Επάρκεια ενισχυμένων δομικών μελών

<b>Διατμητική Αστοχία</b>		
<b>Στάθμη 4</b>		
<b>Δομικό Μέλος</b>	<b>Cap Αρχής</b>	<b>Cap Τέλους</b>
Δ 1	1.91	1.91
Δ 2	2.93	2.35
Δ 3	1.98	1.84
Δ 6	1.97	2.03
Δ 7	2.04	3.99
Δ 13	2.00	1.94
Δ 14	1.75	1.86
Δ 17	1.43	19.90
Δ 19	1.23	11.14
Δ 21	1.29	2.81
Δ 22	1.15	7.00
Δ 24	1.29	2.90
Δ 25	10.72	1.36
Δ 28	1.12	3.41
Δ 29	1.45	9.88
Δ 32	1.25	5.56
Κ 21	8.17	12.57
Κ 22	6.36	12.32

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5**

### **ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ**

Στο Κεφάλαιο αυτό θα αξιολογηθούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων και θα πραγματοποιηθεί σύγκριση των τριών μεθόδων ενίσχυσης με την υφιστάμενη κατάσταση. Τα αποτελέσματα θα παρουσιαστούν παρακάτω ανάλογα με τη διεύθυνση της εκάστοτε σεισμικής φόρτισης.

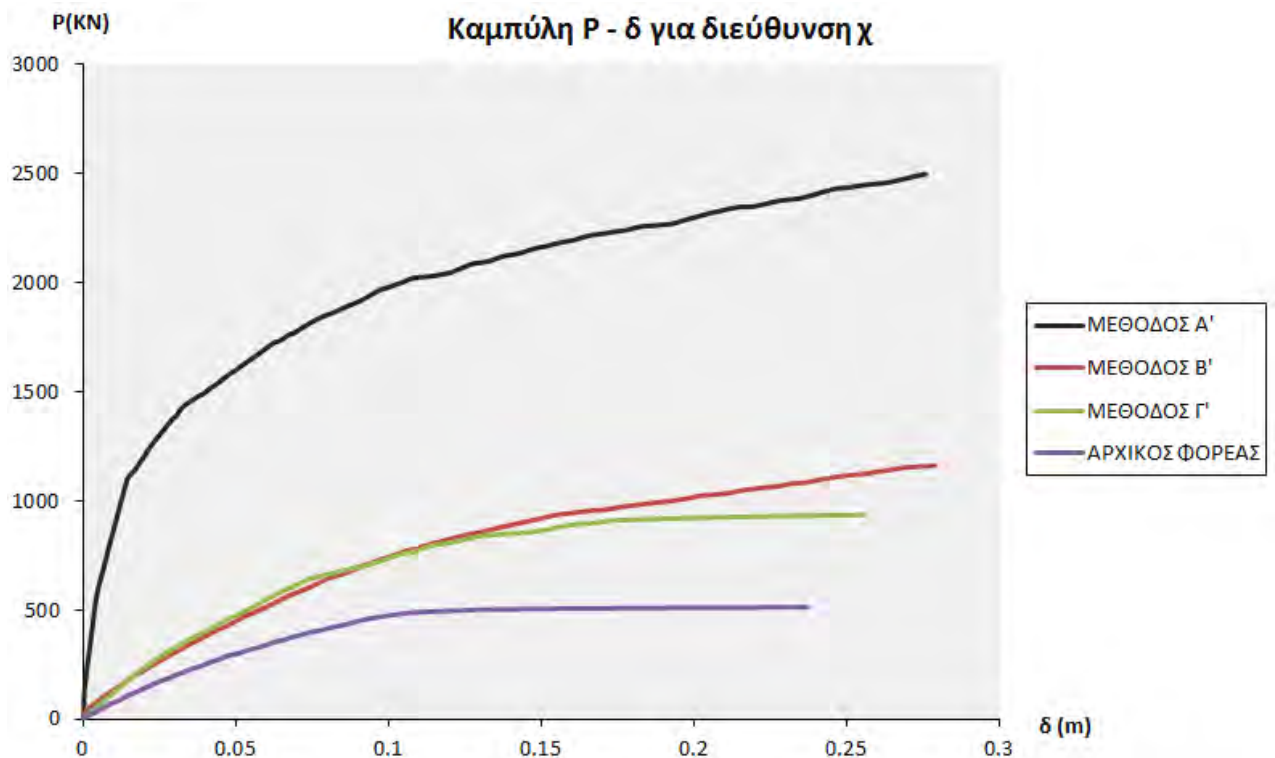
#### **5.1 Σύγκριση αποτελεσμάτων για σεισμική φόρτιση κατά τη διεύθυνση χ**

Αρχικά παρουσιάζεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν για ιδιομορφική ανάλυση κατά τη διεύθυνση χ.

##### **5.1.1 Διάγραμμα δύναμης P – μετακίνησης οροφής δ**

Στο Σχήμα 5-1 παρουσιάζεται το συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης P και μετακίνησης οροφής δ για την υφιστάμενη κατάσταση του φορέα, για τη μέθοδο ενίσχυσης Α, τη μέθοδο ενίσχυσης Β και τη μέθοδο ενίσχυσης Γ.





Σχήμα 5- 1: Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης  $P$  και μετακίνησης οροφής  $\delta$  για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού  $\chi$

Μελετώντας προσεκτικά το Σχήμα 5-1 μπορούν να διατυπωθούν οι εξής παρατηρήσεις:

- Η δυσκαμψία του αρχικού φορέα αυξάνεται και με τις τρεις μεθόδους ενίσχυσης, καθώς η δυσκαμψία της κάθε κατάστασης ορίζεται ως η κλίση της εκάστοτε καμπύλης  $P$ - $\delta$ . Αυτό είναι απολύτως λογικό καθώς και στις τρεις στρατηγικές ενίσχυσης είτε έχουν προστεθεί εμφαντούμενα τοιχώματα είτε υπήρχε αύξηση διατομών υπαρχόντων δομικών μελών, γεγονός που αυξάνει άμεσα την συνολική δυσκαμψία του φορέα. Τέλος εύκολα αντιληπτό είναι το γεγονός ότι με τη μέθοδο ενίσχυσης Α υπάρχει μεγαλύτερη αύξηση της δυσκαμψίας σε σχέση με τις άλλες δύο οι οποίες παρουσιάζουν σχεδόν ίδια αύξηση.
- Η στρατηγική ενίσχυσης Α προσδίδει στον φορέα μεγαλύτερη αντοχή σε τέμνουσα βάση εν συγκρίσει με τις άλλες δύο μεθόδους. Ακολουθεί η μέθοδος ενίσχυσης Β και στο τέλος είναι η μέθοδος Γ, επισημαίνοντας όμως

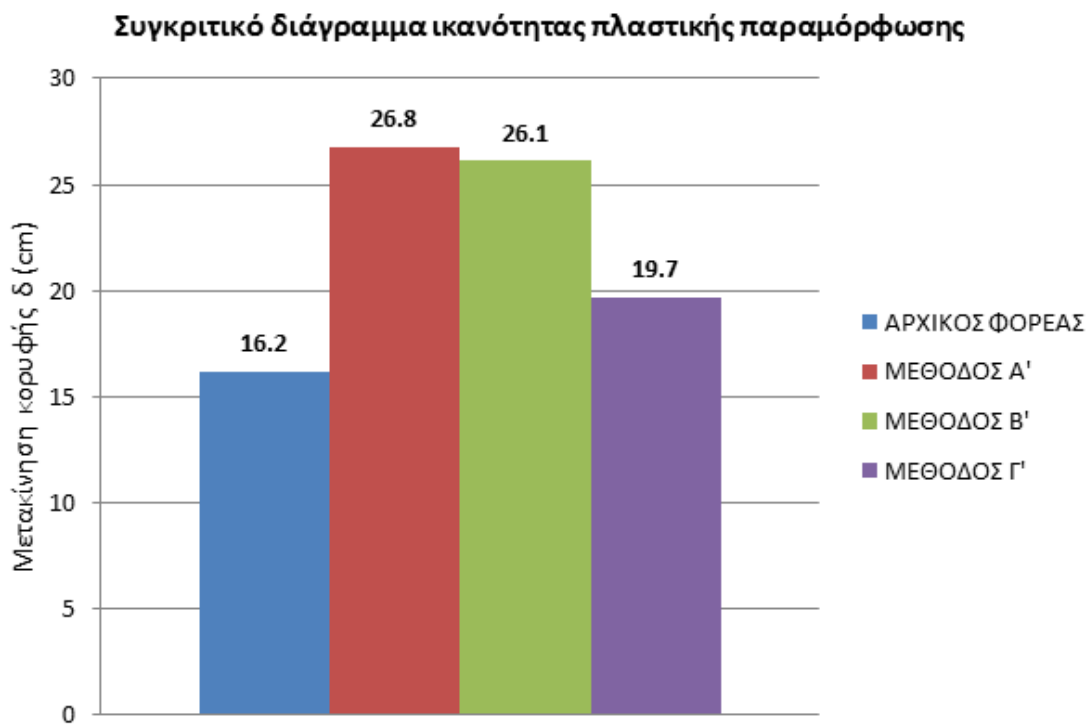
το γεγονός πως και οι τρεις στρατηγικές ενίσχυσης αυξάνουν την αντοχή του φορέα σε τέμνουσα βάσης.

- Στο Σχήμα 5-1 παρατηρείται στις μεθόδους ενίσχυσης Α και λιγότερο στη Β κάποιες ήπιες διακυμάνσεις στη συμπεριφορά της καμπύλης. Αυτές οφείλονται στη λειτουργία των ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων, καθώς παραλαμβάνουν σεισμική φόρτιση έως ότου διαρρεύσουν και αστοχήσουν. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα να μειώνεται η καταπόνηση των υπόλοιπων δομικών μελών, προσδίδοντας έτσι λοιπόν στο φορέα τη δυνατότητα να παραλάβει μεγαλύτερες σεισμικές φορτίσεις.
- Τέλος και στις τρεις μεθόδους ενίσχυσης αυξάνεται η μετακίνηση οροφής σε οριακή κατάσταση αστοχίας, με λιγότερο εξ αυτών στη μέθοδο Γ και περίπου ισοδύναμα στις άλλες δύο.

#### ❖ Συγκριτικό διάγραμμα ικανότητας πλαστικής παραμόρφωσης

Είναι εφικτό να υπολογιστεί η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του φορέα, η οποία ισούται με τη διαφορά της μετακίνησης κορυφής κατά τη στιγμή της αστοχίας με τη μετακίνηση κορυφής κατά τη πρώτη πλαστικοποίηση (1<sup>η</sup> πλαστική άρθρωση). Επομένως,

$$\delta_{u,pl} = \delta_u - \delta_y$$



Σχήμα 5- 2:Συγκριτικό διάγραμμα ικανότητας πλαστικής παραμόρφωσης για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά χ

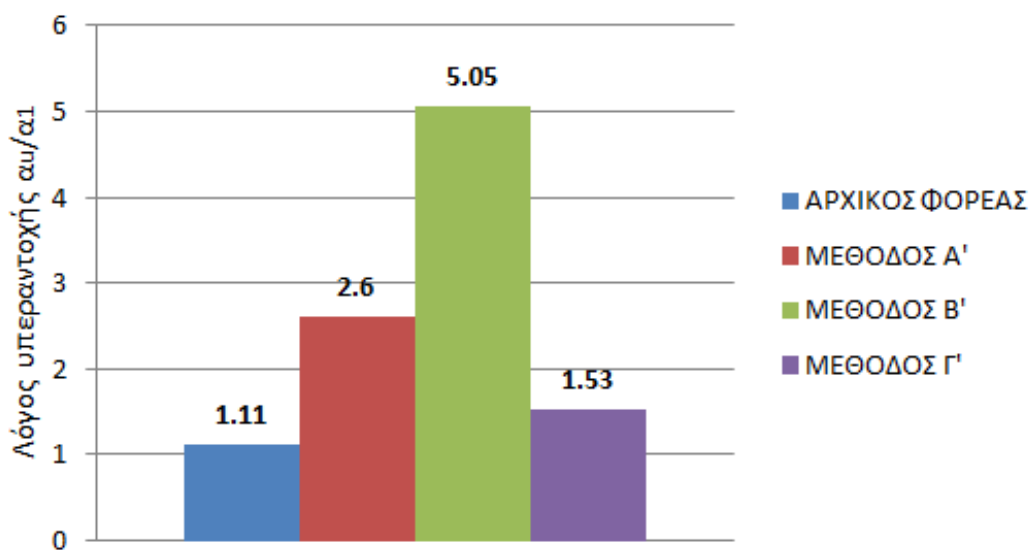
#### ❖ Λόγος Υπεραντοχής

Για κάθε κατάσταση του φορέα για δεδομένη σεισμική διέγερση κατά χ υπολογίστηκε ο λόγος υπεραντοχής  $\lambda = \alpha_u / \alpha_1$ , όπου:

$\alpha_u$ : Η σεισμική δράση (τέμνουσα) που μετατρέπει το φορέα σε μηχανισμό (οριζοντίωση της καμπύλης τέμνουσας-μετακινήσεως του φορέα).

