

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ  
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΥΠΟΔΟΜΩΝ ΜΕΤΑΦΟΡΩΝ ΚΑΙ ΔΙΚΤΥΩΝ  
ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ  
Ο.Α.Σ.Π.

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΑ 2009

ΤΕΛΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ  
ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

Τίτλος  
Ερευνητικού  
Προγράμματος

**ΑΠΛΟΙ ΚΑΙ ΟΙΚΟΝΟΜΙΚΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ  
ΚΙΤΡΙΩΝ ΜΕ ΑΝΟΙΧΤΑ ΙΣΟΓΕΙΑ (PILOTIS)  
ΓΙΑ ΓΕΝΙΚΕΥΜΕΝΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗ**

Φορέας  
Εκτέλεσης

**ΦΩΤΙΟΣ Ν. ΤΣΙΡΛΗΣ, Πολιτικός Μηχανικός, Κορίνθου 221, Πάτρα**

Ερευνητική  
Ομάδα

**1. ΦΩΤΙΟΣ Ν. ΤΣΙΡΛΗΣ**

Πολιτικός  
Μηχανικός

Επιστημονικός  
Υπεύθυνος  
Προγράμματος

**2. ΘΕΜΙΣΤΟΚΛΗΣ Α. ΑΝΤΩΝΟΠΟΥΛΟΣ**

Πολιτικός  
Μηχανικός  
Υποψήφιος  
Διδάκτωρ

Κύριος  
Ερευνητής

ΠΑΤΡΑ ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2012

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>1. ΤΕΛΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ .....</b>	<b>1</b>
<b>2. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ .....</b>	<b>10</b>
2.1 Γενικά .....	10
2.2 Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης για τις στατικές ανελαστικές αναλύσεις .....	13
2.2.1 Γενικά .....	13
2.2.2 Μετατροπή του πολυβάθμιου (MDOF) σε ισοδύναμο μονοβάθμιο (SDOF) σύστημα .....	13
2.2.3 Μετατροπή του διαγράμματος τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κορυφής του πολυβάθμιου συστήματος σε ισοδύναμο ελαστοπλαστικό .....	14
2.2.4 Ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος .....	14
2.2.5 Στοχευόμενη μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος .....	15
2.2.6 Στοχευόμενη μετακίνηση του πολυβάθμιου συστήματος .....	16
2.3 Αντοχή και ικανότητα παραμόρφωσης μελών οπλισμένου σκυροδέματος .....	17
2.3.1 Ροπή και καμπυλότητα στη διαρροή .....	17
2.3.2 Ενεργός δυσκαμψία και γωνία στροφής χορδής στη διαρροή .....	18
2.3.3 Μεγέθη παραμόρφωσης στην αστοχία .....	20
2.3.4 Αντοχή σε διάτμηση .....	21
2.3.5 Αντοχή και ικανότητα παραμόρφωσης μελών οπλισμένου σκυροδέματος ενισχυμένων με μανδύες Ο.Σ. ....	23
<b>3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΓΙΑ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ .....</b>	<b>25</b>
3.1 Γενικά – Λογισμικό Ανάλυσης .....	25
3.2 Προσομοίωση μελών Ο.Σ. για τις ανελαστικές αναλύσεις .....	27
3.3 Συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων .....	29
3.4 Προσομοίωση τοιχοπληρωμένων πλαισίων .....	30
3.5 Προσομοίωση μεταλλικών συνδέσμων .....	34
3.6 Προσομοίωση της ενδοσιμότητας του εδάφους θεμελίωσης .....	35
3.7 Προσομοίωση μαζών .....	36
<b>4. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΩΝ .....</b>	<b>37</b>
4.1 Γενικά .....	37
4.2 Περιγραφή των επιλεγέντων κτιρίων προς διερεύνηση .....	41
4.3 Διάταξη τοιχοπληρώσεων τυπικού ορόφου για τα επιλεγμένα κτίρια .....	43
4.4 Περιγραφή των ενισχυμένων κτιρίων .....	45
4.5 Λεπτομέρειες μόρφωσης των μεταλλικών χιαστί συνδέσμων .....	46
4.6 Υπολογισμός των αντοχών των χιαστί μεταλλικών συνδέσμων .....	51
4.7 Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος .....	54
4.8 Σεισμικές κινήσεις ελέγχου των κτιρίων .....	57
<b>5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ .....</b>	<b>59</b>
5.1 Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (nonlinear time history analyses) .....	59
5.2 Αποτελέσματα μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων πριν και μετά την ενίσχυση με μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους .....	62
5.2.1 Συμμετρικό κτίριο 3 ορόφων (3ST-SYM) .....	62

5.2.2 Κτίριο 3 ορόφων με έκκεντρο πυρήνα κλιμακοστασίου (3ST-ECC) .....	68
5.2.1 Συμμετρικό κτίριο 5 ορόφων (5ST-SYM) .....	74
5.2.2 Κτίριο 5 ορόφων με έκκεντρο πυρήνα κλιμακοστασίου (5ST-ECC) .....	80
5.3 Αποτελέσματα αναλύσεων <i>pushover</i> .....	86
5.3.1 Συμμετρικό κτίριο 3 ορόφων (3ST-SYM) πριν από την ενίσχυση.....	86
5.3.2 Συμμετρικό κτίριο 3 ορόφων (3ST-SYM) μετά την ενίσχυση .....	88
5.3.3 Σύγκριση μεγίστων μετακινήσεων από τις αναλύσεις χρονοϊστορίας και τις αναλύσεις <i>pushover</i> (3ST-SYM) .....	90
5.3.4 Συμμετρικό κτίριο 5 ορόφων (5ST-SYM) πριν από την ενίσχυση.....	91
5.3.5 Συμμετρικό κτίριο 5 ορόφων (5ST-SYM) μετά την ενίσχυση .....	93
5.3.6 Σύγκριση μεγίστων μετακινήσεων από τις αναλύσεις χρονοϊστορίας και τις αναλύσεις <i>pushover</i> (5ST-SYM) .....	95
5.4 Αποτελέσματα μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων πριν και μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ. σε υποστυλώματα του ισογείου.....	96
5.4.1 Συμμετρικό κτίριο 3 ορόφων (3ST-SYM) .....	96
5.4.2 Συμμετρικό κτίριο 5 ορόφων (5ST-SYM) .....	102
5.5 Συγκριτικά διαγράμματα μετακινήσεων μεταξύ των δυο μεθόδων ενίσχυσης .....	108
<b>6. ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ 5-ΟΡΟΦΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΕΝΔΟΣΙΜΟΤΗΤΑ ΣΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ.....</b>	<b>110</b>
6.1 Γενικά .....	110
6.2 Δυναμικά χαρακτηριστικά κτιρίων με ελατήρια θεμελίωσης.....	110
<b>7. ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΤΗΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ.....</b>	<b>113</b>
7.1 Μεθοδολογία .....	113
7.2 Τριώροφο συμμετρικό κτίριο (3ST-SYM).....	116
7.3 Πεντάωροφο συμμετρικό κτίριο (5ST-SYM).....	118
<b>8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....</b>	<b>123</b>

## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 2.1	Σχηματική περιγραφή της στατικής ανάλυσης πλευρικής οριακής ώθησης (STOPΩ) .....	11
Σχήμα 2.2	Προσδιορισμός της ισοδύναμης ελαστοπλαστικής καμπύλης δύναμης μετακίνησης .....	14
Σχήμα 2.3	Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος .....	16
Σχήμα 3.1	Γραμμικό στοιχείο - frame Element - Ruaumoko 3D (Carr, 2005) .....	25
Σχήμα 3.2	Μαθηματικό προσομοίωμα 5-όροφου συμμετρικού κτιρίου στο Ruaumoko 3D (120 nodes, 255 frame elements) .....	26
Σχήμα 3.3	Μαθηματικό προσομοίωμα 5-όροφου συμμετρικού κτιρίου με τοιχοπληρώσεις στους ανώτερους ορόφους (120 nodes, 255 frame elements, 136 spring elements) .....	26
Σχήμα 3.4	Προσομοίωση μελών για τις μη γραμμικές αναλύσεις (Carr, 2005).....	27
Σχήμα 3.5	Τροποποιημένο προσομοίωμα Takeda (Carr, 2005).....	28
Σχήμα 3.6	Συμβολισμοί του προσομοιώματος χιαστί θλιβόμενων διαγωνίων.....	31
Σχήμα 3.7	Θεωρητικό διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων του διαγώνιου θλιπτήρα σε μονοτονική και ανακυκλιζόμενη ένταση .....	32
Σχήμα 3.8	Τυπικά διαγράμματα δύναμης - μετακίνησης του διαγώνιου θλιπτήρα κατά τη διεύθυνση της διαγωνίου για (α) ημιτονοειδή φόρτιση και (β) φυσική καταγραφή .....	33
Σχήμα 3.9	Διάγραμμα συμπεριφοράς μελών σε μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας ( $GAP+=GAP-=0.0$ )... ..	34
Σχήμα 4.1	Κάτοψη τυπικού ορόφου των συμμετρικών κτιρίων 3ST-SYM και 5ST-SYM.....	42
Σχήμα 4.2	Κάτοψη τυπικού ορόφου των έκκεντρων κτιρίων 3ST-ECC και 5ST-ECC.....	42
Σχήμα 4.3	Διάταξη τοιχοπληρώσεων τυπικού ορόφου που λήφθηκε υπόψη σε όλες τις αναλύσεις .....	44
Σχήμα 4.4	Διάταξη ενίσχυσης των συμμετρικών κτιρίων 3ST-SYM & 5ST-SYM .....	50
Σχήμα 4.5	Διάταξη ενίσχυσης των μη συμμετρικών (έκκεντρων) κτιρίων : 3ST-ECC & 5ST ECC .....	50
Σχήμα 4.6	Διαγράμματα αλληλεπίδρασης στύλου K6 (3ST-SYM) πριν και μετά την ενίσχυση με μανδύα Ο.Σ ..	55
Σχήμα 4.7	Διαγράμματα αλληλεπίδρασης στύλου K7 (3ST-SYM) πριν και μετά την ενίσχυση με μανδύα Ο.Σ ..	55
Σχήμα 4.8	Ζεύγη συνθετικών κινήσεων συμβατών με το φάσμα ΕΑΚ για Έδαφος Α και $PGA=0.16g$ .....	57
Σχήμα 4.9	Φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων των συνθετικών κινήσεων .....	58
Σχήμα 4.10	Φάσματα απόκρισης μετατοπίσεων των συνθετικών κινήσεων .....	58
Σχήμα 5.1	Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μεταλλικούς συνδέσμους (ενισχυμένο).....	62
Σχήμα 5.2	Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μεταλλικούς συνδέσμους (ενισχυμένο).....	62
Σχήμα 5.3	Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	63
Σχήμα 5.4	Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους).....	63
Σχήμα 5.5	Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	64

Σχήμα 5.6 Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους) .....	64
Σχήμα 5.7 Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	65
Σχήμα 5.8 Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους) .....	65
Σχήμα 5.9 Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	66
Σχήμα 5.10 Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους) .....	66
Σχήμα 5.11 Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές $\delta_{max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	67
Σχήμα 5.12 Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές $\delta_{max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους) .....	67
Σχήμα 5.13 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μεταλλικούς συνδέσμους (ενισχυμένο) .....	68
Σχήμα 5.14 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μεταλλικούς συνδέσμους (ενισχυμένο) .....	68
Σχήμα 5.15 Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	69
Σχήμα 5.16 Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους) .....	69
Σχήμα 5.17 Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	70
Σχήμα 5.18 Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους) .....	70
Σχήμα 5.19 Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	71
Σχήμα 5.20 Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους) .....	71
Σχήμα 5.21 Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	72
Σχήμα 5.22 Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους) .....	72
Σχήμα 5.23 Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές $\delta_{max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	73
Σχήμα 5.24 Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές $\delta_{max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους) .....	73

Σχήμα 5.25 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με χιαστί συνδέσμους (ενισχυμένο) .....	74
Σχήμα 5.26 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με χιαστί συνδέσμους (ενισχυμένο) .....	74
Σχήμα 5.27 Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	75
Σχήμα 5.28 Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους).....	75
Σχήμα 5.29 Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	76
Σχήμα 5.30 Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους) .....	76
Σχήμα 5.31 Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση).....	77
Σχήμα 5.32 Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους) .....	77
Σχήμα 5.33 Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	78
Σχήμα 5.34 Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους) .....	78
Σχήμα 5.35 Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές $\delta_{max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	79
Σχήμα 5.36 Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές $\delta_{max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους) .....	79
Σχήμα 5.37 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με χιαστί συνδέσμους (ενισχυμένο) .....	80
Σχήμα 5.38 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μεταλλικούς συνδέσμους (ενισχυμένο).....	80
Σχήμα 5.39 Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	81
Σχήμα 5.40 Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους).....	81
Σχήμα 5.41 Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	82
Σχήμα 5.42 Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους) .....	82
Σχήμα 5.43 Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση).....	83

Σχήμα 5.44 Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους) .....	83
Σχήμα 5.45 Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	84
Σχήμα 5.46 Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους) .....	84
Σχήμα 5.47 Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές $\delta_{max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	85
Σχήμα 5.48 Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές $\delta_{max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους) .....	85
Σχήμα 5.49 Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης για pushover στη x-x διεύθυνση .....	86
Σχήμα 5.50 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνησης κορυφής για pushover στη x-x διεύθυνση .....	86
Σχήμα 5.51 Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης για pushover στην y-y διεύθυνση .....	87
Σχήμα 5.52 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνησης κορυφής για pushover στην y-y διεύθυνση .....	87
Σχήμα 5.53 Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης για pushover στη x-x διεύθυνση .....	88
Σχήμα 5.54 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνησης κορυφής για pushover στη x-x διεύθυνση .....	88
Σχήμα 5.55 Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης για pushover στην y-y διεύθυνση .....	89
Σχήμα 5.56 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνησης κορυφής για pushover στην y-y διεύθυνση .....	89
Σχήμα 5.57 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων των ορόφων στη x-x και την y-y διεύθυνση: σύγκριση αναλύσεων χρονοϊστορίας με αναλύσεις pushover .....	90
Σχήμα 5.58 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων στη x-x και την y-y διεύθυνση: σύγκριση αναλύσεων χρονοϊστορίας με αναλύσεις pushover .....	90
Σχήμα 5.59 Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης για pushover στη x-x διεύθυνση .....	91
Σχήμα 5.60 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνησης κορυφής για pushover στη x-x διεύθυνση .....	91
Σχήμα 5.61 Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης για pushover στη y-y διεύθυνση .....	92
Σχήμα 5.62 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνησης κορυφής για pushover στην y-y διεύθυνση .....	92
Σχήμα 5.63 Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης για pushover στη x-x διεύθυνση .....	93
Σχήμα 5.64 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνησης κορυφής για pushover στη x-x διεύθυνση .....	93
Σχήμα 5.65 Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης για pushover στη y-y διεύθυνση .....	94
Σχήμα 5.66 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνησης κορυφής για pushover στην y-y διεύθυνση .....	94
Σχήμα 5.67 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων των ορόφων στη x-x και την y-y διεύθυνση: σύγκριση αναλύσεων χρονοϊστορίας με αναλύσεις pushover .....	95
Σχήμα 5.68 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων στη x-x και την y-y διεύθυνση: σύγκριση αναλύσεων χρονοϊστορίας με αναλύσεις pushover .....	95
Σχήμα 5.69 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ. ....	96
Σχήμα 5.70 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ. ....	96

Σχήμα 5.71 Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	97
Σχήμα 5.72 Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.) .....	97
Σχήμα 5.73 Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	98
Σχήμα 5.74 Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.) .....	98
Σχήμα 5.75 Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	99
Σχήμα 5.76 Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.) .....	99
Σχήμα 5.77 Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	100
Σχήμα 5.78 Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση) .....	100
Σχήμα 5.79 Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές $\delta_{max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	101
Σχήμα 5.80 Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές $\delta_{max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.) .....	101
Σχήμα 5.81 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μανδύες Ο.Σ. ....	102
Σχήμα 5.82 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μανδύες Ο.Σ. ....	102
Σχήμα 5.83 Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	103
Σχήμα 5.84 Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.) .....	103
Σχήμα 5.85 Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	104
Σχήμα 5.86 Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.) .....	104
Σχήμα 5.87 Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	105
Σχήμα 5.88 Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.) .....	105
Σχήμα 5.89 Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	106



Σχήμα 5.90 Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.) .....	106
Σχήμα 5.91 Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές $\delta_{max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση) .....	107
Σχήμα 5.92 Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές $\delta_{max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.) .....	107
Σχήμα 5.93 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους και μανδύες Ο.Σ. ....	108
Σχήμα 5.94 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους και μανδύες Ο.Σ. ....	108
Σχήμα 5.95 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους και μανδύες Ο.Σ. ....	109
Σχήμα 5.96 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους και μανδύες Ο.Σ. ....	109
Σχήμα 6.1 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων των ορόφων στη x-x και την y-y διεύθυνση με θεώρηση πακτώσεων και με ελατήρια θεμελίωσης.....	111
Σχήμα 6.2 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων στη x-x και την y-y διεύθυνση με θεώρηση πακτώσεων και με ελατήρια θεμελίωσης.....	111
Σχήμα 6.3 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων των ορόφων στη x-x και την y-y διεύθυνση με θεώρηση πακτώσεων και με ελατήρια θεμελίωσης.....	112
Σχήμα 6.4 Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων στη x-x και την y-y διεύθυνση με θεώρηση πακτώσεων και με ελατήρια θεμελίωσης.....	112
Σχήμα 7.1 Σχηματική απεικόνιση στατικής ανελαστικής ανάλυσης σε κάθε όροφο χωριστά .....	113
Σχήμα 7.2 Τυπικά διαγράμματα τέμνουσας ορόφου – σχετικής μετακίνησης ορόφου με συμβολισμούς βασικών μεγεθών ενός ορόφου με και χωρίς τοιχοπληρώσεις.....	114
Σχήμα 7.3 Τυπικά διαγράμματα τέμνουσας ορόφου – σχετικής μετακίνησης ορόφου με συμβολισμούς βασικών μεγεθών ενός μη τοιχοπληρωμένου ορόφου (ισόγειο) πριν και μετά την ενίσχυσή του .....	115
Σχήμα 7.4 Διαγράμματα pushover των ορόφων του τριώροφου συμμετρικού κτιρίου (3ST-SYM) για τη διεύθυνση x-x (αριστερά στήλη) και τη διεύθυνση y-y (δεξιά στήλη).....	116
Σχήμα 7.5 Οριζόντια πλευρική δυσκαμψία ορόφων κανονικοποιημένη ως προς τη δυσκαμψία του ισογείου θεωρώντας το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις, το κτίριο σε pilotis και το κτίριο ενισχυμένο .....	117
Σχήμα 7.6 Τέμνουσα διαρροής των ορόφων κανονικοποιημένη ως προς την τέμνουσα διαρροής του ισογείου θεωρώντας το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις, το κτίριο σε pilotis και το κτίριο ενισχυμένο .....	117
Σχήμα 7.7 Διαγράμματα pushover των ορόφων του πεντάωροφου συμμετρικού κτιρίου (5ST-SYM) για τη διεύθυνση x-x (αριστερά στήλη) και τη διεύθυνση y-y (δεξιά στήλη).....	118
Σχήμα 7.8 Οριζόντιας πλευρική δυσκαμψία ορόφων κανονικοποιημένη ως προς τη δυσκαμψία του ισογείου θεωρώντας το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις, το κτίριο σε pilotis και το κτίριο ενισχυμένο .....	119

Σχήμα 7.9 Τέμνουσα διαρροής των ορόφων κανονικοποιημένη ως προς την τέμνουσα διαρροής του ισογείου θεωρώντας το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις, το κτίριο σε pilotis και το κτίριο ενισχυμένο .....	119
---	-----

## ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΚΑΙ ΣΤΟΧΟΙ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

Σύμφωνα με την από 18-02-2010 σύμβαση, στο προτεινόμενο ερευνητικό έργο διερευνάται η φέρουσα ικανότητα τυπικών κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος σε Pilotis και προτείνονται λύσεις για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς τους. Τα κτίρια αυτά ανήκουν στην κατηγορία εκείνων που μελετήθηκαν με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 και κατασκευάσθηκαν την περίοδο 1960-1980, δηλαδή πριν τη συνειδητοποίηση της σεισμικής επικινδυνότητάς τους, την οποία απεκάλυψαν οι σεισμοί της Θεσσαλονίκης του 1978, των Αλκυονίδων 1981, της Καλαμάτας 1986 και Πάρνηθας (Αθήνας) 1999.

Εκτιμάται ότι αν ένας ισχυρός σεισμός, ανάλογος των προβλεπόμενων από τον ισχύοντα σήμερα Αντισεισμικό Κανονισμό, πλήξει ένα αστικό κέντρο, οι καταρρεύσεις τέτοιων πολυκατοικιών μπορεί να είναι πολλές, ενώ ο αριθμός των θυμάτων μεγάλος. Μια προσεισμική επέμβαση μερικής ενίσχυσης αυτού του τύπου κτιρίων είναι πολύ εύκολη και οικονομική δεδομένου ότι μπορεί να γίνει εξωτερικά χωρίς να διαταράξει τη λειτουργία του κτιρίου και χωρίς να προκαλέσει πρόσθετες επισκευές. Αν και δεν αποτελεί πλήρη θωράκιση, εν τούτοις μειώνει σημαντικά την τρωτότητα του κτιρίου, που οφείλεται στο εξαιρετικά ασθενές, από πλευράς σεισμικής αντοχής ισόγειο. Δεδομένου δε ότι το μικρό σχετικά κόστος μιας τέτοιας επέμβασης μοιράζεται μεταξύ αρκετών ενοίκων, το ανά ένοικο κόστος για την αγορά μιας τέτοιας «ασφάλειας» θα είναι για πολλούς μικρό και ανεκτό. Αν μάλιστα δοθούν και κάποια οικονομικά κίνητρα (π.χ φορολογικές απαλλαγές, χαμηλότοκα δάνεια) οι ενισχύσεις αυτές θα έπρεπε να γίνουν υποχρεωτικές.

Η στρατηγική αυτή της μερικής ενίσχυσης, αποτελεί πιθανότατα τη μόνη πρακτικά εφικτή λύση ευρείας εφαρμογής για το πρόβλημα της μείωσης της σεισμικής επικινδυνότητας των υφισταμένων οικοδομών στη χώρα μας. Και τούτο διότι η πλέον επιθυμητή πλήρης ενίσχυση σε αποδεκτά επίπεδα ασφαλείας κατά τους σύγχρονους κανονισμούς, προσκρούει, κατά την εφαρμογή της σε πολυκατοικίες, στο μεγάλο κόστος ανά ιδιοκτήτη και στην ανάγκη προσωρινής μεταστέγασης των ενοίκων κατά τη διάρκεια των εργασιών. Οι δυο αυτοί παράγοντες καθιστούν τις πλήρεις ενισχύσεις πρακτικά μη εφαρμόσιμες.

Στο παρόν ερευνητικό έργο διερευνάται τόσο η αποτελεσματικότητα όσο και το κόστος κάποιων δυνατών μεθόδων ενίσχυσης ανοιχτών ισογείων πολυκατοικιών (pilotis) με στόχο να δημιουργηθεί ένας αριθμός «πρότυπων/τυπικών» λύσεων που να καλύπτουν αρκετές περιπτώσεις που συναντώνται στην πράξη.

Οι ενισχύσεις που μελετήθηκαν είναι δύο τύπων:

α) Ενίσχυση με κατασκευή μανδυνών από ωπλισμένο σκυρόδεμα σε επιλεγμένο αριθμό υποστυλωμάτων του ανοικτού ισογείου (pilotis).

β) Ενίσχυση με προσθήκη μεταλλικών χιαστί συνδέσμων σε ένα αριθμό επιλεγμένων πλαισίων του ανοικτού ισογείου (pilotis).

Η εφαρμογή των παραπάνω ενισχύσεων και οι στατικές και δυναμικές μη γραμμικές αναλύσεις για την διερεύνηση του αντικειμένου της παρούσης έρευνας, έγιναν επάνω σε 4 τύπους πολυορόφων κτιρίων μορφής pilotis, τους εξής:

1. Τριώροφο κτίριο (pilotis και δύο άνωθεν τυπικοί όροφοι), με συμμετρική κάτοψη.
2. Τριώροφο κτίριο (pilotis και 2 άνωθεν τυπικοί όροφοι), με μη συμμετρική κάτοψη.
3. Πενταώροφο κτίριο (pilotis και 4 άνωθεν τυπικοί όροφοι), με συμμετρική κάτοψη.
4. Πενταώροφο κτίριο (pilotis και 4 τυπικοί όροφοι), με μη συμμετρική κάτοψη.

Η μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας του ισογείου, δηλ. η πλήρης ενίσχυσή του, είναι γνωστό ότι 'μεταθέτει' το πρόβλημα στους άνωθεν ορόφους. Κύριο αντικείμενο της παρούσης είναι η μερική ενίσχυση του ισογείου. Η διερεύνηση της αποτελεσματικότητας της κάθε προτεινόμενης λύσης έγινε συνεπώς με βάση το εξής βασικό κριτήριο : η εφαρμοζόμενη ενίσχυση του ισογείου να ελαχιστοποιεί κατά το δυνατόν την πρόσθετη καταπόνηση των ανωτέρων ορόφων, έτσι ώστε, να μην απαιτηθούν επεμβάσεις σε αυτούς.

Στο μέρος Β' της παρούσης έρευνας δίνονται αναλυτικά υποδειγματικά σχέδια λεπτομερειών, συνοδευόμενα από ενδεικτικά στοιχεία κόστους των επεμβάσεων αυτού του τύπου. Τα στοιχεία αυτά, δεν συνδέονται στενά με τους φορείς που επελέγησαν για τις αναλύσεις, αλλά, θεωρήθηκε σκόπιμο, να αποτελούν αυτά γενικής χρήσεως βοηθήματα, τόσο για τους μελετητές πολιτικούς μηχανικούς, όσο και για τους ιδιοκτήτες.

Λόγω της δυνατότητας εφαρμογής σε μεγάλη κλίμακα, το προτεινόμενο έργο μπορεί να δραστηριοποιήσει μεγάλο αριθμό μελετητικών γραφείων και μικρών ή μεσαίων κατασκευαστικών εταιρειών, με πιθανή επέκταση σε όλες τις σεισμικά ενεργές περιοχές της χώρας.

## 1. ΤΕΛΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

Στην παρούσα ενότητα περιλαμβάνονται οι εργασίες που έχουν εκπονηθεί στα πλαίσια του ερευνητικού έργου. Παρουσιάζεται η πρόοδος του παρόντος ερευνητικού έργου συγκριτικά με τα προβλεπόμενα στη μεθοδολογία και τα στάδια εκπόνησης του.

### ΣΤΑΔΙΟ - 1<sup>ο</sup>

<b>Προβλεπόμενη μεθοδολογία</b>	<i>Επιλογή ενός μικρού αριθμού «τυπικών» πολυώροφων κτιρίων με ισόγειο τύπου «pilotis» που θα αποτελέσουν τη βάση των διερευνήσεων. Τα κτίρια αυτά επιλέγονται έτσι ώστε να είναι αντιπροσωπευτικά παλαιών κτιρίων της περιόδου 1960-1980, δηλαδή μελετώνται και σχεδιάζονται με τον παλιό Κανονισμό του 1959 και τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954.</i>
<b>Πρόοδος (βλ. Κεφάλαιο 4)</b>	<p>Κατά τη φάση αυτή επιλογής των ιδεατών φορέων που αποτελούν τη βάση των διερευνήσεων της παρούσης πραγματοποιήθηκαν τα ακόλουθα βήματα :</p> <p>α) Καθορίστηκαν οι τύποι των κτιρίων που θα αναλυθούν, ήτοι έγινε η επιλογή της γεωμετρίας τους και των διαστάσεών τους σε κάτοψη και τομή. Επιλέχθηκαν <u>δυο τύποι κατόψεων</u>, μια που να αντιστοιχεί σε <u>κτίριο με πλαισιακό φορέα</u> που χαρακτηρίζεται από σχετική συμμετρία σε κάτοψη και τομή και μια που να αντιστοιχεί σε <u>εύστρεπτο κτίριο με έκκεντρα τοποθετημένο πυρήνα κλιμακοστασίου</u>. Τα κτίρια αυτά λογίζονται με 3 και 5 ορόφους.</p> <p>β) Πραγματοποιήθηκε ανάλυση και διαστασιολόγηση των κτιρίων με βάση τα προβλεπόμενα στους παλιούς Κανονισμούς. Πιο συγκεκριμένα, τηρώντας τη διαδικασία εκπόνησης μιας κατά τα τότε δεδομένα μελέτης, επιλύθηκαν τα στατικά συστήματα συνεχών δοκών και πραγματοποιήθηκε αντισεισμικός υπολογισμός με βάση τη μέθοδο Ρουσόπουλου. Η διαστασιολόγηση των στοιχείων τους έγινε με τη μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων.</p>

**Ενδιάμεσο  
Στάδιο:**  
Ανάπτυξη  
Σχετικών  
Βοηθητικών  
Υπολογιστικών  
Εργαλείων

➔ Για την εκπλήρωση του ως άνω στόχου **δημιουργήθηκαν φύλλα εργασίας αυτόματης εκτέλεσης και ελέγχου του Αντισεισμικού Υπολογισμού με τη μέθοδο του Μονώροφου** (βλ. Πίνακες Παραρτήματος Α). Στα φύλλα εργασίας αυτά υπολογίζονται τα συνολικά φορτία υποστυλωμάτων, επιλέγονται οι διαστάσεις με βάση το επιτρεπόμενο φορτίο λειτουργίας τους κατά τον παλιό κανονισμό, επιλύεται ξεχωριστά κάθε όροφος του κτιρίου, υπολογίζεται το κέντρο ελαστικής στροφής, η καταπόνηση και οι μετακινήσεις λόγω σεισμού. Δημιουργήθηκε πρόγραμμα υπολογισμού του απαιτούμενου οπλισμού ορθογωνικών υποστυλωμάτων με χρήση των γνωστών πινάκων Saliger.

(βλ.  
Παράρτημα Α)

γ) Στο Παράρτημα Α του 1<sup>ου</sup> μέρους επισυνάπτεται ένα τυπικό παράδειγμα μελέτης στατικού και αντισεισμικού υπολογισμού ενός από τα πενταώροφα κτίρια. Κατ' αντιστοιχία με το πρότυπο αυτό, υπολογίσθηκαν όλοι οι υπόλοιποι φορείς.

δ) Στο Παράρτημα Β του 1<sup>ου</sup> μέρους επισυνάπτονται τα σχέδια ξυλοτύπων και οπλισμών όλων των ορόφων των κτιρίων αυτών. Σε αυτά περιλαμβάνονται και οι λεπτομέρειες των μανδυνών που εφαρμόστηκαν σε επιλεγέντα υποστυλώματα, όπως αυτά προσομοιώθηκαν στις αναλύσεις.

## ΣΤΑΔΙΟ - 2<sup>ο</sup>

**Προβλεπόμενη  
μεθοδολογία**

Με βάση τις συστάσεις του **Ευρωκώδικα 8 (Μέρος 3)** καθώς και του τελικού κειμένου του **Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ)**, αποτιμάται η σεισμική αντοχή των κτιρίων που επιλέγονται. Ως επίπεδα των σεισμικών δράσεων για την αποτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας λαμβάνονται αυτά που καθορίζει ο ισχύων Αντισεισμικός Κανονισμός για το σχεδιασμό νέων κτιρίων σε συνδυασμό με τα επίπεδα επιτελεστικότητας που προδιαγράφονται στα ως άνω κείμενα. Για την εφαρμογή των ανωτέρω χρησιμοποιούνται μη γραμμικές αναλύσεις, ήτοι:

- Στατικές Ανελαστικές Αναλύσεις Οριακής Ψήθησης (ΣΤΟΡΩ ή Pushover Analysis) ή

	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (<i>Time History Analysis</i>) για κατάλληλα επιλεγμένες φυσικές καταγραφές και για αναμενόμενους μελλοντικούς σεισμούς (τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα)</li> </ul> <p>Μέσω αυτών των αναλύσεων ποσοτικοποιείται ο βαθμός ανεπάρκειας των κτιρίων σε σεισμικά φορτία, ο οποίος και παρουσιάζεται ανάλογα (βλ. Κεφάλαιο 5<sup>ο</sup>).</p>
Πρόοδος	<p>Πραγματοποιήθηκε αναλυτική αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων που επιλέχθηκαν (βλ. Στάδιο 1) και που έχουν σχεδιασθεί για την περιοχή της Αττικής με σεισμικό συντελεστή <math>\varepsilon=0.04</math> και Έδαφος κατηγορίας Α, σύμφωνα με τον παλιό Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Χρησιμοποιήθηκαν μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις με κατάλληλα επιταχυνσιογραφήματα καθώς και στατικές ανελαστικές αναλύσεις οριακής ώθησης (pushover). Επίσης, στα δυο πεντάωροφα κτίρια, το συμμετρικό και το έκκεντρο, διερευνήθηκε και η επιρροή της ενδοσιμότητας του εδάφους θεμελίωσης μέσω μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων και κατάλληλης προσομοίωσης, με χρήση ελατηρίων στους κόμβους στηρίξεως των υποστυλωμάτων ισογείου. Για την αποτίμηση και την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων εφαρμόστηκαν τα κριτήρια ελέγχου του τελικού κειμένου του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Όλες οι αναλύσεις των κτιρίων πραγματοποιήθηκαν με το ερευνητικό λογισμικό ανάλυσης χωρικών προσομοιωμάτων <i>Ruamoko 3D</i> (βλ. Κεφ.3).</p>

<b>Ενδιάμεσο Στάδιο:</b> Ανάπτυξη Σχετικών Βοηθητικών Υπολογιστικών Εργαλείων	<p>➔ Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευών με βάση τις μετακινήσεις αποτελεί εν γένει μια αρκετά χρονοβόρα διαδικασία, δεδομένου του μεγάλου όγκου των μεταβλητών που υπεισέρχονται αλλά και του όγκου των αποτελεσμάτων που πρέπει να ελεγχθούν και να αξιολογηθούν. Η όλη διαδικασία γίνεται ακόμη πιο επίπονη όταν εξετάζονται διαφορετικά, περισσότερα του ενός κτίρια, σε συνδυασμό με επαναληπτικές αναλύσεις για περισσότερα σετ σεισμικών κινήσεων, στατιστική επεξεργασία αποτελεσμάτων για υπολογισμούς μέσων όρων κ.λ.π. Για το σκοπό αυτό, αποφασίσθηκε κατ' αρχήν να γίνει μια προσπάθεια αυτοματοποίησης των ανωτέρω υπολογισμών αποτίμησης με μη γραμμικές μεθόδους ανάλυσης. Προς τούτο, κωδικοποιήθηκε η διαδικασία παραγωγής των αρχείων ανάλυσης (input files) και αυτοματοποιήθηκε ο τρόπος ταξινόμησης των αποτελεσμάτων για τους υπολογισμούς μέσων όρων, μεγίστων μετακινήσεων κ.λ.π.</p> <p>➔ Σε επόμενο βήμα, με χρήση του προγράμματος <b>Matlab δημιουργήθηκε ειδικός κώδικας ανάγνωσης και γραφικής απεικόνισης των βασικών αποτελεσμάτων</b> που αξιολογούνται. Με τον κώδικα αυτό παράγονται γραφικές παραστάσεις των εκάστοτε φορέων που αναλύονται, πάνω στις οποίες παρουσιάζονται τα αποτελέσματα όλων των βασικών ελέγχων που διεκπεραιώνονται. <b>Το βήμα αυτό κρίθηκε αναγκαίο</b>, δεδομένου ότι η παρουσίαση του τεράστιου όγκου των αποτελεσμάτων με χρήση πινάκων, ειδικά για τα πολυώροφα κτίρια, θα ήταν αρκετά δυσχερής και δυσανάγνωστη. Η χρήση τέτοιων εικόνων και σχημάτων, όπου είναι δυνατή, κάνει την <b>παρουσίαση των αποτελεσμάτων εποπτικότερη</b> και τις συγκρίσεις μεταξύ διαφορετικών περιπτώσεων ανάλυσης ευκολότερες</p>
--	---

### ΣΤΑΔΙΟ 3<sup>ο</sup>

<b>Προβλεπόμενη μεθοδολογία</b>	Επιλέγονται δυο εναλλακτικές λύσεις επέμβασης στον ανοιχτό ισόγειο όροφο: (α) Ενίσχυση στύλων με μανδύες Ο.Σ, και (β) Ενίσχυση φαντωμάτων με μεταλλικά στοιχεία. Ακολούθως διερευνάται η σεισμική συμπεριφορά
-------------------------------------	---



	<p>της κάθε λύσης ξεχωριστά και αξιολογούνται η αποτελεσματικότητά της, ο βαθμός επιτυχίας της και το κόστος της. Η εφαρμογή των δυο λύσεων θα επεκταθεί σε δυο υφιστάμενα κτίρια, επιλεγέντα για το σκοπό αυτό.</p>
<b>Πρόοδος</b>	<p>Η έννοια του όρου «μερική» ενίσχυση της παρούσης εργασίας:</p> <p>(I) αποσκοπεί βεβαίως στην ελαχιστοποίηση των επιπτώσεων στο επίπεδο του 1<sup>ου</sup> κυρίως, αλλά και των ανωτέρων ορόφων, από την επέμβαση αυτή.</p> <p>(II) συνεπάγεται ότι η προτεινόμενη ενίσχυση πρέπει να είναι κατά το εφικτόν «μετρήσιμη». Η μεθοδολογία μέτρησης δεν μπορεί να είναι άλλη, από την προσπάθεια συσχέτισης της πρόσθετης συνολικής ακαμψίας που προσδίδεται με την ενίσχυση στο επίπεδο της pilotis, σε σχέση με βασικά μεγέθη του συγκεκριμένου μελετώμενου κτιρίου, όπως : το συνολικό φορτίο σχεδιασμού <math>[G+0.3Q]</math> στο ισόγειο, η συνολική σεισμική τέμνουσα και η προϋπάρχουσα σε αυτό συνολική ακαμψία ορόφου.</p> <p>Σε συμφωνία με την πρόταση για την ανάληψη της παρούσης εργασίας, διερευνήθηκαν δύο εναλλακτικοί τρόποι ενίσχυσης για την υλοποίηση της ως άνω μερικής ενίσχυσης (αύξησης της ενυπάρχουσας ακαμψίας του ισογείου) :</p> <p>(α) ενίσχυση επιλεγμένων υποστυλωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και</p> <p>(β) ενίσχυση επιλεγμένων φατνωμάτων με χιαστί μεταλλικά στοιχεία.</p> <p>Η επιλογή της εκάστοτε βέλτιστης λύσης, τόσο για την περίπτωση των μανδυνών, όσο και για την περίπτωση των χιαστί συνδέσμων, έγινε με εφαρμογή μιας επαναληπτικής διαδικασίας μη γραμμικών αναλύσεων και αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς σε έναν αριθμό φορέων. Κάθε ένας από τους φορείς αυτούς ενισχύθηκε διαδοχικά με στοιχεία ενίσχυσης προοδευτικά αυξανόμενης δυσκαμψίας και αντοχής, ώστε να προκύψει τελικά η επιλογή της βέλτιστης λύσης.</p> <p>Στα κεφάλαια που ακολουθούν παρουσιάζονται αναλυτικά και εποπτικά τα συγκριτικά αποτελέσματα των αναλύσεων πριν και μετά την ενίσχυση των κτιρίων.</p>

Σε ότι αφορά στην κατ' αρχήν υποχρέωσή μας να επεκτείνουμε τις αναλύσεις μας σε δυο υφιστάμενα κτίρια, αναφέρουμε τα εξής:

Α) Από τη σχετική έρευνα βρέθηκαν τρία συγκεκριμένα κτίρια σε pilotis για τα οποία ζητήθηκε η άδεια των ιδιοκτητών τους προκειμένου να χρησιμοποιηθούν για τους σκοπούς της παρούσης. Μετά από διαφωνία της πλειονότητας των ιδιοκτητών, η άδεια αυτή δε δόθηκε με την αιτιολογία ότι η σχετική διερεύνηση θα αποκάλυπτε τα πιθανά ελαττώματα των συγκεκριμένων κτιρίων με αποτέλεσμα να μειωθεί η εμπορική τους αξία.

Β) Προσφύγαμε κατόπιν στο αρχείο αδειών ενός πολεοδομικού γραφείου, και αναζητήσαμε τα σχέδια ξυλοτύπων σε τριάντα περίπου φακέλους κτιρίων που δομήθηκαν πριν από το 1980. Από τους ξυλοτύπους των κτιρίων, διαπιστώθηκε δυστυχώς ότι, σε ότι αφορά τις διαστάσεις και τη διάταξη των φερόντων στοιχείων, οι φέροντες οργανισμοί τους είχανε τέτοια ελαττώματα και εγγενείς αδυναμίες που τα καθιστούσαν αυτά ακατάλληλα για χρήση στα πλαίσια του παρόντος ερευνητικού έργου.

Γ) Όπως είναι ευρέως γνωστό, οι εγγενείς αυτές αδυναμίες συναντώνται στην πλειονότητα των κτιρίων της περιόδου εκείνης. Είναι προφανές ότι ο στόχος της διερεύνησης ενός τέτοιου υφιστάμενου κτιρίου επικεντρώνεται στην αποτίμηση των βλαβών, και των επακόλουθων ενισχύσεων, που αφορούν αποκλειστικά τον παράγοντα μαλακός όροφος. Τα αναλυτικά αποτελέσματα της αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς ενός τέτοιου κτιρίου όμως, το οποίον πιθανώς θα μπορούσε να επιλεγεί για τις ανάγκες της παρούσης, δεν είναι δυνατόν να αποσαφηνιστεί εάν προέκυψαν από βλάβες που οφείλονται στην ύπαρξη pilotis ή από βλάβες που οφείλονται σε ποικίλες εγγενείς αδυναμίες.

Για τους παραπάνω λόγους δεν κατέστη δυνατή, ούτε κρίθηκε σκόπιμη, η επέκταση των διερευνήσεων σε δυο πραγματικά κτίρια.

## ΣΤΑΔΙΟ 4<sup>ο</sup>

### Προβλεπόμενη μεθοδολογία

Θα δοθούν λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια της κάθε λύσης και τυπικό κοστολόγιο, βασισμένο στις τρέχουσες τιμές υλικών, εργασιών επισκευής

	και ενίσχυσης.
<b>Πρόδος</b>	<p>Με βάση την αποκτηθείσα εμπειρία από το σύνολο των διερευνήσεων του παρόντος, κατέστη δυνατή η εκτίμηση α) του απαιτούμενου πάχους και του οπλισμού των μανδυνών σε ένα αριθμό υποστυλωμάτων του ισογείου, όλων των κτιρίων που διερευνήθηκαν, και β) των απαιτούμενων διατομών των μεταλλικών χιαστί συνδέσμων των ενισχύσεων.</p> <p><i>Η εφαρμογή της μεθόδου των ενισχύσεων με μανδύες αποτελεί πολύ γνωστή πρακτική επεμβάσεων, και συνεπώς δεν συντρέχει λόγος να δοθούν εδώ κάποια ιδιαίτερα κατασκευαστικά σχέδια. Στα 2 τελευταία σχέδια του παραρτήματος Β΄ του Α΄ μέρους της έκθεσης, δίνονται οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες των διατομών των ενισχυθέντων υποστυλωμάτων, όπως αυτά τέθηκαν στις αναλύσεις.</i></p> <p><i>Στο μέρος Β΄ της παρούσης δίνονται λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια και οικονομικά στοιχεία για έναν αριθμό περιπτώσεων της πράξης, που αφορούν στην λύση με χιαστί συνδέσμους, η οποία είναι ελάχιστα διαδεδομένη στον Ελληνικό χώρο. Επελέγησαν 3 αντιπροσωπευτικοί / εναλλακτικοί τύποι φαντωμάτων προς ενίσχυση (με παράμετρο τον τρόπο θεμελίωσης) και δημιουργήθηκαν 30 κατασκευαστικά σχέδια λεπτομερειών.</i></p>

Από τα προαναφερθέντα προκύπτει ότι, οι στόχοι του προγράμματος έχουν καλυφθεί σε σημαντικό βαθμό. Με δεδομένο ότι, μέχρι σήμερα η σχετική με τη μερική ενίσχυση κτιρίων εμπειρία είναι ελάχιστη, θεωρούμε ότι τα αποτελέσματα συνιστούν ένα πρώτο βήμα στην κατανόηση της συμπεριφοράς των μερικώς ενισχυμένων κτιρίων με αρχική μορφή pilotis.

Θεωρούμε επίσης ότι η σημαντικότερη προσφορά της εργασίας αυτής, έγκειται στο γεγονός ότι, η σύνολη διάρθρωση και μεθοδολογία εκπόνησης των αναλύσεων έγινε με τέτοιο τρόπο ώστε να καθιστά ευχερή την περαιτέρω συνέχιση της έρευνας, η οποία πλέον είναι πολύ πιθανόν ότι θα μπορεί να συνίσταται σε διεύρυνση της περιπτώσιολογίας μάλλον, και όχι στην εμπέδωση, της βασικής μεθοδολογίας εξέτασης του αντικειμένου.

## **ΑΠΑΝΤΗΣΕΙΣ ΣΤΑ ΣΧΟΛΙΑ ΚΑΙ ΤΙΣ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ ΤΗΣ ΕΠΙΤΡΟΠΗΣ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗΣ ΤΟΥ ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ..**

Με το με αριθμό 2740/21-12-2011 έγγραφο του ΟΑΣΠ μας κοινοποιήθηκε μια σειρά παρατηρήσεων που αναφέρονταν στο αρχικό στάδιο υποβολής της παρούσης. Επί των παρατηρήσεων αυτών αναφέρουμε τα εξής:

### Παρατήρηση με αριθμό 1:

Αφορά τη συμπλήρωση της εργασίας μας και με αναλύσεις που περιλαμβάνουν και δεύτερο εναλλακτικό τρόπο ενίσχυσης με μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αυτό έγινε, και τα αποτελέσματα περιλαμβάνονται στις §2.3.5, §4.7, §5.4 και §5.5

### Παρατήρηση με αριθμό 2:

Αναφέρεται στον τρόπο με τον οποίο επελέγησαν οι τοιχοπληρώσεις στα επιλεγέντα κτίρια. Η γεωμετρία και διάταξη των τοιχοπληρώσεων περιγράφονται αναλυτικά στην §4.3. Ο τρόπος επιρροής των ανοιγμάτων στις ακαμψίες των τοιχοπληρώσεων αναφέρεται στην §3.4. Η εκτός επιπέδου συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων δεν ελήφθη υπόψη στην παρούσα ανάλυση κατά τρόπο άμεσο. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§7.4.1.ε) η εκτός επιπέδου συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη εμμέσως με χρήση μειωτικού συντελεστή επί των παραμέτρων αντοχής της εντός επιπέδου συμπεριφοράς. Συντηρητικά αυτό έχει ληφθεί υπόψη με επιλογή σχετικά μεγάλης απομείωσης των χαρακτηριστικών ατένειας των λοξών θλιπτήρων λόγω των ανοιγμάτων (ίδτε §3.4).

### Παρατήρηση με αριθμό 3:

Αναφέρεται στα σχέδια και στη διαστασιολόγηση των θεμελιοδοκών που εμφανίζονται στα κατασκευαστικά σχέδια του παραρτήματος στο Μέρος Β. Τα κτίρια που αναλύθηκαν στα πλαίσια της παρούσης εργασίας, σε ό,τι αφορά στη θεμελίωσή τους θεωρήθηκαν με συνθήκες πάκτωσης αφενός, και μεμονωμένων πεδίων σε ελαστικό έδαφος αφετέρου (ίδτε Κεφ. 6.). Θεμελιοδοκοί δεν ελήφθησαν υπόψη στα προσομοιώματα των αναλύσεων. Ωστόσο, δεδομένου ότι τα λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια που παρουσιάζονται στο Μέρος Β, αποσκοπούν στο να χρησιμεύσουν ως ένας οδηγός για πρακτικές εφαρμογές, κρίθηκε σκόπιμο να παρουσιασθούν με λεπτομέρεια και τα στοιχεία θεμελίωσης. Και τούτο διότι σε μια πραγματική μελέτη ενίσχυσης, η επέμβαση στη θεμελίωση των κατακορύφων υφισταμένων στοιχείων, μπορεί να κριθεί επιβεβλημένη. Άλλωστε στα σχέδια δεν δίδονται λεπτομερή στοιχεία διαμέτρων οπλισμών, αλλά

υποδεικνύεται η διάταξη και ο τρόπος αγκύρωσης των οπλισμών όπως αυτοί θα πρέπει να υλοποιηθούν σε μια πραγματική προσθήκη πεδιλοδοκού σε ένα προς ενίσχυση φάτνωμα. Κατ' επέκταση δεν υφίσταται λόγος διαστασιολόγησης των θεμελιοδοκών αυτών.

Παρατήρηση με αριθμό 4:

Αναφέρεται στη διαστασιολόγηση των μεταλλικών χιαστί συνδέσμων. Η διαστασιολόγηση αυτή έγινε σύμφωνα με τα αναφερόμενα στην §4.6.

Παρατήρηση με αριθμό 5:

Αναφέρεται στην προσομοίωση των μεταλλικών χιαστί συνδέσμων σε σχέση με τη σύνδεσή τους με τα περιβάλλοντα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Το θέμα αυτό αναπτύχθηκε εν εκτάσει στην §4.5.

Παρατήρηση με αριθμό 6:

Αναφέρεται στο λογισμικό που έχει χρησιμοποιηθεί στις αναλύσεις. Στο θέμα αυτό αναφερόμαστε στις §3.1, §3.2, §3.4 και §3.5

Παρατήρηση με αριθμό 7:

Αναφέρεται σε παραδείγματα διαγραμμάτων συμπεριφοράς δοκών και στύλων. Η μη γραμμική καμπτική συμπεριφορά δοκών και υποστυλωμάτων περιγράφεται στην §3.2.

Παρατήρηση με αριθμό 8:

Αναφέρεται στα σχέδια ξυλοτύπων τα οποία έλειπαν στην αρχική υποβολή της έκθεσης. Τα σχέδια αυτά με αριθμούς από Ξ-1 έως Ξ-20 δίδονται στο παράρτημα Β' του Α' μέρους της παρούσης.

## 2. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

### 2.1 Γενικά

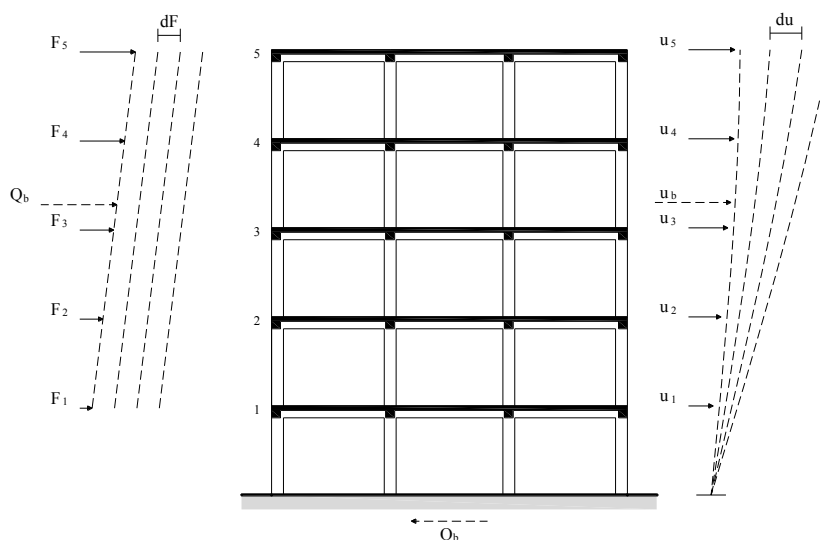
Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος για την εκτίμηση της επάρκειάς τους στην ανάληψη προκαθορισμένου επίπεδου σεισμικών δράσεων, έχει οδηγήσει τα τελευταία χρόνια στη διάδοση και εκτεταμένη εφαρμογή μη-γραμμικών μεθόδων στην ανάλυση κατασκευών. Τα σχετικά κείμενα, υπό μορφή Κανονισμών ή Οδηγιών, βασίζονται κυρίως στις μη γραμμικές μεθόδους ανάλυσης, αναγνωρίζοντάς τες ως τα πλέον ρεαλιστικά εργαλεία υπολογισμού της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίων. Η εφαρμογή των μη γραμμικών μεθόδων σεισμικής ανάλυσης αποσκοπεί στην κατά το δυνατόν ακριβέστερη εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτύξουν τα δομικά μέλη του φέροντος οργανισμού ενός κτιρίου, όταν αυτό υποβληθεί στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός (ενίσχυση) του.

Στην κατεύθυνση αυτή διακρίνονται δυο βασικές μέθοδοι μη γραμμικών αναλύσεων, η Στατική ανελαστική ανάλυση πλευρικής Οριακής Ώθησης (ΣΤΟΡΩ) γνωστή και ως Pushover or OverLoad Analysis, και η Μη-γραμμική δυναμική ανάλυση γνωστή και ως Non-Linear Time History Analysis. Οι μέθοδοι αυτές, δίνουν τη δυνατότητα προσδιορισμού του πλαστικού μηχανισμού καθώς και την αλληλουχία εξέλιξης των βλαβών που σταδιακά αναπτύσσονται στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου κατά τη βηματική αύξηση των πλευρικών δυνάμεων όταν πρόκειται για στατική ανελαστική ανάλυση, ή με τη χρονική εξέλιξη των επιταχύνσεων (του σεισμού) όταν πρόκειται για μη-γραμμική δυναμική ανάλυση.

Στο Σχήμα 2.1 παρουσιάζεται εποπτικά η μεθοδολογία μιας ανάλυσης πλευρικής οριακής ώθησης ΣΤΟΡΩ. Οι αναλύσεις αυτού του τύπου χρησιμοποιούνται για να περιγράψουν τη συμπεριφορά μιας κατασκευής στα διάφορα στάδια φόρτισης/συμπεριφοράς των δομικών μελών της. Κύριος στόχος τους είναι να παρουσιάσουν με ρεαλιστικό τρόπο την εικόνα της κατασκευής, όταν αυτή υποβάλλεται σε φορτίσεις που την κάνουν να ξεπερνάει την ελαστική περιοχή, περιγράφοντας ταυτόχρονα τοπικές αστοχίες καθώς και την αλληλουχία αυτών στα διάφορα φέροντα στοιχεία.

Η μη γραμμική δυναμική ανάλυση (ή Non-Linear Time History Analysis) αποτελεί τη δεύτερη από τις κατηγορίες μη γραμμικών αναλύσεων των κατασκευών. Στις αναλύσεις

αυτού του τύπου το προσομοίωμα υποβάλλεται σε κάποια ιστορία επιταχύνσεων (επιλεγμένα επιταχυνσιογραφήματα), και πραγματοποιείται επίλυση του δυναμικού προβλήματος κάθε χρονική στιγμή. Στα πλαίσια της παρούσης εργασίας, για τις δυναμικές αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος Newmark με  $\beta=0.25$  και  $\gamma=0.5$  (Μέθοδος Μέσης Επιτάχυνσης) οι λύσεις της οποίας είναι ευσταθείς (unconditionally stable) για τις περισσότερες περιπτώσεις.



**Σχήμα 2.1** Σχηματική περιγραφή της στατικής ανάλυσης πλευρικής οριακής ώθησης (ΣΤΟΡΩ)

Σε αντίθεση με την ανάλυση ΣΤΟΡΩ για την εφαρμογή της οποίας απαιτείται εκ των προτέρων επιλογή του σχήματος του προφίλ πλευρικών δυνάμεων  $F_1, F_2, F_3, \dots, F_n$ , που μπορεί να είναι σταθερό ομοιόμορφο, σταθερό τριγωνικής κατανομής, παραβολικό, η ακόμη και μεταβλητό, η ακρίβεια των αποτελεσμάτων μιας δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης καθορίζεται κυρίως από δυο παράγοντες: α) την εξιδανίκευση του φορέα, τα είδη δηλαδή των προσομοιωμάτων που θα χρησιμοποιηθούν για να αναπαραστήσουν την ανακυκλιζόμενη μη γραμμική συμπεριφορά των επί μέρους δομικών μελών και β) την επιλογή του επιταχυνσιογραφήματος που θα χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση, κάτι που απαιτεί καλή γνώση της αναμενόμενης σεισμικής κίνησης στη θέση που βρίσκεται η κατασκευή. Τέτοιες κινήσεις είναι σχετικά δύσκολο να προσδιορισθούν.

Για το λόγο αυτό τα επιταχυνσιογραφήματα που στις περισσότερες περιπτώσεις χρησιμοποιούνται, είναι κατάλληλα επιλεγμένες φυσικές καταγραφές εάν και εφόσον υπάρχουν, ή τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα συμβατά με κάποιο φάσμα σχεδιασμού

κανονισμού, για την κατασκευή του οποίου ελήφθησαν όλες οι πιθανές αβεβαιότητες όσον αφορά την αναμενόμενη σεισμική κίνηση. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιούνται συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα συμβατά με το φάσμα σχεδιασμού του αντισεισμικού κανονισμού.

Στο τελικό στάδιο αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς ενός δομήματος, πραγματοποιείται ο βασικός έλεγχος ικανότητας ή μη των επιμέρους δομικών μελών του φέροντος οργανισμού να αναπτύξουν τις επιβαλλόμενες ανελαστικές παραμορφώσεις όταν πρόκειται για πλαστικούς τρόπους αστοχίας (δηλ. κάμψη με διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού ή διαρροή του σκυροδέματος), ή τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη, όταν πρόκειται για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας (π.χ. αστοχία σε διάτμηση).

Ο έλεγχος αυτός σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων, επιτυγχάνεται μέσω της κλασσικής ανίσωσης ασφαλείας  $S_d < R_d$ , κατά την οποία γίνεται σύγκριση της **σεισμικής απαίτησης** (seismic demand)  $S_d$  με την αντίστοιχη **σεισμική ικανότητα ή αντίσταση** (seismic capacity)  $R_d$ , του εκάστοτε δομικού μέλους ή φορέα που ελέγχεται. Η λεγόμενη σεισμική απαίτηση προκύπτει από την ανάλυση του φορέα, ενώ η σεισμική ικανότητα των μελών εξαρτάται από τη γεωμετρία, τους οπλισμούς τους κλπ. και υπολογίζεται μέσω κατάλληλων σχέσεων σε συνδυασμό με διάφορα **κριτήρια επιτελεστικότητας**. Αναλυτικές σχέσεις υπολογισμού προτείνονται στον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) ή στο Part 3 του Ευρωκώδικα 8, και περιγράφονται στην §2.3 (*Αντοχή και ικανότητα παραμόρφωσης μελών οπλισμένου σκυροδέματος*) που ακολουθεί.

Βασικό εξαγόμενο μιας στατικής ανελαστικής ανάλυσης είναι η γραφική παράσταση της συνολικής τέμνουσας βάσης ως συνάρτησης της μετατόπισης κορυφής, γνωστή και ως καμπύλη pushover ή **καμπύλη αντίστασης του κτιρίου**. Σε αντίθεση με τις αναλύσεις χρονοϊστορίας, όπου η σεισμική απαίτηση και τα επίπεδα σεισμικών δράσεων προκαθορίζονται μέσω κατάλληλων επιταχυνσιογραφημάτων, στις στατικές ανελαστικές αναλύσεις, τα επίπεδα σεισμικής δράσης και άρα η θέση (μέγιστη μετακίνηση κορυφής) ελέγχου του κτιρίου, προσδιορίζονται μέσω της **στοχευόμενης μετακίνησης**. Στα πλαίσια του παρόντος ερευνητικού έργου, για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης στις αναλύσεις pushover, εφαρμόσθηκε (βλ. §2.2) η μεθοδολογία που προτείνεται από τον Ευρωκώδικα 8 και βασίζεται στη **μέθοδο N2** του Fajfar (2000). Το προφίλ πλευρικών οριζοντίων δυνάμεων στις αναλύσεις pushover επιλέχθηκε ανάλογο της πρώτης ιδιομορφής του κτιρίου στην εκάστοτε διεύθυνση X-X ή Y-Y που εξετάσθηκε.



## 2.2 Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης για τις στατικές ανελαστικές αναλύσεις

### 2.2.1 Γενικά

Η στοχευόμενη μετακίνηση προσδιορίζεται μέσω του φάσματος σχεδιασμού του αντισεισμικού κανονισμού σε συνδυασμό με την καμπύλη αντίστασης (καμπύλη pushover) της κατασκευής. Το κανονικοποιημένο διάνυσμα πλευρικών φορτίων  $\bar{F}_i$  συνδέεται με το αντίστοιχο διάνυσμα οριζοντίων μετακινήσεων  $\Phi_i$  μέσω της σχέσης:

$$\bar{F}_i = m_i \cdot \Phi_i \quad (2.1)$$

όπου  $m_i$  η μάζα του κάθε ορόφου. Το διάνυσμα των μετακινήσεων λαμβάνεται κανονικοποιημένο ως προς τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου  $n$  (στην κορυφή του κτιρίου), έτσι ώστε  $\Phi_n = 1$ . Συνεπώς προκύπτει  $F_n = m_n$ .

### 2.2.2 Μετατροπή του πολυβάθμιου (MDOF) σε ισοδύναμο μονοβάθμιο (SDOF) σύστημα

Η γενικευμένη μάζα  $m^*$  του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος SDOF, υπολογίζεται ως

$$m^* = \sum (m_i \cdot \Phi_i) = \sum \bar{F}_i \quad (2.2)$$

ενώ ο συντελεστής  $\Gamma$  μετατροπής του συστήματος σε μονοβάθμιο υπολογίζεται ως

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum (m_i \cdot \Phi_i^2)} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left( \frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (2.3)$$

Η δύναμη  $F^*$  και η μετακίνηση  $d^*$  του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος SDOF, υπολογίζονται από τις σχέσεις

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (2.4)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (2.5)$$

όπου  $F_b$  η τέμνουσα βάσης και  $d_n$  η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, αντίστοιχα, του πολυβάθμιου συστήματος.

### 2.2.3 Μετατροπή του διαγράμματος τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κορυφής του πολυβάθμιου συστήματος σε ισοδύναμο ελαστοπλαστικό

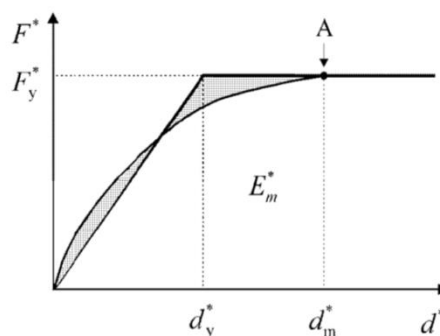
Η τέμνουσα βάσης  $F_y^*$  στη διαρροή, που αποτελεί και τη μέγιστη τέμνουσα δύναμη (αντοχή) του ιδεατού μονοβάθμιου συστήματος, λαμβάνεται ίση με την τέμνουσα βάσης του κτιρίου, τη στιγμή κατά την οποία σχηματίζεται γενικευμένος πλαστικός μηχανισμός.

Η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, ήτοι η τιμή  $d_y^*$  της μετακίνησης διαρροής του ισοδύναμου συστήματος, λαμβάνεται έτσι ώστε τα εμβαδά κάτω από τις δυο καμπύλες να είναι ίσα (κανόνας ίσης ενέργειας).

Ως εκ τούτου η μετακίνηση διαρροής  $d_y^*$  του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF), υπολογίζεται από τη σχέση:

$$d_y^* = 2 \cdot \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (2.6)$$

όπου  $E_m^*$  η ενέργεια παραμόρφωσης του πολυβάθμιου συστήματος μέχρι τη μετακίνηση (σημείο A) σχηματισμού γενικευμένου πλαστικού μηχανισμού.



**Σχήμα 2.2** Προσδιορισμός της ισοδύναμης ελαστοπλαστικής καμπύλης δύναμης μετακίνησης

### 2.2.4 Ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Η ιδιοπερίοδος του ιδεατού ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF) είναι ίση με:

$$T^* = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m^*}{K^*}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m^*}{F_y^*/d_y^*}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad (2.7)$$

### 2.2.5 Στοχευόμενη μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Η στοχευόμενη μετακίνηση ελαστικού ταλαντωτή ιδιοπεριόδου  $T^*$ , υπολογίζεται από τη σχέση:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \frac{(T^*)^2}{4\pi^2} \quad (2.8)$$

όπου  $S_e(T^*)$  η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης που αντιστοιχεί σε σύστημα με ιδιοπερίοδο  $T^*$ .

Η στοχευόμενη μετακίνηση  $d_t^*$  προσδιορίζεται διαφορετικά για συστήματα με χαμηλές ιδιοπεριόδους ταλάντωσης ( $T^* < T_c$ ) και συστήματα με μέσες-υψηλές ιδιοπεριόδους ταλάντωσης ( $T^* > T_c$ ), με  $T_c$  την ιδιοπερίοδο μετάβασης (corner period) από την περιοχή σταθερών επιταχύνσεων, στην περιοχή σταθερών ταχυτήτων και μετακινήσεων του φάσματος σχεδιασμού (βλ. Σχ.2.3). Ο υπολογισμός της μετακίνησης  $d_t^*$  γίνεται ως εξής:

α) Περιοχή χαμηλών ιδιοπεριόδων ( $T^* < T_c$ , short period range)

- Για  $F_y^* \geq m^* \cdot S_e(T^*)$  η απόκριση του συστήματος παραμένει ελαστική και ισχύει

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (2.9)$$

- Για  $F_y^* < m^* \cdot S_e(T^*)$  η απόκριση του συστήματος είναι ανελαστική και η στοχευόμενη μετακίνηση (μέγιστη μετακίνηση του ανελαστικού μονοβάθμιου συστήματος) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (2.10)$$

όπου  $q_u$  ο λόγος μεταξύ της επιτάχυνσης  $S_e(T^*)$  απείρως ελαστικού συστήματος με ιδιοπερίοδο  $T^*$ , και της επιτάχυνσης  $F_y^* / m^*$  του αντίστοιχου ανελαστικού συστήματος:

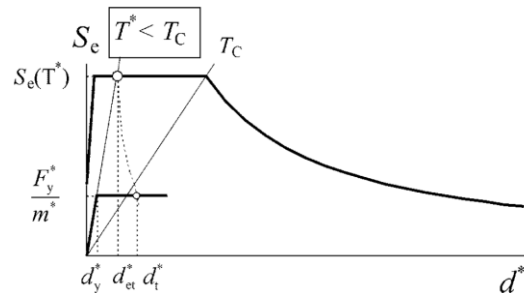
$$q_u = \frac{S_e(T^*)}{F_y^* / m^*} = \frac{m^* \cdot S_e(T^*)}{F_y^*} \quad (2.11)$$

β) Περιοχή μέσων και υψηλών ιδιοπεριόδων ( $T^* > T_c$ , medium-long period range)

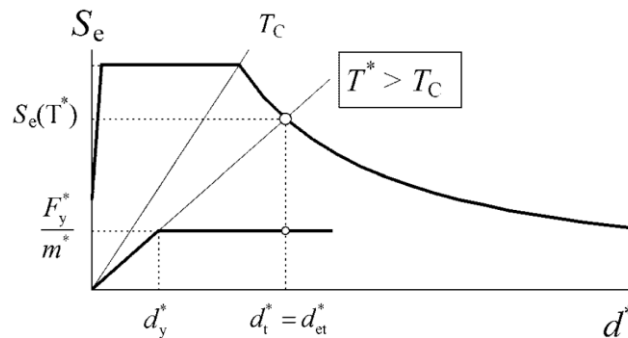
$$d_t^* = d_{et}^* \quad (2.12)$$

με τη μετακίνηση  $d_t^*$  να μην υπερβαίνει το  $3d_{et}^*$ .

Στο Σχήμα 2.3 παρουσιάζεται σε διαγράμματα φασματικής επιτάχυνσης  $S_e(T^*)$  φασματικής μετακίνησης  $d^*$  προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης, για τις δυο περιοχές ιδιοπεριόδων. Η φασματική μετακίνηση  $d^*$  συστήματος ιδιοπεριόδου  $T^*$  υπολογίζεται ως  $d^* = S_e(T^*) \cdot (T^*/2\pi)^2$ .



α) Περιοχή χαμηλών ιδιοπεριόδων



β) Περιοχή μέσων και υψηλών ιδιοπεριόδων

**Σχήμα 2.3** Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

## 2.2.6 Στοχευόμενη μετακίνηση του πολυβάθμιου συστήματος

Η στοχευόμενη μετακίνηση  $d^*$  του πολυβάθμιου (MDOF) συστήματος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$d^* = \Gamma \cdot d_t^* \quad (2.13)$$

Η στοχευόμενη αυτή μετακίνηση αντιστοιχεί στον κόμβο ελέγχου. Αν προκύπτει σημαντική διαφορά μεταξύ της στοχευόμενης μετακίνησης της σχέσης (2.13) και της μετακίνησης  $d_m^*$  σχηματισμού πλαστικού μηχανισμού που εκτιμήθηκε αρχικά, η διαδικασία μπορεί προαιρετικά να επαναληφθεί, θέτοντας εκ νέου στην τιμή  $d_m^*$  την τιμή της  $d^*$  που προέκυψε από την παράγραφο 2.2.6.

## 2.3 Αντοχή και ικανότητα παραμόρφωσης μελών οπλισμένου σκυροδέματος

### 2.3.1 Ροπή και καμπυλότητα στη διαρροή

Για τον υπολογισμό της ροπής διαρροής και της αντίστοιχης καμπυλότητας στη διαρροή στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος εφαρμόζονται οι κλειστές εξισώσεις που προτείνονται στο Κεφάλαιο 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΟΑΣΠ, 2009). Κατά βάση, οι εξισώσεις αυτές βρίσκουν εφαρμογή κυρίως σε δοκούς, για τις οποίες θεωρείται μηδενική αξονική δύναμη, συνεπώς η ροπή διαρροής τους σε θετική και αρνητική κάμψη και οι αντίστοιχες καμπυλότητες είναι μονοσήμαντες και υπολογίζονται άπαξ. Για τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα, οι εξισώσεις αυτές εφαρμόζονται για τα κατακόρυφα φορτία που αντιστοιχούν στο συνδυασμό μόνιμων δράσεων  $G+0.3Q$  (με  $G$  τα μόνιμα και  $Q$  τα κινητά φορτία).

Για τα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα και τοιχώματα), πραγματοποιείται αναλυτικότερος υπολογισμός με χρήση κατάλληλου λογισμικού διακριτοποίησης σε επίπεδο διατομής, μέσω του οποίου γίνεται ακριβής προσδιορισμός του διαγράμματος αλληλεπίδρασης ροπών κάμψης με αξονική δύναμη ( $N-M_y-M_z$ ) στους δυο άξονες ( $y$  και  $z$ ) της διατομής του μέλους. Τα διαγράμματα αυτά χρησιμοποιούνται στις μη γραμμικές αναλύσεις περιγράφοντας τη συμπεριφορά των κατακόρυφων στοιχείων, και εισάγονται ως δεδομένα των πλαστικών αρθρώσεων των μελών αυτών.

Κατά κανόνα η διαρροή μιας διατομής οφείλεται στη διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού σε τάση ίση με  $f_y$  και παραμόρφωση χάλυβα ίση με  $\epsilon_s=f_y/E_s$  και συμβαίνει σε τιμή της καμπυλότητας που δίδεται από την εξίσωση:

$$\phi_y = \frac{f_y}{E_s (1 - \xi_y) d} \quad (2.14)$$

με ανηγμένο (στο στατικό ύψος  $d$ ) ύψος θλιβόμενης ζώνης ίσο με:

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2 \alpha B)^{1/2} - \alpha A \quad (2.15)$$

όπου για ορθογωνική διατομή με πλάτος  $b$  και στατικό ύψος  $d$  ισχύει:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b d f_y}, \quad B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') + \frac{N}{b d f_y} \quad (2.16)$$

Στις Εξισώσεις 2.16 τα  $\rho$ ,  $\rho'$  και  $\rho_v$  είναι αντίστοιχα τα ανηγμένα στο  $bd$  ποσοστά του οπλισμού του εφελκόμενου πέλματος, του θλιβόμενου πέλματος και του οπλισμού στον κορμό, ο οποίος θεωρείται ομοιόμορφα κατανεμημένος στο τμήμα του ύψους μεταξύ

εφελκούμενου και θλιβόμενου οπλισμού. Η απόσταση του εφελκούμενου ή του θλιβόμενου οπλισμού από το αντίστοιχο πέλμα συμβολίζεται με  $d'$  και ως  $\delta'$  ορίζεται ο όρος  $d'/d$ . Η αξονική δύναμη  $N$  λαμβάνεται θετική αν είναι θλιπτική, ενώ  $\alpha = E_s/E_c$  είναι ο λόγος του μέτρου ελαστικότητας του χάλυβα προς το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος.

Αν το ποσοστό  $\rho'$  είναι πολύ μεγάλο και τα ποσοστά  $\rho$  και  $\rho_v$  μικρά, ή αν η μέση θλιπτική τάση  $N/bd$  είναι υψηλή, η σχέση Μ-φ τείνει να καμπυλωθεί με τα κοίλα προς τα κάτω όχι λόγω διαρροής του οπλισμού, αλλά λόγω εισόδου του σκυροδέματος στο έντονα μη-γραμμικό τμήμα του διαγράμματος τάσεων παραμορφώσεων. Αυτό συμβαίνει όταν η βράχυνση της ακραίας θλιβόμενης ίνας ξεπεράσει μια τιμή της τάξης του  $\varepsilon_c \approx 1.8f_c/E_c$  που αντιστοιχεί σε καμπυλότητα διαρροής:

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8 f_c}{E_c \xi_y d} \quad (2.17)$$

όπου το ύψος της θλιβόμενης ζώνης (ανηγμένο στο  $d$ ) δίδεται πάλι από την Εξ. (2.15) με:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 \alpha b d f_c}, \quad B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') \quad (2.18)$$

Αν από την Εξίσωση 2.17 προκύπτει για την καμπυλότητα διαρροής  $\varphi_y$  τιμή μικρότερη από αυτήν της Εξίσωσης 2.14 τότε καθοριστικό στη διαρροή της διατομής είναι το σκυρόδεμα της θλιβόμενης ζώνης. Με γνωστή πλέον την τιμή της καμπυλότητας στη διαρροή, η ροπή στη διαρροής υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\frac{M_y}{b d^3} = \varphi_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left( 0.5 (1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[ (1 - \xi_y) \rho + (\xi_y - \delta') \rho' + \frac{\rho_v}{6} (1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\} \quad (2.19)$$

Τα μεγέθη ροπών και καμπυλοτήτων διαρροής που προκύπτουν από την παραπάνω διαδικασία, συμφωνούν σε ικανοποιητικό βαθμό με εκείνα που προκύπτουν από αναλυτικό υπολογισμό διαγραμμάτων ροπών – καμπυλοτήτων "Μ-φ", με χρήση κατάλληλου λογισμικού διακριτοποίησης και μη γραμμικής ανάλυσης σε επίπεδο διατομής μέλους.

### 2.3.2 Ενεργός δυσκαμψία και γωνία στροφής χορδής στη διαρροή

Η ενεργός δυσκαμψία στη διαρροή μέλους με θεώρηση αντισυμμετρικής κάμψης στα δυο άκρα, υπολογίζεται από την Εξίσωση 2.20.

$$(EI)_{ef} = \frac{M_y}{3 \theta_y} L_s \quad (2.20)$$

όπου  $M_y$  η ροπή διαρροής της διατομής όπως υπολογίζεται από τα βήματα της ενότητας 2.3.1, και,  $\theta_y$  η γωνία στροφής χορδής του μέλους στη διαρροή. Η γωνία στροφής χορδής δίνει τη δυνατότητα ακριβέστερου προσδιορισμού των μετακινήσεων (παραμορφώσεων) που αναπτύσσονται σε μέλη οπλισμένου σκυροδέματος, δεδομένου ότι, όπως παρουσιάζεται παρακάτω, ενσωματώνει παραμορφώσεις οφειλόμενες και σε άλλους μηχανισμούς πέραν εκείνων που αντιστοιχούν στην κλασική θεωρία της κάμψης.

Η στροφή αυτή ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του μέλους και της χορδής (ευθύγραμμο τμήμα) που ενώνει τα δυο άκρα (άκρο  $i$  και άκρο  $j$ ), στην παραμορφωμένη του κατάσταση. Μη συμμετρικά οπλισμένες διατομές οδηγούν σε διαφορετικές τιμές της  $(EI)_{eff}$  σε θετική και αρνητική κάμψη. Δεδομένου ότι στις αναλύσεις εισάγεται μια ενιαία τιμή της δυσκαμψίας για κάθε μέλος, για την τιμή αυτή υιοθετείται ο μέσος όρος των διαφορετικών τιμών στα δυο άκρα τους, για κάθε επίπεδο κάμψης.

Στην παραπάνω εξίσωση με  $L_s$  συμβολίζεται το μήκος διάτμησης του μέλους (ροπή προς τέμνουσα  $M/V$  στο άκρο του μέλους). Η τιμή του μεταβάλλεται κατά την ανάλυση του φορέα. Δεδομένου ότι δεν υπάρχει δυνατότητα ανανέωσης της τιμής του εσωτερικά σε κάθε βήμα ανάλυσης του προσομοιώματος και επίλυσης των εξισώσεων κίνησης, η τιμή του λαμβάνεται σταθερή και ίση με το καθαρό μήκος του μέλους δια δυο. Η προσέγγιση αυτή είναι ικανοποιητική για υποστυλώματα, ενώ υπερεκτιμά την τιμή του μήκους διάτμησης σε δοκούς που εφελκύνονται στο πάνω πέλμα. Για τα τοιχώματα, το μήκος διάτμησης λαμβάνεται ως η καθαρή απόσταση από τη διατομή της βάσης του τοιχώματος σε κάθε όροφο μέχρι την κορυφή του τοιχώματος στο κτίριο.

Η μεταφορά δυνάμεων μέσω ενός μέλους γίνεται μέσω των εξής τριών μηχανισμών οι οποίοι δρουν παράλληλα: α) το μηχανισμό μεταφοράς δυνάμεων μέσω κάμψης, β) το μηχανισμό μεταφοράς δυνάμεων μέσω διάτμησης και γ) το μηχανισμό μεταφοράς τάσεων του διαμήκους οπλισμού στην περιοχή αγκύρωσης.

Η αντίστοιχη παραμόρφωση του μέλους σε όρους γωνιών, λαμβάνεται (βλ. Εξ. 2.21) ως το άθροισμα των παραμορφώσεων λόγω κάμψης  $\theta_{fl}$ , διάτμησης  $\theta_{sh}$  και ολίσθησης του οπλισμού από την περιοχή αγκύρωσης  $\theta_{slip}$ .

$$\theta_y = \theta_{fl} + \theta_{sh} + \theta_{slip} \quad (2.21)$$

Για δοκούς και υποστυλώματα η γωνία στροφής χορδής στη διαρροή υπολογίζεται (βλ. Κεφάλαιο 7, ΚΑΝ.ΕΠΕ) από τη σχέση:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0013 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\varphi_y d_b f_y}{8 \sqrt{f_c}} \quad (2.22)$$

Για τοιχώματα η γωνία στροφής χορδής στη διαρροή υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.002 \left( 1 - 0.125 \frac{L_s}{h} \right) + \frac{\varphi_y d_b f_y}{8 \sqrt{f_c}} \quad (2.23)$$

Στις εξισώσεις αυτές  $z$  είναι ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων θεωρούμενος ίσος με την απόσταση εφελκυσμένου και θλιβόμενου οπλισμού (προσεγγιστικά ίσος με  $0.9d$ ),  $h$  το ύψος της διατομής,  $L_s$  το μήκος διάτμησης,  $d_b$  η διάμετρος των ράβδων του διαμήκους οπλισμού,  $f_y$  η τάση διαρροής του εφελκυσμένου χάλυβα σε (MPa),  $f_c$  η αντοχή του σκυροδέματος σε (MPa) και  $a_v=1$  όταν της καμπτικής διαρροής προηγείται η λοξή διατμητική ρηγμάτωση ή  $a_v=0$  όταν εναλλακτικά προηγείται η διαρροή σε κάμψη. Με γνωστά τα  $M_y$  και  $\theta_y$ , υπολογίζεται από την Εξίσωση (2.20) η ενεργός δυσκαμψία  $(EI)_{eff}$ .

### 2.3.3 Μεγέθη παραμόρφωσης στην αστοχία

Η μέση τιμή της μέγιστης γωνίας στροφής χορδής (γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία  $\theta_{um}$ ) που μπορεί να αναπτύξει ένα μέλος, δοκός ή υποστύλωμα, που έχει κατασκευασθεί και διαστασιολογηθεί με τις μετά το 1985 αντιλήψεις για αντισεισμικότητα, και η μέση τιμή του πλαστικού τμήματος ( $\theta_{um,pl} = \theta_{um} - \theta_y$ ) της γωνίας στροφής χορδής, υπολογίζονται (βλ. Κεφάλαιο 7, ΚΑΝ.ΕΠΕ) από τις Εξισώσεις 2.24 και 2.25, αντίστοιχα, ως εξής :

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^v) \left[ \frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.225} \left( \alpha_s \right)^{0.35} 25^{\left( \alpha_p \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100} \rho_d) \quad (2.24)$$

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = 0.0145 (0.25^v) \left[ \frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \right]^{0.3} \left( \frac{f_c}{f_c} \right)^{0.2} \left( \alpha_s \right)^{0.35} 25^{\left( \alpha_p \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \left( \frac{1}{1.275} \right)^{100} \rho_d \quad (2.25)$$

όπου:

$\alpha_s = L_s/h = M/Vh$  ο λόγος διάτμησης του μέλους,  $\omega$  και  $\omega'$  τα μηχανικά ποσοστά εφελκυσμένου και θλιβόμενου οπλισμού, αντίστοιχα (ο ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκυσμένου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκυσμένος),  $v = N/bh f_c$  το ανηγμένο στο πλάτος  $b$  της θλιβόμενης ζώνης αξονικό φορτίο της διατομής,  $\rho_s = A_{sw}/b_w s_h$



το γεωμετρικό ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού, παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης, και  $\rho_d$  το γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού.

Για στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985 και χρήση νευροχαλύβων, οι τιμές που υπολογίζονται από τις Εξισώσεις 2.24 και 2.25 διαιρούνται με 1.2. Τα εξαγόμενα των Εξισώσεων 2.24 και 2.25 πολλαπλασιάζονται επιπλέον με 0.9, σε περίπτωση που τα στοιχεία είναι προ του 1985 και διαθέτουν λείες ράβδους οπλισμού, όπως ισχύει για τα κτίρια της παρούσης. Για τοιχώματα διαστασιολογημένα και κατασκευασμένα μετά το 1985 ο συντελεστής 0.016 της Εξ. 2.24 γίνεται ίσος με 0.009 ενώ ο συντελεστής 0.0145 της Εξ. 2.25 ίσος με 0.008.

### 2.3.4 Αντοχή σε διάτμηση

Η διατμητική αστοχία μελών οπλισμένου σκυροδέματος συμβαίνει σε μικρές παραμορφώσεις και συνοδεύεται από μεγάλη και απότομη πτώση της διατμητικής αντίστασης του μέλους. Η αστοχία αυτή είναι ψαθυρή και για το λόγο αυτό οι σύγχρονοι κανονισμοί επιδιώκουν, μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού σε τέμνουσα, να εξασφαλίζουν ότι η καμπτική διαρροή των μελών θα προηγείται της διατμητικής. Ωστόσο, ο κίνδυνος της διατμητικής αστοχίας υπάρχει σε υφιστάμενα κτίρια, τα μέλη των οποίων δεν έχουν σχεδιασθεί και κατασκευασθεί με βάση τις σύγχρονες αντιλήψεις και κατασκευαστικές λεπτομέρειες για αντισεισμικότητα και πλαστιμότητα.

Η αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd3}$  ενός στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος π.χ υποστύλωμα ή δοκός λαμβάνεται ως το άθροισμα της συνεισφοράς του σκυροδέματος  $V_c$  στη διατμητική αντοχή, συν τη συνεισφορά σε τέμνουσα του οπλισμού διάτμησης  $V_w$ .

Για μονοτονική φόρτιση στον ΕΚΟΣ 2000 ο όρος  $V_c$  της συμβολής του σκυροδέματος στη διατμητική αντοχή λαμβάνεται ίσος με:

$$V_c = \left( \tau_{rd} \cdot \max(1.6 - d(m), 1) \cdot \min(1.20 + 40\rho_L, 2) + 0.15 \frac{N}{A_c} \right) \cdot b_w d \quad (2.26)$$

όπου:

$\tau_{rd}$  η διατμητική αντοχή του σκυροδέματος ίση με  $0.25 f_{ctd} = 0.25 f_{ctk 0.05} / \gamma_c$ ,  $d$  το στατικό ύψος της διατομής σε (m),  $\rho_L$  το γεωμετρικό ποσοστό του εφελκυσμένου οπλισμού,  $N$  το θετικό για θλίψη αξονικό φορτίο,  $b_w$  το πλάτος κορμού.

Η τέμνουσα δύναμη που μπορεί να αναπτυχθεί από τον οπλισμό διάτμησης δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$V_{wd} = \frac{A_w}{s} \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot \sin(\alpha), \quad (2.27)$$

για συνδετήρες σε  $\alpha=90^\circ$ ,  $V_{wd} = \frac{A_w}{s} \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{ywd}$

όπου,  $A_w$  η διατομή του οπλισμού διάτμησης,  $s$  η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων,  $\alpha$  η γωνία κλίσης των συνδετήρων ως προς το διαμήκη άξονα του μέλους και  $f_{ywd}$  η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού του οπλισμού διάτμησης.

Η ανάπτυξη ανελαστικών καμπτικών παραμορφώσεων, προκαλεί επιπλέον διατμητικές παραμορφώσεις και ενεργοποιεί περαιτέρω τους συνδετήρες αυξάνοντας την τέμνουσα δύναμη που παραλαμβάνουν. Αυτό συμβαίνει πάντοτε μέσα στη περιοχή του μέλους που πλαστικοποιείται σε κάμψη, και ιδιαίτερα στις περιπτώσεις κατά τις οποίες η ένταση είναι ανακυκλιζόμενη. Η ανακύκλιση της έντασης, μπορεί να οδηγήσει σε διατμητική αστοχία πριν από την εξάντληση της διαθέσιμης καμπτικής αντοχής. Η αστοχία αυτή που συμβαίνει μετά τη διαρροή σε κάμψη, συχνά ονομάζεται «πλάστιμη διατμητική αστοχία», σε αντίθεση με την ψαθυρή, η οποία συμβαίνει σε μικρές παραμορφώσεις πριν από την καμπτική διαρροή (Φαρδής, 2004).

Για το σκοπό αυτό έχουν προταθεί προσομοιώματα υπολογισμού της διατμητικής αντοχής, που λαμβάνουν υπόψη τη μείωσή της λόγω ανακυκλιζόμενων ανελαστικών καμπτικών παραμορφώσεων. Για δοκούς και υποστυλώματα η διατμητική αντοχή υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση (βλ. Κεφάλαιο 7 ΚΑΝ.ΕΠΕ):

$$V_R = \frac{h - x}{2L_s} \cdot \min(N, 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \cdot \min(5, \mu_{\Delta}^{pl})) [0.16 \max(0.5, 100\rho_{tot}) \cdot (1 - 0.16 \min(5, \alpha_s)) \sqrt{f_c A_c + V_w}] \quad (2.28)$$

όπου  $h$  το ύψος της διατομής,  $x$  το ύψος της θλιβόμενης ζώνης,  $N$  το θετικό για θλίψη και μηδενικό για εφελκυσμό αξονικό φορτίο του μέλους,  $\alpha_s = L_s/h = M/Vh$  ο λόγος διάτμησης,  $A_c$  το ίσο με  $b_w d$  εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους  $b_w$  και στατικό ύψους  $d$ ,  $f_c$  η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε (MPa),  $\rho_{tot}$  το συνολικό γεωμετρικό ποσοστό του διαμήκους οπλισμού της διατομής,  $V_w$  η συμβολή του εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή όπως υπολογίζεται από την Εξ. 2.27 και  $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$  το πλαστικό τμήμα του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων, το οποίο ισούται με το λόγο του πλαστικού μέρους της μέγιστης τιμής της γωνίας στροφής χορδής προς την υπολογιζόμενη γωνία στροφής χορδής στη διαρροή.

Προκειμένου για τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος η διατμητική αντοχή υπολογίζεται αντίστοιχα από την παρακάτω εξίσωση:

$$V_R = 0.85 \cdot \left(1 - 0.06 \cdot \min\left(5, \mu_{\Delta}^{pl}\right)\right) \cdot \left(1 + 1.18 \cdot \min\left(0.15, \frac{N}{A_c f_c}\right)\right) \cdot \left(1 + 0.25 \max(0.75, 100 \rho_{tot})\right) \cdot \left(1 - 0.20 \cdot \min(2, \alpha_s)\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot z \quad (2.29)$$

### 2.3.5 Αντοχή και ικανότητα παραμόρφωσης μελών οπλισμένου σκυροδέματος ενισχυμένων με μανδύες Ο.Σ.

Η ενίσχυση μελών οπλισμένου σκυροδέματος με μανδύες στοχεύει στην αύξηση της καμπτικής και διατμητικής αντοχής τους, αύξηση της δυσκαμψίας τους, της ικανότητας παραμόρφωσης, καθώς και στην κάλυψη ανεπαρκών αναμονών σε διαμήκεις οπλισμούς. Αποτελεί δε μια μέθοδο ενίσχυσης οικεία στους μηχανικούς και αρκετά δοκιμασμένη στην πράξη.

Για τον υπολογισμό των μεγεθών αντοχής και παραμόρφωσης μελών οπλισμένου σκυροδέματος ενισχυμένων με μανδύες, θεωρείται ότι ισχύουν οι ακόλουθες απλοποιητικές παραδοχές:

- υποθέτουμε ότι η σύνδεση παλαιού και νέου σκυροδέματος είναι πλήρης, το ενισχυμένο μέλος λειτουργεί μονολιθικά
- το αρχικό αξονικό φορτίου του υφιστάμενου υποστυλώματος πριν την ενίσχυση θεωρείται ότι δρα σε ολόκληρη την ενισχυμένη διατομή
- ως αντοχή σκυροδέματος  $f_c$  του ισοδύναμου μονολιθικού μέλους λαμβάνεται η αντοχή σκυροδέματος του μανδύα. Δηλαδή ως αντοχή σκυροδέματος του παλαιού υποστυλώματος λαμβάνεται η αντοχή του μανδύα
- οι ράβδοι του παλιού υποστυλώματος θεωρούνται ότι δρουν ως ενδιάμεσος οπλισμός κορμού έχοντας τη δική τους αντοχή  $f_y$
- μόνο ο εγκάρσιος οπλισμός του μανδύα λαμβάνεται υπόψη για την περίσφιγξη της διατομής

Προκειμένου για τους ελέγχους μελών, οι σχέσεις μεταξύ των μεγεθών  $V_R$ ,  $M_y$ ,  $\theta_y$ ,  $\theta_u$  του ισοδύναμου μονολιθικού μέλους υπό τις ανωτέρω παραδοχές και των  $V_R^*$ ,  $M_y^*$ ,  $\theta_y^*$  και  $\theta_u^*$  του πραγματικού μέλους, λαμβάνονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (CEN, 2005b) ως εξής:

$$V_R^* = 0.9 \cdot V_R \quad (2.30)$$

$$M_y^* = 1.0 \cdot M_y \quad (2.31)$$

$$\theta_y^* = 1.05 \cdot \theta_y \quad (2.32)$$

όταν εφαρμόζονται κατάλληλα μέτρα σύνδεσης (αγκρίεμα της επιφάνειας με τεχνητά μέσα, πάπιες οπλισμού κλπ.) παλαιού και νέου σκυροδέματος ή

$$\theta_y^* = 1.20 \cdot \theta_y \quad (2.33)$$

όταν η σύνεση παλαιού και νέου σκυροδέματος δεν είναι επιμελημένη. Τέλος η γωνία στροφής χορδής στην αστοχία λαμβάνεται ίση με

$$\theta_u^* = 1.0 \cdot \theta_u \quad (2.34)$$

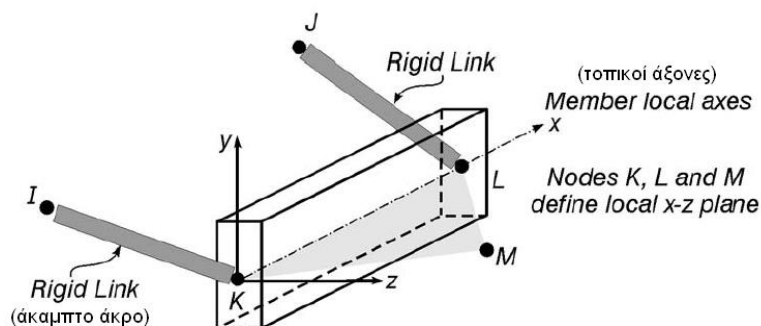
Ο υπολογισμός των  $M_y^*$ ,  $\theta_y^*$  και  $\theta_u^*$  του ενισχυμένου μέλους γίνεται λαμβάνοντας τη μέση τιμή της αντοχής του διαμήκους οπλισμού του υφιστάμενου υποστυλώματος και ονομαστικές αντοχές για το νέο σκυρόδεμα και το χάλυβα οπλισμού του μανδύα. Στον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής  $V_R^*$  του ενισχυμένου μέλους, οι παραπάνω τιμές αντοχών των υλικών διαιρούνται επιπλέον με τους συντελεστές ασφαλείας υλικών χάλυβα και σκυροδέματος. Για τον υπολογισμό των μεγεθών έντασης και παραμόρφωσης των ισοδύναμων μονολιθικών μελών εφαρμόζονται οι εξισώσεις που περιγράφηκαν παραπάνω και οι οποίες ισχύουν για τα μη ενισχυμένα μέλη.

### 3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΓΙΑ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

#### 3.1 Γενικά – Λογισμικό Ανάλυσης

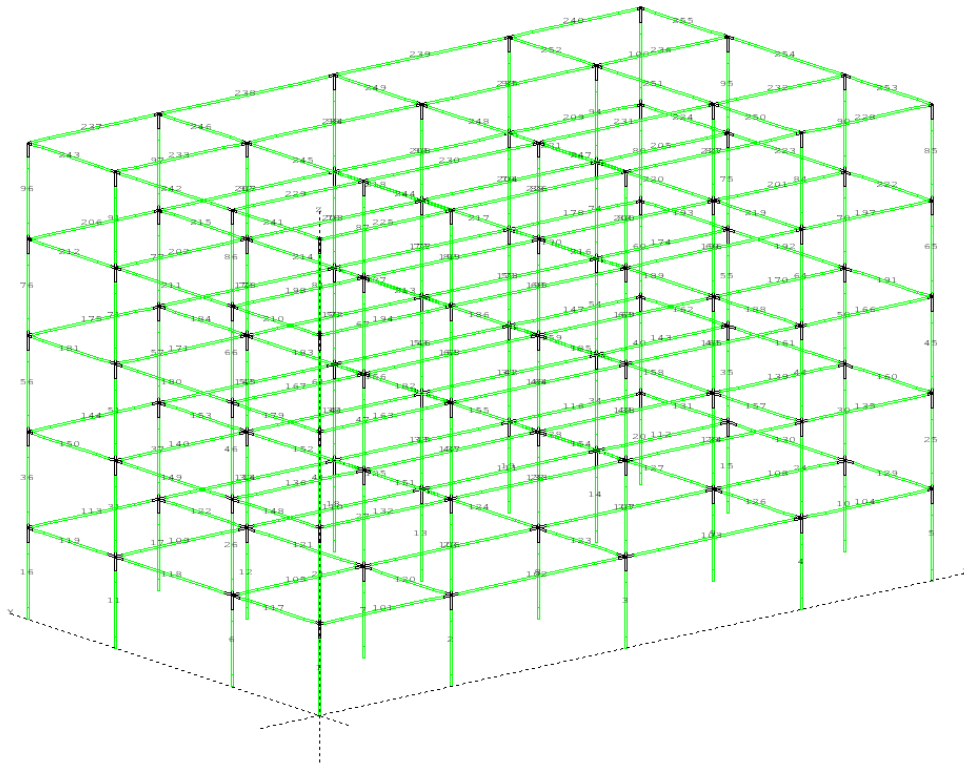
Η διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων της παρούσης εργασίας, πριν και μετά την ενίσχυσή τους, πραγματοποιήθηκε με χρήση του λογισμικού **ανάλυσης Ruaumoko 3D** (Carr, 2005). Το λογισμικό αυτό έχει αναπτυχθεί για ερευνητικούς κυρίως σκοπούς και η χρήση του εστιάζεται σε προβλήματα μη γραμμικής ανάλυσης κατασκευών υπό σεισμικές διεγέρσεις ή εν γένει δυναμικά φορτία. Παρέχει επίσης τη δυνατότητα στατικής γραμμικής και μη γραμμικής ανάλυσης, καθώς επίσης ιδιομορφικής και φασματικής δυναμικής ανάλυσης. Η βιβλιοθήκη του περιλαμβάνει πλήθος από προτεινόμενα στη διεθνή βιβλιογραφία προσομοιώματα και νόμους υστέρησης, καλύπτοντας ένα μεγάλο εύρος περιπτώσεων μη γραμμικής συμπεριφοράς δομικών μελών, όπως αυτή έχει διαπιστωθεί σε πειραματικές εργασίες.

Η προσομοίωση των κτιρίων για τις αναλύσεις αυτού του τύπου ακολουθεί τις βασικές αρχές προσομοίωσης για γραμμικά ελαστική ανάλυση. Δοκοί, υποστυλώματα και τοιχώματα προσομοιώνονται με δίκτομβα γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία (βλ. Σχήμα 3.1) 6 βαθμών ελευθερίας σε κάθε κόμβο (3 μετακινήσεις και 3 στροφές).

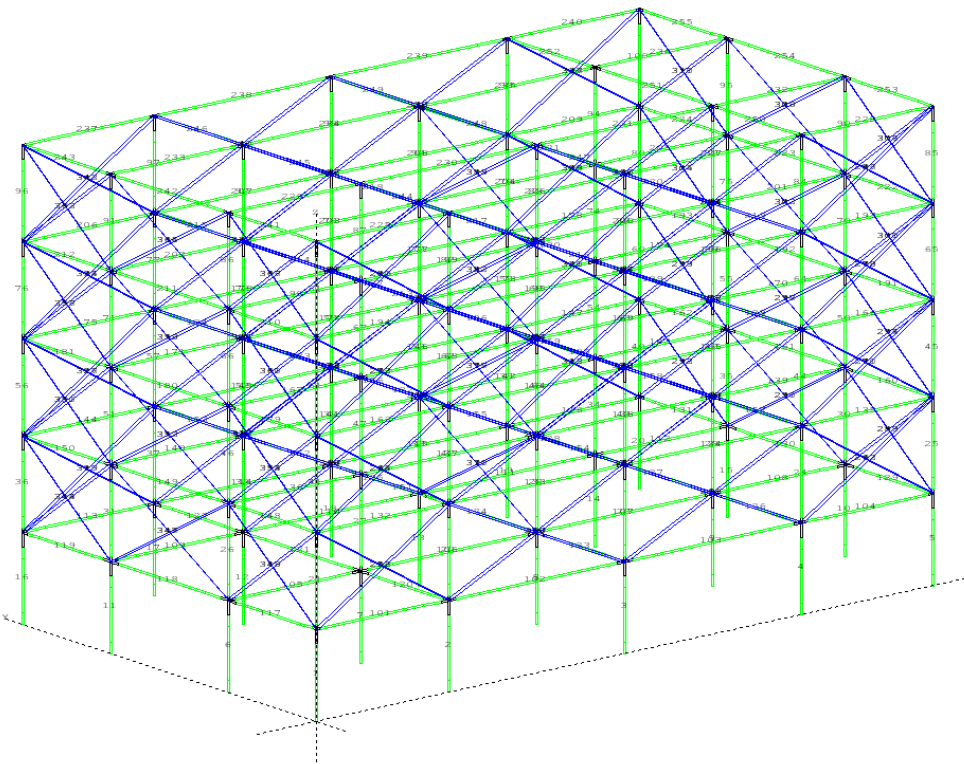


**Σχήμα 3.1** Γραμμικό στοιχείο - frame Element - Ruaumoko 3D (Carr, 2005)

Για την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων και των μεταλλικών χιαστί συνδέσμων χρησιμοποιήθηκαν δίκτομβα γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία τύπου ελατηρίου που παραλαμβάνουν ένταση μόνο κατά το διαμήκη άξονά τους και στην ουσία συμπεριφέρονται ως αμφιαρθρωτές ράβδοι. Στα Σχήματα 3.2 και 3.3 που ακολουθούν παρουσιάζεται ενδεικτικά το μαθηματικό προσομοίωμα ενός εκ των κτιρίων της παρούσης, όπως αποδίδεται από το γραφικό περιβάλλον του προγράμματος.



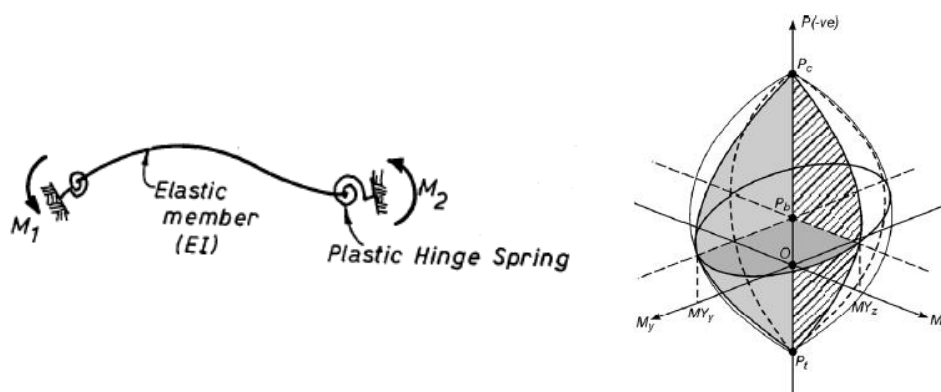
**Σχήμα 3.2** Μαθηματικό προσομοίωμα 5-όροφου συμμετρικού κτιρίου στο Ruaumoko 3D (120 nodes, 255 frame elements)



**Σχήμα 3.3** Μαθηματικό προσομοίωμα 5-όροφου συμμετρικού κτιρίου με τοιχοπληρώσεις στους ανώτερους ορόφους (120 nodes, 255 frame elements, 136 spring elements)

### 3.2 Προσομοίωση μελών Ο.Σ. για τις ανελαστικές αναλύσεις

Η ανελαστική καμπτική συμπεριφορά των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος προσομοιώθηκε με χρήση του ευρέως γνωστού μοντέλου σημειακών πλαστικών αρθρώσεων. Για τη μη γραμμική συμπεριφορά υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων υιοθετήθηκε κατάλληλο στοιχείο που ανανεώνει τις ροπές διαρροής των πλαστικών αρθρώσεων με τη μεταβολή των αξονικών δυνάμεων κατά την εξέλιξη της ανάλυσης, μέσω διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης  $N-M_y-M_z$  (βλ. Σχήμα 3.4). Οι ροπές διαρροής  $M_y^+$  και  $M_y^-$  των δοκών υπολογίζονται από τις εξισώσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ σύμφωνα με την §2.3.1, ενώ για τον υπολογισμό των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης χρησιμοποιήθηκε κατάλληλο λογισμικό διακριτοποίησης και μη γραμμικής ανάλυσης σε επίπεδο διατομής.



**Σχήμα 3.4** Προσομοίωση μελών για τις μη γραμμικές αναλύσεις (Carr, 2005)

Η σχέση ροπής στρόφης στα άκρα των στοιχείων, λήφθηκε για τις στατικές ανελαστικές αναλύσεις διγραμμική, με λόγο κράτυνσης  $\rho=0.05$ . Ως νόμος συμπεριφοράς σε ανακυκλιζόμενη ένταση των μελών (δοκών, υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων) κατά τις ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, υιοθετήθηκε το τροποποιημένο κατά Otani (1974) προσομοίωμα του Takeda (Σχήμα 3.5).

Οι παράμετροι του προσομοιώματος είναι:

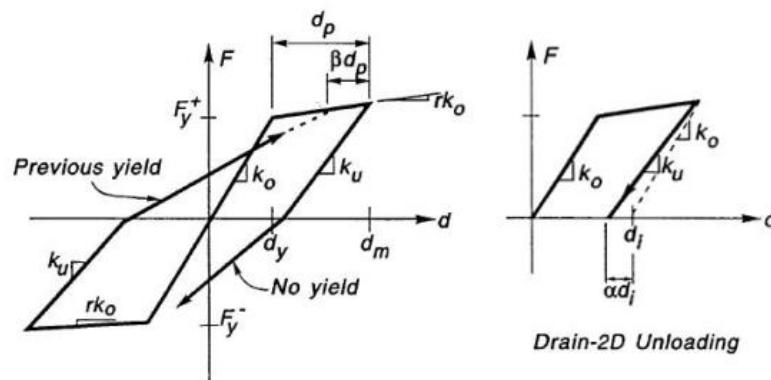
α) Οι ροπές διαρροής  $M_y^+$  και  $M_y^-$  ( $F_y^+$  και  $F_y^-$ , αντίστοιχα, στο Σχήμα 3.2), οι οποίες λαμβάνονται διαφορετικές σε θετική και αρνητική κάμψη για μη συμμετρικές διατομές και/ή οπλισμό, όπως π.χ. στις δοκούς.

β) Η δυσκαμψία  $EI$  μέχρι τη διαρροή, με την ίδια τιμή για θετική και αρνητική κάμψη. Ως  $EI$  λαμβάνεται η ενεργός δυσκαμψία  $EI_{eff}$  των μελών στη διαρροή και υπολογίζεται σύμφωνα με τα όσα περιγράφηκαν στην §2.3.2.

γ) Ο σταθερός λόγος κράτυνσης  $\rho$  (ή  $r$ , στο Σχήμα 3.2) του μετελαστικού κλάδου, επίσης ίδιος για θετική και αρνητική κάμψη, ίσος με 0.05.

δ) Η παράμετρος  $\alpha$  του προσομοιώματος, που ισούται με την παραμένουσα παραμόρφωση κατά την αποφόρτιση μέχρι τον οριζόντιο άξονα, σαν ποσοστό της παραμένουσας παραμόρφωσης (Drain 2D Unloading), για αποφόρτιση παράλληλα στον αρχικό ελαστικό κλάδο της μονοτονικής φόρτισης. Δηλαδή αυξάνοντας την τιμή της παραμέτρου  $\alpha$ , μειώνεται η δυσκαμψία – κλίση του κλάδου αποφόρτισης. Η παράμετρος  $\alpha$  ελέγχει το μέγεθος της υστερητικής απόσβεσης του προσομοιώματος.

ε) Η παράμετρος  $\beta$ , η οποία καθορίζει την απόσταση του σημείου του μετελαστικού κλάδου της μονοτονικής καμπύλης στον οποίο κατευθύνεται ο κλάδος επαναφόρτισης, από το ακρότατο προγενέστερο σημείο φόρτισης πάνω στον ίδιο μετελαστικό κλάδο, σαν ποσοστό της απόστασης του τελευταίου σημείου από το σημείο διαρροής. Αυξάνοντας την τιμή της παραμέτρου  $\beta$ , αυξάνεται η δυσκαμψία – κλίση του κλάδου επαναφόρτισης



**Σχήμα 3.5** Τροποποιημένο προσομοίωμα Takeda (Carr, 2005)

Οι παράμετροι  $\alpha$  και  $\beta$  του προσομοιώματος λαμβάνονται με τιμές 0.3 και 0.0 αντίστοιχα (Παναγιωτάκος, 1998). Καθώς η παράμετρος  $\beta$  καθορίζει το τέλος των κλάδων επαναφόρτισης, η τιμή  $\beta=0$  δηλώνει επαναφόρτιση προς το σημείο μέγιστης προγενέστερης παραμόρφωσης στην κατεύθυνση επαναφόρτισης.



### 3.3 Συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων

Οι κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα με τοιχοπληρώσεις από άοπλη οπτοπλινθοδομή για μερική ή ολική πλήρωση των φατνωμάτων τους, αποτελούν το συνηθέστερο τύπο κτιρίου στην Ελλάδα. Κατά τη συνήθη κατασκευαστική πρακτική, σύμφωνα και με τους έως τώρα Κανονισμούς, οι φορείς αυτοί σχεδιάζονται και διαστασιολογούνται "γυμνοί", απουσία δηλαδή τοιχοπληρώσεων. Μετά την ολοκλήρωση του φέροντος οργανισμού (σκελετού), χτίζονται οι τοίχοι πλήρωσης σύμφωνα με τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις, καλύπτοντας πλήρως ή μερικώς εσωτερικά και περιμετρικά φατνώματα.

Η συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων και η αλληλεπίδρασή τους με το περιμετρικό πλαίσιο Ο.Σ στο οποίο έχουν εμφανωθεί χαρακτηρίζεται από μεγάλη αβεβαιότητα και δεν μπορεί εύκολα και με ακρίβεια να προσδιορισθεί. Η έλλειψη προδιαγραφών για τα υλικά και τις ιδιότητες τους, η περιορισμένη εγχώρια βιομηχανοποίηση και η έλλειψη ποιοτικού ελέγχου, έχουν ως αποτέλεσμα τη σημαντική διασπορά στα μηχανικά χαρακτηριστικά των οπτοπλινθων. Η διασπορά αυτή διευρύνεται περισσότερο, αν κανείς λάβει υπ' όψιν το γεγονός ότι η παρασκευή του κονιάματος γίνεται επί τόπου, με αναλογίες υλικών που αποφασίζονται συνήθως από τον εκάστοτε τεχνίτη.

Έτσι, η συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων ως στοιχείων ανάληψης σεισμικών δράσεων, κατά του περισσότερων σύγχρονους Κανονισμούς πρέπει να αγνοείται, ή ακόμη και να αντιμετωπίζεται δυσμενώς. Κατά το σχεδιασμό νέων κατασκευών, τα στοιχεία αυτά συνήθως αγνοούνται στο προσομοίωμα ανάλυσης και λαμβάνονται υπόψη μόνο ως κατακόρυφα φορτία και μάζες επί της κατασκευής.

Παρ' όλα αυτά, οι τοιχοπληρώσεις αποτελούν στοιχεία με μεγάλη αντοχή και δυσκαμψία μέσα στο επίπεδό τους, και μπορούν να αναπτύξουν σημαντική αντίσταση σε οριζόντια φορτία. Η ύπαρξή τους, μπορεί να μεταβάλλει σημαντικά την ομοιόμορφη και προκαθορισμένη διασπορά της ανελαστικής συμπεριφοράς σε όλη την έκταση του δομήματος στην οποία στοχεύουν η σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί (Φαρδής, 2004), ενώ η ένταση που αναπτύσσεται στον υπόλοιπο φορέα οπλισμένου σκυροδέματος κατά το σεισμό, συχνά απέχει κατά πολύ από εκείνη για την οποία αυτός σχεδιάσθηκε και διαστασιολογήθηκε.

Για τους λόγους αυτούς, ειδικά στις περιπτώσεις αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου δομήματος, οι τοιχοπληρώσεις πρέπει να λαμβάνονται

υπόψη στα προσομοιώματα ανάλυσης. Η ύπαρξή τους μεταβάλλει σημαντικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά ενός κτιρίου, ενώ, υπό την προϋπόθεση ότι δεν αστοχούν πρόωρα κατά την κάθετη στο επίπεδό τους διεύθυνση, συχνά προκύπτει ότι αναλαμβάνουν μεγάλο ποσοστό των εισαγόμενων στο κτίριο σεισμικών δυνάμεων. Τοιχοπληρώσεις ομοιόμορφα κατανεμημένες σε κάτοψη και τομή (καθ' ύψος), που δε δημιουργούν σημαντικές ασυμμετρίες και εκκεντρότητες δυσκαμψίας, στις περισσότερες των περιπτώσεων δρουν ευεργετικά στη συνολική απόκριση μιας υφιστάμενης, πλημμελώς σχεδιασμένης, κατασκευής. Σε πολλές δε περιπτώσεις, έπειτα από ισχυρά σεισμικά γεγονότα, έχει διαπιστωθεί ότι οι τοιχοπληρώσεις, ως πρώτη γραμμή άμυνας, αποτέλεσαν τον κύριο παράγοντα μη κατάρρευσης κατασκευών.

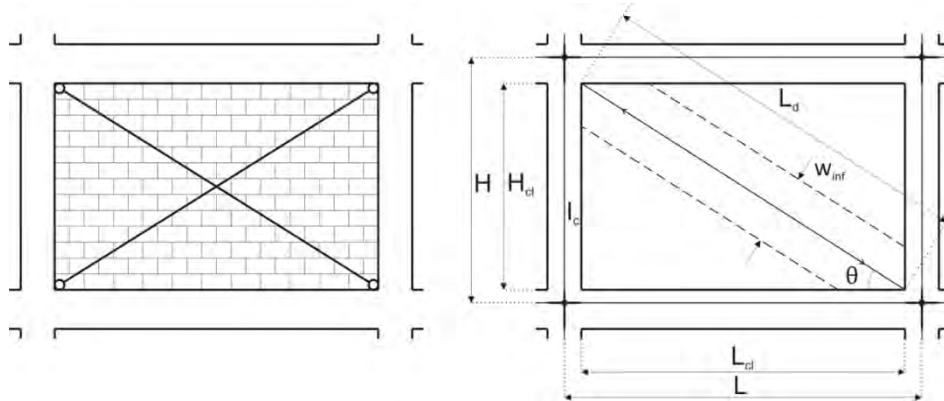
Η συνηθέστερη περίπτωση δυσμενούς επιρροής των τοιχοπληρώσεων εντοπίζεται στα κτίρια με ανοιχτά ισόγεια (Pilotis). Η ύπαρξη των τοιχοπληρώσεων σε όλους τους ορόφους πλην του ισογείου, δημιουργεί μια σημαντική μείωση της συνολικής πλευρικής δυσκαμψίας του κτιρίου, με αποτέλεσμα τη συγκέντρωση των ανελαστικών μετακινήσεων ή ψαθυρών διατμητικών αστοχιών στο ασθενές μη τοιχοπληρωμένο ισόγειο.

### **3.4 Προσομοίωση τοιχοπληρωμένων πλαισίων**

Ο συνυπολογισμός των τοιχοπληρώσεων σε προσομοιώματα ανάλυσης κτιρίων αποτελεί γενικά ένα δύσκολο εγχείρημα το οποίο συνδυάζει αρκετές αβεβαιότητες σχετιζόμενες με τις ιδιότητες, τα μηχανικά χαρακτηριστικά και το νόμο υστερητικής συμπεριφοράς που υιοθετείται για να περιγράψει την απόκριση της κάθε τοιχοπλήρωσης. Σε ερευνητικό επίπεδο συναντάται πληθώρα προτεινόμενων προσομοιωμάτων. Τα περισσότερα από αυτά βασίζονται στην απλοϊκή παραδοχή προσομοίωσης της κάθε τοιχοπλήρωσης με δυο χιαστί αμφιαρθρωτές ράβδους (Σχήμα 3.6) που ενεργοποιούνται μόνο σε θλίψη. Οι διαφορές τους εντοπίζονται κυρίως στον τρόπο υπολογισμού καθοριστικών παραμέτρων απόκρισης, όπως είναι η μέγιστη δύναμη (εντός επιπέδου) που μπορεί να παραλάβει μια τοιχοπλήρωση, η παραμόρφωση αστοχίας και ο νόμος υστερητικής συμπεριφοράς.

Για τις ανάγκες του παρόντος ερευνητικού έργου χρησιμοποιείται το ενσωματωμένο στο λογισμικό ανάλυσης Ruaumoko 3D (Carr, 2005) προσομοίωμα των Crisafulli and Carr (2007).

Η περιβάλλουσα του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων (ή θλιπτικής δύναμης - αξονικής βράχυνσης της διαγώνιας ράβδου) και η συμπεριφορά σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.7 και καθορίζονται από τις παρακάτω παραμέτρους:



**Σχήμα 3.6** Συμβολισμοί του προσομοιώματος χιαστί θλιβόμενων διαγώνιων

α) Θλιπτική αντοχή  $f_{w,max}$ , καθορίζει το μέγιστο θλιπτικό φορτίο που μπορεί να παραλάβει η τοιχοπλήρωση κατά τη διεύθυνση της διαγώνιου. Η τιμή της εξαρτάται από τον τρόπο αστοχίας της τοιχοπλήρωσης. Ο υπολογισμός γίνεται μέσω της σχέσης του Ευρωκώδικα 6 (CEN, 2001) για κατακόρυφη αντοχή τοιχοποιίας με αρμούς, κατάλληλα τροποποιημένης, προκειμένου να λαμβάνεται υπόψη η εφαρμογή του φορτίου υπό κλίση, όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ (ΟΑΣΠ 2006), ως εξής :

$$\bar{f}_{wc,s,m} = \lambda_s \lambda_m \lambda_c K f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3} \quad (3.1)$$

όπου:

$\lambda_s=0.70$  μειωτικός συντελεστής για τη δυσμενή υπό γωνία εφαρμογή του φορτίου

$\lambda_m=1.50$  συντελεστής μετατροπής της χαρακτηριστικής αντοχής σε μέση

$\lambda_c=1.20$  αυξητικός συντελεστής για την ευμενή επιρροή της περισφιγξης που εξασφαλίζει το περιβάλλον πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος στην τοιχοπλήρωση

$K$  συντελεστής που σχετίζεται με τον τύπο κονιάματος και λιθοσωμάτων της τοιχοπλήρωσης, για συνήθη κονιάματα λαμβάνει τιμές  $0.35 \div 0.55$

$f_{bc}$  θλιπτική αντοχή του τοιχοσώματος

$f_{mc}$  θλιπτική αντοχή του κονιάματος

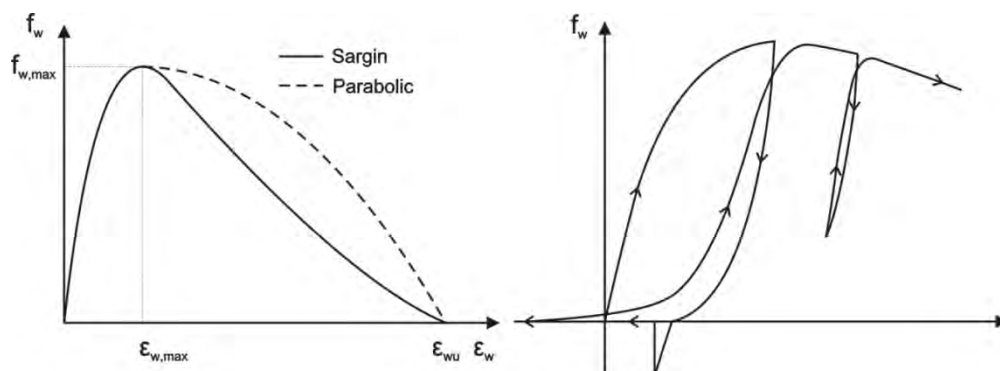
β) Παραμόρφωση  $\varepsilon_{w,max}$ , που αντιστοιχεί στη μέγιστη θλιπτική τάση στο διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων, Σχήμα 3.7. Συνήθως λαμβάνει τιμές από  $-0.002$  έως  $-0.005$ .

γ) Παραμόρφωση  $\varepsilon_{w,u}$ , η οποία καθορίζει την κλίση του φθιτού κλάδου του διαγράμματος τάσεων παραμορφώσεων.

δ) Μέτρο ελαστικότητας  $E_{m0}$ , που αντιπροσωπεύει την αρχική κλίση του διαγράμματος τάσεων παραμορφώσεων. Η τιμές του μπορεί να παρουσιάζουν σημαντική διασπορά. Συνήθως εκτιμάται χονδρικά ως ακέραιο πολλαπλάσιο της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας με πολλαπλασιαστικό συντελεστή μεταξύ 500 και 1000. Για καλύτερη προσέγγιση του ανιόντος κλάδου του διαγράμματος τάσεων παραμορφώσεων, στο εν λόγω προσομοίωμα, προτείνεται για το μέτρο ελαστικότητας τιμή ίση με  $2f_{w,max}/\varepsilon_{w,max}$ .

ε) Συντελεστή  $\gamma_{un}$  που ελέγχει τον κλάδο αποφόρτισης από τη μέγιστη παραμόρφωση του θλιπτήρα. Λαμβάνει τιμές μεγαλύτερες της μονάδας. Συνήθως κυμαίνεται μεταξύ 1.5 και 2.5.

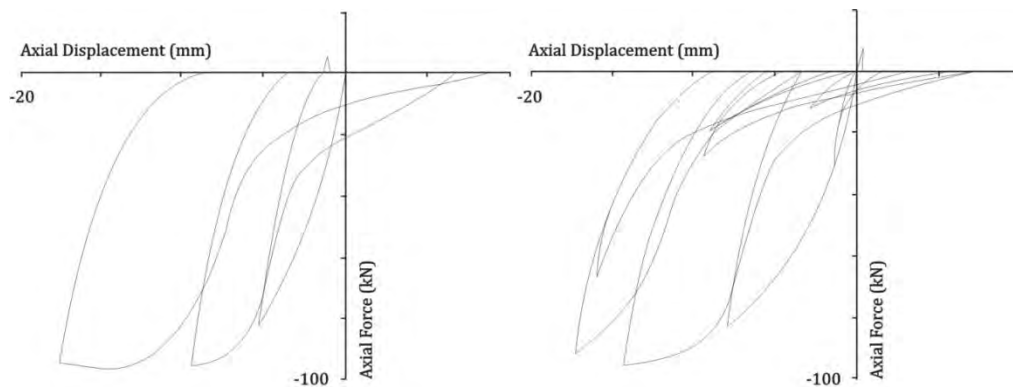
στ) Συντελεστή επαναφόρτισης  $a_{re}$  ο οποίος καθορίζει το σημείο στο οποίο ο κλάδος επαναφόρτισης συναντά την περιβάλλουσα αντοχής της τοιχοποιίας. Τιμές μεταξύ 0.2 και 0.4 έδειξαν καλή συμφωνία με πειραματικά αποτελέσματα σε δοκίμια τοιχοπλήρωσης, ωστόσο, για την καλύτερη προσομοίωση της ανακυκλιζόμενης συμπεριφοράς τοιχοπληρωμένων πλαισίων, προτείνονται μεγαλύτερες τιμές, π.χ 1.5.



**Σχήμα 3.7** Θεωρητικό διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων του διαγώνιου θλιπτήρα σε μονοτονική και ανακυκλιζόμενη ένταση

Για τον υπολογισμό του πλάτους  $w_{inf}$  της θλιβόμενης διαγωνίου έχουν προταθεί διάφορες εναλλακτικές σχέσεις, βασιζόμενες κυρίως σε πειραματικά αποτελέσματα. Συνήθεις τιμές του πλάτους  $w_{inf}$  της θλιβόμενης διαγωνίου σαν ποσοστό της υποτείνουσας ( $L_d$ ) του φατνώματος, κυμαίνονται από 0.10 έως και 0.25. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ προτείνει τιμή ίση με  $0.15L_d$ , που προκύπτει από ισοδυναμία και συμβιβαστό δυνάμεων - παραμορφώσεων, διατμητικού φατνώματος, θλιβόμενης διαγωνίου. Η τιμή αυτή υιοθετείται και για τον

υπολογισμό των γεωμετρικών μεγεθών της θλιβόμενης διαγωνίου, που υπεισέρχονται στους υπολογισμούς των τοιχοπληρώσεων στα κτίρια της παρούσης. Στο Σχήμα 3.8 παρουσιάζονται δυο ενδεικτικά διαγράμματα υστερητικών βρόγχων απόκρισης ενός διαγώνιου θλιπτήρα σε ημιτονοειδή φόρτιση και σε μια φυσική καταγραφή.

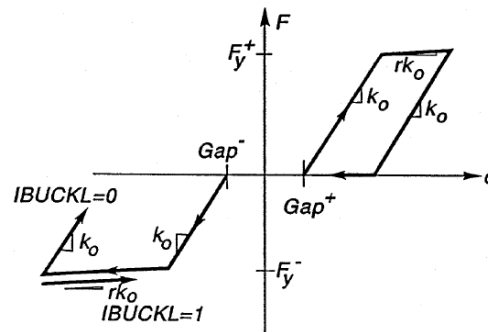


**Σχήμα 3.8** Τυπικά διαγράμματα δύναμης - μετακίνησης του διαγώνιου θλιπτήρα κατά τη διεύθυνση της διαγωνίου για (α) ημιτονοειδή φόρτιση και (β) φυσική καταγραφή

Η **επιρροή των ανοιγμάτων** στην πλευρική δυσκαμψία και την αντοχή των τοιχοπληρώσεων λαμβάνεται υπόψη μέσω μειωτικών συντελεστών στα βασικά τους μεγέθη (αντοχή και δυσκαμψία) σύμφωνα με τα προτεινόμενα στην πειραματική εργασία των Kakaletsis and Karayannis (2008) επί τοιχοπληρωμένων πλαισίων με ανοίγματα. Η διάταξη και η γεωμετρία των τοιχοπληρώσεων και των ανοιγμάτων τους, όπως αυτές θεωρήθηκαν σε όλους τους ορόφους πλην του ισογείου για όλα τα κτίρια που εξετάσθηκαν περιγράφεται αναλυτικά στην §4.3. Για τα ανοίγματα αυτά λήφθηκε υπόψη μειωτικός συντελεστής 0.4 επί της αντοχής και δυσκαμψίας.