$\alpha_1$ : Η σεισμική δράση (τέμνουσα) που οδηγεί στην 1η διαρροή του φορέα.

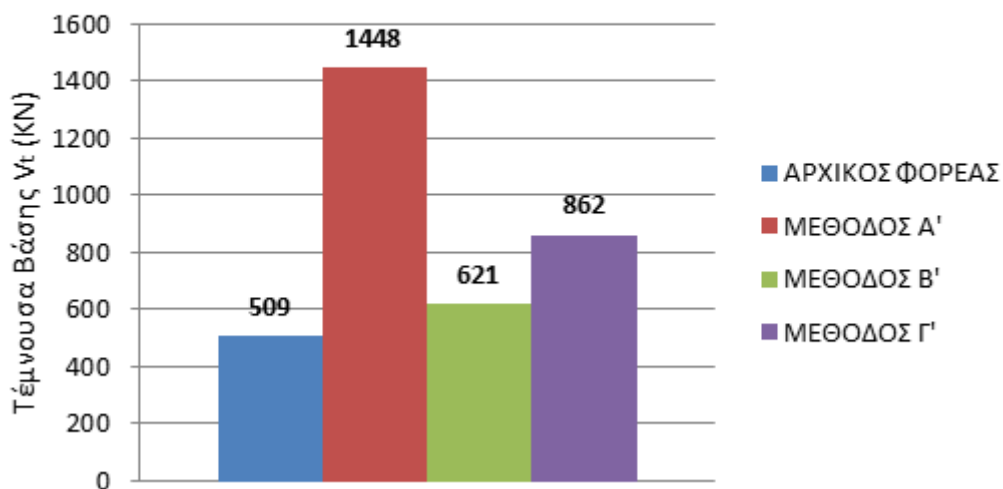
**Συγκριτικό διάγραμμα λόγου υπεραντοχής  $\alpha_u/\alpha_1$**



Σχήμα 5- 3: Συγκριτικό διάγραμμα λόγου υπεραντοχής για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά χ

❖ Τέμνουσα Βάσης για στοχευόμενη μετατόπιση

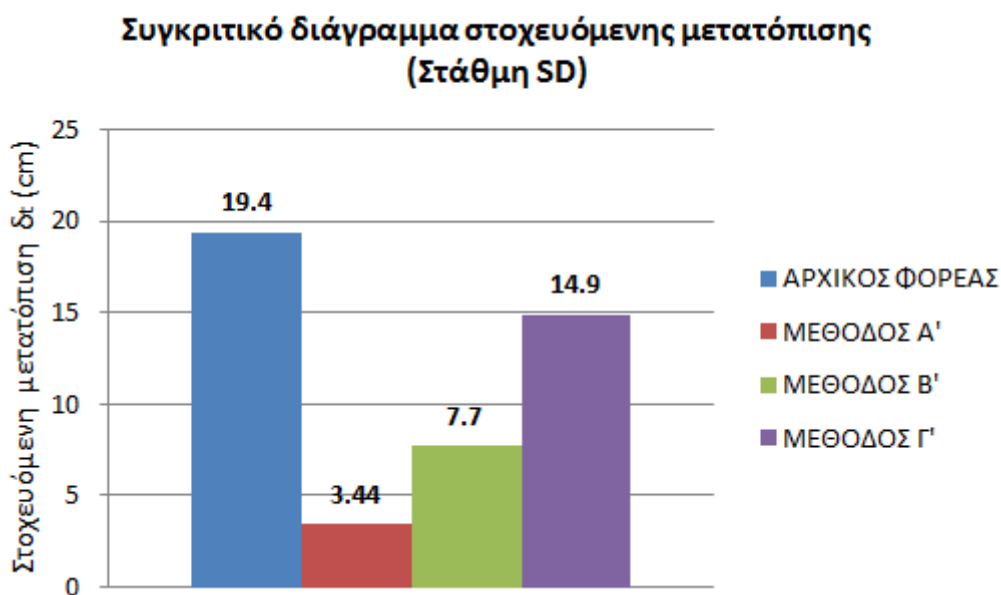
**Συγκριτικό διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης για στοχευόμενη μετατόπιση**



Σχήμα 5- 4: Συγκριτικό διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης για στοχευόμενη μετατόπιση για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά χ

Από το Σχήμα 5-4 εξάγεται άμεσα το συμπέρασμα ότι και με τις τρεις στρατηγικές ενίσχυσης η αντίστοιχη τέμνουσα βάση για την εκάστοτε στοχευόμενη μετατόπιση αυξάνεται αισθητά. Μεγαλύτερη αύξηση παρατηρείται στη μέθοδο Α, καθώς έχουν κατασκευαστεί τέσσερα εμφαννόμενα τοιχώματα τα οποία προσδίδουν στον φορέα μεγαλύτερη αντοχή έναντι τέμνουσας λόγω της σημαντικής αύξησης της δυσκαμψίας του φορέα συνολικά. Οι άλλες δύο μέθοδοι δεν απέχουν σημαντικά καθώς και η αύξηση δυσκαμψίας που επέφεραν η κάθε μία στο φορέα συνολικά δεν είχε μεγάλη διαφοροποίηση.

❖ Στοχευόμενη μετατόπιση (Στάθμη Επιτελεστικότητας SD)

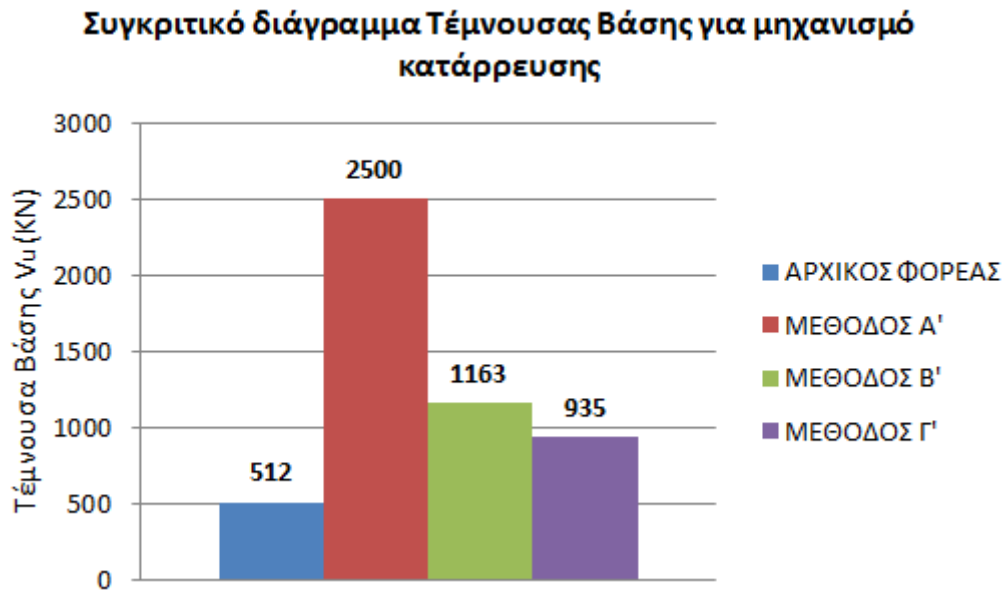


Σχήμα 5- 5:Συγκριτικό διάγραμμα στοχευόμενης μετατόπισης (Στάθμη SD) για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά χ

Από το Σχήμα 5-5 παρατηρείται ότι και με τις τρεις στρατηγικές ενίσχυσης μειώνεται σημαντικά η στοχευόμενη μετατόπιση, γεγονός που ήταν επιθυμητό εξ αρχής καθώς οι μεγάλες μετατοπίσεις ορόφου κατά τη διάρκεια σεισμικής διέγερσης δύναται να δημιουργήσουν σημαντικά προβλήματα-ρηγματώσεις στα στοιχεία πλήρωσης (τοιχοποιίες, ελαφρά χωρίσματα). Αισθητή μείωση

παρατηρείται στην μέθοδο Α, όντας η πιο δύσκαμπτη εξ'αυτών, μετέπειτα στη μέθοδο Β και τέλος στη μέθοδο Γ.

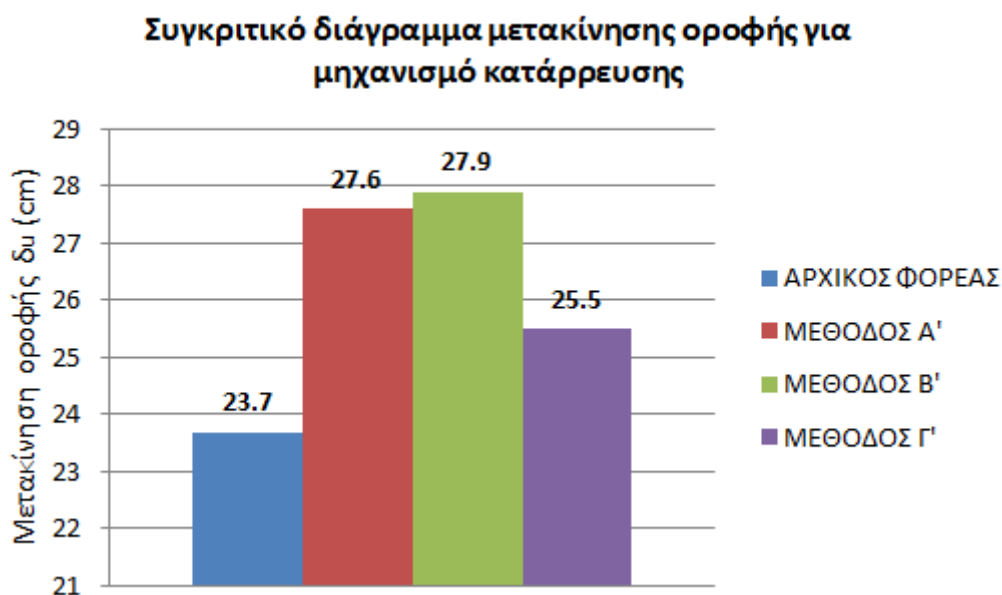
❖ Τέμνουσα Βάσης για μηχανισμό κατάρρευσης



Σχήμα 5- 6: Συγκριτικό διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης για μηχανισμό κατάρρευσης για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά χ

Από το Σχήμα 5-6 παρατηρείται ότι υπάρχει σημαντική αύξηση της τέμνουσας βάσης για μηχανισμό κατάρρευσης σε κάθε μία από τις τρεις μεθόδους επέμβασης. Συγκεκριμένα στη μέθοδο Α όπου αυξήθηκε ιδιαίτερα η δυσκαμψία του, η τέμνουσα βάσης έγινε μεγαλύτερη κατά 4.88 φορές σε σχέση με την υφιστάμενη κατάσταση. Οι μέθοδοι Β και Γ αυξήθηκαν κατά 2.27 και 1.82 φορές αντίστοιχα σε σχέση με τον αρχικό φορέα.

❖ Μετακίνηση οροφής για μηχανισμό κατάρρευσης



Σχήμα 5- 7:Συγκριτικό διάγραμμα μετακίνησης οροφής για μηχανισμό κατάρρευσης για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά χ

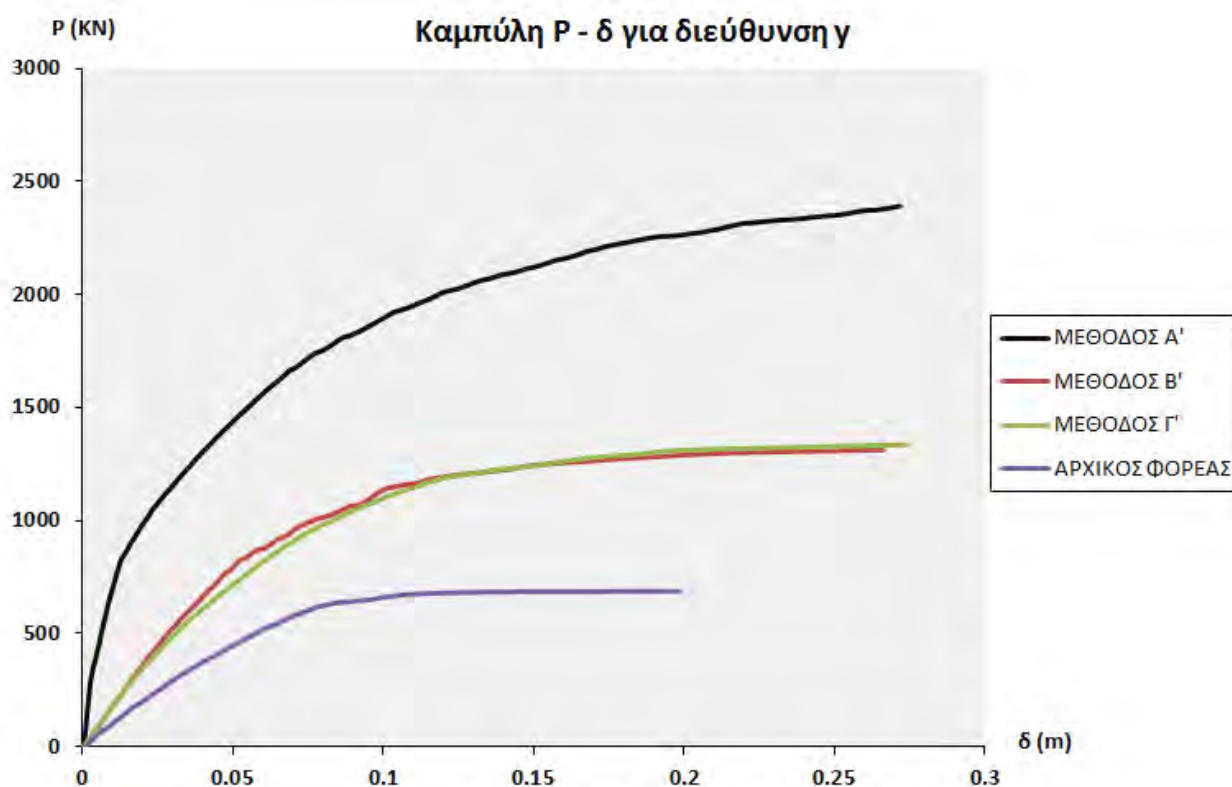
Από το Σχήμα 5-7 παρατηρείται ότι με όλες τις στρατηγικές επέμβασης ο φορέας παρουσιάζει μεγαλύτερη αντοχή σε μετακίνηση οροφής μέχρι να επέλθει η κατάρρευση του. Ειδικότερα με τη μέθοδο Α σημειώθηκε αύξηση της τάξης του 16.45%, με τη μέθοδο Β της τάξης του 17.72% και τέλος με τη μέθοδο Γ της τάξης του 7.6%.

## 5.2 Σύγκριση αποτελεσμάτων για σεισμική φόρτιση κατά τη διεύθυνση y

Εδώ παρουσιάζεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν για ιδιομορφική ανάλυση κατά τη διεύθυνση y.

### 5.2.1 Διάγραμμα δύναμης P – μετακίνησης οροφής δ

Στο Σχήμα 5-8 παρουσιάζεται το συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης P και μετακίνησης οροφής δ για την υφιστάμενη κατάσταση του φορέα, για τη μέθοδο ενίσχυσης Α, τη μέθοδο ενίσχυσης Β και τη μέθοδο ενίσχυσης Γ.



Σχήμα 5- 8: Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης P και μετακίνησης οροφής δ για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού γ

Μελετώντας προσεκτικά το Σχήμα 5-8 μπορούν να διατυπωθούν οι εξής παρατηρήσεις:

- Η δυσκαμψία του αρχικού φορέα αυξάνεται και με τις τρεις μεθόδους ενίσχυσης, καθώς η δυσκαμψία της κάθε κατάστασης ορίζεται ως η κλίση της εκάστοτε καμπύλης P-δ. Αυτό είναι απολύτως λογικό καθώς και στις τρεις στρατηγικές ενίσχυσης είτε έχουν προστεθεί εμφανιζόμενα τοιχώματα είτε υπήρχε αύξηση διατομών υπαρχόντων δομικών μελών, γεγονός που



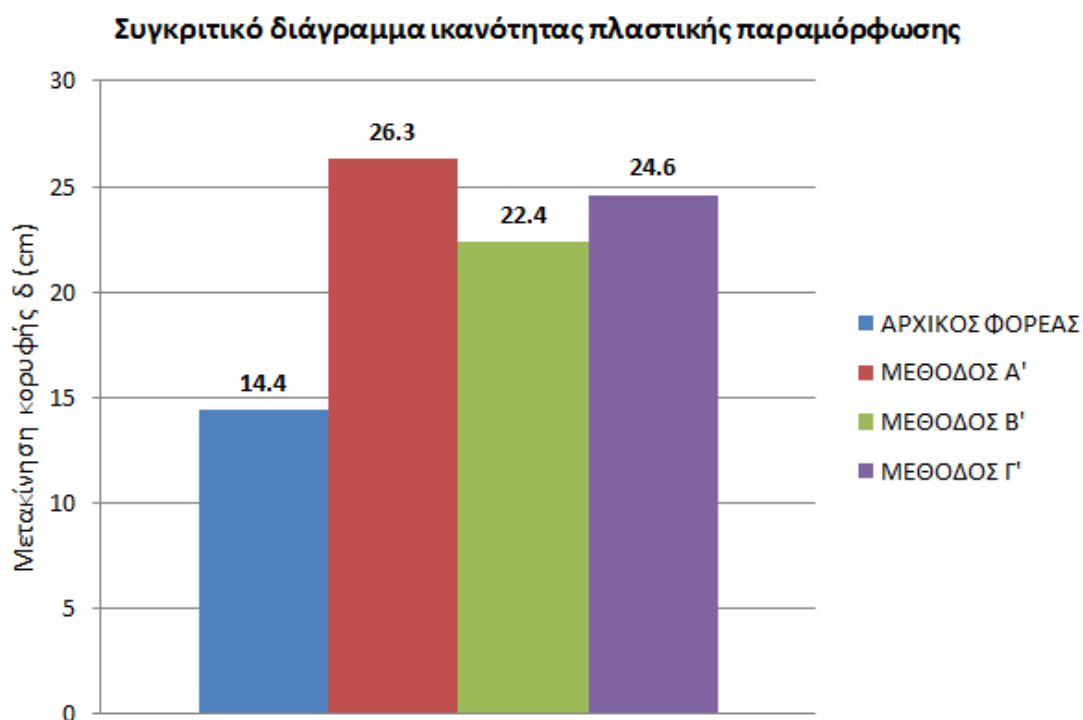
αυξάνει άμεσα την συνολική δυσκαμψία του φορέα. Τέλος εύκολα αντιληπτό είναι το γεγονός ότι με τη μέθοδο ενίσχυσης Α υπάρχει μεγαλύτερη αύξηση της δυσκαμψίας σε σχέση με τις άλλες δυο οι οποίες παρουσιάζουν ίδια αύξηση.

- Η στρατηγική ενίσχυσης Α προσδίδει στον φορέα μεγαλύτερη αντοχή σε τέμνουσα βάση εν συγκρίσει με τις άλλες δύο μεθόδους. Ακολουθεί η μέθοδος ενίσχυσης Γ και στο τέλος είναι η μέθοδος Β, επισημαίνοντας όμως το γεγονός πως και οι τρεις στρατηγικές ενίσχυσης αυξάνουν την αντοχή του φορέα σε τέμνουσα βάση.
- Στο Σχήμα 5-8 παρατηρείται στις μεθόδους ενίσχυσης Α και Β, κάποιες ήπιες διακυμάνσεις στη συμπεριφορά της καμπύλης. Αυτές οφείλονται στη λειτουργία των ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων, καθώς παραλαμβάνουν σεισμική φόρτιση έως ότου διαρρεύσουν και αστοχήσουν. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα να μειώνεται η καταπόνηση των υπόλοιπων δομικών μελών, προσδίδοντας έτσι λοιπόν στο φορέα τη δυνατότητα να παραλάβει μεγαλύτερες σεισμικές φορτίσεις.
- Τέλος και στις τρεις μεθόδους ενίσχυσης αυξάνεται η μετακίνηση οροφής σε οριακή κατάσταση αστοχίας, με λιγότερο εξ αυτών στη μέθοδο Β και περίπου ισοδύναμα στις άλλες δύο.

#### ❖ Συγκριτικό διάγραμμα ικανότητας πλαστικής παραμόρφωσης

Είναι εφικτό να υπολογιστεί η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του φορέα, η οποία ισούται με τη διαφορά της μετακίνησης κορυφής κατά τη στιγμή της αστοχίας με τη μετακίνηση κορυφής κατά τη πρώτη πλαστικοποίηση (1<sup>η</sup> πλαστική άρθρωση). Επομένως,

$$\delta_{u,pl} = \delta_u - \delta_y$$



Σχήμα 5- 9: Συγκριτικό διάγραμμα ικανότητας πλαστικής παραμόρφωσης για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά γ

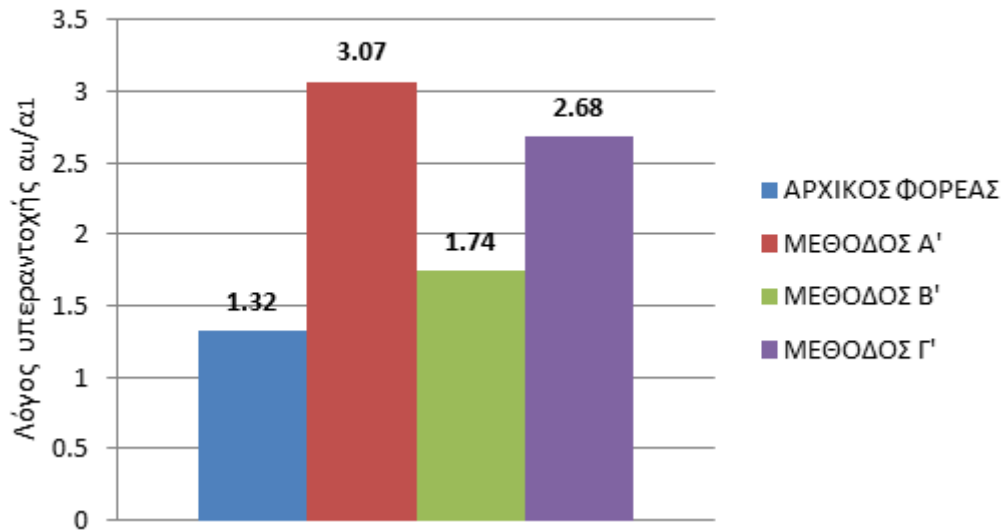
#### ❖ Λόγος Υπεραντοχής

Για κάθε κατάσταση του φορέα για δεδομένη σεισμική διέγερση κατά γ υπολογίστηκε ο λόγος υπεραντοχής  $\lambda = \alpha_u / \alpha_1$ , όπου:

$\alpha_u$ : Η σεισμική δράση (τέμνουσα) που μετατρέπει το φορέα σε μηχανισμό (οριζοντίωση της καμπύλης τέμνουσας-μετακινήσεως του φορέα).