### 3.5 Προσομοίωση μεταλλικών συνδέσμων

Η μη γραμμική συμπεριφορά των διαγωνίων συνδέσμων, προσομοιώνεται με το απλοποιητικό προσομοίωμα του Σχ. 3.9 κατά το οποίο για μεν τον εφελκυσμό λαμβάνονται ως διγραμμικά ελαστοπλαστικοί με φορτίο διαρροής την εφελκυστική τους αντοχή όπως αυτή υπολογίζεται κατά τον Ευρωκώδικα 3 (CEN, 2005a), για δε τη θλίψη λαμβάνονται με διγραμμικό νόμο φόρτισης – ελαστικής αποφόρτισης (IBUCKL=1) με δύναμη διαρροής μειωμένη στο 20% του φορτίου λυγισμού σύμφωνα και με τα προτεινόμενα στο Κεφ. 8 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, αναφορικά με την προσομοίωση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας.



**Σχήμα 3.9** Διάγραμμα συμπεριφοράς μελών σε μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (GAP+=GAP-=0.0)

Η αντοχή σε λυγισμό ενός θλιβόμενου μέλους κατά τον EC3, λαμβάνεται ίση με:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.2)$$

όπου  $\beta_A=1.0$  για στοιχεία με διατομές κατηγορίας 1,2 ή 3, και  $\beta_A=A_{eff}/A$  για στοιχεία με κατηγορία διατομής 4. Για μέλη σταθερής διατομής, υπό σταθερή αξονική θλίψη λ.χ. στοιχείο διαγώνιου μεταλλικού συνδέσμου, η τιμή του  $\chi$  στην Εξ. 3.2 υπολογίζεται για την ανάλογη αδιάστατη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  από τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad (3.3)$$

Όπου:

$$\varphi = 0.5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right) \quad (3.4)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} \quad (3.5)$$

$$\lambda = \frac{\ell}{i} \quad (3.6)$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \cdot \varepsilon \quad (3.7)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235.0}{f_y}} \left( f_y \text{ σε } \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) \quad (3.8)$$

- $\lambda$  η λυγηρότητα για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού  
 $i$  η ακτίνα αδρανείας ως προς τον αντίστοιχο άξονα, προσδιοριζόμενη χρησιμοποιώντας τα χαρακτηριστικά της πλήρους διατομής  
 $\ell$  το ιδεατό μήκος λυγισμού K-L ενός θλιβόμενου μέλους  
 $K$  ο συντελεστής ιδεατού μήκους λυγισμού, εξαρτάται από τις συνθήκες στήριξης του μέλους  
 $L$  το πραγματικό μήκος του μέλους  
 $N_{cr}$  το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού  
 $A$  το εμβαδόν διατομής του μέλους  
 $E$  το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα  
 $\alpha$  ο συντελεστής ατελειών που αντιστοιχεί στην ανάλογη καμπύλη λυγισμού, και είναι ίσος με 0.21, 0.34, 0.49 και 0.76 για καμπύλη λυγισμού a, b, c και d αντίστοιχα

### 3.6 Προσομοίωση της ενδοσιμότητας του εδάφους θεμελίωσης

Προκειμένου να διερευνηθεί η επίδραση της ενδοσιμότητας του εδάφους θεμελίωσης στην απόκριση των κτιρίων, πραγματοποιούνται αναλύσεις με κατάλληλη τροποποίηση των συνθηκών στηρίξεώς τους. Πιο συγκεκριμένα, η επιρροή του εδάφους προσομοιώνεται με κατάλληλα ελατήρια (ένα κατακόρυφο και δυο στροφικά) στους κόμβους εδράσεως. Στα πλαίσια της παρούσης εργασίας θεωρήθηκε μαλακό έδαφος με  $G=5000 \text{ kN/m}^2$  και οι σταθερές των ελατηρίων (ενός κατακόρυφου, και δυο στροφικών στη βάση του κάθε υποστυλώματος) υπολογίστηκαν από τις παρακάτω εξισώσεις, με  $P$  το συνολικό φορτίο ( $g+p$ ) όπως αυτό υπολογίστηκε κατά το σχεδιασμό και τη διαστασιολόγηση των κτιρίων.

$$\left\{ \begin{array}{l} K_z = (0.527\sqrt{P} + 1.823)G \\ K_{\alpha} = K_{\theta} = \frac{G}{1000} \left[ 1.565P^{3/2} + 1.205P^{1.2} \right] \end{array} \right\} \quad (3.9)$$

Οι εξισώσεις αυτές προέκυψαν λαμβάνοντας υπόψη τη βιβλιογραφία (Fardis, 2009), (Καββαδάς, 2006) και τροποποιήθηκαν κατάλληλα έτσι ώστε συναρτήσει μόνο του

αξονικού φορτίου των υποστυλωμάτων και του μέτρου διάτμησης του εδάφους, να είναι ευκολότερες στην εφαρμογή τους.

### **3.7 Προσομοίωση μαζών**

Για τις ιδιομορφικές αναλύσεις, υπολογισμού των δυναμικών χαρακτηριστικών των κτιρίων (εύρεση ιδιοπεριόδων και ιδιομορφών) καθώς και για τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις, οι μάζες των δυναμικών βαθμών ελευθερίας λήφθηκαν ως σημειακές στους κόμβους των προσομοιωμάτων. Οι μάζες αυτές υπολογίσθηκαν έπειτα από θεώρηση δράσης κατακόρυφων φορτίων κατά το συνδυασμό  $G+0.3Q$  (με  $G$  τα μόνιμα και  $Q$  τα κινητά φορτία). Το μητρώο ιξώδους απόσβεσης του συστήματος, μορφώνεται κατά Rayleigh με θεώρηση σταθερού ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης  $\xi=5\%$  για τις δυο ιδιομορφές του κτιρίου με τη μεγαλύτερη συμμετοχή μάζας, που συνήθως συμπίπτουν με τις δυο πρώτες ιδιομορφές.



## 4. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΩΝ

### 4.1 Γενικά

Τα προσομοιώματα που χρησιμοποιούνται για τις διερευνητικές αναλύσεις της παρούσης εργασίας αναφέρονται σε τυπικές κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος της δεκαετίας 60' και 70'. Η διαστασιολόγηση των φερόντων στοιχείων τους έγινε με βάση τους ισχύοντες την περίοδο εκείνη κανονισμούς, ήτοι τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959.

Ως κύρια χαρακτηριστικά μιας στατικής και αντισεισμικής μελέτης ενός κτιριακού έργου σχεδιασμένου με βάση τους παλιούς κανονισμούς, μπορούν μεταξύ άλλων να σημειωθούν τα εξής:

α) Υπεραπλούστευση της στατικής λειτουργίας των φορέων, με θεώρηση και επίλυση στατικώς ανεξάρτητων συστημάτων αμφιερείστων, μονόπακτων, αμφίπακτων και συνεχών δοκών, ακόμη και στις περιπτώσεις πολύπλοκων υπερστατικών συστημάτων.

β) Διαστασιολόγηση με βάση τη θεωρία επιτρεπόμενων τάσεων, κατά την εφαρμογή της οποίας τα δυο υλικά, χάλυβας οπλισμού και σκυρόδεμα, λαμβάνονται με ελαστικό (γραμμικό) νόμο συμπεριφοράς τάσεων παραμορφώσεων, τα δε εντατικά μεγέθη διαστασιολόγησης προκύπτουν από το βήμα (α) με θεώρηση δράσης του συνολικού (καθολικού) φορτίου σχεδιασμού μονίμων και κινητών, ήτοι  $q=g+p$ .

γ) Αντισεισμικός υπολογισμός κατά την «Ακριβή Ελληνική Μέθοδο» του Ρουσσόπουλου, βάσει της οποίας, ένα πολυόροφο κτίριο 'n' ορόφων, υπολογίζεται θεωρώντας 'n' στατικώς ανεξάρτητα μονόροφα συστήματα με επιπλέον απλοποιητικές παραδοχές για τις συνθήκες στήριξης και τους βαθμούς ελευθερίας στα άκρα των κατακορύφων μελών, π.χ. πάκτωση του κάθε υποστυλώματος στην κορυφή του και στον πόδα, άρθρωση ενός τοιχώματος στην κορυφή του και πάκτωση στον πόδα.

δ) Εκτίμηση των συνολικών σεισμικών δράσεων (τεμνουσών σχεδιασμού) με βάση τους σεισμικούς συντελεστές του Αντισεισμικού του 1959, οι οποίοι, (με συνυπολογισμό των διαφορετικών μεθόδων υπολογισμού : των επιτρεπόμενων τάσεων και της ολικής αντοχής) είναι μειωμένοι έως και 2.5 φορές σε σχέση με τις τιμές που ο σύγχρονος Αντισεισμικός Κανονισμός προσδιορίζει.

ε) Πλήρης απουσία κατασκευαστικών λεπτομερειών όπλισης που να στοχεύει στην τοπική πλαστιμότητα. Ανύπαρκτος εγκάρσιος οπλισμός (συνδετήρες Φ6/30, Φ6/20 ή Φ8/25

σε γωνία 90 μοιρών χωρίς αγκύρωση στον πυρήνα του σκυροδέματος), με αποτέλεσμα τις σημαντικά μειωμένες αντοχές σε διάτμηση (ψαθυρές συμπεριφορές μελών), τον ελλιπή εγκιβωτισμό σκυροδέματος, την απουσία προστασίας διαμήκων ράβδων οπλισμού έναντι λυγισμού.

Η διαδικασία σχεδιασμού και διαστασιολόγησης των κτιρίων με βάση τους παλιούς κανονισμούς και τις παλιές παραδοσιακές μεθόδους στατικών υπολογισμών, περιγράφεται συνοπτικά από τα παρακάτω βήματα:

1. Γίνεται μια εκτίμηση των διατομών των φερόντων στοιχείων και καθορίζονται τα φορτία σχεδιασμού. Υπολογίζεται το ανά μονάδα μήκους ή επιφάνειας μόνιμο φορτίο  $g$  και το ανά μονάδα μήκους ή επιφάνειας κινητό φορτίο  $q$  από τα οποία προκύπτει το συνολικό ανά μονάδα μήκους ή επιφάνειας φορτίο  $q = g + p$  (καθολικό φορτίο σχεδιασμού).

2. Υπολογίζονται τα φορτία που μεταβιβάζονται ως αντιδράσεις από τις πλάκες στις περιμετρικές δοκούς μέσω επιφανειών επιρροής (γωνίες 45 μοιρών).

3. Πραγματοποιείται διάσπαση της κάτοψης του τυπικού ορόφου σε ανεξάρτητα επιμέρους στατικά συστήματα συνεχών, αμφιερείστων, μονόπακτων ή αμφίπακτων δοκών. Η θεώρηση στατικής ανεξάρτητων συστημάτων (συνεχών δοκών) για τον υπολογισμό των ελαστικών παραμορφώσεων και των εντατικών μεγεθών, είναι μια από τις πολλές απλοποιητικές παραδοχές που έκαναν οι μηχανικοί εκείνης της περιόδου, ελλείπει λογισμικών και υπολογιστικών προγραμμάτων καθολικής στατικής ανάλυσης ολόκληρων των φορέων για τον ακριβή υπολογισμό της εντατικής κατάστασης. Βάσει του Άρθρου 48 του κανονισμού (ΒΔ 1954), ο υπολογισμός των υπερστατικών μεγεθών και ελαστικών παραμορφώσεων του φορέα έπρεπε να εκτελείται με την προϋπόθεση ότι οι εφελκυστικές περιοχές του σκυροδέματος συμμετείχαν πλήρως στη στατική λειτουργία (δηλ. συμμετοχή πλήρους διατομής). Τα δε συνεργαζόμενα πλάτη των πλακών στη στατική λειτουργία των δοκών, λαμβάνονταν κατά το Άρθρο 57 του Κανονισμού, ίσα με  $b = 6d + b_0$  και  $b = 2.25d + b_0$  για εσωτερική και περιμετρική δοκό αντιστοίχως, όπου  $b_0$  το πλάτος κορμού της δοκού και  $d$  το πάχος πλάκας.

4. Μετά τον υπολογισμό των διαγραμμάτων ροπών και τεμνουσών των δοκών, ακολουθεί η διαστασιολόγησή τους με βάση τις επιτρεπόμενες τάσεις. Προς τούτο γίνεται χρήση πινάκων υπολογισμού, οι οποίοι περιγράφονται αναλυτικά στο DIN 1045, μετάφραση του οποίου ήταν ο τότε κανονισμός σκυροδέματος (ΒΔ 1954).

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου των επιτρεπόμενων τάσεων ισχύει ο νόμος του Hooke για σκυρόδεμα και χάλυβα, και συνεπώς υιοθετείται για τα δυο υλικά γραμμικά ελαστική σχέση τάσεων – παραμορφώσεων με γραμμική κατανομή των τάσεων στη θλιβόμενη ζώνη. Ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας λαμβάνεται για όλες τις ποιότητες σκυροδέματος ίσος με  $n = 15 = (2100000/140000)$ . Κατά τον υπολογισμό πάνω στη βάση αυτών των υποθέσεων, οι τάσεις του σκυροδέματος  $\sigma_b$  και του σιδηρού οπλισμού  $\sigma_e$  δεν επιτρέπεται να υπερβαίνουν τις καθορισμένες από τον κανονισμό μέγιστες επιτρεπόμενες.

Με δεδομένα: α) τα φορτία της διατομής, δηλαδή αξονική δύναμη (μηδενική για δοκούς), τέμνουσα δύναμη και καμπτική ροπή β) την κατηγορία σκυροδέματος (που παραπέμπει σε συγκεκριμένες τιμές μεγίστων επιτρεπόμενων τάσεων για το σκυρόδεμα) και γ) την κατηγορία χάλυβα (με τις αντίστοιχες τιμές επιτρεπόμενων τάσεων) Βλ. ΠΙΝΑΚΑ ΙΙΙ, Άρθρο 53 (ΒΔ 1954) περί επιτρεπόμενων τάσεων διαστασιολογούνται τα μέλη. Προς τούτο εφαρμόζονται οι ακόλουθες γενικές σχέσεις.

$$h(\text{cm}) = K_h \sqrt{\frac{M_e(\text{Mpm})}{b(\text{m})}} \quad (4.1)$$

$$F_e(\text{cm}^2) = \frac{M_e(\text{Mpm})}{h(\text{m})} k_e + \frac{N(\text{Mp})}{\sigma_e(\text{Mp/cm}^2)} \quad (4.2)$$

Στις παραπάνω σχέσεις  $h$  είναι το στατικό ύψος της διατομής,  $M_e$  η ροπή που ασκείται στη διατομή και  $b$  το πλάτος της. Με γνωστά τα  $h$  (cm),  $b$ (m) και  $M_e$  σε Mpm  $\equiv$  tm (τονόμετρα) υπολογίζεται η τιμή του  $K_h$ . Εν συνεχεία, συγκρίνεται το  $K_h$  με μια οριακή τιμή  $K_h^*$  προκειμένου να ελεγχθεί αν απαιτείται θλιβόμενος οπλισμός. Για  $K_h > K_h^*$  επαρκεί ο απλός (δηλαδή μόνο εφελκυσμένος) οπλισμός για την όπλιση της διατομής.

Αξίζει να σημειωθεί πως κατά την άποψη πολλών έμπειρων «παλιών» μηχανικών, η διαστασιολόγηση με βάση τις επιτρεπόμενες τάσεις ήταν πολύ εποπτικότερη από τη διαστασιολόγηση με βάση την οριακή κατάσταση αστοχίας και τα όσα επιβάλλει ο σύγχρονος κανονισμός σκυροδέματος, καθ' ότι ο μηχανικός γνώριζε τις τάσεις που αναπτύσσονται στο σκυρόδεμα, είχε δηλαδή καλύτερη εικόνα του βαθμού καταπόνησης σε επίπεδο διατομής, κάτι που τώρα, με τους πολλούς συντελεστές ασφαλείας και τη διαφορετική μέθοδο διαστασιολόγησης, δεν υπάρχει.

5. Έπειτα από τη διαστασιολόγηση των δοκών, ακολουθεί ο υπολογισμός των αξονικών φορτίων των υποστυλωμάτων. Τα φορτία αυτά λαμβάνονται ως το άθροισμα των

τεμνουσών δυνάμεων (τέμνουσες εκατέρωθεν των στηρίξεων των συνεχών δοκών) που συντρέχουν σε κάθε υποστύλωμα. Ο υπολογισμός αυτός πραγματοποιείται για όλα τα υποστυλώματα και κατασκευάζεται ο τελικός πίνακας υπολογισμού των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων όλων των ορόφων.

6. Με γνωστά τα αξονικά φορτία, γίνεται επιλογή των διαστάσεων της διατομής σκυροδέματος και του οπλισμού των υποστυλωμάτων, μέσω της παρακάτω συνθήκης. Η σχέση αυτή περιορίζει την τάση λειτουργίας των υποστυλωμάτων υπό μόνιμα φορτία σε αρκετά χαμηλά επίπεδα (στο 0.3 του φορτίου θραύσης τους) προκειμένου το κάθε υποστύλωμα να έχει τη δυνατότητα με ασφάλεια να δεχθεί επιπλέον καταπόνηση λόγω οριζοντίων δράσεων.

$$P_{\text{υπ}} \leq \text{επιτρεπ. } P = \frac{1}{3} P_{\theta\rho.} = \frac{1}{3} (F_b K_b + F_e \sigma_s) \quad (4.3)$$

Στην παραπάνω εξίσωση  $P_{\text{υπ}}$  είναι το αξονικό φορτίο του υποστυλώματος όπως υπολογίστηκε από το βήμα (5) για φόρτιση (G+P) ενώ τα  $F_b, K_b, F_e, \sigma_s$  καθορίζονται βάσει του Άρθρου 58 του Κανονισμού (ΒΔ 1954), περί υποστυλωμάτων. Σύμφωνα με την παράγραφο ε του Άρθρου 6 (ΒΔ 1959), τα γωνιακά υποστυλώματα που για τον οποιοδήποτε λόγο δε θα μπορούσαν να κατασκευασθούν με γωνιακή διατομή "τύπου Γ", έπρεπε να έχουν διατομή διαστάσεων 30/30 στους τρεις ανώτατους ορόφους, 35/35 στους λοιπούς υποκείμενους, και οπλισμό διατομής 12cm<sup>2</sup> κατ' ελάχιστον και για τις δυο περιπτώσεις. Έτσι επεκράτησε η συνήθης πρακτική όπλισης των γωνιακών υποστυλωμάτων με 4Φ20.

7. Εν συνεχεία πραγματοποιείται στατικός αντισεισμικός υπολογισμός κατά Ρουσόπουλο και γίνεται έλεγχος των οπλισμών των υποστυλωμάτων σε σύνθετη κάμψη με τη βοήθεια των γνωστών πινάκων Saliger. Γίνεται έλεγχος της επάρκειας της διατομής με οπλισμό αυτόν που προέκυψε από το βήμα 6, και όπου κρίνεται απαραίτητο, αυξάνεται ο οπλισμός ή/και οι διαστάσεις του υποστυλώματος.

8. Τέλος με βάση τα αξονικά φορτία των υποστυλωμάτων πραγματοποιείται ειδικός αντισεισμικός έλεγχος (έλεγχος των περιμετρικών δοκών) σύμφωνα με την παράγραφο 3 του Άρθρου 6 του αντισεισμικού κανονισμού. Στη φάση αυτή κάθε υποστύλωμα της περιμέτρου απομονώνεται από τα υπόλοιπα στοιχεία με τα οποία είναι συνδεδεμένο. Το αξονικό του φορτίο πολλαπλασιάζεται επί 0.5ε όπου ε ο σεισμικός συντελεστής και η δύναμη που προκύπτει θεωρείται ως δρώσα τέμνουσα στο υποστύλωμα αυτό (λαμβάνοντάς το στη συνηθέστερη περίπτωση ως ανεξάρτητο αμφίπακτο μέλος). Από την

τέμνουσα αυτή υπολογίζεται η αντίστοιχη ροπή, η οποία εν συνεχεία μοιράζεται στις δοκούς αριστερά και δεξιά στην κορυφή ή τη βάση του υποστυλώματος, ανάλογα με το που γίνεται ο έλεγχος. Η ροπή αυτή αθροίζεται με τις ροπές των δοκών από τα μόνιμα φορτία και γίνεται επανέλεγχος της διατομής και του οπλισμού της δοκού.

9. Ο έλεγχος των στοιχείων σε διάτμηση, ήταν σχετικά απλός. Με γνωστή την δρώσα τέμνουσα δύναμη, μέσω θεωρίας κάμψης και αντοχής των υλικών υπολογίζεται η μέγιστη διατμητική τάση. Η τιμή της συγκρίνεται με μέγιστες επιτρεπόμενες από τον κανονισμό τιμές, και επιλέγεται ο οπλισμός διάτμησης. Στις περισσότερες περιπτώσεις η διάτμηση δεν αποτελούσε κρίσιμο μέγεθος με αποτέλεσμα οι οπλισμοί να προκύπτουν Φ6/20 ή Φ8/25.

10. Σε όλες τις παραπάνω περιπτώσεις και προκειμένου για διαστασιολόγηση με εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από σεισμική καταπόνηση, χρησιμοποιούνται επιτρεπόμενες τάσεις τόσο για το σκυρόδεμα όσο και για το χάλυβα, αυξημένες κατά 20% σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959.

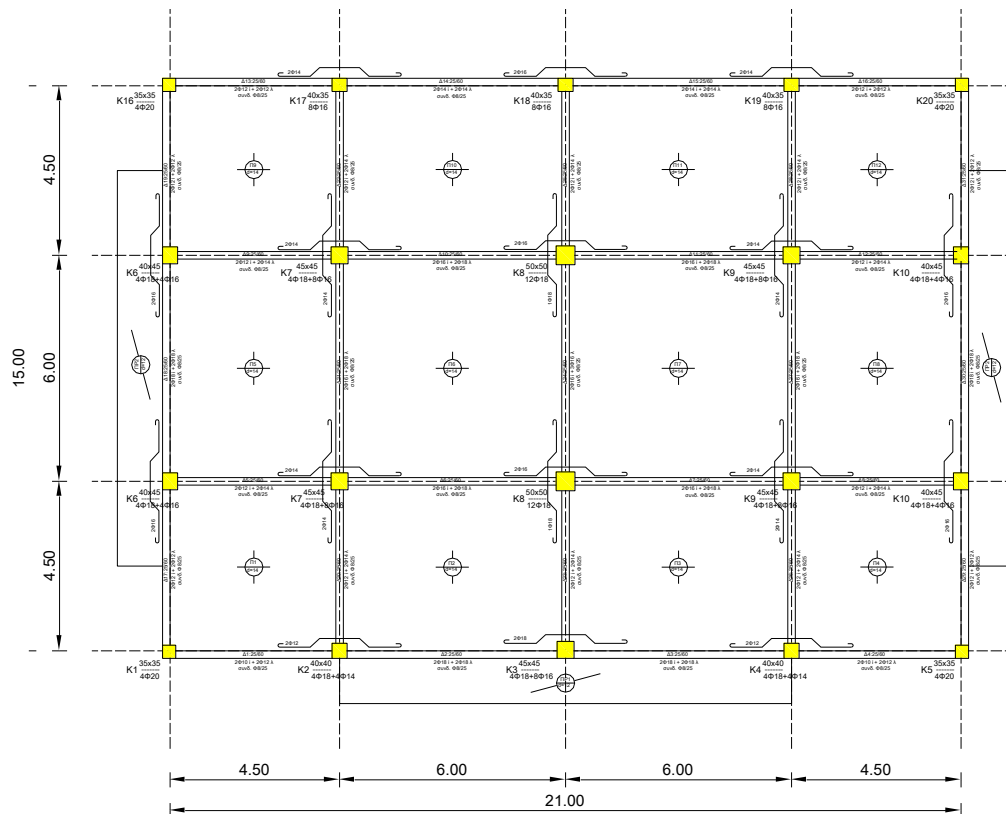
Στο Παράρτημα Α της Έκθεσης Προόδου παρουσιάζεται αναλυτικά και κατά τα πρότυπα μιας τυπικής μελέτης κτιριακού έργου της δεκαετίας του 60', ο στατικός και αντισεισμικός υπολογισμός ενός από τα κτίρια που εξετάζονται. Τηρώντας την ίδια μεθοδολογία, υπολογίσθηκαν όλα τα ιδεατά κτίρια που θα αποτελέσουν τη βάση της διερεύνησης του ερευνητικού αυτού έργου.

#### **4.2 Περιγραφή των επιλεγέντων κτιρίων προς διερεύνηση**

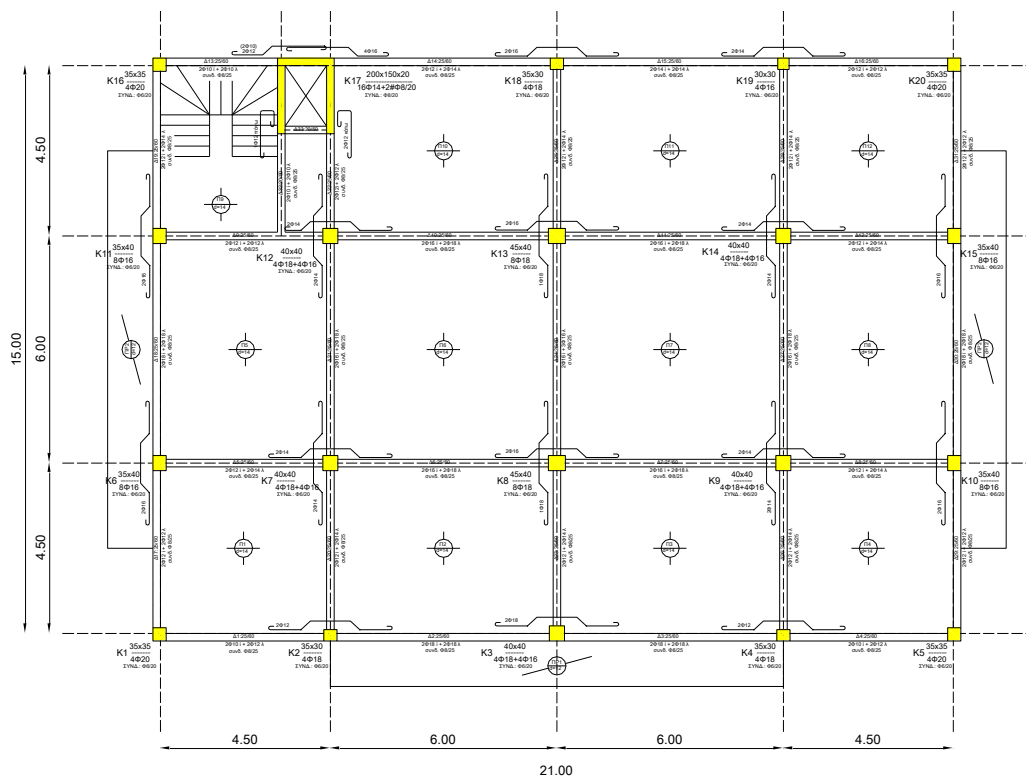
Με πρώτη παράμετρο την επιρροή της συμμετρίας σε κάτοψη των κατακορύφων φερόντων στοιχείων, επιλέγονται δύο μορφές κατόψεων. Στα Σχήματα 4.1 και 4.2 παρουσιάζονται σε κάτοψη οι δύο αυτοί τυπικοί όροφοι, δηλ. (α) ένας συμμετρικός πλαισιακός φορέας (χωρίς να περιλαμβάνεται στο προσομοίωμα το κλιμακοστάσιο) και (β) ένας φορέας με 'συγκρότημα κλιμακοστασίου και ανελκυστήρα το οποίο τοποθετείται με διπλή εκκεντρότητα σε μία γωνία της κάτοψης.

Στο εξής το μεν **συμμετρικό κτίριο** λαμβάνει την κωδική ονομασία "**SYM**" το δε **μη συμμετρικό** με το **έκκεντρο** κλιμακοστάσιο την ονομασία "**ECC**". Με δεύτερη παράμετρο τον αριθμό των ορόφων, επιλέγονται δύο πολυώροφα κτίρια: ένα τριώροφο και ένα πενταώροφο. Με συνδυασμό των δύο ως άνω παραμέτρων, δημιουργούνται τέσσερεις (4) προς διερεύνηση τύποι κτιρίων, με κωδικές ονομασίες: **3ST-SYM**, **5ST-SYM**, **3ST-ECC**, **5ST-ECC**. Στοιχεία αναφορικά με τις βασικές παραδοχές σχεδιασμού των συγκεκριμένων κτιρίων

δίδονται παρακάτω. Αναλυτικά όλοι οι ξυλότυποι των κτιρίων παρουσιάζονται στο Παράρτημα Β (βλ. Σχέδια Ξ-1 έως Ξ-20).



**Σχήμα 4.1** Κάτοψη τυπικού ορόφου των συμμετρικών κτιρίων 3ST-SYM και 5ST-SYM



**Σχήμα 4.2** Κάτοψη τυπικού ορόφου των έκκεντρων κτιρίων 3ST-ECC και 5ST-ECC

Παραδοχές για τα υλικά κατασκευής του σκελετού: Για το σχεδιασμό και τη διαστασιολόγηση των κτιρίων θεωρήθηκε σκυρόδεμα κατηγορίας B160 μέσης θλιπτικής αντοχής κύβου ακμής 20cm τα  $160\text{kg/cm}^2$ , μέσης αντοχής κυλίνδρου  $f_{cm}=12.8\text{MPa}$  και χαρακτηριστικής αντοχής κυλίνδρου  $f_{ck}=10.2\text{MPa}$ . Για τους οπλισμούς θεωρήθηκε λείος χάλυβας κατηγορίας StI με χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή  $f_{ck}=220\text{MPa}$  και μέση  $f_{ck}=253\text{MPa}$ . Η αντοχή των τοιχοπληρώσεων κατά τη διεύθυνση της διαγωνίου λήφθηκε ίση με  $f_w=2.3\text{MPa}$  και το μέτρο ελαστικότητάς τους ίσο με  $750f_w=1725\text{MPa}$ .

Τα φορτία που λήφθηκαν υπόψη στο σχεδιασμό, βασίζονται στον Κανονισμό Φορτίσεων και περιγράφονται αναλυτικά στο παράδειγμα στατικής μελέτης στο Παράρτημα Α.

Τα αποτελέσματα των διερευνητικών αναλύσεων για τα κτίρια που υπολογίσθηκαν υπό την παραδοχή ότι βρίσκονται στην ευρύτερη περιοχή της Αττικής (Αθήνας) και σε έδαφος Κατηγορίας Α. Ως εκ τούτου, τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού των κτιρίων αυτών υπολογίσθηκαν λαμβάνοντας σεισμικό συντελεστή  $\varepsilon=0.04$ , σύμφωνα με τα όσα προέβλεπε ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959.

Μετά από την κατ' αρχήν επίλυση και διαστασιολόγησή τους σύμφωνα με τους παλιούς κανονισμούς του 1954 και του 1959, δημιουργήθηκαν οι ξυλότυποι όλων των ορόφων των 4 αυτών κτιρίων, όπως αυτοί παρουσιάζονται στο συνημμένο Παράρτημα.

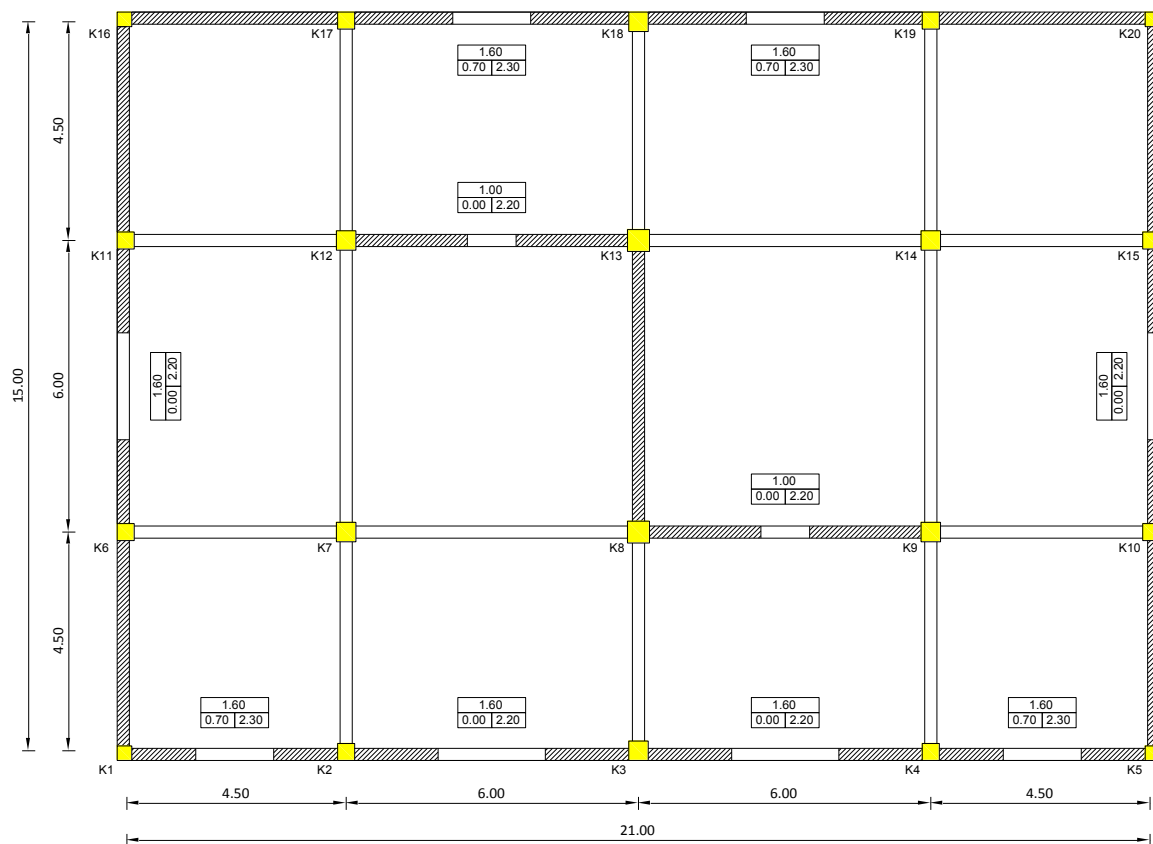
Μερικά από τα βασικά στοιχεία που προέκυψαν από τους υπολογισμούς με βάση τους παλιούς κανονισμούς είναι α) η έλλειψη απαίτησης οπλισμού διάτμησης στα υποστυλώματα αλλά και στις δοκούς δεδομένου ότι στις τελευταίες η διάτμηση καλύπτεται από τα σπαστά σίδερα του διαμήκους οπλισμού β) ο σημαντικά μειωμένος οπλισμός στο κάτω πέλμα των δοκών ο οποίος πρακτικά αποτελεί περίπου το μισό οπλισμό του ανοίγματος που συνεχίζει ως τα άκρα και δεν κάμπτεται στις στηρίξεις και γ) γωνιακά υποστυλώματα 30x30 με 4Φ20 στους τρεις ανώτερους και 35x35 με 4Φ20 στους υποκείμενους ορόφους.

#### **4.3 Διάταξη τοιχοπληρώσεων τυπικού ορόφου για τα επιλεγμένα κτίρια**

Τα κτίρια που εξετάζονται στο παρόν ερευνητικό έργο, αποτελούν φορείς Ο.Σ. με ανοικτό ισόγειο όροφο (Pilotis). Για το λόγο αυτό οι τοιχοπληρώσεις συμπεριλαμβάνονται στα προσομοιώματα ανάλυσης των κτιρίων, σε όλους τους ορόφους πλην του ισογείου. Κατά τη συνήθη κατασκευαστική πρακτική και αρχιτεκτονική της περιόδου δομήσεως

αυτού του τύπου κτιρίων, οι περιμετρικοί τοίχοι κατασκευάζονται με μπατική οπτοπλινθοδομή συνολικού πάχους 20cm. Οι εσωτερικοί διαχωριστικοί μεταξύ των διαμερισμάτων και των διαδρόμων κατασκευάζονται επίσης μπατικοί, ενώ οι λοιποί διαχωριστικοί των δωματίων τοίχοι, ως δρομικοί (μονό τούβλο) με πάχος 10cm.

Δεδομένου ότι οι φορείς που μελετήθηκαν είναι ιδεατοί, με απλή γεωμετρία, χωρίς αρχιτεκτονικά σχέδια ορόφων, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η όποια συνεισφορά εσωτερικών δρομικών τοιχοπληρώσεων στην πλευρική αντοχή και δυσκαμψία των ορόφων χωρίς όμως να αυξάνεται δραματικά ο αριθμός των διαγωνίων στοιχείων που επιβαρύνουν τα προσομοιώματα ανάλυσης, κρίθηκε σκόπιμο οι όποιες εσωτερικές τοιχοπληρώσεις να υποκατασταθούν (όχι καταχρηστικά) με τρεις μπατικές τοιχοποιίες (δυο κατά τη διαμήκη και μία κατά την εγκάρσια διεύθυνση) με χαρακτηριστικά όμοια με εκείνα των περιμετρικών τοιχοπληρώσεων. Στο σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζεται η τυπική διάταξη και τα ανοίγματα των τοιχοπληρώσεων, όπως θεωρήθηκαν για όλους τους ορόφους (πλην του ισογείου) των κτιρίων που αναλύθηκαν (συμμετρικών και έκκεντρων κατόψεων).



**Σχήμα 4.3** Διάταξη τοιχοπληρώσεων τυπικού ορόφου που λήφθηκε υπόψη σε όλες τις αναλύσεις



#### 4.4 Περιγραφή των ενισχυμένων κτιρίων

Κρίνεται κατ' αρχήν σκόπιμο να δοθούν δυο απαραίτητοι ορισμοί άμεσα σχετιζόμενοι με τον βασικό στόχο του παρόντος ερευνητικού προγράμματος, ήτοι:

- 1) **Μερική Ενίσχυση:** Ο όρος μερική ενίσχυση χρησιμοποιείται για να περιγράψει μια λύση ενίσχυσης περιορισμένη σε έκταση με σαφή και ξεκάθαρο χαρακτήρα. Πιο συγκεκριμένα, για κτίρια με ανοικτά ισόγεια τύπου Pilotis, η μερική ενίσχυση στοχεύει στην επέμβαση μόνο στον ανοικτό ισόγειο όροφο χωρίς πρόσθετες παρεμβάσεις ή τροποποιήσεις στους λοιπούς ορόφους της ανωδομής. Αντιθέτως, μια ενίσχυση η οποία επεκτείνεται σε ολόκληρο το φέροντα οργανισμό του κτιρίου και σε όλους τους ορόφους θεωρείται καθολική.
- 2) **Βέλτιστη Λύση:** Για να αποτελεί βέλτιστη λύση, μια μερική ενίσχυση, θα πρέπει να επιτελεί το σκοπό της, χωρίς να επιδεινώνει την αντισεισμική συμπεριφορά ολόκληρης της κατασκευής. Πιο συγκεκριμένα, για τις περιπτώσεις ανοικτών ισογείων ορόφων, όπου μια αστοχία τύπου «μαλακού ορόφου» παρασέρνει 'άδικα' σε κατάρρευση και καταδικάζει ολόκληρη την ανωδομή, η βέλτιστη λύση ενίσχυσης, θα είναι εκείνη η οποία θα επιτυγχάνει να άρει το φαινόμενο του μαλακού ή ασθενούς από πλευράς σεισμικής αντοχής ισογείου ορόφου, χωρίς ωστόσο να υπέρ-καταπονεί τους ανώτερους.

Στα Σχήματα 4.4 και 4.5, παρουσιάζονται οι κατόψεις ισογείου των συμμετρικών και των έκκεντρων κτιρίων, αντίστοιχα, δείχνοντας και τα επιλεγμένα φατνώματα στα οποία θεωρήθηκε ότι εισάγονται μεταλλικοί χιαστί σύνδεσμοι. Για μεν τους συμμετρικούς φορείς τηρείται συμμετρική διάταξη ενίσχυσης (βλ. Σχ. 4.4), για δε τους έκκεντρους, τα φατνώματα προς ενίσχυση επιλέγονται κατά τρόπο τέτοιο, που να μειώνουν κατά το δυνατό περισσότερο τη στρεπτική απόκριση του κτιρίου, λόγω έκκεντρης θέσης του κλιμακοστασίου (βλ. Σχ. 4.5, χιαστί ενίσχυσης τοποθετημένα μόνο στην εύκαμπτη πλευρά του κτιρίου).

Ο προσδιορισμός της βέλτιστης λύσης με διαγώνιους μεταλλικούς συνδέσμους συνίσταται στην κατάλληλη επιλογή προφίλ διατομών των μεταλλικών χιαστί, σε τρόπο ώστε οι διατομές να είναι α) αρκετά ισχυρές ώστε να μειώνουν σημαντικά τις αυξημένες μετακινήσεις του ισογείου και β) όχι πολύ ισχυρές, σε βαθμό που να οδηγούν σε αστοχίες στους ανώτερους ορόφους.

Έτσι προκειμένου να προσδιορισθούν οι διατομές των χιαστί συνδέσμων των τεσσάρων (4) περιπτώσεων ενίσχυσης που μελετήθηκαν, ακολουθήθηκε μια διαδικασία προκαταρκτικών δοκιμαστικών αναλύσεων, θέτοντας ως αρχικό κριτήριο βέλτιστης λύσης τις διατομές που θα οδηγούν σε έναν κατ' αρχήν εξορθολογισμό της κατανομής των σεισμικών μετακινήσεων και των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων καθ' ύψος. Με άλλα λόγια ως αρχικό κριτήριο για την επιλογή των βέλτιστων διατομών, θεωρήθηκε εκείνο που δίνει ομοιόμορφες καθ' ύψος σεισμικές μετακινήσεις. Σε περίπτωση που αυτό επιτυγχάνεται, ακολουθεί αναλυτική αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου υπό τις επιλεγμένες διατομές μεταλλικών συνδέσμων. Αν η λύση αυτή, πέραν του εξορθολογισμού των μετακινήσεων συνοδεύεται και από ικανοποίηση των κριτηρίων αστοχίας σε επίπεδο μελών, τότε η λύση αυτή μπορεί να θεωρηθεί ως βέλτιστη.

Ακολουθώντας τη διαδικασία αυτή για τα τέσσερα κτίρια που ενισχύθηκαν με μεταλλικούς συνδέσμους, προέκυψαν οι διατομές του παρακάτω πίνακα:

**Πίνακας 4.1** Διατομές χιαστί μεταλλικών συνδέσμων

Κτίριο	Φατνώματα Διεύθυνσης Χ-Χ	Φατνώματα Διεύθυνσης Υ-Υ
<b>3ST-SYM</b>	SHS - 90/3.6	SHS - 90/3.6
<b>5ST-SYM</b>	CHS - 88.9/3.2	CHS - 88.9/3.2
<b>3ST-ECC</b>	CHS - 108/4.5	CHS - 108/3.6
<b>5ST-ECC</b>	CHS - 88.9/3.2	CHS - 88.9/3.2

\* SHS : Square Hollow Sections

CHS : Circular Hollow Sections

#### **4.5 Λεπτομέρειες μόρφωσης των μεταλλικών χιαστί συνδέσμων**

Ο βασικός σχεδιασμός της παρούσης εργασίας αναφέρεται στην επιλογή ενίσχυσης ορισμένου αριθμού πλαισίων σκυροδέματος του ισογείου, με προσθήκη σε καθένα από αυτά ενός χαλύβδινου χιαστί. Οι δύο ράβδου του χιαστί συνδέσμου τοποθετούνται επί των διαγωνίων του παραλληλογράμμου που σχηματίζεται από στις εσωτερικές παρειές της άνωθεν δοκού οροφής, του δαπέδου και των εκατέρωθεν στύλων.

Είναι προφανές ότι η κατά την λειτουργία του συνδέσμου αυτού, μεταφέρονται ικανού μεγέθους συγκεντρωμένες αξονικές δυνάμεις, από τις διαγώνιες αυτές ράβδους στους 4 κόμβους του πλαισίου σκυροδέματος. Θα προκύψει έτσι μία ανάλογης έντασης καταπόνηση των κόμβων, που συνίσταται σε ανάπτυξη ισχυρών διατμητικών και εφελκυστικών τάσεων σε όλη τη μάζα του κόμβου (Ιδείτε π.χ. σχετική ανάλυση στο κεφ. 6.4 του συγγράμματος των Γ. Πενέλη και Α. Κάππου : «ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ», εκδόσεις Ζήτη, 1990). Για λόγους συμβιβαστού των παραμορφώσεων στην περιοχή του κόμβου, ικανές αξονικές δυνάμεις θα μεταφερθούν επίσης στην άνω δοκό, στους στύλους, αλλά και στα στοιχεία της βάσης του φαντώματος.

Με δεδομένο ότι αναφερόμαστε πάντοτε σε υφιστάμενα κτίρια, και μάλιστα δομημένα με τους παλιούς Κανονισμούς (Αντισεισμικό και Σκυροδέματος), είναι προφανές ότι ούτε οι κόμβοι, ούτε τα λοιπά μέλη έχουν σχεδιαστεί για την ανάληψη αυτής της πρόσθετης καταπόνησης. Είναι δε πλέον ή βέβαιον ότι στην περιοχή των κόμβων δεν θα υπάρχουν καθόλου συνδετήρες οπλισμού.

Θα πρέπει επομένως ολόκληρη η περιοχή των κόμβων να ενισχυθεί πρίν από την τοποθέτηση του χιαστί ράβδων. Είναι δε γνωστό ότι η ενίσχυση στην περιοχή ενός κόμβου συνιστά από μόνη της μία ιδιαίτερα επίπονη και εξειδικευμένη επέμβαση. Μάλιστα δε, για την πραγματοποίησή της θα απαιτηθούν εργασίες επεμβάσεων και από το άνω πέλμα των κόμβων, όπου επομένως πρέπει να διασφαλιστεί πρόσβαση, άρα όχληση των ενοίκων του 1<sup>ου</sup> ορόφου.

Η βασική ιδέα της παρούσης έρευνας, όπως και από τον τίτλο της προκύπτει, είναι οι όποιες επεμβάσεις ενίσχυσης να περιοριστούν μόνο στην εύκολα προσβάσιμη περιοχή του ανοιχτού ισογείου, και να είναι, κατά το δυνατόν, απλές στην εφαρμογή τους.

Εάν επομένως οι διαγώνιες ράβδοι συνδεθούν απ' ευθείας στην μάζα των κόμβων :

(α) θα προκύψουν κατ' αρχήν πολύ σοβαρά προβλήματα υλοποίησης του τρόπου μεταφοράς των συγκεντρωμένων αυτών δυνάμεων στην μάζα του κόμβου και

(β) εάν υποθέσουμε ότι αυτό θα 'επιτευχθεί' θα παραμείνουν όλα τα ανωτέρω αναφερθέντα προβλήματα υπέρμετρης καταπόνησης και

(γ) εν τέλει θα προκύψει αδυναμία εφαρμογής της βασικής μας ιδέας, διότι αυτή πλέον θα παύσει να είναι, (τόσο από οικονομική, όσο και από πλευράς όχλησης), ελκυστική για τους ενοίκους.

Γιά την άρση των παραπάνω σοβαρών προβλημάτων, προτείνεται στην παρούσα εργασία ο εξής τρόπος μόρφωσης της όλης ενίσχυσης ενός φανώματος με χαλύβδινο χιαστί ενίσχυσης :

(α) οι χιαστί ράβδοι δεν τοποθετούνται μόνες τους (αυτόνομες), αλλά ενσωματωμένες σε ένα ορθογωνικό χαλύβδινο πλαίσιο (τελάρο), που και αυτό συντίθεται από ράβδους μορφοσιδήρου. Το σύνολο δικτύωμα (τελάρο + χιαστί) είτε προκατασκευάζεται ολόκληρο στο εργοστάσιο είτε συναρμολογείται επί τόπου.

(β) το τελάρο, από ράβδους διατομής HEA (τάξη μεγέθους : HEA140, HEA160, HEA180), φέρει στην εξωτερική του περίμετρο συγκολλημένους διατμητικούς ήλους με κεφαλή. Το ήμισυ του ενός πέλματος της διατομής των ράβδων αυτών αποτέμενεται, για να είναι δυνατή η τοποθέτηση του τελάρου επί τόπου, με ταυτόχρονη την παρουσία των παρακάτω βλήτρων (γ1).

(γ) Πρίν από την τοποθέτηση του τελάρου, τα περιμετρικά στοιχεία σκυροδέματος υφίστανται την ακόλουθη επεξεργασία :

(γ1) στις εσωτερικές παρειές που έρχονται σε επαφή με το ως άνω μεταλλικό πλαίσιο εμφάντωσης τοποθετούνται βλήτρα (π.χ. Φ14mm, Φ16mm) από ράβδους B500C (S500s) σχήματος I, ανά 30cm κατά μήκος. Η θέση των βλήτρων αυτών σε όψη, βρίσκεται στο μισό του ως άνω διαστήματος των 30cm των διατμητικών ήλων.

(γ2) στις λοιπές πλευρές του στοιχείου που δεν έρχονται σε επαφή με το μεταλλικό πλαίσιο εμφάντωσης τοποθετούνται επίσης βλήτρα.

(γ3) όλες οι γυμνές επιφάνειες των περιμετρικών στοιχείων ενισχύονται τέλος με λεπτό και ελαφρά ωπλισμένο μανδύα εκτοξευομένου σκυροδέματος.

Η τοποθέτηση του μανδύα αυτού κρίνεται απαραίτητη, για τον εξής λόγο :

Οι σκοπούμενες στην παρούσα εργασία επεμβάσεις αναφέρονται πάντοτε σε υφιστάμενα παλιά δομήματα, που μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν με τους παλιούς κανονισμούς. Στα βασικά μειονεκτήματά τους περιλαμβάνονται ως γνωστόν : οι ανεπαρκείς και αραιά τοποθετημένοι κύριοι οπλισμοί των στύλων, η ανεπαρκής διατμητική κάλυψη δοκών και στύλων στις κρίσιμες περιοχές, η ανεπαρκής αγκύρωση όλων των ράβδων, οι μικρές επικαλύψεις του οπλισμού, κ.λ.π. Είναι προφανές κατ'αρχήν ότι τα στοιχεία της ενισχυτικής επέμβασης όπως παραπάνω περιγράφηκαν και όπως φαίνονται αναλυτικά στα κατασκευαστικά σχέδια του Μέρους Β της παρούσης, ιδίως δε τα (απαραίτητα για την διατμητική συνεργασία) βλήτρα, αναμένεται να 'τραυματίσουν' τη μάζα του σκυροδέματος

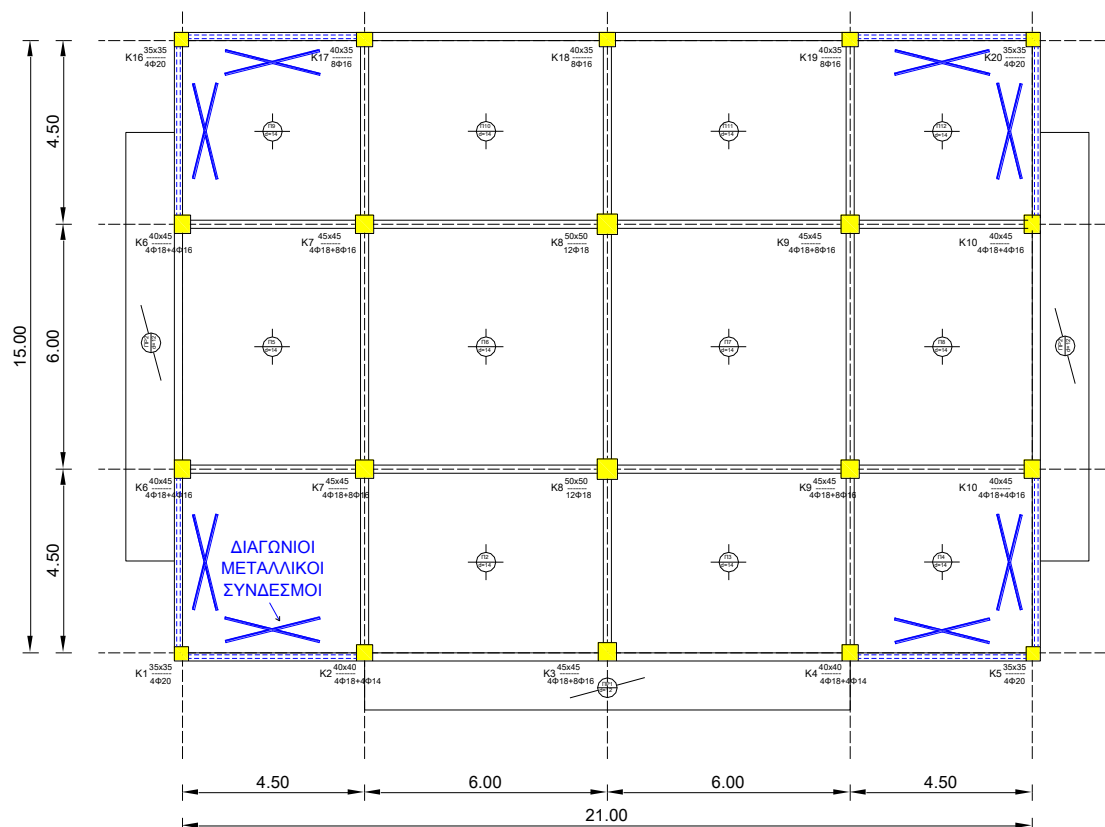
των δοκών και στύλων, σε βαθμό που να τα καθιστούν ακόμη πιο ευάλωτα σε σεισμικές καταπονήσεις. Πέραν αυτού, η κατανομή της πρόσθετης έντασης κατά μήκος των μελών αυτών, όπως παραπάνω εξηγήθηκε, δεν μπορεί να αφεθεί αποκλειστικά στην δράση των βλήτρων. Η κατασκευή επομένως ενός ελαφρού μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κρίνεται (για πρακτικούς και ουσιαστικούς λόγους) επιβεβλημένη, διότι μόνον με τον τρόπο αυτό μπορούν να αντιμετωπιστούν οι ως άνω εγγενείς αδυναμίες των υφισταμένων στοιχείων, σε τρόπο ώστε να καθιστούν αυτά ικανά να εκπληρώσουν τον 'νέο ρόλο' τους στα πλαίσια της όλης ενίσχυσης.

Σε ότι αφορά στην προσομοίωση της ως άνω διάταξης/μόρφωσης των χιαστί μεταλλικών συνδέσμων, δηλαδή την μόρφωσή τους σε συνδυασμό με ένα περιμετρικό τελάρο και με ένα ελαφρό μανδύα σκυροδέματος, σημειώνονται τα εξής:

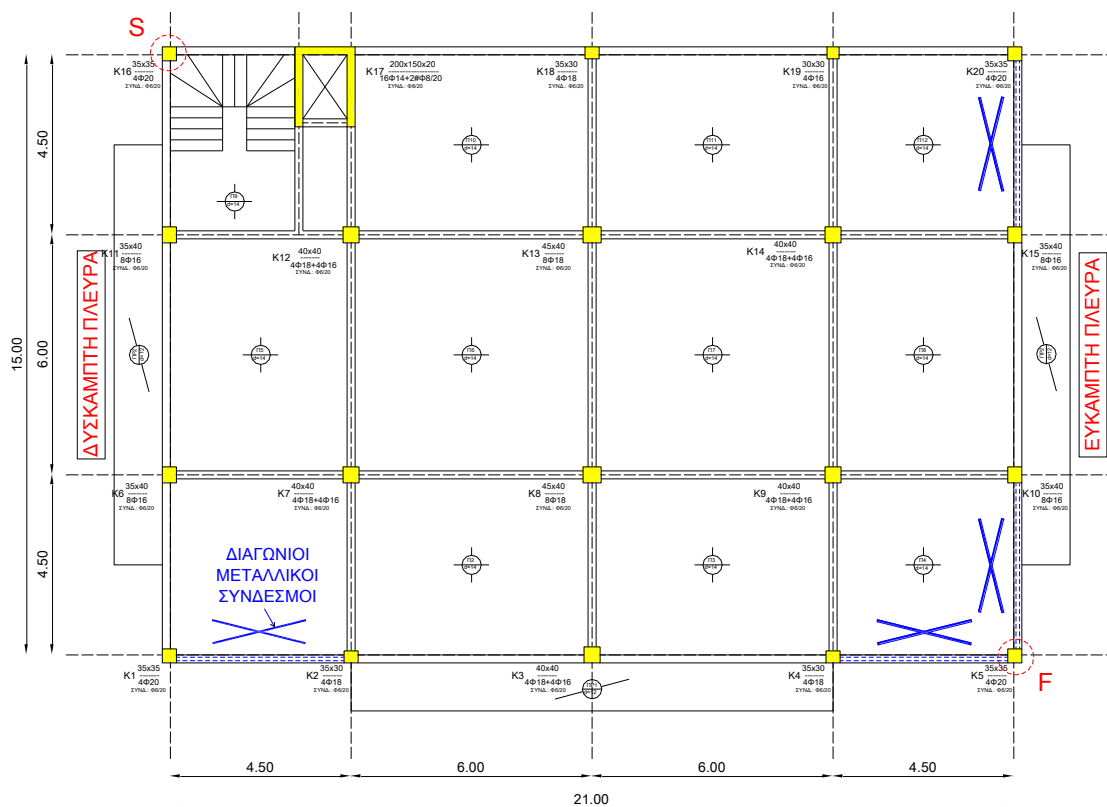
Μια αναλυτική λεπτομερής εξιδανίκευση/προσομοίωση όλων των επί μέρους στοιχείων που απαρτίζουν την παραπάνω διάταξη συνιστά μια αρκετά επίπονη υπολογιστικά διαδικασία, η οποία, προκειμένου να αντιμετωπιστεί ρεαλιστικά, προϋποθέτει τη χρήση εξειδικευμένων αναλυτικών χωρικών πεπερασμένων στοιχείων.

Εκ των πραγμάτων, μια τέτοια ανάλυση δεν μπορεί παρά να περιορίζεται σε μικρού σχετικά μεγέθους φορείς της τάξεως μεγέθους ενός και μόνον επίπεδου δίστυλου πλαισίου. Στα πλαίσια όμως των αναλύσεων της παρούσης, στις οποίες μελετάται η μη γραμμική δυναμική συμπεριφορά μεγάλου μεγέθους πολυορόφων χωρικών φορέων είναι προφανές ότι μια τέτοια αναλυτική προσομοίωση είναι ανέφικτη.

Στην παρούσα εργασία επομένως στις αναλύσεις των χωρικών προσομοιωμάτων, ελήφθησαν υπόψη μόνον οι χιαστί ράβδοι και αγνοήθηκαν οι παραπάνω λοιπές λεπτομέρειες μόρφωσης της όλης ενίσχυσης. Θεωρούμε ότι η παραδοχή αυτή θα έχει μικρές έως ασήμαντες επιπτώσεις στη συνολική απόκριση της κατασκευής και κυρίως στην τελική επιλογή του αριθμού και των διατομών των στοιχείων της ενίσχυσης.



Σχήμα 4.4 Διάταξη ενίσχυσης των συμμετρικών κτιρίων 3ST-SYM & 5ST-SYM



Σχήμα 4.5 Διάταξη ενίσχυσης των μη συμμετρικών (έκκεντρων) κτιρίων : 3ST-ECC & 5ST-ECC

#### 4.6 Υπολογισμός των αντοχών των χιαστί μεταλλικών συνδέσμων

Τα χαρακτηριστικά των μεταλλικών χιαστί συνδέσμων υπολογίσθηκαν με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 (EC3). Προκειμένου για τις μη γραμμικές αναλύσεις απαιτείται ο υπολογισμός των αντιστάσεων των διατομών σε εφελκυσμό και θλίψη (ή λυγισμό). Οι δυνάμεις αυτές αποτελούν τις αξονικές δυνάμεις διαρροής στο διγραμμικό προσομοίωμα που υιοθετείται για τους μεταλλικούς συνδέσμους.

Στη συνέχεια υπολογίζονται οι δυνάμεις διαρροής σε εφελκυσμό και θλίψη των διαγωνίων συνδέσμων που επιλέχθηκαν για το τριώροφο συμμετρικό κτίριο. Οι διατομές των χιαστί συνδέσμων που υλοποιούνται για την ενίσχυση του κτιρίου στα ακραία φαντώματα (βλ. Σχ 4.4) τόσο της Χ-Χ όσο και της Υ-Υ διεύθυνσης είναι κοίλες ορθογωνικές SHS-90-3.6 (Square Hollow Section). Τα γεωμετρικά στοιχεία της διατομής είναι, πλάτος  $b=90\text{mm}$ , ύψος  $h=90\text{mm}$ , πάχος  $t=3.6\text{mm}$ , εμβαδόν  $A=1230\text{mm}^2$ , και ακτίνα αδρανείας  $i=35.2\text{mm}$ . Το καθαρό άνοιγμα του φαντώματος στο οποίο τοποθετούνται οι σύνδεσμοι είναι ίσο με  $L_{cl}=4225\text{mm}$ , το δε καθαρό ύψος μέχρι τη δοκό οροφής ισογείου  $H_{cl}=2400\text{mm}$ . Έτσι το καθαρό μήκος κατά τη διεύθυνση της διαγωνίου προκύπτει ίσο με  $L_d = \sqrt{L_{cl}^2 + H_{cl}^2} = 4859\text{mm}$ .

Το μήκος αυτό κατά τη διεύθυνση της διαγωνίου λαμβάνεται μειωμένο κατά 10% περίπου προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι λεπτομέρειες σύνδεσης που παρεμβάλλονται μεταξύ των διαγώνιων ράβδων και του περιμετρικού πλαισίου, καθώς και η λεπτομέρεια σύνδεσης των δυο διαγώνιων ή μια με την άλλη στο μέσον του μήκους τους. Λόγω της σύνδεσης των δυο διαγώνιων στο μέσον τους, η εκάστοτε ράβδος που βρίσκεται σε εφελκυσμό παρέχει εγκάρσια στήριξη στην άλλη ράβδο η οποία βρίσκεται σε θλίψη (και αντιστρόφως, καθόσον έχουμε εναλλαγή της φόρτισης) γεγονός που επιτρέπει ως μήκος λυγισμού της θλιβόμενης ράβδου να λαμβάνεται το μισό του μήκους της.