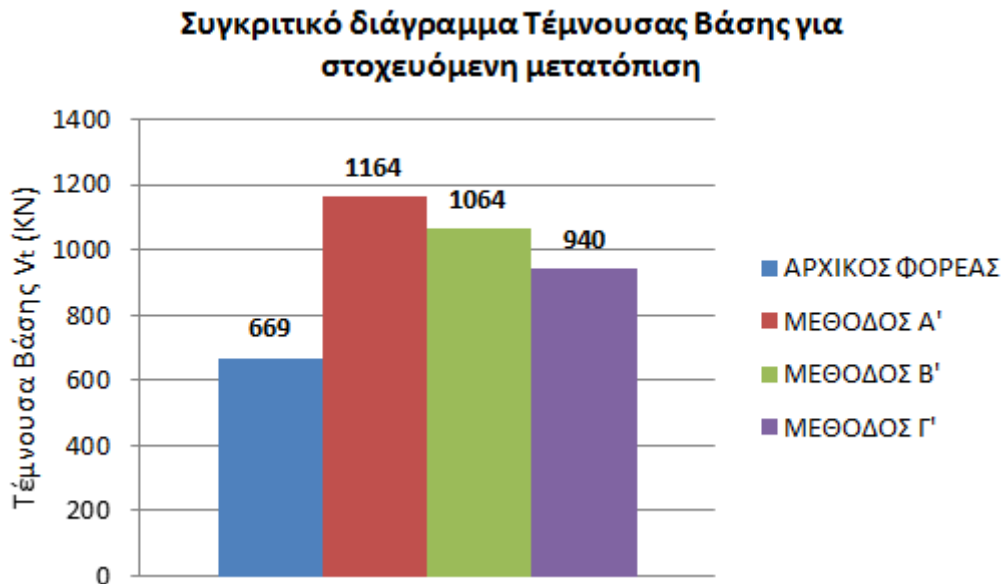
$\alpha_1$ : Η σεισμική δράση (τέμνουσα) που οδηγεί στην 1η διαρροή του φορέα.

**Συγκριτικό διάγραμμα λόγου υπεραντοχής  $\alpha_u/\alpha_1$**



Σχήμα 5- 10: Συγκριτικό διάγραμμα λόγου υπεραντοχής για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά  $\gamma$

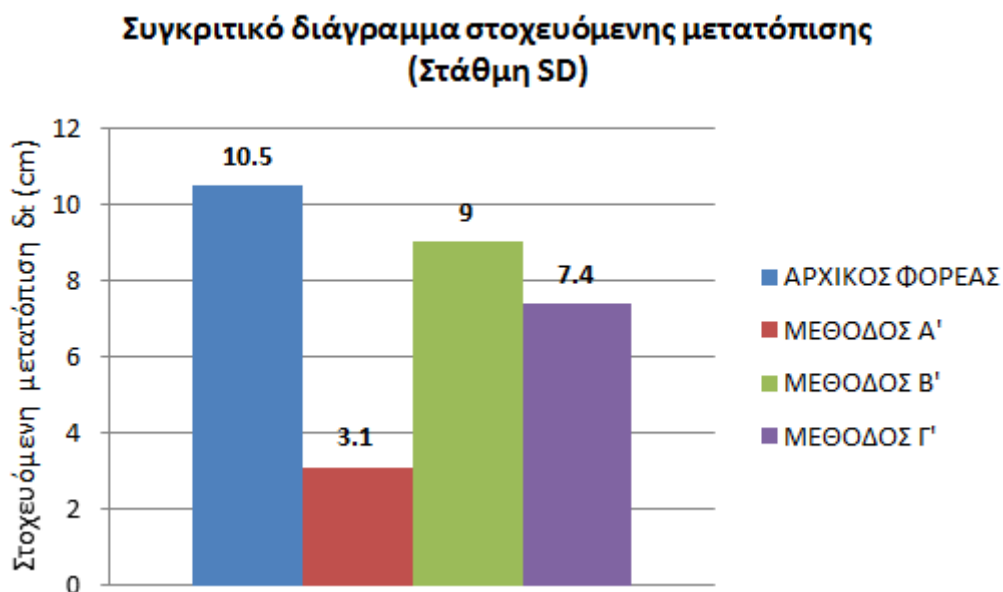
❖ Τέμνουσα Βάσης για στοχευόμενη μετατόπιση



Σχήμα 5- 11: Συγκριτικό διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης για στοχευόμενη μετατόπιση για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά  $\gamma$

Από το Σχήμα 5-11 εξάγεται άμεσα το συμπέρασμα ότι και με τις τρεις στρατηγικές ενίσχυσης η αντίστοιχη τέμνουσα βάση για την εκάστοτε στοχευόμενη μετατόπιση αυξάνεται αισθητά. Μεγαλύτερη αύξηση παρατηρείται στη μέθοδο Α, καθώς έχουν κατασκευαστεί τέσσερα εμφανιζόμενα τοιχώματα τα οποία προσδίδουν στον φορέα μεγαλύτερη αντοχή έναντι τέμνουσας λόγω της σημαντικής αύξησης της δυσκαμψίας του φορέα συνολικά. Οι άλλες δύο μέθοδοι δεν απέχουν σημαντικά καθώς και η αύξηση δυσκαμψίας που επέφεραν η κάθε μία στο φορέα συνολικά δεν είχε μεγάλη διαφοροποίηση.

❖ Στοχευόμενη μετατόπιση (Στάθμη Επιτελεστικότητας SD)

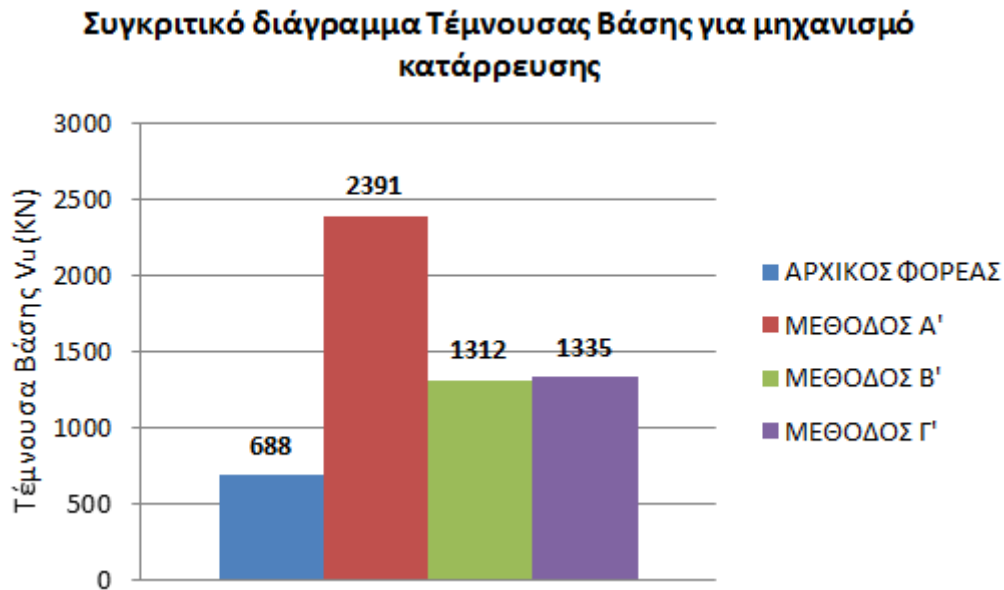


Σχήμα 5- 12:Συγκριτικό διάγραμμα στοχευόμενης μετατόπισης (Στάθμη SD) για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά γ

Από το Σχήμα 5-12 παρατηρείται ότι και με τις τρεις στρατηγικές ενίσχυσης μειώνεται σημαντικά η στοχευόμενη μετατόπιση, γεγονός που ήταν επιθυμητό εξ αρχής καθώς οι μεγάλες μετατοπίσεις ορόφου κατά τη διάρκεια σεισμικής διέγερσης δύναται να δημιουργήσουν σημαντικά προβλήματα-ρηγματώσεις στα στοιχεία πλήρωσης (τοιχοποιίες, ελαφρά χωρίσματα). Αισθητή μείωση

παρατηρείται στην μέθοδο Α, όντας η πιο δύσκαμπτη εξ'αυτών, μετέπειτα στη μέθοδο Γ και τέλος στη μέθοδο Β.

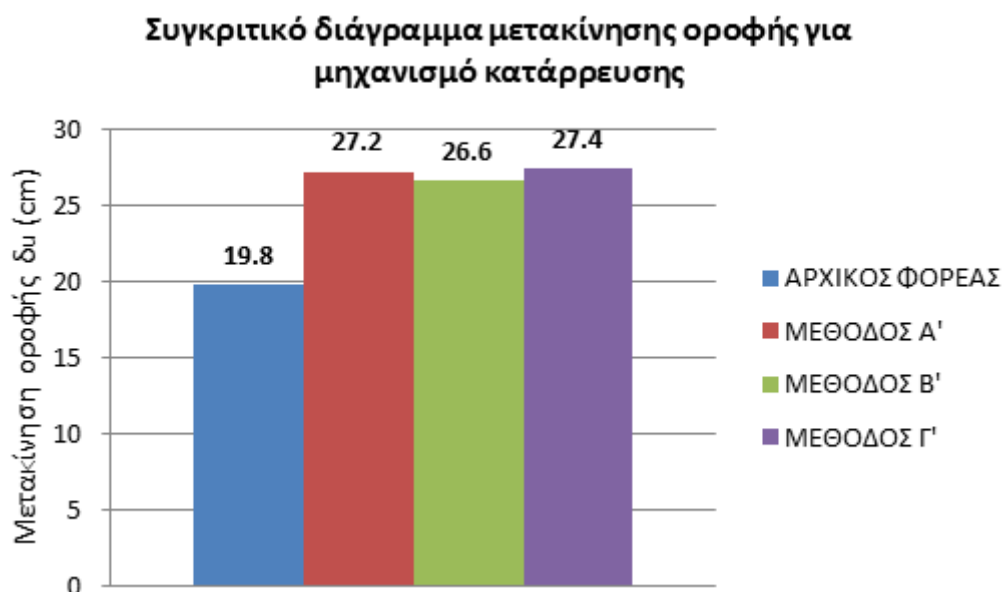
❖ Τέμνουσα Βάσης για μηχανισμό κατάρρευσης



Σχήμα 5- 13:Συγκριτικό διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης για μηχανισμό κατάρρευσης για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά γ

Από το Σχήμα 5-13 παρατηρείται ότι υπάρχει σημαντική αύξηση της τέμνουσας βάσης για μηχανισμό κατάρρευσης σε κάθε μία από τις τρεις μεθόδους επέμβασης. Συγκεκριμένα στη μέθοδο Α όπου αυξήθηκε ιδιαίτερα η δυσκαμψία του, η τέμνουσα βάσης έγινε μεγαλύτερη κατά 3.48 φορές σε σχέση με την υφιστάμενη κατάσταση. Οι μέθοδοι Β και Γ αυξήθηκαν κατά 1.91 και 1.94 φορές αντίστοιχα σε σχέση με τον αρχικό φορέα.

### ❖ Μετακίνηση οροφής για μηχανισμό κατάρρευσης



Σχήμα 5- 14:Συγκριτικό διάγραμμα μετακίνησης οροφής για μηχανισμό κατάρρευσης για όλες τις καταστάσεις για διεύθυνση σεισμού κατά γ

Από το Σχήμα 5-14 παρατηρείται ότι με όλες τις στρατηγικές επέμβασης ο φορέας παρουσιάζει μεγαλύτερη αντοχή σε μετακίνηση οροφής μέχρι να επέλθει η κατάρρευση του. Ειδικότερα με τη μέθοδο Α σημειώθηκε αύξηση της τάξης του 37.4%, με τη μέθοδο Β της τάξης του 34.34% και τέλος με τη μέθοδο Γ της τάξης του 38.38%.

### 5.3 Αξιολόγηση αποτελεσμάτων για κάθε μέθοδο ενίσχυσης

Έχοντας ολοκληρώσει τη παρουσίαση και τη σύγκριση των αποτελεσμάτων για κάθε μέθοδο ενίσχυσης είναι χρήσιμη μια συνοπτική αξιολόγησή τους για κάθε μέθοδο ξεχωριστά.

### 5.3.1 Αξιολόγηση αποτελεσμάτων για τη μέθοδο ενίσχυσης A

Στη μέθοδο ενίσχυσης A του φορέα, πραγματοποιήθηκαν οι εξής ενισχύσεις:

- Κατασκευή τεσσάρων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων
- Ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων με τη χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών (FRP)

Για κάθε διεύθυνση σεισμικής φόρτισης θα γίνει αξιολόγηση των αποτελεσμάτων και εξαγωγή συμπερασμάτων.

#### ❖ Σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση χ

Έπειτα από την αποτίμηση του κτιρίου για την υφιστάμενη κατάσταση, διαπιστώθηκαν στατικές ανεπάρκειες σε αρκετά δομικά μέλη του. Έτσι πάρθηκε η απόφαση ο φορέας να ενισχυθεί σύμφωνα με τη μέθοδο A. Αφού ολοκληρώθηκε η ενίσχυση του φορέα με τη συγκεκριμένη μέθοδο, ακολούθησε η αποτίμηση της κατασκευής με την ανελαστική ανάλυση Pushover, όπου μέσω του διαγράμματος τέμνουσας βάσης P- μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ εξάγονται τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Ο ενισχυμένος φορέας με τη μέθοδο A επαρκεί για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD, καθώς για την συγκεκριμένη διεύθυνση ιδιομορφικής ανάλυσης δεν εμφανίζει συνολικά τόσο διατμητικές τόσο καμπτικές αστοχίες.
- Παρατηρώντας το διάγραμμα τέμνουσας βάσης P - μετακίνησης οροφής δ (Σχήμα 5-1) εξάγεται το συμπέρασμα ότι με την εν λόγω στρατηγική επέμβασης αυξάνεται σημαντικά η συνολική δυσκαμψία του φορέα σε σχέση με την αρχική του κατάσταση, καθώς εμφανίζεται αισθητή αύξηση στη κλίση της ενισχυμένης καμπύλης.
- Από το ίδιο διάγραμμα (Σχήμα 5-1) είναι φανερό ότι στη συγκεκριμένη μέθοδο οι συνολικές ανελαστικές μετακινήσεις είναι μεγαλύτερες σε σχέση με τον αρχικό φορέα.

- Η πρώτη πλαστική άρθρωση δημιουργείται στο δεξί άκρο της δοκού 6 που βρίσκεται στη στάθμη 2 (2<sup>ος</sup> όροφος) για τέμνουσα βάσης μεγαλύτερη από την αντίστοιχη του αρχικού φορέα, προσδίδοντας έτσι μια μεγαλύτερη αντοχή και ελαστικότητα σε αυτόν συνολικά μέχρι την πρώτη διαρροή.
- Ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται για τέμνουσα βάσης και μετακίνηση οροφής μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για τη υφιστάμενη κατάσταση. Αυτό σημαίνει ότι η μέθοδος ενίσχυσης A αύξησε την αντοχή του κτιρίου με αποτέλεσμα να μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης έως ότου δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης.
- Η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του ενισχυμένου φορέα είναι μεγαλύτερη για τη μέθοδο A απ' ό τι για την υφιστάμενη κατάσταση.
- Ο λόγος υπεραντοχής είναι μεγαλύτερος για τη μέθοδο ενίσχυσης A απ' ό τι για την υφιστάμενη κατάσταση, κάτι που έχει ως αποτέλεσμα τη δυνατότητα απορρόφησης μεγαλύτερης ενέργειας μέσω πλαστικών παραμορφώσεων.
- Στον ενισχυμένο φορέα με τη μέθοδο A αυξάνεται σημαντικά η τέμνουσα βάσης για στοχευόμενη μετατόπιση εν συγκρίσει με του αρχικού φορέα, καθώς έχει βελτιωθεί αισθητά η συνολική αντοχή του. Ταυτόχρονα στον ενισχυμένο φορέα μειώνεται η αντίστοιχη στοχευόμενη μετατόπιση (περιορίζοντας τις βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης) σε σχέση με τον αρχικό φορέα, δεδομένου ότι έχει αυξηθεί πλέον σε μεγάλο βαθμό η συνολική δυσκαμψία του.

#### ❖ Σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση $y$

Από το διάγραμμα τέμνουσας βάσης P- μετακίνησης οροφής  $\delta$  για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $y$  εξάγονται τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Ο ενισχυμένος φορέας με τη μέθοδο A επαρκεί για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD, καθώς για την συγκεκριμένη διεύθυνση ιδιομορφικής ανάλυσης δεν εμφανίζει συνολικά τόσο διατμητικές όσο καμπτικές αστοχίες.



- Παρατηρώντας το διάγραμμα τέμνουσας βάσης P - μετακίνησης οροφής δ (Σχήμα 5-8) εξάγεται το συμπέρασμα ότι με την εν λόγω στρατηγική επέμβασης αυξάνεται σημαντικά η συνολική δυσκαμψία του φορέα σε σχέση με την αρχική του κατάσταση, καθώς εμφανίζεται αισθητή αύξηση στη κλίση της ενισχυμένης καμπύλης.
- Από το ίδιο διάγραμμα (Σχήμα 5-8) είναι φανερό ότι στη συγκεκριμένη μέθοδο οι συνολικές ανελαστικές μετακινήσεις είναι μεγαλύτερες σε σχέση με τον αρχικό φορέα.
- Η πρώτη πλαστική άρθρωση δημιουργείται στο αριστερό άκρο της δοκού 29 που βρίσκεται στη στάθμη 2 (2<sup>ος</sup> όροφος) για τέμνουσα βάσης μεγαλύτερη από την αντίστοιχη του αρχικού φορέα, προσδίδοντας έτσι μια μεγαλύτερη αντοχή και ελαστικότητα σε αυτόν συνολικά μέχρι την πρώτη διαρροή.
- Ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται για τέμνουσα βάσης και μετακίνηση οροφής μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για τη υφιστάμενη κατάσταση. Αυτό σημαίνει ότι η μέθοδος ενίσχυσης A αύξησε την αντοχή του κτιρίου με αποτέλεσμα να μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης έως ότου δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης.
- Η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του ενισχυμένου φορέα είναι μεγαλύτερη για τη μέθοδο A απ' ό,τι για την υφιστάμενη κατάσταση.
- Ο λόγος υπεραντοχής είναι μεγαλύτερος για τη μέθοδο ενίσχυσης A απ' ό,τι για την υφιστάμενη κατάσταση, κάτι που έχει ως αποτέλεσμα τη δυνατότητα απορρόφησης μεγαλύτερης ενέργειας μέσω πλαστικών παραμορφώσεων.
- Στον ενισχυμένο φορέα με τη μέθοδο A αυξάνεται σημαντικά η τέμνουσα βάσης για στοχευόμενη μετατόπιση εν συγκρίσει με του αρχικού φορέα, καθώς έχει βελτιωθεί αισθητά η συνολική αντοχή του. Ταυτόχρονα στον ενισχυμένο φορέα μειώνεται η αντίστοιχη στοχευόμενη μετατόπιση (περιορίζοντας τις βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης) σε σχέση με τον αρχικό φορέα, δεδομένου ότι έχει αυξηθεί πλέον σε μεγάλο βαθμό η συνολική δυσκαμψία του.

### 5.3.2 Αξιολόγηση αποτελεσμάτων για τη μέθοδο ενίσχυσης B

Στη μέθοδο ενίσχυσης B του φορέα, πραγματοποιήθηκαν οι εξής ενισχύσεις:

- Κατασκευή δύο ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων
- Ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων με τη χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών (FRP)

Για κάθε διεύθυνση σεισμικής φόρτισης θα γίνει αξιολόγηση των αποτελεσμάτων και εξαγωγή συμπερασμάτων.

#### ❖ Σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση χ

Έπειτα από την αποτίμηση του κτιρίου για την υφιστάμενη κατάσταση, διαπιστώθηκαν στατικές ανεπάρκειες σε αρκετά δομικά μέλη του. Έτσι πάρθηκε η απόφαση ο φορέας να ενισχυθεί σύμφωνα με τη μέθοδο B. Αφού ολοκληρώθηκε η ενίσχυση του φορέα με τη συγκεκριμένη μέθοδο, ακολούθησε η αποτίμηση της κατασκευής με την ανελαστική ανάλυση Pushover, όπου μέσω του διαγράμματος τέμνουσας βάσης P- μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ εξάγονται τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Ο ενισχυμένος φορέας με τη μέθοδο B επαρκεί για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD, καθώς για την συγκεκριμένη διεύθυνση ιδιομορφικής ανάλυσης δεν εμφανίζει συνολικά τόσο διατμητικές τόσο καμπτικές αστοχίες.
- Παρατηρώντας το διάγραμμα τέμνουσας βάσης P - μετακίνησης οροφής δ (Σχήμα 5-1) εξάγεται το συμπέρασμα ότι με την εν λόγω στρατηγική επέμβασης αυξάνεται η συνολική δυσκαμψία του φορέα σε σχέση με την αρχική του κατάσταση, καθώς εμφανίζεται αύξηση στη κλίση της ενισχυμένης καμπύλης.
- Από το ίδιο διάγραμμα (Σχήμα 5-1) είναι φανερό ότι στη συγκεκριμένη μέθοδο οι συνολικές ανελαστικές μετακινήσεις είναι μεγαλύτερες σε σχέση με τον αρχικό φορέα.

- Ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται για τέμνουσα βάσης και μετακίνηση οροφής μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για τη υφιστάμενη κατάσταση. Αυτό σημαίνει ότι η μέθοδος ενίσχυσης Β αύξησε την αντοχή του κτιρίου με αποτέλεσμα να μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης έως ότου δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης.
- Η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του ενισχυμένου φορέα είναι μεγαλύτερη για τη μέθοδο Β απ' ότι για την υφιστάμενη κατάσταση.
- Ο λόγος υπεραντοχής είναι μεγαλύτερος για τη μέθοδο ενίσχυσης Β απ' ότι για την υφιστάμενη κατάσταση, κάτι που έχει ως αποτέλεσμα τη δυνατότητα απορρόφησης μεγαλύτερης ενέργειας μέσω πλαστικών παραμορφώσεων.
- Στον ενισχυμένο φορέα με τη μέθοδο Β αυξάνεται σημαντικά η τέμνουσα βάσης για στοχευόμενη μετατόπιση εν συγκρίσει με του αρχικού φορέα, καθώς έχει βελτιωθεί αισθητά η συνολική αντοχή του. Ταυτόχρονα στον ενισχυμένο φορέα μειώνεται η αντίστοιχη στοχευόμενη μετατόπιση (περιορίζοντας τις βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης) σε σχέση με τον αρχικό φορέα, δεδομένου ότι έχει αυξηθεί πλέον σε μεγάλο βαθμό η συνολική δυσκαμψία του.

#### ❖ Σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση γ

Από το διάγραμμα τέμνουσας βάσης P- μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ εξάγονται τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Ο ενισχυμένος φορέας με τη μέθοδο Β επαρκεί για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD, καθώς για την συγκεκριμένη διεύθυνση ιδιομορφικής ανάλυσης δεν εμφανίζει συνολικά τόσο διατμητικές τόσο καμπτικές αστοχίες.
- Παρατηρώντας το διάγραμμα τέμνουσας βάσης P - μετακίνησης οροφής δ (Σχήμα 5-8) εξάγεται το συμπέρασμα ότι με την εν λόγω στρατηγική επέμβασης αυξάνεται η συνολική δυσκαμψία του φορέα σε σχέση με την αρχική του κατάσταση, καθώς εμφανίζεται αύξηση στη κλίση της ενισχυμένης καμπύλης.