Η εφελκυστική αντοχή  $F_y^+$  της διαγωνίου λαμβάνεται ίση με την πλαστική αντίσταση σχεδιασμού της πλήρους διατομής και υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση, ίση με:

$$F_y^+ = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{1230 \cdot 235}{1.10} = 262.8 \text{ kN}$$

Η θλιπτική αντοχή  $F_y^-$  της μεταλλικής ράβδου λαμβάνεται ίση με την αντοχή του μέλους σε λυγισμό σύμφωνα με την εξίσωση (3.2). Για κοίλες, εν θερμώ ελατές διατομές, η καμπύλη λυγισμού περί οποιονδήποτε άξονα τους είναι τύπου  $a$  και ο συντελεστής

ατελειών λαμβάνεται ίσος με  $\alpha=0.21$ . Το ιδεατό μήκος λυγισμού λαμβάνεται ίσο με  $l=K \cdot L_d$ , όπου  $K$  ο συντελεστής ιδεατού μήκους ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.00 για αμφιαρθρωτά μέλη, όπως μπορούν να θεωρηθούν οι μεταλλικοί διαγώνιοι σύνδεσμοι. Η λυγηρότητα  $\lambda$  λαμβάνεται ως ακολούθως ίση με:

$$\lambda = \frac{\ell}{i} = \frac{0.5 \cdot 4373}{35.2} = 62.18$$

Ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού  $\chi$  και η αδιάστατη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  υπολογίζονται ως εξής:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235.0}{f_y}} = \sqrt{\frac{235.0}{235.0}} = 1.00 \Rightarrow \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{62.18}{93.9} \cdot \sqrt{1.0} = 0.662$$

$$\phi = 0.5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0.5 \cdot \left( 1 + 0.21 \cdot (0.662 - 0.2) + 0.662^2 \right) = 0.767$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.767 + \sqrt{(0.767^2 - 0.662^2)}} = 0.865$$

Με γνωστή την τιμή του μειωτικού συντελεστή  $\chi$  η θλιπτική δύναμη διαρροής είναι ίση με:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.865 \cdot 1.00 \cdot 1230 \cdot 235}{1.10} = 227.37 \text{ kN}$$

Προκειμένου για τις ανελαστικές αναλύσεις, η δύναμη διαρροής  $F_y^-$  που υιοθετείται στα προσομοιώματα, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, λαμβάνεται μειωμένη και ίση με το 20% του φορτίου  $N_{b,Rd}$ , ως μια απλοποιημένη προσέγγιση προσομοίωσης του φαινομένου του λυγισμού, δεδομένου ότι η αντίσταση των μελών μετά το λυγισμό τους μειώνεται απότομα. Έτσι η θλιπτική δύναμη διαρροής στο διγραμμικό διάγραμμα του Σχήματος 3.6, λαμβάνεται ίση με  $F_y^- = 45.47 \text{ kN}$ .

#### Υπολογισμός αντιστάσεων των διατομών CHS - 88.9/3.2

Γεωμετρικά στοιχεία της διατομής :  $D=88.9\text{mm}$ ,  $t=3.2\text{mm}$ ,  $A=862\text{mm}^2$ ,  $i=30.3\text{cm}$ .

$L_{cl}=4125\text{mm}$ ,  $H_{cl}=2400\text{mm}$ ,  $L_d=4772.4\text{mm}$ ,  $l=2147.6\text{mm}$

$$F_y^+ = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{862 \cdot 235}{1.10} = 184.15 \text{ kN}$$

$$\lambda = \frac{\ell}{i} = \frac{2147.6}{30.3} = 70.88$$



$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{70.88}{93.9} \cdot \sqrt{1.0} = 0.755$$

$$\varphi = 0.5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0.5 \cdot \left( 1 + 0.21 \cdot (0.755 - 0.2) + 0.755^2 \right) = 0.843$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)}} = \frac{1}{0.843 + \sqrt{(0.843^2 - 0.755^2)}} = 0.820$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.821 \cdot 1.00 \cdot 862 \cdot 235}{1.10} = 151.96 \text{ kN} \Rightarrow F_y^- = 30.22 \text{ kN}$$

#### Υπολογισμός αντιστάσεων των διατομών CHS - 108/3.6

Γεωμετρικά στοιχεία της διατομής : D=108mm, t=3.6mm, A=1180mm<sup>2</sup>, i=36.9cm.

L<sub>cl</sub>=4150mm, H<sub>cl</sub>=2400mm, L<sub>d</sub>=4794.0mm, l=2157.3mm

$$F_y^+ = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{1180 \cdot 235}{1.10} = 252.09 \text{ kN}$$

$$\lambda = \frac{\ell}{i} = \frac{2157.3}{36.9} = 58.46$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{58.46}{93.9} \cdot \sqrt{1.0} = 0.623$$

$$\varphi = 0.5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0.5 \cdot \left( 1 + 0.21 \cdot (0.623 - 0.2) + 0.623^2 \right) = 0.738$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)}} = \frac{1}{0.738 + \sqrt{(0.738^2 - 0.623^2)}} = 0.881$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.881 \cdot 1.00 \cdot 1180 \cdot 235}{1.10} = 222.15 \text{ kN} \Rightarrow F_y^- = 44.23 \text{ kN}$$

#### Υπολογισμός αντιστάσεων των διατομών CHS - 108/4.5

Γεωμετρικά στοιχεία της διατομής : D=108mm, t=4.5mm, A=1460mm<sup>2</sup>, i=36.6cm.

L<sub>cl</sub>=4175mm, H<sub>cl</sub>=2400mm, L<sub>d</sub>=4815.7mm, l=2167.1mm

$$F_y^+ = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{1460 \cdot 235}{1.10} = 311.91 \text{ kN}$$

$$\lambda = \frac{\ell}{i} = \frac{2147.6}{36.6} = 59.21$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{59.21}{93.9} \cdot \sqrt{1.0} = 0.631$$

$$\varphi = 0.5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0.5 \cdot \left( 1 + 0.21 \cdot (0.631 - 0.2) + 0.631^2 \right) = 0.744$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\left( \varphi^2 - \bar{\lambda}^2 \right)}} = \frac{1}{0.744 + \sqrt{\left( 0.744^2 - 0.630^2 \right)}} = 0.878$$

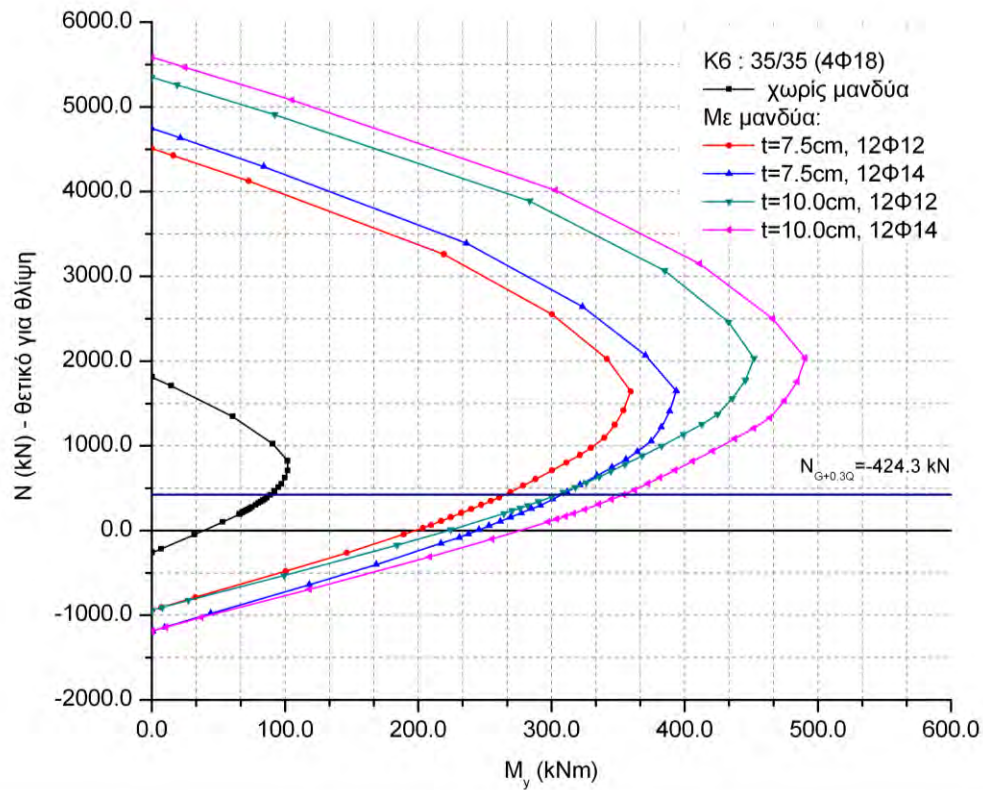
$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.878 \cdot 1.00 \cdot 1460 \cdot 235}{1.10} = 273.87 \text{ kN} \Rightarrow F_y = 54.77 \text{ kN}$$

#### 4.7 Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

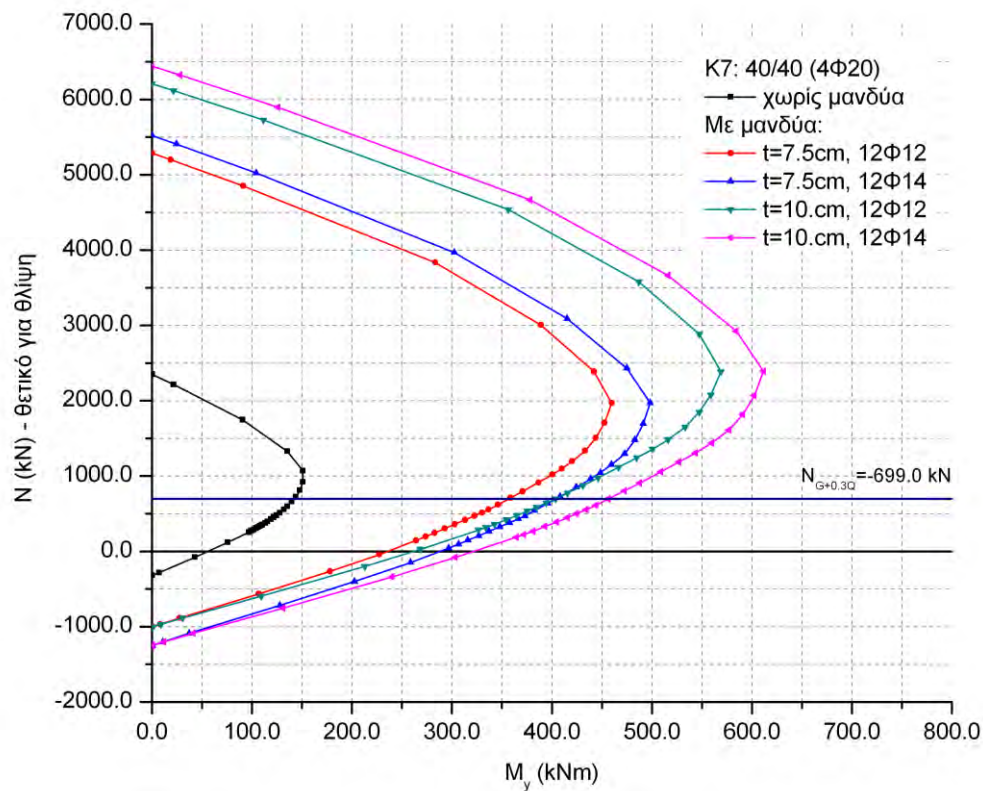
Η ενίσχυση των φερόντων στοιχείων του ισογείου με μανδύες από Ο.Σ, όπως και στην περίπτωση των μεταλλικών χιαστί συνδέσμων, θα πρέπει να οδηγεί σε μια λύσει τέτοια που να μειώνει αισθητά τις αυξημένες μετακινήσεις του ανοικτού ισογείου χωρίς ωστόσο να οδηγεί σε υπερκαταπόνηση της ανωδομής. Η επάρκεια ή μη της μεθόδου αυτής εξαρτάται κυρίως από τον αριθμό των κατακορύφων φερόντων στοιχείων που ενισχύονται, καθώς και από τις γεωμετρικές διαστάσεις και τους οπλισμούς των μανδυνών που υλοποιούνται. Αυτές, ουσιαστικά αποτελούν και τις δυο βασικές μεταβλητές/παραμέτρους κατά τη διαδικασία εύρεσης της βέλτιστης ενίσχυσης.

Για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων ισογείου των κτιρίων της παρούσης επιλέχθηκε σκυρόδεμα κατηγορίας C16/20 και χάλυβας διαμήκους οπλισμού και συνδετήρων B500C. Θεωρώντας πάχη μανδύα 7.5cm ή 10.0cm καθώς και διαμήκη οπλισμό μανδύα 12Φ12 (4Φ12 ανά πλευρά) ή 12Φ14 (4Φ14 ανά πλευρά) υπολογίσθηκαν τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης σε κάμψη με αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων K6 και K7 του ισογείου του 3-όροφου συμμετρικού κτιρίου. Οι υπολογισμοί έγιναν με το λογισμικό ανάλυσης διατομής UCFyber (Chadwell, 2000) για τέσσερεις διαφορετικούς συνδυασμούς πάχους και οπλισμού και η σύγκρισή τους με την καμπτική αντοχή (διάγραμμα αλληλεπίδρασης του στύλου) πριν και μετά την ενίσχυση, παρουσιάζονται στα σχήματα που ακολουθούν.

Στα σχήματα αυτά παρουσιάζεται με οριζόντια γραμμή και το αξονικό φορτίο των υποστυλωμάτων από το συνδυασμό G+0.3Q. Σε κάθε περίπτωση, υπό οποιαδήποτε τιμή του αξονικού φορτίου, το οποίο μεταβάλλεται διαρκώς κατά το σεισμό, παρατηρούμε ότι η καμπτική αντοχή του υποστυλώματος αυξάνεται πάνω από το διπλάσιο της αρχικής αντοχής του μη ενισχυμένου.



**Σχήμα 4.6** Διαγράμματα αλληλεπίδρασης στύλου K6 (3ST-SYM) πριν και μετά την ενίσχυση με μανδύα Ο.Σ



**Σχήμα 4.7** Διαγράμματα αλληλεπίδρασης στύλου K7 (3ST-SYM) πριν και μετά την ενίσχυση με μανδύα Ο.Σ

Διαπιστώνεται από τα διαγράμματα ότι υπό το φορτίο  $G+0.3Q$  η αντοχή του υποστυλώματος με μανδύα 7.5cm και 12Φ14 είναι περίπου ίδια με την αντοχή που δίνει μανδύας πάχους 10cm με 12Φ12. Σε κάθε περίπτωση πάντως επιτυγχάνεται αύξηση της αντοχής πάνω από το διπλάσιο αυτής του αρχικού μη ενισχυμένου υποστυλώματος.

Για μεν το 3-όροφο συμμετρικό κτίριο (3ST-SYM) επιλέχθηκε λύση με εφαρμογή μανδυνών σε όλα τα υποστυλώματα του ισογείου, για δε το 5-όροφο συμμετρικό (5ST-SYM) εφαρμόσθηκαν μανδύες μόνο στα περιμετρικά υποστυλώματα του ισογείου.

Πιο συγκεκριμένα, στο 3-όροφο συμμετρικό κτίριο θεωρήθηκαν μανδύες πάχους 7.5cm με 12Φ14 σε όλα τα υποστυλώματα πλην των κεντρικών K8 και K13 για τα οποία θεωρήθηκαν μανδύες πάχους 7.5cm με οπλισμό 16Φ14 (βλ. Σχέδιο Ξ-19 του Παραρτ. Β).

Στο 5-όροφο συμμετρικό κτίριο τα γωνιακά υποστυλώματα K1,K5,K16,K20 ενισχύθηκαν με 7.5cm και 12Φ14, τα υποστυλώματα K2,K4,K17,K19 με 7.5cm και 14Φ14 ενώ τα K3,K6,K10,K11,K15 και K18, με μανδύα 7.5cm και 16Φ14 (βλ. Σχέδιο Ξ-20).

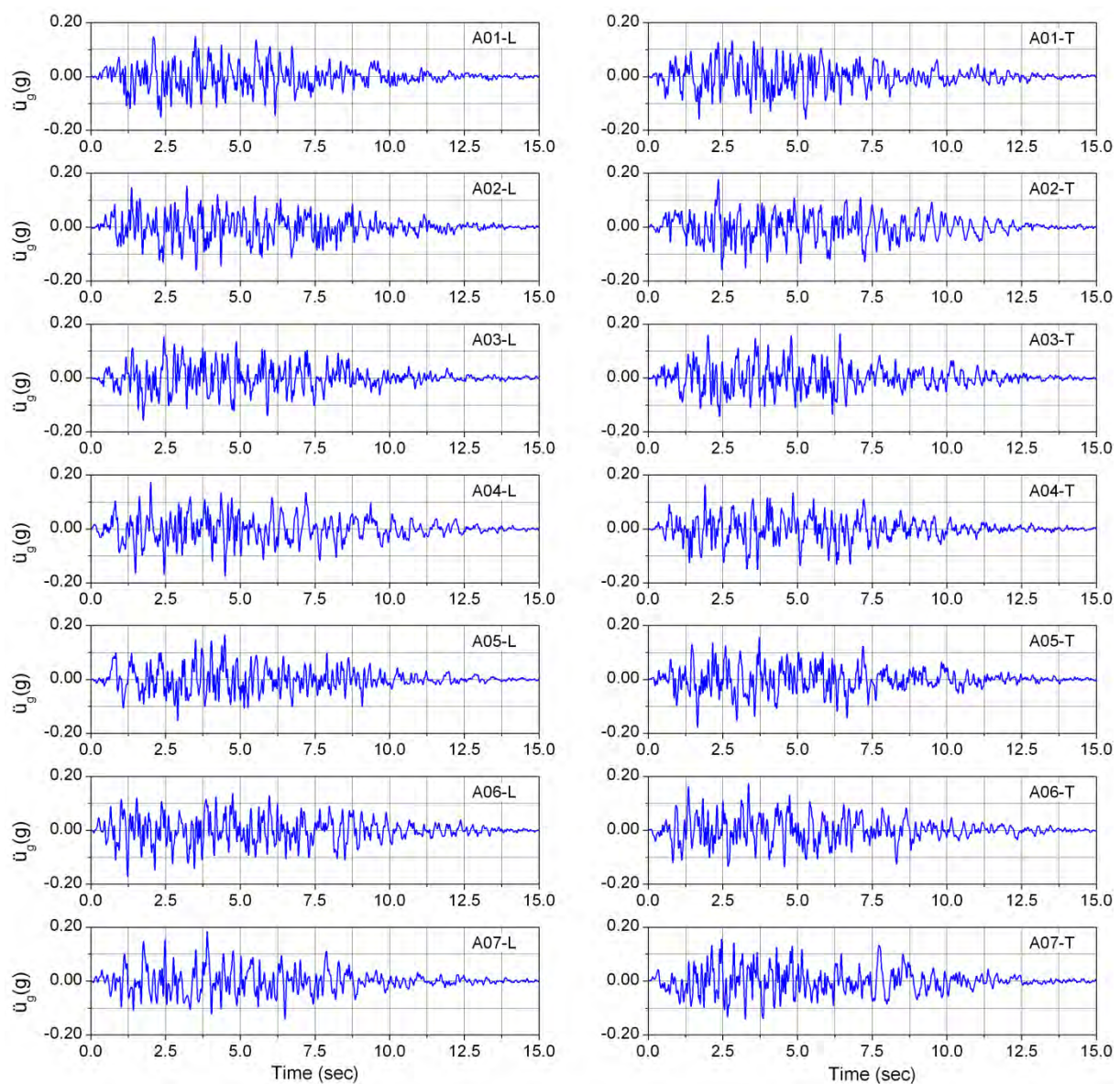
Στις ακραίες περιοχές του μανδύα πρέπει να διατάσσονται πυκνοί συνδετήρες που να αναλαμβάνουν τις εφελκυστικές τάσεις ρηγμάτωσης κατά μήκος των ακμών του μανδύα. Οι ελάχιστοι συνδετήρες που απαιτούνται για να αναλάβουν τουλάχιστον τη δύναμη που αντιστοιχεί την εγκάρσια εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος, υπολογίζονται από την παρακάτω σχέση (KAN.ΕΠΕ,2009):

$$\frac{A_{Sw}}{\alpha_{Sw}} \geq \frac{t \cdot f_{ctm}}{f_{ywd}} \quad (4.4)$$

όπου,  $A_{Sw}$  το εμβαδόν της ράβδου του συνδετήρα,  $\alpha_{Sw}$  η απόσταση των συνδετήρων,  $t$  το πάχος μανδύα,  $f_{ywd}$  το όριο διαρροής των συνδετήρων και  $f_{ctm}$  η μέση τιμή της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος του μανδύα. Για τσέρκια διαμέτρου Φ10 ( $A_{Sw}=78.54\text{mm}^2$ ), πάχος μανδύα 7.5cm,  $f_{ywd}=500/1.15=434.78\text{Mpa}$  και  $f_{ctm}=0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}=1.905\text{Mpa}$  η μέγιστη επιτρεπόμενη απόσταση των συνδετήρων προκύπτει ίση με  $\alpha_{Sw}=23.9\text{cm}$ . Για κατασκευαστικούς λόγους και για να επιτευχθεί σημαντική αύξηση της διατμητικής αντοχής των ενισχυμένων υποστυλωμάτων οι συνδετήρες θεωρήθηκαν σε ίσες αποστάσεις των 10cm.

#### 4.8 Σεισμικές κινήσεις ελέγχου των κτιρίων

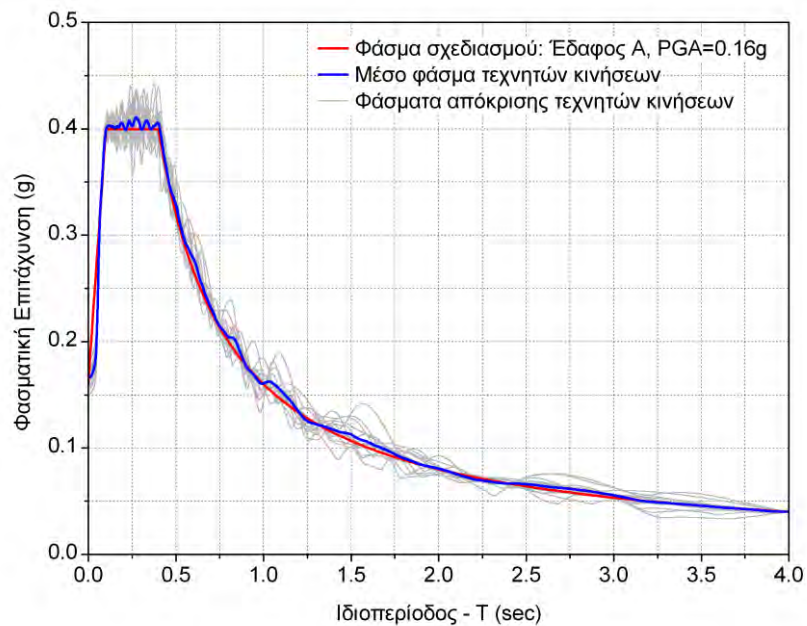
Στο Σχήμα 4.8 παρουσιάζονται 7 ζεύγη συνθετικών κινήσεων διάρκειας 15sec η κάθε μία. Για την κατασκευή των κινήσεων αυτών χρησιμοποιήθηκε ο σχετικός κώδικας RSCTH (Response Spectrum Compatible Time Histories) των Halldorsson et al. (2002). Οι κινήσεις αυτές είναι συμβατές με το φάσμα του Παραρτήματος Α του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού, ήτοι, το μέσο φάσμα απόκρισης επιταχύνσεών τους, συμπίπτει σε αρκετά καλή προσέγγιση με το φάσμα του Κανονισμού για έδαφος κατηγορίας Α (Βράχος) με χαρακτηριστικές ιδιοπεριόδους  $T_1=0.10\text{sec}$  και  $T_2=0.40\text{sec}$  και μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $\text{PGA}=0.16g$ .



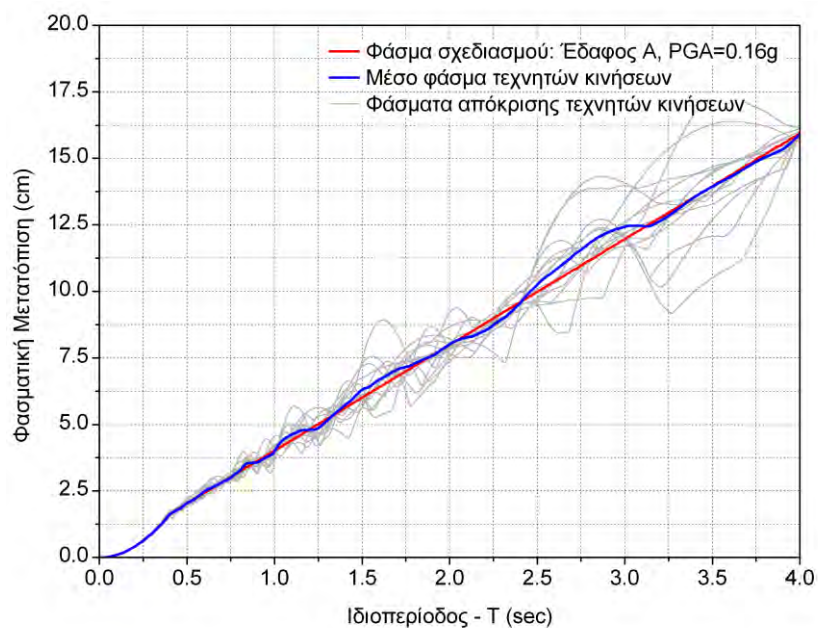
**Σχήμα 4.8** Ζεύγη συνθετικών κινήσεων συμβατών με το φάσμα ΕΑΚ για Έδαφος Α και  $\text{PGA}=0.16g$



Στο Σχήμα 4.9 παρουσιάζονται τα ελαστικά φάσματα απόκρισης ( $\xi=5\%$ ) των παραπάνω συνθετικών κινήσεων καθώς και το μέσο φάσμα αυτών συγκρινόμενο με το φάσμα (στόχος, target design spectrum) του κανονισμού, για το οποίο γίνεται η αποτίμηση και ο σχεδιασμός ενίσχυσης των κτιρίων. Στο Σχήμα 4.10 παρουσιάζονται τα αντίστοιχα για τα φάσματα απόκρισης μετατοπίσεων των κινήσεων αυτών. Οι κινήσεις αυτές είναι μεταξύ τους ασυσχέτιστες.



**Σχήμα 4.9** Φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων των συνθετικών κινήσεων



**Σχήμα 4.10** Φάσματα απόκρισης μετατοπίσεων των συνθετικών κινήσεων

## 5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

### 5.1 Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (*nonlinear time history analyses*)

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα αποτίμησης με μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις για τα 7+7=14 ζεύγη επιταχυνσιογραφημάτων (βλ. §4.7), των τεσσάρων κτιρίων 3ST-SYM, 3ST-ECC, 5ST-SYM και 5ST-ECC, πριν και μετά την ενίσχυσή τους με χιαστί μεταλλικούς συνδέσμους, η διάταξη και οι διατομές των οποίων περιγράφηκαν στην §4.4. Η παρουσίαση των αποτελεσμάτων γίνεται με τρόπο που να διευκολύνει τη σύγκριση της εικόνας της συμπεριφοράς των κτιρίων πριν και μετά τη μερική ενίσχυσή τους.

Τα αποτελέσματα αυτά αποτελούν τους μέσους όρους στο σύνολο των αναλύσεων της κάθε παραμέτρου ή μεταβλητής που εξετάζεται. Πιο συγκεκριμένα, για κάθε κτίριο δίδονται:

- α) οι μέσοι όροι των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων των ορόφων, καθώς και οι μέσοι όροι των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων
- β) οι μέσοι όροι των δεικτών ανεπάρκειας σε διάτμηση των υποστυλωμάτων
- γ) οι μέσοι όροι των δεικτών ανεπάρκειας σε διάτμηση των δοκών
- δ) οι μέσοι όροι των λόγων απαιτούμενης προς διαθέσιμη στροφή πλαστικής άρθρωσης των υποστυλωμάτων
- ε) οι μέσοι όροι των λόγων απαιτούμενης προς διαθέσιμη στροφή πλαστικής άρθρωσης των δοκών με την αντίστοιχη Στάθμη Επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ την οποία δεν καλύπτει το υπόψη μέλος, και, τέλος,
- στ) οι μέσοι όροι των λόγων μέγιστης απαιτούμενης βράχυνσης προς τη βράχυνση που αντιστοιχεί στη μέγιστη θλιπτική δύναμη που μπορούν να παραλάβουν οι τοιχοπληρώσεις.

Οι δείκτες ανεπάρκειας σε διάτμηση  $V_{max}/V_{Rd}$  που παρουσιάζονται, προκύπτουν έπειτα από έλεγχο της δρώσας τέμνουσας δύναμης σε κάθε χρονικό βήμα (time step) της ανάλυσης, προς την αντίστοιχη αντοχή του μέλους σε διάτμηση όπως αυτή ορίζεται κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. (βλ. §2.3.4), υπολογιζόμενη επίσης σε κάθε χρονικό βήμα της ανάλυσης. Έτσι, οι αντοχές των υποστυλωμάτων σε διάτμηση, υπολογίζονται σε κάθε χρονική στιγμή, χρησιμοποιώντας την εκάστοτε τιμή του αξονικού φορτίου  $N$  του κάθε στύλου κατά την εφαρμογή των εξισώσεων υπολογισμού του  $V_{Rd}$ . Κατόπιν υπολογίζεται ο λόγος  $V/V_{Rd}$  στο

συγκεκριμένο βήμα, αποθηκεύεται η μέγιστη τιμή του λόγου αυτού για κάθε μέλος που εξετάζεται και τέλος υπολογίζεται ο μέσος όρος των μεγίστων τιμών από όλα τα sets των αναλύσεων που πραγματοποιούνται.

Αντίστοιχη διαδικασία ακολουθείται για τον υπολογισμό των λόγων απαιτούμενης προς διαθέσιμη στροφή της πλαστικής άρθρωσης, καθώς και για τον υπολογισμό των λόγων μέγιστης απαιτούμενης βράχυνσης προς τη βράχυνση που αντιστοιχεί στη μέγιστη θλιπτική δύναμη που μπορούν να παραλάβουν οι τοιχοπληρώσεις.

Η παρουσίαση των διαγραμμάτων μεγίστων μετακινήσεων και σχετικών μετακινήσεων των ορόφων, σε συνδυασμό με τα διαγράμματα διατμητικών ελέγχων, καμπτικών ελέγχων των μελών και βλάβης των τοιχοπληρώσεων, δίνουν μια σαφή εικόνα της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων πριν και μετά την ενίσχυσή τους.

Τιμές του λόγου  $V_{max}/V_{Rd}$  πάνω από τη μονάδα υποδηλώνουν ψαθυρή διατμητική αστοχία του μέλους.

Τιμές του λόγου απαιτούμενης προς διαθέσιμη στροφή της πλαστικής άρθρωσης κάτω από 0.5, υποδηλώνουν μέλη τα οποία έχουν διαρρεύσει και δεν πληρούν την κατώτατη στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή τη στάθμη «Άμεση χρήση μετά το σεισμό». Μέλη με αντίστοιχη τιμή του λόγου αυτού πάνω από 0.5, δεν καλύπτουν τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής».

Η παράμετρος που καταγράφεται και παρουσιάζεται για τις τοιχοπληρώσεις, που ουσιαστικά αποτελεί έλεγχο παραμορφώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης των διαγώνιων θλιπτέρων του φατνώματος, είναι ενδεικτική της βλάβης που έχουν υποστεί οι τοιχοπληρώσεις. Τιμές του λόγου  $\delta_{max}/\delta_{Rd}$  πάνω από 1.0, υποδηλώνουν τοιχοπληρώσεις που έχουν υπερβεί τη μέγιστη αντοχή τους και έχουν εισέλθει στον κατιόντα κλάδο του διαγράμματος τάσεων παραμορφώσεών τους. Ο δείκτης αυτός βλάβης των τοιχοπληρώσεων είναι και αυτός ένα ενδεικτικό μέτρο ποσοτικοποίησης της τυχόν υπερκαταπόνησης που μπορεί να προκύψει σε ανώτερους ορόφους, όταν ενισχύεται μόνο το ισόγειο του κτιρίου. Συνεπώς, αποτελεί ουσιαστικό κριτήριο χαρακτηρισμού μιας λύσης ενίσχυσης ως βέλτιστης.

Στην ενότητα 5.2 που ακολουθεί παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων πριν και μετά την ενίσχυση των κτιρίων με μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους. Για να καταστεί δυνατή η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της ενίσχυσης, στην ενότητα αυτή, όπως και στις επόμενες, έγινε προσπάθεια όπου ήταν δυνατόν, τα



διαγράμματα μετακινήσεων και ελέγχων των μελών να παρουσιάζονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε σε μια σελίδα να δίδονται οι συγκρίσεις πριν και μετά την ενίσχυση.

Στην ενότητα 5.3 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων pushover καθώς και συγκριτικά διαγράμματα μετακινήσεων μεταξύ των αναλύσεων pushover και δυναμικών.

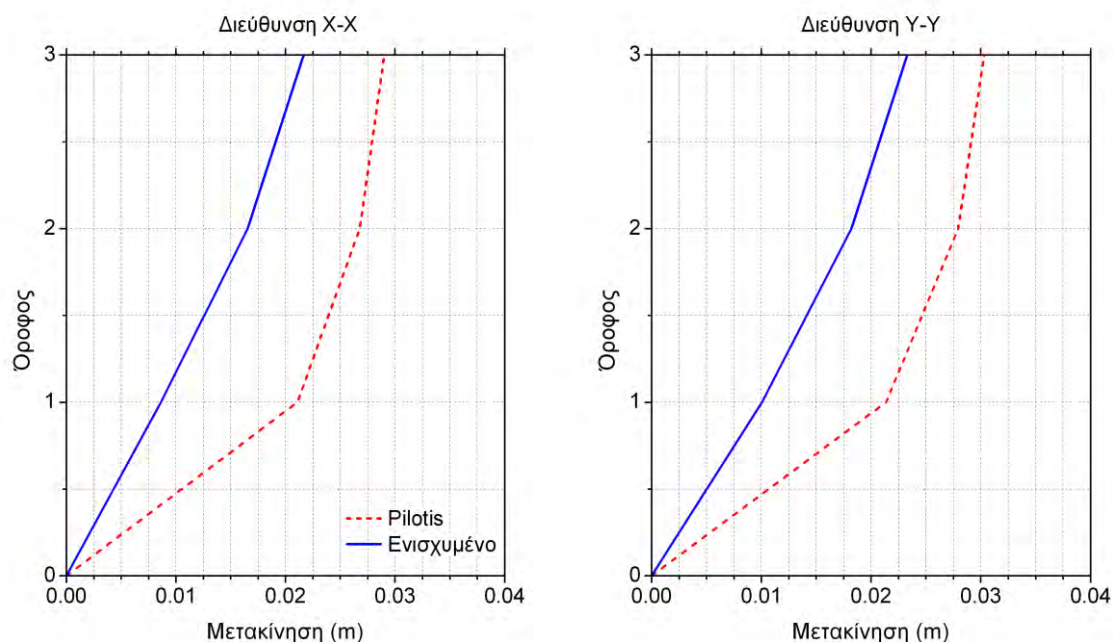
Στην ενότητα 5.4 παρουσιάζονται αντιστοίχως τα αποτελέσματα μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων πριν και μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ. σε επιλεγμένα υποστυλώματα του ισόγειου.

Τέλος στην ενότητα 5.5 δίδονται συγκριτικά διαγράμματα μετακινήσεων μεταξύ των δυο μεθόδων ενίσχυσης με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας και με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.

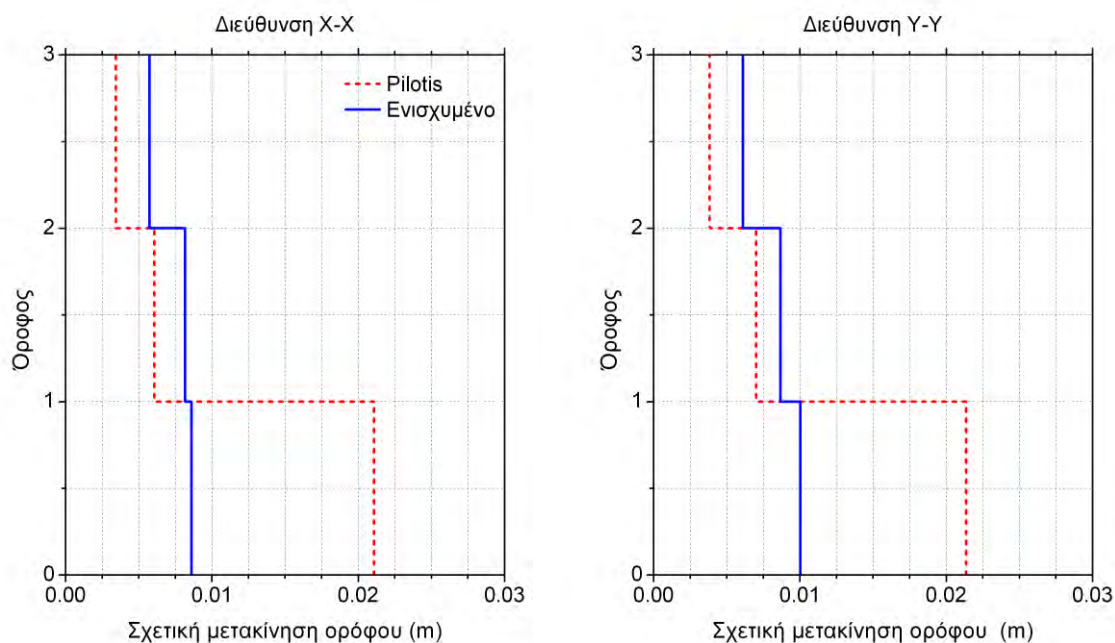
Όπως προκύπτει από τα παρακάτω αναλυτικά αποτελέσματα κάθε κτιρίου ξεχωριστά πριν και μετά την ενίσχυσή του, οι λύσεις που επιλέγονται μειώνουν σημαντικά τις μετακινήσεις που αναπτύσσουν τα κτίρια στο ισόγειό τους, και εξαλείφουν τις ψαθυρές διατμητικές αστοχίες των υποστυλωμάτων. Μόνο στις περιπτώσεις των έκκεντρων κτιρίων, μετά την ενίσχυσή τους, εξακολουθούν να παρουσιάζουν πρόβλημα τα τοιχώματα στη βάση τους, γεγονός που ενδεχομένως να απαιτεί μία τοπική επέμβαση αύξησης της διατμητικής τους αντοχής. Αύξηση των διατομών των συνδέσμων προκειμένου να καλυφθεί το έλλειμμα αντοχής των τοιχωμάτων στο ισόγειο, αναιρεί τα χαρακτηριστικά βέλτιστης λύσης και οδηγεί σε εμφάνιση αστοχιών στον αμέσως επόμενο όροφο.

## 5.2 Αποτελέσματα μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων πριν και μετά την ενίσχυση με μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους

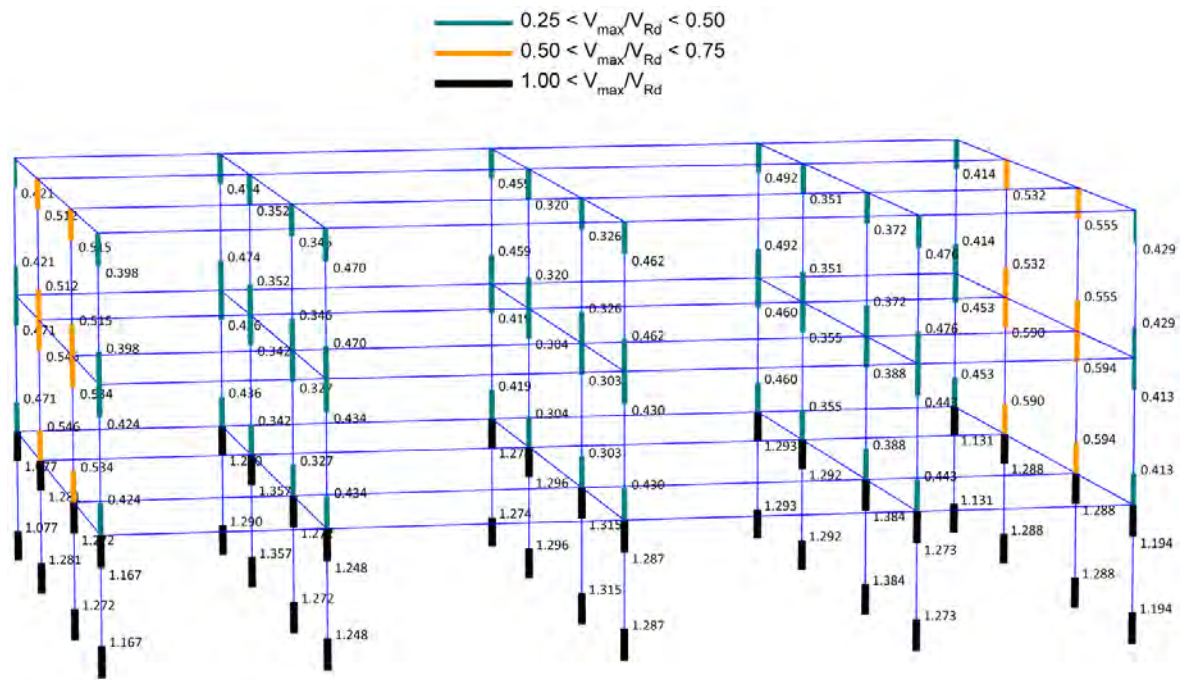
### 5.2.1 Συμμετρικό κτίριο 3 ορόφων (3ST-SYM)



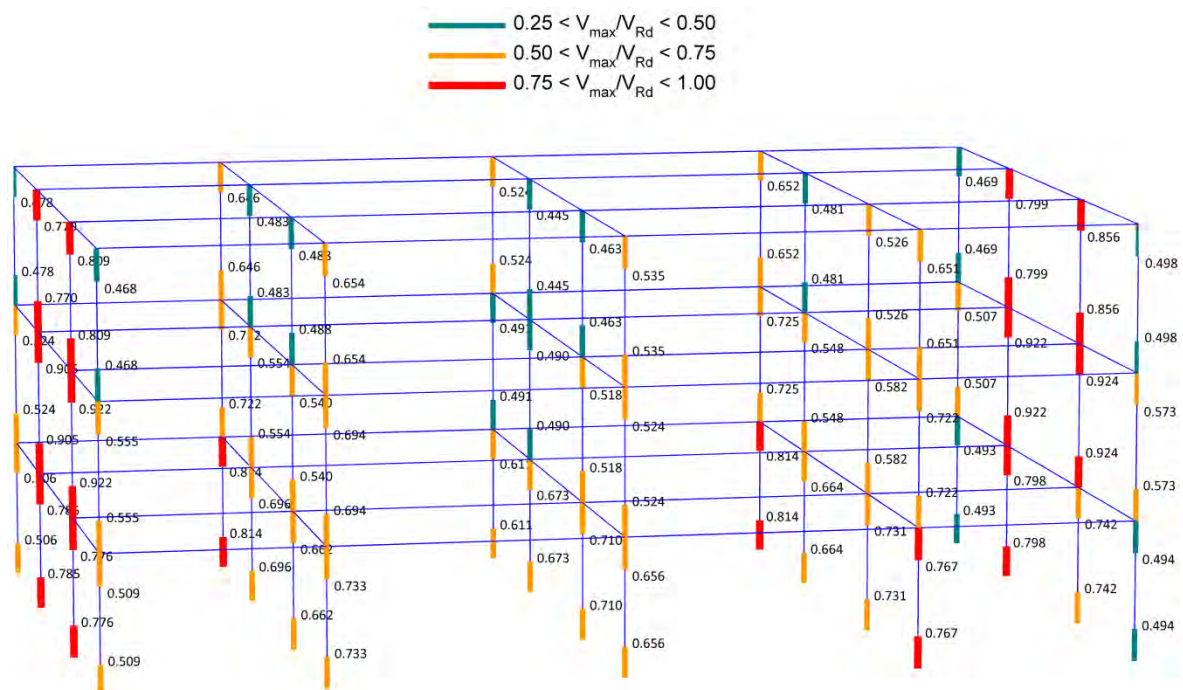
**Σχήμα 5.1** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μεταλλικούς συνδέσμους (ενισχυμένο)



**Σχήμα 5.2** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μεταλλικούς συνδέσμους (ενισχυμένο)

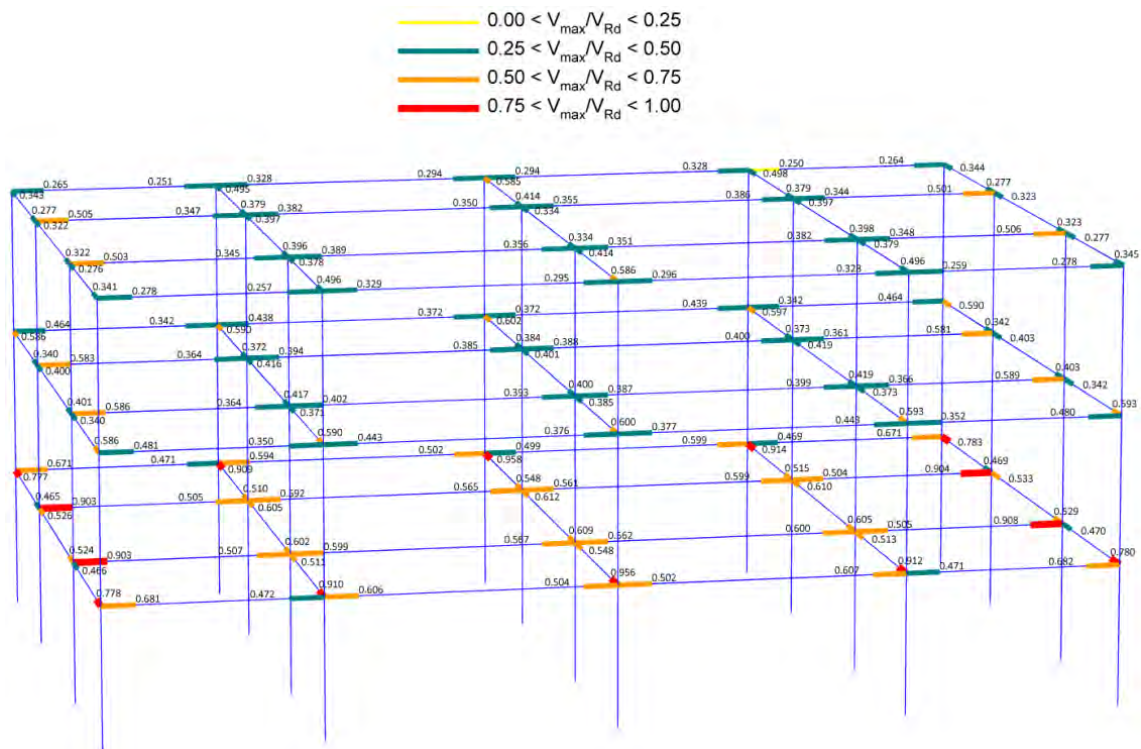


Σχήμα 5.3 Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές  $V_{\max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)

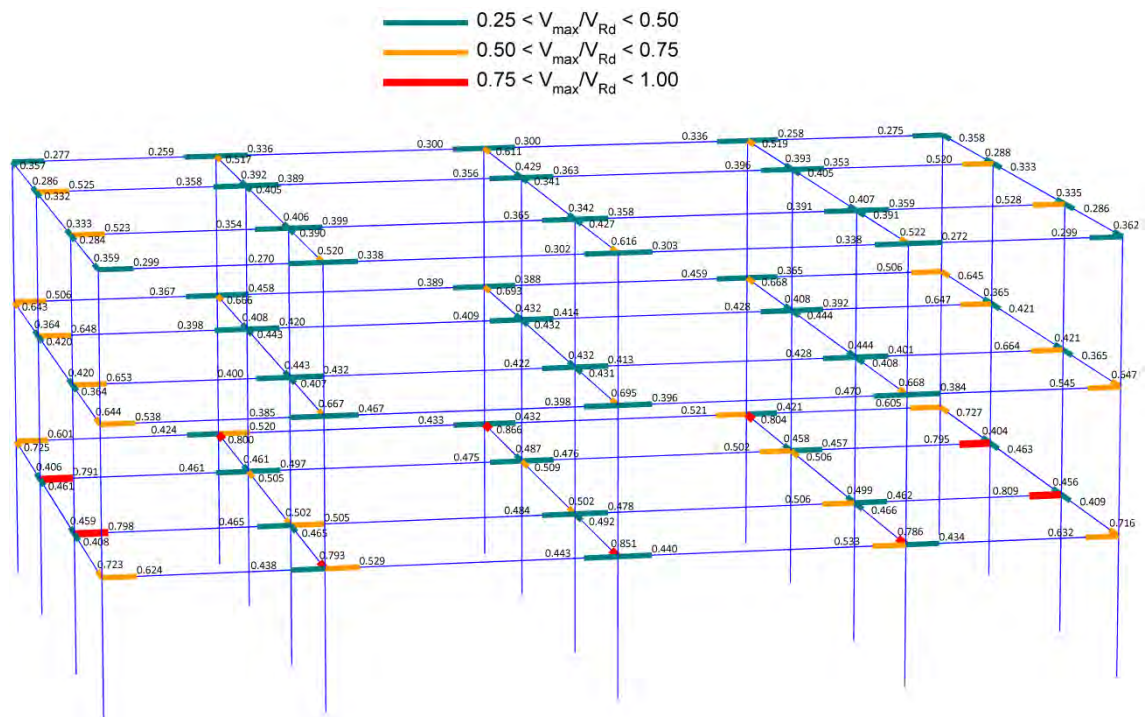


Σχήμα 5.4 Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές  $V_{\max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)

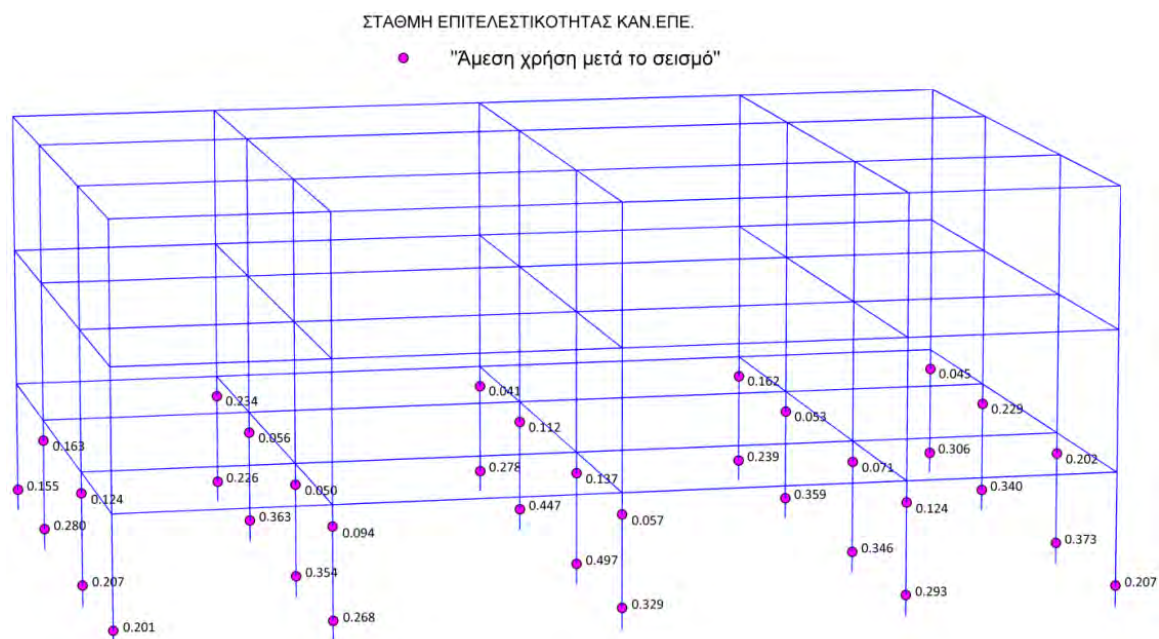




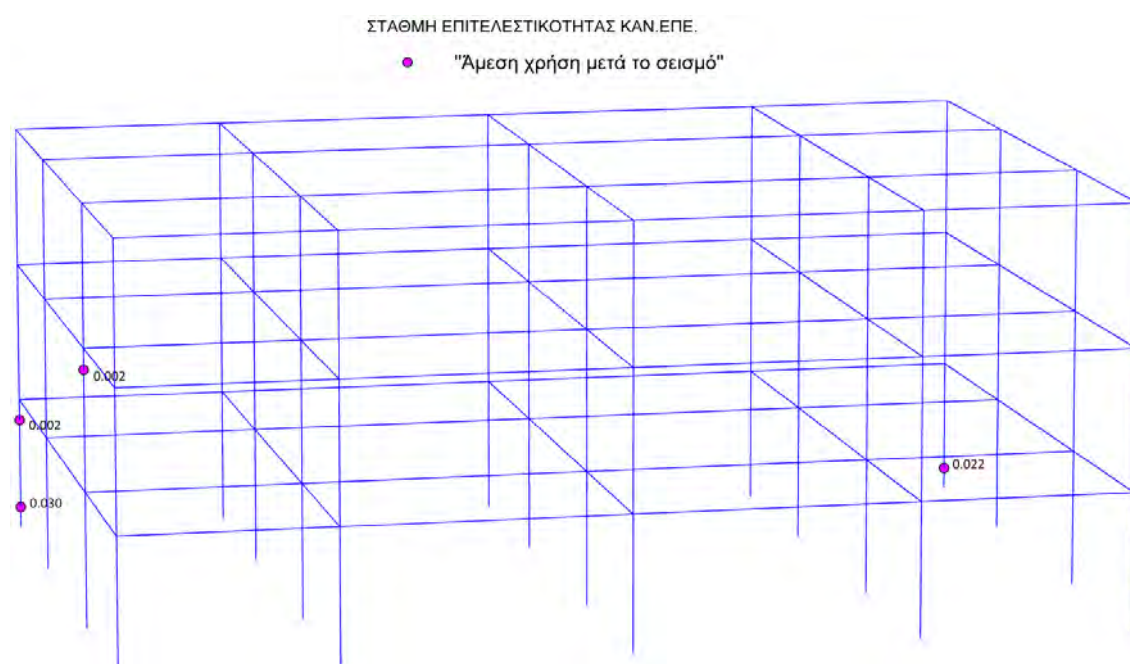
Σχήμα 5.5 Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές  $V_{\max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)



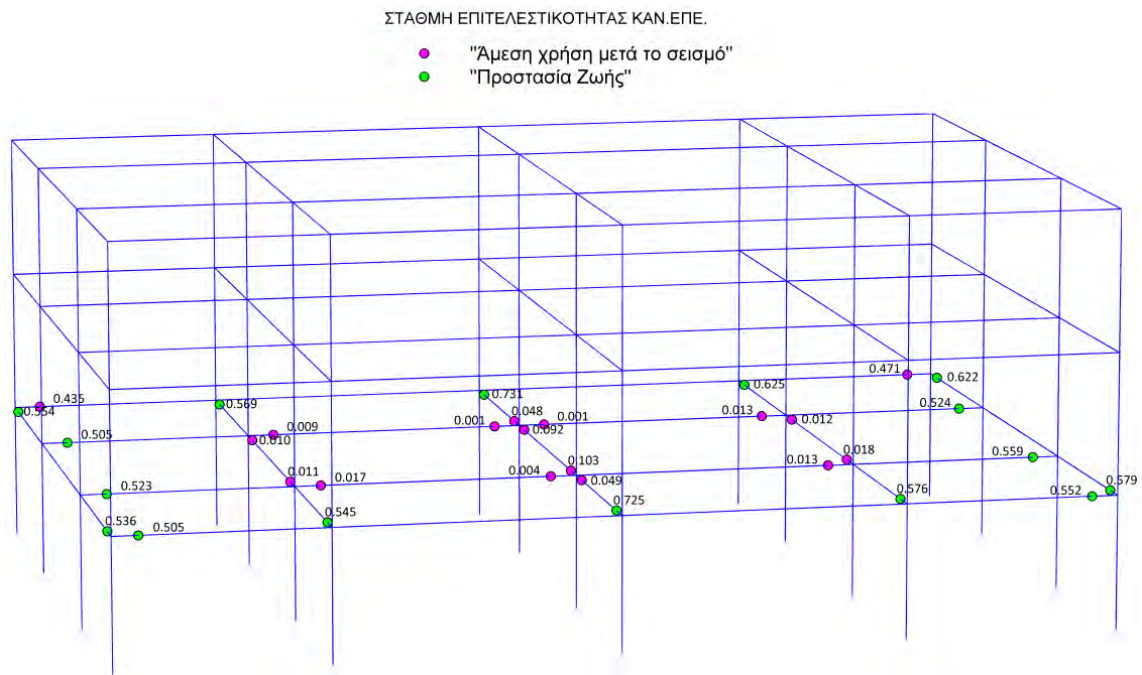
Σχήμα 5.6 Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές  $V_{\max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)



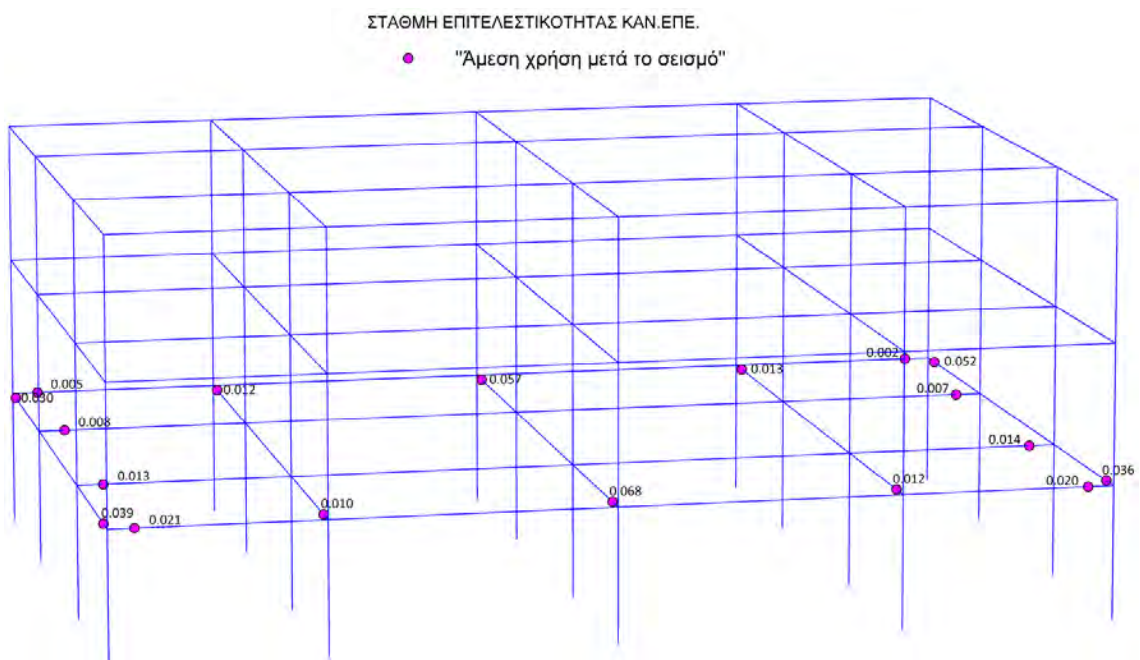
**Σχήμα 5.7** Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)



**Σχήμα 5.8** Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)

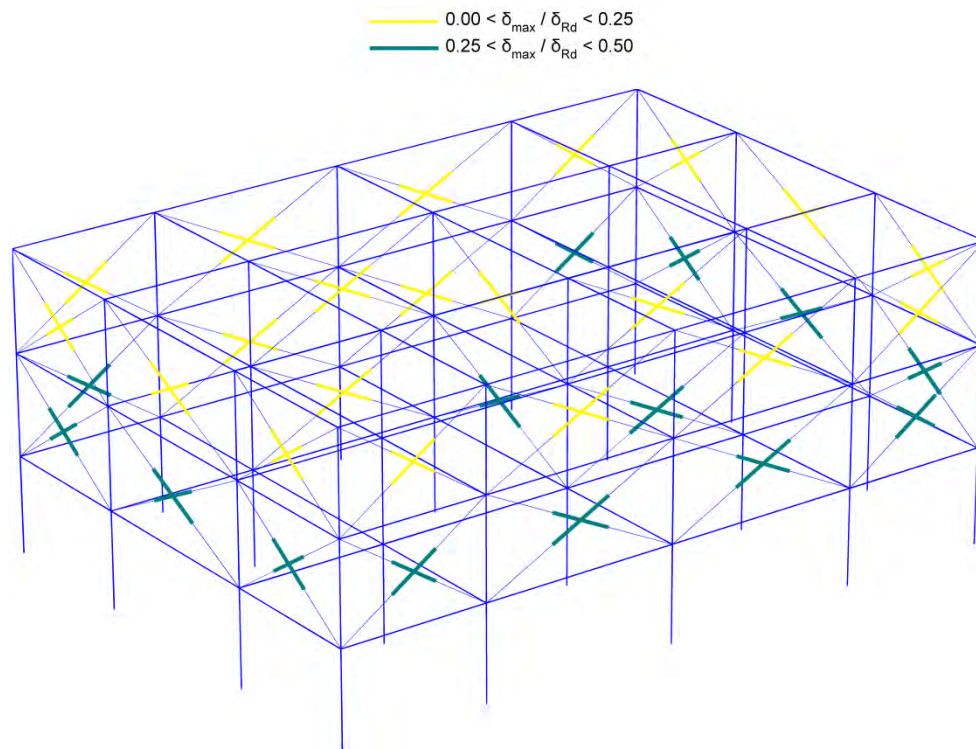


**Σχήμα 5.9** Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)

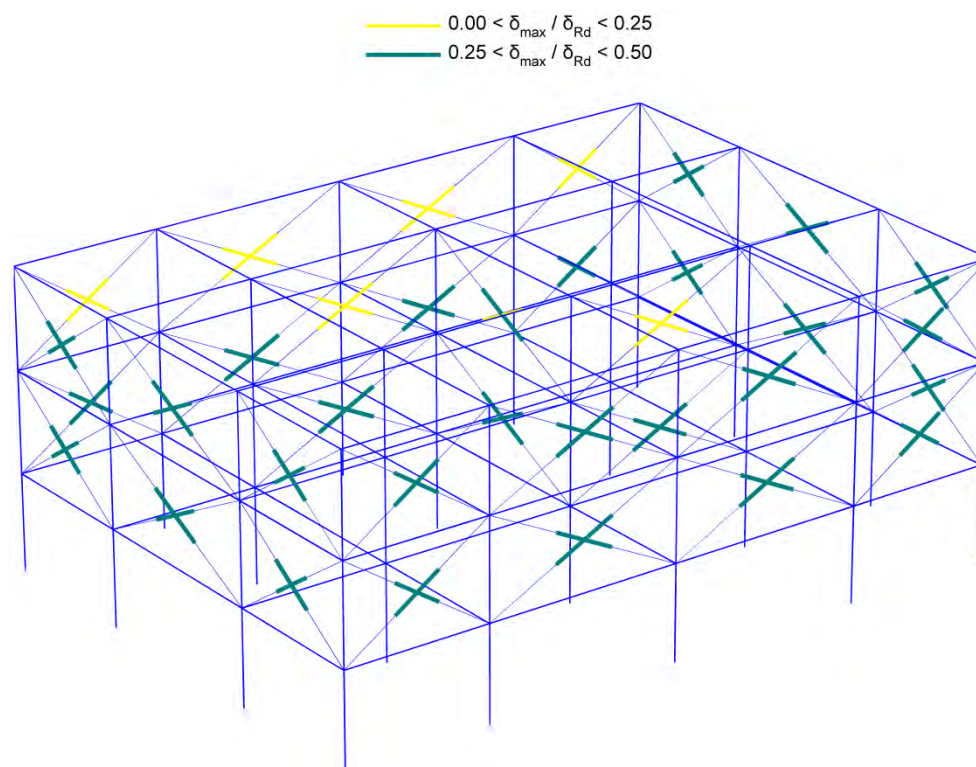


**Σχήμα 5.10** Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)



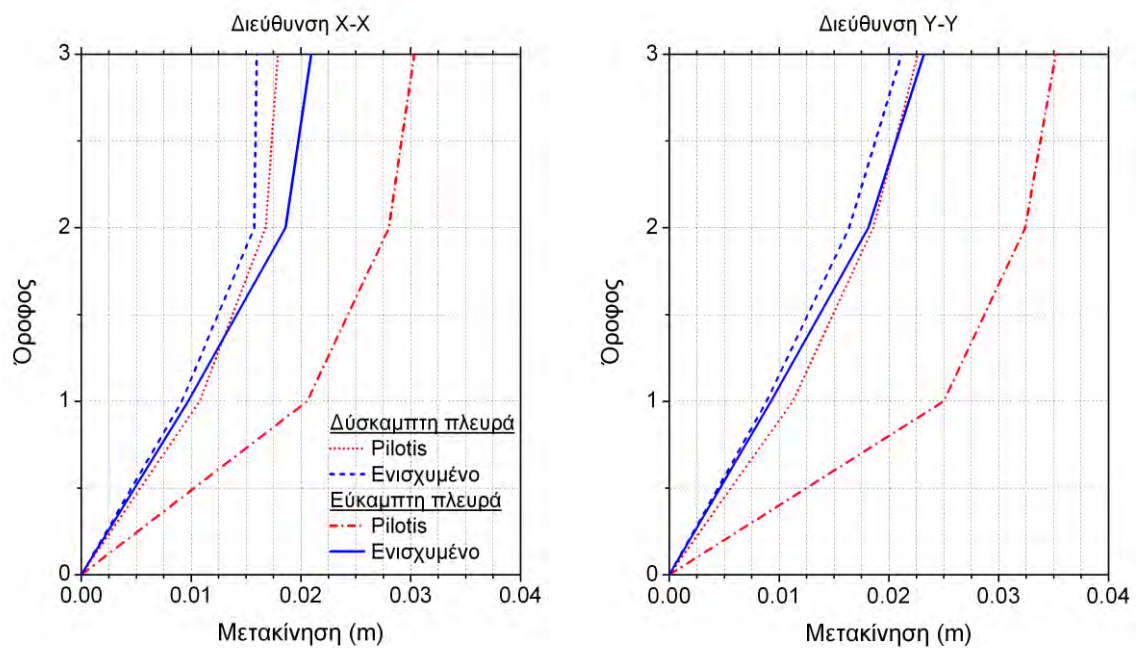


**Σχήμα 5.11** Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές  $\delta_{\max} / \delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)

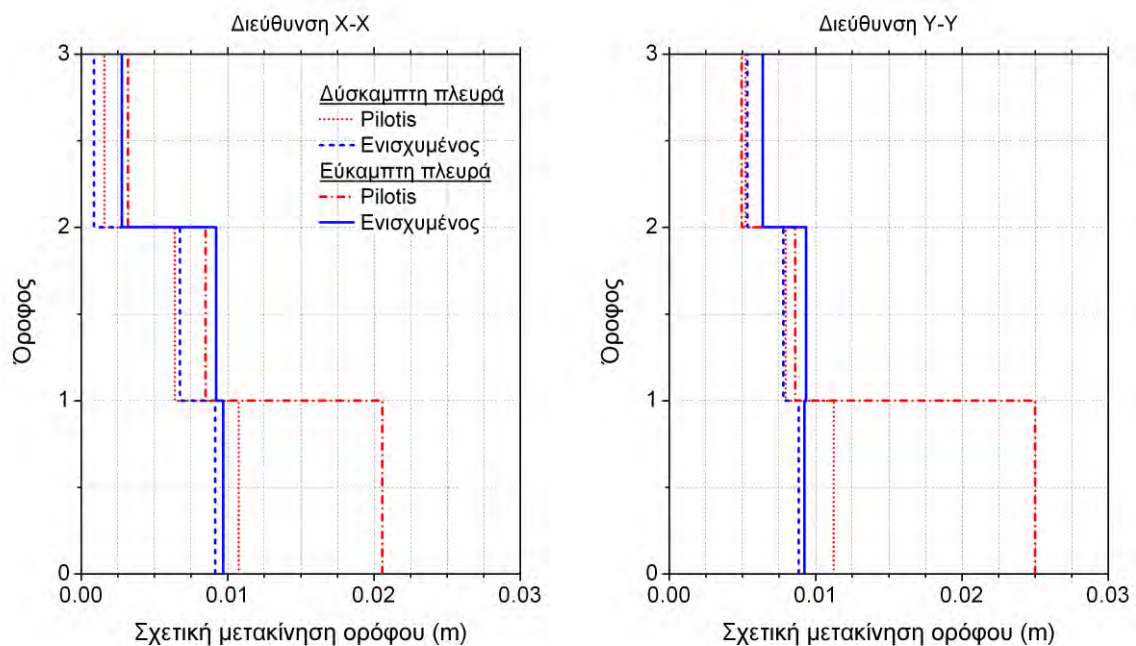


**Σχήμα 5.12** Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές  $\delta_{\max} / \delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)

### 5.2.2 Κτίριο 3 ορόφων με έκκεντρο πυρήνα κλιμακοστασίου (3ST-ECC)

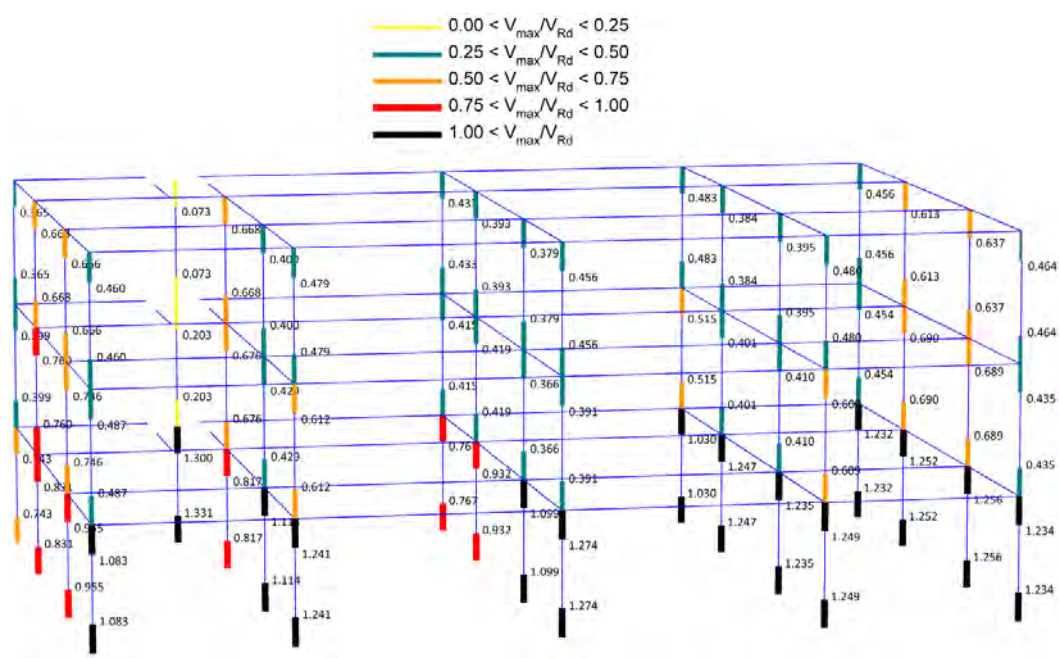


**Σχήμα 5.13** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μεταλλικούς συνδέσμους (ενισχυμένο)

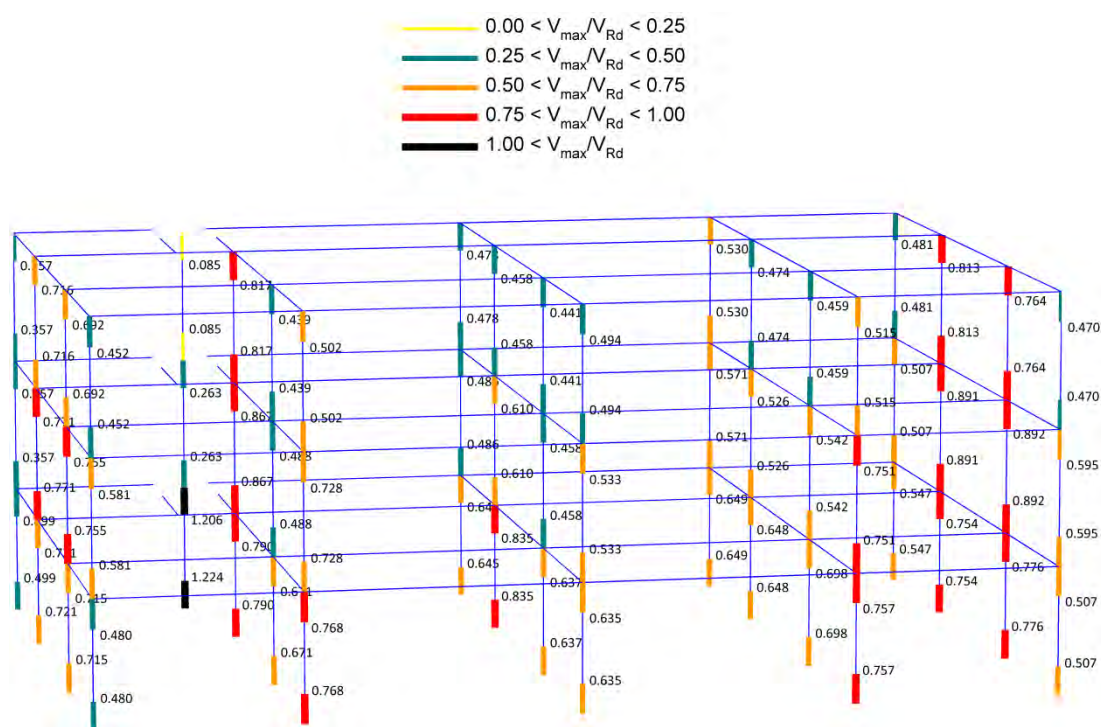


**Σχήμα 5.14** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μεταλλικούς συνδέσμους (ενισχυμένο)

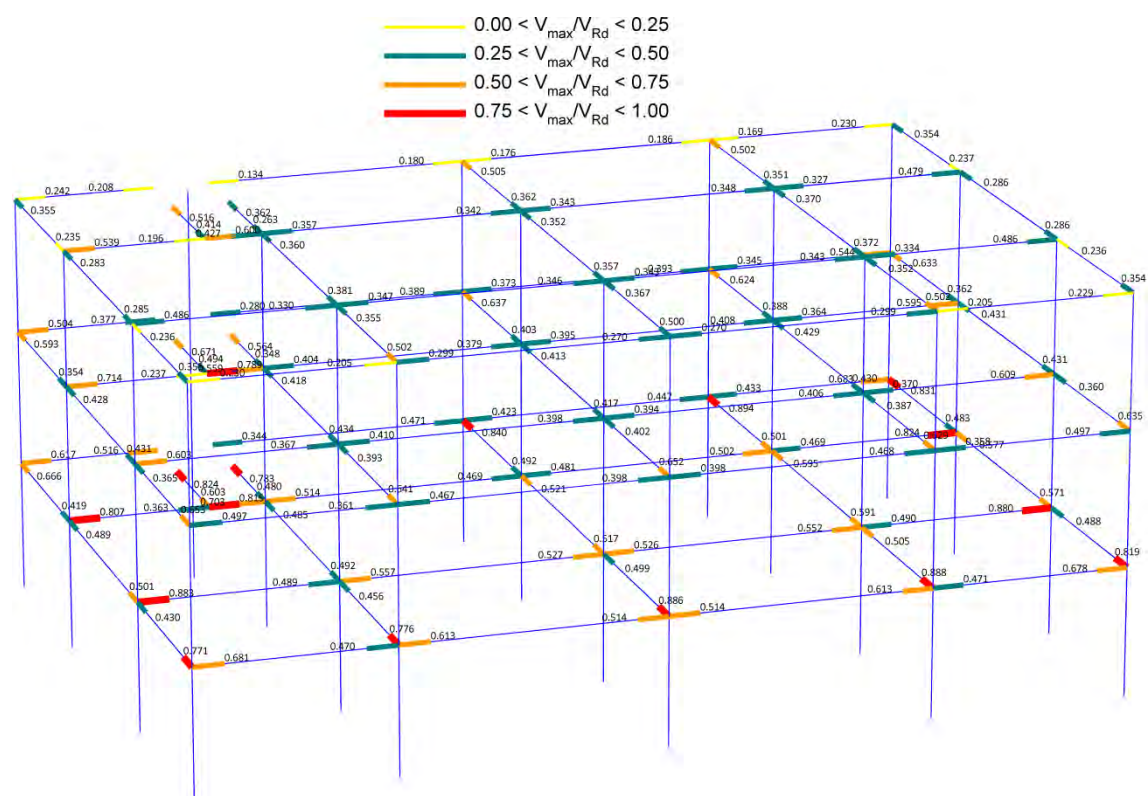




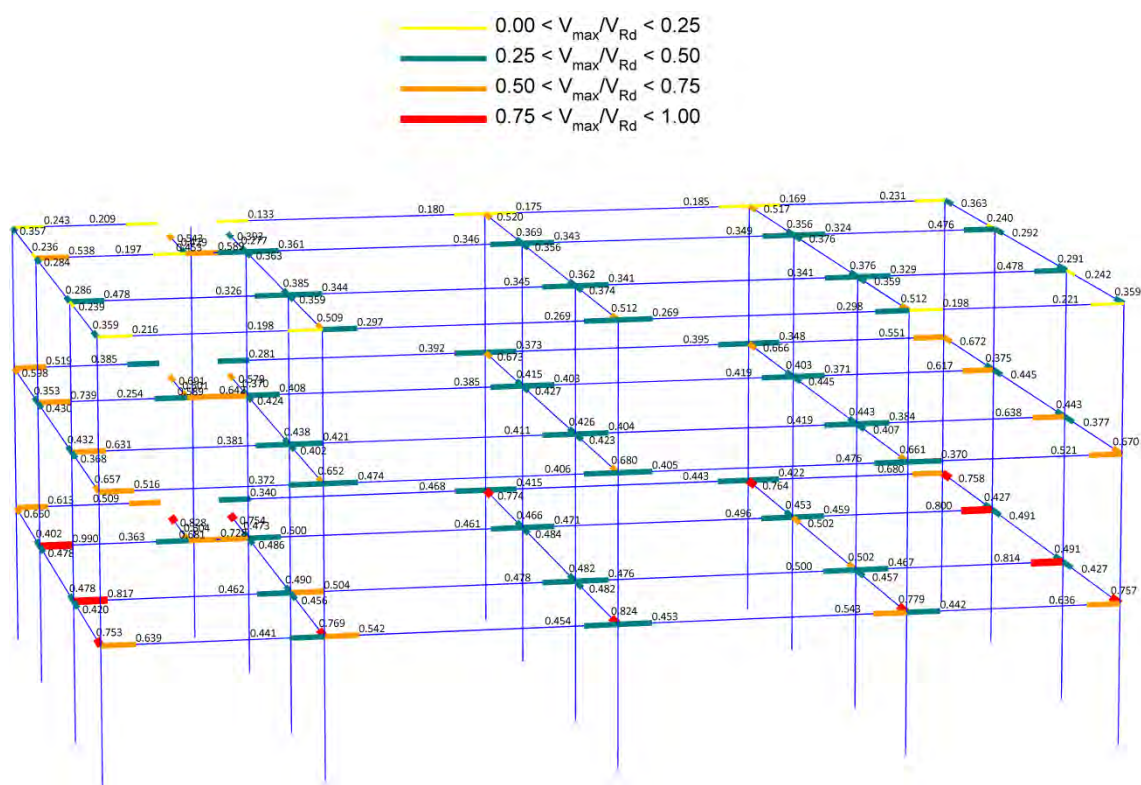
**Σχήμα 5.15** Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές  $V_{\max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)



**Σχήμα 5.16** Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές  $V_{\max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)

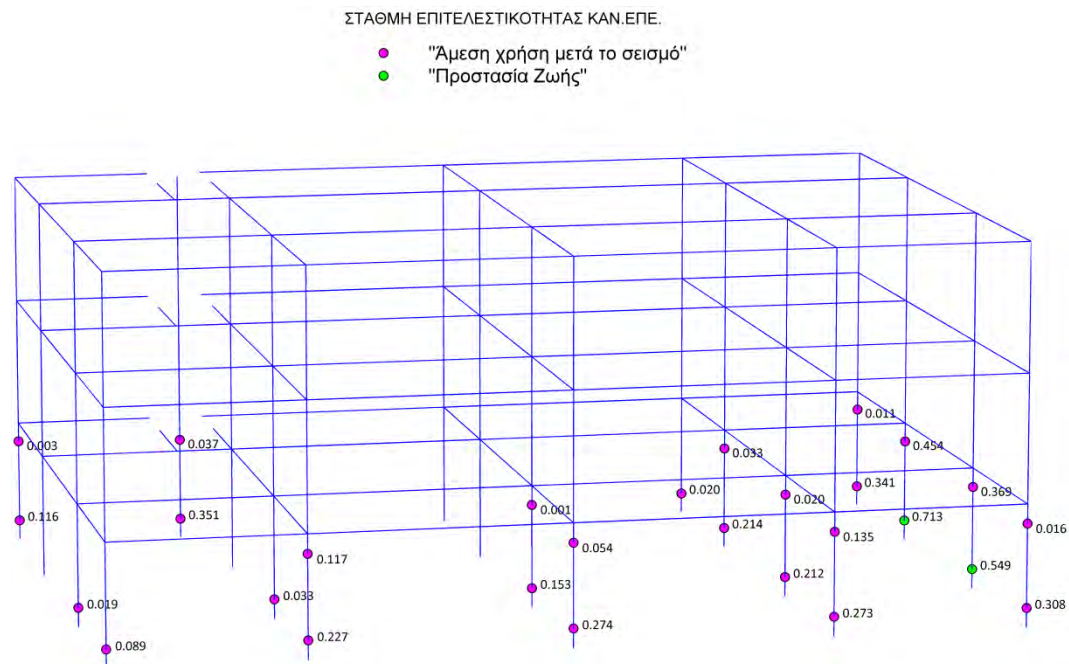


**Σχήμα 5.17** Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές  $V_{\max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)

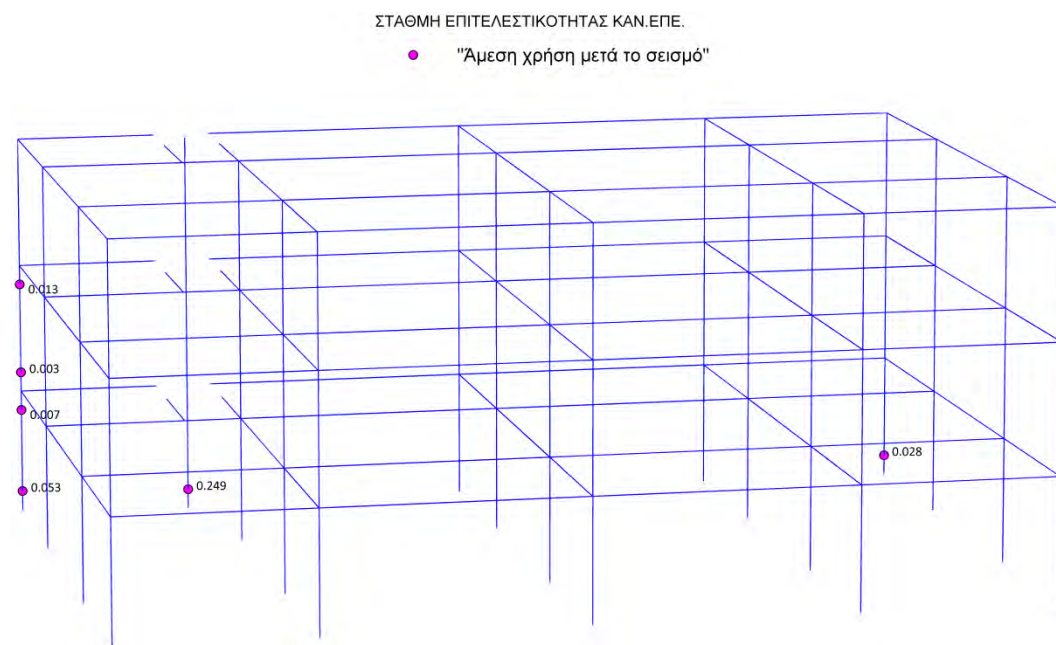


**Σχήμα 5.18** Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές  $V_{\max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)



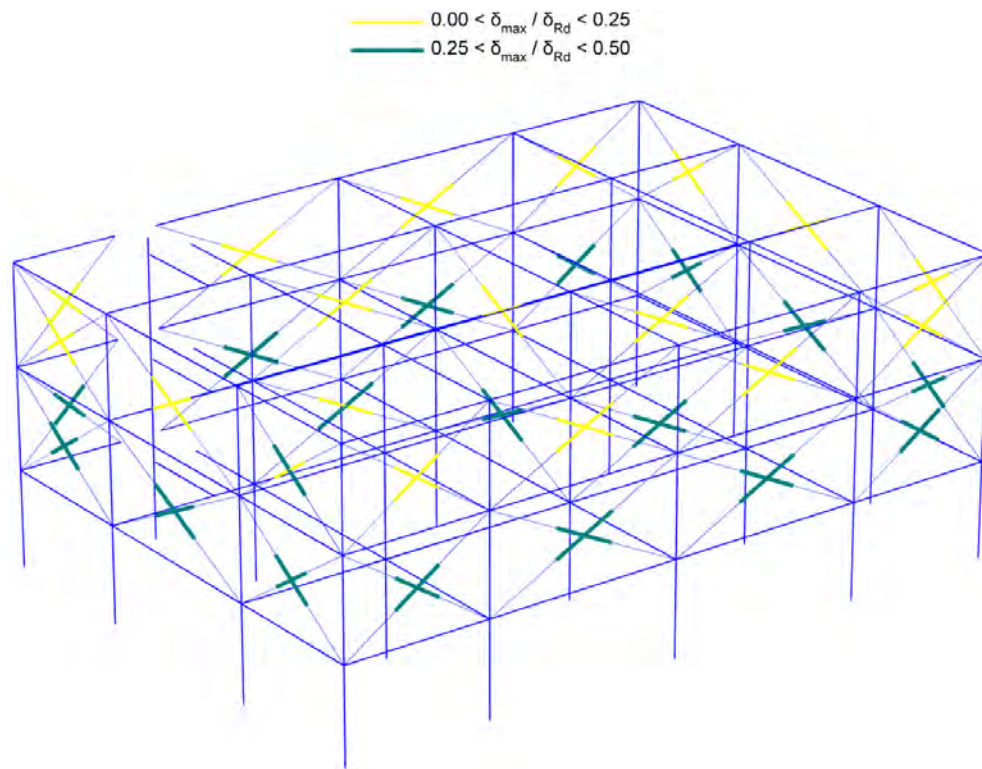


**Σχήμα 5.19** Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)

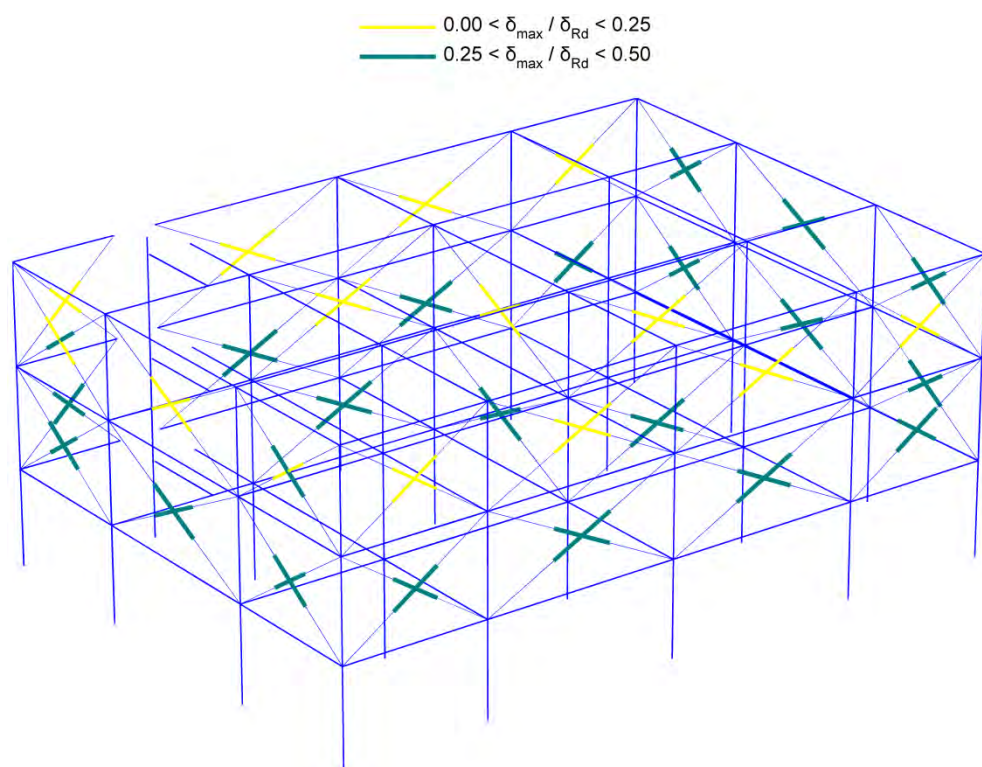


**Σχήμα 5.20** Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)





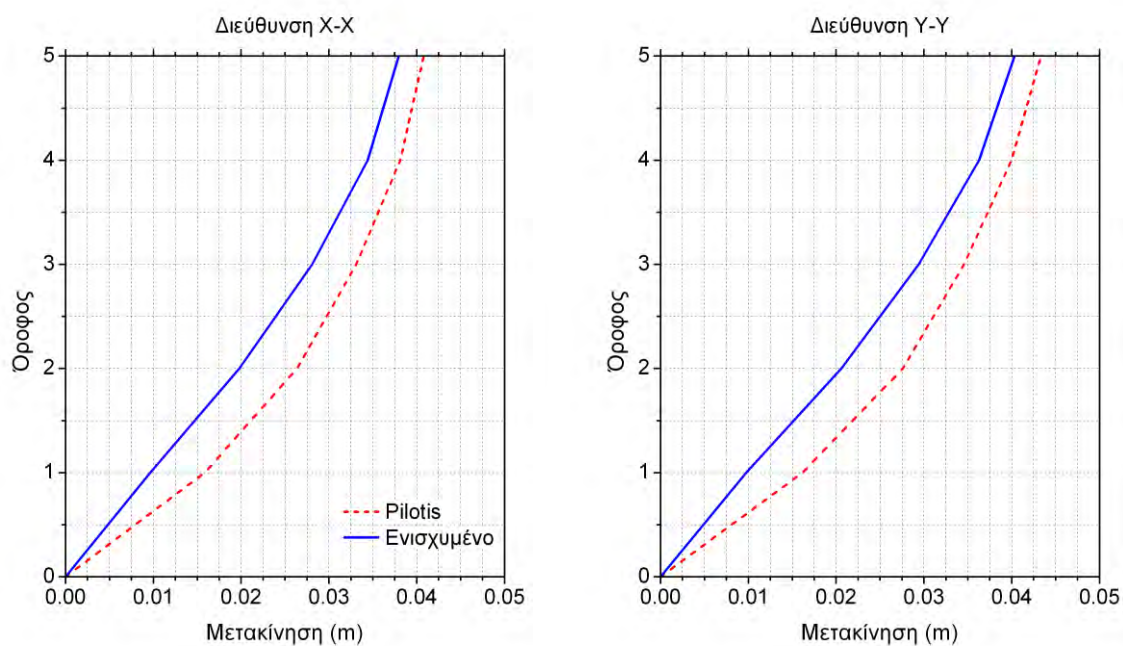
**Σχήμα 5.23** Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές  $\delta_{max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)



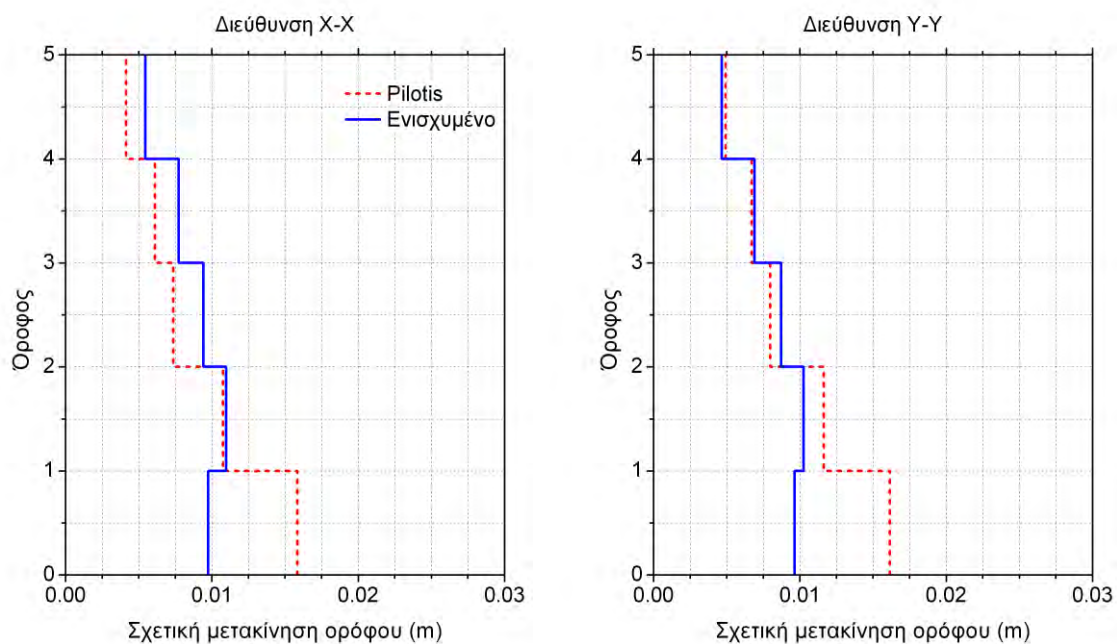
**Σχήμα 5.24** Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές  $\delta_{max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)



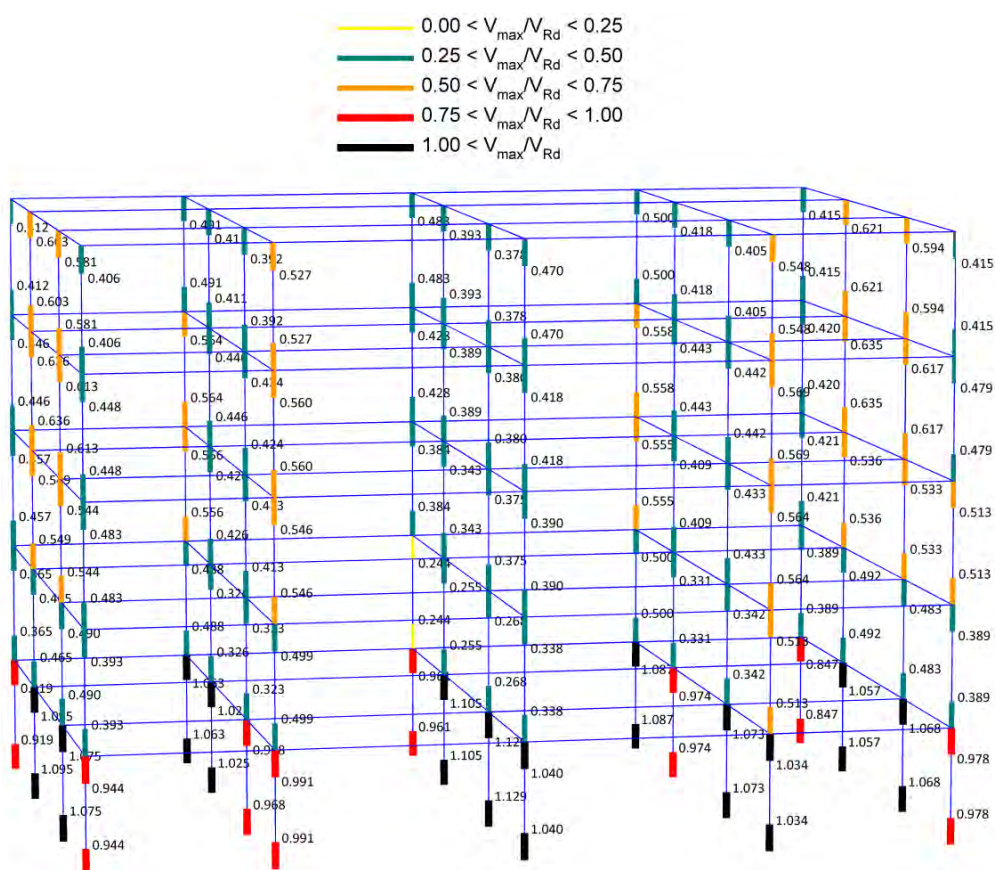
### 5.2.1 Συμμετρικό κτίριο 5 ορόφων (5ST-SYM)



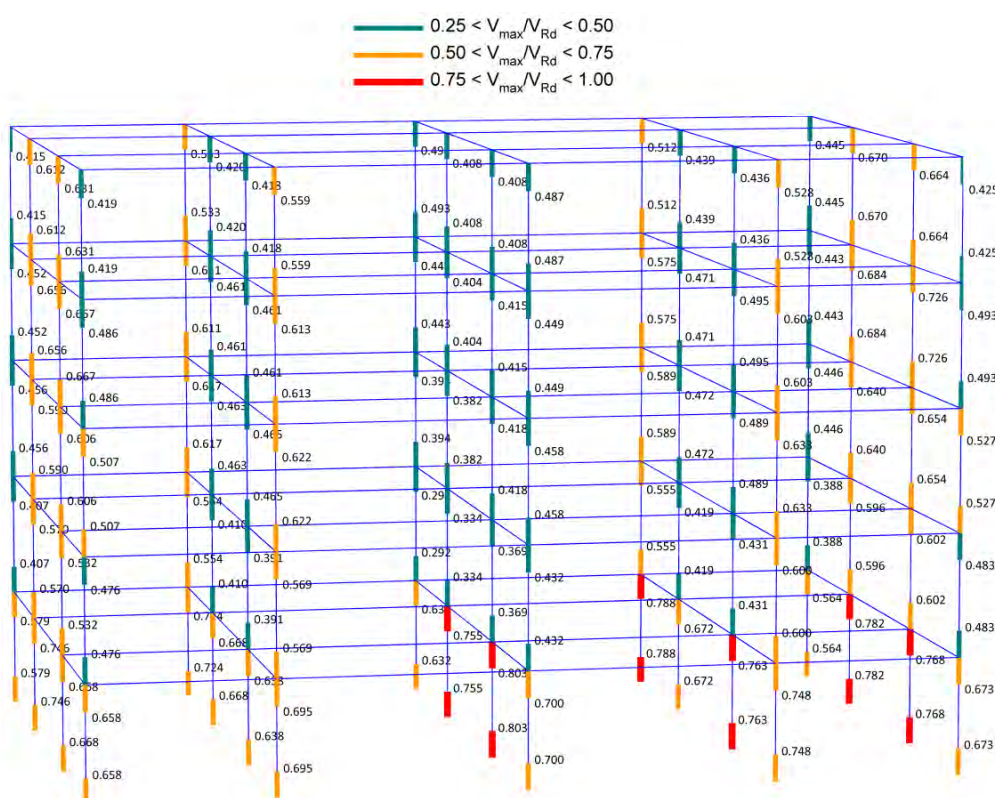
**Σχήμα 5.25** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με χιαστί συνδέσμους (ενισχυμένο)



**Σχήμα 5.26** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με χιαστί συνδέσμους (ενισχυμένο)

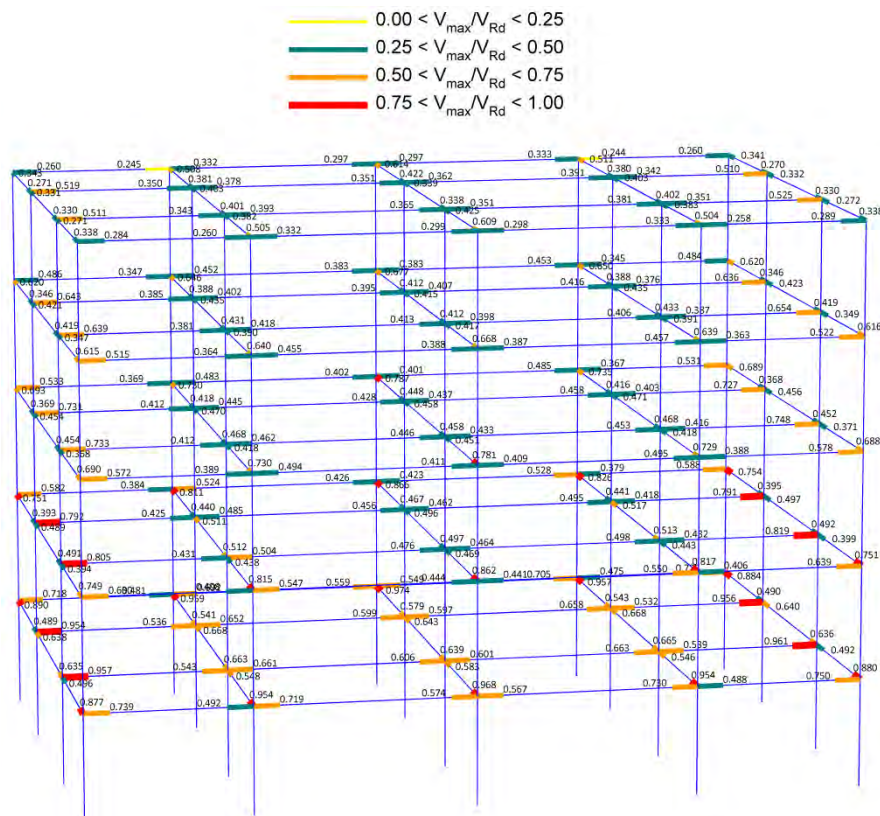


Σχήμα 5.27 Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλμάτων (μέσες τιμές  $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)

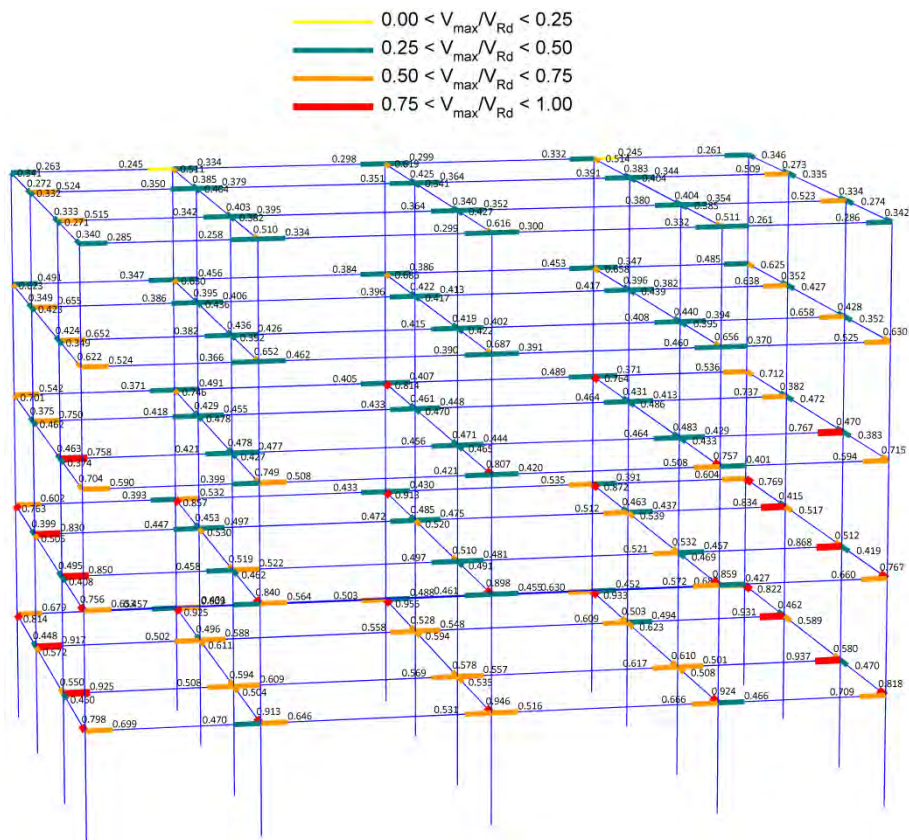


Σχήμα 5.28 Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλμάτων (μέσες τιμές  $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)



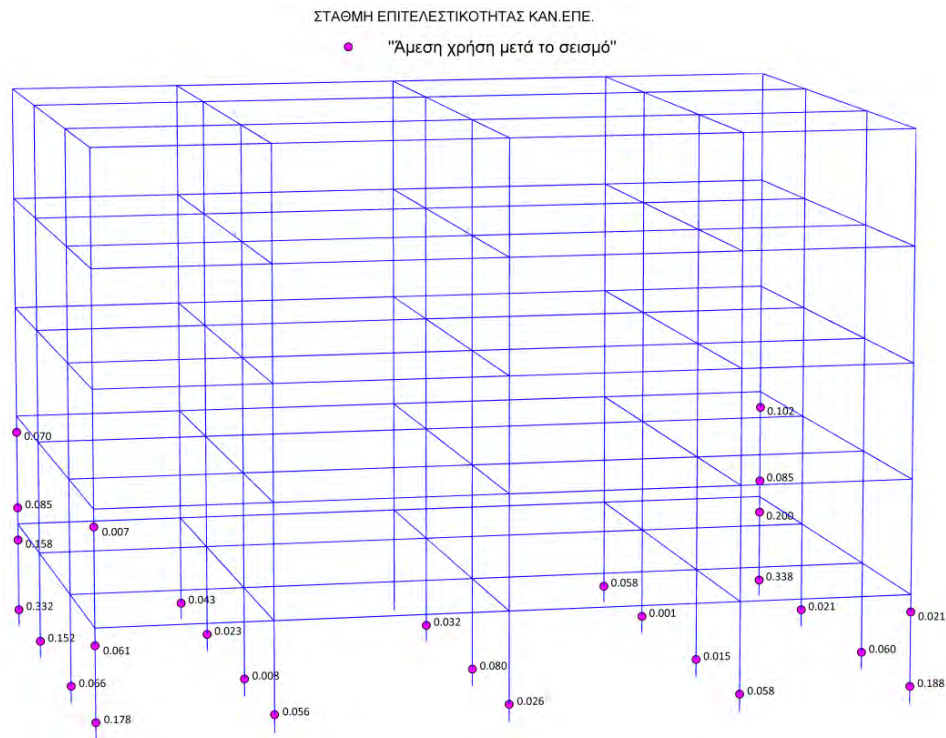


Σχήμα 5.29 Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές  $V_{\max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)

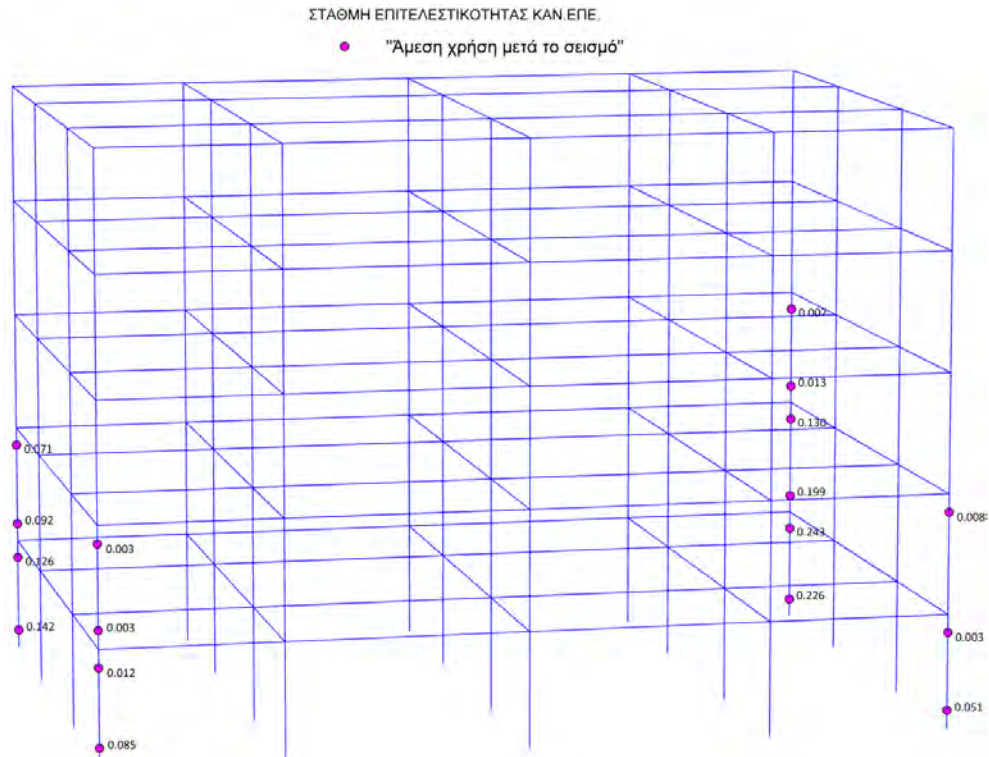


Σχήμα 5.30 Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές  $V_{\max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)

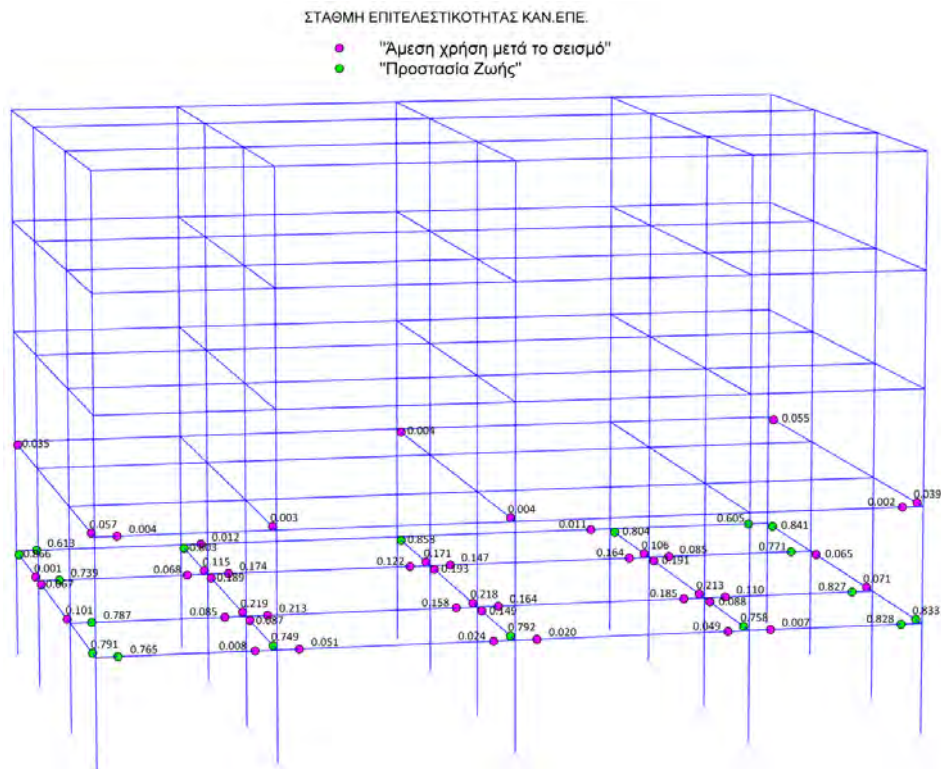




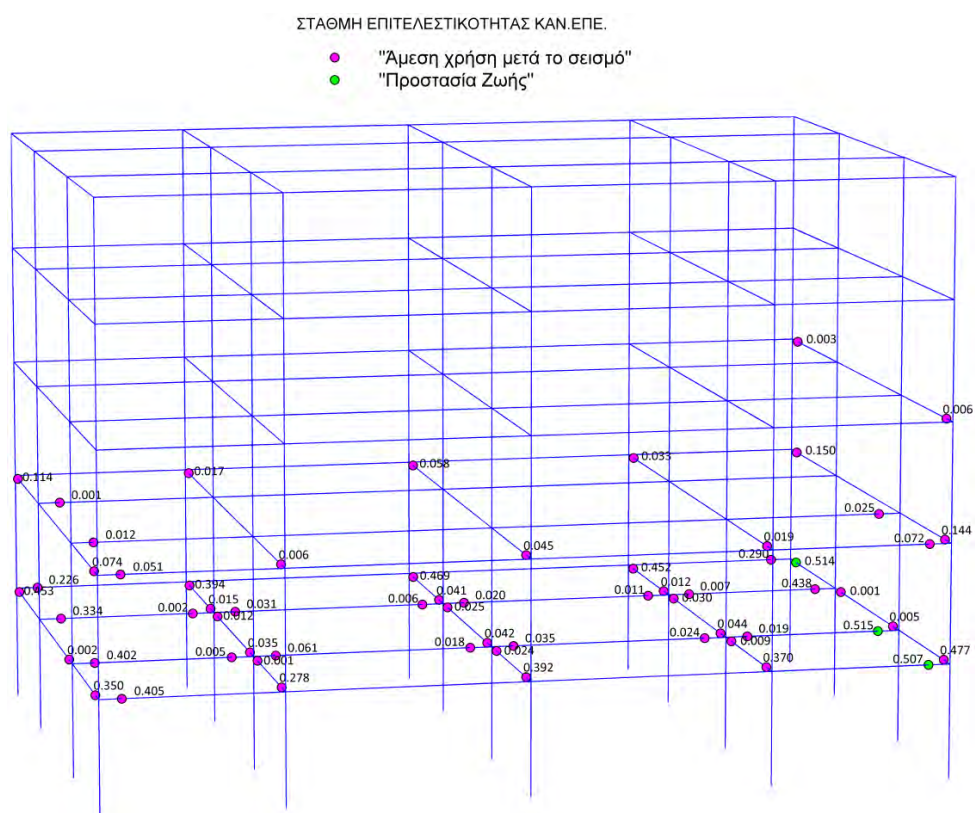
**Σχήμα 5.31** Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)



**Σχήμα 5.32** Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)

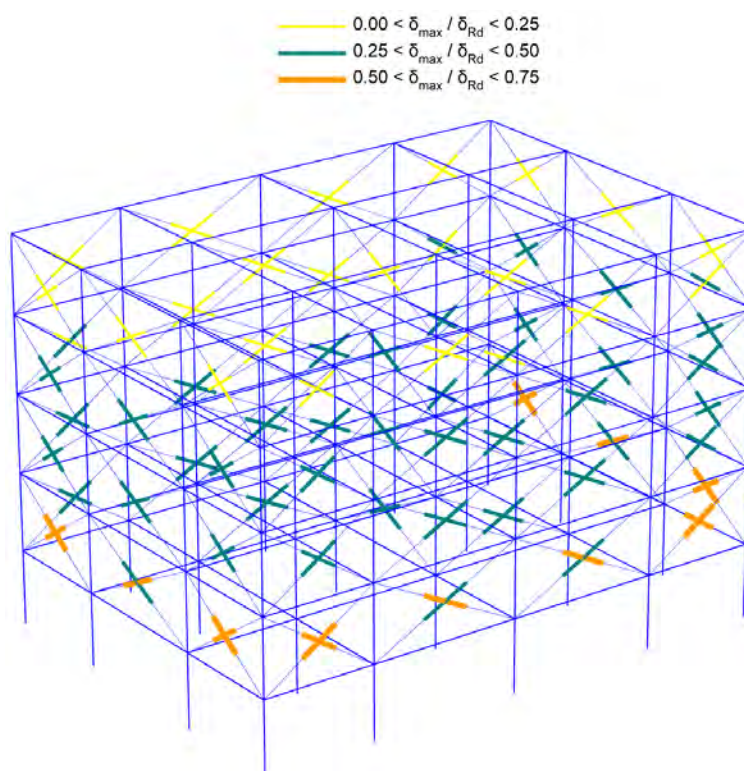


**Σχήμα 5.33** Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)

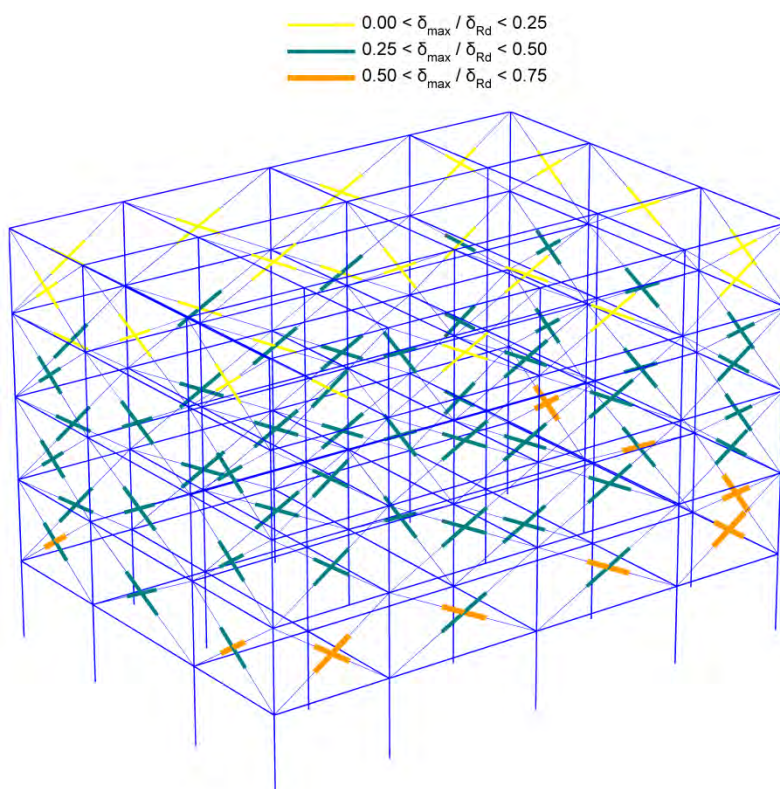


**Σχήμα 5.34** Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)



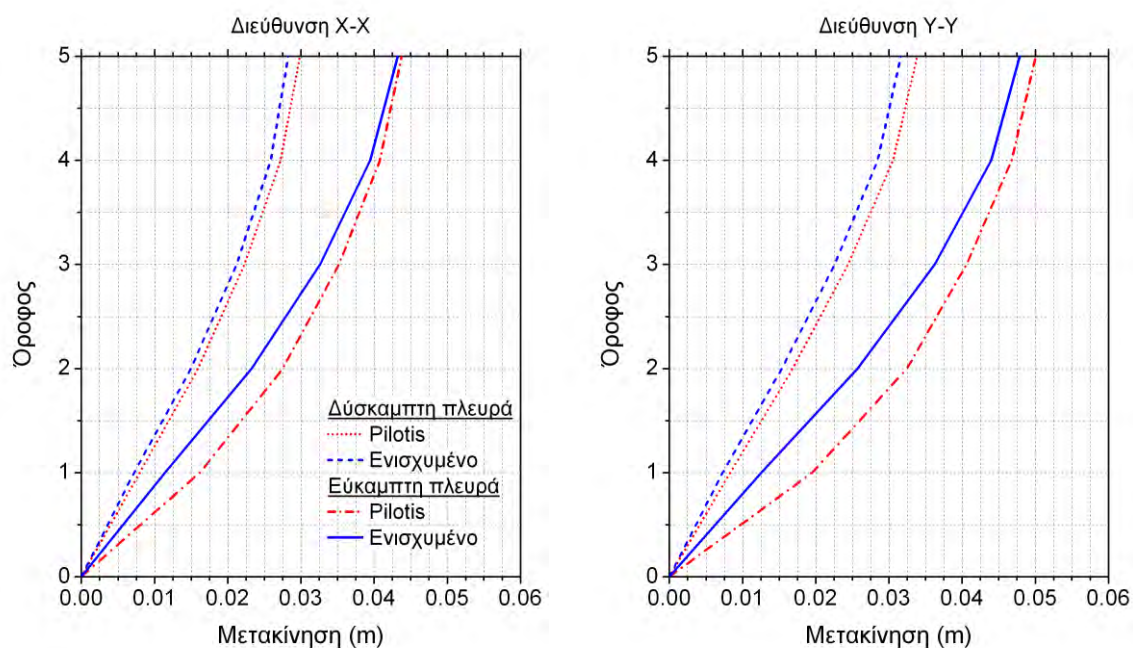


**Σχήμα 5.35** Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές  $\delta_{\max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)

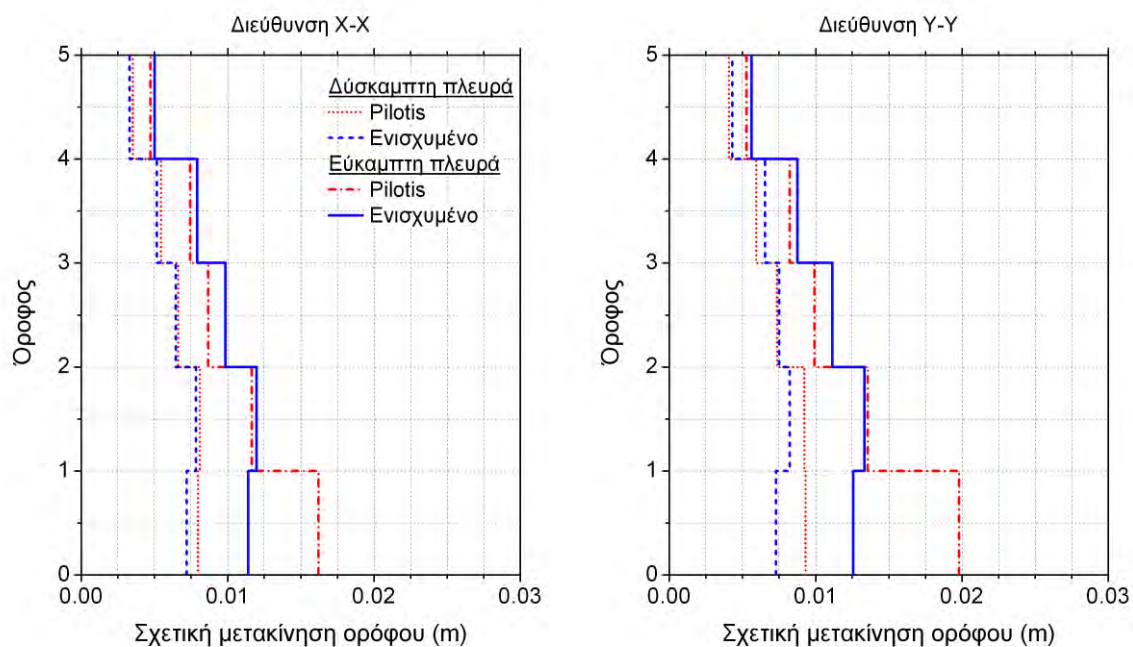


**Σχήμα 5.36** Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές  $\delta_{\max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)