- Από το ίδιο διάγραμμα (Σχήμα 5-8) είναι φανερό ότι στη συγκεκριμένη μέθοδο οι συνολικές ανελαστικές μετακινήσεις είναι μεγαλύτερες σε σχέση με τον αρχικό φορέα.
- Η πρώτη πλαστική άρθρωση δημιουργείται στο αριστερό άκρο της δοκού 18 που βρίσκεται στη στάθμη 3 (1<sup>ος</sup> όροφος) για τέμνουσα βάσης μεγαλύτερη από την αντίστοιχη του αρχικού φορέα, προσδίδοντας έτσι μια μεγαλύτερη αντοχή και ελαστικότητα σε αυτόν συνολικά μέχρι την πρώτη διαρροή.
- Ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται για τέμνουσα βάσης και μετακίνηση οροφής μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για τη υφιστάμενη κατάσταση. Αυτό σημαίνει ότι η μέθοδος ενίσχυσης Β αύξησε την αντοχή του κτιρίου με αποτέλεσμα να μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης έως ότου δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης.
- Η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του ενισχυμένου φορέα είναι μεγαλύτερη για τη μέθοδο Β απ' ό τι για την υφιστάμενη κατάσταση.
- Ο λόγος υπεραντοχής είναι μεγαλύτερος για τη μέθοδο ενίσχυσης Β απ' ό τι για την υφιστάμενη κατάσταση, κάτι που έχει ως αποτέλεσμα τη δυνατότητα απορρόφησης μεγαλύτερης ενέργειας μέσω πλαστικών παραμορφώσεων.
- Στον ενισχυμένο φορέα με τη μέθοδο Β αυξάνεται σημαντικά η τέμνουσα βάσης για στοχευόμενη μετατόπιση εν συγκρίσει με του αρχικού φορέα, καθώς έχει βελτιωθεί αισθητά η συνολική αντοχή του. Ταυτόχρονα στον ενισχυμένο φορέα μειώνεται η αντίστοιχη στοχευόμενη μετατόπιση (περιορίζοντας τις βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης) σε σχέση με τον αρχικό φορέα, δεδομένου ότι έχει αυξηθεί πλέον σε μεγάλο βαθμό η συνολική δυσκαμψία του.

### 5.3.3 Αξιολόγηση αποτελεσμάτων για τη μέθοδο ενίσχυσης Γ

Στη μέθοδο ενίσχυσης Γ του φορέα, πραγματοποιήθηκαν οι εξής ενισχύσεις:

- Ενίσχυση υποστυλωμάτων με τη χρήση Μανδύα Οπλισμένου Σκυροδέματος
- Ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων με τη χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών (FRP)

Για κάθε διεύθυνση σεισμικής φόρτισης θα γίνει αξιολόγηση των αποτελεσμάτων και εξαγωγή συμπερασμάτων.

#### ❖ Σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση χ

Έπειτα από την αποτίμηση του κτιρίου για την υφιστάμενη κατάσταση, διαπιστώθηκαν στατικές ανεπάρκειες σε αρκετά δομικά μέλη του. Έτσι πάρθηκε η απόφαση ο φορέας να ενισχυθεί σύμφωνα με τη μέθοδο Γ. Αφού ολοκληρώθηκε η ενίσχυση του φορέα με τη συγκεκριμένη μέθοδο, ακολούθησε η αποτίμηση της κατασκευής με την ανελαστική ανάλυση Pushover, όπου μέσω του διαγράμματος τέμνουσας βάσης P- μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ εξάγονται τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Ο ενισχυμένος φορέας με τη μέθοδο Γ επαρκεί για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD, καθώς για την συγκεκριμένη διεύθυνση ιδιομορφικής ανάλυσης δεν εμφανίζει συνολικά τόσο διατμητικές τόσο καμπτικές αστοχίες.
- Παρατηρώντας το διάγραμμα τέμνουσας βάσης P - μετακίνησης οροφής δ (Σχήμα 5-1) εξάγεται το συμπέρασμα ότι με την εν λόγω στρατηγική επέμβασης αυξάνεται η συνολική δυσκαμψία του φορέα σε σχέση με την αρχική του κατάσταση, καθώς εμφανίζεται αύξηση στη κλίση της ενισχυμένης καμπύλης.
- Από το ίδιο διάγραμμα (Σχήμα 5-1) είναι φανερό ότι στη συγκεκριμένη μέθοδο οι συνολικές ανελαστικές μετακινήσεις είναι μεγαλύτερες σε σχέση με τον αρχικό φορέα.

- Η πρώτη πλαστική άρθρωση δημιουργείται ταυτόχρονα στο δεξί άκρο της δοκού 6 που βρίσκεται στη στάθμη 3 (1<sup>ος</sup> όροφος) και στο δεξί άκρο της δοκού 6 που βρίσκεται στη στάθμη 4 (ισόγειο) για τέμνουσα βάσης μεγαλύτερη από την αντίστοιχη του αρχικού φορέα, προσδίδοντας έτσι μια μεγαλύτερη αντοχή και ελαστικότητα σε αυτόν συνολικά μέχρι την πρώτη διαρροή.
- Ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται για τέμνουσα βάσης και μετακίνηση οροφής μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για τη υφιστάμενη κατάσταση. Αυτό σημαίνει ότι η μέθοδος ενίσχυσης Γ αύξησε την αντοχή του κτιρίου με αποτέλεσμα να μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης έως ότου δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης.
- Η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του ενισχυμένου φορέα είναι μεγαλύτερη για τη μέθοδο Γ απ' ό τι για την υφιστάμενη κατάσταση.
- Ο λόγος υπεραντοχής είναι μεγαλύτερος για τη μέθοδο ενίσχυσης Γ απ' ό τι για την υφιστάμενη κατάσταση, κάτι που έχει ως αποτέλεσμα τη δυνατότητα απορρόφησης μεγαλύτερης ενέργειας μέσω πλαστικών παραμορφώσεων.
- Στον ενισχυμένο φορέα με τη μέθοδο Γ αυξάνεται σημαντικά η τέμνουσα βάσης για στοχευόμενη μετατόπιση εν συγκρίσει με του αρχικού φορέα, καθώς έχει βελτιωθεί αισθητά η συνολική αντοχή του. Ταυτόχρονα στον ενισχυμένο φορέα μειώνεται η αντίστοιχη στοχευόμενη μετατόπιση (περιορίζοντας τις βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης) σε σχέση με τον αρχικό φορέα, δεδομένου ότι έχει αυξηθεί πλέον σε μεγάλο βαθμό η συνολική δυσκαμψία του.

#### ❖ Σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση γ

Από το διάγραμμα τέμνουσας βάσης P- μετακίνησης οροφής δ για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ εξάγονται τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Ο ενισχυμένος φορέας με τη μέθοδο Γ επαρκεί για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD, καθώς για την συγκεκριμένη διεύθυνση ιδιομορφικής

ανάλυσης δεν εμφανίζει συνολικά τόσο διατμητικές όσο καμπτικές αστοχίες.

- Παρατηρώντας το διάγραμμα τέμνουσας βάσης P - μετακίνησης οροφής δ (Σχήμα 5-8) εξάγεται το συμπέρασμα ότι με την εν λόγω στρατηγική επέμβασης αυξάνεται η συνολική δυσκαμψία του φορέα σε σχέση με την αρχική του κατάσταση, καθώς εμφανίζεται αύξηση στη κλίση της ενισχυμένης καμπύλης.
- Από το ίδιο διάγραμμα (Σχήμα 5-8) είναι φανερό ότι στη συγκεκριμένη μέθοδο οι συνολικές ανελαστικές μετακινήσεις είναι μεγαλύτερες σε σχέση με τον αρχικό φορέα.
- Ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται για τέμνουσα βάση και μετακίνηση οροφής μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για τη υφιστάμενη κατάσταση. Αυτό σημαίνει ότι η μέθοδος ενίσχυσης Γ αύξησε την αντοχή του κτιρίου με αποτέλεσμα να μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάση έως ότου δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης.
- Η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του ενισχυμένου φορέα είναι μεγαλύτερη για τη μέθοδο Γ απ' ό,τι για την υφιστάμενη κατάσταση.
- Ο λόγος υπεραντοχής είναι μεγαλύτερος για τη μέθοδο ενίσχυσης Γ απ' ό,τι για την υφιστάμενη κατάσταση, κάτι που έχει ως αποτέλεσμα τη δυνατότητα απορρόφησης μεγαλύτερης ενέργειας μέσω πλαστικών παραμορφώσεων.
- Στον ενισχυμένο φορέα με τη μέθοδο Γ αυξάνεται σημαντικά η τέμνουσα βάση για στοχευόμενη μετατόπιση εν συγκρίσει με του αρχικού φορέα, καθώς έχει βελτιωθεί αισθητά η συνολική αντοχή του. Ταυτόχρονα στον ενισχυμένο φορέα μειώνεται η αντίστοιχη στοχευόμενη μετατόπιση (περιορίζοντας τις βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης) σε σχέση με τον αρχικό φορέα, δεδομένου ότι έχει αυξηθεί πλέον σε μεγάλο βαθμό η συνολική δυσκαμψία του.

## 5.4 Εκτίμηση κόστους για κάθε μέθοδο ενίσχυσης

Έπειτα από λεπτομερή έρευνα που διεξήχθη για τις τιμές που κοστολογούνται για την υλοποίηση των τριών μεθόδων στην περιοχή της Νέας Μάκρης Αττικής, υπολογίστηκε το μέσο κόστος αυτών μέσω και του οποίου πραγματοποιήθηκε και η ανάλογη εκτίμηση της εκάστοτε μεθόδου. Τα αποτελέσματα αυτών παρουσιάζονται αναλυτικά στους παρακάτω Πίνακες διαφοροποιώντας το αντίστοιχο κόστος της κάθε τεχνικής επέμβασης.



❖ Εκτίμηση Κόστους για μέθοδο ενίσχυσης Α

Πίνακας 5- 1:Υπολογισμός συνολικού κόστους για μέθοδο ενίσχυσης Α

Ενίσχυση Δοκών και Υποστυλωμάτων με τη χρήση SikaWrap-230C				
Στάθμη	Δομικό Μέλος	Μονάδα μέτρησης / τ.μ.	Τιμή ανά τ.μ.	Συνολικό Κόστος
1	Δ 21	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$	Για μονή στρώση SikaWrap -230C : 90 € / τ.μ.	
	Δ 24	$4.6*(0.50+0.20+0.50) = 5.52$		
	Δ 28	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
2	Δ 21	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
	Δ 24	$4.6*(0.50+0.20+0.50) = 5.52$		
	Δ 28	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
3	Δ 21	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
	Δ 24	$4.6*(0.50+0.20+0.50) = 5.52$		
	Δ 28	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
	Κ 19	$3*(0.20*2+0.50*2) = 4.2$		
4	Δ 21	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
	Δ 24	$4.6*(0.50+0.20+0.50) = 5.52$		
	Δ 28	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
	Δ 29	$3.9*(0.50+0.40+0.50) = 5.46$		
<b>Σύνολο τ.μ.</b>		76.86 τ.μ.	90 ευρώ	<b>6917.4 ευρώ</b>
Ενίσχυση φορέα με κατασκευή ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων				
Στάθμη	Δομικό Μέλος	Μονάδα μέτρησης / κ.μ.	Τιμή ανά κ.μ.	Συνολικό Κόστος
1	T 26	$3.80*0.20*3 = 2.28$	300 € / κ.μ.	
	T 27	$3.50*0.20*3 = 2.10$		
	T 28	$3.80*0.20*3 = 2.28$		
	T 29	$3.90*0.20*3 = 2.34$		
2	T 26	$3.80*0.20*3 = 2.28$		
	T 27	$3.50*0.20*3 = 2.10$		
	T 28	$3.80*0.20*3 = 2.28$		
	T 29	$3.90*0.20*3 = 2.34$		
3	T 26	$3.80*0.20*3 = 2.28$		
	T 27	$3.50*0.20*3 = 2.10$		
	T 28	$3.80*0.20*3 = 2.28$		
	T 29	$3.90*0.20*3 = 2.34$		
4	T 26	$3.80*0.20*5 = 3.80$		
	T 27	$3.50*0.20*5 = 3.50$		
	T 28	$3.80*0.20*5 = 3.80$		
	T 29	$3.90*0.20*5 = 3.90$		
<b>Σύνολο κ.μ.</b>		42 κ.μ.	300 ευρώ	<b>12600 ευρώ</b>
<b>Γενικό Κόστος</b>				<b>19517.4 ευρώ</b>

Επομένως το συνολικό κόστος της μεθόδου ενίσχυσης Α σύμφωνα με τις προαναφερθείσες παραδοχές είναι **19517.4 €**.