### 5.2.2 Κτίριο 5 ορόφων με έκκεντρο πυρήνα κλιμακοστασίου (5ST-ECC)

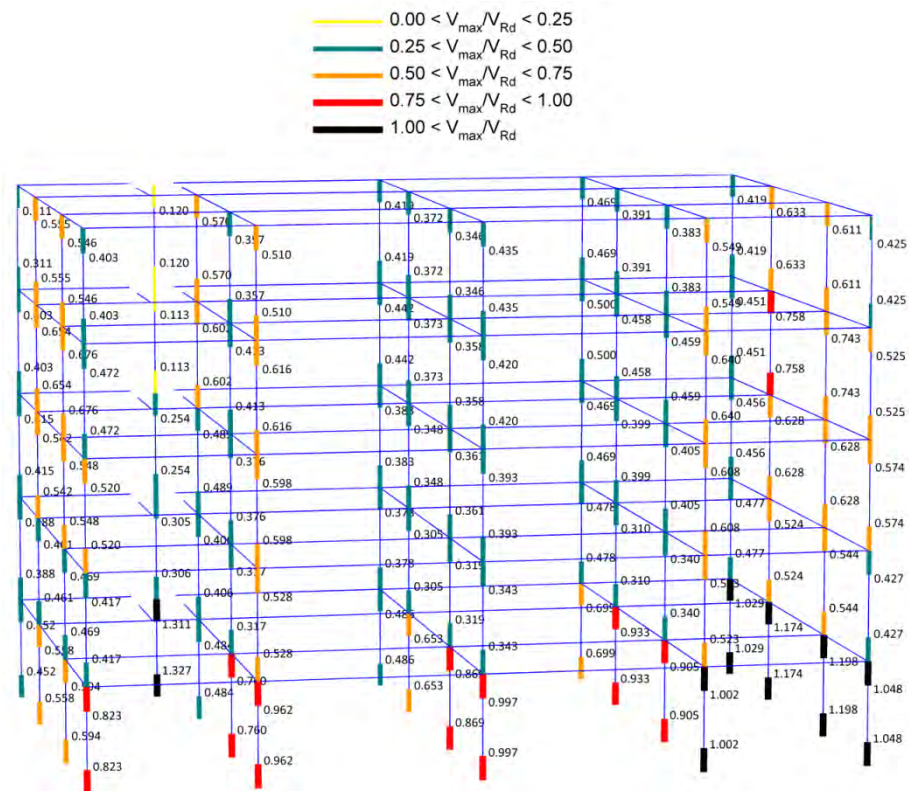


**Σχήμα 5.37** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με χιαστί συνδέσμους (ενισχυμένο)

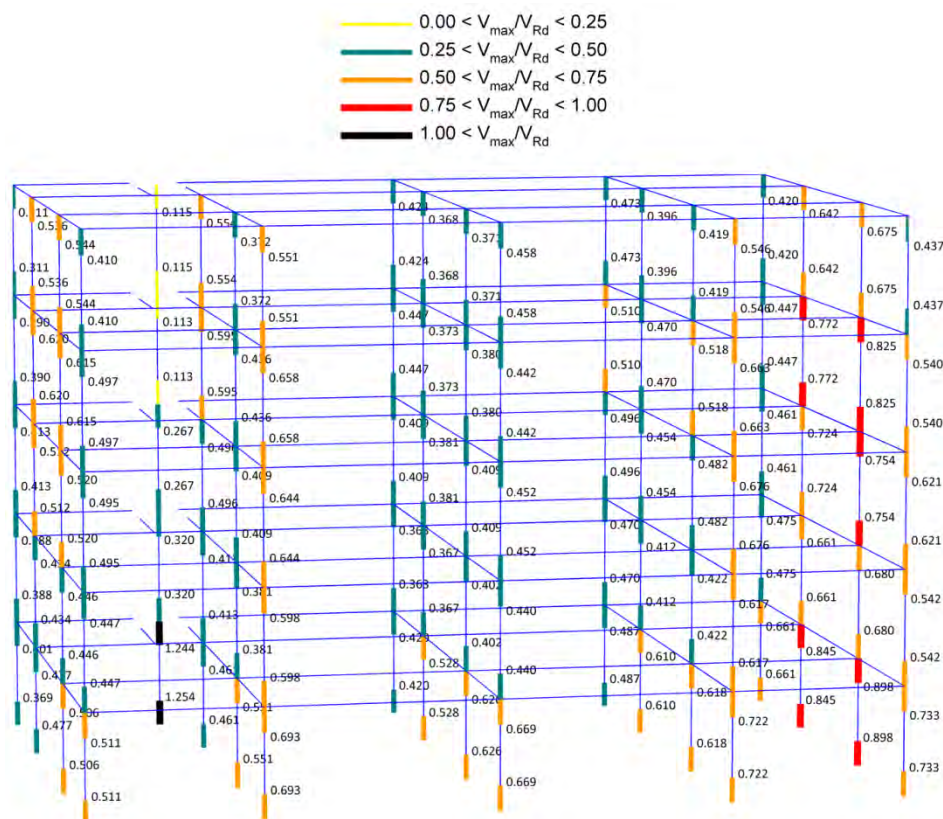


**Σχήμα 5.38** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μεταλλικούς συνδέσμους (ενισχυμένο)

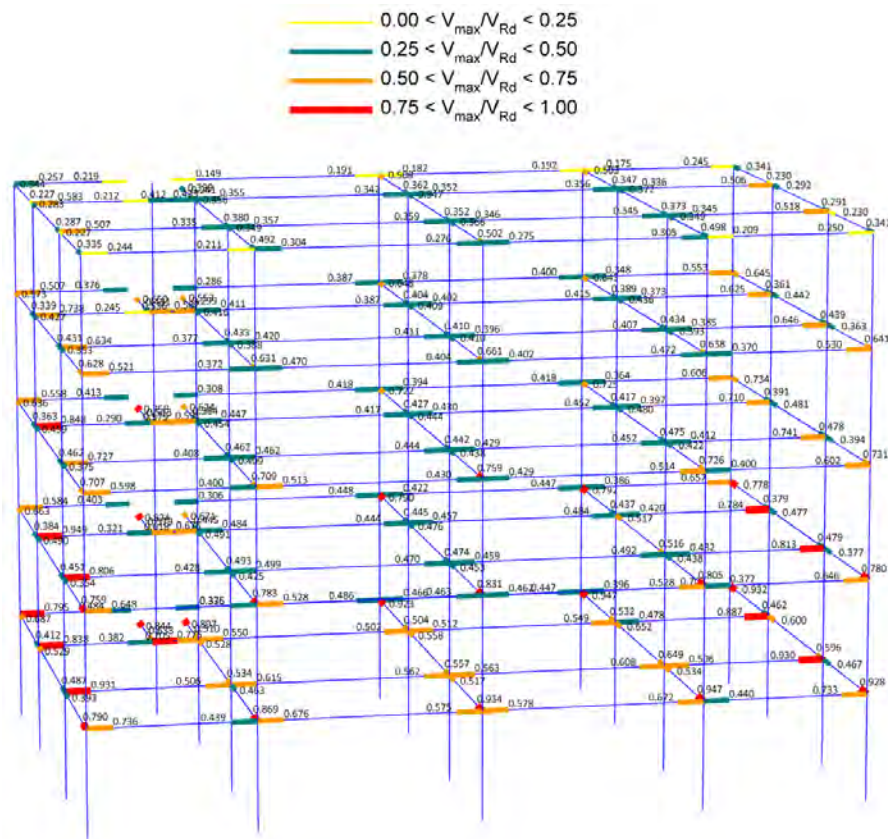




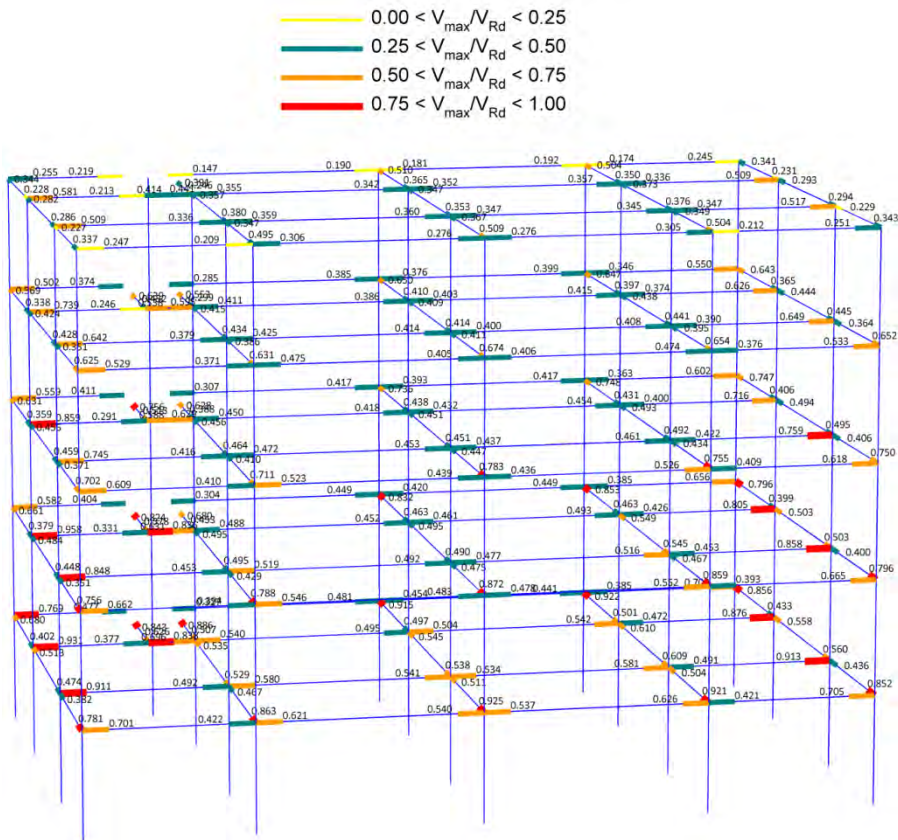
**Σχήμα 5.39** Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές  $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)



**Σχήμα 5.40** Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές  $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)

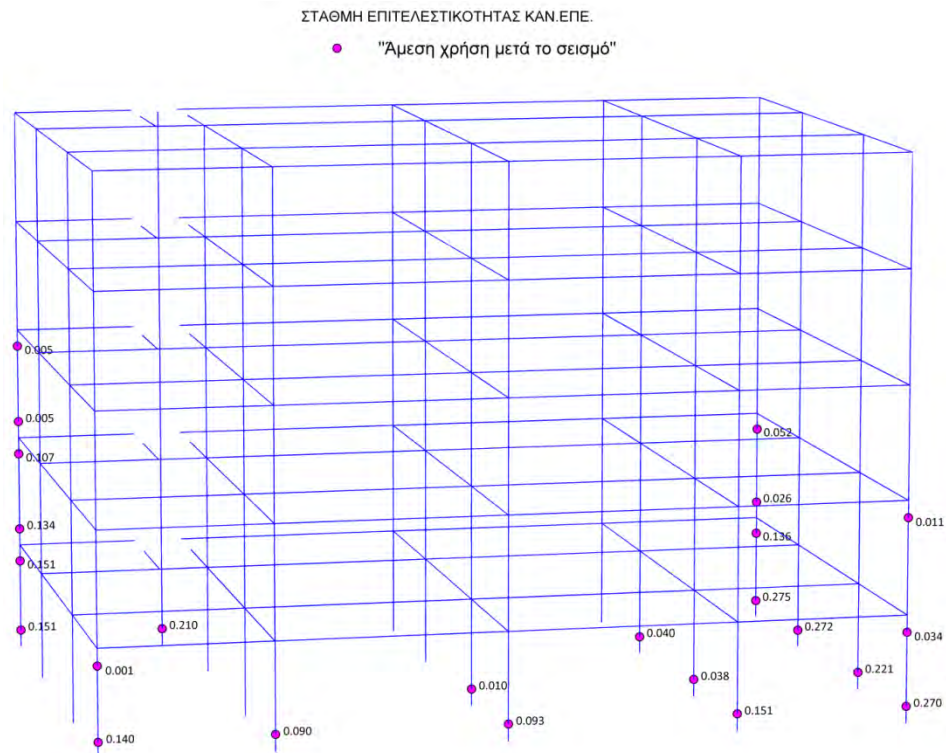


**Σχήμα 5.41** Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές  $V_{\max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)

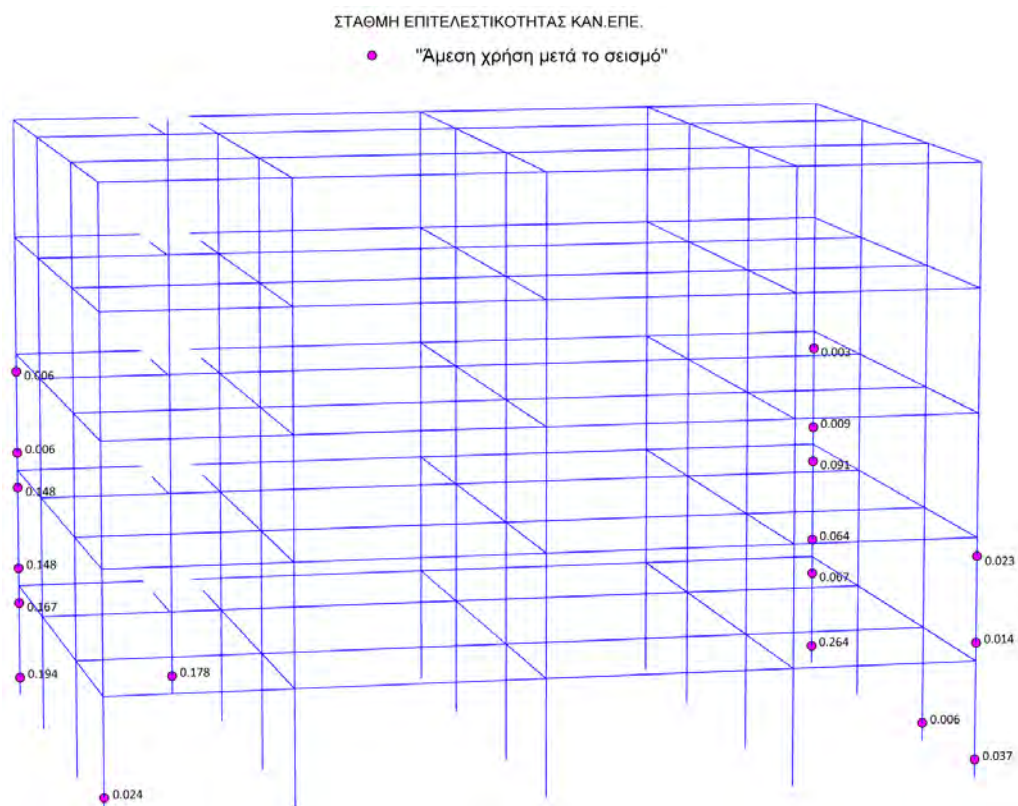


**Σχήμα 5.42** Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές  $V_{\max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)

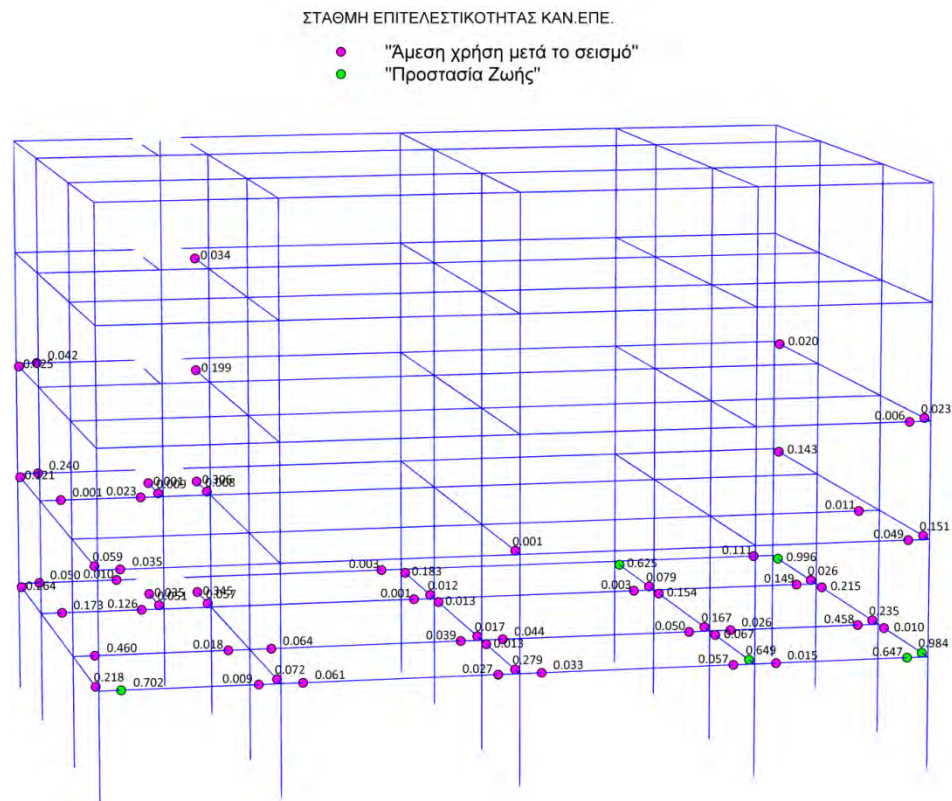




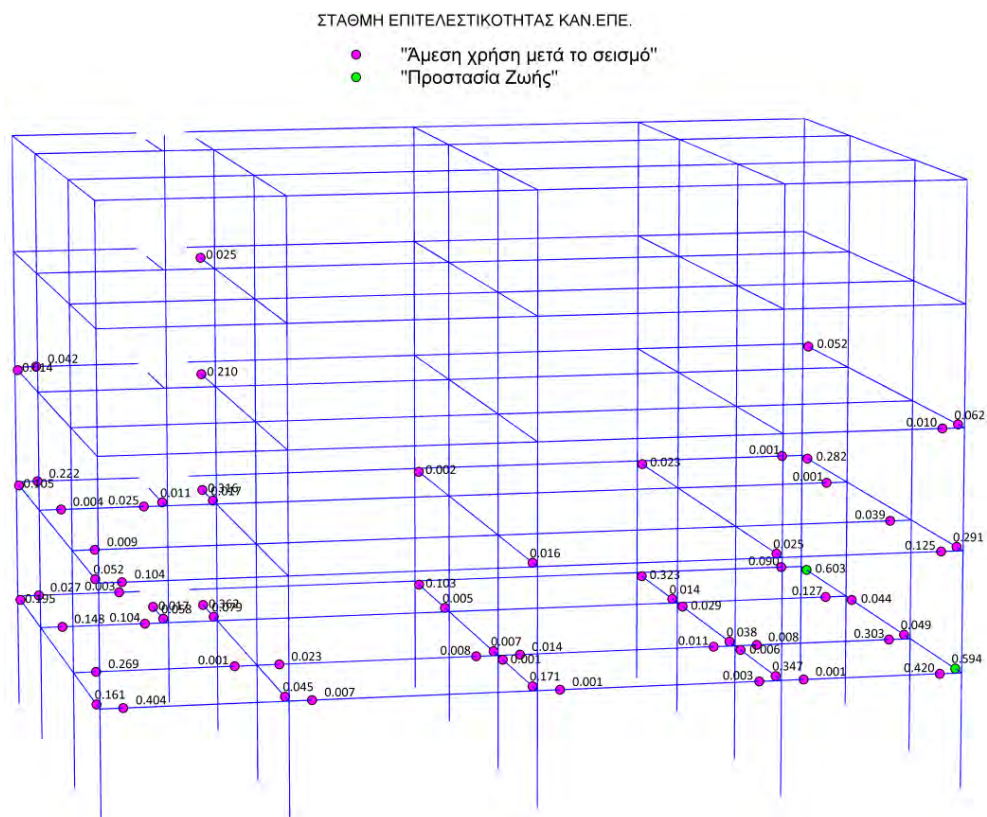
**Σχήμα 5.43** Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)



**Σχήμα 5.44** Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)

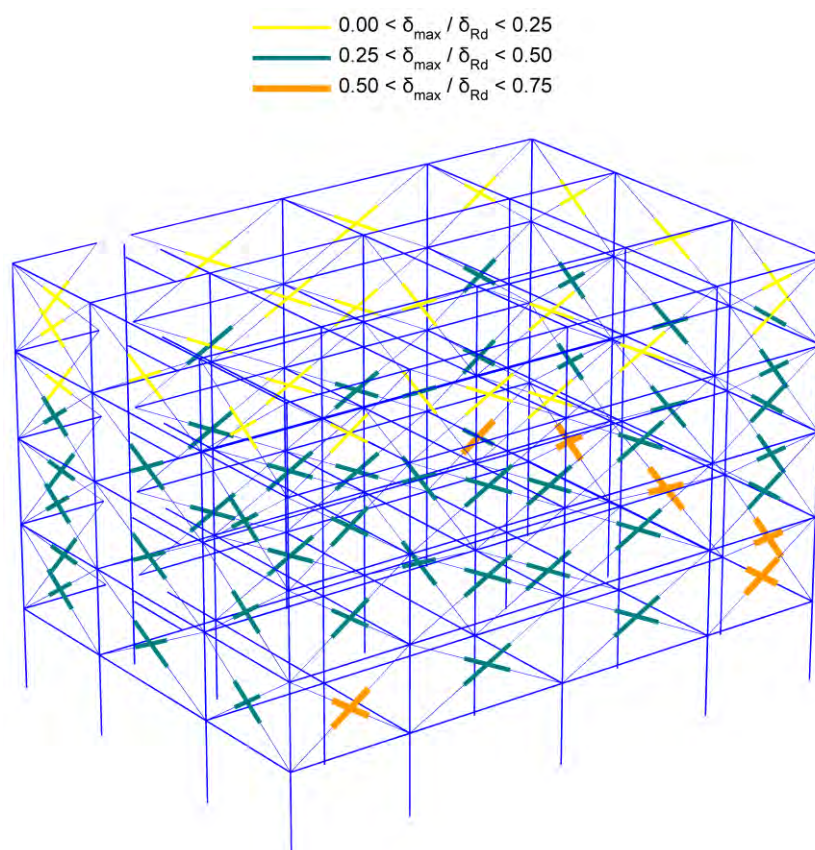


**Σχήμα 5.45** Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)

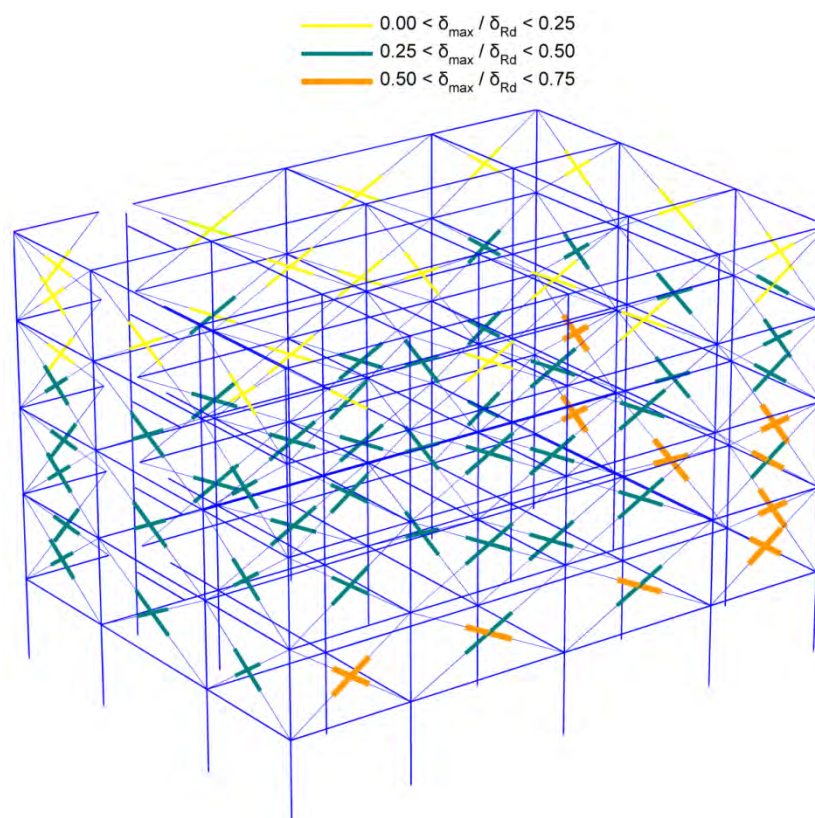


**Σχήμα 5.46** Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)





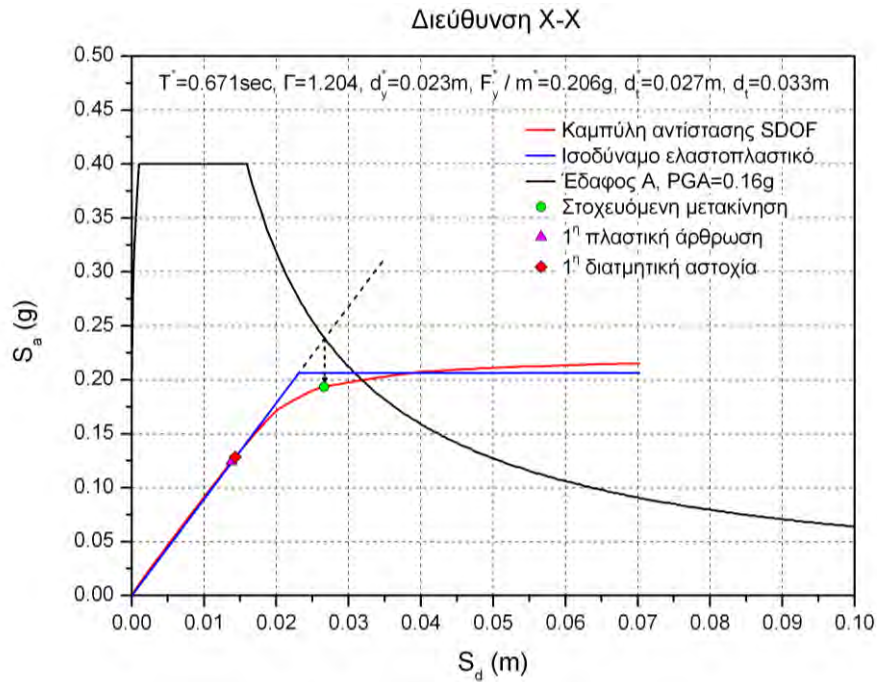
**Σχήμα 5.47** Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές  $\delta_{\max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)



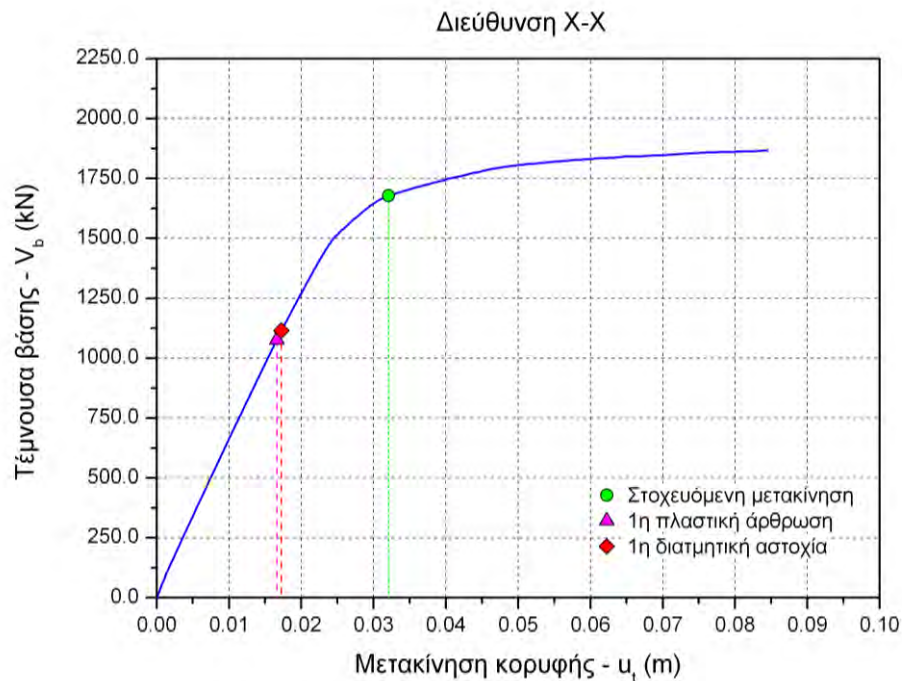
**Σχήμα 5.48** Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές  $\delta_{\max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους)

### 5.3 Αποτελέσματα αναλύσεων pushover

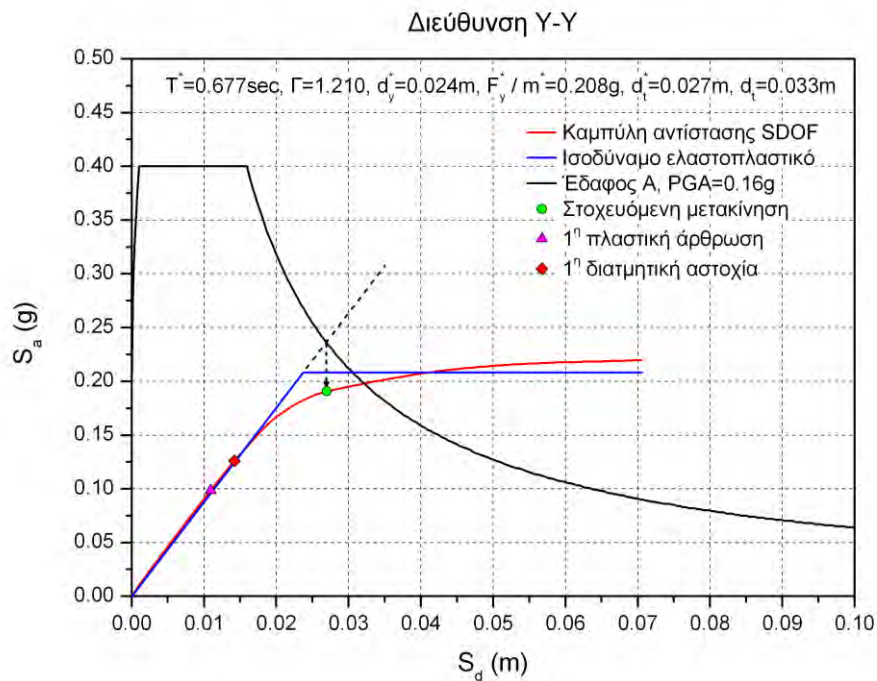
#### 5.3.1 Συμμετρικό κτίριο 3 ορόφων (3ST-SYM) πριν από την ενίσχυση



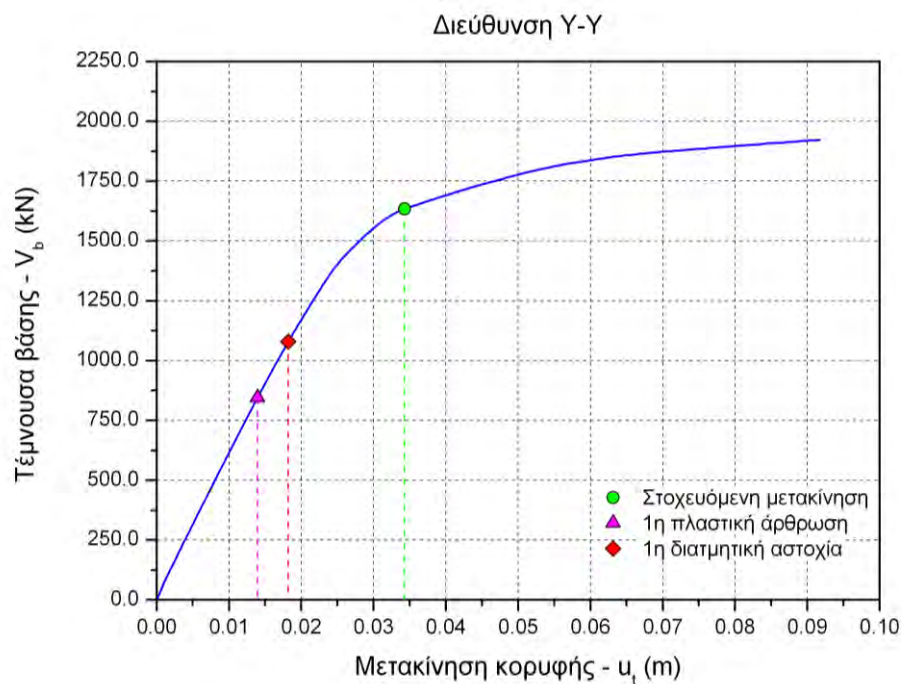
Σχήμα 5.49 Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης για pushover στη x-x διεύθυνση



Σχήμα 5.50 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνησης κορυφής για pushover στη x-x διεύθυνση



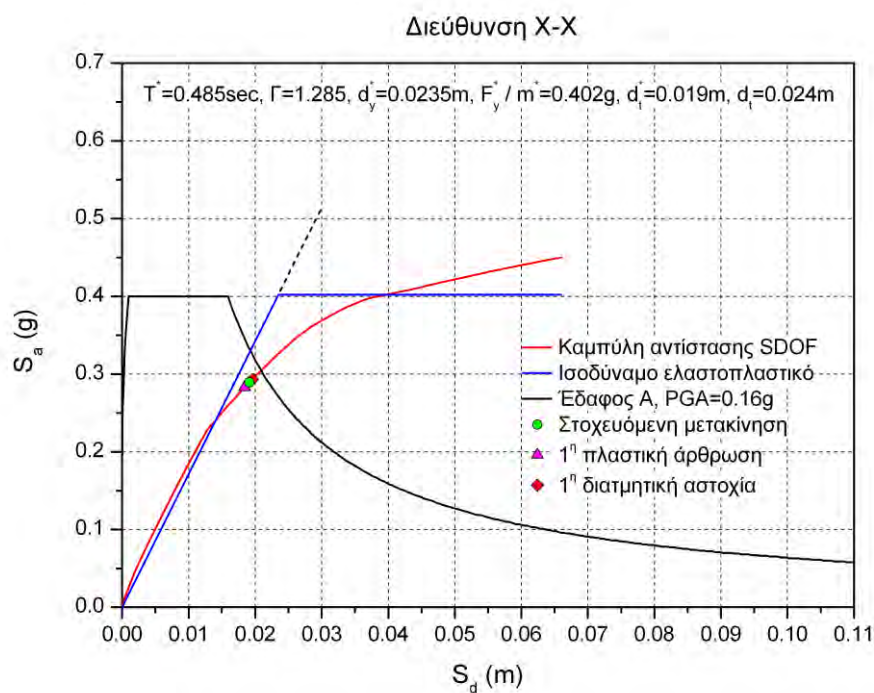
**Σχήμα 5.51** Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης για pushover στην γ-γ διεύθυνση



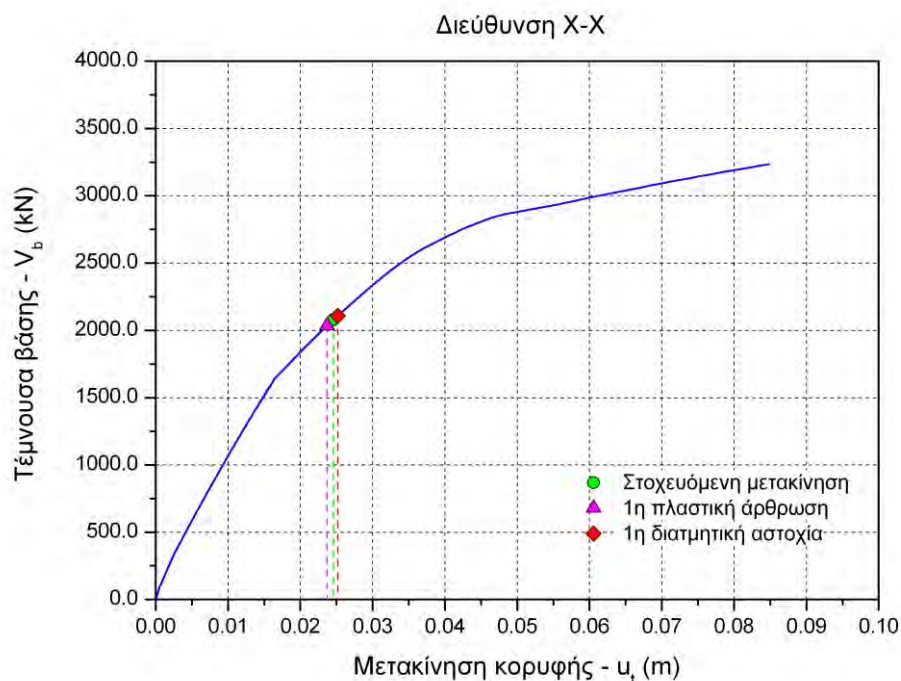
**Σχήμα 5.52** Διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνησης κορυφής για pushover στην γ-γ διεύθυνση



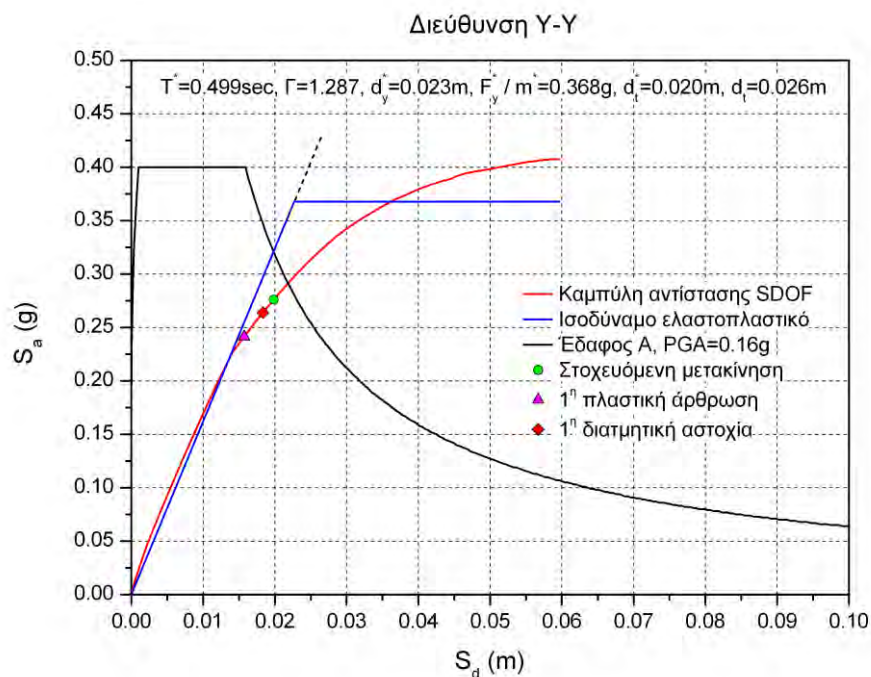
### 5.3.2 Συμμετρικό κτίριο 3 ορόφων (3ST-SYM) μετά την ενίσχυση



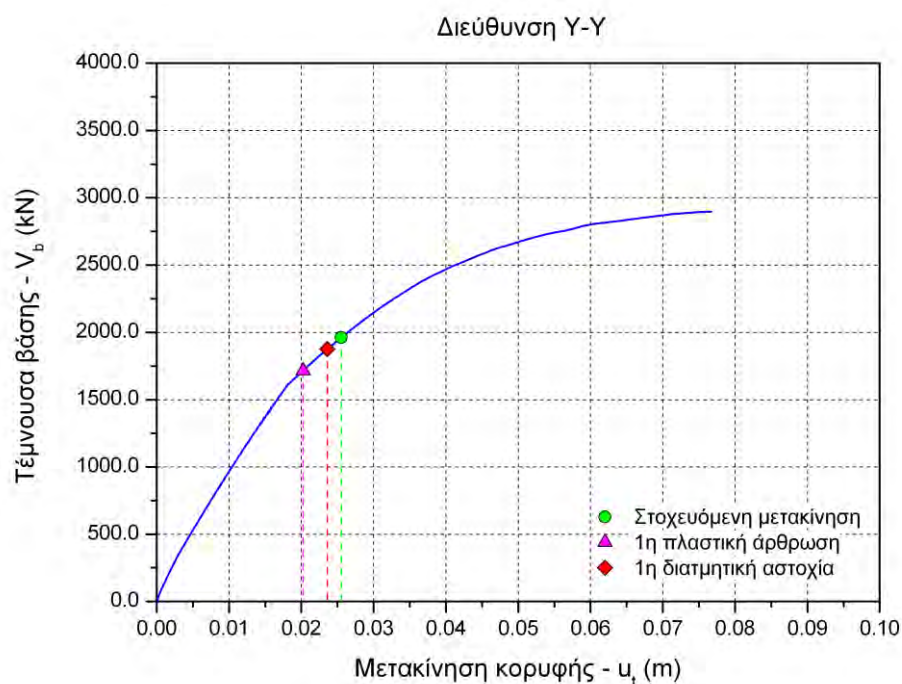
**Σχήμα 5.53** Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης για pushover στη x-x διεύθυνση



**Σχήμα 5.54** Διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνησης κορυφής για pushover στη x-x διεύθυνση

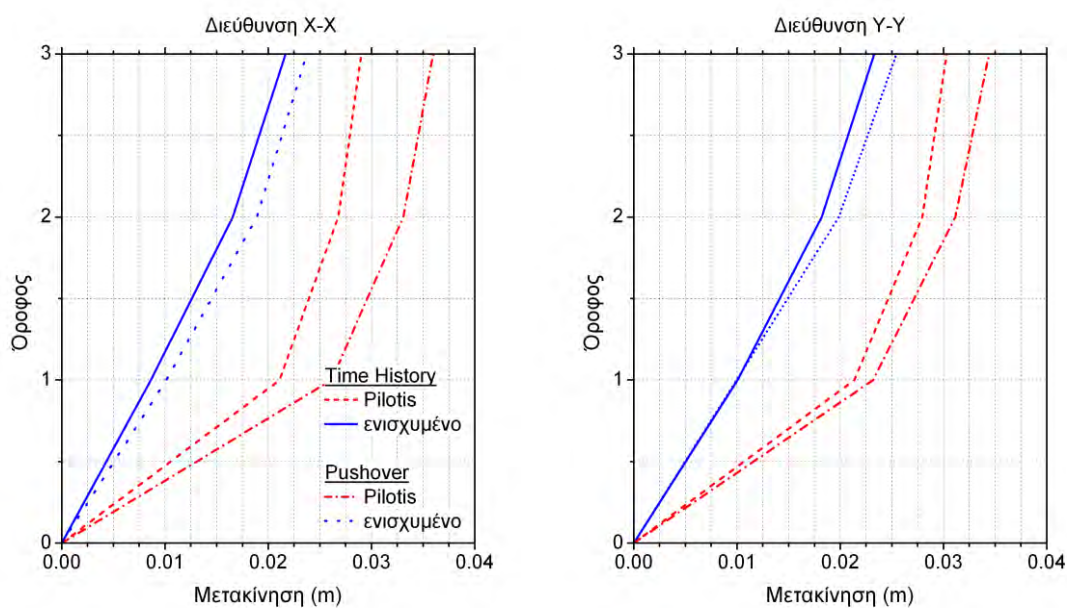


**Σχήμα 5.55** Προσδιορισμός στοιχειώμενης μετακίνησης για pushover στην γ-γ διεύθυνση

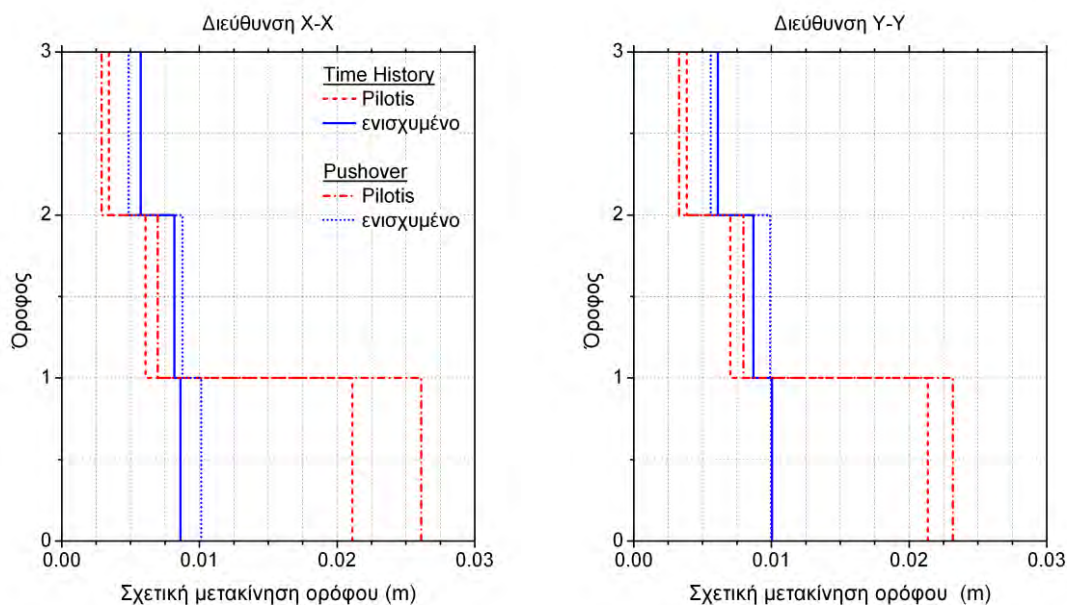


**Σχήμα 5.56** Διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνησης κορυφής για pushover στην γ-γ διεύθυνση

### 5.3.3 Σύγκριση μεγίστων μετακινήσεων από τις αναλύσεις χρονοϊστορίας και τις αναλύσεις pushover (3ST-SYM)



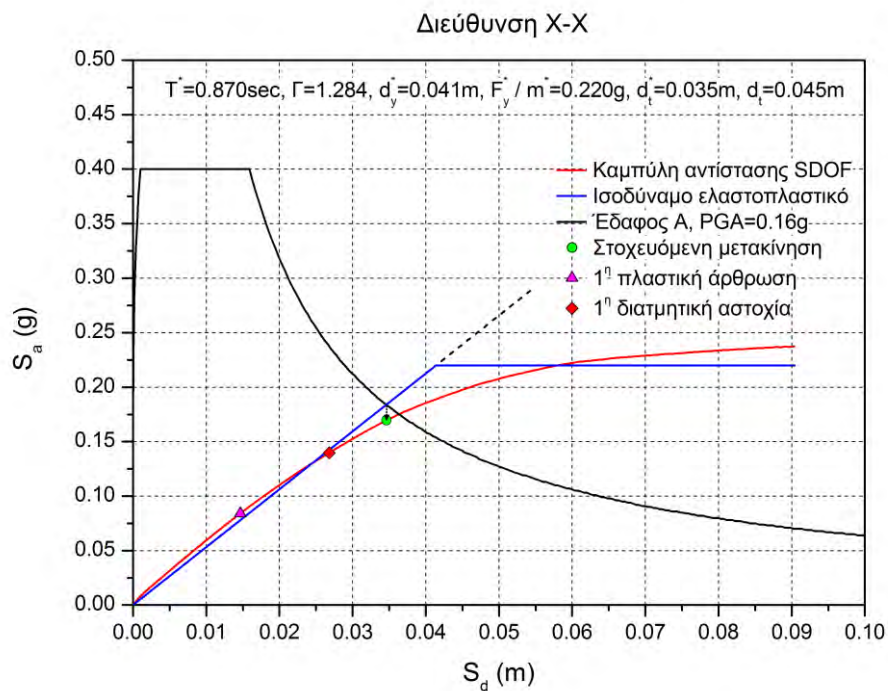
**Σχήμα 5.57** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων των ορόφων στη x-x και την y-y διεύθυνση: σύγκριση αναλύσεων χρονοϊστορίας με αναλύσεις pushover



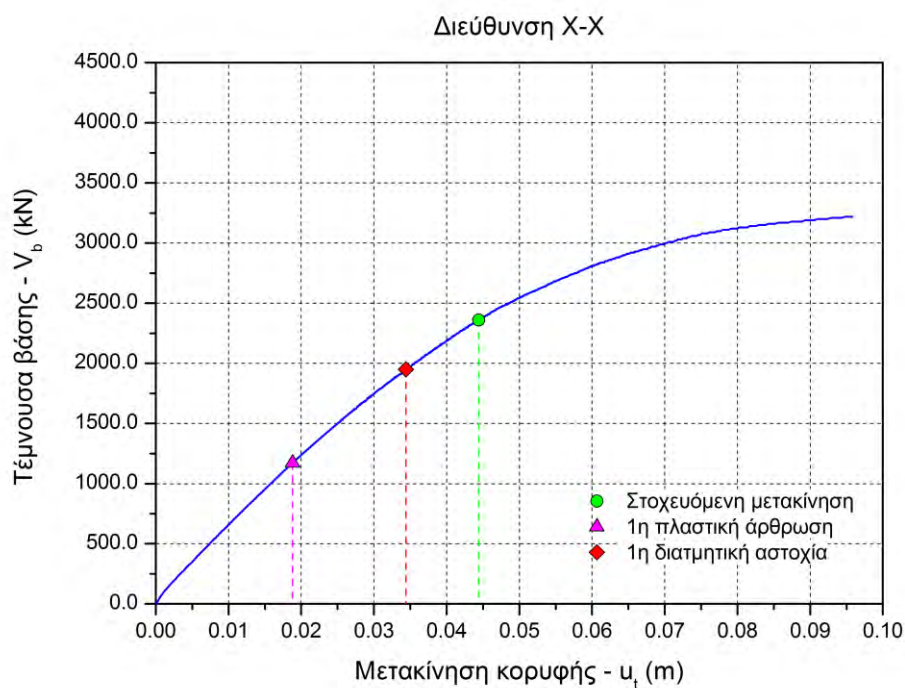
**Σχήμα 5.58** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων στη x-x και την y-y διεύθυνση: σύγκριση αναλύσεων χρονοϊστορίας με αναλύσεις pushover



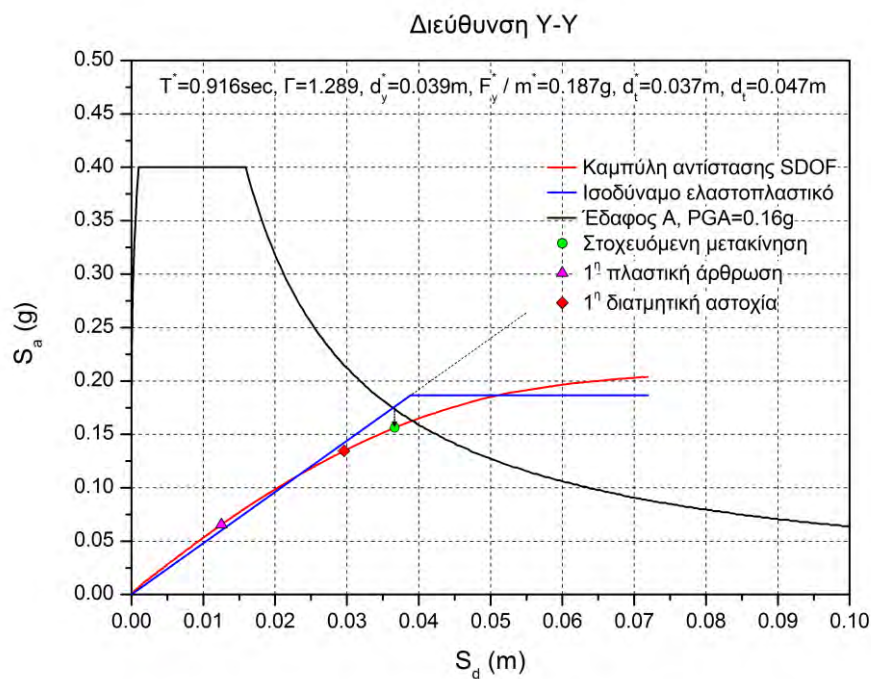
### 5.3.4 Συμμετρικό κτίριο 5 ορόφων (5ST-SYM) πριν από την ενίσχυση



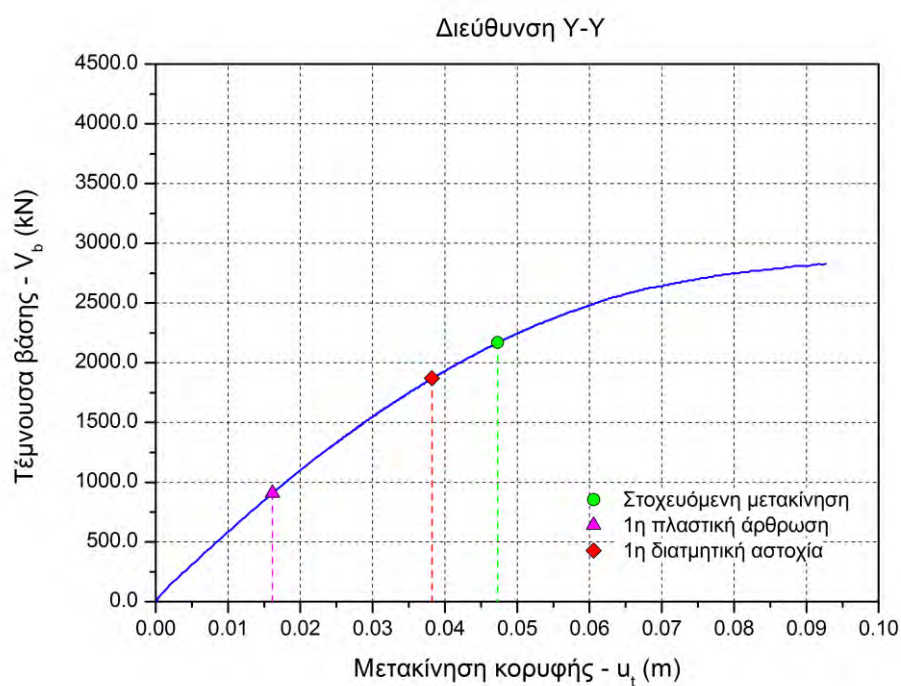
Σχήμα 5.59 Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης για pushover στη x-x διεύθυνση



Σχήμα 5.60 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνησης κορυφής για pushover στη x-x διεύθυνση



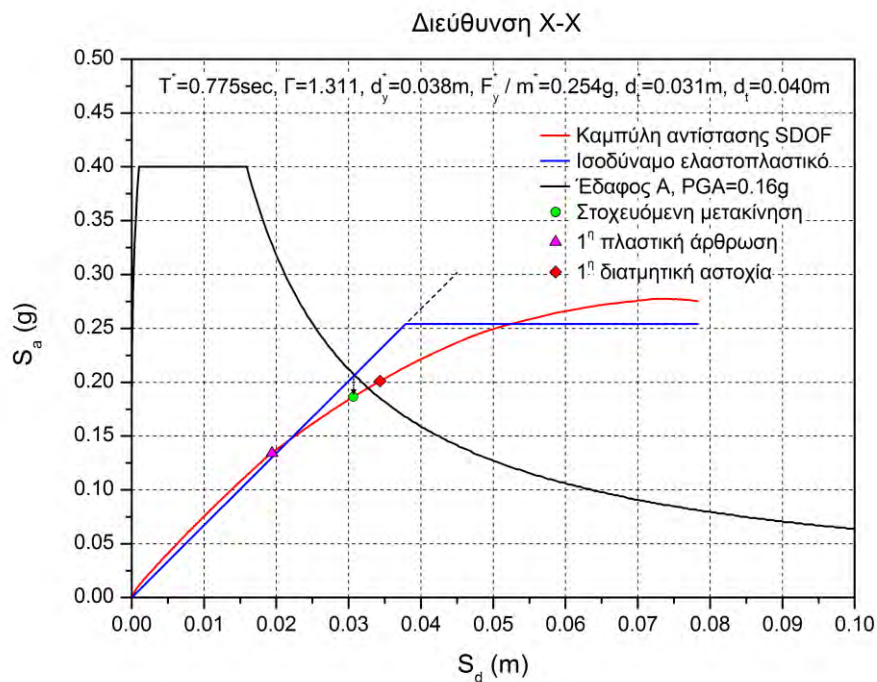
**Σχήμα 5.61** Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης για pushover στη γ-γ διεύθυνση



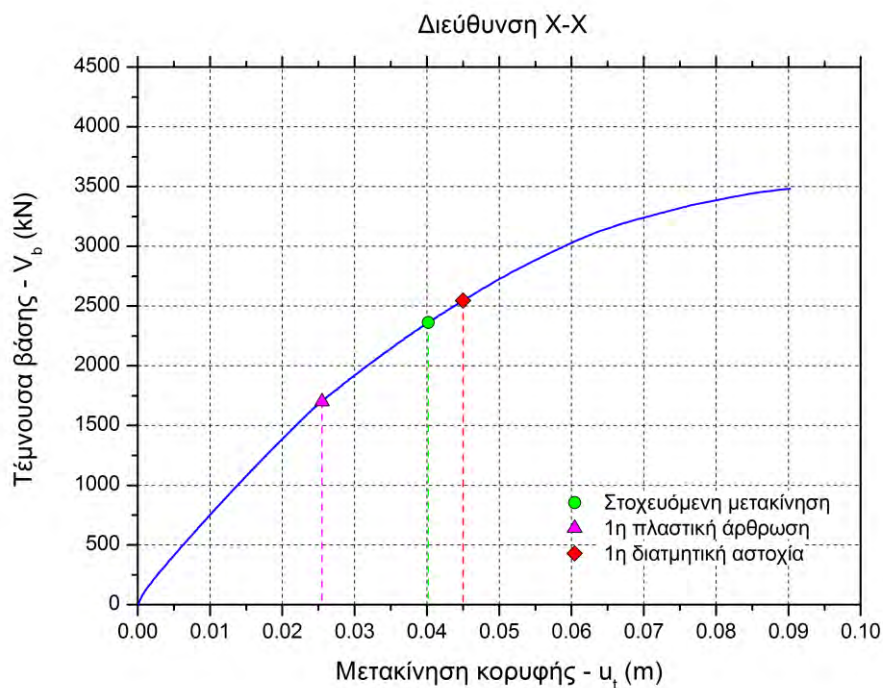
**Σχήμα 5.62** Διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνησης κορυφής για pushover στην γ-γ διεύθυνση



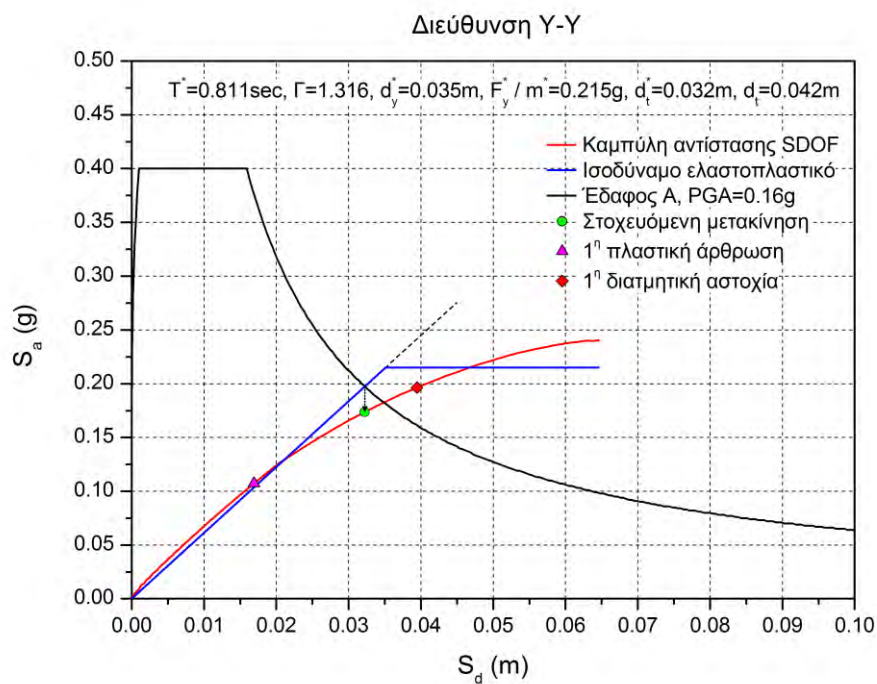
### 5.3.5 Συμμετρικό κτίριο 5 ορόφων (5ST-SYM) μετά την ενίσχυση



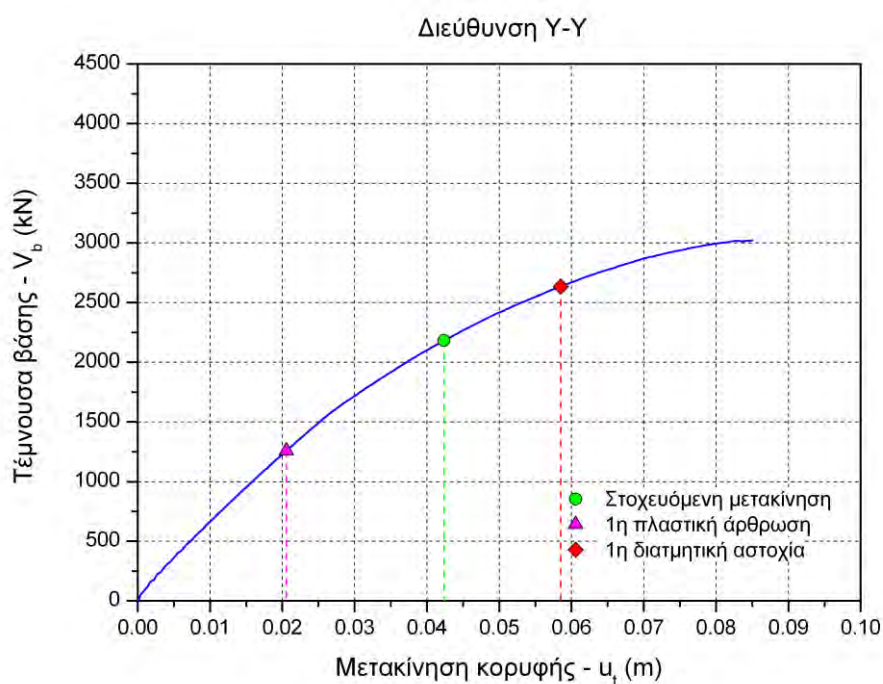
**Σχήμα 5.63** Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης για pushover στη x-x διεύθυνση



**Σχήμα 5.64** Διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνησης κορυφής για pushover στη x-x διεύθυνση

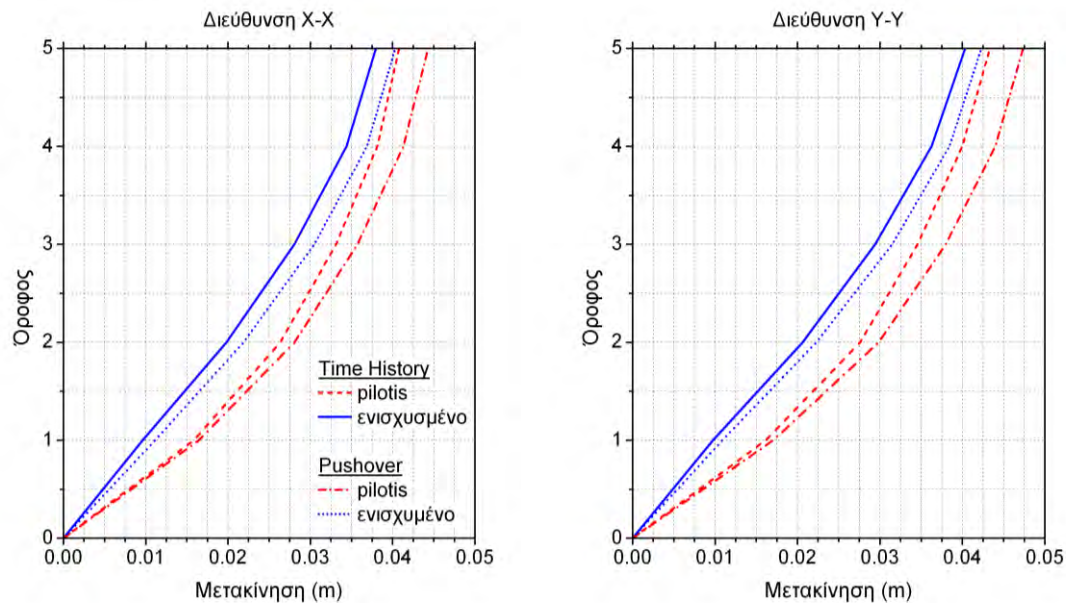


**Σχήμα 5.65** Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης για pushover στη γ-γ διεύθυνση

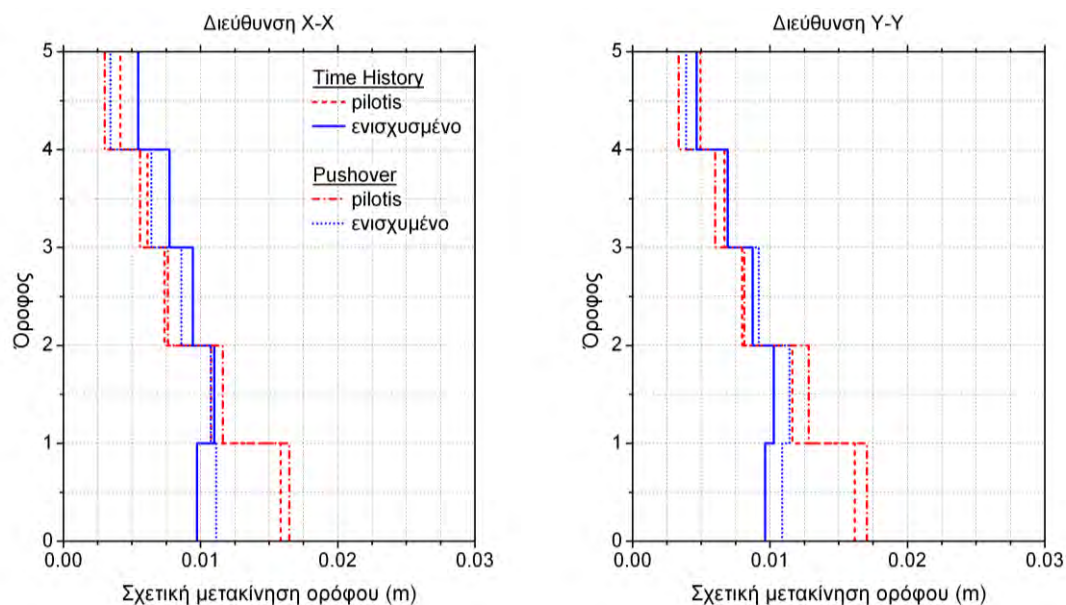


**Σχήμα 5.66** Διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνησης κορυφής για pushover στην γ-γ διεύθυνση

### 5.3.6 Σύγκριση μεγίστων μετακινήσεων από τις αναλύσεις χρονοϊστορίας και τις αναλύσεις pushover (5ST-SYM)



**Σχήμα 5.67** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων των ορόφων στη x-x και την y-y διεύθυνση: σύγκριση αναλύσεων χρονοϊστορίας με αναλύσεις pushover



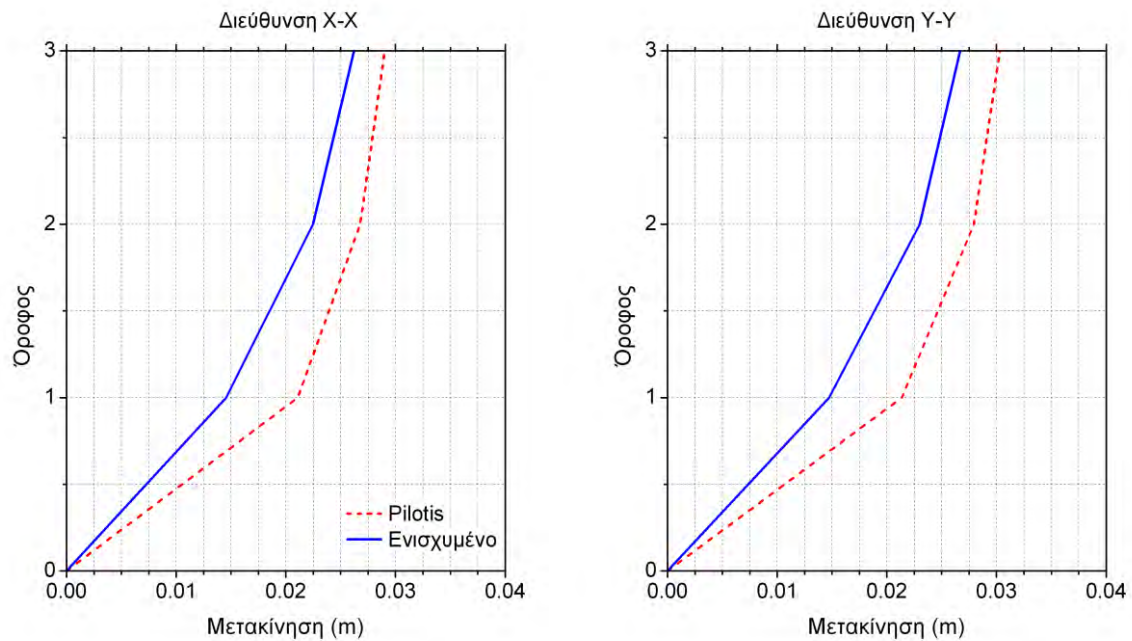
**Σχήμα 5.68** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων στη x-x και την y-y διεύθυνση: σύγκριση αναλύσεων χρονοϊστορίας με αναλύσεις pushover

Από τη σύγκριση των δυο μεθόδων μη γραμμικών αναλύσεων, προέκυψε ότι σε γενικές γραμμές η συνολική εικόνα συμπεριφοράς των κτιρίων πριν και μετά την ενίσχυση παραμένει η ίδια. Ωστόσο, η μέθοδος pushover παρουσιάζει μια συστηματική αλλά μικρή υπερεκτίμηση των μετακινήσεων σε όλους σχεδόν τους ορόφους.

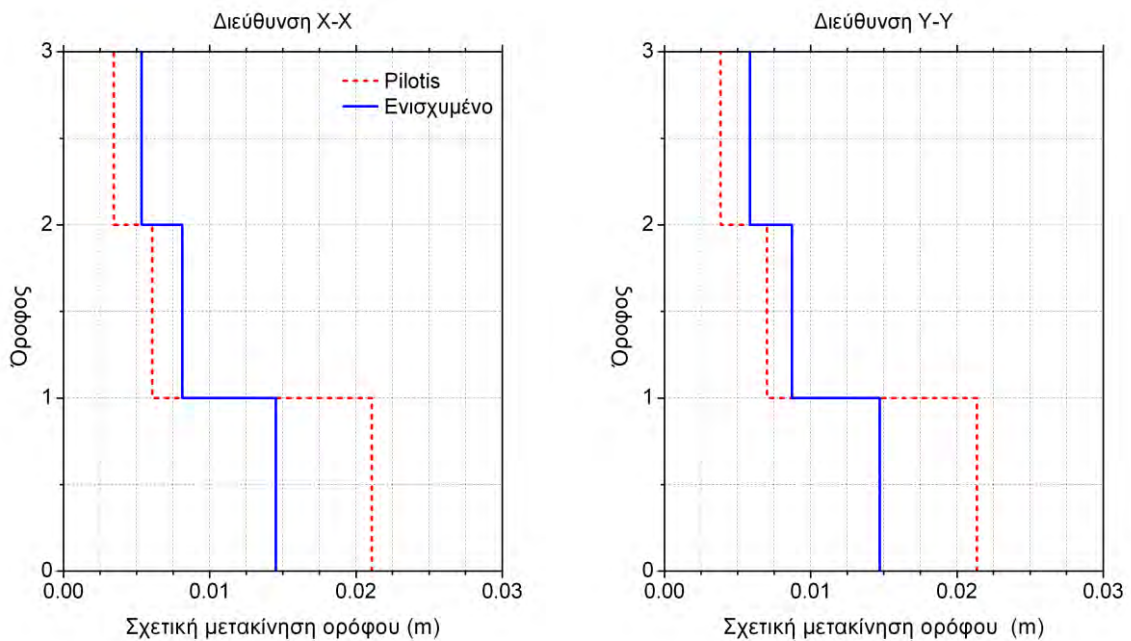


## 5.4 Αποτελέσματα μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων πριν και μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ. σε υποστυλώματα του ισογείου

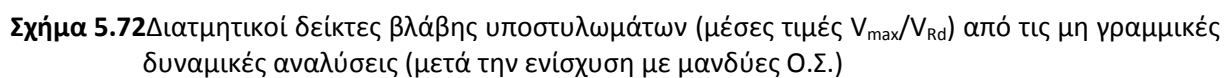
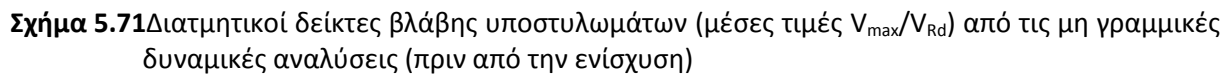
### 5.4.1 Συμμετρικό κτίριο 3 ορόφων (3ST-SYM)



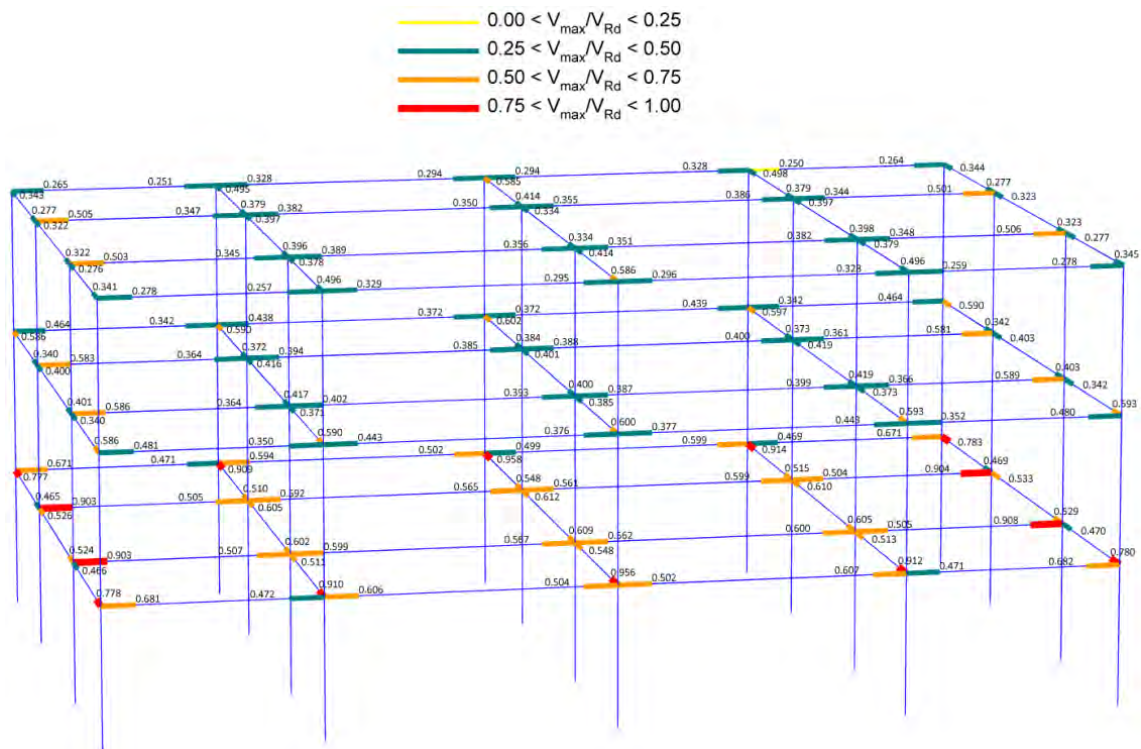
**Σχήμα 5.69** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.



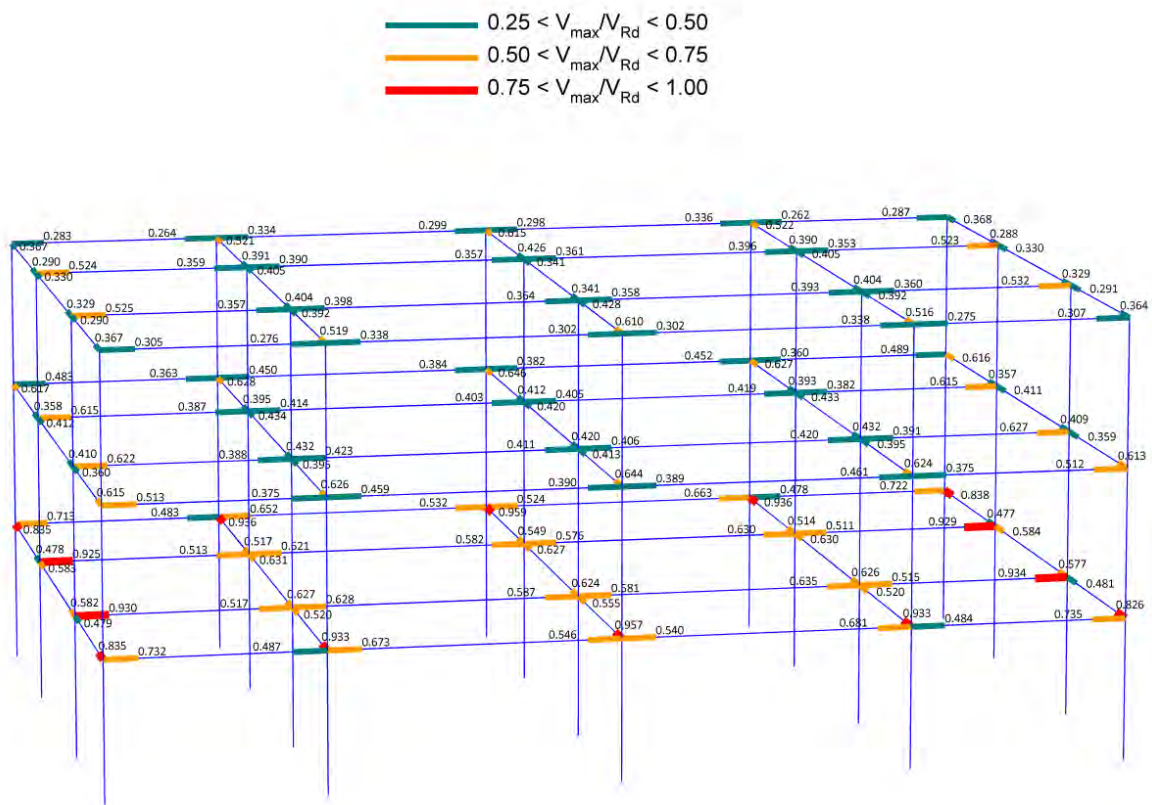
**Σχήμα 5.70** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.



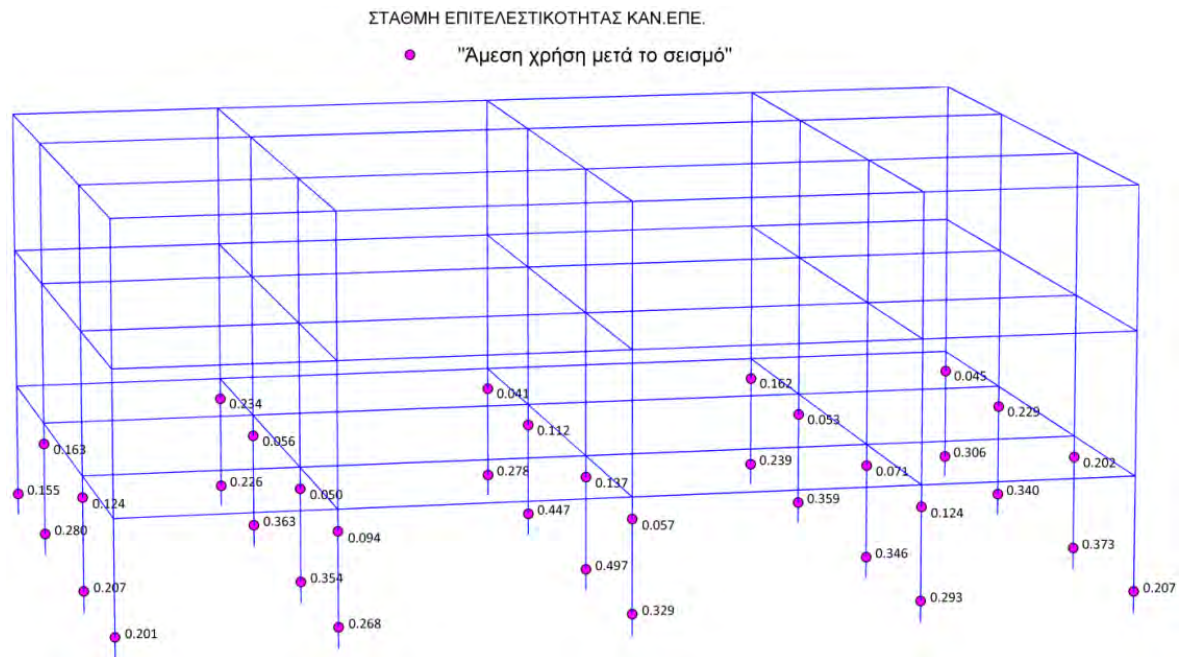




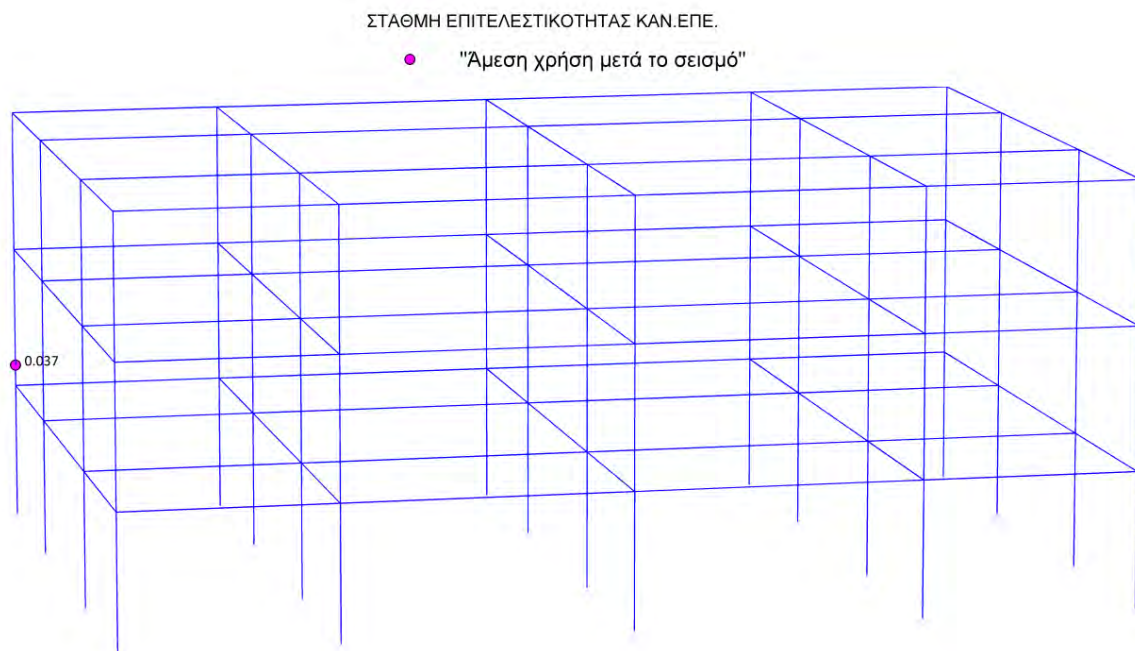
**Σχήμα 5.73** Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές  $V_{\max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)



**Σχήμα 5.74** Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές  $V_{\max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με μανδύες 0.5%)

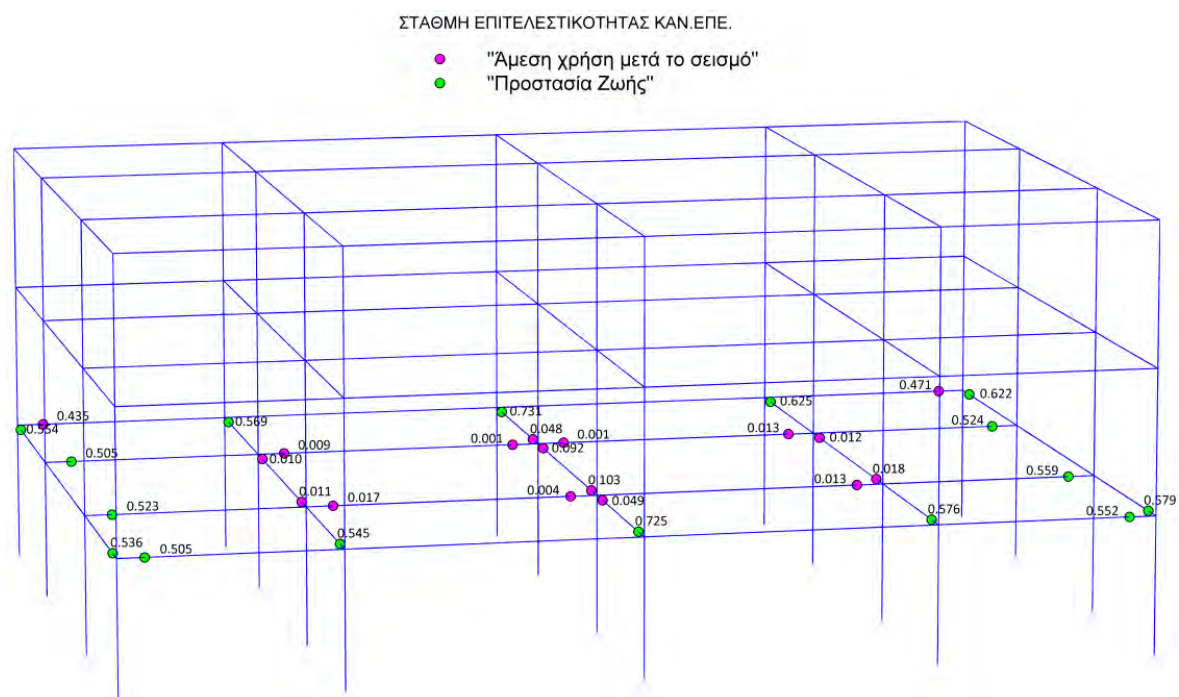


**Σχήμα 5.75** Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)

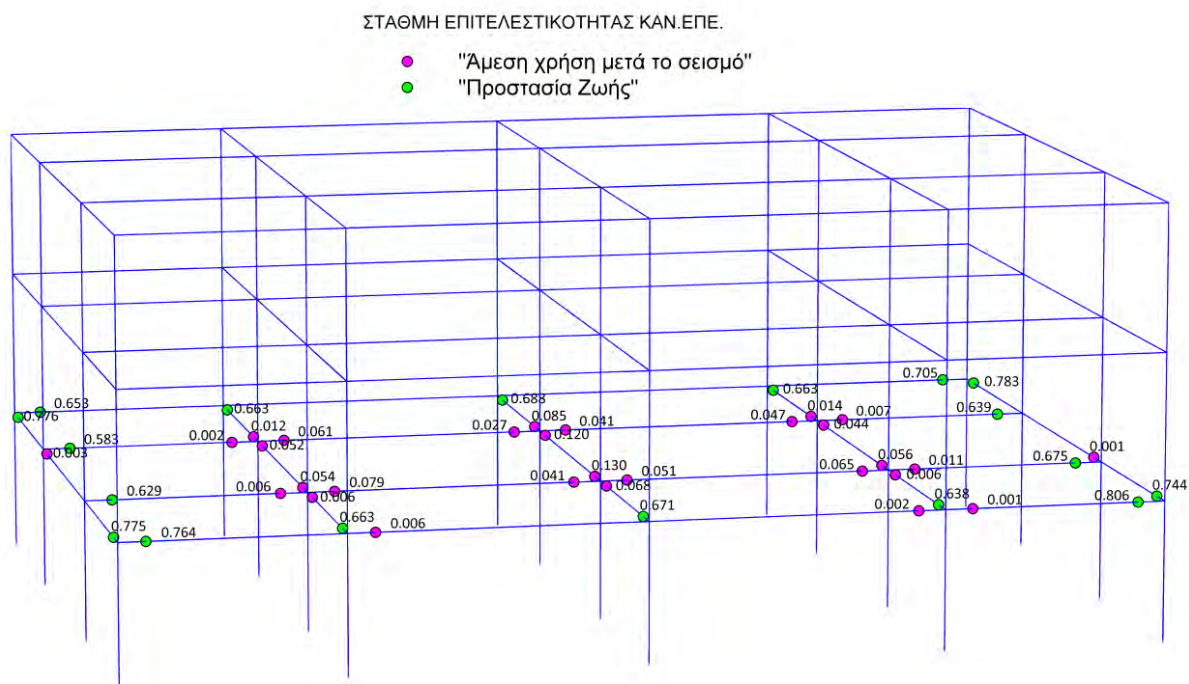


**Σχήμα 5.76** Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.)



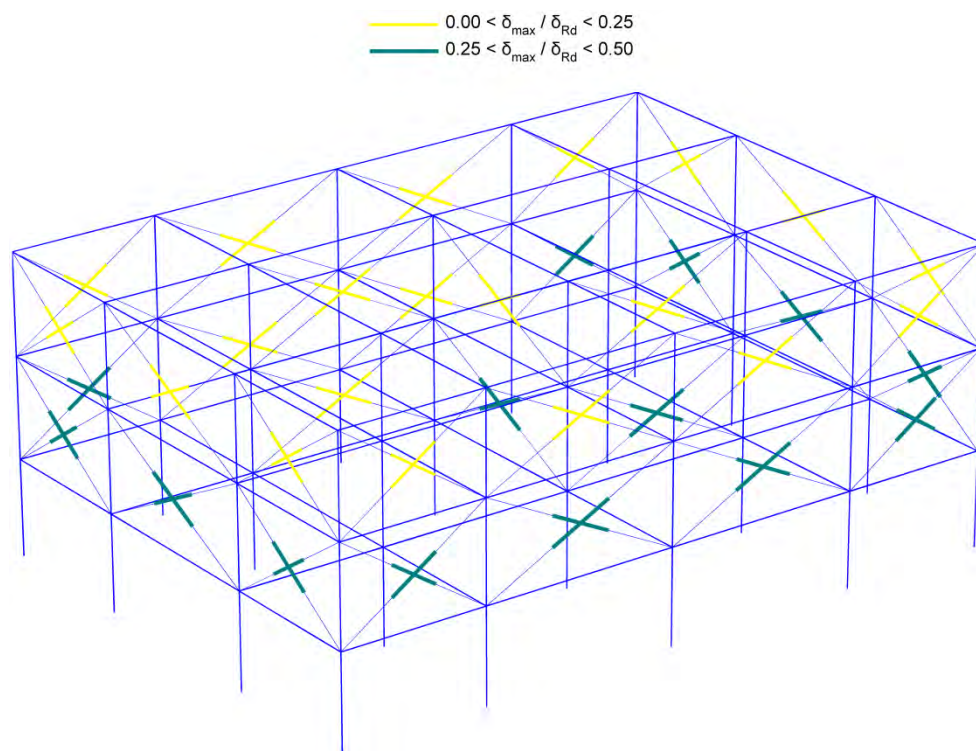


**Σχήμα 5.77** Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)

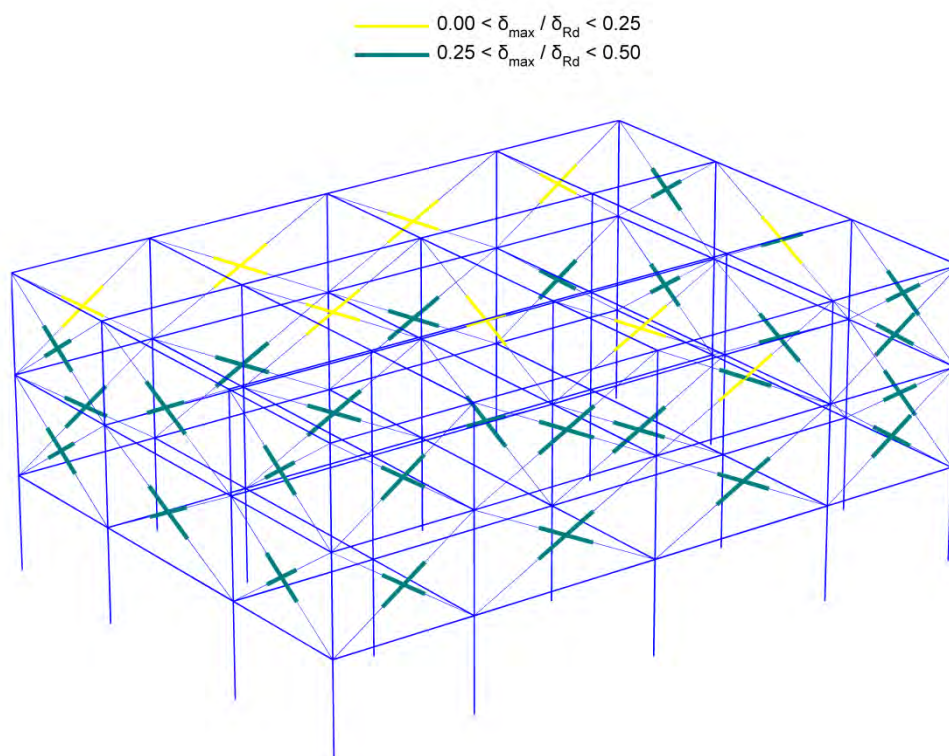


**Σχήμα 5.78** Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση)



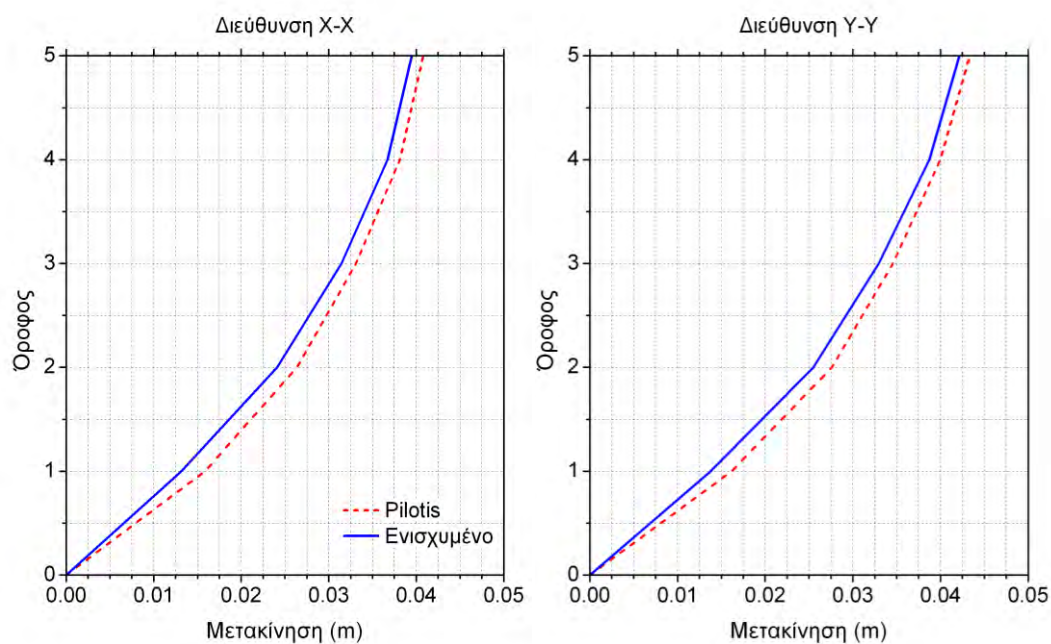


**Σχήμα 5.79** Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές  $\delta_{max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)

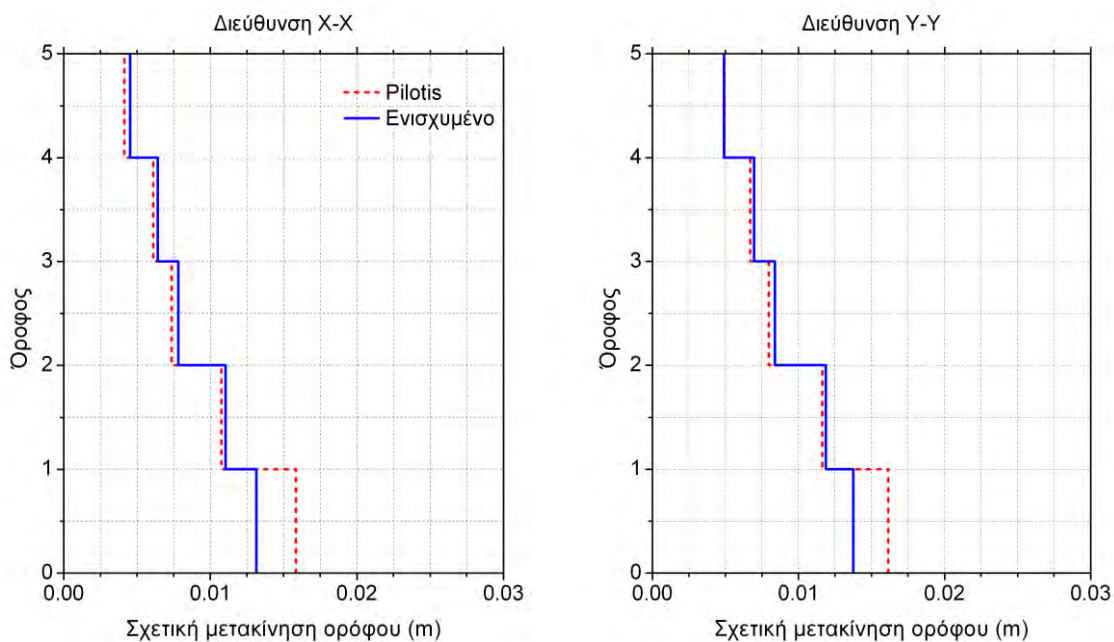


**Σχήμα 5.80** Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές  $\delta_{max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.)

### 5.4.2 Συμμετρικό κτίριο 5 ορόφων (5ST-SYM)

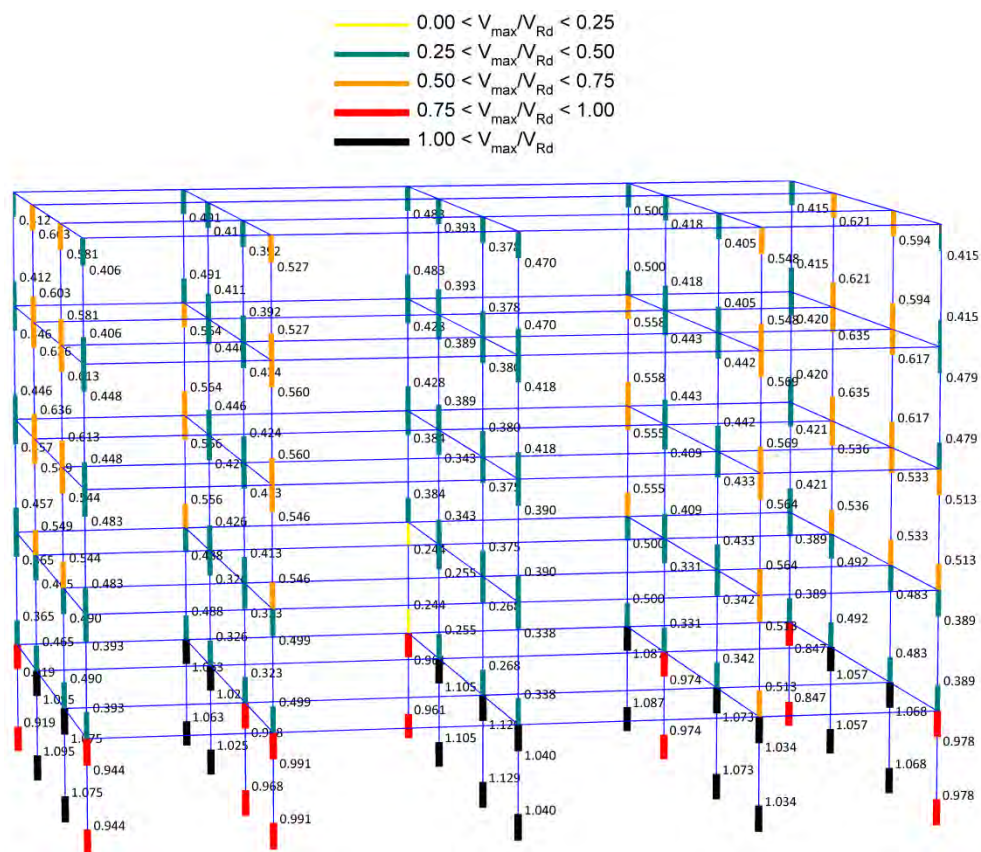


**Σχήμα 5.81** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μανδύες Ο.Σ.

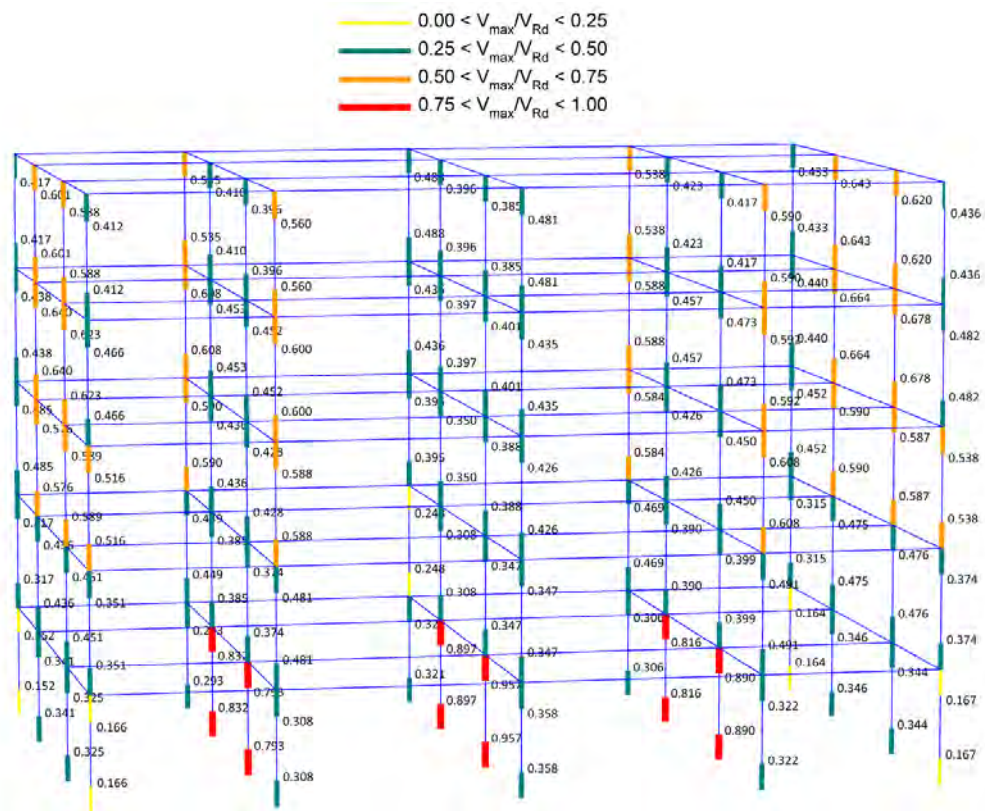


**Σχήμα 5.82** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μανδύες Ο.Σ.

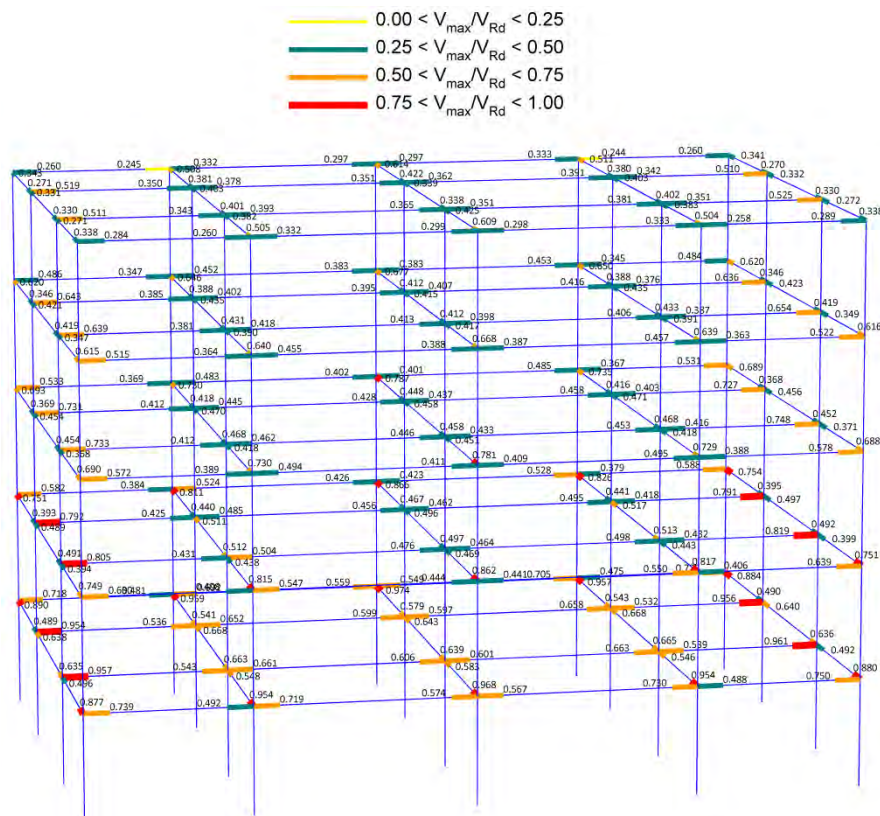




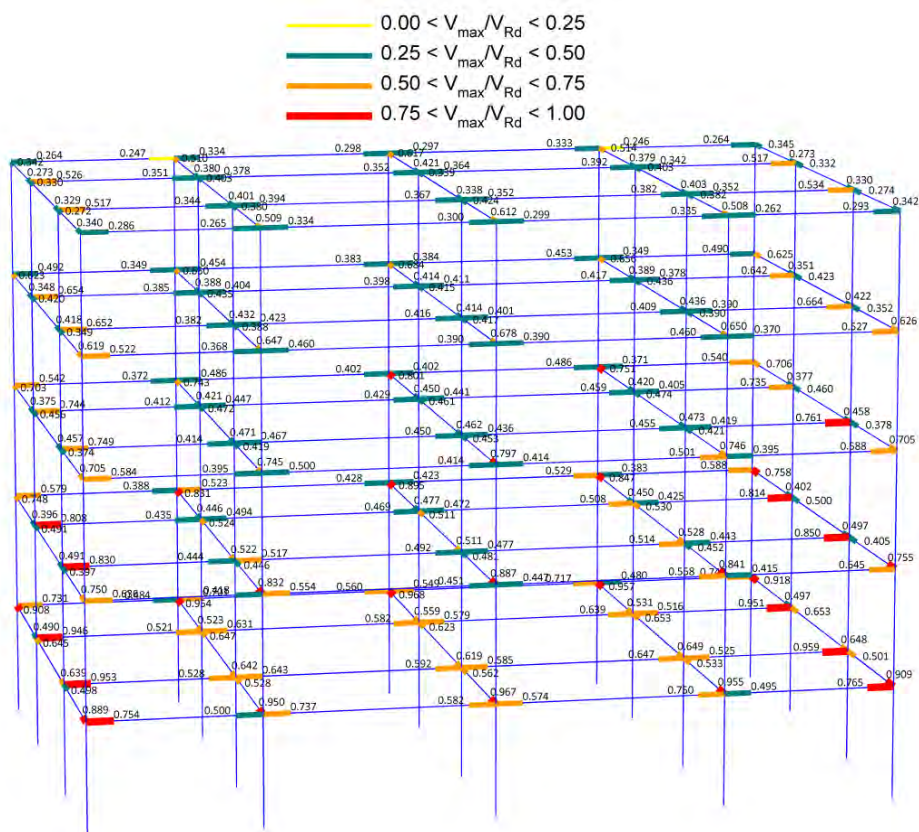
**Σχήμα 5.83** Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές  $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)



**Σχήμα 5.84** Διατμητικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων (μέσες τιμές  $V_{max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.)

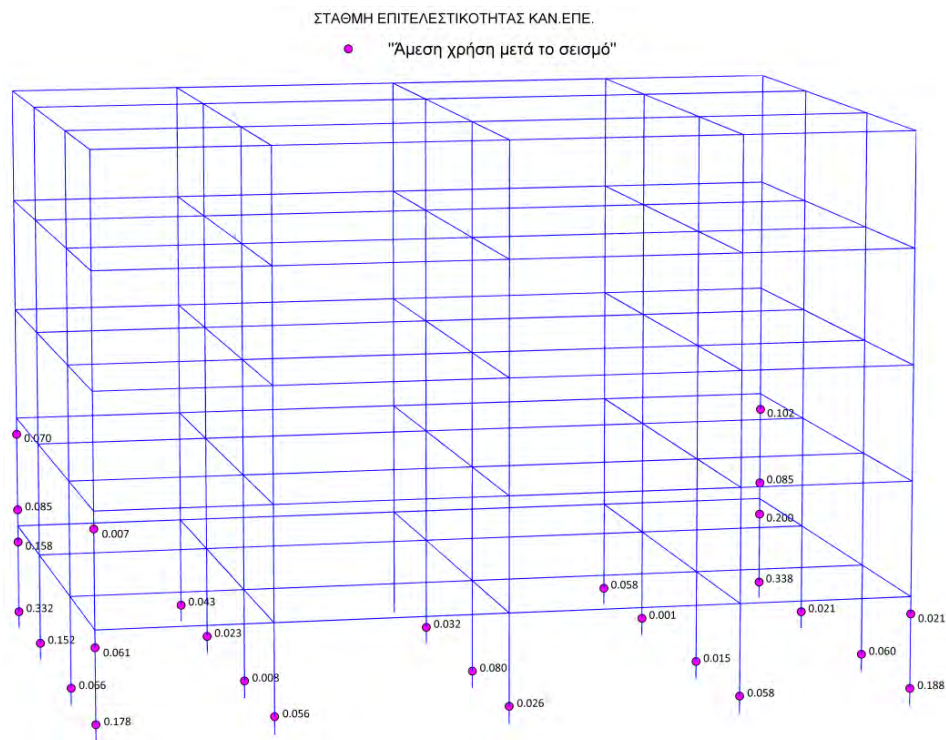


**Σχήμα 5.85** Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές  $V_{\max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)

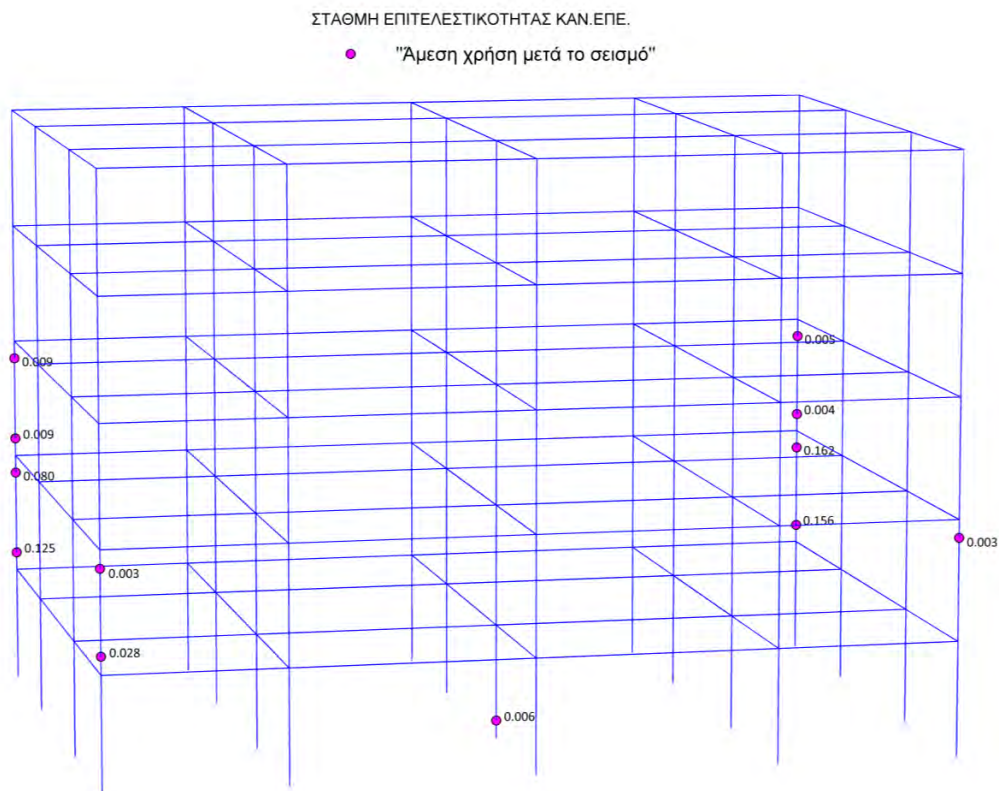


**Σχήμα 5.86** Διατμητικοί δείκτες βλάβης δοκών (μέσες τιμές  $V_{\max}/V_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.)

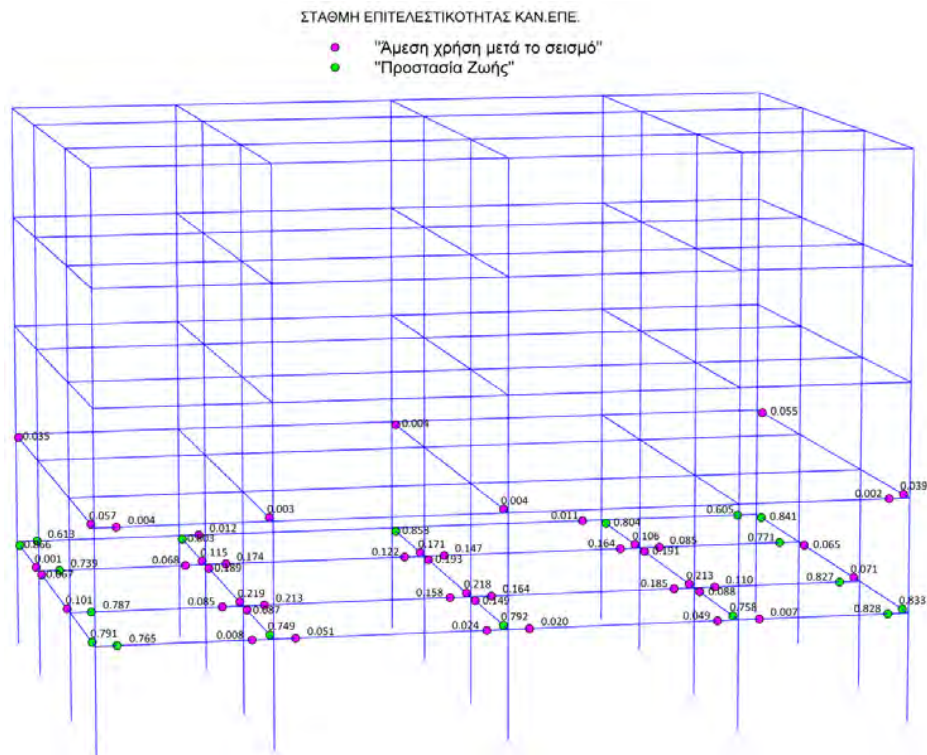




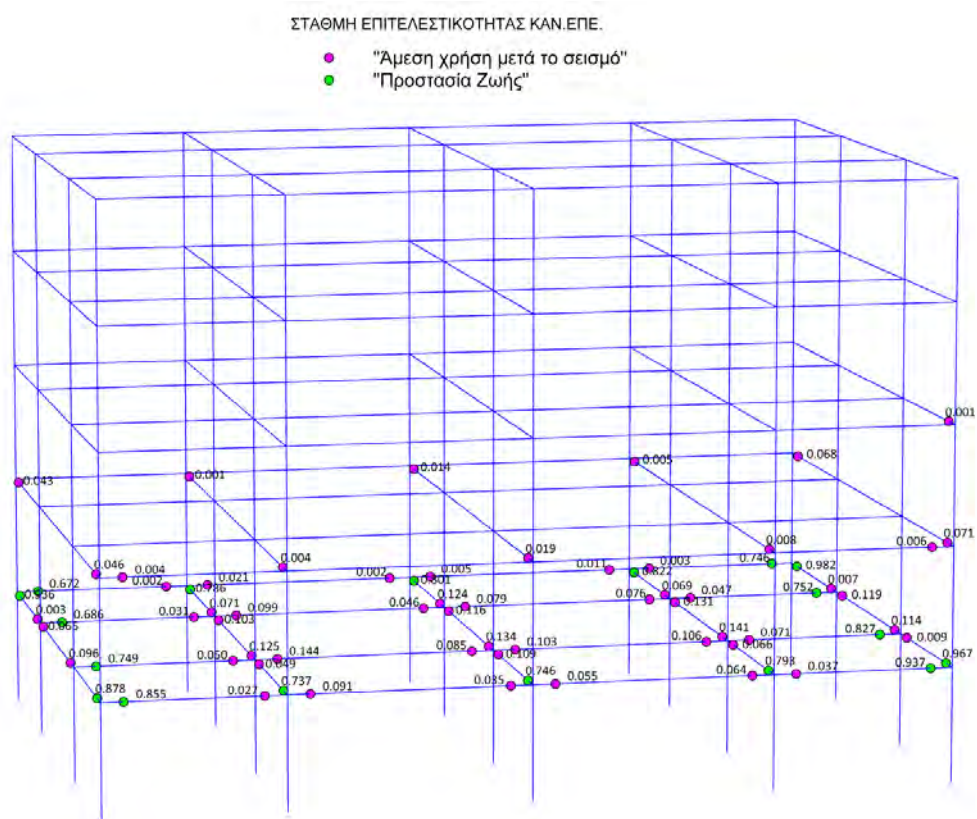
**Σχήμα 5.87** Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)



**Σχήμα 5.88** Καμπτικοί δείκτες βλάβης υποστυλωμάτων σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.)

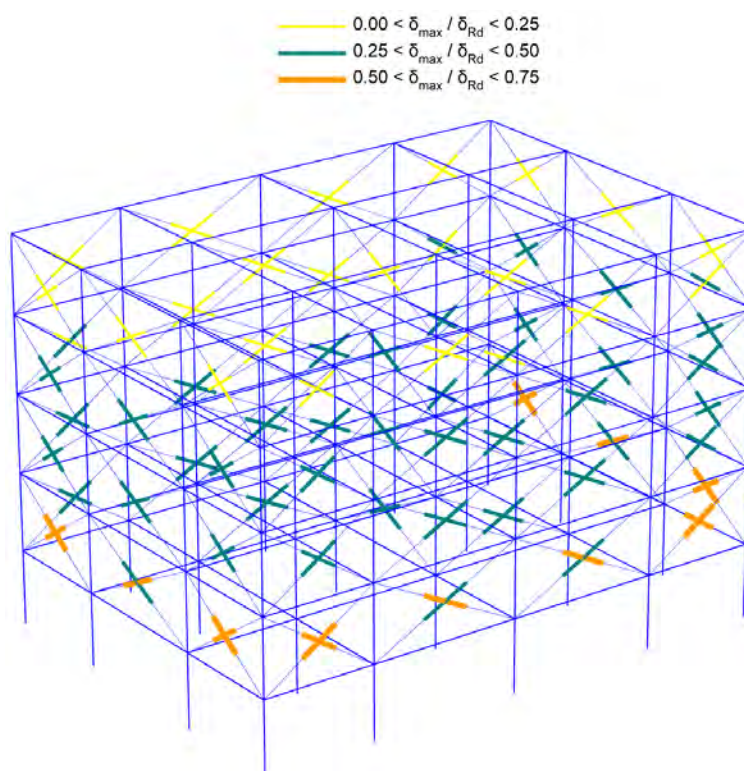


**Σχήμα 5.89** Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)

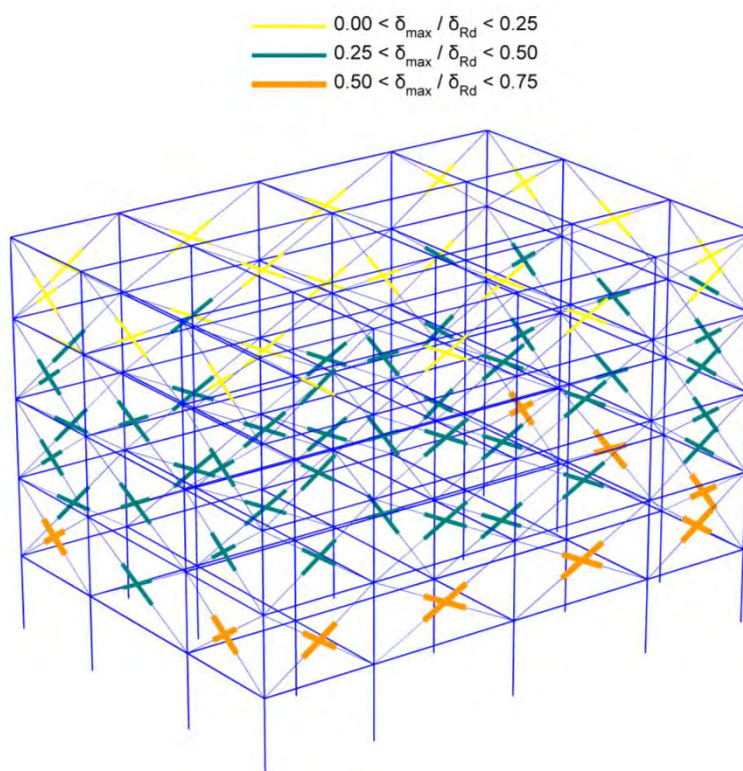


**Σχήμα 5.90** Καμπτικοί δείκτες βλάβης δοκών σε όρους στροφής πλαστικής άρθρωσης (μέσες τιμές  $\theta_{pl,max}/\theta_{pl,Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.)





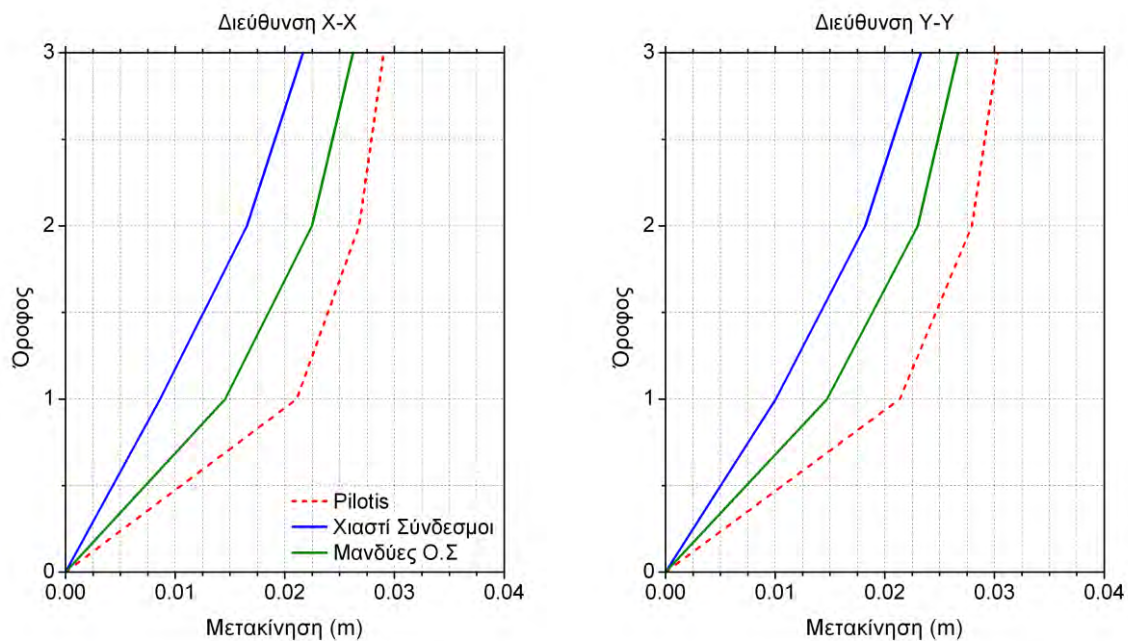
**Σχήμα 5.91** Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές  $\delta_{\max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (πριν από την ενίσχυση)



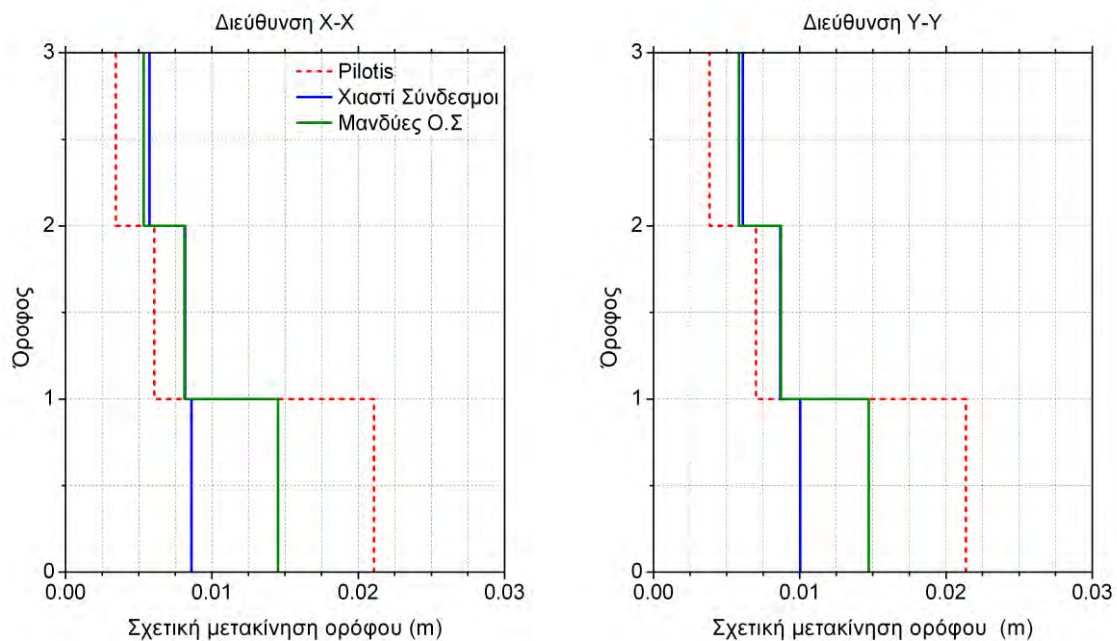
**Σχήμα 5.92** Δείκτες βλάβης τοιχοπληρώσεων σε όρους αξονικής βράχυνσης (μέσες τιμές  $\delta_{\max}/\delta_{Rd}$ ) από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (μετά την ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.)