❖ Εκτίμηση Κόστους για μέθοδο ενίσχυσης Β

Πίνακας 5- 2:Υπολογισμός συνολικού κόστους για μέθοδο ενίσχυσης Β

Ενίσχυση Δοκών και Υποστυλωμάτων με τη χρήση SikaWrap-230C				
Στάθμη	Δομικό Μέλος	Μονάδα μέτρησης / τ.μ.	Τιμή ανά τ.μ.	Συνολικό Κόστος
1	Δ 21	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$	Για μονή στρώση SikaWrap -230C : 90 € / τ.μ.	
	Δ 24	$4.6*(0.50+0.20+0.50) = 5.52$		
	Δ 28	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
2	Δ 17	$3.9*(0.50+0.20+0.50) = 4.68$		
	Δ 18	$3.7*(0.50+0.20+0.50) = 4.44$		
	Δ 19	$4*(0.50+0.20+0.50) = 4.80$		
	Δ 21	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
	Δ 22	$3.8*(0.50+0.40+0.50) = 5.32$		
	Δ 24	$4.6*(0.50+0.20+0.50) = 5.52$		
	Δ 28	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
3	Δ 1	$3.8*(0.50+0.20+0.50) = 4.56$		
	Δ 13	$3.7*(0.50+0.40+0.50) = 5.18$		
	Δ 14	$3.7*(0.50+0.40+0.50) = 5.18$		
	Δ 17	$3.9*(0.50+0.20+0.50) = 4.68$		
	Δ 18	$3.7*(0.50+0.20+0.50) = 4.44$		
	Δ 19	$4*(0.50+0.20+0.50) = 4.80$		
	Δ 21	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
	Δ 22	$3.8*(0.50+0.40+0.50) = 5.32$		
	Δ 24	$4.6*(0.50+0.20+0.50) = 5.52$		
	Δ 25	$3.8*(0.50+0.40+0.50) = 5.32$		
	Δ 28	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
4	Δ 1	$3.8*(0.50+0.20+0.50) = 4.56$		
	Δ 2	$3.4*(0.50+0.20+0.50) = 4.08$		
	Δ 13	$3.7*(0.50+0.40+0.50) = 5.18$		
	Δ 14	$3.7*(0.50+0.40+0.50) = 5.18$		
	Δ 16	$3.8*(0.50+0.20+0.50) = 4.56$		
	Δ 17	$3.9*(0.50+0.20+0.50) = 4.68$		
	Δ 18	$3.7*(0.50+0.20+0.50) = 4.44$		
	Δ 19	$4*(0.50+0.20+0.50) = 4.80$		
	Δ 20	$2.8*(0.50+0.20+0.50) = 3.36$		
	Δ 21	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
	Δ 22	$3.8*(0.50+0.40+0.50) = 5.32$		
	Δ 24	$4.6*(0.50+0.20+0.50) = 5.52$		
	Δ 25	$3.8*(0.50+0.40+0.50) = 5.32$		
	Δ 28	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
<b>Σύνολο τ.μ.</b>		177.4 τ.μ.	90 ευρώ	<b>15966 ευρώ</b>

Ενίσχυση φορέα με κατασκευή ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων				
Στάθμη	Δομικό Μέλος	Μονάδα μέτρησης / κ.μ.	Τιμή ανά κ.μ.	Συνολικό Κόστος
1	T 30	$3.50*0.20*3 = 2.10$	300 € / κ.μ.	
	T 31	$3.80*0.20*3 = 2.28$		
2	T 30	$3.50*0.20*3 = 2.10$		
	T 31	$3.80*0.20*3 = 2.28$		
3	T 30	$3.50*0.20*3 = 2.10$		
	T 31	$3.80*0.20*3 = 2.28$		
4	T 30	$3.50*0.20*5 = 3.50$		
	T 31	$3.80*0.20*5 = 3.80$		
Σύνολο κ.μ.		20.44 κ.μ.	300 ευρώ	6132 ευρώ
Γενικό Κόστος				22098 ευρώ

Επομένως το συνολικό κόστος της μεθόδου ενίσχυσης Β σύμφωνα με τις προαναφερθείσες παραδοχές είναι **22098 €**.

❖ Εκτίμηση Κόστους για μέθοδο ενίσχυσης Γ

Πίνακας 5- 3:Υπολογισμός συνολικού κόστους για μέθοδο ενίσχυσης Γ

Ενίσχυση Δοκών και Υποστυλωμάτων με τη χρήση SikaWrap-230C				
Στάθμη	Δομικό Μέλος	Μονάδα μέτρησης / τ.μ.	Τιμή ανά τ.μ.	Συνολικό Κόστος
1	Δ 2	$3.4*(0.50+0.20+0.50) = 4.08$	Για μονή στρώση SikaWrap -230C : 90 € / τ.μ	
	Δ 7	$3.4*(0.50+0.20+0.50) = 4.08$		
	Δ 13	$3.7*(0.50+0.40+0.50) = 5.18$		
	Δ 21	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
	Δ 24	$4.6*(0.50+0.20+0.50) = 5.52$		
	Δ 28	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
	K 18	$3*(2*0.20+2*0.55) = 4.5$		
	K 19	$3*(0.20*2+0.50*2) = 4.2$		
K 22	$3*(4*0.4) = 4.8$			
2	Δ 1	$3.8*(0.50+0.20+0.50) = 4.56$		
	Δ 2	$3.4*(0.50+0.20+0.50) = 4.08$		
	Δ 6	$3.8*(0.50+0.20+0.50) = 4.56$		
	Δ 7	$3.4*(0.50+0.20+0.50) = 4.08$		
	Δ 13	$3.7*(0.50+0.40+0.50) = 5.18$		
	Δ 14	$3.7*(0.50+0.40+0.50) = 5.18$		
	Δ 17	$3.9*(0.50+0.20+0.50) = 4.68$		
	Δ 19	$4*(0.50+0.20+0.50) = 4.80$		

	Δ 21	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
	Δ 22	$3.8*(0.50+0.40+0.50) = 5.32$		
	Δ 24	$4.6*(0.50+0.20+0.50) = 5.52$		
	Δ 28	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
	Δ 32	$3.8*(0.50+0.20+0.50) = 4.56$		
	K 22	$3*(4*0.4) = 4.8$		
3	Δ 1	$3.8*(0.50+0.20+0.50) = 4.56$		
	Δ 2	$3.4*(0.50+0.20+0.50) = 4.08$		
	Δ 3	$3.8*(0.50+0.20+0.50) = 4.56$		
	Δ 6	$3.8*(0.50+0.20+0.50) = 4.56$		
	Δ 7	$3.4*(0.50+0.20+0.50) = 4.08$		
	Δ 13	$3.7*(0.50+0.40+0.50) = 5.18$		
	Δ 14	$3.7*(0.50+0.40+0.50) = 5.18$		
	Δ 17	$3.9*(0.50+0.20+0.50) = 4.68$		
	Δ 19	$4*(0.50+0.20+0.50) = 4.80$		
	Δ 21	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
	Δ 22	$3.8*(0.50+0.40+0.50) = 5.32$		
	Δ 24	$4.6*(0.50+0.20+0.50) = 5.52$		
	Δ 25	$3.8*(0.50+0.40+0.50) = 5.32$		
	Δ 28	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
	Δ 29	$3.9*(0.50+0.40+0.50) = 5.46$		
	Δ 32	$3.8*(0.50+0.20+0.50) = 4.56$		
	K 18	$3*(2*0.20+2*0.55) = 4.5$		
	K 21	$3*(4*0.4) = 4.8$		
K 22	$3*(4*0.4) = 4.8$			
4	Δ 1	$3.8*(0.50+0.20+0.50) = 4.56$		
	Δ 2	$3.4*(0.50+0.20+0.50) = 4.08$		
	Δ 3	$3.8*(0.50+0.20+0.50) = 4.56$		
	Δ 6	$3.8*(0.50+0.20+0.50) = 4.56$		
	Δ 7	$3.4*(0.50+0.20+0.50) = 4.08$		
	Δ 13	$3.7*(0.50+0.40+0.50) = 5.18$		
	Δ 14	$3.7*(0.50+0.40+0.50) = 5.18$		
	Δ 17	$3.9*(0.50+0.20+0.50) = 4.68$		
	Δ 19	$4*(0.50+0.20+0.50) = 4.80$		
	Δ 21	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
	Δ 22	$3.8*(0.50+0.40+0.50) = 5.32$		
	Δ 24	$4.6*(0.50+0.20+0.50) = 5.52$		
	Δ 25	$3.8*(0.50+0.40+0.50) = 5.32$		
	Δ 28	$4.7*(0.50+0.20+0.50) = 5.64$		
	Δ 29	$3.9*(0.50+0.40+0.50) = 5.46$		
	Δ 32	$3.8*(0.50+0.20+0.50) = 4.56$		
	K 21	$5*(4*0.4) = 8$		
	K 22	$5*(4*0.4) = 8$		
<b>Σύνολο τ.μ.</b>		<b>300.39 τ.μ.</b>	<b>90 ευρώ</b>	<b>27035.1 ευρώ</b>

Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος				
Στάθμη	Δομικό Μέλος	Μονάδα μέτρησης / τ.μ.	Τιμή ανά τ.μ.	Συνολικό Κόστος
1	K 3	$(0.75*2+0.35+0.4*2+0.35)*3 = 9$	150 € / τ.μ.	
	K 8	$(0.75*2+0.35+0.4*2+0.35)*3 = 9$		
	K 15	$(0.75*2+0.35+0.4*2+0.35)*3 = 9$		
	K 20	$(0.75*2+0.35+0.4*2+0.35)*3 = 9$		
2	K 3	$(0.75*2+0.35+0.4*2+0.35)*3 = 9$		
	K 8	$(0.75*2+0.35+0.4*2+0.35)*3 = 9$		
	K 15	$(0.75*2+0.35+0.4*2+0.35)*3 = 9$		
	K 20	$(0.75*2+0.35+0.4*2+0.35)*3 = 9$		
3	K 3	$(0.75*2+0.35+0.4*2+0.35)*3 = 9$		
	K 8	$(0.75*2+0.35+0.4*2+0.35)*3 = 9$		
	K 15	$(0.75*2+0.35+0.4*2+0.35)*3 = 9$		
	K 20	$(0.75*2+0.35+0.4*2+0.35)*3 = 9$		
4	K 3	$(0.75*2+0.35+0.4*2+0.35)*5 = 15$		
	K 8	$(0.75*2+0.35+0.4*2+0.35)*5 = 15$		
	K 15	$(0.75*2+0.35+0.4*2+0.35)*5 = 15$		
	K 20	$(0.75*2+0.35+0.4*2+0.35)*5 = 15$		
<b>Σύνολο τ.μ.</b>		168 τ.μ.	150 ευρώ	<b>25200 ευρώ</b>
<b>Γενικό Κόστος</b>				<b>52235.1 ευρώ</b>

Επομένως το συνολικό κόστος της μεθόδου ενίσχυσης Γ σύμφωνα με τις προαναφερθείσες παραδοχές είναι **52235.1 €**.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

### ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στη παρούσα διπλωματική εργασία έγινε μελέτη αποτίμησης και ενίσχυσης υφιστάμενου τριώροφου κτιρίου που χρησιμοποιείται ως τουριστικό συγκρότημα (Bungalous) και βρίσκεται στη περιοχή της Νέας Μάκρης Αττικής. Για όλες τις αναλύσεις και τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό NEXΤ 2016. Για την αποτίμηση του κτιρίου και τη στρατηγική των επεμβάσεων εφαρμόστηκαν οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κανονισμός Επεμβάσεων), του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000) και του Ευρωκώδικα 2 και 8. Η αποτίμηση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε με την ανελαστική ανάλυση Pushover, όπως παραπέμπουν και οι κανονισμοί, έχοντας ορίσει στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικές βλάβες” (SD ή B2 κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Για την ενίσχυση του εν λόγω υφιστάμενου κτιρίου προτάθηκαν τρεις τρόποι επέμβασης. Η μέθοδος Α περιλαμβάνει τη κατασκευή τεσσάρων ελαφρά οπλισμένων τοιχείων σε συνδυασμό με τη χρήση ινοπλισμένου πολυμερούς (FRP) σε δομικά μέλη που εμφάνιζαν στατική ανεπάρκεια. Η μέθοδος Β περιλαμβάνει τη κατασκευή δύο ελαφρά οπλισμένων τοιχείων σε συνδυασμό με τη χρήση ινοπλισμένου πολυμερούς (FRP) σε δομικά μέλη που εμφάνιζαν στατική ανεπάρκεια. Η μέθοδος Γ περιλαμβάνει την ενίσχυση των γωνιακών υποστυλωμάτων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος σε συνδυασμό με τη χρήση ινοπλισμένου πολυμερούς (FRP) σε δομικά μέλη που εμφάνιζαν στατική ανεπάρκεια.

Εφαρμόζοντας τους ανωτέρω τρόπους ενίσχυσης παρήχθησαν αποτελέσματα με τη μέθοδο Pushover και έγινε σύγκριση και αξιολόγηση αυτών μεταξύ τους καθώς και με τα αποτελέσματα της υφιστάμενης κατάστασης. Τα κύρια συμπεράσματα που προέκυψαν είναι τα εξής:

- ❖ Κατά τον έλεγχο στατικής επάρκειας για την ορισθείσα στάθμη επιτελεστικότητας (SD), ο υφιστάμενος φορέας παρουσίασε αρκετές αστοχίες σε δομικά του μέλη, αλλά και γενικότερα στατική ανεπάρκεια τόσο κατά τη διεύθυνση  $x$  όσο και κατά τη διεύθυνση  $y$  (δημιουργία κατάρρευσης μηχανισμού ορόφου), καθώς η συνολική δυσκαμψία του φορέα δεν αλλάζει αισθητά στις δύο διευθύνσεις.
- ❖ Η πλειοψηφία των δομικών μελών τα οποία εμφάνισαν στατική ανεπάρκεια βρίσκονταν κατά κύριο λόγο στις στάθμες 3 (1<sup>ος</sup> όροφος) και 4 (ισόγειο).
- ❖ Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων παρατηρείται ότι όλα τα δομικά μέλη επαρκούν στον έλεγχο επάρκειας (διατμητική και καμπτική αστοχία) και για τις τρεις μεθόδους ενίσχυσης για κάθε διεύθυνση σεισμικής φόρτισης για την ορισθείσα στάθμη επιτελεστικότητας.
- ❖ Παρατηρείται ότι και με τις τρεις μεθόδους ενίσχυσης αυξήθηκε σημαντικά η συνολική δυσκαμψία του φορέα. Η μεγαλύτερη αύξηση πραγματοποιήθηκε με την ενίσχυση A όπου και η αύξηση κλίσης της καμπύλης τέμνουσας βάσης  $P - μετακίνησης$  οροφής  $\delta$  σε σχέση με τον αρχικό φορέα ήταν μεγάλη. Αξιοσημείωτη ωστόσο ήταν και η συνολική αύξηση δυσκαμψίας του φορέα και στις άλλες δύο μεθόδους.
- ❖ Η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης έχει αυξηθεί και για τις τρεις μεθόδους ενίσχυσης. Την μεγαλύτερη αύξηση παρουσίασε η μέθοδος A τόσο για σεισμική διέγερση κατά  $x$  όσο και κατά  $y$ . Η αύξηση της ικανότητας πλαστικής παραμόρφωσης του κτιρίου δείχνει ότι με τις μεθόδους ενίσχυσης βελτιώθηκε η μεταλαστική συμπεριφορά του, παρουσιάζοντας μεγαλύτερα αποθέματα αντοχής μετά την πρώτη διαρροή σπλισμού.
- ❖ Ο λόγος υπεραντοχής  $\alpha_u / \alpha_1$  αυξήθηκε σημαντικά σε σχέση με την υφιστάμενη κατάσταση και με τους τρεις τρόπους ενίσχυσης, προσδίδοντας έτσι στο φορέα μεγαλύτερη ικανότητα στο να απορροφά ενέργεια μέσω πλαστικών παραμορφώσεων. Κατά τη διεύθυνση σεισμού κατά  $x$  ο λόγος υπεραντοχής του φορέα αυξήθηκε σημαντικά με τη μέθοδο B, ενώ στο σεισμό κατά  $y$  και με τις τρεις μεθόδους υπήρξε

σχεδόν ισοδύναμη αύξηση, με μία μικρή διαφορά να παρουσιάζεται με τη μέθοδο Α.

- ❖ Ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται για τέμνουσα βάσης μεγαλύτερη από την αντίστοιχη για τη υφιστάμενη κατάσταση. Αυτό σημαίνει ότι με όλες τις μεθόδους επέμβασης αυξήθηκε η αντοχή του κτιρίου με αποτέλεσμα να μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης έως ότου δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης. Συγκεκριμένα για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $\chi$  η τέμνουσα βάσης για δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης για τις μεθόδους Α, Β, Γ αυξήθηκε 4.88, 2.27 και 1.82 φορές αντίστοιχα. Συγκεκριμένα για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $\gamma$  η τέμνουσα βάσης για δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης για τις μεθόδους Α, Β, Γ αυξήθηκε 3.48, 1.91 και 1.94 φορές αντίστοιχα.
- ❖ Ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται για μετακίνηση οροφής δ μεγαλύτερη από την αντίστοιχη για τη υφιστάμενη κατάσταση. Αυτό επιτυγχάνεται καθώς έχουν ενισχυθεί αρκετά δομικά μέλη του φορέα, αλλά έχοντας αποκτήσει και μια μεγαλύτερη αντοχή στο σύνολό του. Συγκεκριμένα για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $\chi$  η μετακίνηση οροφής για δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης για τις μεθόδους Α, Β, Γ αυξήθηκε 16.46%, 17.72% και 7.6% αντίστοιχα. Συγκεκριμένα για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $\gamma$  η μετακίνηση οροφής για δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης για τις μεθόδους Α, Β, Γ αυξήθηκε 37.38%, 34.34% και 38.38% αντίστοιχα.
- ❖ Παρατηρείται ότι και με τις τρεις στρατηγικές ενίσχυσης η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης για την εκάστοτε στοχευόμενη μετατόπιση αυξάνεται αισθητά και για τις δύο διευθύνσεις σεισμού. Μεγαλύτερη αύξηση παρατηρείται στη μέθοδο Α, καθώς έχουν κατασκευαστεί τέσσερα εμφανιζόμενα τοιχώματα τα οποία προσδίδουν στον φορέα μεγαλύτερη αντοχή έναντι τέμνουσας λόγω της σημαντικής αύξησης της δυσκαμψίας του φορέα συνολικά. Οι άλλες δύο μέθοδοι δεν απέχουν σημαντικά καθώς και η αύξηση δυσκαμψίας που επέφεραν η κάθε μία στο φορέα συνολικά δεν είχε μεγάλη διαφοροποίηση. Συγκεκριμένα για ιδιομορφική ανάλυση κατά  $\chi$  η τέμνουσα βάσης για την εκάστοτε



στοχευόμενη μετατόπιση για τις μεθόδους A, B, Γ αυξήθηκε 2.85, 1.22 και 1.70 φορές αντίστοιχα. Συγκεκριμένα για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ η τέμνουσα βάσης για την εκάστοτε στοχευόμενη μετατόπιση για τις μεθόδους A, B, Γ αυξήθηκε 1.74, 1.60 και 1.41 φορές αντίστοιχα.

- ❖ Παρατηρείται ότι και με τις τρεις στρατηγικές ενίσχυσης μειώνεται σημαντικά η στοχευόμενη μετατόπιση, γεγονός που ήταν επιθυμητό εξ αρχής καθώς οι μεγάλες μετατοπίσεις ορόφου κατά τη διάρκεια σεισμικής διέγερσης δύναται να δημιουργήσουν σημαντικά πλοβλήματα-ρηγματώσεις στα στοιχεία πλήρωσης (τοιχοποιίες, ελαφρά χωρίσματα). Αισθητή μείωση παρατηρείται στην μέθοδο A, όντας η πιο δύσκαμπτη εξ'αυτών, μετέπειτα στη μέθοδο B και τέλος στη μέθοδο Γ. Επιπρόσθετα, για ιδιομορφική ανάλυση κατά χ η στοχευόμενη μετατόπιση του φορέα (μέγιστη μετατόπιση) για τις μεθόδους A, B, Γ μειώθηκε 82.47%, 60.30% και 23.20% αντίστοιχα. Συγκεκριμένα για ιδιομορφική ανάλυση κατά γ η στοχευόμενη μετατόπιση του φορέα (μέγιστη μετατόπιση) για τις μεθόδους A, B, Γ μειώθηκε 70.48%, 14.29% και 29.52% αντίστοιχα.
- ❖ Παρατηρώντας το κόστος των τριών μεθόδων επέμβασης παρατηρούμε ότι η μέθοδος ενίσχυσης A είναι η πιο οικονομική από τις τρεις αφού κοστίζει 19517.4 €, ακολουθεί η μέθοδος ενίσχυσης B που είναι ακριβότερη κατά 13.22% και κοστίζει 22098 € και τέλος ακριβότερη είναι η μέθοδος Γ κατά 2.67 φορές, κοστίζοντας 52235.1 €. Τέλος αν επίσης συσχετιστούν το κόστος με τη μονάδα αύξησης αντοχής που παρέχει στο φορέα η εκάστοτε μέθοδος ενίσχυσης, δηλαδή κατά πόσο αυξάνεται η τέμνουσα βάσης V αναλογικά με ένα ευρώ, τόσο για την ιδιομορφική ανάλυση κατά χ όσο και κατά γ, είναι εύκολα αντιληπτό ότι η καλύτερη δυνατή μέθοδος είναι αρχικά η A, μετά η B και τέλος η Γ.
- ❖ Η επιλογή της τελικής μεθόδου ενίσχυσης θα γίνει σε συνεργασία του υπεύθυνου μηχανικού και του κύριου του έργου αξιολογώντας όλους τους παράγοντες.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας, Ψυχάρης Ν. Γ. , Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Ε.Μ.Π., Αθήνα 2010.
2. Δρίτσος, Η. Στέφανος (2003). Στρατηγικές και Σχεδιασμός Αντισεισμικής Ενίσχυσης Κτιρίων. <http://www.teepelop.gr/wp-content/uploads/2003/11/dritsos.pdf>.
3. Δρίτσος, Η. Στέφανος (2006). Τα σύνθετα υλικά στις κατασκευές.
4. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000), Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 2006.
5. Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ. 2000), Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 2005.
6. Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) 1η Αναθεώρηση 2013, Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 2013.
7. Σημειώσεις για το Μάθημα Σιδηροπαγές Σκυρόδεμα ΙΙΙ, Μωρέττη Μαρίνα, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος 2014.
8. Σπυράκος Κ. (2004). Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία. Αθήνα: Εκδόσεις Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας.
9. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings (EN 1998 – 1: 2004).
10. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, (EN 1998 – 1: 2004).