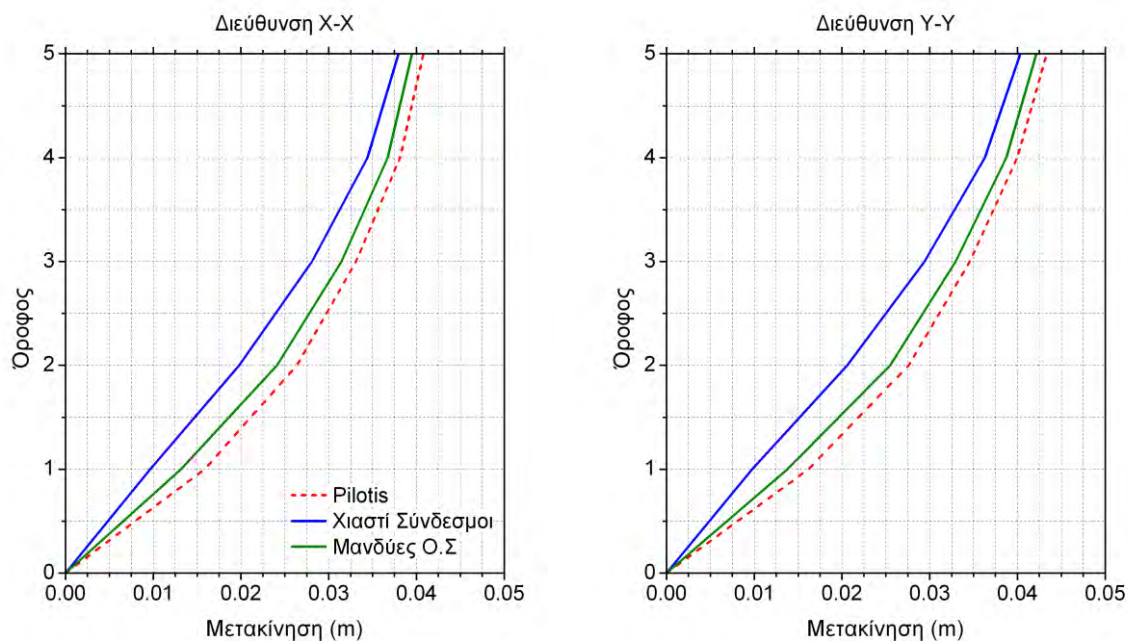
### 5.5 Συγκριτικά διαγράμματα μετακινήσεων μεταξύ των δυο μεθόδων ενίσχυσης



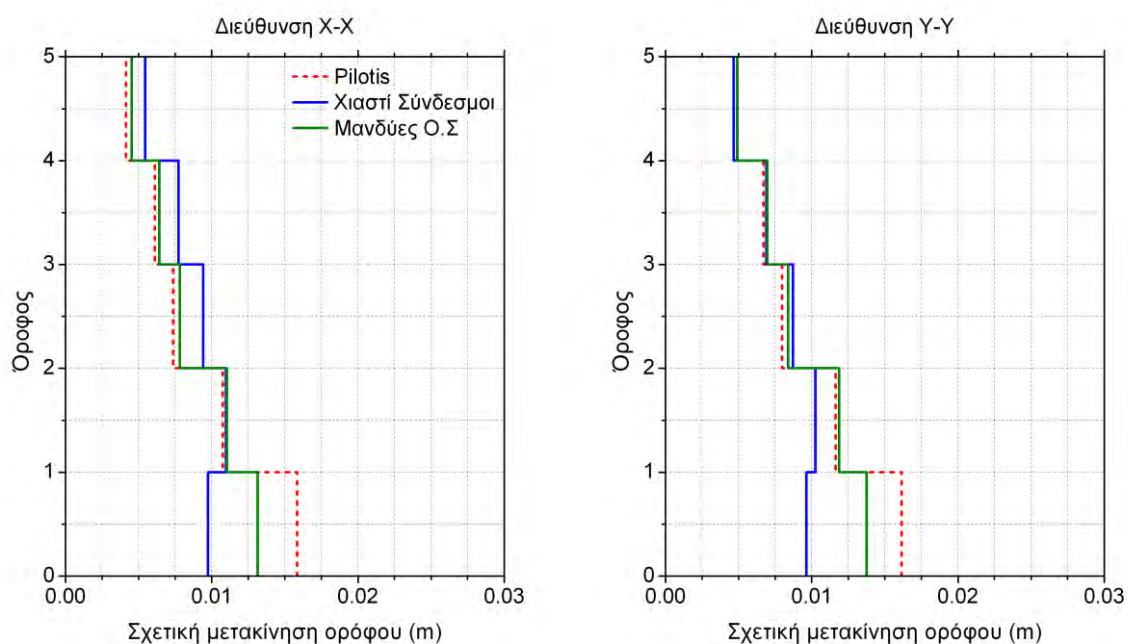
**Σχήμα 5.93** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους και μανδύες Ο.Σ



**Σχήμα 5.94** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους και μανδύες Ο.Σ.



**Σχήμα 5.95** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους και μανδύες Ο.Σ



**Σχήμα 5.96** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων σε κάθε όροφο πριν (pilotis) και μετά την ενίσχυση του κτιρίου με μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους και μανδύες Ο.Σ

## 6. ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ 5-ΟΡΟΦΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΕΝΔΟΣΙΜΟΤΗΤΑ ΣΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ

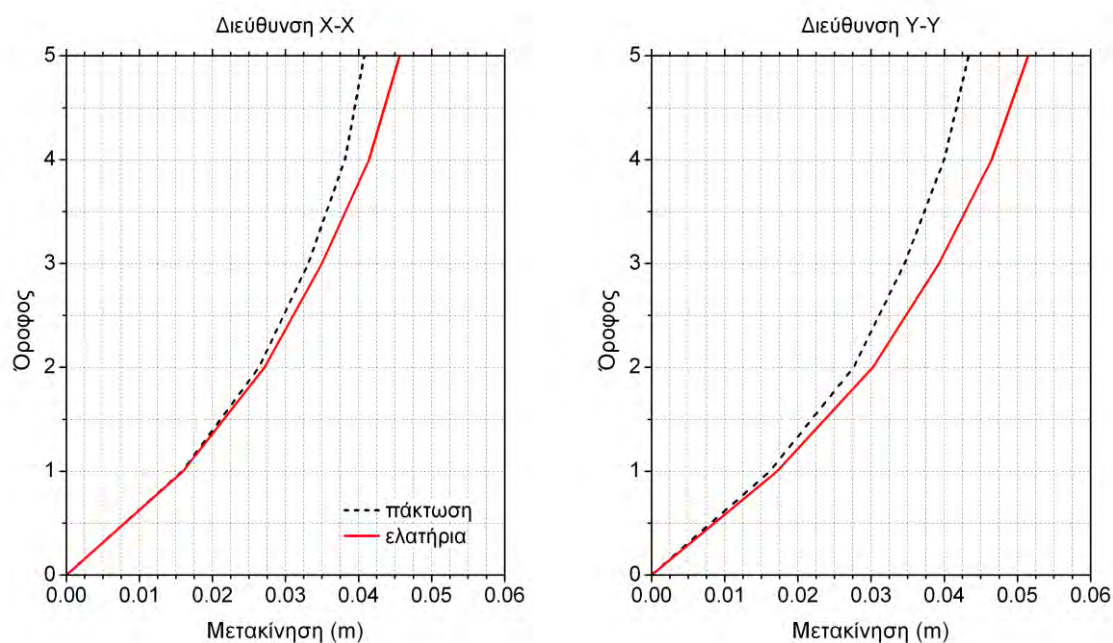
### 6.1 Γενικά

Λαμβάνοντας υπόψη ότι τα κτίρια της παρούσης αποτελούν κατασκευές θεμελιωμένες σε μεμονωμένα ορθογωνικά πέδιλα με υποτυπώδεις συνδετήριες δοκούς, όπως συναντάται στην πλειονότητα παλιών πολυώροφων κτιρίων που ανήκουν στην κατηγορία αυτή, κρίθηκε αναγκαίο να πραγματοποιηθούν δυο σειρές αναλύσεων, προσεγγίζοντας ρεαλιστικότερα τις πραγματικές συνθήκες στήριξης στη θεμελίωση. Προς τούτο, στα δυο πεντάωροφα κτίρια (5ST-SYM, 5ST-ECC), τροποποιήθηκαν οι συνθήκες στήριξης στους κόμβους πακτώσεως των υποστυλωμάτων ισογείου, και εισήχθησαν ελατήρια (1 κατακόρυφο και 2 στροφικά), προκειμένου να προσομοιωθούν οι τρεις κυρίαρχες μορφές μετατόπισης των πεδίων, δηλαδή η κατακόρυφη βύθιση παράλληλα στον άξονα Z και οι στρόφες περί τους δυο οριζόντιους άξονες X και Y του καθολικού συστήματος αναφοράς. Οι σταθερές των ελατηρίων προέκυψαν σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στην §3.5.

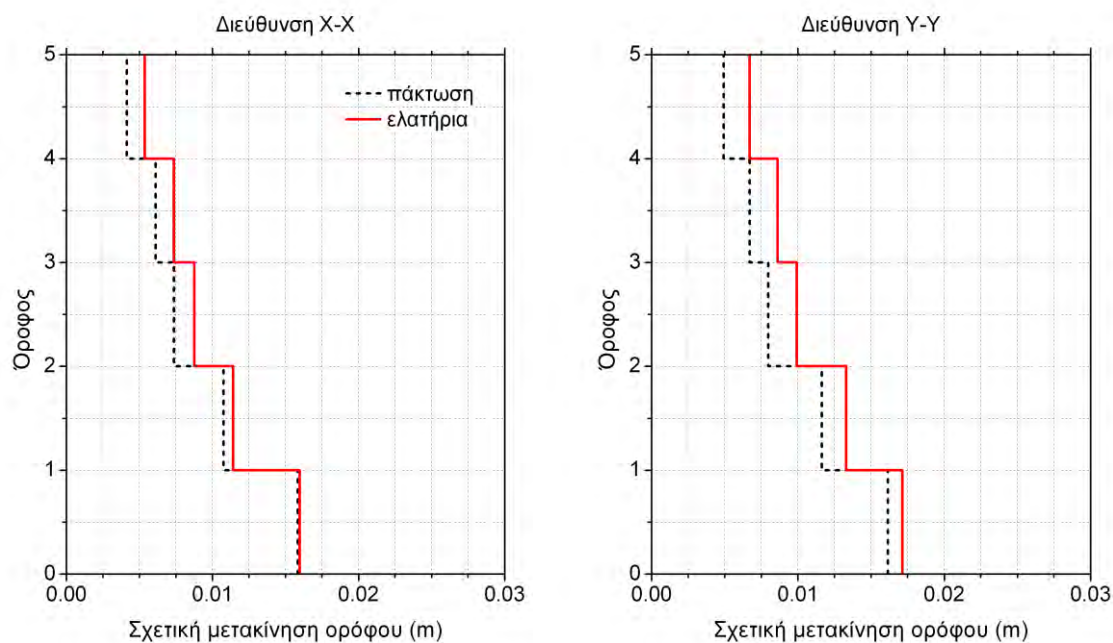
### 6.2 Δυναμικά χαρακτηριστικά κτιρίων με ελατήρια θεμελίωσης

**Πίνακας 6.1** Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής ιδιομορφικών μαζών

Περίπτωση ανάλυσης	Ιδιομορφή	T(sec)	M <sub>x</sub> (%)	M <sub>y</sub> (%)
5ST-SYM πακτώσεις	1	1.030	-	87.0
	2	0.995	85.0	-
	3	0.866	3.0	-
5ST-SYM ελατήρια	1	1.113	1.0	85.0
	2	1.048	84.0	1.0
	3	0.898	2.0	-
5ST-ECC πακτώσεις	1	0.998	32.0	37.0
	2	0.884	39.0	41.0
	3	0.732	12.0	4.0
5ST-ECC ελατήρια	1	1.078	9.0	74.0
	2	1.007	71.0	10.0
	3	0.856	6.0	1.0

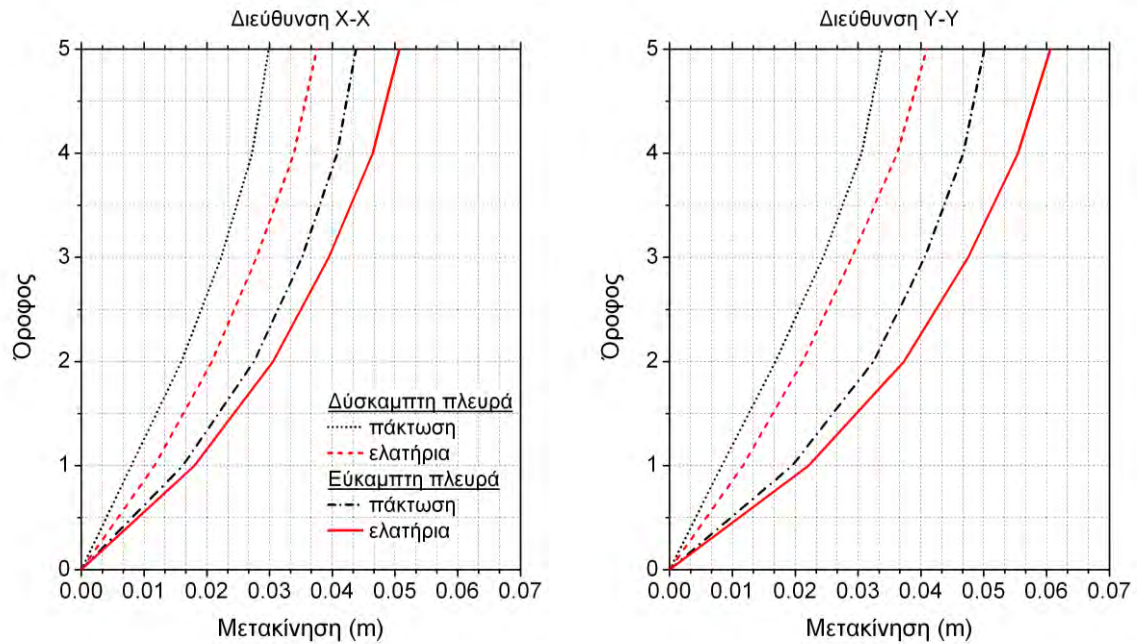


**Σχήμα 6.1** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων των ορόφων στη x-x και την y-y διεύθυνση με θεώρηση πακτώσεων και με ελατήρια θεμελίωσης

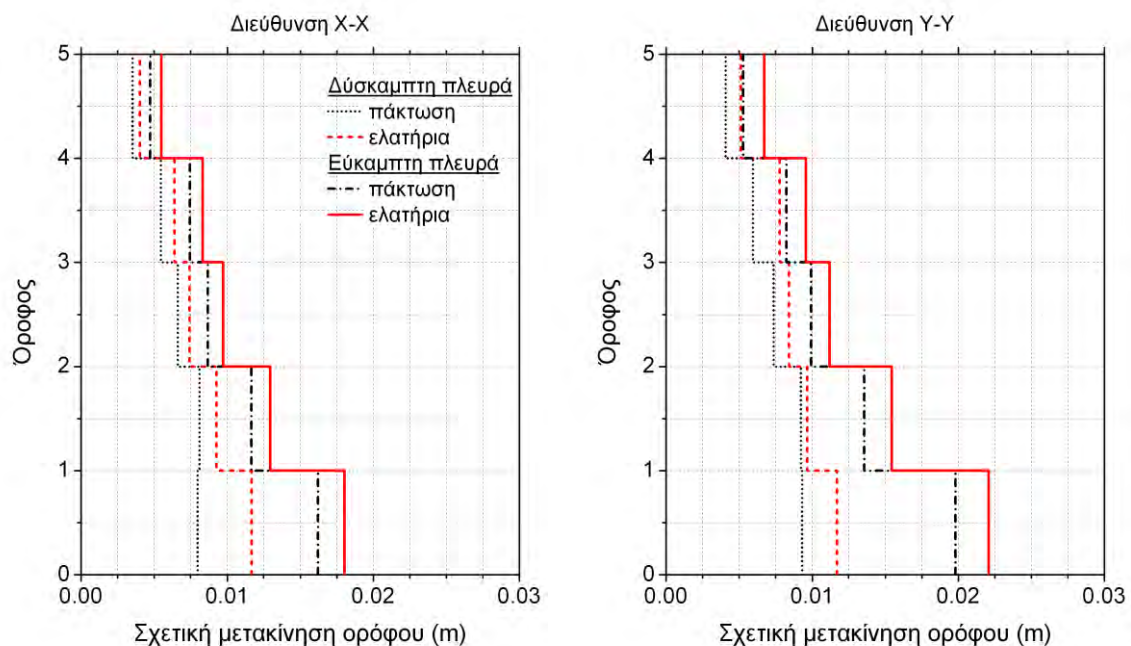


**Σχήμα 6.2** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων στη x-x και την y-y διεύθυνση με θεώρηση πακτώσεων και με ελατήρια θεμελίωσης





**Σχήμα 6.3** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή μετακινήσεων των ορόφων στη x-x και την y-y διεύθυνση με θεώρηση πακτώσεων και με ελατήρια θεμελίωσης



**Σχήμα 6.4** Μέσος όρος των μεγίστων κατά απόλυτη τιμή σχετικών μετακινήσεων των ορόφων στη x-x και την y-y διεύθυνση με θεώρηση πακτώσεων και με ελατήρια θεμελίωσης

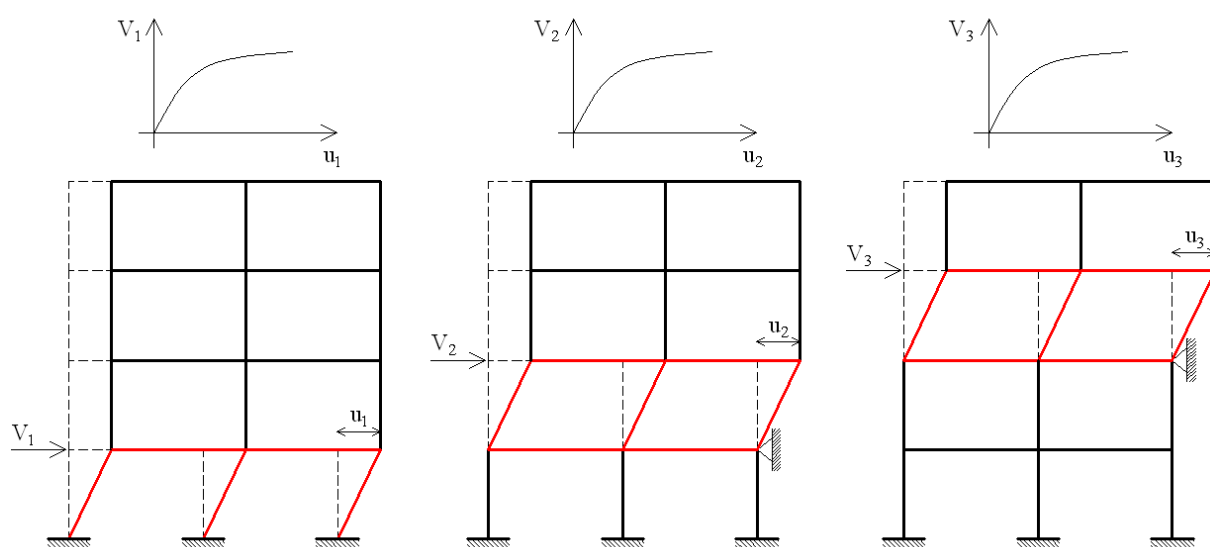
Από τα παραπάνω συγκριτικά διαγράμματα των μετακινήσεων προκύπτει ότι η προσομοίωση της ενδοσιμότητας του εδάφους θεμελίωσης δεν επηρεάζει σημαντικά τις μετακινήσεις των ορόφων πλην της δύσκαμπτης πλευράς του έκκεντρου κτιρίου. Ως εκ τούτου η θεώρηση πάκτωσης στη θεμελίωση, κρίνεται γενικώς αποδεκτή.



## 7. ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΤΗΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

### 7.1 Μεθοδολογία

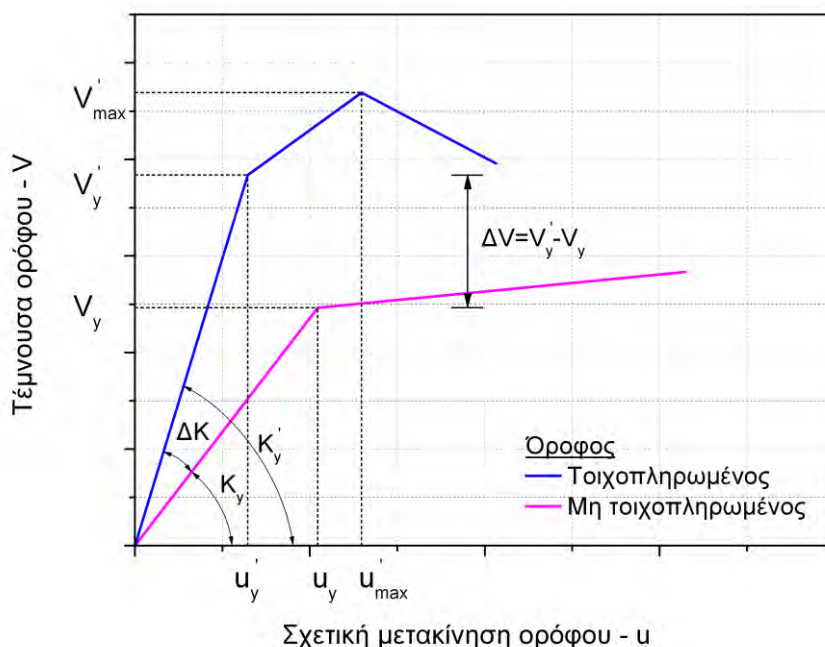
Όπως αναφέρθηκε στην ενότητα 4.4, η επιλογή των διατομών των χιαστί μεταλλικών συνδέσμων έγινε μετά από δοκιμαστικές αναλύσεις έως ότου προκύψουν οι αποδεκτές (βέλτιστες διατομές). Προκειμένου να διερευνηθεί εάν υπάρχει κάποιος συσχετισμός μεταξύ της βέλτιστης ενίσχυσης που επιλέγεται και των χαρακτηριστικών του κτιρίου που αναλύεται, προτείνεται μια διαδικασία κατά την οποία το κτίριο υποβάλλεται σε στατικές ανελαστικές αναλύσεις *rushover* σε κάθε όροφο χωριστά, και για τις δυο διευθύνσεις  $x-x$  και  $y-y$ . Όταν πρόκειται για τους ανώτερους ορόφους, η ανάλυση αυτή πραγματοποιείται μια φορά θεωρώντας τον όροφο τοιχοπληρωμένο και μία φορά γυμνό (δηλ. χωρίς τοιχοπληρώσεις) προκειμένου να υπολογισθεί αναλυτικά και επακριβώς η αύξηση της αντοχής και της πλευρικής δυσκαμψίας που προσδίδουν οι τοιχοπληρώσεις στον υπό εξέταση όροφο. Όταν πρόκειται για το ισόγειο, η ανάλυση αυτή πραγματοποιείται μια φορά θεωρώντας το ισόγειο ανοικτό (στην υφιστάμενη δηλαδή κατάσταση, πριν από την ενίσχυσή του) και μια φορά θεωρώντας το ισόγειο ενισχυμένο με τους μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας. Με τον τρόπο αυτό ποσοτικοποιείται η αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας που προσδίδουν οι μεταλλικοί χιαστί σύνδεσμοι στον ισόγειο όροφο. Η διαδικασία αυτή της κατ' όροφον στατικής ανελαστικής ανάλυσης παρουσιάζεται απλοποιητικά στο σχήμα που ακολουθεί και πραγματοποιείται ως εξής:



**Σχήμα 7.1** Σχηματική απεικόνιση στατικής ανελαστικής ανάλυσης σε κάθε όροφο χωριστά

Προκειμένου να υπολογιστεί η καμπύλη αντίστασης του πρώτου ορόφου, δεσμεύονται οι οριζόντιες μετακινήσεις (αλλά όχι οι στροφές) των κόμβων στην οροφή του ισόγειου και εισάγεται μια οριζόντια δύναμη στο διάφραγμα οροφής του πρώτου ορόφου. Κατόπιν καταγράφεται η σχέση δύναμης μετακίνησης του ορόφου αυτού η οποία είναι της μορφής που παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.2. Με μωβ γραμμή φαίνεται η καμπύλη αντίστασης του ορόφου χωρίς τοιχοπληρώσεις, ενώ με μπλε γραμμή η καμπύλη αντίστασης του ορόφου θεωρούμενου με τις τοιχοπληρώσεις.

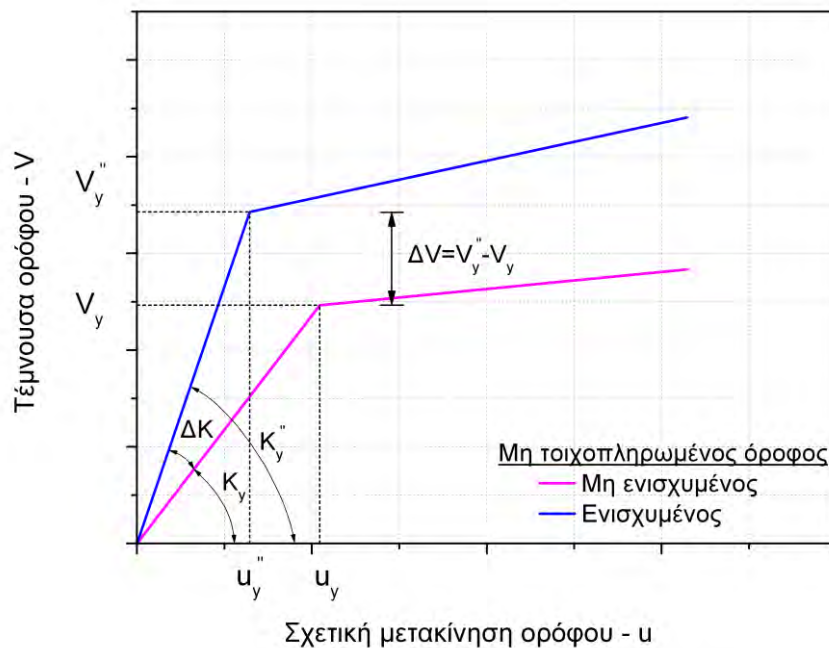
Στην πρώτη περίπτωση (μη τοιχοπληρωμένος όροφος) από το διάγραμμα (το οποίο αποτελεί διγραμμικοποίηση της πραγματικής καμπύλης αντίστασης) προκύπτει ότι η τέμνουσα διαρροής του ορόφου συνολικά είναι ίση με  $V_y$ , συμβαίνει σε μετακίνηση  $u_y$  και η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία του ορόφου είναι ίση με  $K_y = V_y/u_y$ . Κατά αντίστοιχο τρόπο στην περίπτωση του τοιχοπληρωμένου ορόφου από το διάγραμμα με μπλε χρώμα (το οποίο αποτελεί τριγραμμικοποίηση της πραγματικής καμπύλης αντίστασης του ορόφου) προκύπτει ότι τέμνουσα διαρροής του ορόφου είναι ίση με  $V'_y > V_y$  με αντίστοιχη μετακίνηση διαρροής  $u'_y < u_y$  με αντίστοιχη δυσκαμψία τοιχοπληρωμένου ορόφου ίση με  $K'_y = V'_y/u'_y > K_y$ .



**Σχήμα 7.2** Τυπικά διαγράμματα τέμνουσας ορόφου – σχετικής μετακίνησης ορόφου με συμβολισμούς βασικών μεγεθών ενός ορόφου με και χωρίς τοιχοπληρώσεις

Ακολουθώντας την ίδια διαδικασία για το ισόγειο πριν και μετά την ενίσχυσή του, προκύπτουν οι αντίστοιχες καμπύλες που παρουσιάζονται στο Σχήμα 7.3. Η τέμνουσα

διαρροής του ενισχυμένου ισογείου είναι ίση με  $V_y''$  με αντίστοιχη μετακίνηση διαρροής  $u_y''$  και δυσκαμψία  $K_y'' = V_y''/u_y''$ .



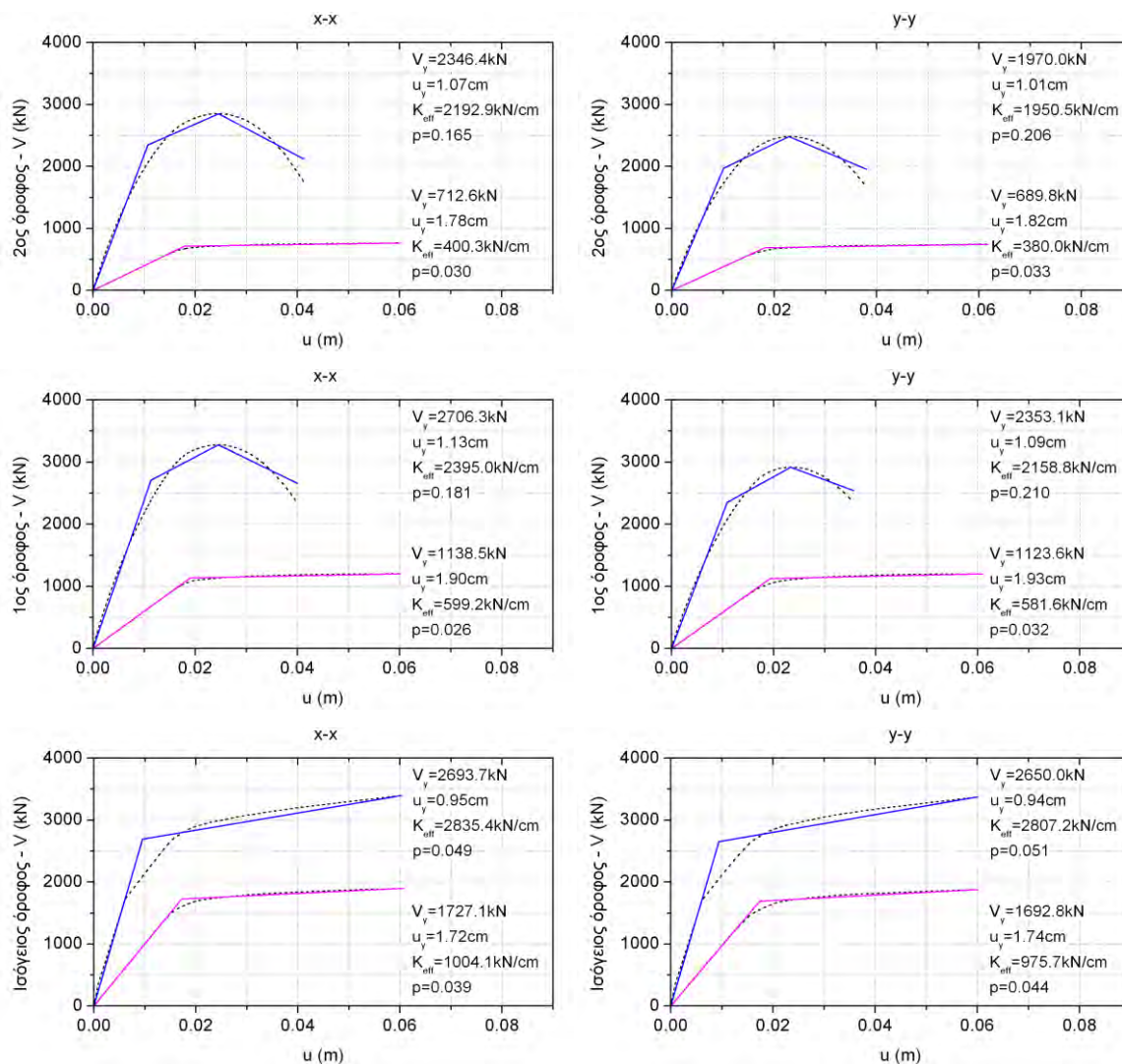
**Σχήμα 7.3** Τυπικά διαγράμματα τέμνουσας ορόφου – σχετικής μετακίνησης ορόφου με συμβολισμούς βασικών μεγεθών ενός μη τοιχοπληρωμένου ορόφου (ισόγειο) πριν και μετά την ενίσχυσή του

Ακολουθώντας την παραπάνω μεθοδολογία, εφαρμόστηκαν στατικές ανελαστικές αναλύσεις στους ορόφους των δυο συμμετρικών κτιρίων κατά τις δυο οριζόντιες διευθύνσεις x-x και y-y, με ή χωρίς τοιχοπληρώσεις για τους ανώτερους ορόφους, πριν και μετά την ενίσχυση των ισογείων.

Κατασκευάστηκαν για όλες τις περιπτώσεις τα γραφήματα τέμνουσας δύναμης σχετικής μετακίνησης ορόφων με τις κατάλληλες διγραμμικοποιήσεις ή τριγραμμικοποιήσεις και σημειώθηκαν όλα τα βασικά μεγέθη (τέμνουσες διαρροής, μετακινήσεις και δυσκαμψίες των ορόφων) που παρουσιάστηκαν παραπάνω. Τα αποτελέσματα αυτά παρουσιάζονται στις ενότητες που ακολουθούν.

## 7.2 Τριώροφο συμμετρικό κτίριο (3ST-SYM)

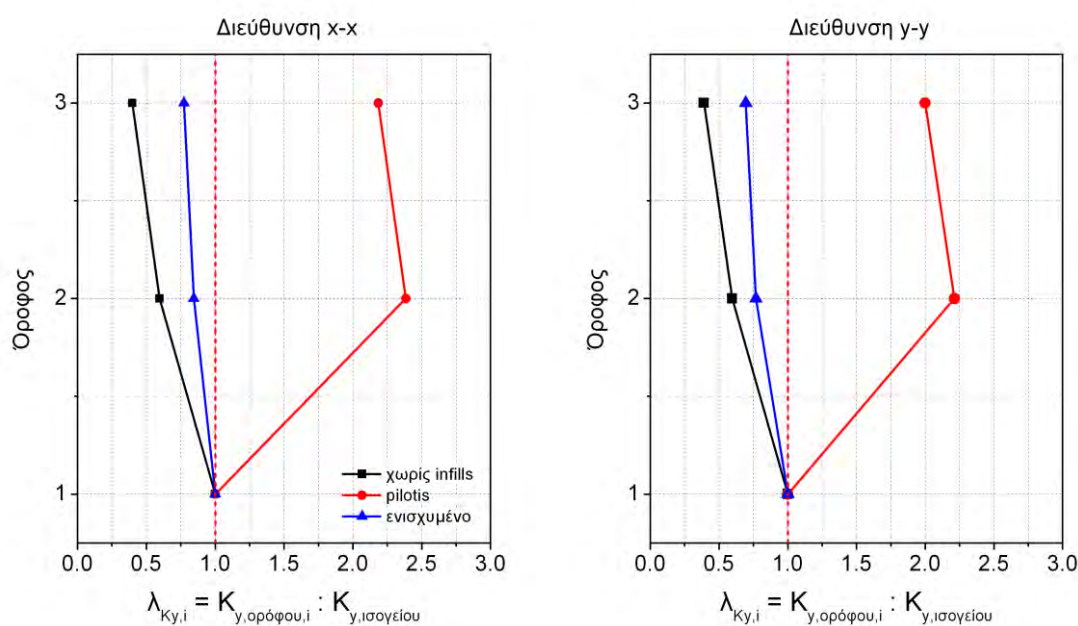
Στο Σχήμα 7.4 παρουσιάζονται οι εν λόγω καμπύλες αντίστασης των ορόφων (διαγράμματα pushover) του κτιρίου 3ST-SYM κατά τις δυο οριζόντιες διευθύνσεις x-x και y-y αντιστοίχως.



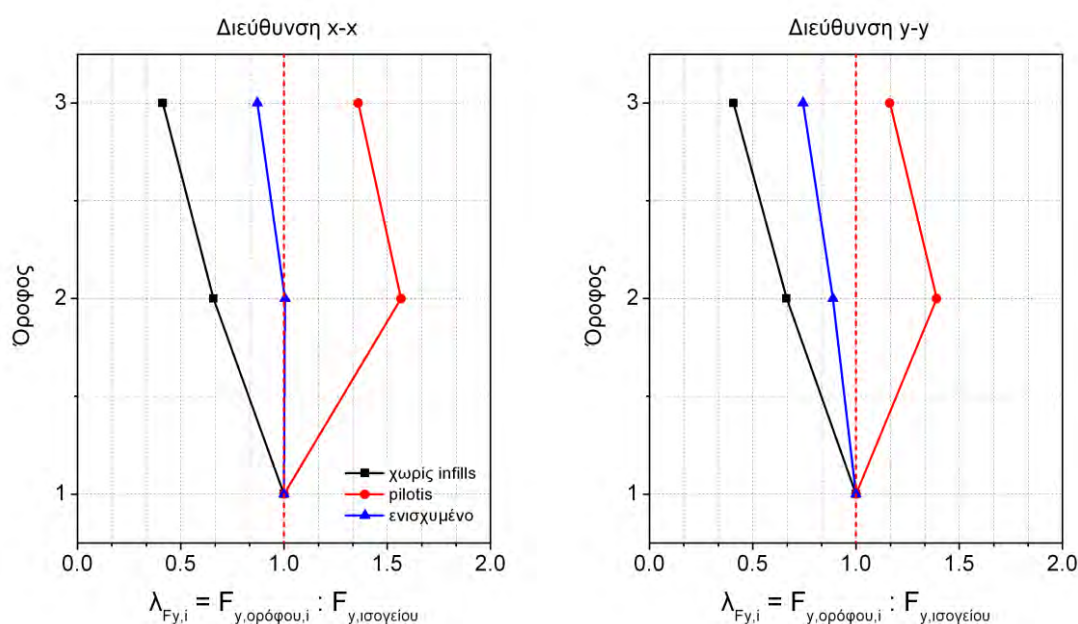
**Σχήμα 7.4** Διαγράμματα pushover των ορόφων του τριώροφου συμμετρικού κτιρίου (3ST-SYM) για τη διεύθυνση x-x (αριστερά στήλη) και τη διεύθυνση y-y (δεξιά στήλη)

Χρησιμοποιώντας τις τέμνουσες διαρροής και τις δυσκαμψίες των ορόφων όπως αυτές προέκυψαν από τα παραπάνω διαγράμματα, υπολογίστηκαν οι αντίστοιχες τέμνουσες διαρροής και δυσκαμψίες των ορόφων κανονικοποιημένες ως προς τα αυτές του ισογείου, για την περίπτωση θεώρησης του κτιρίου χωρίς τοιχοπληρώσεις, την περίπτωση του κτιρίου σε Pilotis και τελικώς την περίπτωση του ενισχυμένου κτιρίου. Οι τιμές που προέκυψαν παρουσιάζονται στα Σχήματα 7.5 και 7.6 που ακολουθούν. Παρόμοια

διαδικασία τηρήθηκε για το πενταώροφο συμμετρικό κτίριο και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στα Σχήματα 7.7 έως 7.9.



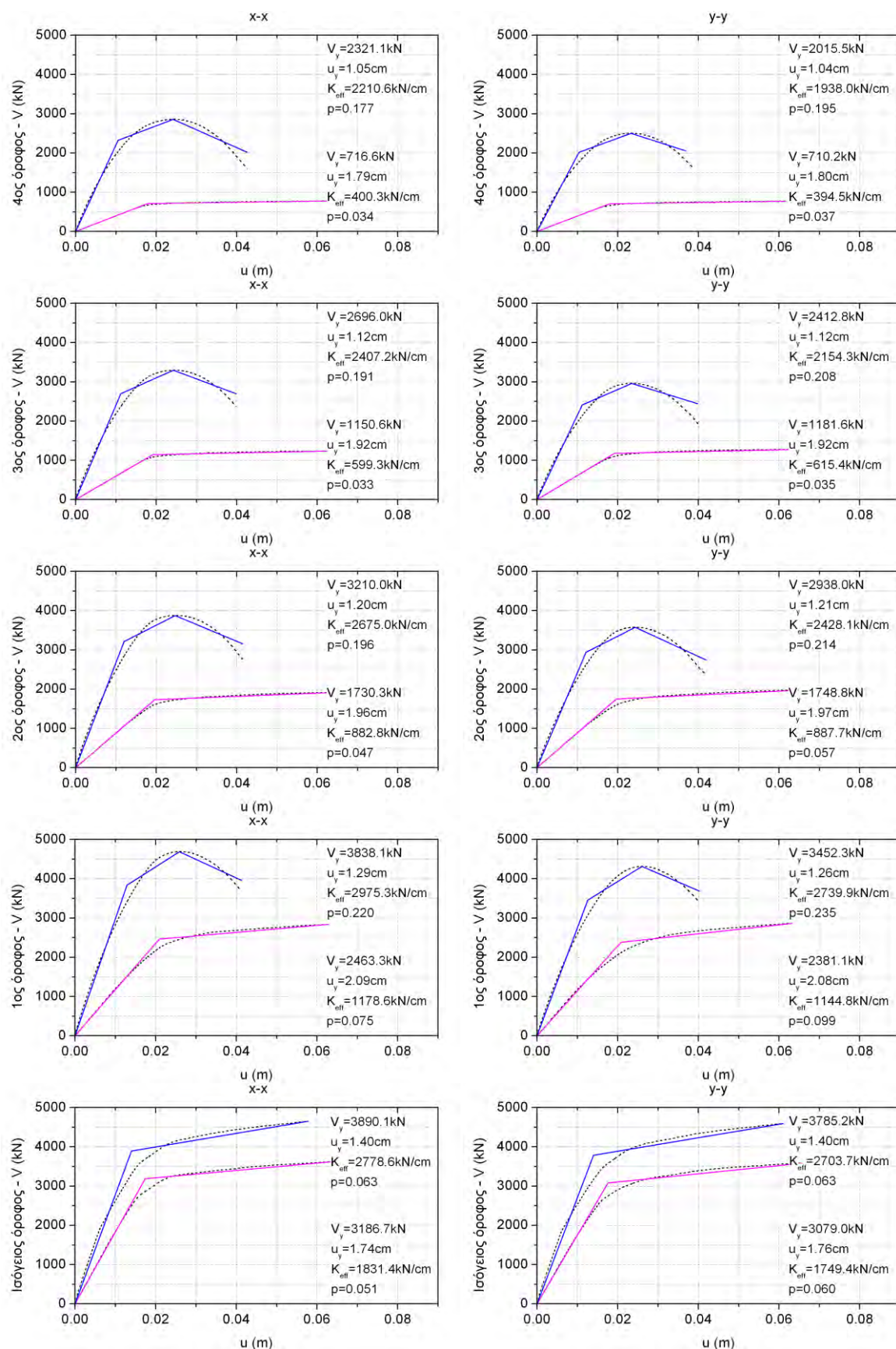
**Σχήμα 7.5** Οριζόντια πλευρική δυσκαμψία ορόφων κανονικοποιημένη ως προς τη δυσκαμψία του ισογείου θεωρώντας το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις, το κτίριο σε pilotis και το κτίριο ενισχυμένο



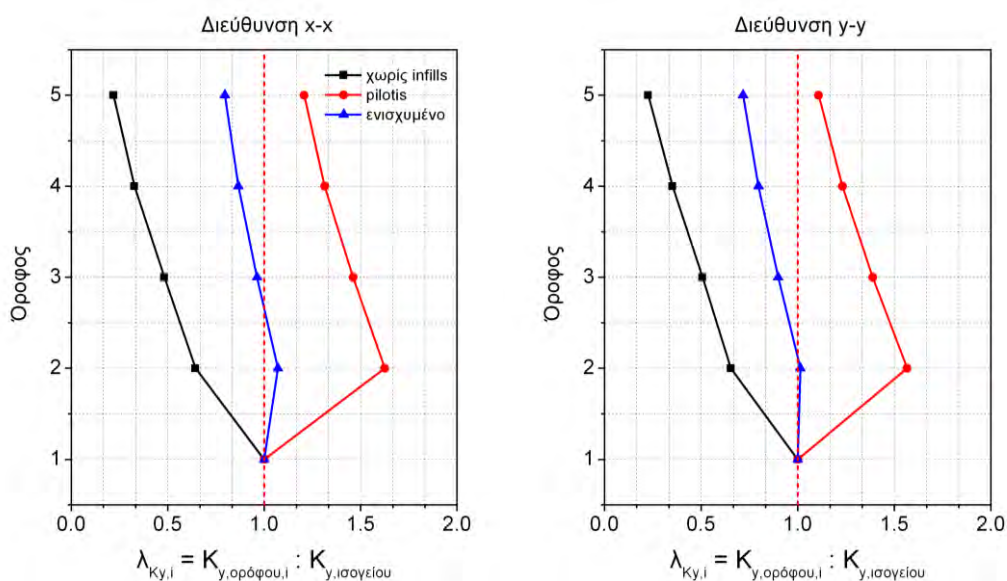
**Σχήμα 7.6** Τέμνουσα διαρροής των ορόφων κανονικοποιημένη ως προς την τέμνουσα διαρροής του ισογείου θεωρώντας το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις, το κτίριο σε pilotis και το κτίριο ενισχυμένο



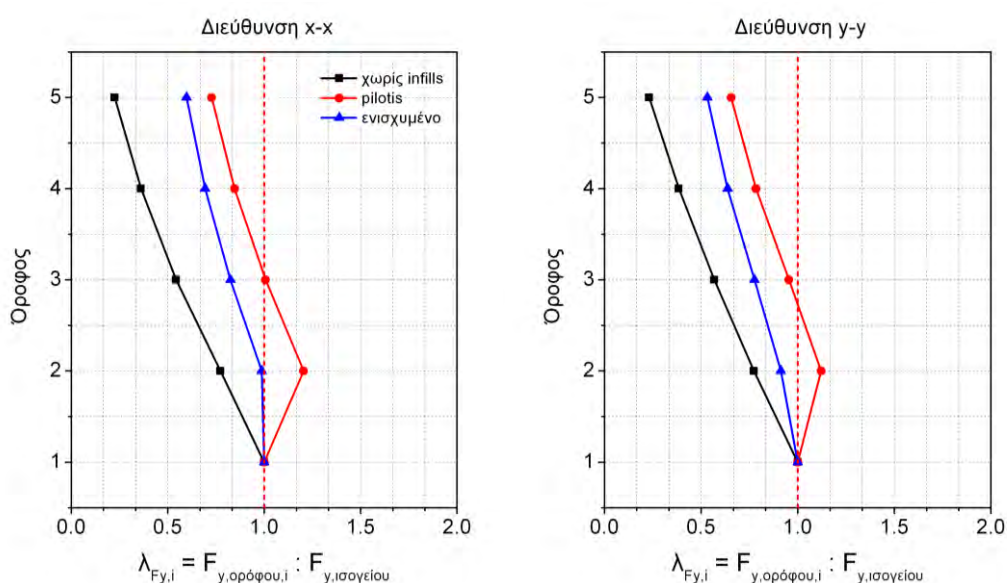
### 7.3 Πεντάωροφο συμμετρικό κτίριο (5ST-SYM)



**Σχήμα 7.7** Διαγράμματα pushover των ορόφων του πεντάωροφου συμμετρικού κτιρίου (5ST-SYM) για τη διεύθυνση x-x (αριστερά στήλη) και τη διεύθυνση y-y (δεξιά στήλη)



**Σχήμα 7.8** Οριζόντιας πλευρική δυσκαμψία ορόφων κανονικοποιημένη ως προς τη δυσκαμψία του ισόγειου θεωρώντας το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις, το κτίριο σε pilotis και το κτίριο ενισχυμένο



**Σχήμα 7.9** Τέμνουσα διαρροής των ορόφων κανονικοποιημένη ως προς την τέμνουσα διαρροής του ισόγειου θεωρώντας το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις, το κτίριο σε pilotis και το κτίριο ενισχυμένο

Από τα διαγράμματα αυτά πλευρικής δυσκαμψίας και τέμνουσας διαρροής των ορόφων, με τιμές κανονικοποιημένες ως προς τις αντίστοιχες τιμές του ισόγειου, προκύπτει ότι η λύση ενίσχυσης που υιοθετείται, θα πρέπει να οδηγεί σε μια κατά το δυνατό ομοιόμορφη μεταβολή των μεγεθών αυτών από το ισόγειο στον πρώτο όροφο.

Στους πίνακες 7.1 και 7.2 που ακολουθούν παρουσιάζονται οι αντοχές και δυσκαμψίες του ισόγειου πριν και μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους, τα ποσοστά

αύξησής τους μετά την ενίσχυση καθώς και η αύξηση ( $\Delta V$ ) της τέμνουσας διαρροής του ισογείου σαν ποσοστό του συνολικού κατακόρυφου φορτίου  $G+0.3Q$ .

Η συνολικά απαιτούμενη **πρόσθετη αντοχή** που πρέπει να εισαχθεί μέσω της ενίσχυσης στο ισόγειο του 3-όροφου συμμετρικού κτιρίου είναι ίση με 966.6 kN κατά τη x-x διεύθυνση, 957.2 kN κατά την y-y διεύθυνση, τιμές που αντιστοιχούν σε ποσοστιαία μεταβολή (αύξηση) της αντοχής του υφιστάμενου ανοικτού ισογείου κατά 56.0% και 56.5% αντίστοιχα.

Οι τιμές αυτές της **πρόσθετης τέμνουσας** ( $\Delta V$ ) ως ποσοστά του συνολικού κατακόρυφου φορτίου  $G+0.3Q$ , είναι 10.4% κατά τη x-x και 10.3% κατά την y-y διεύθυνση.

Αυτές θα πρέπει να συνοδεύονται από ταυτόχρονη **αύξηση της οριζόντιας πλευρικής δυσκαμψίας** ( $\Delta K$ ) κατά 182.4% στην x-x και 187.7% στην y-y διεύθυνση, ποσοστά ανηγμένα στην αρχική πλευρική δυσκαμψία του ανοικτού ισογείου (pilotis).

**Πίνακας 7.1** 3-όροφο συμμετρικό κτίριο (3ST-SYM): Συνολική τέμνουσα αντοχής και δυσκαμψία ισογείου πριν και μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους

	$V_{y,pilotis}$ (kN)	$V_{y,ενισχυμένου}$ (kN)	$\Delta V =$ $V_{y,ενισχ.} - V_{y,pil.}$	Μεταβολή (%)	$\Delta V / W^*$ (%)
Διεύθυνση x-x	1727.1	2693.7	966.6	+56.0	+10.4
Διεύθυνση y-y	1692.8	2650.0	957.2	+56.5	+10.3

	$K_{pilotis}$ (kN)	$K_{ενισχυμένου}$ (kN)	$\Delta K =$ $K_{ενισχ.} - K_{pil.}$	Μεταβολή (%)	
Διεύθυνση x-x	1004.1	2835.4	1831.3	+182.4	
Διεύθυνση y-y	975.7	2807.2	1831.5	+187.7	

\* Όπου W το συνολικό κατακόρυφο φορτίο της κατασκευής υπό το συνδυασμό  $G+0.3Q$  το οποίο για το εν λόγω κτίριο 3ST-SYM είναι ίσο με 9250.4kN.

Για το 5-όροφο συμμετρικό κτίριο η **συνολική αντοχή** που πρέπει να προστεθεί μέσω της ενίσχυσης είναι ίση με 703.4 kN κατά τη x-x διεύθυνση, 706.2 kN κατά την y-y διεύθυνση, τιμές που αντιστοιχούν σε ποσοστιαία μεταβολή (αύξηση) της αντοχής του υφιστάμενου ανοικτού ισογείου κατά 22.1% και 22.9% αντίστοιχα.

Η **πρόσθετη αυτή τέμνουσα ( $\Delta V$ )** ως ποσοστό του συνολικού κατακόρυφου φορτίου  $G+0.3Q$ , είναι 4.42% κατά τη x-x και 4.44% κατά την y-y διεύθυνση.

Αυτή θα πρέπει να συνοδεύεται από ταυτόχρονη **αύξηση της οριζόντιας πλευρικής δυσκαμψίας ( $\Delta K$ )** κατά 51.7% στην x-x και 54.5% στην y-y διεύθυνση, ως προς την αρχική πλευρική δυσκαμψία του ανοικτού ισογείου (pilotis).

**Πίνακας 7.2** 5-όροφο συμμετρικό κτίριο (5ST-SYM): Συνολική τέμνουσα αντοχής και δυσκαμψία ισογείου πριν και μετά την ενίσχυση με χιαστί συνδέσμους

	$V_{y,pilotis}$ (kN)	$V_{y,ενισχυμένου}$ (kN)	$\Delta V =$ $V_{y,ενισχ.} - V_{y,pil.}$	Μεταβολή (%)	$\Delta V / W^*$ (%)
Διεύθυνση x-x	3186.7	3890.1	703.4	+22.1	+4.42
Διεύθυνση y-y	3079.0	3785.2	706.2	+22.9	+4.44

	$K_{pilotis}$ (kN)	$K_{ενισχυμένου}$ (kN)	$\Delta K =$ $K_{ενισχ.} - K_{pil.}$	Μεταβολή (%)	
Διεύθυνση x-x	1831.4	2778.6	947.2	+51.7	
Διεύθυνση y-y	1749.4	2703.7	954.3	+54.5	

\* Όπου W το συνολικό κατακόρυφο φορτίο της κατασκευής υπό το συνδυασμό  $G+0.3Q$  το οποίο για το εν λόγω κτίριο (5ST-SYM) είναι ίσο με 15904.24kN

Με την παραπάνω διαδικασία ποσοτικοποιήθηκε ως έγγιστα η επιπλέον αντοχή και δυσκαμψία που εισάγεται στο ανοικτό ισόγειο μέσω της ενίσχυσης. Παρατηρούμε ότι σε ποσοστά αντοχής και δυσκαμψίας του μη ενισχυμένου (ανοικτού) ισογείου, η ενίσχυση που απαιτείται για να οδηγήσει σε μια βέλτιστη λύση για το 5-όροφο κτίριο είναι μειωμένη σε σχέση με αυτήν που απαιτείται για το αντίστοιχο 3-όροφο κτίριο.

Αν και η λεπτομερής εφαρμογή αυτής της μεθοδολογίας μόνο στις δυο αυτές περιπτώσεις δεν μπορεί να οδηγήσει σε ασφαλή και γενικά συμπεράσματα, αξίζει να διερευνηθεί η γενική ισχύς ή όχι, της διαπίστωσης ότι η απαιτούμενη επέμβαση σε ένα κτίριο 3 ορόφων σχεδιασμένο με τους παλιούς κανονισμούς είναι αυξημένη σε σχέση με αυτήν ενός κτιρίου όμοιας κάτοψης, γεωμετρίας και διάταξης τοιχοπληρώσεων, αλλά

περισσότερων ορόφων, 5 εν προκειμένω σχεδιασμένο επίσης με τους παλιούς κανονισμούς.

Θα πρέπει επίσης να διερευνηθεί αν οι τιμές ΔΚ και ΔV που προσδιορίσθηκαν με εφαρμογή των μεταλλικών χιαστί συνδέσμων ως ενίσχυση του ανοικτού ισογείου, έχουν γενική εφαρμογή. Με άλλα λόγια, θα πρέπει να εξετασθεί αν οποιαδήποτε εναλλακτική διάταξη ενίσχυσης που εξασφαλίζει τα παραπάνω υπολογισθέντα ζεύγη αύξησης της αντοχής και της δυσκαμψίας κατά τη x-x και y-y διεύθυνση των κτιρίων, οδηγεί στα ίδια αποτελέσματα και άρα στη βέλτιστη μερική ενίσχυση.

Τέτοιες λύσεις μπορούν να είναι είτε επιλεγμένοι μανδύες για αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας είτε εναλλακτικές διατάξεις μεταλλικών συνδέσμων, τύπου χιαστί όπως της παρούσης, ή τύπου Λ, ή ανεστραμμένου Λ (τύπου V) κ.τ.λ.



## 8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Το παρόν ερευνητικό έργο αποτελεί μια προσπάθεια τυποποίησης επιλεγμένων λύσεων επέμβασης με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας και μανδύες Ο.Σ. σε παλαιά κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος με ανοικτό ισόγειο όροφο pilotis.

Για τις αναλύσεις και διερευνήσεις της παρούσης, επιλέχθηκαν (4) τύποι πολυωρόφων κτιρίων, ένα 3όροφο και ένα 5όροφο συμμετρικά σε κάτοψη και ένα 3όροφο και 5όροφο έκκεντρα σε κάτοψη. Σε πρώτο στάδιο τα κτίρια αυτά μελετήθηκαν και αναλύθηκαν με βάση τους παλιούς κανονισμούς (*τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 και τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954*), έτσι ώστε να είναι αντιπροσωπευτικά παλαιών κτιρίων της περιόδου 1960 – 1980. Παρήχθηκαν με τον τρόπο αυτό οι ξυλότυποι και οι οπλισμοί όλων των ορόφων των κτιρίων, κατά τρόπο αντιπροσωπευτικό των υφισταμένων στον Ελληνικό χώρο κτιρίων τύπου Pilotis.

Στη συνέχεια, σε δεύτερο στάδιο, με χρήση μη γραμμικών αναλύσεων τόσο στατικών (pushover) όσο και δυναμικών, πραγματοποιήθηκε η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της υφιστάμενης κατάστασης των κτιρίων με εφαρμογή των διατάξεων του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων. Πιο συγκεκριμένα, ποσοτικοποιήθηκε ο βαθμός ανεπάρκειας των κτιρίων αυτών σε σεισμικά φορτία, επιβεβαιώνοντας το έλλειμμα αντοχής των ανοικτών ισογείων ορόφων τους.

Σε τρίτο στάδιο, επιλέχθηκαν διατάξεις ενίσχυσης του ανοικτού ισογείου δυο τύπων: με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και με χιαστί μεταλλικούς συνδέσμους. Η βέλτιστη λύση επιλογής των δόκιμων για τους σκοπούς της παρούσης εργασίας διατάξεων ενίσχυσης, προέκυψε μετά από επαναληπτική υπολογιστική διαδικασία με βάση συγκεκριμένα κριτήρια. Αναλύθηκαν και διερευνήθηκαν εκ νέου τα ενισχυμένα πλέον κτίρια ακολουθώντας την ίδια διαδικασία μη γραμμικών αναλύσεων και πραγματοποιήθηκε εκ νέου η αποτίμηση της συνολικής σεισμικής τους συμπεριφοράς.

Από την αναλυτική συγκριτική διερεύνηση των αποτελεσμάτων πριν και μετά την ενίσχυση, προέκυψε σαφής βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων, σε ότι αφορά κατ' αρχήν στα φέροντα στοιχεία του ισογείου. Επιπλέον, η αποτελεσματικότητα των επιλεγισών λύσεων για τα συγκεκριμένα παραδείγματα, επιβεβαιώθηκε και από το γεγονός ότι οι επιπτώσεις της ενίσχυσης του ισογείου στην καταπόνηση των υπερκείμενων ορόφων, προέκυψε πρακτικά αμελητέα.

Αποδείχθηκε ότι λύσεις μερικής ενίσχυσης του ισογείου, είναι εφικτές, και μπορούν να βελτιώσουν καθοριστικά τη συνολική συμπεριφορά ενός κτιρίου, αίροντας τα μειονεκτήματα της pilotis και ελαχιστοποιώντας τις βλάβες που μπορεί να υποστεί το κτίριο από ένα σεισμό παρόμοιου επιπέδου με αυτόν που προδιαγράφει ο ισχύον Αντισεισμικός Κανονισμός.

Όπως παρουσιάστηκε από συγκριτικά διαγράμματα μετακινήσεων μεταξύ των λύσεων ενίσχυσης με μανδύες και με χιαστί μεταλλικούς συνδέσμους (ίδε Κεφ. 5), η λύση με τους χιαστί συνδέσμους οδηγεί σε μεγαλύτερη μείωση των μετακινήσεων του ισογείου απ' ό,τι η λύση με τους μανδύες. Αυτό υποδεικνύει ότι η λύση των μεταλλικών συνδέσμων προσδίδει στο κτίριο μεγαλύτερη πλευρική ακαμψία, σε σχέση με τις ενεργές δυσκαμψίες των ενισχυμένων με μανδύες υποστυλωμάτων.

Στο Κεφ. 7 έγινε μια προσπάθεια αναλυτικής ποσοτικοποίησης της βέλτιστης λύσης ενίσχυσης του ανοικτού ισογείου, με παραμέτρους την πρόσθετη αντοχή και την πρόσθετη δυσκαμψία που εισάγεται με την ενίσχυση στο ισόγειο, σε σύγκριση με τα αντίστοιχα μεγέθη του υφισταμένου κτιρίου. Τα συμπεράσματα αυτά μπορούν να αποτελέσουν τη βάση μιας προτεινόμενης μεθοδολογίας γενικότερης εφαρμογής για περιπτώσεις μερικής ενίσχυσης ανοικτών ισογείων ορόφων, που να οδηγούν στη βέλτιστη δυνατή αντισεισμική συμπεριφορά τους.

Πέραν από την αναλυτική διερεύνηση του πρώτου μέρους του παρόντος, στο δεύτερο μέρος που ακολουθεί, δίδονται υπο μορφήν λεπτομερών κατασκευαστικών σχεδίων και περιγραφών, όλες οι απαραίτητες πληροφορίες, για κάθε ενδιαφερόμενο, που θα ήθελε να επιχειρήσει την εφαρμογή μιας μερικής ενίσχυσης. Δίδονται επίσης, για πολλές περιπτώσεις διατάξεων ενίσχυσης, αναλυτικά κοστολόγια.

Εν κατακλείδι έχουμε την άποψη ότι η σημαντικότερη προσφορά της εργασίας αυτής, έγκειται στο γεγονός ότι, η σύνολη διάρθρωση και μεθοδολογία εκπόνησης των αναλύσεων έγινε με τέτοιο τρόπο ώστε να καθιστά ευχερή την περαιτέρω συνέχιση της έρευνας, η οποία πλέον είναι πολύ πιθανόν ότι θα μπορεί να συνίσταται σε διεύρυνση της περιπτωσιολογίας μάλλον, και όχι στην εμπέδωση, της βασικής μεθοδολογίας εξέτασης του αντικειμένου.

## Βιβλιογραφία

- Βασιλικό Διάταγμα (1954), “Περί κανονισμών δια την μελέτην και εκτέλεσιν έργων εξ ωπλισμένου σκυροδέματος”, Τεχνικόν Ινστιτούτον Ελλάδος
- Βασιλικό Διάταγμα (1959), “Περί αντισεισμικού κανονισμού οικοδομικών έργων”, Τεχνικόν Ινστιτούτον Ελλάδος
- Καββαδάς Μ. (2006), “Στοιχεία Εδαφομηχανικής”, <http://www.civil.ntua.gr/~kavvadas/>
- Οργανισμός Αντισεισμικής Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.) (2000), “Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ) 2000”, Εκδόσεις Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα.
- Οργανισμός Αντισεισμικής Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.) (2000), “Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ) 2000”, Εκδόσεις Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα.
- Οργανισμός Αντισεισμικής Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.) (2009), “Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) - τελικό σχέδιο κειμένου - 3”, ιστοσελίδα [www.oasp.gr](http://www.oasp.gr), Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα.
- Παναγιωτάκος Τ.Β. (1998), “Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος με βάσει τις παραμορφώσεις”, Διδακτορική διατριβή, Πανεπιστήμιο Πατρών
- Φαρδής, Μ.Ν. (2004), “Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα.” σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα
- Carr A. (2005), “Ruaumoko Volume 3: User manual for the 3-Dimensional version”, Department of Civil Engineering, University of Canterbury
- CEN (2001), “Eurocode 6 (EC6): Design of Masonry Structures –Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures”, Comité européen de normalisation, Brussels
- CEN (2005a), “Eurocode 3 (EC3): Design of steel structures, Part 1: General rules and rules for buildings”, Comite Europeen de Normalisation, Brussels
- CEN (2005b), “Eurocode 8 (EC8): Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings”, Comite Europeen de Normalisation, Brussels
- Chadwell C. (2000), “UCFyber – Cross Section Analysis Software for Structural Engineers” <http://www.zevent.com>
- Crisafulli.F, Carr.A (2007) “Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures” Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol.40, No.2, pp.69-77
- Otani S. (1981) “Hysteresis models of reinforced concrete for earthquake response analysis”, Journal of Faculty of Engineering, University of Tokyo, Vol. XXXVI, No.2, pp 407-441

- Kakaletsis D., Karayiannis C. (2008) "Influence of Masonry Strength and Openings on Infilled R/C Frames Under Cycling Loading", Journal of Earthquake Engineering, Vol.12, pp 197-221
- Fardis M., (2009) "Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings: Based on EN-Eurocode 8", Springer, ISBN 978-1-4020-9842-0
- Fajfar P., (2000) "A nonlinear analysis method for performance-based seismic design", Earthquake Spectra, Vol.16, pp 573-593
- Halldorsson B., G. Dong, A.S. Papageorgiou (2002). "Earthquake Motion Input and its Dissemination Via the Internet", Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 1, No. 1, pp. 20-26.